RESSOURCES PMET RESOURCES

Projet minier Shaakichiuwaanaan

SHAAKICHIUWAANAAN

Étude d'impact sur l'environnement



Volume 3

Mars 2026

CA0001724.3318

wsp

LISTE DES ANNEXES – VOLUME 3

ANNEXE 4-1	**TOS 2 – SCHÉMA DE TRAITEMENT – DMS HUMIDE VS DMS HYBRIDE**
ANNEXE 4-2	**NOTE SUR LE TRANSPORT DE CONCENTRÉ DE SPODUMÈNE**
ANNEXE 4-3	**ANALYSE TECHNICOÉCONOMIQUE DE LA GÉNÉRATION D'ÉLECTRICITÉ DU COMPLEXE MINIER**
ANNEXE 4-4	**SOURCE DE COMBUSTIBLE DE CHAUFFAGE – ÉTUDE COMPARATIVE**
ANNEXE 4-5	**ALTERNATIVES POUR LE CHOIX D'UN SITE DE STOCKAGE DES DÉCHETS MINIERS**
ANNEXE 4-6	**CANAL DE DÉRIVATION DES LACS 001 À 005 – RÉSUMÉ DES OPTIONS DE CONCEPTION**
ANNEXE 4-7	**ÉTUDE SUR LA LIGNE DE TRANSPORT D'ÉLECTRICITÉ DE 120 KV**
ANNEXE 5-1	**ÉTUDE DE FAISABILITÉ GÉOMÉCANIQUE DU PROJET PEGMATITE CV5**
ANNEXE 5-2	**ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DE CARACTÉRISATION GÉOCHIMIQUE STATIQUES ET CINÉTIQUES CV5**
ANNEXE 5-3	**MODÉLISATION GÉOCHIMIQUE DES HALDES DE STÉRILES CV5 POUR L'ÉVALUATION DES RISQUES DE LIXIVIATION DE L'ARSENIC**
ANNEXE 5-4	**ÉTUDES GÉOCHIMIE**
ANNEXE 5-4-1	CARACTÉRISATION GÉOCHIMIQUE ET MODÉLISATION DES MATÉRIAUX DE RÉSIDUS MINIERS POUR LE PROJET SHAAKICHIUWAANAAN (PEGMATITE CV5)
ANNEXE 5-4-2	CLASSIFICATION DES MATÉRIAUX MINIERS DU PROJET SHAAKICHIUWAANAAN SELON LES CRITÈRES DU GUIDE DE CARACTÉRISATION DES RÉSIDUS MINIERS ET DU MINERAI (GCRMM)
ANNEXE 5-5	**EXIGENCES PRÉLIMINAIRES EN MATIÈRE DE CONCEPTION GÉOTECHNIQUE DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES DÉCHETS**

ANNEXE

4-1 TOS 2 – SCHÉMA DE TRAITEMENT – DMS HUMIDE VS DMS HYBRIDE

Avis important
La présente version française est fournie à titre informatif. En cas de divergence d'interprétation entre la version française et la version originale anglaise, **la version anglaise prévaut.**

DESIGN
CONSTRUCT
OPERATE

PRIMERO

TOS 2 - SCHÉMA DE TRAITEMENT - DMS HUMIDE VS DMS HYBRIDE

ÉTUDE DE FAISABILITÉ DU PROJET LITHIUM SHAAKICHIUWAANAAN

CASN-A 620-GE-MEM-0200 PATRIOT BATTERY

METALS INC.

Date	Révision	Statut	Préparé	Révisé	Approuvé
14 avril 25	A	Publié pour examen interne	S Tsafack	R Groenewegen	Alexandre Roy
22 avril 25	B	Publié pour examen par le client	S Tsafack	R Groenewegen	Lina Du

TABLE DES MATIÈRES

1 RÉSUMÉ 4
2 INTRODUCTION 5
3 CHAMP D'APPLICATION 5
4 ESSAIS DE FLOTTATION 6
5 OPTIONS DE COMPROMIS 6
5.1 RÉFÉRENCE INDUSTRIELLE 7
5.2 OPTION 1 – RÉCUPÉRATION DU SPODUMÈNE PAR UNE USINE DMS 7
5.3 OPTION 2 – INSTALLATION HYBRIDE POUR TRAITER LE DMS PAR FLOTATION 8
5.4 OPTION 3 – INSTALLATION HYBRIDE POUR TRAITER LE DMS BYPASS ET LES MIDDLINGS PAR FLOTATION 10
6 CONCEPTION DU PROCÉDÉ 12
6.1 DESCRIPTION DU PROCÉDÉ 12
6.2 BASE DE CONCEPTION DU PROCÉDÉ 13
7 BASE DES ESTIMATIONS DES COÛTS D'INVESTISSEMENT 14
7.1 GÉNÉRALITÉS 14
7.1.1 Devise 14
7.1.2 Structure de répartition du travail (WBS) 15
7.1.3 Inclusions 15
7.1.4 Exclusions 15
7.1.5 Facteurs 15
7.2 RÉSUMÉ DES DÉPENSES D'INVESTISSEMENT POUR L'OPTION 2 16
7.3 RÉSUMÉ DES DÉPENSES D'INVESTISSEMENT POUR L'OPTION 3 17
8 BASE DE CALCUL DES ESTIMATIONS DES COÛTS D'EXPLOITATION 17
9 MODÈLE ÉCONOMIQUE ET ANALYSE DE SENSIBILITÉ 18
9.1 MODÈLE ÉCONOMIQUE ET ANALYSE DE SENSIBILITÉ POUR L'OPTION 2 18
9.2 MODÈLE ÉCONOMIQUE ET ANALYSE DE SENSIBILITÉ POUR L'OPTION 3 20
10 CONSIDÉRATIONS RELATIVES À UNE CENTRALE HYBRIDE ALTERNATIVE 21
11 CONCLUSIONS 22

TABLEAU DES FIGURES

Figure 4-1 : Résultats des essais de flottation du spodumène en 2024 6
Figure 5-1 : Comparaison de 9 projets de récupération de spodumène par rapport à Shaakichiuwaanaan 7
Figure 5-2 : Schéma simplifié du projet lithium Shaakichiuwaanaan avec DMS 8
Figure 5-3 : Schéma simplifié du projet lithium Shaakichiuwaanaan avec DMS et flottation 9
Figure 5-4 : Option 2 – Schéma fonctionnel de haut niveau du système de gestion des déchets et de la flottation 10
Figure 5-5. Option 3 – Schéma fonctionnel général du DMS et de la flottation 11
Figure 6-1 : Schéma simplifié du circuit de flottation proposé avec un broyeur 12

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5-1 : Résumé des facteurs d'actualisation pour le modèle de récupération de la lithine pour l'option 2 10

Tableau 5-2 : Comportement et teneur du lithium pour l'option 2 10
Tableau 5-3 : Répartition et teneur du lithium pour l'option 3 11
Tableau 5-4 : Récupération et teneur en lithium pour l'option 3 12
Tableau 6-1 : Base de conception du procédé pour l'usine de flottation 13
Tableau 7-1 : Taux de conversion des devises 14
Tableau 7-2 : Structure de gestion du projet 15
Tableau 7-3 : Facteurs pour l'estimation des dépenses en capital 16
Tableau 7-4 : Résumé des dépenses d'investissement de l'usine de flottation pour l'option 2 16
Tableau 7-5 : Résumé des dépenses d'investissement pour l'usine de flottation de l'option 3 17
Tableau 8-1 : Résumé des dépenses d'exploitation de l'usine de flottation pour l'option 2 18
Tableau 8-2 : Résumé des dépenses d'exploitation de l'usine de flottation pour l'option 3 18
Tableau 9-1 : Résumé des données économiques du projet 19
Tableau 9-2 : Résumé des indicateurs économiques 19
Tableau 9-3 : Analyse de sensibilité de la VAN sur 20 ans pour l'option 2 19
Tableau 9-4 : Analyse de sensibilité du TRI sur 20 ans pour l'option 2 20
Tableau 9-5 : Résumé des données économiques du projet 20
Tableau 9-6 : Résumé des indicateurs économiques 20
Tableau 9-7 : Analyse de sensibilité de la VAN sur 20 ans pour l'option 3 21
Tableau 9-8 : Analyse de sensibilité du TRI sur 20 ans pour l'option 3 21

1 RÉSUMÉ

Cette note évalue les avantages de l'intégration d'un circuit de flottation parallèlement au procédé de séparation par milieu dense (DMS) afin d'améliorer la récupération du spodumène. Patriot Battery Metals (PBM) a fait appel à Primero pour évaluer les compromis techniques et économiques de cette approche hybride. La mise en place d'une usine de flottation nécessitera également des autorisations supplémentaires et la construction d'une station d'épuration pour gérer les eaux de traitement et garantir la conformité environnementale.

Principales conclusions

- La conception de l'usine DMS vise à maximiser la récupération en utilisant uniquement le procédé DMS et comprend trois classes de taille DMS distinctes et un DMS de rebroyage.
- Deux options d'usines hybrides sont envisagées
    - une usine plus petite traitant la fraction fine qui contourne le DMS, et
    - une installation plus grande traitant les fines et les moyennes provenant des fines, des ultrafines et du broyage secondaire DMS

COMPARAISON DES OPTIONS HYBRIDES	OPTION 1 DMS UNIQUEMENT	OPTION 2 HYBRIDE 1	OPTION 3 HYBRIDE 2
Récupération globale (%)	6,.0	70,7	75,4
Concentré supplémentaire (t)	-	31 074	62,093
CAPEX (supplémentaire)	-	139,8 M$	247 M$
OPEX (supplémentaire)	-	14,6 M$	22,1 M$
VAN avant impôts (8 %)	-	-38,0 M$	24,9 M$
TIR avant impôts	-	4%	9%
Récupération	-	13,3 ans	9 ans

- Le taux de récupération global est calculé à partir des valeurs obtenues lors des essais et interpolé pour le contenu du flux, en utilisant une valeur prudente pour le scénario de base DMS à des fins de comparaison et de dimensionnement.
- L'option 3 de récupération correspond à la meilleure solution pour les usines hybrides opérationnelles.
- Les coûts d'investissement comprennent les coûts liés au traitement de l'eau requis.
- Il convient de noter que l'ajout d'un circuit de flottation et d'une station de traitement de l'eau nécessitera des permis environnementaux et d'exploitation supplémentaires, ce qui aura une incidence sur le calendrier et la complexité du développement du projet.
- La charge de broyage de l'usine de pâte sera réduite grâce à l'ajout d'un circuit de flottation, qui n'a pas été pris en compte dans les dépenses d'exploitation.
- L'analyse indique des augmentations marginales de la récupération pour les deux options, pour une augmentation relativement importante des dépenses d'investissement.
- La mise en œuvre des usines de flottation est prévue pour la quatrième année.
- Une option supplémentaire (option 4) a été envisagée, qui évaluait l'impact d'un changement complet de la portée de l'ensemble du projet, réduisant la complexité et le taux de récupération de l'usine DMS et augmentant la portée de l'usine de flottation afin de produire une usine hybride avec le même taux de récupération final. Il s'agissait d'une évaluation de haut niveau de l'impact économique d'une réduction des coûts d'investissement initiaux et du taux de récupération. La baisse des revenus n'a pas été compensée par la réduction initiale des coûts d'investissement, et la rentabilité globale est estimée se situer entre l'option 2 et l'option 3.
- Les aspects économiques ne sont pas favorables à la mise en place d'une usine hybride, sous quelque forme que ce soit, pour la première phase de ce projet. Cela s'explique en grande partie par le coût lié à l'ajout d'une usine de flottation, le taux de récupération actuellement élevé de l'usine DMS, l'augmentation relativement faible du taux de récupération grâce à une usine de flottation et les retards dans la mise en œuvre d'une telle usine.

2 INTRODUCTION

Patriot Battery Metals (PBM) mène actuellement une étude de faisabilité (EF) pour un concentrateur de lithium à séparation par milieu dense (DMS) sur la propriété Shaakichiuwaanaan. L'étude évalue deux trains de traitement parallèles identiques, chacun d'une capacité de 2,5 millions de tonnes par an (Mtpa). Afin d'améliorer la récupération du spodumène et les résultats économiques, PBM a chargé Primero d'évaluer l'impact de l'intégration d'un circuit de flottation dans le schéma de traitement existant.

Cette étude comparative examine spécifiquement les avantages de l'ajout de la flottation aux flux de traitement contenant des matériaux lithiés issus du procédé DMS. Ces matériaux comprennent les matériaux de dérivation DMS (<650 µm) et les flux intermédiaires provenant du DMS de rebroyage, du DMS fin et du DMS ultrafin. L'étude examine deux options, l'une traitant uniquement la fraction de dérivation, et la seconde traitant la dérivation et les flux intermédiaires.

Le circuit de flottation consiste à broyer le matériau de dérivation pour l'option 2 et à broyer la fraction de dérivation et de middlings pour l'option 3) à un P80 de 200 µm, puis à procéder à une séparation magnétique et à une flottation du spodumène.

L'objectif est d'évaluer l'amélioration du taux de récupération de chaque option de flottation, de décrire les impacts sur le projet et de commenter la viabilité économique.

L'évaluation se concentre sur un seul train de 2,5 Mtpa et envisage une stratégie de mise en œuvre progressive, alignant l'intégration de la flottation sur la croissance prévue de la production trois ans après la mise en service initiale de l'usine. Les principaux paramètres analysés comprennent les coûts d'investissement et d'exploitation, l'impact sur la production et la faisabilité économique sur la durée de vie de la mine.

L'étude n'évalue pas le risque que représente pour la récupération la variabilité de la distribution granulométrique de l'alimentation, où des changements dans les pratiques de dynamitage ou le fonctionnement du circuit de concassage pourraient augmenter la production de fines au-delà de ce qui est prévu par les essais. Une usine hybride permet d'atténuer l'augmentation des fines dans le matériau d'alimentation.

3 PORTÉE

La portée de l'évaluation économique comprend les éléments suivants :

- Essais de flottation
- Base de conception
- Liste préliminaire des équipements mécaniques
- Dimensionnement préliminaire des principaux équipements
    - Devis du fournisseur ou de la base de données pour les équipements principaux
    - Dépenses d'investissement (CAPEX)
- Dépenses d'exploitation (OPEX)
- Analyse financière

Cette évaluation se limite à l'ajout de l'usine de flottation et des services de soutien à l'usine et n'inclut pas les taxes locales, les droits d'importation ou les fluctuations monétaires. L'analyse financière repose sur les projections de prix et les estimations de coûts actuelles pour 2025.

4 TESTS DE FLOTATION

En 2024, quatre essais de flottation par lots ont été réalisés sur les middlings DMS et les fines de -0,85 mm (dérivation DMS) combinés afin d'optimiser la récupération du spodumène. Les résultats des essais de flottation sont présentés dans la figure 4-1. Les points de droite à gauche représentent le concentré grossier et le concentré de récupération, le concentré grossier, le concentré de premier nettoyage, le concentré de deuxième nettoyage et le concentré non magnétique de deuxième nettoyage.

Voici les principales conclusions des essais :

- Il a été constaté que plus de 90 % des grains de spodumène étaient libérés à P80 de 214 µm.
- La flottation du mica a entraîné des pertes de lithium de 14,9 % de la distribution de lithium, mais la suppression de l'étape de récupération du mica plus grossier a réduit les pertes de lithium dans le concentré de mica à 10 %.
- Il ressort clairement de la figure 4-1 que les meilleurs résultats ont été obtenus lors du test F2, qui sert de base à la conception du schéma de procédé.
    - La teneur en Li2O du concentré du deuxième épurateur était de 5,23 % avec une distribution de lithium de 60,9 %.
    - La teneur en Li2O du concentré final après scalpage magnétique était de 5,49 % avec une distribution de lithium de 57,5 %.

Pour plus de détails, veuillez vous reporter au rapport technique 19005-02 - Rapport final rédigé par SGS.

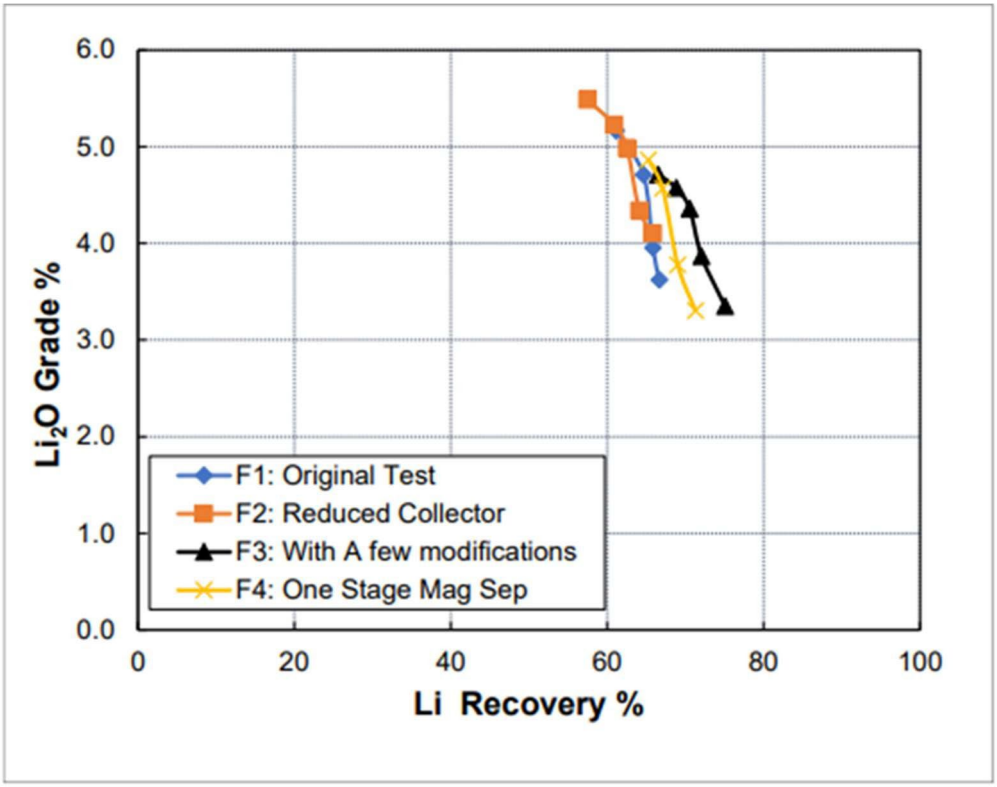


Figure 4-1 : Résultats des essais de flottation du spodumène en 2024

5 OPTIONS DE COMPROMIS

Les trois options disponibles pour la récupération du lithium à Shaakichiuwaanaan sont les suivantes :

- Option 1 – Usine DMS (option de base) : cette option consiste à utiliser la séparation par milieu dense (DMS) pour récupérer le spodumène. Elle est décrite en détail dans l'étude de faisabilité.

- Option 2 – Usine hybride (DMS et flottation du contournement DMS) : cette option se concentrera sur l'impact de l'ajout d'une usine de flottation pour traiter uniquement le contournement DMS. Elle augmente la récupération du lithium en traitant les matériaux du contournement DMS par flottation, ce qui pourrait améliorer la viabilité économique du projet, mais nécessite un investissement en capital plus important.
- Option 3 – Usine hybride (DMS et flottation du contournement DMS avec les middlings combinés) : cette option se concentrera sur l'impact de l'ajout d'une usine de flottation pour traiter le contournement DMS ainsi que les middlings provenant des modules Recrush DMS, Fine DMS et Ultrafine DMS afin d'améliorer encore la récupération. Cette option vise à renforcer davantage la viabilité économique de l'usine de flottation grâce à un investissement en capital supplémentaire par rapport à l'option 2.

5.1 POINTS DE RÉFÉRENCE DE L'INDUSTRIE

La figure 5-1 montre la corrélation entre la distribution du lithium dans le contournement DMS et la fraction pondérale du contournement DMS par rapport à l'alimentation de l'usine DMS pour Shaakichiuwaanaan ainsi que pour 9 autres projets de spodumène. Le processus d'extraction du lithium adopté pour chaque projet est également illustré dans la figure 5-1, à côté de l'équation de corrélation. Une règle généralement acceptée veut que lorsque la pente tend vers l'unité, l'extraction de lithium la plus efficace soit soit la flottation seule, soit une méthode hybride (DMS et flottation). La valeur de pente de 0,6988 pour Shaakichiuwaanaan suggère qu'une extraction par DMS seule pourrait être efficace pour le gisement. Les projets favorisant un schéma de traitement par DMS seule ont généralement un spodumène à gros grains et bien libéré, et ont donc un taux de récupération élevé en utilisant uniquement le DMS. Cependant, il est important de noter que les références de l'industrie sont basées sur des données historiques et peuvent ne pas refléter pleinement les caractéristiques uniques du gisement de Shaakichiuwaanaan.

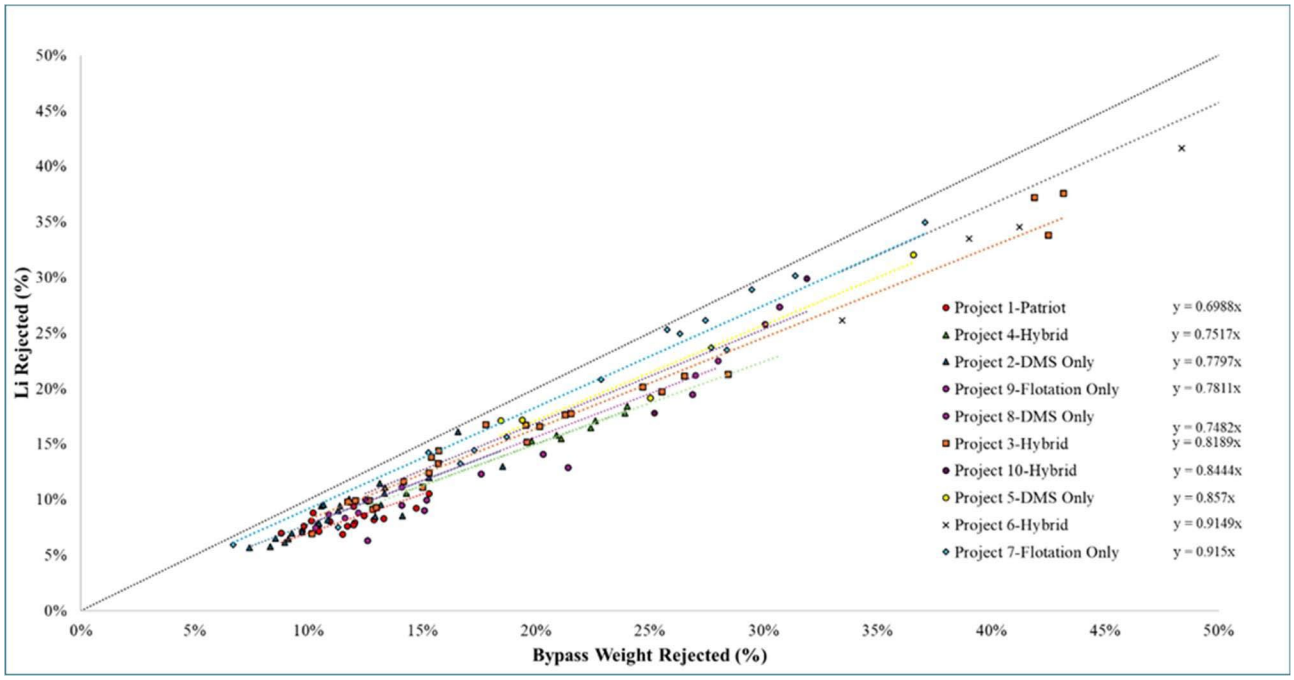


Figure 5-1 : Comparaison de 9 projets de récupération de spodumène par rapport à Shaakichiuwaanaan

5.2 OPTION 1 – RÉCUPÉRATION DU SPODUMÈNE PAR UNE USINE DMS

Cette option fait actuellement l'objet de l'étude de faisabilité et ne sera pas abordée dans le présent mémorandum. Le schéma simplifié de la récupération du spodumène par DMS uniquement est présenté à titre de référence à la figure 5-2. Le schéma proposé prévoit que l'alimentation de l'usine DMS soit divisée en trois fractions granulométriques : DMS primaire grossier (-9,5 mm, 3,3 mm),

Fines primaires DMS (-3,3 mm, 1,5 mm) et ultrafines primaires DMS (-1,5 mm, 0,65 mm). Le traitement du matériau dans une plage de taille étroite permettra d'obtenir des performances réelles proches de celles de l'usine pilote DMS. Le DMS primaire sera exploité à un point de coupe conservateur de 2,65 afin d'éliminer la plupart des gangues, et les résidus du DMS primaire seront traités dans le DMS secondaire grossier à un point de coupe plus élevé de 2,65 afin d'améliorer encore la qualité du matériau. Les matériaux flottants issus du DMS secondaire grossier (généralement appelés middlings) seront broyés à nouveau afin d'améliorer leur libération, puis traités dans le module DMS de rebroyage.

Les fines primaires et le DMS ultrafines seront traités en un seul passage DMS avec un point de coupure de 2,85. Dans ce schéma de traitement, le contournement DMS (-0,65 mm) est rejeté dans les résidus ou envoyé à la future usine de pâte avec le flottant DMS provenant des quatre modules DMS mentionnés ci-dessus. L'un des défis potentiels de cette approche est la perte de lithium dans le matériau de contournement DMS, c'est pourquoi l'option de flottation est envisagée.

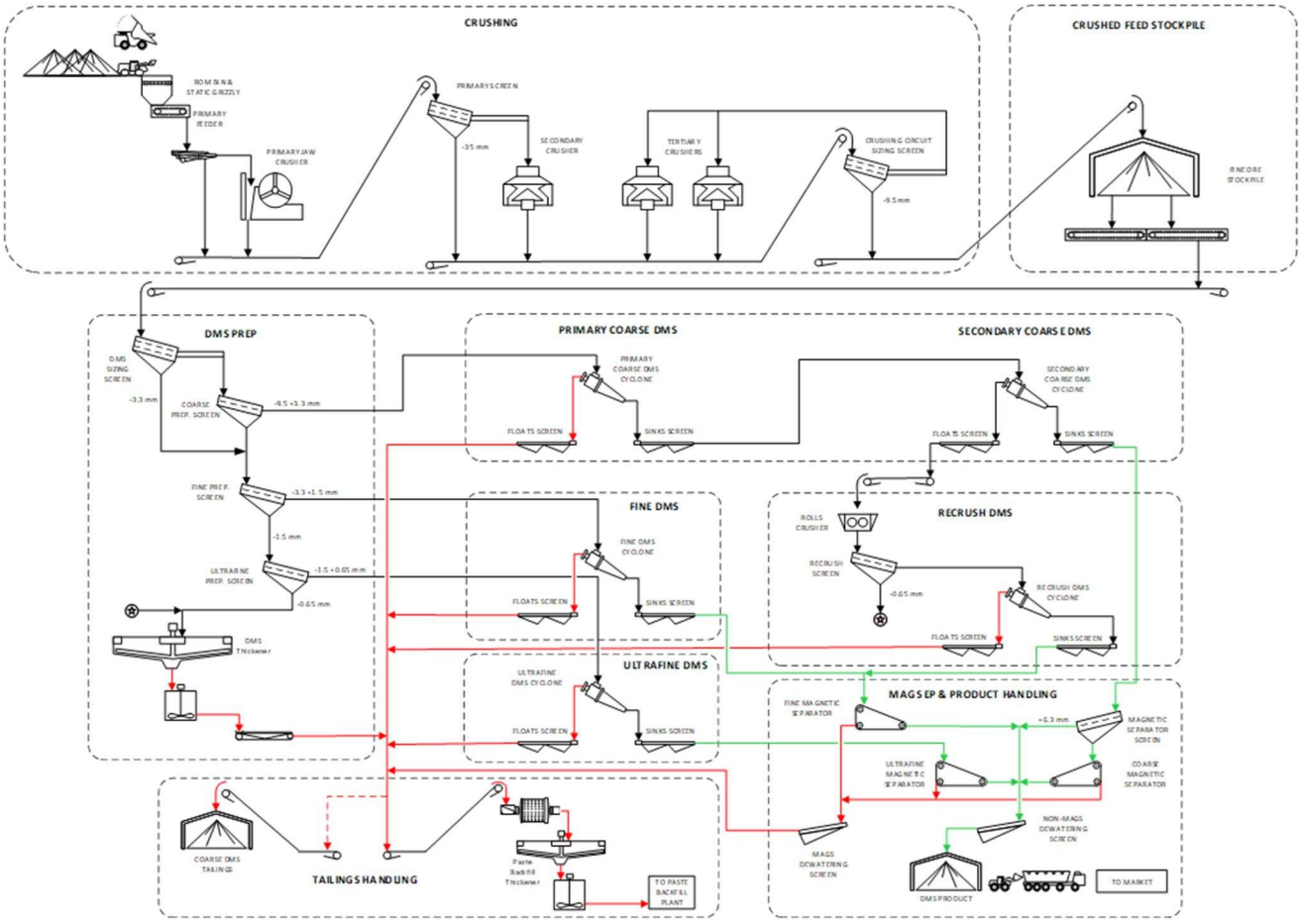


Figure 5-2 : Schéma simplifié du projet lithium Shaakichiuwaanaan avec DMS

5.3 OPTION 2 – USINE HYBRIDE AVEC TRAITEMENT PAR FLOTTATION DU CONTOURNEMENT DU DMS

Un schéma simplifié de l'usine de traitement incluant la flottation du spodumène est présenté à la figure 5-3. Dans ce schéma, le contournement DMS (-0,65 mm) est enrichi davantage afin d'améliorer la libération du spodumène avant la flottation. L'objectif de l'intégration de la flottation dans le processus DMS est de maximiser la récupération du lithium en traitant le matériau de contournement DMS, qui contient du lithium précieux qui serait autrement perdu dans les résidus. Le processus de flottation consiste à broyer les matériaux de dérivation DMS à une taille P80 de 200 microns, puis à procéder à un scalpage magnétique, à un désenvasement et à une flottation du mica afin de réduire l'entraînement de la gangue dans le concentré de spodumène. Les considérations environnementales comprennent la consommation d'eau, la gestion des réactifs et le traitement de l'eau, qui ne figurent pas sur ce schéma mais sont incluses dans l'analyse économique de ce compromis.

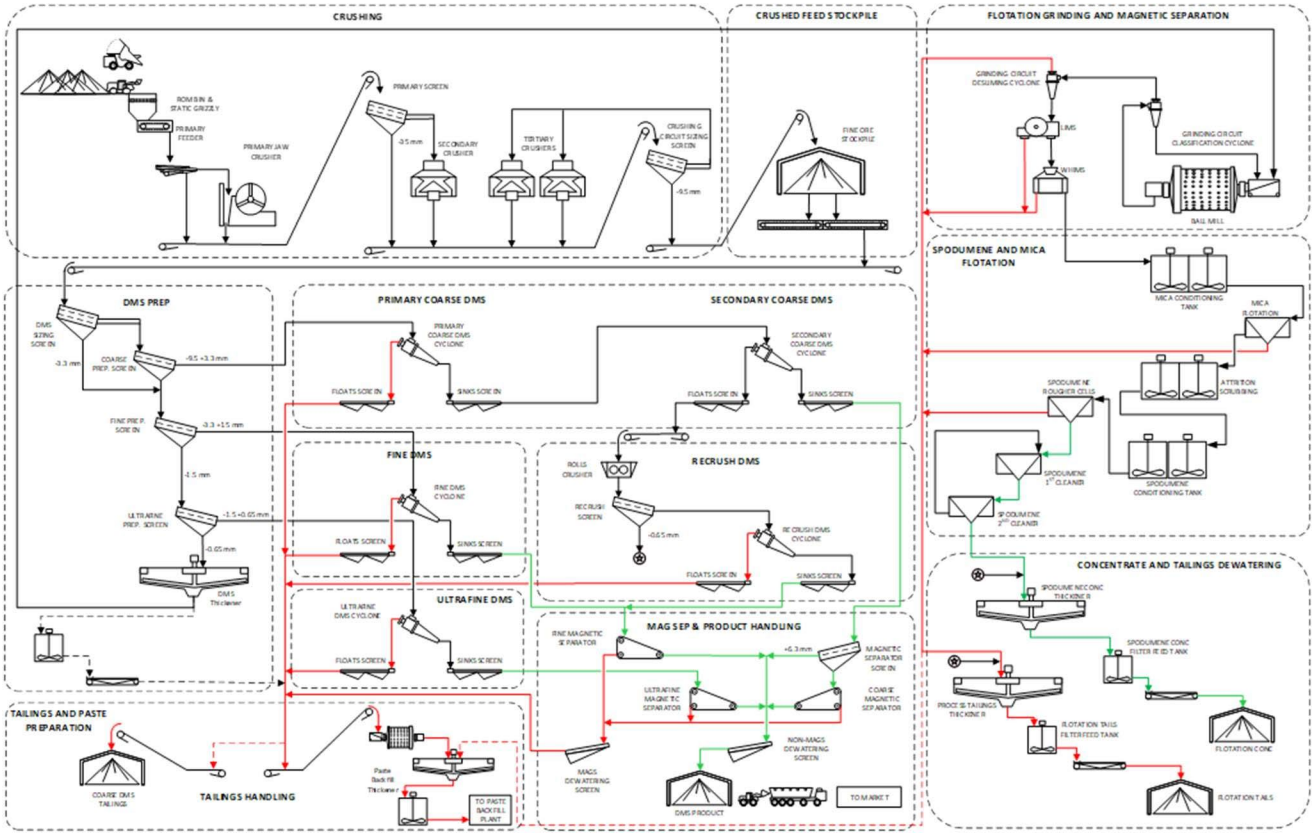


Figure 5-3 : Schéma simplifié du projet lithium Shaakichiuwaanaan avec DMS et flottation

La figure 5-4 présente un schéma fonctionnel de haut niveau du DMS et de la flottation pour traiter le contournement du DMS. Les résultats des essais de flottation discutés précédemment ont été utilisés pour modéliser l'usine de flottation proposée, en appliquant certains facteurs d'évolutivité et des hypothèses en raison des limites des essais de flottation.

- Un facteur de 0,95 a été appliqué à la récupération et à la teneur obtenues lors des essais en laboratoire afin de tenir compte des pertes potentielles liées à la mise à l'échelle et des inefficacités opérationnelles dans une usine commerciale.
- Le modèle de récupération pour le schéma de traitement proposé utilisait une fraction massique de 33 % pour l'élimination des boues, contre seulement 10 % dans les essais en laboratoire. La fraction massique de 33 % était basée sur la distribution granulométrique du contournement DMS du modèle d'usine DMS, qui présentait une fraction élevée de -20 µm.
- Une extraction de masse pour le mica et un scalpage magnétique avant la flottation du spodumène ont été utilisés lors des essais en laboratoire.
- La séparation magnétique du concentré de flottation n'est pas prise en compte dans le schéma de traitement, car l'alimentation de la flottation subit une séparation magnétique jugée suffisante. De plus, la masse des concentrés de flottation est relativement faible (environ 1/10e du concentré DMS) et a donc peu d'impact sur la teneur globale du concentré mélangé. Ces hypothèses et facteurs introduisent une certaine incertitude dans le processus de modélisation, mais ils sont basés sur les meilleures pratiques de l'industrie et les données disponibles. Un résumé des facteurs d'actualisation appliqués aux résultats des essais en banc est présenté dans le tableau 5-1.

Tableau 5-1 : Résumé des facteurs de réduction pour le modèle de récupération de la lithine pour l'option 2

Flux du circuit de flottation	Essai en laboratoire	Facteur de réduction	Données d'entrée du modèle de schéma de traitement
Tirage de masse de délimage (%)	11	3	3
Rendement en concentré magnétique (%)	4,1	1	4,1
Rendement en concentré de mica (%)	9	1	9
Récupération au stade de flottation du spodumène (%)	88,9	0,95	84,4
Teneur du concentré (%Li2O)	5,2	0,95	4,97

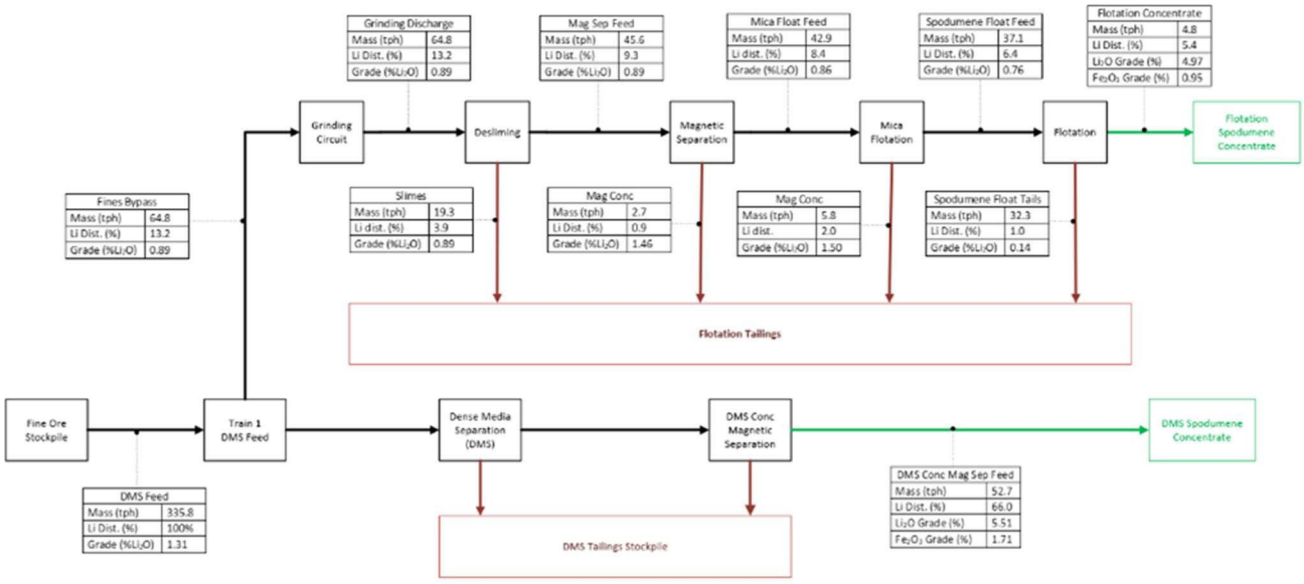


Figure 5-4 : Option 2 – Schéma fonctionnel général du DMS et de la flottation

Les indicateurs clés de performance pour le schéma de traitement hybride qui traite uniquement le contournement DMS par flottation sont présentés dans le tableau 5-2. Ce tableau montre qu'une usine traitant uniquement le DMS devrait produire 392 266 tonnes par an de concentré, avec une teneur de 5,51 % de Li2O et un taux de récupération du lithium de 66 %. L'ajout d'une flottation du spodumène pour traiter le contournement DMS devrait permettre d'obtenir un rendement supplémentaire de 31 074 tonnes par an à une teneur de 4,97 % de Li2O, pour un concentré de spodumène annuel global de 423 341 tonnes sèches par an. Dans l'ensemble, le rendement en Li sera augmenté de 4,7 % grâce à l'ajout d'une usine de flottation, pour un rendement global de 70,7 %.

Tableau 5-2 : Comportement et teneur du lithium pour l'option 2

	Concentré (tonnes/an)	Répartition du Li (%)	Teneur (% Li2O)	Teneur (% Fe_2O_3)
DMS	392 266	66,0	5,51	1,71
DMS Flottation par dérivation	31 074	4,7	4,97	0,95
Global	423 341	70,7	5,47	1,66

5.4 OPTION 3 – USINE HYBRIDE POUR LE TRAITEMENT, PAR FLOTTATION, DU FLUX DMS DÉRIVÉ (BYPASS) ET DES MIDDLINGS

L'option 3 a été évaluée afin de renforcer davantage la viabilité économique de l'usine de flottation pour améliorer la récupération de la lithine. Cette option consiste à traiter le contournement DMS ainsi que les middlings (flottants DMS) provenant des modules Fine DMS, Ultrafine et le DMS rebroyé. Un schéma fonctionnel de haut niveau du DMS et de la flottation pour traiter le contournement du DMS avec les middlings est présenté à la figure 5-5.

Un résumé des facteurs d'actualisation appliqués aux résultats des essais au banc pour cette option est présenté dans le tableau 5-3. Contrairement à l'option 2, le rendement massique du concentré de mica et du concentré magnétique a été augmenté afin de tenir compte du fait que des concentrations plus élevées de gangue entraveraient la flottation du spodumène et la qualité du concentré. Cela est évident si l'on en juge par la teneur combinée plus faible déclarée au broyeur de flottation. Le retrait massique du désenrobage a été basé sur la quantité de particules de moins de 20 microns dans l'alimentation globale, qui devrait représenter une fraction plus faible par rapport à l'alimentation massive signalée à l'usine de flottation, comparativement à la fraction de boues dans l'option 2.

Tableau 5-3 : Comportement et teneur du lithium pour l'option 3

Flux du circuit de flottation	Essai au banc	Facteur de réduction	Données d'entrée du modèle de schéma de traitement
Élimination des impuretés Mise en masse (%)	11	1,9	21
Rendement du concentré magnétique (%)	4,1	2,4	10
Rendement en concentré de mica (%)	9	1,7	15
Récupération au stade de flottation du spodumène (%)	88,9	0,95	84,4
Teneur du concentré (%Li2O)	5,2	0,95	4,97

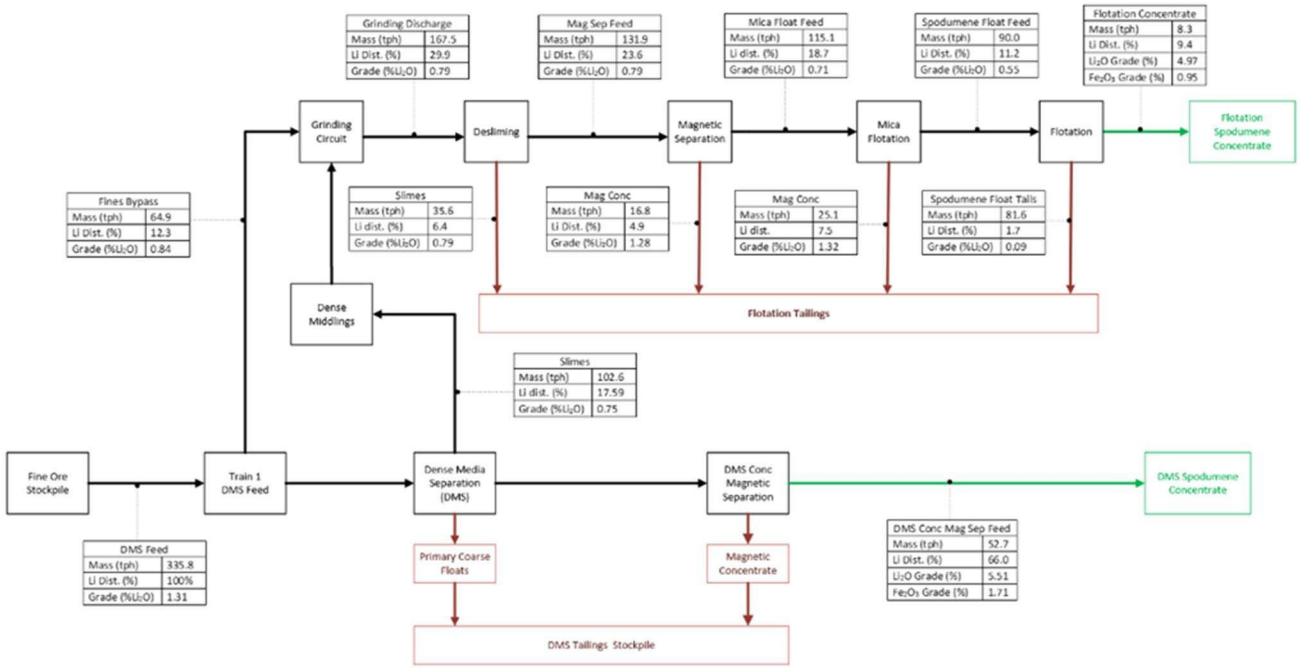


Figure 5-5. Option 3 – Schéma fonctionnel général du DMS et de la flottation

Les indicateurs de performance clés pour le schéma de traitement hybride qui traite le contournement DMS avec les middlings dans la flottation sont présentés dans le tableau 5-4. Il ressort du tableau que le traitement du contournement DMS et des middlings dans la flottation devrait permettre d'obtenir un rendement supplémentaire de 62 093 tonnes par an à une teneur de 4,97 %Li2O, pour un concentré de spodumène annuel global de 454 360 tonnes sèches par an. Au total, cette option permettra d'augmenter le taux de récupération du lithium de 9,4 %, pour atteindre un taux global de 75,4 %.

Tableau 5-4 : Récupération et teneur en lithium pour l'option 3

	Concentré (tonnes/an)	Répartition du Li (%)	Teneur (%Li2O)	Teneur ($_{\%Fe_2O_3}$)
DMS	392 266	66,0	5,51	1,71
DMS Flottation par dérivation	62 093	9,4	4,97	0,95
Global	454 360	75,4	5,43	1,61

6 CONCEPTION DU PROCÉDÉ

La figure 6-1 présente un schéma simplifié du circuit de flottation proposé avec un broyeur.

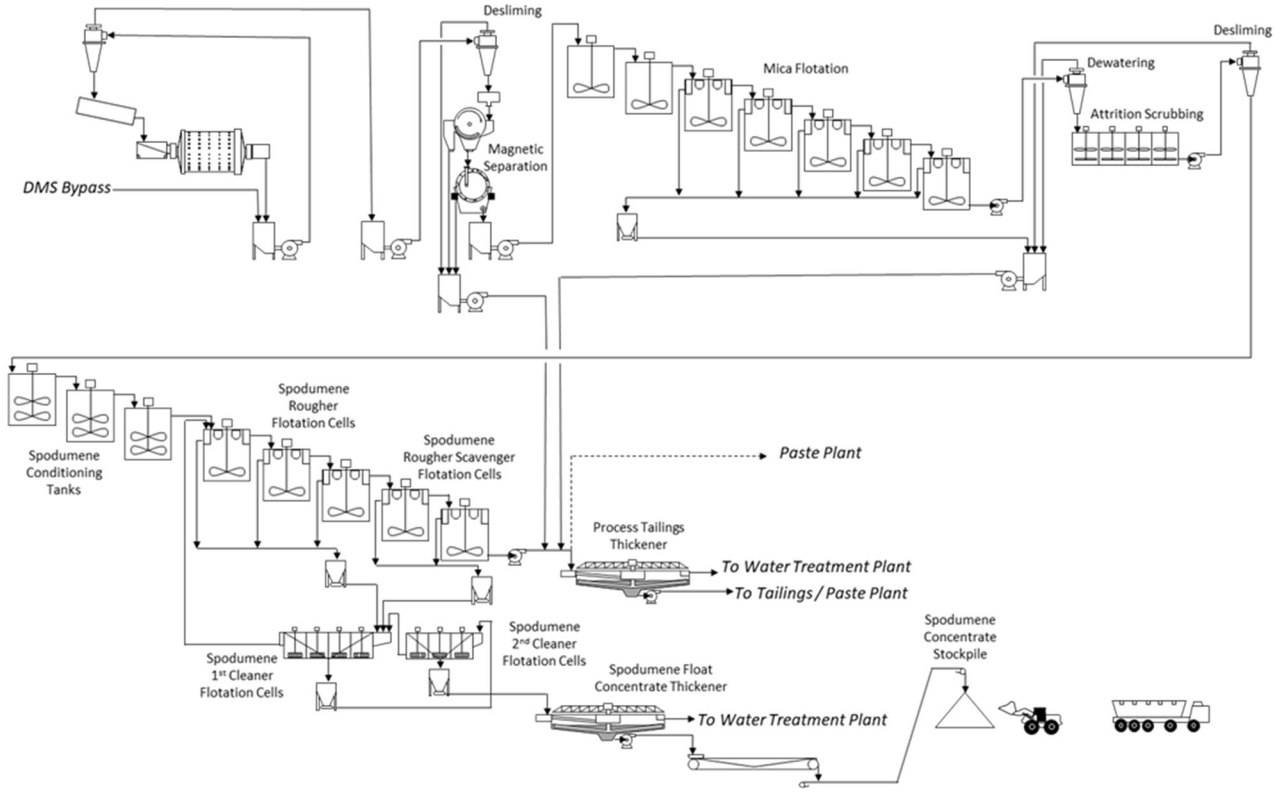


Figure 6-1 : Schéma simplifié du circuit de flottation proposé avec broyeur

6.1 DESCRIPTION DU PROCÉDÉ

La source d'alimentation du circuit de flottation peut être le contournement DMS (-0,65 mm), qui représente 19 % de l'alimentation totale de l'usine et 12 % de la distribution de lithium par rapport à l'alimentation de l'usine, ou le contournement DMS et les middlings provenant des modules Recrush DMS, Fines DMS et Ultrafines DMS. Le matériau sera broyé pour obtenir une alimentation de flottation P80 de 250 µm, où l'on s'attend à ce que près de 100 % du spodumène soit libéré. Le premier désencrassage sera utilisé en amont des séparateurs magnétiques pour éliminer les particules plus fines que 20 µm.

Le matériau délisé sera soumis à une séparation magnétique composée d'un LIMS et d'un WHIMS afin d'éliminer le fer. La répartition de la masse sera dictée par la teneur en Fe2O3 et la composition minérale du fer, qui devrait principalement être constitué de minéraux de roche stérile. Le matériau non magnétique est conditionné à une densité de pulpe de 38 % avec l'ajout de NaOH pour augmenter le pH, puis acheminé vers la flottation du mica composée de trois cellules de pré-flottation et de deux cellules de récupération.

Les concentrés de mica sont acheminés vers l'épaississeur de résidus de traitement, tandis que les résidus de flottation du mica sont acheminés vers le cyclone de déshydratation afin d'épaissir l'alimentation à environ 50 % p/p avant le lavage par attrition.

Le lavage par attrition est alimenté à environ 50 % p/p et du NaOH est ajouté à ce stade pour augmenter le pH et activer le spodumène. Les matières issues du lavage par attrition sont débourbées et acheminées vers les cuves de conditionnement à haute densité où le pH est ajusté à l'aide de carbonate de sodium et où un collecteur de spodumène est ajouté.

Le déchargement du réservoir de conditionnement à haute densité est acheminé vers le flottage grossier composé de 3 cellules. Les résidus du flottage grossier sont acheminés vers le récupérateur grossier composé de 2 cellules. Le concentré combiné du flottage grossier et du récupérateur grossier est acheminé vers le nettoyeur de spodumène composé de 3 cellules. Les résidus des cellules du nettoyeur sont recyclés vers les cellules du flottage grossier, tandis que le concentré du nettoyeur est acheminé vers le nettoyeur de spodumène composé de 3 cellules. Les résidus provenant du nettoyeur secondaire sont recyclés vers les cellules du nettoyeur, et le concentré provenant du nettoyeur secondaire est acheminé vers l'épaississeur de concentré. Le concentré de spodumène est déshydraté par un filtre à bande sous vide et acheminé vers le stock de concentré de flottation. Les résidus de flottation peuvent être soit pompés directement vers l'usine de pâte, soit épaissis dans l'épaississeur de résidus de traitement, puis pompés vers l'usine de pâte, soit séchés à l'aide du filtre à bande sous vide de dérivation DMS existant pour être empilés.

6.2 BASES DE CONCEPTION DU PROCÉDÉ

Le tableau 6-1 ci-dessous résume les bases de conception du procédé pour l'usine de flottation du train 1.

Tableau 6-1 : Base de conception du procédé pour l'usine de flottation

DESCRIPTION	UNITÉS	NOMINALE	CONCEPTION
Résumé de la production			
Débit	t/h	65	
Teneur moyenne en Li2O de l'alimentation	% Li2O	0,89	
Teneur en Li2O du concentré	% Li2O	5	
Récupération globale du lithium	%	41	
Concentré de lithium annuel à titre moyen d'alimentation	t/a	35,701	
Total du concentré de lithium sur 20 ans	t	714,035	
Critères de conception du procédé			
Broyeur			
Type	-	Broyeur à boulets	
Alimentation fraîche	t/h	65	80
Taille des aliments, F100	µm	650	
Taille d'alimentation, F80	µm	396	
Dimensions du produit, F80	µm	278	
Charge de recirculation du broyeur à boulets	%	140	
Solides déchargés du broyeur à boulets	% p/p	70	
Débordement du cyclone du broyeur à boulets, P80	µm	200	
Flottation du mica			
Description du circuit	-	3 réservoirs de conditionnement + pré-flottation et récupération + 2 étages de nettoyage	
Débit (sec)	t/h	65	80
Débit	m3/h	150	180
pH de fonctionnement	-	8,5	
Densité de la boue de flottation	% p/p	35	
Roughing de mica Description	-	Type = 20 m^3 Cellules de réservoir Quantité = 3 Temps de flottation en laboratoire = 2 min Facteur d'échelle = 2,5 Temps de rétention prévu = 5 min	

DESCRIPTION	UNITÉS	NOMINALES	CONCEPTION
Roughing Scavenger en mica Description	-	Type = 20 m^3 Cellules de réservoir Quantité = 3 Temps de flottation en laboratoire = 1 min Facteur d'échelle = 2,5 Temps de rétention nominal = 2,5 min	
Flottation du spodumène			
Description du circuit	-	3 réservoirs de conditionnement + Rougher & scavenger + 2 étages de nettoyage	
Débit (sec)	t/h	65	80
Débit	m^3 /h	150	180
pH de fonctionnement	-	8,5	
Densité de la boue de flottation	% p/p	35	
Rougher Description	-	Type = 20 m^3 Cellules de réservoir Quantité = 3 Temps de flottation en laboratoire = 1,5 min Facteur d'échelle = 2,5 Temps de rétention nominal = 3,8 min	
Description du récupérateur de la flottation brute	-	Type = 20 m^3 Cellules de réservoir Quantité = 2 Temps de flottation en laboratoire = 1 min Facteur d'échelle = 2,5 Temps de rétention nominal = 2,5 min	
Description du nettoyant	-	Type = 12 m^3 Cellules de réservoir Quantité = 3 Temps de flottation en laboratoire = 1,5 min Facteur d'échelle = 2,5 Temps de rétention nominal = 3,8 min	
Description du nettoyeur secondaire	-	Type = 12 m^3 Cellules de réservoir Quantité = 3 Temps de flottation en laboratoire = 1 min Facteur d'échelle = 2,5 Temps de rétention nominal par cellule = 2,5 min	

7 BASE DE L'ESTIMATION DE COÛTS

7.1 GÉNÉRALITÉS

Les estimations des coûts d'investissement ont une précision de ±35 % et ne concernent que l'ajout de l'usine de flottation.

7.1.1 Devise

La devise de base utilisée pour l'estimation était le dollar canadien (CAD). Lorsque le matériel mécanique était coté dans d'autres devises, il a été converti en CAD à l'aide des taux indiqués dans le tableau 7-1.

Tableau 7-1 : Taux de conversion des devises

DE BASE	DE BASE
1 CAD	1,00 CAD
1 USD	1,42 CAD
1 CAD	0,9 AUD

BASE CONVERSION

7.1.2 de la structure de répartition du travail (WBS)

La structure de répartition du travail utilisée dans l'estimation a été réduite à la zone spécifique nécessaire à la flottation. Le tableau 7-2 ci-dessous présente la structure de répartition du travail utilisée pour les dépenses en capital.

Tableau 7-2 : WBS du projet

WBS	DESCRIPTION
1	Broyage
2	Alimentation par flottation Séparation magnétique
3	Flottation du mica
4	Lavage par attrition
5	Flottation du spodumène
6	Déshydratation du concentré
7	Déshydratation des résidus
8	Réactifs
9	Services d'usine
10	Station de traitement des eaux

7.1.3 Inclusions

L'estimation des coûts d'investissement comprend toute la main-d'œuvre directe, l'équipement et les matériaux nécessaires à l'exécution des travaux. Toutes les dépenses indirectes nécessaires à l'exécution des travaux sont également incluses.

7.1.4 Exclusions

Les éléments suivants ont été exclus des estimations de coûts :

- Taxes locales et droits d'importation
- Fluctuations monétaires
- Frais de financement
- Permis
- Escalade
- Force majeure / retards dus aux conditions météorologiques / conditions du sol imprévues
- Inflation

7.1.5 Facteurs

Les estimations des coûts d'investissement ont été préparées à partir d'une combinaison de devis de fournisseurs, de données historiques et d'avis techniques. La méthodologie consistait à établir une liste détaillée des équipements, à obtenir des devis budgétaires auprès des fournisseurs pour les principaux équipements et à appliquer les facteurs appropriés pour tenir compte des coûts supplémentaires liés à la discipline, au transport, à l'installation, aux coûts indirects et aux imprévus. Les risques et incertitudes potentiels comprennent les fluctuations des prix des matières premières et les changements dans les exigences réglementaires, qui pourraient affecter l'exactitude des estimations. Le tableau 7-3 présente un résumé des facteurs appliqués au coût de l'équipement pour estimer le total des dépenses en capital. Les facteurs appliqués ont totalisé 4,06 (406 %) fois le coût d'approvisionnement en équipement.

Tableau 7-3 : Facteurs utilisés pour l'estimation des dépenses en capital

CATÉGORIE	FACTEUR	DESCRIPTION
Direct		
Coût de l'équipement	1,00	
Fret	0,05	Applicable au coût de l'équipement
Installation	0,3	Applicable au coût de l'équipement
Allocation de discipline	2	Applicable au coût de l'équipement installé
Indirect		
Indirect	0,15	Applicable au coût direct
Autres		
Fonds de roulement, coûts de préproduction	0,30	Applicable aux coûts d'installation des équipements
Imprévus	0,25	Applicable au coût total

7.2 RÉSUMÉ DES DÉPENSES D'INVESTISSEMENT POUR L'OPTION 2

Le tableau 7-4 présente le total des dépenses d'investissement estimées pour l'ajout d'une usine de flottation destinée uniquement au traitement du contournement DMS (option 2). Le coût total en capital pour cette option est de 139,80 millions de dollars.

Tableau 7-4 : Résumé des dépenses en capital pour l'usine de flottation de l'option 2

ZONE	SOUS-ZONE	DÉPENSES EN IMMOBILISATIONS (en millions de dollars canadiens)
Coûts directs		
	Broyage	2,98
	Séparation magnétique	0,70
	Flottation du mica	2,46
	Déslimage et lavage par attrition	1,49
	Flottation du spodumène	1,70
	Déshydratation des concentrés	0,97
	Déshydratation des résidus miniers	0,54
	Réactifs	2,48
	Services de l'usine	1,90
	Traitement de l'eau	6,87
Sous-total mécanique de l'usine		**22,09**
	Fret	1,10
	Installation	6,63
	Sous-total – Installation mécanique de l'usine	**29,82**
	Allocation pour discipline	59,65
Sous-total direct		**89,47**
Coûts indirects		
	Indirects	13,42
Total direct et indirect		**102,89**
Coûts supplémentaires		
	Propriétaires, préproduction et fonds de roulement	8,95
Total des coûts sans imprévus		**111,84**
	Imprévus	27,96
Total général		**139,80**

7.3 RÉSUMÉ DES DÉPENSES D'INVESTISSEMENT POUR L'OPTION 3

Le tableau 7-5 présente le total des dépenses en immobilisations estimées pour l'ajout d'une usine de flottation destinée à traiter uniquement le contournement DMS et les middlings (option 3). Le coût total en capital pour cette option est de 247,1 millions de dollars.

Tableau 7-5 : Résumé des dépenses en immobilisations pour l'usine de flottation de l'option 3

ZONE	SOUS-ZONE	DÉPENSES EN IMMOBILISATIONS (en millions de dollars canadiens)
Coûts directs		
	Broyage	5,27
	Séparation magnétique	1,23
	Flottation du mica	4,35
	Désencrassement et lavage par attrition	2,63
	Flottation du spodumène	3,00
	Déshydratation du concentré	1,71
	Déshydratation des résidus miniers	0,96
	Réactifs	4,39
	Services de l'usine	3,36
	Traitement de l'eau	12,15
Sous-total mécanique de l'usine		**39,05**
	Fret	1,95
	Installation	11,72
	Sous-total – Installation mécanique de l'usine	**52,72**
	Allocation pour discipline	105,44
Sous-total direct		**158,17**
Coûts indirects		
	Indirects	23,72
Total direct et indirect		**181,89**
Coûts supplémentaires		
	Propriétaires, préproduction et fonds de roulement	15,82
Total des coûts sans imprévus		**197,71**
	Imprévus	49,43
Total général		**247,14**

8 BASE D'ESTIMATIONS DES COÛTS D'EXPLOITATION

L'estimation des coûts d'exploitation de l'usine de flottation pour les options 2 et 3 a été préparée et est résumée respectivement dans les tableaux 8-1 et 8-2. Les coûts d'exploitation de l'usine de flottation ont été estimés sur la base d'un apport de 482 kt/an provenant exclusivement du contournement DMS pendant toute la durée de vie de la mine. Il convient de noter que les équipements mobiles et les frais généraux et administratifs ne sont pas inclus dans cette estimation, car on suppose que ces coûts n'augmenteront pas du fait de l'ajout de l'usine de flottation. Le transport des concentrés est inclus dans le modèle économique. De plus amples détails sont disponibles dans le document d'estimation CASN-A-620-GE-EST-0200_B. Les risques et incertitudes potentiels comprennent les fluctuations des prix de l'énergie, les variations des coûts des réactifs et les besoins de maintenance imprévus, qui pourraient affecter la précision des estimations.

Tableau 8-1 : Résumé des dépenses d'exploitation de l'usine de flottation pour l'option 2

Centre de coûts	Coût estimé		
	M$ CAD/an	CAD/t d'alimentation de l'usine	CAD/t concentré de flottation
Main-d'œuvre de l'usine	6,380	2,55	205,32
Consommables	1 246	0,50	40,09
Réactifs	3,439	1,38	110,67
Électricité	2,155	0,86	69,34
Entretien	0,900	0,36	28,95
Laboratoire	0,457	0,18	14,72
Total des dépenses d'exploitation liées au processus	**14,577**	**5,83**	**469,09**

Tableau 8-2 : Résumé des coûts d'exploitation de l'usine de flottation pour l'option 3

Centre de coûts	Coût estimé		
	Mio CAD/an	CAD/t d'alimentation de l'usine	CAD/t concentré de flottation
Main-d'œuvre de l'usine	6,380	2,55	102,75
Consommables	2,608	1,04	42,01
Réactifs	8,867	3,55	142,80
Électricité	2,504	1,00	40,33
Entretien	1,324	0,53	21,32
Laboratoire	0,457	0,18	7,37
Total des dépenses d'exploitation liées au processus	**22,140**	**8,86**	**356,57**

9 MODÈLE ÉCONOMIQUE ET ANALYSE DE SENSIBILITÉ

On a supposé que l'ajout d'une usine de flottation pourrait avoir lieu après trois ans d'exploitation exclusive par DMS. Sur cette base, l'analyse économique a été réalisée sur une période de 20 ans. Un modèle financier détaillé avant impôts et un flux de trésorerie annuel actualisé (DCF) ont été élaborés afin de compléter l'évaluation économique de l'ajout d'une usine de flottation, sur la base des projections de prix et des estimations de coûts actuelles pour 2025. Aucune provision n'a été prévue pour tenir compte des effets de l'inflation, mais les estimations de coûts intègrent les récentes hausses de prix liées à l'inflation. L'évaluation a été réalisée en utilisant un taux d'actualisation de 8 % sur une durée de vie de la mine de 20 ans avec exploitation par flottation.

Les informations sur les prix de l'approvisionnement en concentré de spodumène sont basées sur un prix fixe de 850 $/t pour un concentré de spodumène à 5,5 % de Li2O. Le transport du concentré a été fixé à 250 $/t de concentré de Li2O et est basé sur le devis actuel du sous-traitant. Il a été supposé que la production de concentré de spodumène mettrait 3 ans pour atteindre sa production nominale, avec une augmentation progressive de 5 % chaque année à partir d'une production nominale de 85 % la première année.

9.1 MODÈLE ÉCONOMIQUE ET ANALYSE DE SENSIBILITÉ POUR L'OPTION 2

Le tableau 9-1 présente un résumé des données économiques du projet pour l'option 2 sur toute la durée de vie de la mine. Les principaux indicateurs économiques du projet sont présentés dans le tableau 9-2.

L'étude économique fait état d'un bénéfice avant impôts (EBT) de 73,7 millions de dollars. La valeur actuelle nette du projet sur 20 ans est de -38,00 millions de dollars à un taux d'actualisation de 8 % et avant impôts applicables, ce qui laisse supposer qu'une usine hybride destinée uniquement au traitement du contournement DMS constituerait un investissement à haut risque. Le taux de rendement interne (IRR) avant impôts pour l'étape de flottation supplémentaire n'est que de 4 %, avec un long délai de récupération de 13,3 ans.

Tableau 9-1 : Résumé des données économiques du projet

Résultats financiers de l'usine de flottation	Unité de mesure	Valeur
VAN avant impôts à 8 %	Mio CAD	-38,00
TIR avant impôts	%	4
Délai de récupération avant impôts	ans	13,3

Tableau 9-2 : Résumé des indicateurs économiques

Compte de résultat avant impôts	Valeur (en millions de dollars canadiens)
Chiffre d'affaires brut (Li2O)	505,04
Flux de trésorerie liés aux coûts d'exploitation	-291,53
EBITDA	213,51
Dépenses en capital (pré-production)	-139,80
Bénéfice brut avant impôts (EBT)	73,72

L'analyse de sensibilité examine l'impact des variations des paramètres clés tels que le prix du spodumène, les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation sur la viabilité économique du projet. Cependant, l'analyse de sensibilité est limitée à une certaine fourchette de valeurs et ne prend pas en compte tous les scénarios possibles. D'autres scénarios pourraient être envisagés, notamment les variations des taux de change, des exigences réglementaires et des réglementations environnementales. L'analyse de sensibilité de la VAN (8 %) et du TRI sur 20 ans a été réalisée avec les variations suivantes :

- Augmentation et diminution des dépenses d'investissement pouvant atteindre 20 % par paliers de 5 %.
- Augmentation et diminution du prix du produit pouvant atteindre 20 % par paliers de 5 %.

Les résultats pour la VAN (8 %) et le TRI sont résumés respectivement dans les tableaux 9-3 et 9-4.

Tableau 9-3 : Analyse de sensibilité de la VAN sur 20 ans pour l'option 2

VAN avant impôts Sensibilité Analyse		Dépenses en capital (en millions de dollars canadiens)							
		111,84	118,83	125,82	132,81	146,79	153,78	160,77	167,76
Prix du concentré de spodumène (USD)	997	60,04	53,05	46,06	39,07	25,09	18,10	11,11	4,12
	956	42,53	35,54	28,55	21,56	7,58	0,59	-6,40	-13,39
	914	25,01	18,02	11,03	4,04	-9,94	-16,93	-23,92	-30,91
	873	7,49	0,50	-6,49	-13,48	-27,46	-34,45	-41,44	-48,43
	789	-27,54	-34,53	-41,52	-48,51	-62,49	-69,48	-76,47 $	-83,46 $
	748	-45,05	-52,04	-59,03	-66,02	-80,00	-86,99	-93,98	-100,97
	706	-62,57	-69,56	-76,55	-83,54	-97,52	-104,51	-111,50	-118,49
	665	-80,09	-87,08	-94,07	-101,06	-115,04	-122,03	-129,02	-136,01

Tableau 9-4 : Analyse de sensibilité du TRI sur 20 ans pour l'option 2

Analyse de sensibilité du TRI avant impôts		Dépenses en capital (en millions de dollars canadiens)							
		111,84	118,83	125,82	132,81	146,79	153,78	160,77	167,76
Prix du concentré de spodumène (USD)	997	14	13	12	12	10	9	9	8
	956	13	12	11	10	9	8	7	7
	914	11	10	9	8	7	7	6	6
	873	9 %	8	7	7	5	5	4	4
	789	5	4	3	3	2	1	1	1
	748	2	2	1	1	0	-1	-1	-2
	706	-1	-1	-	-	-3	-3	-4	-4
	665	-4	-4	-5	-5	-6	-6	-7	-7

Les résultats montrent que :

- La VAN et le TRI sont tous deux très sensibles au prix de vente du concentré de spodumène.
- La VAN et le TRI sont moins sensibles aux variations des dépenses d'investissement.
- Le projet reste très risqué, avec une augmentation de 20 % du prix du spodumène et une baisse de 20 % des dépenses d'investissement, ce qui se traduit par un TRI avant impôts sur 20 ans de seulement 14 %, comme le montre le tableau 9-4.

9.2 MODÈLE ÉCONOMIQUE ET ANALYSE DE SENSIBILITÉ POUR L'OPTION 3

Le résumé des données économiques du projet et les principaux indicateurs économiques pour l'option 3 sont présentés respectivement dans les tableaux 9-5 et 9-6. L'étude économique fait état d'un bénéfice avant impôts (EBT) de 319 millions de dollars. La valeur actuelle nette du projet sur 20 ans est de 24,91 millions de dollars à un taux d'actualisation de 8 % et avant impôts applicables. Le taux de rendement interne (TRI) avant impôts pour la phase de flottation supplémentaire n'est que de 9 %, avec un long délai de récupération de 9 ans, ce qui laisse supposer que l'augmentation de la capacité de l'usine hybride pour traiter le contournement DMS et les middlings resterait un investissement très risqué au prix actuel du concentré de spodumène.

Tableau 9-5 : Résumé des données économiques du projet

Résultats financiers de l'usine de flottation	Unité de mesure	Valeur
VAN avant impôts à 8 %	En millions de dollars canadiens	24,91
TIR avant impôts	%	9
Période de récupération avant impôts	ans	9

Tableau 9-6 : Résumé des indicateurs économiques

Compte de résultat avant impôts	Valeur (en millions de dollars canadiens)
Revenus bruts (Li2O)	1 009,20
Flux de trésorerie liés aux coûts d'exploitation	-442,82
EBITDA	566,38
Dépenses en capital (pré-production)	-247,14
Bénéfice brut avant impôts (EBT)	319,25

Une analyse de sensibilité de la VAN sur 20 ans (8 %) et du TRI a été réalisée pour l'option 3 avec les variations suivantes :

- Augmentation et diminution pouvant atteindre 20 % des dépenses en capital par paliers de 5 %.
- Augmentation et diminution pouvant atteindre 20 % du prix du produit par paliers de 5 %.

Les résultats pour la VAN avant impôts (8 %) et le TRI sont résumés respectivement dans les tableaux 9-7 et 9-8.

Tableau 9-7 : Analyse de sensibilité de la VAN sur 20 ans pour l'option 3

VAN avant impôts Sensibilité Analyse		Dépenses en capital (en millions de dollars canadiens)							
		197,71	210,06	222,42	234,78	259,49	271,85	284,21	296,56
Prix du concentré de spodumène (USD)	997	214,34	201,98	189,63	177,27	152,56	140,20	127,84	115,49
	956	179,34	166,98	154,63	142,27	117,56	105,20	92,84	80,49
	914	144,34	131,98	119,63	107,27	82,55	70,20	57,84	45,48
	873	109,34	96,98	84,62	72,27	47,55	35,20	22,84	10,48
	789	39,34	26,98	14,62	2,26	-22,45	-34,81	-47,16	-59,52
	748	4,33	-8,02	-20,38	-32,74	-57,45	-69,81 $	- 82,16 $	-94,52
	706	-30,67	-43,02	-55,38	-67,74	-92,45	-104,81	-117,16	-129,52
	665	-65,67	-78,02	-90,38	-102,74	-127,45	-139,81	-152,17	-164,52

Tableau 9-8 : Analyse de sensibilité du TRI sur 20 ans pour l'option 3

Analyse de sensibilité du TRI avant impôts		Dépenses en capital (en millions de dollars canadiens)							
		197,71	210,06	222,42	234,78	259,49	271,85	284,21	296,56
Prix du concentré de spodumène (USD)	997	20	19	18	17	15	14	13	13
	956	18	17	16	15	13	13	12	11
	914	16	15	14	13	12	11	11	10
	873	14	13	13	12	10	10	9	8
	789	10	10	9	8	7 %	6	6	5
	748	8	8	7	6	5	4	4	4
	706	6	5	5	4	3	2	2	2
	665	3	3	2	2	1	0	0	-

Les résultats de l'analyse de sensibilité montrent que l'option 3 serait modérément intéressante avec une augmentation de 20 % du prix du spodumène et une diminution de 20 % des dépenses d'investissement, ce qui se reflète dans le TRI avant impôts sur 20 ans de 20 %.

10 CONSIDÉRATIONS RELATIVES À UNE USINE HYBRIDE ALTERNATIVE

L'examen des aspects économiques des options 2 et 3 soulève la question de savoir si une usine hybride différente pourrait améliorer la rentabilité.

L'option 4 est envisagée lorsque la complexité et le taux de récupération de l'usine DMS sont réduits et que la portée de l'usine de flottation est augmentée afin de produire une usine hybride avec le même taux de récupération final. Il est reconnu que ce scénario hypothétique perturberait considérablement le projet.

Le principe de base est que si une usine de flottation est envisagée, l'usine DMS peut être simplifiée sans affecter le rendement global final. Il en résulte une réduction des dépenses d'investissement de l'usine DMS, une augmentation des dépenses d'investissement de l'usine de flottation, mais un coût global inférieur (par rapport à l'option 3).

Le même calendrier a été retenu pour la mise en œuvre de chacune des options, à savoir une installation au cours de l'année 4 et une exploitation complète au cours de l'année 5.

La baisse des revenus due à une récupération DMS de base plus faible n'a pas été compensée par la réduction initiale des coûts d'investissement, et la rentabilité globale est estimée se situer entre l'option 2 et l'option 3.

11 CONCLUSIONS

L'étude comparative du projet lithium Shaakichiuwaanaan a évalué la faisabilité technique et économique de l'intégration de la flottation dans le schéma de traitement existant basé sur le DMS. L'objectif était d'évaluer l'impact d'une petite et d'une grande usine de flottation pour traiter respectivement uniquement le contournement DMS (option 2) et le contournement ainsi que les middlings provenant de divers modules DMS (option 3).

L'étude a démontré que :

- Il existe une justification technique pour améliorer la récupération du lithium grâce à l'ajout de la flottation, soit uniquement pour la fraction de dérivation, soit pour la dérivation et les middlings.
- L'option 2, qui consiste à traiter uniquement le contournement DMS dans la flottation, permet d'augmenter de 4,7 % le taux de récupération global du lithium et d'obtenir 31 074 tonnes supplémentaires par an de concentré de spodumène. Cependant, cela se traduit par une VAN avant impôts négative de -38,0 millions de dollars et un TRI faible de 4 %, avec un délai de récupération de 13,3 ans, ce qui indique un projet économiquement non viable compte tenu du prix actuel du spodumène.
- L'option 3, qui consiste à traiter à la fois le contournement DMS et les middlings dans une usine de flottation plus grande que celle de l'option 2, améliore la récupération globale de lithium de 9,4 %, avec 62,09 kt/an supplémentaires de concentré de spodumène. Elle offre une VAN avant impôts positive de 24,9 millions de dollars et un TRI de 9 %, mais le délai de récupération de 9 ans et les besoins en capitaux importants (247 millions de dollars) suggèrent un risque financier élevé.
- La modification de la répartition de la flottation DMS (option 4) n'a pas amélioré la rentabilité, mais pourrait offrir des avantages stratégiques qui pourraient être étudiés pour la deuxième usine de traitement.
- Toutes les options nécessiteraient des autorisations et des contrôles environnementaux supplémentaires, notamment en raison de l'ajout d'une station d'épuration et de l'augmentation de la consommation d'eau.
- Les analyses de sensibilité ont révélé que la rentabilité du projet dépend fortement du prix du concentré de spodumène, tandis que les variations des dépenses d'investissement ont un impact relativement moindre. Même dans les scénarios favorables, les rendements restent modestes.
- L'intégration d'une usine de flottation n'est pas recommandée.

ANNEXE

4-2 NOTE SUR LE TRANSPORT DE CONCENTRÉ DE SPODUMÈNE

Services Miniers

5025 Boul. Lapinière, Bureau 1010, Brossard, QC, Canada J4Z 0N5
Tel : 450.465.1950 | Télécopieur : 450.465.6344
www.Gmining.com

Mémorandum

À : **Pascal Droz**

CC :

De : **Jean-Louis Folio**

Date : **1er avril 2025**

Objet : **NOTE SUR LE TRANSPORT DE CONCENTRÉ DE SPODUMÈNE**

---

1. BASE D'ÉVALUATION

1.1. Emplacement

Le site minier est situé sur la route Transtaiga à partir du terminal de transbordement de Matagami :

Route Billy Diamond :	554 km
Route Transtaiga :	290 km
Total :	844 km

1.2. Production

Phase 1 :	400 000 tonnes par année
Phase 2 :	+ 400 000 tonnes par année
Total :	800 000 tonnes par année

Soit 2 191 tonnes par jour.

Ce chiffre a été modifié à 2 300 tonnes par jour.

1.3. Destination / Livraison

Le terminal de transbordement de Matagami se trouve à 844 km du site de chargement de la mine.

2. TRANSPORT PAR CAMION À BENNE

Aux fins de cette étude, nous avons contacté :

- Trois (3) entreprises de transport, sélectionnées en fonction de leur implication dans le transport nordique et de leurs capacités opérationnelles et financières :
  - Transport Fournier.
  - Transport JF Millette.

  - Great River Transport.
- Direction générale MTMD Eeyou Istche Baie James (Chibougamau).
- Société de développement de la Baie James (Matagami).
- Cour de Transbordement de Matagami.

2.1. Capacité routière

Actuellement, considérant une tolérance SDBJ de 10 % sur la route Billy Diamond, le PTC est de 68 750 kg. La charge nette de minerai prévue serait actuellement de 45 à 47 tonnes métriques. Les instructions de Patriot sont de baser les calculs sur une charge de 75 tonnes par camion.

Patriot devra obtenir des permis officiels pour pouvoir transporter une charge de 75 tonnes par voyage.

2.2. Camions et remorques

La confirmation des autorités routières est en attente, mais nous pouvons prévoir d'utiliser :

- Un tracteur à quatre (4) essieux au lieu de trois (3).
- Une remorque bi-train à cinq (5) essieux et à déchargement latéral.

2.3. Rotation / Calendrier / Personnel / Entretien

Tous ces points relèvent de la seule responsabilité des transporteurs, qui doivent faire tout leur possible pour garantir la livraison de 2 300 tonnes par jour à Matagami.

Il est entendu que les installations de la « Cour de Transbordement de Matagami » seront tout à fait adéquates et utilisables.

2.4. Coût du transport du site minier à Bécancour

Destination :	**Bécancour**
Tonnage / Année :	800 000
Tonnage / Jour :	2 300
Tonnage / camion demandé par Patriot :	75

		Entreprises de transport		
		Millette Val d'Or	**Fournier Val d'Or**	**Big River James Bay**
1	**Transport par camion du site minier à Matagami**			
	Coût par tonne métrique :	$95.00	$145.33	$229.33
	Supplément carburant :	À ajouter	À ajouter	À ajouter
2	**Transbordement à Matagami du camion au wagon**			
	Frais de triage :	$2.00	$2.00	$2.00
	Transbordement, y compris le stockage :	$15.00	$15.00	$15.00
3	**Transport ferroviaire de Matagami à Bécancour**			
	Location de wagons / couvercle :	$11.30	$11.30	$11.30
	Transport ferroviaire (699 miles) :	$55.83	$55.83	$55.83
	Total / voyage	$5,192.17	$5,192.17	$5,192.17
	Tonnage / wagon	93	93	93
4	**Total per Ton**	**$179.13**	**$229.46**	**$313.46**

Rail – Matagami Bécancour	
Unité	Gondolas 52’
Tonnes par année	800,000
Capacité portante du Rail (lbs)	286,000
Gondole (67.5K + 1.5 couvercle) (lbs)	69,000
Capacité maximale des wagons (lbs)	217,000
Capacité maximale des wagons (kg)	98,429
Destination	Bécancour
Tonnes par wagon	93
Wagon total par année (50 semaines)	8,602
Nombre de semaines d’opération annuelle	50
Jours d’opération annuel	260
Nombre de jours par cycle	18

Rail – Matagami Bécancour	
Nombre de cycles en 50 semaines	14.44
Nombre de wagon moyen par semaine	172 cars
Quantité de wagons requis	595
Marge d'erreur - réparations	4%
Wagons requis	619.34
Nombre total de wagon requis	620

2.5. Coût du transport du site minier au terminal pétrolier de Québec

Destination :	**Québec POL**
Tonnage / Année :	800 000
Tonnage / Jour :	2 300
Tonnage / camion demandé par Patriot :	75

		Entreprises de transport		
		Millette Val d'Or	**Fournier Val d'Or**	**Big River James Bay**
1	**Transport par camion du site minier à Matagami**			
	Coût par tonne métrique :	$95.00	$145.33	$229.33
	Supplément carburant :	À ajouter	À ajouter	À ajouter
2	**Transbordement à Matagami du camion au wagon**			
	Frais de triage :	$2.00	$2.00	$2.00
	Transbordement, y compris le stockage :	$15.00	$15.00	$15.00
3	**Transport ferroviaire de Matagami à Québec (Beauport)**			
	Location de wagons / couvercle :	$12.56	$12.56	$12.56
	Transport ferroviaire (699 miles) :	$63.82	$63.82	$63.82
	Total / voyage	$5,934.97	$5, 934.97	$5, 934.97
	Tonnage / wagon	93	93	93
4	**Total per Ton**	**$188.38**	**$238.71**	**$322.71**

Rail – Matagami Bécancour	
Unité	Gondolas 52’
Tonnes par année	800,000
Capacité portante du Rail (lbs)	286,000
Gondole (67.5K + 1.5 couvercle) (lbs)	69,000
Capacité maximale des wagons (lbs)	217,000
Capacité maximale des wagons (kg)	98,429
Destination	Québec
Tonnes par wagon	93
Wagon total par année (50 semaines)	8,602
Nombre de semaines d’opération annuelle	50
Jours d’opération annuel	260
Nombre de jours par cycle	20
Nombre de cycles en 50 semaines	13
Nombre de wagon moyen par semaine	172 cars
Quantité de wagons requis	662
Marge d’erreur - réparations	4%
Wagons requis	688.15
Nombre total de wagon requis	689

	Entreprises de transport		
	Millette Val d'Or	**Fournier Val d'Or**	**Big River James Bay**
Opération au port de chargement - Québec (Beauport)			
Coût par tonne du wagon, transfert et entreposage	$15.95	$15.95	$15.95
Récupérer et charger sur le navire	$11.70	$11.70	$11.70
Coût total du site au navire	**$216.03**	**$266.36**	**$350.36**

2.6. Coût du transport du site minier au terminal maritime de Grande Anse (La Baie)

Destination :	**Grande Anse POL**
Tonnage / Année :	800 000
Tonnage / Jour :	2 300
Tonnage / camion demandé par Patriot :	75

		Entreprises de transport		
		Millette Val d'Or	**Fournier Val d'Or**	**Big River James Bay**
1	**Transport par camion du site minier à Matagami**			
	Coût par tonne métrique :	$95.00	$145.33	$229.33
	Supplément carburant :	À ajouter	À ajouter	À ajouter
2	**Transbordement à Matagami du camion au wagon**			
	Frais de triage :	$2.00	$2.00	$2.00
	Transbordement, y compris le stockage :	$15.00	$15.00	$15.00
3	**Transport ferroviaire de Matagami à Grande Anse (La Baie)**			
	Location de wagons / couvercle :	$11.30	$11.30	$11.30
	Transport ferroviaire (699 miles) :	$53.35	$53.35	$53.35
	Total / voyage	$4,961.90	$4,961.90	$4,961.90
	Tonnage / wagon	93	93	93
4	**Total per Ton**	**$176.65**	**$226.98**	**$310.98**

Rail – Matagami Bécancour	
Unité	Gondolas 52’
Tonnes par année	800,000
Capacité portante du Rail (lbs)	286,000
Gondole (67.5K + 1.5 couvercle) (lbs)	69,000
Capacité maximale des wagons (lbs)	217,000
Capacité maximale des wagons (kg)	98,429

Rail – Matagami Bécancour	
Destination	La Baie
Tonnes par wagon	93
Wagon total par année (50 semaines)	8,602
Nombre de semaines d'opération annuelle	50
Jours d'opération annuel	260
Nombre de jours par cycle	18
Nombre de cycles en 50 semaines	14.44
Nombre de wagon moyen par semaine	172 cars
Quantité de wagons requis	596
Marge d'erreur - réparations	4%
Wagons requis	619.44
Nombre total de wagon requis	620

	Entreprises de transport		
	Millette Val d'Or	**Fournier Val d'Or**	**Big River James Bay**
Opération au port de chargement – Grande Anse (Québec)			
Coût par tonne du wagon, transfert et entreposage	$26.00	$26.00	$26.00
Récupérer et charger sur le navire	$5.50	$5.50	$5.50
Coût total du site au navire	**$208.15**	**$258.15**	**$342.8**

Tous ces chiffres peuvent être modifiés en fonction de la durée de détention des wagons à destination.

3. RECOMMENDATION

Compte tenu des coûts présentés précédemment, il est recommandé de retenir l'option de transport routier assurée par **Transport Millette** jusqu'à Matagami, suivie d'un acheminement ferroviaire vers **Grande-Anse**, pour un coût total estimé à **208,15 $ par tonne**.

Au-delà de l'avantage financier, **Transport Millette** se distingue par sa structure organisationnelle robuste et son expertise éprouvée dans ce type d'opérations logistiques. L'entreprise est bien implantée dans la région, dessert déjà plusieurs acteurs industriels et démontre un engagement concret envers l'embauche au sein des communautés des Premières Nations.

Le site de **Grande-Anse** nécessitera l'installation d'un nouvel abri, situé à distance des installations portuaires, afin d'assurer l'entreposage sécuritaire du concentré dès son arrivée par voie ferroviaire. Par ailleurs, un projet de convoyeur reliant l'aire de dépôt au port est actuellement en cours de construction et devrait être achevé d'ici la fin de l'année 2025. La proposition soumise par **QSL** intègre l'ensemble de ces coûts dans le tarif exprimé en dollars par tonne.

Cordialement,

Jean-Louis Folio

Jean-Louis Folio
Directeur Logistique

ANNEXE

4-3 ANALYSE TECHNICOÉCONOMIQUE DE LA GÉNÉRATION D'ÉLECTRICITÉ DU COMPLEXE MINIER

Ressources PMET

Analyse technicoéconomique

Projet minier Shaakichiuwaanaan, Qc

Rapport technique

Analyse technicoéconomique de la génération d'électricité du complexe minier

N° document BBA / Rév : 7535030-000000-47-ERA-0001 / R00

18 décembre 2025

FINAL

375, boul. Sir-Wilfrid-Laurier
Mont-Saint-Hilaire, QC J3H 6C3
T +1 450.464.2111 **F** +1 450.464.0901
BBAconsultants.com
Tous droits réservés. © BBA

Contribué par :
Raphaelle Tremblay, CPI
OIQ nº 6062922

Contribué par :
Philippe Normandin, CPI
OIQ nº 6080732

Préparé par :
Santino Salvo, ing.
OIQ nº 6034389
(Centrale thermique)

Préparé par :
Charles-Étienne Lafleur, ing.
OIQ nº 5071860
(Centrale thermique)

2025-12-18

Préparé par :
Jacob Sévigny-Pacino, ing.
OIQ nº 5084934

Vérifié par :
Yves Bétournay, ing.
OIQ nº 146597

Nº document BBA-Rév. : 7535030-000000-47-ERA-0001-R00

HISTORIQUE DES RÉVISIONS

Révision	État du document – Description de la révision	Date
R00	Final	2025-12-18

Ce document est préparé par BBA pour le seul bénéfice de son Client et ne peut être utilisé par aucune autre partie et pour aucune autre fin sans le consentement préalable écrit de BBA. BBA ne sera en aucun cas responsable des dommages, pertes, réclamations ou frais quels qu'ils soient découlant ou en relation avec l'utilisation de ce document par toute autre personne que le Client.

Bien que les informations contenues dans ce document soient fiables sous réserve des conditions et limitations qui y sont prévues, ce document est fondé sur des informations qui ne sont pas sous le contrôle de BBA ou que BBA n'a pu vérifier; par conséquent, BBA ne peut en garantir la suffisance et l'exactitude. Les commentaires contenus dans ce document reflètent l'opinion de BBA à la lumière des informations disponibles au moment de la préparation du document.

L'utilisation de ce document confirme l'acceptation de ces conditions.

Sommaire exécutif

Introduction

Ressources PMET a mandaté BBA afin d'évaluer les options de génération d'électricité pour l'exploitation du projet minier Shaakichiuwaanaan, situé à 53 km du barrage hydroélectrique de La Grande-4 (LG4). La mise en service de la mine est prévue en 2029 pour une durée d'exploitation de 24 années.

Les options à l'étude sont les suivantes :

- 1 – Interconnexion au poste de LG4 d'Hydro-Québec (HQ) comprenant notamment la construction d'une nouvelle ligne aérienne 120 kV de 53 km
- 2A – Centrale autonome au diésel de 65,7 MW
- 2B – Centrale autonome hybride au diésel de 65,7 MW avec un parc éolien de 24,8 MW et un BESS de 12,4 MW/12,4 MWh
- 3A – Centrale autonome au gaz naturel liquéfié (GNL) de 65,6 MW
- 3B – Centrale autonome hybride au gaz naturel liquéfié de 65,6 MW avec un parc éolien de 24,8 MW et un BESS de 12,4 MW/12,4 MWh
- 4A – Centrale autonome au gaz naturel compressé (GNC) de 65,6 MW
- 4B – Centrale autonome hybride au gaz naturel compressé de 65,6 MW avec un parc éolien de 24,8 MW et un BESS de 12,4 MW/12,4 MWh

Ce rapport présente les résultats de l'analyse technicoéconomique préliminaire et des émissions de gaz à effet de serre le tout avec une précision de classe V (-50 %/+100 %).

L'analyse économique de la génération d'électricité a été réalisée basée sur le CAPEX du projet ainsi que des couts d'opération en carburant et en maintenance des différents scénarios. Aucun revenu de la mine n'a été considéré, car dans tous les scénarios, ils seront identiques et dépendront de la production de la mine.

Dans le cas des centrales thermiques, un système de récupération de chaleur peut être utilisé afin de chauffer les bâtiments principaux. Les économies de GNC pour le chauffage épargné par ce système sont donc représentées comme un revenu dans les différents scénarios.

Résultats

Les résultats de l'analyse économique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Comparaison économique des différents scénarios

Scénario	CAPEX	VAN	LCOE [$/kWh]	Émissions de GES annuelles [tCO_{2eq}]
1 – Interconnexion avec Hydro-Québec au poste Tilly	195 000 000 $	(398 176 000 $)	0,153	5 500
2A – Centrale autonome au diésel	174 315 000 $	(1 056 763 000 $)	0,405	181 000
2B – Centrale autonome hybride au diésel	269 322 000 $	(904 989 000 $)	0,347	136 000
3A – Centrale autonome au gaz naturel liquéfié	196 683 000 $	(831 936 000 $)	0,319	128 000
3B – Centrale autonome hybride au gaz naturel liquéfié	291 690 000 $	(743 071 000 $)	0,285	95 000
4A – Centrale autonome au gaz naturel compressé	175 575 000 $	(1 057 596 000 $)	0,406	128 000
4B – Centrale autonome hybride au gaz naturel compressé	270 581 000 $	(897 788 000 $)	0,344	95 000

L'évolution de la valeur actuelle nette (VAN) estimée des scénarios durant les années d'opération de la mine est illustrée sur la figure suivante :

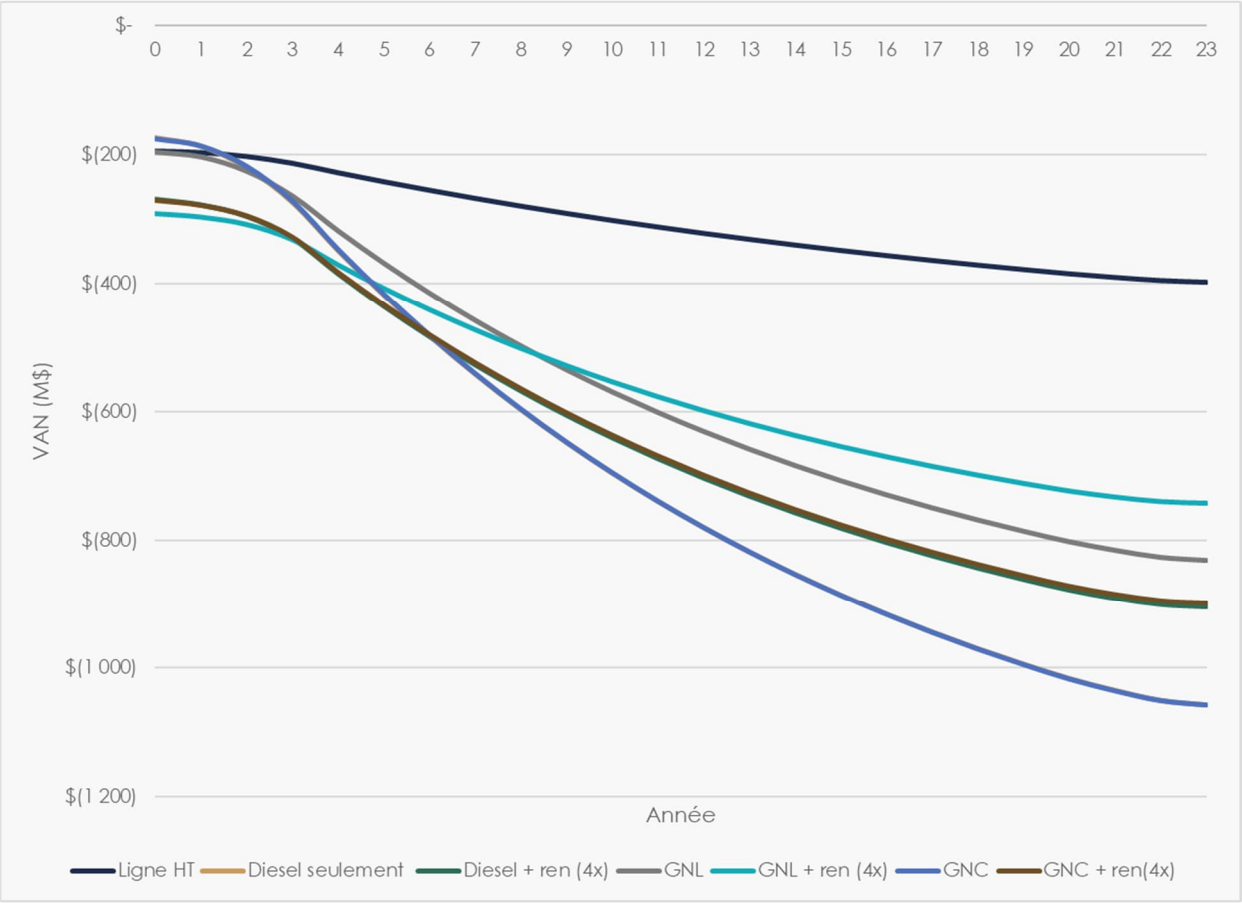


Figure 1 : Évolution de la VAN des différents scénarios

Il est important de noter que ces couts ne devraient être comparés qu'entre eux, car ils sont tous calculés sur la même base. De plus, les couts des droits d'émissions et de carburants utilisés pourraient changer au cours du projet et leurs variations sont difficiles à prévoir. Ils ont donc été considérés comme constants dans cette analyse.

Les hypothèses ou données d'entrées principales utilisées dans cette analyse sont les suivantes :

- Consommation d'énergie électrique annuelle pour les années d'exploitation régulière : 302 658 000 kWh (calculée à partir du profil de charge).
- Une charge moyenne de 34,55 MW est considérée pendant les années d'exploitation normales de la mine.
- Consommation d'énergie thermique annuelle moyenne estimée pour le chauffage des bâtiments principaux : 26 673 000 kWh.

- Durée de vie de la mine : 23 ans.
- Taux d'actualisation (pour calcul de la VAN et du LCOE) : 8 %.
- Taux d'inflation sur le prix du carburant : 0 %.
- Taux d'inflation sur les couts d'exploitation et de maintenance : 2 %.
- Type de contrat considéré : EPC.
- Cout des droits d'émissions fixes sur la durée de vie de la mine : 45 $/tonne CO_{2eq}

Conclusions et recommandations

Afin d'effectuer une comparaison juste des différents scénarios, une matrice de décision a été réalisée selon les aspects critiques liés au projet. Les critères ont été regroupés en quatre sous-sections, soit l'impact économique, l'impact environnemental, l'impact social et l'impact technique. Les résultats par sous-section sont présentés dans le tableau suivant et le détail est disponible à la section 5.

Tableau 2 : Résultats de la matrice décisionnelle

Critère	Poids	1 – Ligne H.T.		2A- Diésel		2B – Diésel + renouvelable		3A – GNL		3B – GNL + renouvelable		4A – GNC		4B – GNC + renouvelable	
		Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage
Impact économique (30%)															
CAPEX	5	2	10	3	15	1	5	2	10	1	5	3	15	1	5
VAN	3	3	9	1	3	1	3	2	6	2	6	1	3	1	3
Prévisibilité	2	3	6	1	2	2	4	1	2	2	4	1	2	2	4
Sous-total	**10**	**25**		**20**		**12**		**18**		**15**		**20**		**12**	
Impact environnemental (30%)															
Émissions GES	4	3	12	1	4	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8
Impact sur les plans d'eau et les milieux humides	2	1	2	3	6	2	4	3	6	2	4	3	6	2	4
Impact sur la faune	2	2	4	3	6	1	2	3	6	1	2	3	6	1	2
Empreinte sur le territoire	2	1	2	3	6	2	4	3	6	2	4	2	4	2	4
Sous-total	**10**	**20**		**22**		**18**		**26**		**18**		**24**		**18**	

Critère	Poids	1 – Ligne H.T.		2A- Diésel		2B – Diésel + renouvelable		3A – GNL		3B – GNL + renouvelable		4A – GNC		4B – GNC + renouvelable	
		Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage
Impact social (30%)															
Retombées économiques	3	2	6	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3
Circulation	3	3	9	1	3	2	6	1	3	2	6	1	3	2	6
Autres utilisateurs possibles	2	3	6	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Nuisance (bruit, poussière, paysage)	2	3	6	2	4	1	2	2	4	1	2	2	4	1	2
Sous-total	**10**	**27**		**12**		**13**		**12**		**13**		**12**		**13**	
Impact technique (10%)															
Constructibilité et délai	2	3	6	3	6	2	4	3	6	2	4	2	4	2	4
Fiabilité électrique	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Sous-total	**3**	**8**		**8**		**6**		**8**		**5**		**6**		**6**	
Total	**33**	**80**		**62**		**49**		**64**		**51**		**62**		**49**	

Selon les résultats obtenus, le scénario le plus avantageux est celui de l'interconnexion avec le réseau d'Hydro-Québec puisqu'il présente le meilleur pointage pondéré. Il est à noter que si ce scénario est sélectionné, une adhésion au programme de gestion de la demande de puissance (GDP) d'Hydro-Québec est requises et nécessitera une capacité de délestage de la charge d'au moins 30% pour un nombre d'heure déterminé selon le niveau d'engagement choisi. Aucun délestage, ni adhésion au programme de GDP n'a été considéré dans cette étude. Une étude spécifique sera requise pour évaluer les différentes options d'adhésion à la GDP.

Le scénario de production avec une centrale autonome au gaz naturel liquéfié est le deuxième scénario le plus avantageux, principalement en raison de sa VAN inférieure comparativement aux autres scénarios et son impact environnemental. Par ailleurs, en faisant abstraction de son investissement initial, le scénario de la centrale autonome au gaz naturel liquéfié est plus avantageux au niveau des couts d'exploitation.

Aucun scénario intégrant uniquement des énergies renouvelables n'a été considéré dans cette étude. Les énergies renouvelables ne représentent pas une capacité ferme et doivent être jumelées à une source de capacité ferme comme une centrale autonome ou Hydro-Québec pour assurer une opération continue.

Prochaines étapes

La prochaine étape dans le cas de l'interconnexion avec Hydro-Québec serait d'obtenir une entente pour la totalité des MW requis pour la durée du projet afin de démarrer les travaux le plus rapidement possible. Dans ce cas, il serait important d'analyser le niveau d'engagement à utiliser pour le Programme de Gestion de la demande de puissance (GDP) ainsi que les options envisageables pour le délestage.

Pour ce qui est d'une centrale hybride autonome, en cas d'absence d'entente avec Hydro-Québec, la prochaine étape recommandée est de commencer l'ingénierie préliminaire de la centrale aussitôt que possible afin d'aller en appel d'offres rapidement, notamment pour les équipements à longs délais de livraison tels que les génératrices.

Dans l'éventualité où l'intégration des énergies renouvelables serait analysée plus en profondeur dans le but de réduire les couts d'opération (OPEX) et les émissions de GES, tout en augmentant la valeur actuelle nette, les étapes suivantes devront être réalisées :

- Effectuer une évaluation de la ressource éolienne au site en installant une tour de mesurage de vent;
- Effectuer une étude d'intégration d'énergies renouvelables et vérifier les aides financières disponibles.

TABLE DES MATIÈRES

1. Introduction 1
   1.1. Abréviation et acronymes 1
   1.2. Étendue de l'étude 2
2. Hypothèses 3
3. Méthodologie 7
   3.1. Interconnexion au réseau d'Hydro-Québec 7
   3.2. Centrale autonome 9
   3.3. Énergie renouvelable 10
4. Résultats 20
   4.1. Scénario 1 – Interconnexion avec Hydro-Québec 20
   4.2. Scénario 2A – Centrale autonome diésel 22
   4.3. Scénario 2B – Centrale autonome diésel avec intégration d'énergies renouvelable 25
   4.4. Scénario 3A – Centrale autonome au gaz naturel liquéfié 28
   4.5. Scénario 3B – Centrale autonome au gaz naturel liquéfié avec intégration d'énergies renouvelable 31
   4.6. Scénario 4A – Centrale autonome au gaz naturel compressé 34
   4.7. Scénario 4B – Centrale autonome au gaz naturel compressé avec intégration d'énergie renouvelable 37
5. Analyse 40
6. Conclusion et recommandations 44
7. Prochaines étapes 47
8. Opportunités 47

LISTE DE TABLEAUX

Tableau 1 : Comparaison économique des différents scénarios i
Tableau 2 : Résultats de la matrice décisionnelle iii
Tableau 3 : Abréviations et acronymes 1
Tableau 4 : Description des scénarios 2
Tableau 5 : Détails des charges thermiques estimées des bâtiments procédés principaux 4
Tableau 6 : Prix des carburants 4

Tableau 7 : Spécifications des carburants 5
Tableau 8 : Facteurs d'émission de GES pour le diésel et le gaz naturel 5
Tableau 9 : Potentiel de réchauffement global des GES 6
Tableau 10 : Scénario potentiel du prix minimal annuel projeté par le ministère 6
Tableau 11 : Caractéristiques de la ligne aérienne 120 kV 7
Tableau 12 : Couts de la ligne électrique 8
Tableau 13 : Caractéristiques des centrales thermiques 10
Tableau 14 : Caractéristiques de l'énergie solaire 12
Tableau 15 : Caractéristiques de l'énergie éolienne 14
Tableau 16 : Indices de performance de l'interconnexion au réseau d'Hydro-Québec 20
Tableau 17 : Émission de GES du scénario 1 20
Tableau 18 : Détail du CAPEX du scénario 1 21
Tableau 19 : Couts d'opération du scénario 1 22
Tableau 20 : Sommaire des couts du scénario 1 22
Tableau 21 : Performance de la centrale autonome au diésel pour le scénario 2A 23
Tableau 22 : Émissions de GES pour le scénario 2A 23
Tableau 23 : Détail du CAPEX du scénario 2A 24
Tableau 24 : Détail des couts d'opération OPEX du scénario 2A 24
Tableau 25 : Sommaire des couts du scénario 2A 25
Tableau 26 : Indices de performance du scénario 2B 25
Tableau 27 : Émissions de GES du scénario 2B 26
Tableau 28 : Estimation du CAPEX du scénario 2B 26
Tableau 29 : Couts d'opération du scénario 2B 27
Tableau 30 : Sommaire des couts du scénario 2B 27
Tableau 31 : Indices de performance du scénario 3A 28
Tableau 32 : Émission de GES du scénario 3A 29
Tableau 33 : Estimation du CAPEX du scénario 3A 29
Tableau 34 : Couts d'opération du scénario 3A 30
Tableau 35 : Sommaire des couts du scénario 3A 30
Tableau 36 : Indices de performance du scénario 3B 31
Tableau 37 : Émissions de GES du scénario 3B 32
Tableau 38 : Estimation du CAPEX du scénario 3B 32
Tableau 39 : Couts d'opération du scénario 3B 33
Tableau 40 : Sommaire des couts du scénario 3B 33

Tableau 41 : Indices de performance du scénario 4A 34
Tableau 42 : Émissions de GES du scénario 4A 35
Tableau 43 : Estimation du CAPEX du scénario 4A 35
Tableau 44 : Couts opérationnels du scénario 4A 36
Tableau 45 : Sommaire des couts du scénario 4A 37
Tableau 46 : Indices de performance du scénario 4B 37
Tableau 47 : Émissions de GES du scénario 4B 38
Tableau 48 : Estimation du CAPEX du scénario 4B 39
Tableau 49 : Couts opérationnels du scénario 4B 39
Tableau 50 : Sommaire des couts du scénario 4B 40
Tableau 51 : Description et poids des critères de la matrice décisionnelle 41
Tableau 52 : Matrice décisionnelle 42
Tableau 53 : Sommaire des scénarios de génération d'électricité 44
Tableau 54 : Pointage final des scénarios 46

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Évolution de la VAN des différents scénarios ii
Figure 2 : Profil de charge électrique 3
Figure 3 : Production d'énergie du parc solaire de 1 MWcc 12
Figure 4 : Production d'énergie éolienne (kWh) par mois 15
Figure 5 : Évolution de la VAN des différents scénarios selon l'investissement initial en énergie renouvelable 18
Figure 6 : Évolution de la VAN des différents scénarios 45

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Rapport d'analyse PVSyst pour l'intégration d'un parc solaire
Annexe B : Explication de la pondération de la matrice décisionnelle

1. Introduction

Ressources PMET a mandaté BBA afin d'évaluer les options de génération d'électricité pour l'exploitation du projet minier Shaakichiuwaanaan, situé à 53 km du barrage hydroélectrique de La Grande-4 (LG4). La mise en service de la mine est prévue en 2029 pour une durée d'exploitation de 23 ans.

Les options à l'étude sont une interconnexion au poste de LG4 d'Hydro-Québec (HQ) comprenant notamment la construction d'une nouvelle ligne aérienne 120 kV de 53 km ainsi que la construction et l'opération d'une centrale autonome au diésel, au gaz naturel liquéfié (GNL) ou au gaz naturel comprimé (GNC), avec ou sans intégration d'énergies renouvelables, au site du complexe minier.

L'objectif de ce rapport est de présenter les résultats de l'analyse technicoéconomique et des émissions de gaz à effet de serre liées à chacune des options de génération d'électricité étudiées pour subvenir à la totalité des besoins électriques du complexe minier, le tout à haut niveau avec une précision classe V (-50 %/+100 %). Ces résultats permettent d'évaluer la viabilité et l'impact de chacune de ces options afin de ne cibler que les plus intéressantes dans le cadre de l'analyse de faisabilité du projet minier pour les aspects économique, social, environnemental et technique.

Ce rapport présente donc la méthodologie et les hypothèses utilisées ainsi que la description et l'analyse de tous les scénarios étudiés et les recommandations qui en découlent.

1.1. Abréviation et acronymes

Le tableau ci-dessous énumère certaines abréviations ou acronymes utilisés dans ce document et en donne la définition.

Tableau 3 : Abréviations et acronymes

Abréviation ou acronyme	Définition
BESS	De l'Anglais *Batterie Energy Storage System*, signifiant système de stockage à batterie
EPC	De l'Anglais *Engineering, Procurement and Construction*, signifiant Ingénierie, Approvisionnement et Construction, soit un type de contrat pour un « projet clé en main » à la charge du propriétaire
GES	Gaz à effet de serre

Abréviation ou acronyme	Définition
GNC	Gaz naturel comprimé
GNL	Gaz naturel liquéfié
HQ	Hydro-Québec
LCOE	De l'Anglais *Levelized Cost Of Energy*, signifiant cout actualisé de l'énergie, unité de mesure du cout moyen de l'énergie sur la durée de vie d'installations de production d'énergie électrique
VAN	Valeur actuelle nette

1.2. Étendue de l'étude

À la demande de Ressources PMET, les scénarios conceptuels suivants de génération d'électricité pour le site permanent de Shaakichiuwaanaan ont été analysés par BBA :

Tableau 4 : Description des scénarios

Scénario	Description
1	Raccordement au réseau d'Hydro-Québec (HQ) : interconnexion au réseau de HQ à partir du poste Tilly, près de la centrale hydroélectrique LG-4, par une ligne de 53 km à 120 kV
2A	Centrale autonome au diésel
2B	Centrale autonome hybride au diésel avec intégration d'énergie renouvelable avec un système de stockage à batterie (BESS)
3A	Centrale autonome au GNL
3B	Centrale autonome hybride au GNL avec intégration d'énergie renouvelable avec BESS
4A	Centrale autonome au GNC
4B	Centrale autonome hybride au GNC avec intégration d'énergie renouvelable avec BESS

Le scénario 1, soit celui de la ligne 120 kV, est considéré comme le scénario de base de cette étude, puisqu'il s'agit du scénario prévu au *Preliminary Economic Assessment* (PEA) (rapport BBA nº 7535006-000000-40-ERA-0002-R00). Il est à noter que la ligne haute tension du PEA était cependant à 69 kV, mais une tension de 120 kV est considérée dans la présente étude notamment en raison de l'augmentation de la charge.

2. Hypothèses

Intrants du client

Les intrants utilisés par BBA dans l'exécution de cette analyse consistent en l'information suivante fournie par Ressources PMET :

- Profil de charge électrique : le profil de charge présenté dans la figure suivante prend comme hypothèse une charge constante, tenant compte des facteurs d'utilisation et de disponibilité. Une charge moyenne de 34,55 MW est considérée pour les années d'exploitation régulière, soit de 2032 à 2048. Une augmentation graduelle de la charge entre 2029 et 2032, ainsi qu'une diminution graduelle entre 2048 et 2051 sont considérées;

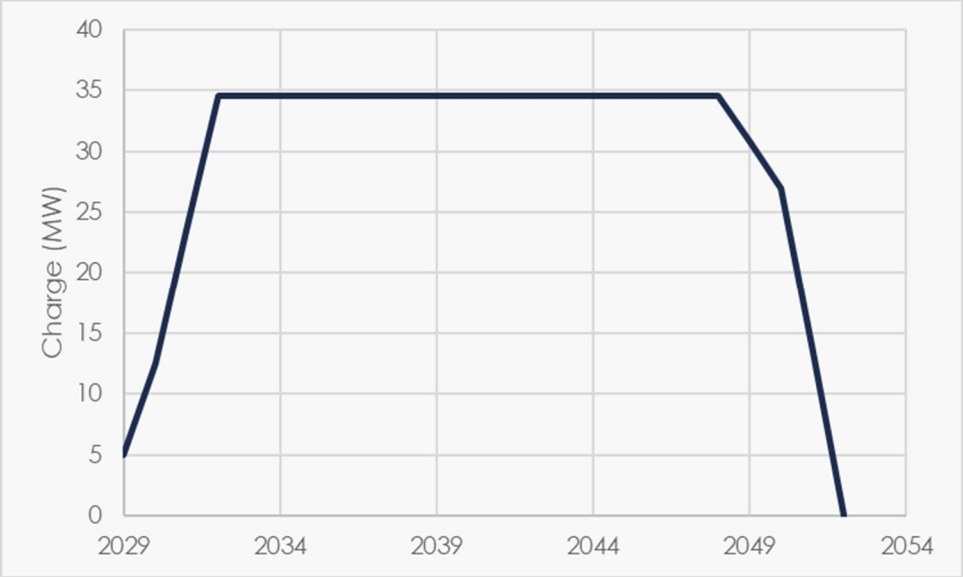


Figure 2 : Profil de charge électrique

- Consommation d'énergie électrique annuelle pour les années d'exploitation régulière : 302 658 000 kWh (calculée à partir du profil de charge);
- Le chauffage des galeries souterraines et des bâtiments principaux (usine de procédé et camp) sera effectué au GNC dans tous les cas de figure. Or, les scénarios de génération d'électricité par une centrale autonome aux hydrocarbures permettent la récupération d'énergie thermique issue de la production d'électricité utilisable pour chauffer les bâtiments principaux, réduisant les besoins en GNC pour cette application. Ainsi, concernant l'énergie thermique, seuls les couts d'OPEX liés au chauffage des bâtiments

principaux (usine de procédé et ses auxiliaires excluant le complexe du camp) seront évalués pour chaque scénario dans cette étude. La consommation de GNC nécessaire pour le chauffage épargné par ce système est donc représentée comme une économie dans les différents scénarios;

- Le CAPEX des installations requises pour le chauffage des bâtiments au gaz naturel comprimé n'est pas inclus dans les calculs, car il ne dépend pas du scénario de génération d'électricité choisi et sera requis dans chacun des cas comme opération principale ou en relève au système de récupération de chaleur;
- La charge thermique à considérer pour cette étude se base sur l'estimation fournie dans le rapport PEA. Le rapport indique que la dépense annuelle de propane pour le chauffage de l'usine de procédé et ses auxiliaires (*crusher*, garage et *paste plant*) sera de 2,5 M$. En considérant le prix du propane présenté au tableau 6, la charge a été estimée comme présentée dans le tableau 5 :

Tableau 5 : Détails des charges thermiques estimées des bâtiments procédés principaux

Secteur	Air chauffé à	Température la plus basse	Puissance
	°C	°C	kW
Usine de procédé	10	-35	**10 900**

- Durée de vie de la mine : 23 ans;
- Taux d'actualisation (pour calcul de la VAN et du LCOE) : 8 %;
- Taux d'inflation sur le prix du carburant : 0 %;
- Taux d'inflation sur les couts d'exploitation et de maintenance : 2 %;
- Type de contrat considéré : EPC;
- Prix des carburants :

Tableau 6 : Prix des carburants

Carburant	Unité	Prix	Hypothèse
Diésel (arctique)	$/L	1,43	Le prix du diésel est un intrant du client pour une unité stationnaire (2025-06)
Gaz naturel comprimé	$/GJ	38,17	Le prix du GNC est une estimation incluant le cout de molécules et le transport au site par Certarus basée sur le Heating fuel source – Trade off Study réalisée par G Mining : CASN-A-MC-TOS-Heating (2025-05)

Carburant	Unité	Prix	Hypothèse
Gaz naturel liquéfié	$/GJ	26,72	Le prix du GNL est une estimation incluant le cout de molécules et le transport au site transport au site basée sur le Heating fuel source – Trade off Study réalisée par G Mining : CASN-A-MC-TOS-Heating (2025-05)
Propane	$/L	0,58	Le prix du propane est une estimation basée sur un projet antérieur de récupération de chaleur (2024-12)

- Spécifications des carburants :

Tableau 7 : Spécifications des carburants

Carburant	Potentiel calorifique inférieur	Efficacité	
Diésel (arctique)	37 300 kJ/L	Génératrice	44 %
		Bouilloire	S. O.
Gaz naturel comprimé	37 890 kJ/m^3	Génératrice	44 %
		Bouilloire	92 %
Gaz naturel liquéfié	37 890 kJ/m^3	Génératrice	44 %
		Bouilloire	S. O.

[1]Condition de référence : 15°C et 101.325 kPa

Émission de GES

Pour les fins de cette étude, il a été déterminé que l'analyse d'impact environnemental de chaque scénario se limiterait à l'estimation des émissions de gaz à effet de serre liées à la production d'énergie électrique et thermique pendant la durée d'opération de la mine.

Pour chacun des scénarios, les émissions de GES ont été déterminées selon le volume de carburant (diésel et gaz naturel) consommé. Le tableau suivant présente les facteurs d'émissions de GES du diésel et du gaz naturel utilisés dans le cadre de cette étude.

Tableau 8 : Facteurs d'émission de GES pour le diésel et le gaz naturel

Carburant	GES	Facteur d'émission[1]	
		Valeur	Unité
Diésel	CO_2	2 681	kg/kL
	CH_4	0,133	kg/kL
	N_2O	0,400	kg/kL

Carburant	GES	Facteur d'émission[1]	
		Valeur	Unité
Gaz naturel	CO_2	1 911	g/m³
	CH_4	0,497	g/m³
	N_2O	0,0497	g/m³

[1] Selon Facteurs d'émission et de conversion, 16 aout 2019, Transition Énergétique Québec

Ensuite, le tableau suivant présente le potentiel de réchauffement global considéré dans cette étude pour chacun de ces GES.

Tableau 9 : Potentiel de réchauffement global des GES

GES	Potentiel de réchauffement global[1]
CO_2	1
CH_4	25
N_2O	298

[1] Note 1 : Selon la Loi sur la tarification de la pollution causée par les gaz à effet de serre (L.C. 2018, c.12, art. 186), annexe

En ce qui concerne le prix au Québec associé à ces émissions de GES, celui-ci est régi par le système de plafonnement et d'échange de droits d'émissions (SPEDE) qui est lié avec celui de la Californie, et est le fruit d'une vente aux enchères régulée par un prix plancher et un prix plafond ayant lieu quatre fois par année. Ainsi, le cout des émissions de GES dépend de la tendance du marché en suivant le principe de l'offre et de la demande. Depuis 2014, la tendance est que le prix de vente est supérieur aux prix minimaux projetés. Les prix minimaux projetés par le Ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les changements climatiques, de la Faune et des Parcs sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 10 : Scénario potentiel du prix minimal annuel projeté par le ministère

2025	2026	2027	2028	2029	2030
32,34 $	36,60 $	34,03 $	36,61 $	42,39 $	45,35 $
Note 1 : Référence du SPEDE : Ventes aux enchères					

Pour les fins de cette étude, afin de simplifier les calculs, en raison de la nature spéculative du prix des droits d'émissions au Québec, un cout de 45 $/tonne de $CO_{2\,éq}$ sera utilisé sans inflation. Cela donnera un ordre de grandeur acceptable dans le contexte de cette étude, soit afin de comparer les scénarios de génération d'électricité du site de Shaakichiuwaanaan, mais ce cout

ne devrait pas être utilisé à d'autres fins en raison de son imprévisibilité (dépendance au marché, aux technologies, au changement de gouvernance, etc.). Ce droit d'émission s'applique uniquement si les émissions annuelles totales sont supérieures à 25 000 tonnes de $CO_{2\,éq}$. À partir de ce seuil, l'inscription au SPEDE est obligatoire. Si les émissions sont inférieures à ce seuil, le SPEDE ne sera pas pris en compte dans l'analyse du scénario.

3. Méthodologie

3.1. Interconnexion au réseau d'Hydro-Québec

Le scénario d'interconnexion au réseau d'Hydro-Québec à l'étude est celui impliquant une interconnexion au poste de LG4 d'Hydro-Québec (HQ).

Ce scénario de génération d'électricité implique comme travaux la construction d'un poste supplémentaire 315-120 kV relié au poste Tilly près de LG4 par une nouvelle ligne aérienne 315 kV de 2 km, un poste 120-13,8 kV au complexe minier et d'une ligne aérienne de transmission 120 kV de 53 km entre le poste de la mine et le point d'interconnexion au poste de LG4.

Les caractéristiques de la ligne 120 kV sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 11 : Caractéristiques de la ligne aérienne 120 kV

Caractéristique	Unité	Valeur
Point d'interconnexion		Poste de LG4
Tension	kV	120
Longueur approximative	km	53

3.1.1. Hypothèses financières

Les couts de la ligne électrique sont basés sur trois récents projets de BBA exécutés de 2020 à 2024. L'estimation de couts préliminaire de 2024 est considérée dans le cadre de l'étude.

Tableau 12 : Couts de la ligne électrique

Description	Quantité	Unité	Valeur unitaire k$	Total k$
Ligne 120 kV	53	km	1 500	79 500
Ligne 315 kV	2	km	4 000	8 000
Équipement supplémentaire à Tilly	1	-	12 500	12 500
Sous-station 315-120 kV	1	-	22 900	22 900
Sous-station 120-13,8 kV	1	-	15 000	15 000
			Contingence :	30 %
			Total :	**195 000**

3.1.2. Programme de Gestion de la demande de puissance (GDP)

Le projet de loi 69 du Québec exige maintenant que chaque nouvelle demande de raccordement au réseau d'Hydro-Québec de plus de 5 MW effectue une étude d'efficacité énergétique, démontre des efforts à implanter des mesures d'économies d'énergie, et s'engage à délester un minimum de 30% de sa puissance souscrite dans le cadre du programme GDP Engagement d'Hydro-Québec.

Le programme GDP pour les clients industriels se découpe en deux volets, soit Engagement et Latitude. Le volet Engagement est discuté ici puisqu'il s'agit du volet exigé par Hydro-Québec lors des nouveaux raccordements. Les modalités du programme Engagement ont été proposées dans le document « Condition de tarifs » d'HQ du 1er avril 2025, mais n'ont toujours pas été acceptées par la Régie de l'énergie. Les informations sont donc présentées à titre indicatif seulement.

Pour participer au programme, le client doit s'engager à délester une certaine quantité de puissance, appelée puissance interruptible. Celle-ci est utilisée, à l'aide du profil de consommation, afin d'établir une puissance de base à respecter lors des périodes de délestage. Chaque période de délestage est d'une durée de 4 ou 5 heures consécutives. Les plages horaires ne sont pas fixes, mais le premier événement sera typiquement le matin vers 6h00 et le deuxième événement sera typiquement en fin d'après-midi vers 16h.

Plusieurs choix sont offerts (20 sous-options au total) afin de déterminer le nombre de périodes de délestage annuelles à respecter, ainsi que le crédit applicable, comme suit:

- Heures annuelles : Cinq niveaux d'engagement sont possibles, variant de 20 à 100h annuelles.

- Nombre d'événements par jour : 1 ou 2 événements admissibles par jour. Si 1 événement est sélectionné, le délai minimal entre deux événements est de 12h. Si 2 événements sont sélectionnés, le délai minimal entre deux événements est de 4h.
- Jours de la semaine : Jours de semaine seulement, ou jours de fin de semaine inclus.

Le respect ou non du délestage effectué par le client lors des périodes GDP est confirmé à la fin de chaque mois d'hiver (décembre à mars) en fonction de la puissance maximale (PM) et de la puissance maximale quotidienne moyenne (PMQM) observées lors de chaque mois respectif. Chaque client est donc responsable d'assurer un délestage adéquat à chaque période GDP, sans aide d'HQ

Le crédit se découple en une portion fixe calculée sur la puissance interruptible, en $/kW, ainsi qu'une portion variable calculée sur l'énergie réelle totale délestée lors des périodes GDP, en $/kWh. Le versement des crédits est effectué sur chaque facture des mois d'hiver.

Des pénalités sont également applicables lorsqu'un client ne parvient pas à délester la puissance requise lors des périodes demandées.

Ainsi, le choix du niveau d'engagement doit être fait avec discernement, en s'assurant que les infrastructures et les équipements requis sont adéquats pour garantir l'atteinte du délestage prévu en tout temps. Il serait pertinent d'approfondir cette analyse dans de futures études afin de confirmer l'option la plus avantageuse.

3.2. Centrale autonome

3.2.1. Dimensionnement

Pour les fins de cette étude, BBA a dimensionné la centrale en tenant compte de la charge moyenne, de la charge de pointe et de la plus grosse charge motrice à démarrer, le tout lors de l'année d'opération ayant la charge la plus élevée. De plus, une configuration optimale et standard de ce type d'application de N+2 groupes électrogènes a été considérée, soit un nombre N de groupes en opération pour fournir à la demande, un groupe en réserve pour pallier la perte de l'un de ceux en opération, au besoin, et un groupe en maintenance. Des capacités de génératrices à moyenne vitesse de rotation connues pour ce type d'application ont été utilisées.

Cette configuration de centrale est employée pour chacun des scénarios de génération d'électricité par une centrale autonome considéré dans cette étude (diésel, GNL et GNC, avec

ou sans énergies renouvelables). En effet, les groupes électrogènes sélectionnés peuvent être carburés au diésel, au GNL ou au GNC moyennant quelques modifications à la centrale.

Les caractéristiques électriques de la centrale dimensionnée sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 13 : Caractéristiques des centrales thermiques

Description	Unité	Centrale diésel	Centrale gaz naturel liquide ou compressé
Capacité d'un groupe	kWe	9 388	9 370
Quantité (N+2)		7	7
Capacité installée de la centrale	kWe	65 716	65 590
Capacité en opération (N)	kWe	46 940	46 850

3.2.2. Hypothèses financières

Le CAPEX des génératrices sera similaire entre les différents types présentés dans cette étude. Les estimations ont été réalisées en utilisant des références provenant de projets précédents dans des conditions similaires et en utilisant les normes de l'industrie. L'estimation inclut le bâtiment et sa structure requise pour abriter les génératrices, les salles mécaniques et électriques, les infrastructures de stockage nécessaires et les auxiliaires des génératrices.

En ce qui concerne l'OPEX, celui-ci inclut les couts des carburants selon les prix présentés dans le Tableau 6, les couts d'exploitation et de maintenance des génératrices ainsi que les couts des droits d'émissions de gaz à effet de serre.

3.3. Énergie renouvelable

Dans le cadre de cette étude, les sources d'énergies renouvelables considérées sont le solaire photovoltaïque et l'éolien. Ces deux sources sont matures technologiquement, connues et éprouvées au Québec ainsi que relativement rapides à déployer et à plus faible cout que d'autres sources d'énergie renouvelable telle que l'hydroélectricité. Il est important de noter que l'analyse de ces deux sources d'énergie renouvelable est préliminaire. Une analyse future devra être réalisé pour confirmer le potentiel de ces sources d'énergie. Il existe plusieurs cas d'intégration d'énergie solaire et éolienne sur des sites miniers au Canada et à travers le monde. Le système de stockage d'énergie par batteries (BESS) est aussi discuté dans cette section en complément à l'énergie renouvelable.

Il est important de préciser que l'hydroélectricité n'a pas été prise en compte dans le cadre de cette étude, mais pourrait faire l'objet d'une analyse dans une phase ultérieure.

Les couts CAPEX et OPEX pour les énergies solaire et éolienne ainsi que pour le BESS ont été estimés en utilisant des références provenant de projets précédents dans des conditions similaires à celles de Shaakichiuwaanaan et des standards de l'industrie.

3.3.1. Énergie solaire

3.3.1.1. Solaire – Analyse de ressource

L'analyse de la ressource solaire a été réalisée à l'aide du logiciel spécialisé PVSyst™ selon les meilleures pratiques de l'industrie. Ce logiciel permet de modéliser et de simuler la puissance produite d'un parc solaire pour une année météorologique typique à une granularité d'une heure (8760 heures pour une année) et en tenant compte de pertes typiques. Les données météorologiques typiques basées sur les données historiques à la localisation 53°32'53"N 73°54'48"W ont été utilisées pour réaliser cette étude.

Un système de montage fixe est considéré dans cette étude, avec les modules orientés vers le sud pour maximiser la capture d'énergie du lever au coucher du soleil. Un angle d'inclinaison de 35° a été sélectionné pour optimiser la production d'énergie en tenant compte de la latitude du site et en minimisant l'accumulation de neige, tout en restant dans un angle standard de l'industrie.

Cette étude considère l'utilisation d'un système de fondation en béton ne nécessitant pas de profonde excavation.

Des modules photovoltaïques bifaciaux conçus pour capturer l'énergie solaire réfléchie par le sol ont été pris en compte dans les simulations. Étant donné la haute réflectivité de la neige, les panneaux bifaciaux sont particulièrement avantageux dans la région du projet. Les panneaux bifaciaux sont une conception standard de l'industrie. Des onduleurs de chaine seront utilisés en raison de la taille de la centrale, car ils sont généralement plus rentables pour les systèmes photovoltaïques d'une capacité inférieure à 5 MW par rapport aux onduleurs centraux.

Voici les résultats obtenus pour un parc solaire de 1 MW_{cc}, pouvant être considérés comme un bloc modulable au MW_{cc}.

3.3.1.2. Solaire – Résultats

Tableau 14 : Caractéristiques de l'énergie solaire

Description	Unité	Valeur
Paramètres		
Capacité installée	kW_{CC}	1 065
Capacité CA	kW_{CA}	960
Résultats énergétiques		
Production d'énergie nette (année 1)	kWh	1 417 000
Facteur de capacité	%	15
Résultats économiques		
CAPEX (estimation +50 %/-100 %)	k$	2 700
OPEX	k$/an	29
LCOE (23 ans)[1]	$/kWh	0,203

[1] Le LCOE est le cout actualisé de l'énergie représentant le cout moyen par kilowattheure d'électricité produite. Il est obtenu en divisant la somme des couts actualisés totaux (VAN) par la somme de la production d'énergie actualisée.

Le graphique suivant montre la production électrique par mois du parc solaire.

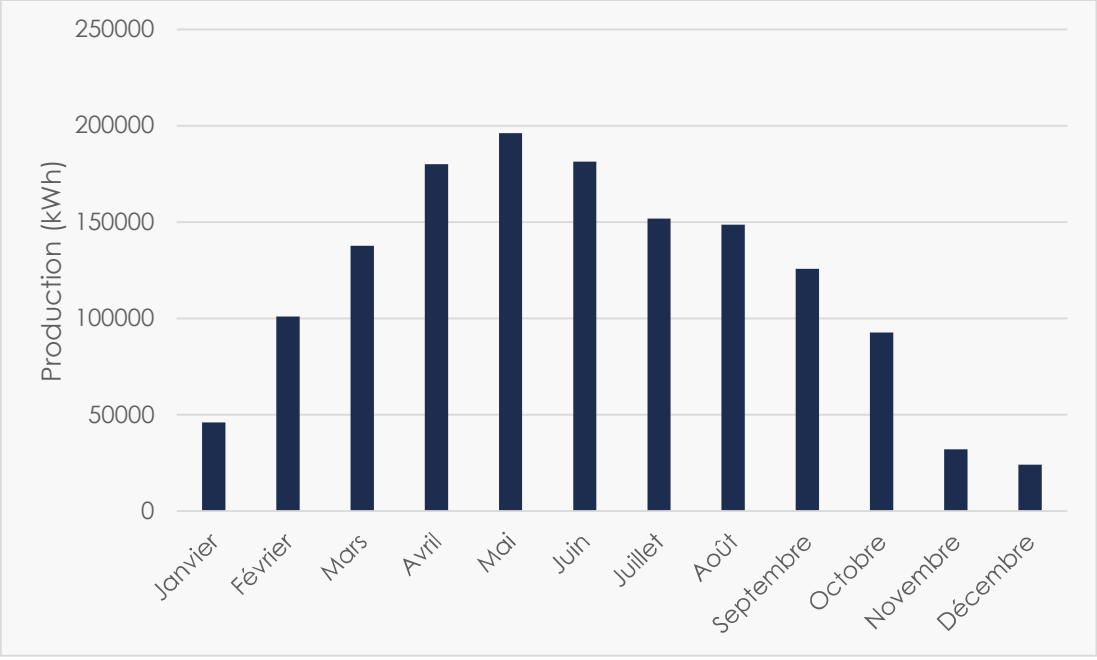


Figure 3 : Production d'énergie du parc solaire de 1 MWcc

Le rapport PVSyst complet est disponible à l'Annexe A du rapport.

3.3.1.3. Solaire – Discussion

L'analyse de la production des panneaux solaires par mois présentée sur la Figure 3 met en évidence une importante variabilité de la production au cours de l'année. En hiver, la production est particulièrement faible en raison du nombre d'heures d'ensoleillement. Cette limitation saisonnière entraine une baisse significative de la production annuelle d'énergie solaire.

De plus, l'espace occupé par un parc solaire d'une capacité de 1 MW est d'environ 4600 m^2. Une grande surface devrait donc être utilisée afin d'y installer un parc solaire d'une capacité suffisante pour décarboner une portion des opérations minières causant une déforestation supplémentaire et complexifiant l'installation de celui-ci.

Au niveau économique, l'utilisation d'énergie solaire présente un LCOE de 0,203 $/kWh. Ce dernier est supérieur à celui de l'énergie éolienne, qui est de 0,140 $/kWh comme présenté au Tableau 15, ce qui rend la technologie moins intéressante.

Comme l'énergie solaire et l'énergie éolienne remplissent la même fonction, soit de réduire la consommation de carburant, et que l'énergie solaire est plus dispendieuse et complexe à installer et moins stable au cours de l'année, elle ne sera pas considérée dans les différents scénarios analysés. Uniquement l'énergie éolienne sera utilisée dans les scénarios intégrant une forme d'énergie renouvelable.

3.3.1.4. Limites de l'étude solaire

Les limites de la présente étude sont les suivantes :

- Aucun emplacement précis de parc solaire n'a été utilisé. Si une étude plus détaillée était réalisée, une zone constructible devrait être sélectionnée, incluant les contraintes environnementales du terrain, afin d'évaluer le potentiel de capacité installée de façon plus précise. Un rapport géotechnique serait également requis pour valider le choix des fondations. L'emplacement final aura un impact sur l'évaluation du potentiel solaire et sur l'estimation des coûts.
- La disponibilité des données météorologiques pour le site est limitée, en particulier pour ce qui est de l'irradiance. Si une étude plus approfondie était menée, il serait recommandé d'acheter des données TMY satellite pour l'évaluation du potentiel solaire.

- Les valeurs du LCOE n'ont pas tenu compte d'un éventuel crédit d'impôt, d'une subvention ou de l'impact de la taxe carbone.

3.3.2. Énergie éolienne

3.3.2.1. Éolien – Analyse de ressource

L'analyse de la ressource éolienne a été réalisée en utilisant les données publiques à l'heure (8760) de ERA5[1] des cinq dernières années et la valeur moyenne de Global Wind Atlas[2]. Les coordonnées utilisées dans le cadre de l'étude sont les suivantes : 53°32'53"N 73°54'48"W. Le terrain identifié est fourni à titre indicatif et correspond à une vitesse de vent moyenne de la zone étudiée.

Plusieurs turbines ont été évaluées pour le projet. La sélection a été basée sur la production annuelle maximale d'une turbine selon leurs courbes de puissance et les données spécifiques du site. La turbine utilisée dans le cadre de cette étude est une turbine de 6,2 MW de classe S, conçue spécifiquement pour les zones de vent faible à moyen. Un facteur de perte de 20 % a été appliqué sur la puissance de sortie de la turbine. Aucune analyse de compatibilité de la turbine au site n'a été réalisée dans le cadre de cette étude.

3.3.2.2. Éolien – Résultats

Les résultats des simulations des analyses de ressource éolienne et économique sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 15 : Caractéristiques de l'énergie éolienne

Description	Unité	Valeur
Paramètres		
Capacité d'une turbine	kW	6,200
Résultats énergétiques		
Vitesse moyenne du vent (à 100 m)	m/s	7,5
Production d'énergie nette (année 1)	kWh	21 800 000
Facteur de capacité net	%	40
Résultats économiques		

[1] ERA5
[2] https://globalwindatlas.info/en/

CAPEX (estimé +50 %/-100 %)	k$	22 000
OPEX	k$/an	115
LCOE (23 ans)[1]	$/kWh	0,140

[1] Le LCOE est le cout actualisé de l'énergie représentant le cout moyen par kilowattheure d'électricité produite. Il est obtenu en divisant la somme des couts actualisés totaux (VAN) par la somme de la production d'énergie actualisée. Dans le cas de l'énergie éolienne, le LCOE est estimé en supposant que 100 % de la production renouvelable est utilisée. Cette estimation ne tient toutefois pas compte des couts liés au système de stockage par batteries (BESS), qui sont nécessaires à l'intégration des énergies renouvelables.

Certains couts CAPEX pourront être réduits lors de l'installation de plusieurs turbines, notamment ceux liés au réseau collecteur et à la location de la grue.

Le graphique suivant représente la production éolienne par mois.

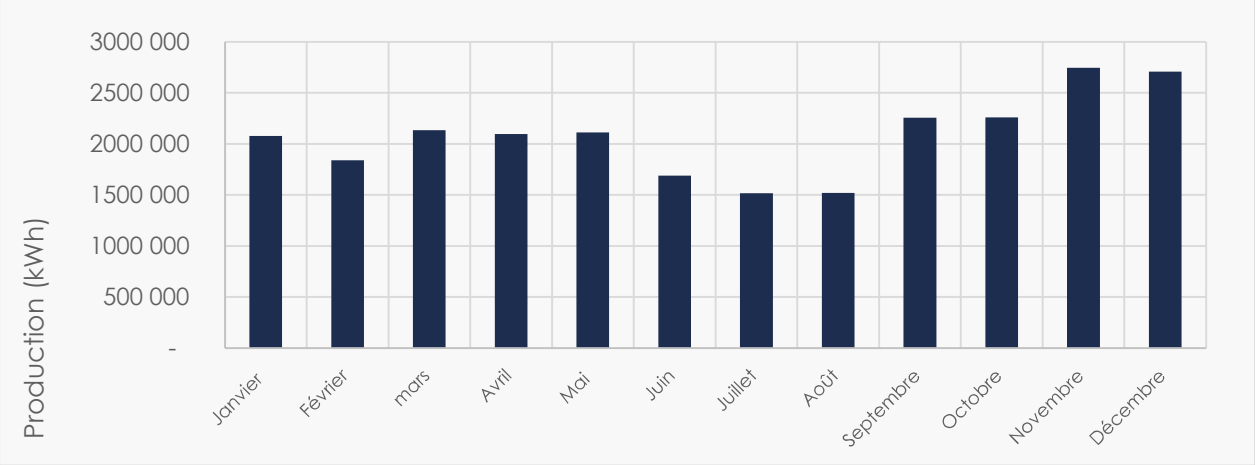


Figure 4 : Production d'énergie éolienne (kWh) par mois

3.3.2.3. Éolien – Discussion

Comme montré sur la Figure 4, la production électrique des éoliennes est relativement constante durant toute l'année et est même à son maximum l'hiver, ce qui est avantageux lorsque comparé à l'énergie solaire qui est très faible en hiver. De plus, l'espace nécessaire pour une éolienne est limité à la base de l'éolienne et aux chemins d'accès dédié aux maintenances ce qui correspond à environ 7000 m^2 pour une éolienne de 6,2 MW. Pour une capacité équivalente, l'empreinte sur le territoire est donc considérablement plus faible que pour l'énergie solaire.

D'un point de vue économique, l'installation d'éoliennes présente un LCOE de 0,140 $/kWh, ce qui est plus bas que celui des centrales thermiques dont le plus faible est de 0,319 $/kWh pour une centrale autonome au gaz naturel liquéfié et que l'énergie solaire dont le LCOE est de

0,203 $/kWh, augmentant ainsi la rentabilité du projet. Pour ces raisons, l'inclusion d'énergie renouvelable sera réalisée au moyen d'éoliennes pour les différents scénarios.

L'intégration d'éoliennes est intéressante, car elle permet de réduire grandement les couts d'exploitation et de maintenance en diminuant l'utilisation des génératrices et donc la consommation de carburant. Cela vient aussi augmenter la prévisibilité des couts d'exploitation comme le prix des carburants est sujet à davantage de fluctuation. Cependant, un investissement initial substantiel est nécessaire afin d'intégrer une quantité d'énergie renouvelable suffisante pour avoir un impact. Sur la durée de vie de la mine, les économies en OPEX permettent de rentabiliser le CAPEX supplémentaire nécessaire. Des subventions et des ententes contractuelles alternatives comme un *Power Purchase Agreement* (PPA) pourraient être intégrées pour réduire le CAPEX, mais elles n'ont pas été considérées dans cette étude.

3.3.2.4. Limites de l'étude

Les limites de cette étude sont les suivantes :

- Aucun emplacement exact pour les parcs éoliens n'a été utilisé. Il serait recommandé, à une étape ultérieure, de sélectionner une zone constructible, car cela aura un impact sur l'évaluation du potentiel éolien et l'estimation des coûts.
- La méthodologie utilisée dans le cadre de cette étude est appropriée à ce stade puisqu'il s'agit d'une analyse préliminaire. Cependant, il sera nécessaire d'obtenir des données de vent plus fiables si une étude plus poussée est envisagée.
- Des facteurs de pertes génériques et typiques ont été appliqués séparément à chaque donnée, ce qui est approprié à ce stade, mais ne donne pas un profil annuel représentatif. Des simulations utilisant un logiciel spécialisé devront être réalisées pour obtenir une estimation plus détaillée des pertes.
- La sélection du modèle d'éolienne a été réalisée à partir des données disponibles, mais aucune étude comparative des technologies afin d'identifier la turbine la plus adaptée au site n'a pas été réalisée, ce qui devrait être fait dans le cadre d'une étude ultérieure.
- Les valeurs du LCOE ne tiennent pas compte des crédits d'impôt potentiels, des subventions pour les projets d'énergies renouvelables ou de l'impact de la taxe carbone.

3.3.3. BESS

Il est recommandé d'avoir un système de stockage d'énergie par batterie (BESS) pour tout cas intégrant l'énergie éolienne à des fins de réserve tournante. Étant donné que la production d'énergie d'une éolienne peut chuter rapidement, un BESS est utilisé pour compenser ces baisses avant que des génératrices additionnelles puissent être démarrées dans le cas d'un réseau

autonome. La dimension du BESS pour la réserve tournante est généralement de 50 % à 100 % de la puissance maximale de l'éolienne avec une durée (capacité de stockage d'énergie) de 1 heure.

Un BESS pourrait aussi être utilisé pour accumuler l'excès d'énergie fournie par les éoliennes si la production est supérieure à la charge du site. Cependant, considérant la charge du site, il faudrait une grande quantité d'éoliennes pour avoir des excès d'énergie à certains moments (production éolienne supérieure à la charge), c'est pourquoi ce scénario n'a pas été analysé dans le cadre de l'étude.

3.3.4. Énergies renouvelables – Discussion

L'intermittence des énergies renouvelables, comme l'éolien ou le solaire, rend difficile l'alimentation continue d'une charge industrielle à partir d'un parc autonome. Ces sources doivent donc être couplées à un système de stockage d'énergie (BESS) ou à une source de production ferme, telle qu'une centrale thermique alimentée. Des périodes prolongées de faible production (vents faibles, faible ensoleillement, etc.) peuvent survenir, durant lesquelles ni le parc renouvelable, ni le système de stockage ne sont en mesure de répondre à la demande. Pour compenser entièrement la production thermique, il serait nécessaire de surdimensionner à la fois le parc renouvelable et le BESS, ce qui entrainerait des couts d'investissement (CAPEX) et d'exploitation (OPEX) très élevés, rendant cette solution peu viable. Afin d'assurer une alimentation continue de la charge, la présence d'une centrale thermique capable de répondre à l'ensemble de la demande, en cas de besoin, demeure essentielle. C'est pourquoi aucune réduction de la capacité de cette centrale n'a été envisagée dans le cadre de l'intégration des énergies renouvelables.

Afin de déterminer le nombre d'éoliennes à intégrer, plusieurs scénarios ont été analysés. Le graphique suivant présente l'impact de l'ajout d'éoliennes sur la VAN du projet selon les différents scénarios.

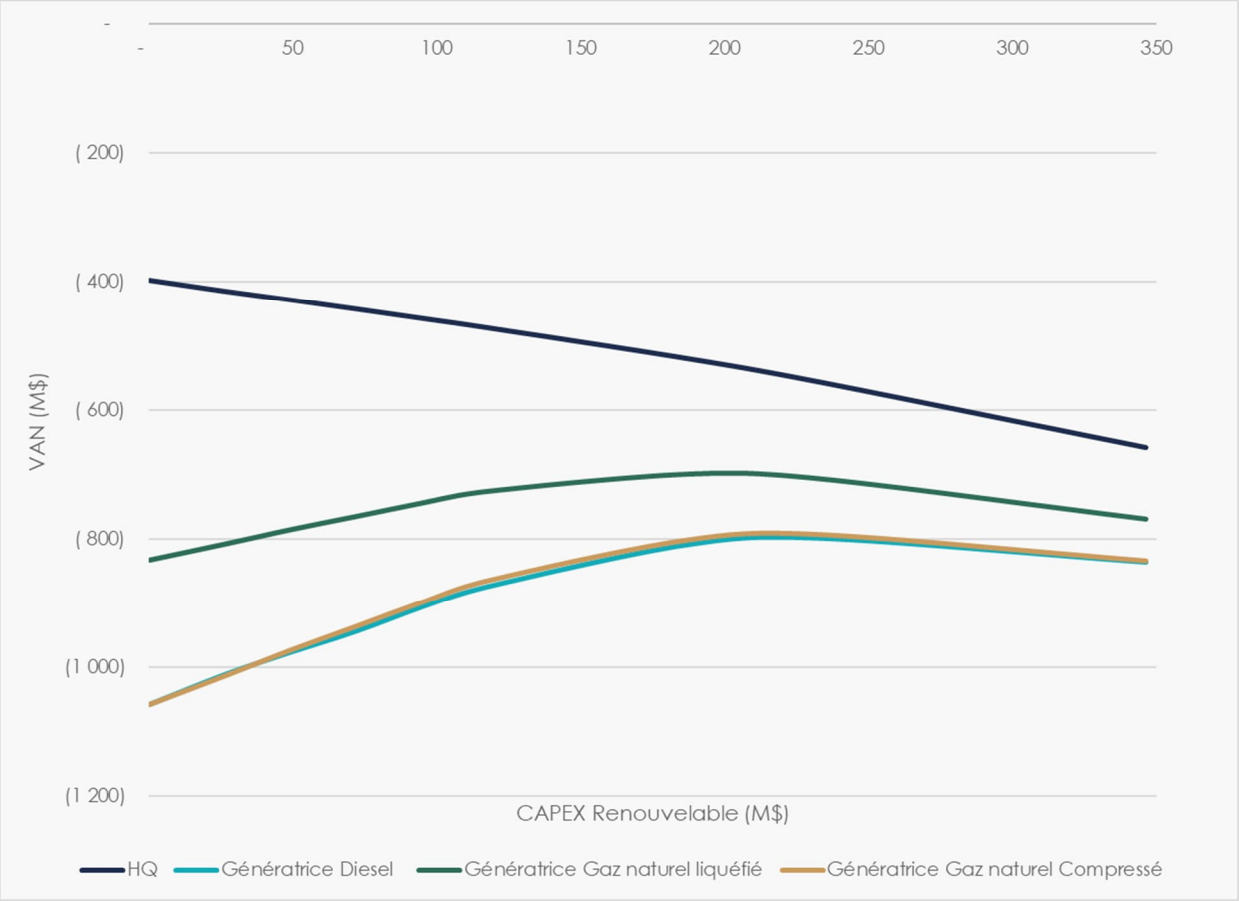


Figure 5 : Évolution de la VAN des différents scénarios selon l'investissement initial en énergie renouvelable

On y remarque que dans le cas d'une interconnexion avec Hydro-Québec, il n'est pas économiquement avantageux d'ajouter des éoliennes et un BESS comme la VAN diminue linéairement avec l'ajout de ceux-ci. Ainsi, aucun scénario combinant l'interconnexion avec HQ et l'énergie éolienne n'est considéré dans cette étude.

Pour les centrales thermiques, on remarque une amélioration de la VAN jusqu'à l'atteinte d'un point d'inflexion à partir duquel l'ajout d'une éolienne n'a plus d'avantage économique. Afin d'optimiser la VAN du projet tout en limitant les investissements CAPEX, l'analyse d'intégration d'énergie renouvelable sera réalisée en considérant l'installation de quatre éoliennes et d'un BESS de 50 % de la capacité des éoliennes dédié à la réserve tournante. Ce scénario permet d'être situé dans la région linéaire de la courbe tout en ayant un investissement initial supplémentaire de moins de 100 M$ pour l'intégration d'énergie renouvelable.

Bref, l'énergie éolienne est la seule énergie renouvelable considérée dans cette étude, mais seulement dans le contexte d'une centrale autonome au diésel ou au gaz naturel et en combinaison avec un BESS pour assurer une réserve « tournante ». Aucune réduction de la capacité de la centrale thermique n'a été envisagée dans le cadre de l'étude.

4. Résultats

4.1. Scénario 1 – Interconnexion avec Hydro-Québec

4.1.1. Description du scénario

Le scénario d'interconnexion au réseau d'Hydro-Québec à l'étude implique un raccordement au poste Tilly situé à proximité de la centrale LG4. Un nouveau poste 315-120 kV relié au poste Tilly par une nouvelle ligne aérienne 315 kV de 2 km serait nécessaire. De plus, une nouvelle ligne 120 kV de 53 km reliés au poste 120-13,8 kV du complexe minier devra aussi être construite.

Pour ce scénario, le chauffage des bâtiments principaux représentant annuellement 26 673 000 kWh_{th} est entièrement au GNC.

Avec cette configuration, voici les indices de performance du scénario 1.

Tableau 16 : Indices de performance de l'interconnexion au réseau d'Hydro-Québec

Indice de performance	Unité	Valeur
Production d'énergie électrique annuelle maximale (HQ)	kWh_e	302 658 000
Énergie thermique maximale nécessaire pour le chauffage des bâtiments	kWh_{th}	26 673 000
Consommation maximale annuelle de GNC pour le chauffage des bâtiments	m^3	2 755 000

4.1.2. Émission de GES

En utilisant la consommation de carburant moyenne calculée pour ce scénario, les tableaux de la section 2 et les émissions de GES fournies par HQ, les émissions de GES suivantes ont été calculées pour le scénario 1.

Tableau 17 : Émission de GES du scénario 1

Source des émissions	Consommation de carburant		Émissions de GES [Tonnes $CO_{2.equivalent}$]	
	Maximale annuelle	Total (23 ans)	Maximale annuelle	Total (23 ans)
Chauffage des bâtiments (GNC)	2 755 000 m^3	63 355 000 m^3	5 300	123 000
Production d'électricité (HQ)	-	-	200	3 800
Total	**2 755 000 m^3**	**63 355 000 m^3**	**5 500**	**127 000**

Comme les émissions annuelles de ce scénario sont inférieures au seuil d'inscription obligatoire au SPEDE de 25 000 tonnes de $CO_{2éq}$, aucun droit d'émission ne devra être payé pour ce scénario.

4.1.3. Estimation des couts

Les couts initiaux (CAPEX) du scénario 1, soit une interconnexion avec le réseau d'Hydro-Québec sont basés sur les projets réalisés par BBA entre 2020 et 2024. Les prix utilisés sont ceux de 2024 et ils sont détaillés dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Détail du CAPEX du scénario 1

Description	Quantité	Unité	Valeur unitaire [k$]	Total [k$]
Ligne 120 kV	53	km	1 500	79 500
Ligne 315 kV	2	km	4 000	8 000
Équipement supplémentaire à Tilly	1	-	12 500	12 500
Sous-station 315-120 kV	1	-	22 900	22 900
Sous-station 120-13,8 kV	1	-	15 000	15 000
			Contingence :	30 %
			Total :	**195 000**

Les couts opérationnels (OPEX) du scénario 1 sont basés sur le tarif L d'Hydro-Québec[3]. Ce tarif s'applique pour les clients industriels de grande puissance (plus de 5 000 kW) sur l'énergie totale consommée en kilowattheure (kWh) ainsi que sur la puissance de l'installation en kilowatt (kW). Certains crédits sont disponibles afin de réduire les couts de l'électricité. Les seuls ayant été considérés dans cette étude sont les crédits d'alimentation en moyenne ou haute tension étant donné que le scénario implique l'alimentation par une ligne de 120 kV et le crédit de rajustement pour pertes de transformation. Des économies supplémentaires n'ayant pas été analysées seraient donc possibles sous certaines conditions n'ayant pas été analysées dans cette étude.

Les couts d'exploitation liés au chauffage ne sont pas représentés dans cette section, mais plutôt considérés comme une économie dans le cas des centrales thermiques. Le détail des couts est présenté dans le tableau suivant :

[3] Tarif L d'Hydro-Québec

Tableau 19 : Couts d'opération du scénario 1

OPEX (description)	OPEX à la première année d'opération complète (2032)	Moyenne annuelle actualisée sur la durée de vie de la mine (23 ans)
Cout annuel de l'énergie	13 596 000 $	6 001 000 $
Cout annuel de la puissance	6 325 000 $	2 833 000 $
Total annuel	**19 921 000 $**	**8 834 000 $**
Total sur la durée de vie de la mine (VAN)	**203 176 000 $**	

Une indexation de 2,66 % par année a été appliquée sur les tarifs d'énergie et de puissance, ce qui correspond à la moyenne des augmentations des cinq dernières années.

Le tableau suivant présente le sommaire des couts du scénario 1, soit une interconnexion au réseau d'Hydro-Québec.

Tableau 20 : Sommaire des couts du scénario 1

Description	Unité	Valeur
CAPEX	$	195 000 000
OPEX moyenne actualisée annuelle	$	203 176 000
Total (VAN)	**$**	**(398 176 000)**
LCOE	$/kWh	0,153

4.2. Scénario 2A – Centrale autonome diésel

4.2.1. Description du scénario

Dans ce scénario, la génération d'électricité du complexe minier Shaakichiuwaanaan proviendra en totalité d'une centrale énergétique autonome composée de groupes électrogènes carburant au diésel.

Il est considéré dans cette étude qu'un système permettant de récupérer la chaleur dégagée par la production de l'énergie électrique est implanté afin de chauffer les bâtiments de procédé et auxiliaires. Cela représente un potentiel annuel de récupération de 226 994 000 kWh_{th}, soit environ 75 % de l'énergie électrique produite. Le chauffage des bâtiments est entièrement au GNC, ce qui représente annuellement 26 673 000 kWh_{th}, ce qui serait donc produit en totalité par la récupération de chaleur de la centrale. Toutefois, des opportunités de mitiger davantage les

besoins thermiques au site sont présentes si la ventilation souterraine et les bâtiments administratifs se rajoutent au réseau.

Avec cette configuration, voici les indices de performances clés calculés pour le scénario 2A.

Tableau 21 : Performance de la centrale autonome au diésel pour le scénario 2A

Indice de performance	Unité	Valeur
Production d'énergie électrique annuelle maximale (diésel)	kWh_e	302 658 000
Consommation de diésel annuelle maximale	L	64 648 000
Énergie thermique maximale produite par récupération de chaleur de la centrale	kWh_{th}	226 994 000
Énergie thermique maximale nécessaire pour le chauffage des bâtiments	kWh_{th}	26 673 000
Consommation maximale annuelle de GNC sauvée pour chauffage des bâtiments	m^3	2 755 000

4.2.2. Émission de GES

En utilisant la consommation de carburant moyenne calculée pour ce scénario et les tableaux de la section 2, les émissions de GES suivantes ont été calculées pour le scénario 2A.

Tableau 22 : Émissions de GES pour le scénario 2A

Source des émissions	Consommation de carburant		Émissions de GES [Tonnes $CO_{2.equivalent}$]	
	Maximale annuelle	Total (23 ans)	Maximale annuelle	Total (23 ans)
Chauffage de bâtiment (GNC)[1]	957 000 m^3	980 000 m^3	1 855	1 899
Production d'électricité (diésel)	64 648 000 L	1 316 885 000 L	181 000	3 692 000
Total			**181 000**	**3 694 000**

[1] Le chauffage au GNC est uniquement utilisé pour les premières années lors du démarrage de la mine. Une fois à pleine capacité, les génératrices fournissent l'énergie thermique nécessaire pour le chauffage.

4.2.3. Estimation des couts

Le tableau suivant détaille les couts initiaux (CAPEX) du scénario 2A, soit une centrale autonome au diésel, sans énergies renouvelables.

Tableau 23 : Détail du CAPEX du scénario 2A

Description	Cout
Couts directs des installations (génératrices, contrôle, réseau de récupération de chaleur, bâtiments, fondation, etc.)	95 100 000 $
Cout de stockage de carburant (7 jours d'autonomie)	3 405 000 $
Cout du système de récupération de chaleur (tuyauterie, installation, etc.)	1 104 000 $
Couts indirects (transport, gestion de projet, ingénierie, essais, mise en service, etc.) – 40 %	39 844 000 $
Couts contingence – 25 %	34 863 000 $
Total	**174 315 000 $**

Le tableau suivant détaille les couts d'opération (OPEX) du scénario 2A.

Tableau 24 : Détail des couts d'opération OPEX du scénario 2A

OPEX (description)	OPEX à la première année d'exploitation complète (2032)	Moyenne annuelle actualisée sur la durée de vie de la mine (23 ans)
Cout annuel du diésel	92 446 000 $	34 853 000 $
Cout annuel d'O&M (incl. huile de lubrification)	5 314 000 $	2 284 000 $
Cout annuel des droits d'émission	8 156 000 $	3 075 000 $
Cout épargné de consommation de GNC pour le chauffage	(3 984 000) $	(1 740 000) $
Cout épargné des droits d'émission de consommation de GNC pour le chauffage	(240 000) $	(105 000) $
OPEX total	**101 692 000 $**	**38 367 000 $**
Total sur la durée de vie de la mine (VAN)	**882 448 000 $**	

Le tableau suivant présente le sommaire des couts pour le scénario 2A, soit une centrale autonome au diésel seulement

Tableau 25 : Sommaire des couts du scénario 2A

Description	Unité	Valeur
CAPEX	$	174 315 000
OPEX (diésel, O&M, huile, émissions) sur durée de vie de la mine (VAN)	$	882 448 000
Total (VAN)	**$**	**(1 056 763 000)**
LCOE	$/kWh	0,405

4.3. Scénario 2B – Centrale autonome diésel avec intégration d'énergies renouvelable

4.3.1. Description du scénario

Le scénario 2B comprend la même centrale énergétique au diésel que le scénario 2A avec l'intégration de quatre éoliennes de 6 200 kW chacune pour un total de 24 800 kW afin de réduire la consommation de carburants et d'un BESS de 12 400 kW avec une durée de 1 h pour la réserve tournante.

Comme pour le scénario 2A, un système de récupération de la chaleur dégagée par les groupes électrogènes est utilisé afin de chauffer les bâtiments de procédé et auxiliaires.

Avec cette configuration, voici les indices de performance clés calculés pour le scénario 2B.

Tableau 26 : Indices de performance du scénario 2B

Indice de performance	Unité	Valeur
Production d'énergie électrique annuelle maximale (diésel)	kWh_e	220 616 000
Consommation de diésel annuelle maximale	L	47 994 000
Production d'énergie électrique annuelle maximale (éolien)	kWh	82 042 000
Pénétration renouvelable totale	%	27,1
Déplacement de carburant (diésel) annuel maximal	L	(16 654 000)
Énergie thermique maximale produite par récupération de chaleur de la centrale	kWh_{th}	165 462 000

Indice de performance	Unité	Valeur
Énergie thermique maximale nécessaire pour le chauffage des bâtiments	kWh_{th}	26 673 000
Consommation maximale annuelle de GNC épargnée pour chauffage des bâtiments	m^3	2 755 000

4.3.2. Émission de GES

En utilisant la consommation de carburant moyenne calculée pour ce scénario et les tableaux de la section 2, les émissions de GES suivantes ont été calculées pour le scénario 2B.

Tableau 27 : Émissions de GES du scénario 2B

Source des émissions	Consommation de carburant		Émissions de GES [Tonnes $CO_{2.equivalent}$]	
	Maximale annuelle	Total (23 ans)	Maximale annuelle	Total (23 ans)
Chauffage de bâtiment (GNC)[1]	1 583 000 m^3	3 049 000 m^3	3 000	5 900
Production d'électricité (diésel)	47 994 000 L	955 278 000 L	135 000	2 678 000
Production d'électricité (éolien)	0	0	1 200	25 000
Total			**136 000**	**2 709 000**

[1] Le chauffage au GNC est uniquement utilisé pour les premières et dernières années d'exploitation de la mine. À pleine capacité, les génératrices fournissent l'énergie thermique nécessaire pour le chauffage.

4.3.3. Estimation des couts

Le tableau suivant détaille les couts initiaux (CAPEX) du scénario 2B, soit une centrale autonome au diésel avec intégration d'énergie éolienne.

Tableau 28 : Estimation du CAPEX du scénario 2B

Description	Cout
Centrale autonome au diésel	174 315 000 $
Parc éolien 24,8 MW	78 130 000 $
BESS 12,4 MW/12,4MWh	16 876 000 $
Total	**269 322 000 $**

Le tableau suivant détaille les couts d'opération (OPEX) du scénario 2B.

Tableau 29 : Couts d'opération du scénario 2B

OPEX (description)	OPEX à la première année d'opération complète (2032)	Moyenne annuelle actualisée sur la durée de vie de la mine (23 ans)
Cout annuel du diésel	68 631 000 $	25 194 000 $
Cout annuel d'O&M (incl. huile de lubrification)	4 019 000 $	1 707 000 $
Cout d'entretien annuel des éoliennes	539 000 $	269 000 $
Cout d'entretien annuel du BESS	28 000 $	14 000 $
Cout annuel des droits d'émission	6 106 000 $	2 206 000 $
Cout épargné de consommation de GNC pour le chauffage	(3 984 000) $	(1 654 000) $
Cout épargné des droits d'émission de consommation de GNC pour le chauffage	(240 000) $	(100 000) $
OPEX total	**75 100 000 $**	**27 638 000 $**
Total sur durée de vie de la mine (VAN)	**635 668 000 $**	

Le tableau suivant présente le sommaire des couts d'énergie du scénario 2B, soit une centrale autonome au diésel avec intégration d'énergie éolienne.

Tableau 30 : Sommaire des couts du scénario 2B

Description	Unité	Valeur
CAPEX	$	269 751 000
OPEX (diésel, O&M, huile, émissions) sur durée de vie de la mine (VAN)	$	635 668 000
Total (VAN)	**$**	**(904 989 000)**
LCOE	$/kWh	0,347

4.4. Scénario 3A – Centrale autonome au gaz naturel liquéfié

4.4.1. Description du scénario

Dans ce scénario, la génération d'électricité du complexe minier Shaakichiuwaanaan proviendra en totalité d'une centrale énergétique autonome composée de groupes électrogènes carburant au gaz naturel dont le transport jusqu'au site est effectué sous forme liquide.

Les caractéristiques électriques et la configuration de la centrale sont les mêmes que dans le scénario 2A. Toutefois, des couts initiaux et des couts de consommation de carburant différents sont à prévoir, notamment pour l'installation des équipements requis au site pour l'entreposage et la vaporisation du gaz naturel.

Avec cette configuration, voici les indices de performances clés calculés pour le scénario 3A :

Tableau 31 : Indices de performance du scénario 3A

Indice de performance	Unité	Valeur
Production d'énergie électrique annuelle maximale (gaz naturel)	kWh_e	302 658 000
Consommation de gaz naturel annuelle maximale	m^3	65 910 000
Énergie thermique maximale produite par récupération de chaleur de la centrale	kWh_{th}	226 994 000
Énergie thermique maximale nécessaire pour le chauffage des bâtiments	kWh_{th}	26 673 000
Consommation maximale annuelle de GNC sauvée pour chauffage des bâtiments	m^3	2 755 000

4.4.2. Émission de GES

En utilisant la consommation de carburant moyenne calculée pour ce scénario et les tableaux de la section 2, les émissions de GES suivantes ont été calculées pour le scénario 2A

Tableau 32 : Émission de GES du scénario 3A

Source des émissions	Consommation de carburant		Émissions de GES [Tonnes $CO_{2.equivalent}$]	
	Maximale annuelle	Total (23 ans)	Maximale annuelle	Total (23 ans)
Chauffage de bâtiment (GNC)[1]	957 000 m^3	980 000 m^3	1 900	1 900
Production d'électricité (gaz naturel)	65 910 000 m^3	1 337 494 000 m^3	128 000	2 592 000
Total	**65 910 000m^3**	**1 338 474 000 m^3**	**128 000**	**2 594 000**

[1] Le chauffage au GNC est uniquement utilisé pour les premières années lors du démarrage de la mine. Une fois à pleine capacité, les génératrices fournissent l'énergie thermique nécessaire pour le chauffage des bâtiments principaux.

4.4.3. Estimation des couts

Le tableau suivant détaille les couts initiaux (CAPEX) du scénario 3A, soit une centrale autonome au gaz naturel avec une alimentation en gaz naturel liquéfié, sans énergies renouvelables.

Tableau 33 : Estimation du CAPEX du scénario 3A

Description	Cout
Couts directs des installations (génératrices, contrôle, réseau de récupération de chaleur, bâtiments, fondation, etc.)	95 100 000 $
Cout système de récupération de chaleur (tuyauterie, installation, etc.)	1 104 000 $
Couts indirects (transport, gestion de projet, ingénierie, essais, mise en service, etc.) – 40 %	38 482 000 $
Couts contingence – 25 %	33 671 000 $
Couts des infrastructures de gestion du GNL (dalle de béton, réservoirs, vaporisation, contrôle, tuyauterie, etc.)	28 327 000 $
Total	**196 683 000 $**

Le tableau suivant détaille les couts d'opération (OPEX) du scénario 3A

Tableau 34 : Couts d'opération du scénario 3A

OPEX (description)	OPEX à la première année d'opération complète (2032)	Moyenne annuelle actualisée sur la durée de vie de la mine (23 ans)
Cout annuel du GNL	66 739 000 $	25 051 000 $
Cout annuel d'O&M (incl. huile de lubrification)	5 334 000 $	2 291 000 $
Cout annuel des droits d'émission	5 747 000 $	2 122 000 $
Cout épargné de consommation de GNC pour le chauffage	(3 984 000) $	(1 740 000) $
Cout épargné des droits d'émission de consommation de GNC pour le chauffage	(240 000) $	(105 000) $
OPEX total	**73 596 000 $**	**27 620 000 $**
Total sur la durée de vie de la mine (VAN)	**635 253 000 $**	

Le tableau suivant présente le sommaire des couts de l'énergie pour le scénario 3A, soit une centrale autonome au GNL seulement

Tableau 35 : Sommaire des couts du scénario 3A

Description	Unité	Valeur
CAPEX	$	196 683 000
OPEX (LNG, O&M, huile, émissions) sur durée de vie de la mine (VAN)	$	635 253 000
Total (VAN)	**$**	**(831 936 000)**
LCOE	$/kWh	0,319

4.5. Scénario 3B – Centrale autonome au gaz naturel liquéfié avec intégration d'énergies renouvelable

4.5.1. Description du scénario

Le scénario 3B comprend la même centrale énergétique au gaz naturel liquéfié que le scénario 3A, mais avec l'intégration d'énergie renouvelable afin de réduire la consommation de carburant. L'intégration des énergies renouvelables est faite au moyen de quatre éoliennes de 6 200 kW chacune pour un total de 24 800 kW et d'un BESS de 12 400 kW avec une durée de 1 h.

Comme pour le scénario 3A, un système de récupération de la chaleur dégagée par les groupes électrogènes est utilisé afin de chauffer les bâtiments de procédé et auxiliaires.

Avec cette configuration, voici les indices de performances clés calculés pour le scénario 3B.

Tableau 36 : Indices de performance du scénario 3B

Indice de performance	Unité	Valeur
Production d'énergie électrique annuelle maximale (gaz naturel liquéfié)	kWh_e	220 616 000
Consommation de gaz naturel annuelle maximale	m^3	48 284 000
Production d'énergie électrique annuelle maximale (éolien)	kWh	82 042 000
Pénétration renouvelable totale	%	27,1
Déplacement de carburant (gaz naturel liquéfié) annuel maximal	m^3	(17 626 000)
Énergie thermique maximale produite par récupération de chaleur de la centrale	kWh_{th}	165 462 000
Énergie thermique maximale nécessaire pour le chauffage des bâtiments	kWh_{th}	26 673 000
Consommation maximale annuelle de GNC sauvée pour chauffage des bâtiments	m^3	2 755 000

4.5.2. Émission de GES

En utilisant la consommation de carburant moyenne calculée pour ce scénario et les tableaux de la section 2, les émissions de GES suivantes ont été calculées pour le scénario 3B.

Tableau 37 : Émissions de GES du scénario 3B

Source des émissions	Consommation de carburant		Émissions de GES [Tonnes $CO_{2.equivalent}$]	
	Maximale annuelle	Total (23 ans)	Maximale annuelle	Total (23 ans)
Chauffage de bâtiment (GNC)[1]	1 585 000 m^3	3 054 000 m^3	3 000	5 900
Production d'électricité (gaz naturel liquéfié)	48 284 000 m^3	957 334 000 m^3	94 000	1 855 000
Production d'électricité (éolien)	0 L	0 L	1 200	25 000
Total	**48 284 000 m^3**	**960 388 000 m^3**	**95 000**	**1 886 000**

[1] Le chauffage au GNC est uniquement utilisé pour les premières années lors du démarrage de la mine. Une fois à pleine capacité, les génératrices fournissent l'énergie thermique nécessaire pour le chauffage.

4.5.3. Estimation des couts

Le tableau suivant détaille les couts initiaux (CAPEX) du scénario 3B, soit une centrale autonome au gaz naturel liquéfié avec intégration d'énergie éolienne.

Tableau 38 : Estimation du CAPEX du scénario 3B

Description	Cout
Centrale autonome au gaz naturel liquéfié	196 683 000 $
Parc éolien 24,8 MW	78 130 000 $
BESS 12,4 MW/12,4MWh	16 876 000 $
Total	**291 690 000 $**

Le tableau suivant détaille les couts d'opération (OPEX) du scénario 3B.

Tableau 39 : Couts d'opération du scénario 3B

OPEX (description)	OPEX à la première année d'opération complète (2032)	Moyenne annuelle actualisée sur la durée de vie de la mine (23 ans)
Cout annuel du GNL	48 891 000 $	17 849 000 $
Cout annuel d'O&M (incl. huile de lubrification)	4 027 000 $	1 711 000 $
Cout d'entretien annuel des éoliennes	539 000 $	269 000 $
Cout d'entretien annuel du BESS	28 000 $	14 000 $
Cout annuel des droits d'émission	4 262 000 $	1 535 000 $
Cout sauvé de consommation de GNC pour le chauffage	(3 984 000) $+	(1 654 000) $
Cout sauvé des droits d'émission de consommation de GNC pour le chauffage	(240 000) $	(100 000) $
OPEX total	**53 523 000 $**	**19 625 000 $**
Total sur durée de vie de la mine (VAN)	**451 381 000 $**	

Le tableau suivant présente le sommaire des couts d'énergie du scénario 3B, soit une centrale autonome au gaz naturel liquéfié avec intégration d'énergie éolienne.

Tableau 40 : Sommaire des couts du scénario 3B

Description	Unité	Valeur
CAPEX	$	291 690 000
OPEX (diésel, O&M, huile, émissions) sur durée de vie de la mine (VAN)	$	451 381 000
Total (VAN)	**$**	**(743 071 000)**
LCOE	$/kWh	0,285

4.6. Scénario 4A – Centrale autonome au gaz naturel compressé

4.6.1. Description du scénario

Dans ce scénario, la génération d'électricité du complexe minier Shaakichiuwaanaan proviendra en totalité d'une centrale énergétique autonome composée de groupes électrogènes carburant au gaz naturel dont le transport jusqu'au site est effectué sous forme de gaz naturel compressé.

Les caractéristiques électriques et la configuration de la centrale sont les mêmes que dans le scénario 3A. Toutefois, des couts initiaux et des couts de consommation de carburant différents sont à prévoir comme le gaz naturel arrive au site dans un état différent. Le CAPEX inclut donc le cout des génératrices, du bâtiment de la centrale, des équipements de dépressurisation, de la tuyauterie de raccordement aux remorques et l'espace requis pour l'entreposage des 120 remorques nécessaires afin d'avoir une autonomie de 7 jours de consommation d'énergie.

Tableau 41 : Indices de performance du scénario 4A

Indice de performance	Unité	Valeur
Production d'énergie électrique annuelle maximale (gaz naturel compressé)	kWh_e	302 658 000
Consommation de gaz naturel annuelle maximale	m^3	65 910 000
Énergie thermique maximale produite par récupération de chaleur de la centrale	kWh_{th}	226 994 000
Énergie thermique maximale nécessaire pour le chauffage des bâtiments	kWh_{th}	26 673 000
Consommation maximale annuelle de GNC épargnée pour chauffage des bâtiments	m^3	2 755 000

4.6.2. Émission de GES

En utilisant la consommation de carburant moyenne calculée pour ce scénario et les tableaux de la section 2, les émissions de GES suivantes ont été calculées pour le scénario 4A.

Tableau 42 : Émissions de GES du scénario 4A

Source des émissions	Consommation de carburant		Émissions de GES [Tonnes $CO_{2.equivalent}$]	
	Maximale annuelle	Total (23 ans)	Maximale annuelle	Total (23 ans)
Chauffage de bâtiment (GNC)[1]	957 000 m^3	980 000 m^3	1 900	1900
Production d'électricité (GNC)	65 910 000 m^3	1 337 494 000 m^3	128 000	2 592 000
Total	**65 910 000 m^3**	**1 338 474 000 m^3**	**128 000**	**2 594 000**

[1] Le chauffage au GNC est uniquement utilisé pour les premières années lors du démarrage de la mine. Une fois à pleine capacité, les génératrices fournissent l'énergie thermique nécessaire pour le chauffage.

4.6.3. Estimation des couts

Le tableau suivant détaille les couts initiaux (CAPEX) du scénario 4A, soit une centrale autonome au gaz naturel avec une alimentation en gaz naturel compressé, sans énergies renouvelables.

Tableau 43 : Estimation du CAPEX du scénario 4A

Description	Cout
Couts directs des installations (génératrices, contrôle, réseau de récupération de chaleur, bâtiments, fondation, etc.)	95 100 000 $
Cout d'infrastructure d'entreposage et alimentation de gaz comprimé (tuyauterie, fondation, civil, etc.) – 7 jours d'autonomie	4 000 000 $
Cout système de récupération de chaleur (tuyauterie, installation, etc.)	1 104 000 $
Couts des infrastructures du fournisseur[1]	218 000 $
Couts indirects (transport, gestion de projet, ingénierie, essais, mise en service, etc.) – 40 %	40 082 000 $
Couts contingence – 25 %	35 071 000 $
Total	**175 575 000 $**

[1] Cette estimation est basée sur les couts en CAPEX de Certarus fournis dans le rapport *Heating Energy Source Trade Off Study* réalisé par G-Mining Services (CASN-A-MC-TOS-Heating) pour le complexe minier Shaakichiuwaanaan .

Le cout d'infrastructure supplémentaire réfère principalement pour l'emplacement nécessaire pour le dépôt des remorques de gaz comprimé. Selon le rapport de G-Mining titré Heating Energy Source Trade-Off Study (CASN-A-MC-TOS-Heating), les remorques agiront comme transport principal du carburant sur site et de stockage lors de l'opération des génératrices. Selon les besoins énergétiques au site et en supposant une taille de conteneur de 51 m^3, ceci représente un besoin de 17 remorques par jour. Si nous voulons une autonomie de 7 jours comme décrite dans le scénario 2A, 120 remorques devront être présentes simultanément au site. Le cout d'infrastructure reflète la tuyauterie, la fondation et toutes autres installations nécessaires pour supporter ce besoin.

Il est à noter que les risques opérationnels ne sont pas reflétés dans les couts et devront être considérés durant la sélection d'un scénario.

Le tableau suivant détaille les couts d'exploitation (OPEX) du scénario 4A.

Tableau 44 : Couts opérationnels du scénario 4A

OPEX (description)	OPEX à la première année d'opération complète (2032)	Moyenne annuelle actualisée sur la durée de vie de la mine (23 ans)
Cout annuel du GNC	95 322 000 $	35 780 000 $
Cout annuel d'O&M (incl. huile de lubrification)	5 334 000 $	2 291 000 $
Cout annuel des droits d'émission	5 747 000 $	2 122 000 $
Cout sauvé de consommation de GNC de chauffage	(3 984 000) $	(1 740 000) $
Cout sauvé des droits d'émission de consommation de GNC de chauffage	(240 000) $	(105 000) $
OPEX total	**102 180 000 $**	**38 349 000 $**
Total sur durée de vie de la mine (VAN)	**882 022 000 $**	

Le tableau suivant présente le sommaire des couts de l'énergie pour le scénario 4A, soit une centrale autonome au GNC seulement

Tableau 45 : Sommaire des couts du scénario 4A

Description	Unité	Valeur
CAPEX	$	175 575 000
OPEX (GNC, O&M, huile, émissions) sur durée de vie de la mine (VAN)	$	882 022 000
Total (VAN)	**$**	**(1 057 596 000)**
LCOE	$/kWh	0,406

4.7. Scénario 4B – Centrale autonome au gaz naturel compressé avec intégration d'énergie renouvelable

4.7.1. Description du scénario

Le scénario 4B comprend la même centrale énergétique au gaz naturel compressé que le scénario 4A, mais avec l'intégration d'énergie renouvelable afin de réduire la consommation de carburant. L'intégration des énergies renouvelables est faite au moyen de quatre éoliennes de 6 200 kW chacune pour un total de 24 800 kW et d'un BESS de 12 400 kW avec une durée de 1 h.

Comme pour le scénario 4A, un système de récupération de la chaleur dégagée par les groupes électrogènes est utilisé afin de chauffer les bâtiments de procédé et auxiliaires.

Avec cette configuration, voici les indices de performances clés calculés pour le scénario 4B.

Tableau 46 : Indices de performance du scénario 4B

Indice de performance	Unité	Valeur
Production d'énergie électrique annuelle maximale (gaz naturel compressé)	kWh_e	220 616 000
Consommation de gaz naturel annuelle maximale	m^3	48 284 000
Production d'énergie électrique annuelle maximale (éolien)	kWh	82 042 000
Pénétration renouvelable totale	%	27,1
Déplacement de carburant (GNC) annuel maximal	m^3	(17 626 000)

Indice de performance	Unité	Valeur
Énergie thermique maximale produite par récupération de chaleur de la centrale	kWh_{th}	165 462 000
Énergie thermique maximale nécessaire pour le chauffage des bâtiments	kWh_{th}	26 673 000
Consommation maximale annuelle de GNC sauvée pour chauffage des bâtiments	m^3	2 755 000

4.7.2. Émission de GES

En utilisant la consommation de carburant moyenne calculée pour ce scénario et les tableaux de la section 2, les émissions de GES suivantes ont été calculées pour le scénario 4B.

Tableau 47 : Émissions de GES du scénario 4B

Source des émissions	Consommation de carburant		Émissions de GES [Tonnes $CO_{2.equivalent}$]	
	Maximale annuelle	Total (23 ans)	Maximale annuelle	Total (23 ans)
Chauffage de bâtiment (GNC)[1]	1 585 000 m^3	3 054 000 m^3	3 000	5 900
Production d'électricité (GNC)	48 284 000 m^3	957 334 000 m^3	95 000	1 855 000
Production d'électricité (éolien)	0 L	0 L	1 200	25 000
Total	**48 284 000 m^3**	**960 388 000 m^3**	**95 000**	**1 886 000**

[1] Le chauffage au GNC est uniquement utilisé pour les premières années lors du démarrage de la mine. Une fois à pleine capacité, les génératrices fournissent l'énergie thermique nécessaire pour le chauffage.

4.7.3. Estimation des couts

Le tableau suivant détaille les couts initiaux (CAPEX) du scénario 4B, soit une centrale autonome au gaz naturel compressé avec intégration d'énergie éolienne.

Tableau 48 : Estimation du CAPEX du scénario 4B

Description	Cout
Centrale autonome au gaz naturel compressé	175 575 000 $
Parc éolien 24,8 MW	78 130 000 $
BESS 12,4 MW/12,4MWh	16 876 000 $
Total	**270 581 000 $**

Le tableau suivant détaille les couts d'opération (OPEX) du scénario 4B.

Tableau 49 : Couts opérationnels du scénario 4B

OPEX (description)	OPEX à la première année d'opération complète (2032)	Moyenne annuelle actualisée sur la durée de vie de la mine (23 ans)
Cout annuel du GNC	69 831 000 $	25 494 000 $
Cout annuel d'O&M (incl. huile de lubrification)	4 027 000 $	1 711 000 $
Cout d'entretien annuel des éoliennes	539 000 $	269 000 $
Cout d'entretien annuel du BESS	29 000 $	14 000 $
Cout annuel des droits d'émission	4 262 000 $	1 535 000 $
Cout sauvé de consommation de GNC pour le chauffage	(3 984 000) $	(1 654 000) $
Cout sauvé des droits d'émission de consommation de GNC pour le chauffage	(240 000) $	(100 000) $
OPEX total	**74 463 000 $**	**27 270 000 $**
Total sur durée de vie de la mine (VAN)	**627 208 000 $**	

Le tableau suivant présente le sommaire des couts d'énergie du scénario 3B, soit une centrale autonome au gaz naturel compressé avec intégration d'énergie éolienne.

Tableau 50 : Sommaire des couts du scénario 4B

Description	Unité	Valeur
CAPEX	$	270 581 000
OPEX (GNC, O&M, huile, émissions) sur durée de vie de la mine (VAN)	$	627 208 000
Total (VAN)	**$**	**(897 788 000)**
LCOE	$/kWh	0,344

5. Analyse

Afin d'effectuer une comparaison équitable des différents scénarios étudiés, soit en prenant compte des différents aspects critiques du projet, une matrice décisionnelle a été réalisée. Cette matrice séparée en quatre sous-sections soit, économique, environnement, social et technique, comprend les critères critiques au projet ainsi que leur pondération respective. Une valeur est ensuite attribuée à chaque critère pour chacun des scénarios en fonction des résultats de l'étude de la manière suivante :

1. Faible
2. Moyen
3. Élevé

Pour chaque critère, un pointage est attribué à chaque scénario en multipliant le poids du critère par la valeur associée. Le score final d'un scénario utilisé afin de les comparer entre eux est obtenu en effectuant la somme des pointages de chaque critère. Plus la somme est élevée, le meilleur est le résultat du scénario.

Le tableau ci-dessous présente la description des critères ainsi que leur pondération établie en collaboration avec Ressources PMET.

Tableau 51 : Description et poids des critères de la matrice décisionnelle

Critère	Description	Poids
Impact Économique		**10**
CAPEX	L'investissement initial doit être le plus faible possible	5
VAN	La VAN doit être la plus élevée possible	3
Prévisibilité	Fluctuation possible des couts d'opération en raison du prix des carburants	2
Impact environnemental		**10**
Émission de GES	La quantité d'émissions de GES doit être la plus faible possible	4
Impact sur les plans d'eau et les milieux humides	Perturbation de la qualité de l'eau et destruction ou perturbation de milieux humides pour la construction des installations. Moins les milieux sont affectés, plus le score est élevé	2
Impact sur la faune	Atténuation des effets sur la biodiversité et les habitats naturels.	2
Empreinte sur le territoire	Limitation de la superficie supplémentaire occupée par les installations de production et de transport d'électricité	2
Impact social		**10**
Circulation	Limitation de la circulation de camions nécessaires pour le transport de carburant pour la génération d'électricité et le chauffage	3
Retombée économique pour la région	Création potentielle d'emplois locaux et de contrats pour des entreprises locales	3
Autres utilisateurs possibles	Possibilité d'utiliser les infrastructures électriques pour une autre raison que l'alimentation de la mine	2
Nuisance	Impacts potentiels en termes de bruits, de poussière et d'intégration paysagère	2
Impact technique		**3**
Constructibilité et délais	Complexité de la construction et respect de l'échéancier de la mine	2
Fiabilité électrique	Fréquence des défauts, temps de réponse lors de la perte d'une génératrice, nombre d'étapes avant la production électrique	1
Total		**33**

La matrice décisionnelle obtenue grâce à cette méthode et aux résultats de cette étude est la suivante :

Tableau 52 : Matrice décisionnelle

Critère	Poids	1 – Ligne H.T.		2A – Diésel		2B – Diésel + renouvelable		3A – GNL		3B – GNL + renouvelable		4A – GNC		4B – GNC + renouvelable	
		Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage	Valeur	Pointage
Impact économique															
CAPEX	5	2	10	3	15	1	5	2	10	1	5	3	15	1	5
VAN	3	3	9	1	3	1	3	2	6	2	6	1	3	1	3
Prévisibilité	2	3	6	1	2	2	4	1	2	2	4	1	2	2	4
Sous-total	**10**	**25**		**20**		**12**		**18**		**15**		**20**		**12**	
Impact environnemental															
Émissions GES	4	3	12	1	4	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8
Impact sur les plans d'eau et les milieux humides	2	1	2	3	6	2	4	3	6	2	4	3	6	2	4
Impact sur la faune	2	2	4	3	6	1	2	3	6	1	2	3	6	1	2
Empreinte sur le territoire	2	1	2	3	6	2	4	3	6	2	4	2	4	2	4
Sous-total	**10**	**20**		**22**		**18**		**26**		**18**		**24**		**18**	
Impact social															
Retombé économique	3	2	6	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3
Circulation	3	3	9	1	3	2	6	1	3	2	6	1	3	2	6
Autres utilisateurs possibles	2	3	6	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Nuisance (bruit, poussière, paysage)	2	3	6	2	4	1	2	2	4	1	2	2	4	1	2
Sous-total	**10**	**27**		**12**		**13**		**12**		**13**		**12**		**13**	
Impact technique															
Constructibi-lité et délai	2	3	6	3	6	2	4	3	6	2	4	2	4	2	4
Fiabilité électrique	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Sous-total	**3**	**8**		**8**		**6**		**8**		**6**		**6**		**6**	
Total	**33**	**80**		**62**		**49**		**64**		**52**		**62**		**49**	

L'explication de chacune des valeurs dans la matrice se trouve à l'Annexe B.

Selon les résultats de la matrice, le scénario 1 (interconnexion avec le réseau d'Hydro-Québec) serait le plus avantageux étant donné qu'il obtient le meilleur pointage pondéré. Il présente les meilleurs résultats économiques et sociaux de tous les scénarios. Cependant, afin que ce scénario soit réalisé, il est nécessaire d'obtenir une entente avec Hydro-Québec pour l'accès au bloc d'énergie nécessaire. Il est à noter que si ce scénario est sélectionné, une adhésion au programme de gestion de la demande de puissance (GDP) d'Hydro-Québec est requises. Advenant le cas où une telle entente ne serait pas possible, une centrale autonome devra être construite.

Le meilleur scénario de centrale autonome serait celui au gaz naturel liquéfié comme son pointage final est le plus élevé. Malgré un investissement initial plus élevé d'environ 22 M$, l'option du gaz naturel liquéfié est beaucoup plus intéressante étant donné qu'en opération complète, les couts du carburant sont inférieurs d'environ 26 M$. Le retour sur l'investissement est donc rapide.

La centrale autonome au diésel n'est pas intéressante, car elle émet davantage de gaz à effet de serre et présente une VAN moins bonne que la centrale au GNL pour un CAPEX inférieur et des impacts sociaux et environnementaux pratiquement identiques.

La centrale autonome de gaz comprimé est le moins favorable des options de centrale autonome en raison des risques d'opération et des enjeux techniques pour le stockage de carburant et l'alimentation des génératrices. Un total de 17 remorques par jour sera nécessaire au site pour l'alimentation des génératrices avec chacune des installations de dépressurisation. De plus, un risque d'augmentation d'OPEX est prévu puisqu'une perte de 5 à 10 % de la quantité dans les remorques est possible en raison de la haute pression requise à l'entrée des génératrices. Finalement, l'empreinte de l'aire d'entreposage est un facteur important à considérer pour l'arrangement du site et les logistiques.

Aucun scénario intégrant uniquement des énergies renouvelables n'a été considéré dans cette étude. Les énergies renouvelables ne représentent pas une capacité ferme et doivent être jumelées à une source de capacité ferme comme une centrale autonome ou Hydro-Québec pour assurer une opération continue.

Selon les résultats de la matrice, les scénarios de centrales autonomes hybrides avec intégration d'énergie renouvelable sont moins intéressants considérant qu'ils obtiennent tous des pointages inférieurs à leur centrale autonome respective. Cela s'explique par leur CAPEX qui est considérablement plus élevé et qui est un facteur important dans la faisabilité du projet.

6. Conclusion et recommandations

Afin d'orienter Ressources PMET par rapport aux différentes méthodes de production d'électricité, BBA a évalué plusieurs options de génération d'électricité pour l'exploitation du projet minier Shaakichiuwaanaan. Les scénarios évalués sont l'interconnexion au poste Tilly d'Hydro-Québec comprenant notamment la construction d'une nouvelle ligne 120 kV de 53 km, une centrale autonome au diésel, une centrale autonome au gaz naturel liquéfié (GNL), et une centrale autonome au gaz naturel compressé (GNC), avec et sans intégration d'énergies renouvelables pour les centrales thermiques.

Ce rapport présente les résultats de l'analyse technicoéconomique et des émissions de gaz à effet de serre liés à chacune des options de production d'électricité étudiées avec un niveau de précision de classe V (-50 %/+100 %).

Le tableau suivant présente l'estimation des couts et des émissions de GES pour tous les scénarios à l'étude.

Tableau 53 : Sommaire des scénarios de génération d'électricité

Scénario	CAPEX	VAN	LCOE [$/kWh]	Émissions de GES annuelles [tCO_{2eq}]
1 – Interconnexion avec Hydro-Québec au poste Tilly	195 000 000 $	(398 176 000 $)	0,153	5 500
2A – Centrale autonome au diésel	174 315 000 $	(1 056 763 000 $)	0,405	181 000
2B – Centrale autonome hybride au diésel	269 322 000 $	(904 989 000 $)	0,347	136 000
3A – Centrale autonome au gaz naturel liquéfié	196 683 000 $	(831 936 000 $)	0,319	128 000
3B – Centrale autonome hybride au gaz naturel liquéfié	291 690 000 $	(743 071 000 $)	0,285	95 000
4A – Centrale autonome au gaz naturel compressé	175 575 000 $	(1 057 596 000 $)	0,406	128 000
4B – Centrale autonome hybride au gaz naturel compressé	270 581 000 $	(897 788 000 $)	0,344	95 000

L'évolution de la valeur actuelle nette (VAN) des scénarios lors des années d'exploitation de la mine est présentée sur la figure suivante :

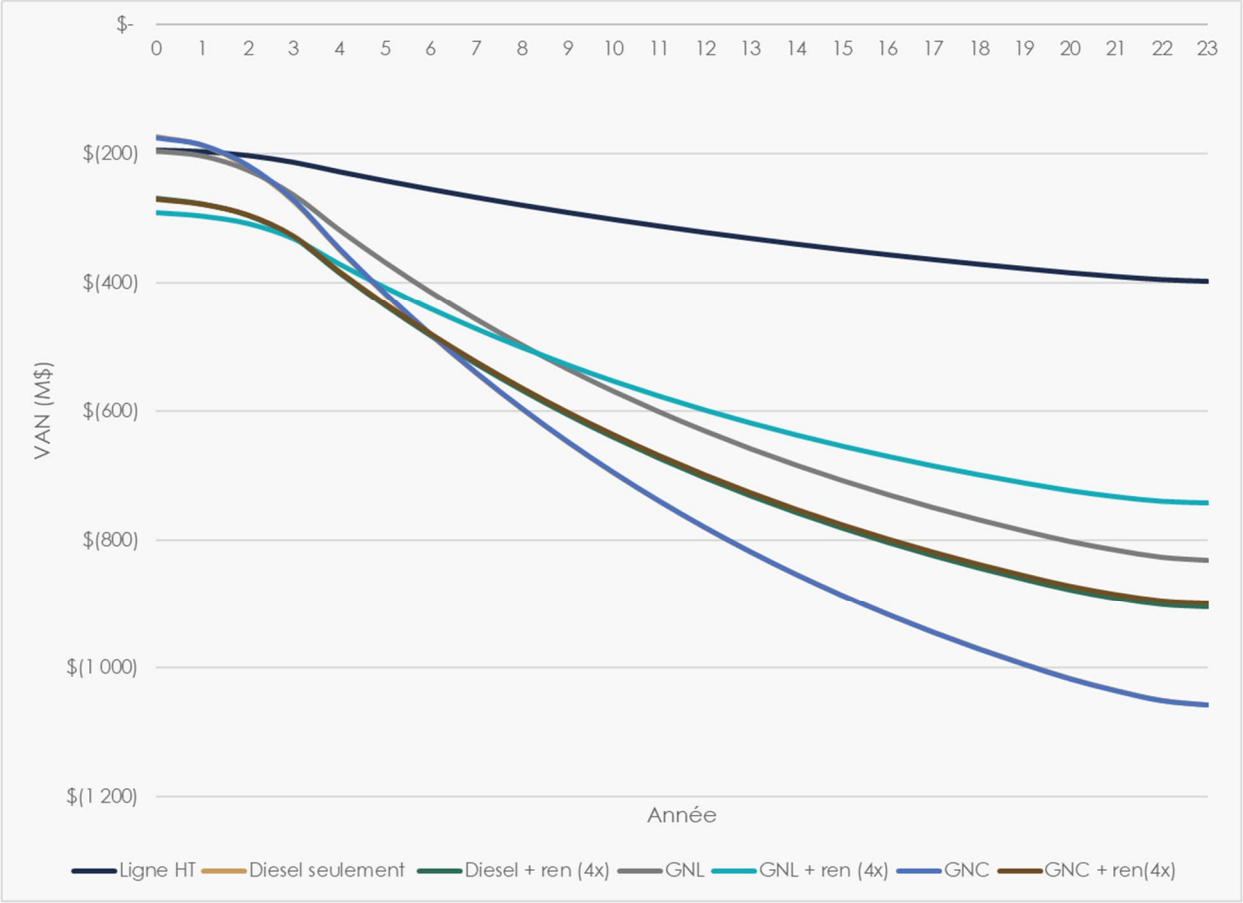


Figure 6 : Évolution de la VAN des différents scénarios

Il est à noter que les couts du chauffage des bâtiments principaux ont été considérés comme une économie dans les scénarios ayant un système de récupération de la chaleur et que cette économie pourrait être plus grande si la ventilation souterraine et les bâtiments administratifs se rajoutent au réseau de récupération de chaleur. De plus, les couts des droits d'émissions de GES sont inclus dans les couts d'exploitation lorsque l'inscription au SPEDE est obligatoire. Ceux-ci ont été considérés comme fixes à un prix conservateur et peuvent changer au courant du projet puisqu'ils dépendent de l'offre et de la demande, ce qui les rend hautement imprévisibles. Pour ces raisons, ces couts ne devraient être comparés qu'entre eux comme ils sont tous calculés sur la même base.

Une matrice décisionnelle a été réalisée afin d'effectuer une comparaison juste des différents scénarios. Les principaux aspects critiques économiques, environnementaux, sociaux et techniques ont été pris en compte dans l'élaboration de cette matrice. Les résultats de l'étude ont permis d'évaluer les scénarios pour chacun des critères et d'obtenir le pointage total suivant dont le plus élevé est le meilleur.

Tableau 54 : Pointage final des scénarios

Scénario	Pointage total
1 – Interconnexion avec Hydro-Québec au poste Tilly	80
2A – Centrale autonome au diésel	62
2B – Centrale autonome hybride au diésel	49
3A – Centrale autonome au GNL	64
3B – Centrale autonome hybride au diésel	52
4A – Centrale autonome au GNC	62
4B – Centrale autonome hybride au GNC	49

Selon ces résultats, le scénario d'interconnexion au réseau d'Hydro-Québec serait le plus avantageux puisque ses couts d'opération sont les plus bas, que son impact social est meilleur et qu'il présente les plus basses émissions de GES de tous les scénarios, le tout pour un CAPEX semblable à celui d'une centrale autonome au GNL qui présente le scénario de génératrice autonome le plus intéressant entre les différentes options.

Advenant l'éventualité où le bloc d'énergie nécessaire ne serait pas alloué par Hydro-Québec, une centrale autonome au gaz naturel liquéfié serait le meilleur choix de production d'électricité. La construction de la centrale autonome au gaz naturel liquéfié présente un CAPEX presque identique à celui de la construction de l'interconnexion avec HQ soit d'environ 22 M$ de plus que la centrale autonome au diésel. Cette option requiert un investissement CAPEX plus important que celui requis pour la centrale diésel. Toutefois, elle présente plusieurs avantages tels que des caractéristiques environnementale et sociale supérieures aux autres options ainsi qu'une réduction des couts en carburant d'environ 26 M$ lors de la pleine opération de la mine. La valeur actuelle nette du projet en est donc grandement améliorée.

7. Prochaines étapes

La prochaine étape dans le cas de l'interconnexion avec Hydro-Québec serait d'obtenir une entente pour la totalité des MW requis pour la durée du projet afin de démarrer les travaux le plus rapidement possible. Dans ce cas, il serait important d'analyser le niveau d'engagement à utiliser pour le Programme de Gestion de la demande de puissance (GDP) ainsi que les options envisageables pour le délestage.

Pour ce qui est d'une centrale hybride autonome, en cas d'absence d'entente avec Hydro-Québec, la prochaine étape recommandée est de commencer l'ingénierie préliminaire de la centrale aussitôt que possible afin d'aller en appel d'offres rapidement, notamment pour les équipements à longs délais de livraison tels que les génératrices.

Dans l'éventualité où l'intégration des énergies renouvelables serait analysée plus en profondeur dans le but de réduire les couts d'opération (OPEX) et les émissions de GES, tout en augmentant la valeur actuelle nette, les étapes suivantes devront être réalisées :

- Effectuer une évaluation de la ressource éolienne au site en installant une tour de mesurage de vent;
- Effectuer une étude d'intégration d'énergies renouvelables et vérifier les aides financières disponibles.

8. Opportunités

Finalement, voici une liste d'opportunités qui n'ont pas été examinées dans le cadre de cette étude, mais qui pourraient s'avérer pertinentes pour de futures analyses :

- **Analyse d'une forte pénétration d'énergie renouvelable :** L'analyse d'une forte pénétration d'énergies renouvelables n'a pas été considérée dans cette étude, car elle était jugée moins avantageuse que le scénario de référence, soit l'interconnexion au réseau d'Hydro-Québec. Toutefois, l'intégration d'une quantité importante d'énergies renouvelables pourrait permettre certaines économies en recourant à une centrale thermique d'appoint équipée de génératrices moins performantes, utilisées uniquement quelques fois par an.
- **Optimisation de la charge :** L'analyse de l'optimisation de la charge n'a pas été considérée dans cette étude qui considère que la charge fournie par Ressources PMET est constante. Cependant, adapter la charge en fonction de la production renouvelable peut réduire le besoin de surdimensionner les équipements lors des journées avec peu de ressource. Cette approche peut aussi inclure des modes d'exploitation distincts, limitant ainsi le surdimensionnement du système de stockage par batteries (BESS).

- **Évaluation du legs des installations énergétiques aux communautés avoisinantes** : L'option de céder les installations énergétiques (plutôt que de les démanteler) à des communautés locales, notamment autochtones, n'a pas été évaluée dans le cadre de cette étude, ni l'option de partenariat avec ces communautés. Une telle approche pourrait contribuer à accroitre les retombées sociales et économiques du projet après la fermeture de la mine, tout en favorisant l'acceptabilité sociale.

Annexe A : Rapport d'analyse PVSyst pour l'intégration d'un parc solaire

PVsyst - Simulation report

Grid-Connected System

Project: 7535030 - Innova

Variant: Innova

Sheds, single array

System power: 1065 kWp

Innova - Canada

Author

Groupe BBA Inc (Canada)

PVsyst V8.0.3
VC9, Simulation date:
25/07/25 12:08
with V8.0.3

Project summary

Geographical Site
Innova
Canada

Situation

Latitude	53.55 °N
Longitude	-73.91 °W
Altitude	387 m
Time zone	UTC-5

Weather data
Innova
Meteonorm 8.2 (2016-2021), Sat=100 % - Synthétique

Monthly albedo values

	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.
Albedo	0.50	0.50	0.40	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.27	0.50

System summary

Grid-Connected System

Sheds, single array

Orientation #1
Fixed plane
Tilt/Azimuth 35 / 0 °

Near Shadings
Linear shadings : Fast (table)

User's needs
Unlimited load (grid)

System information

PV Array		Inverters	
Nb. of modules	1704 units	Nb. of units	3 units
Pnom total	1065 kWp	Pnom total	960 kWac
		Pnom ratio	1.109

Results summary

Produced Energy	1416677 kWh/year	Specific production	1330 kWh/kWp/year	Perf. Ratio PR	95.28 %

Table of contents

Project and results summary 2
General parameters, PV Array Characteristics, System losses 3
Horizon definition 5
Near shading definition - Iso-shadings diagram 6
Main results 7
Loss diagram 8
Predef. graphs 9
Single-line diagram 10

General parameters

Grid-Connected System

Sheds, single array

Orientation #1

Fixed plane

Tilt/Azimuth	35 / 0 °

Sheds configuration

Nb. of sheds	12 units
Single array	

Shading limit angle

Limit profile angle	17.9 °

Sizes

Sheds spacing	6.00 m
Collector width	2.29 m
Average GCR	38.1 %
Top inactive band	0.02 m
Bottom inactive band	0.02 m

Models used

Transposition	Perez
Diffuse	Perez, Meteonorm
Circumsolar	separate

Horizon

Average Height	3.4 °

Near Shadings

Linear shadings : Fast (table)

Bifacial system definition

Orientation #1

Bifacial system

Model	Unlimited Sheds 2D Model

Bifacial model geometry

Sheds spacing	6.00 m
Sheds width	2.31 m
Limit profile angle	17.9 °
GCR	38.5 %
Height above ground	1.50 m
Nb. of sheds	12 units

Bifacial model definitions

Ground albedo	0.30
Bifaciality factor	80 %
Rear shading factor	5.0 %
Rear mismatch loss	10.0 %
Shed transparent fraction	0.0 %

User's needs

Unlimited load (grid)

PV Array Characteristics

PV module

Manufacturer	LONGi Solar
Model	LR7-72HGD 625M
(Custom parameters definition)	
Unit Nom. Power	625 Wp
Number of PV modules	1704 units
Nominal (STC)	1065 kWp
Modules	71 string x 24 In series
At operating cond. (50°C)	
Pmpp	991 kWp
U mpp	979 V
I mpp	1012 A

Inverter

Manufacturer	Sungrow
Model	SG350HX-20A-Preliminary
(Custom parameters definition)	
Unit Nom. Power	320 kWac
Number of inverters	3 units
Total power	960 kWac
Operating voltage	500-1500 V
Max. power (=>30°C)	352 kWac
Pnom ratio (DC:AC)	1.11
Power sharing within this inverter	

Total PV power

Nominal (STC)	1065 kWp
Total	1704 modules
Module area	4603 m²
Cell area	4282 m²

Total inverter power

Total power	960 kWac
Max. power	1056 kWac
Number of inverters	3 units
Pnom ratio	1.11

PVsyst V8.0.3
VC9, Simulation date:
25/07/25 12:08
with V8.0.3

Array losses

Array Soiling Losses
Loss Fraction 3.0 %

Thermal Loss factor
Module temperature according to irradiance
Uc (const) 29.0 W/m²K
Uv (wind) 0.0 W/m²K/m/s

DC wiring losses
Global array res. 7.4 mΩ
Loss Fraction 0.7 % at STC

LID - Light Induced Degradation
Loss Fraction 0.6 %

Module Quality Loss
Loss Fraction -0.4 %

Module mismatch losses
Loss Fraction 2.0 % at MPP

Strings Mismatch loss
Loss Fraction 0.1 %

IAM loss factor
Incidence effect (IAM): User defined profile

0°	40°	50°	60°	70°	75°	80°	85°	90°
1.000	1.000	1.000	1.000	0.950	0.890	0.830	0.680	0.000

System losses

Auxiliaries loss
Proportional to Power 4.0 W/kW
0.0 kW from Power thresh.

AC wiring losses

Inv. output line up to MV transfo
Inverter voltage 800 Vac tri
Loss Fraction 1.11 % at STC
Inverter: SG350HX-20A-Preliminary
Wire section (3 Inv.) Copper 3 x 3 x 240 mm²
Average wires length 259 m

MV line up to Injection
MV Voltage 13.8 kV
Average each inverter
Wires Alu 3 x 50 mm²
Length 1000 m
Loss Fraction 0.17 % at STC

AC losses in transformers

MV transfo
Medium voltage 13.8 kV

One transfo parameters
Nominal power at STC 525 kVA
Iron Loss (24/24 Connexion) 0.48 kVA
Iron loss fraction 0.09 % at STC
Copper loss 5.69 kVA
Copper loss fraction 1.08 % at STC
Coils equivalent resistance 3 x 13.23 mΩ

Operating losses at STC (full system)
Nb. identical MV transfos 2
Nominal power at STC 1.05 MVA
Iron loss (24/24 Connexion) 0.96 kVA
Copper loss 11.38 kVA

PVsyst V8.0.3
VC9, Simulation date:
25/07/25 12:08
with V8.0.3

Horizon definition

CSV horizon file, lat:-25.075052, lng:-66.809056, exported by solargis.info at 2

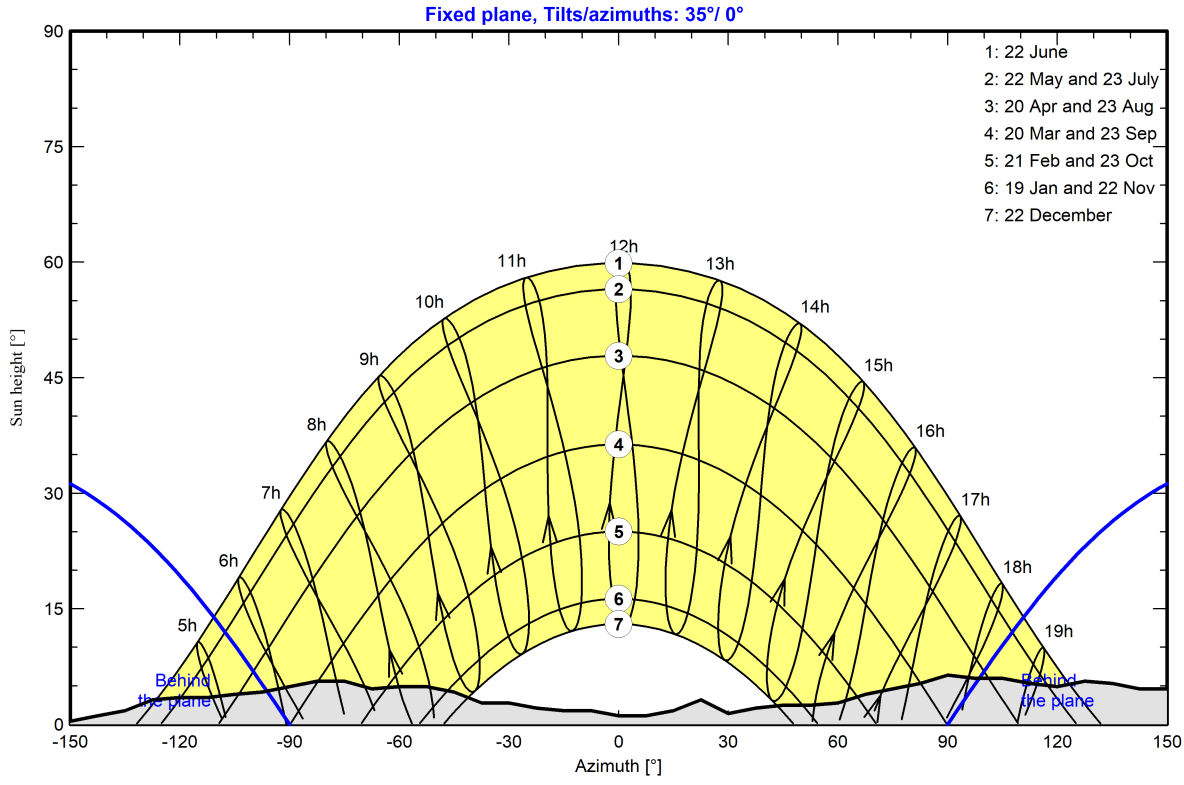
Average Height	3.4 °	Albedo Factor	0.77
Diffuse Factor	0.94	Albedo Fraction	100 %

Horizon profile

Azimuth [°]	-180	-173	-165	-150	-143	-135	-128	-120	-113	-105	-98	-90
Height [°]	1.4	0.7	0.4	0.4	1.1	1.8	3.2	3.5	3.5	3.9	4.2	4.9
Azimuth [°]	-83	-75	-68	-60	-53	-45	-38	-30	-23	-15	-8	0
Height [°]	5.6	5.6	4.6	4.9	4.9	4.2	2.8	2.8	2.1	1.8	1.8	1.1
Azimuth [°]	8	15	23	30	38	45	53	60	68	75	83	90
Height [°]	1.1	1.8	3.2	1.4	2.1	2.5	2.5	2.8	3.9	4.6	5.3	6.4
Azimuth [°]	98	105	113	120	128	135	143	150	158	165	173	
Height [°]	6.0	6.0	5.3	4.9	5.6	5.3	4.6	4.6	4.2	3.2	2.1	

Sun Paths (Height / Azimuth diagram)

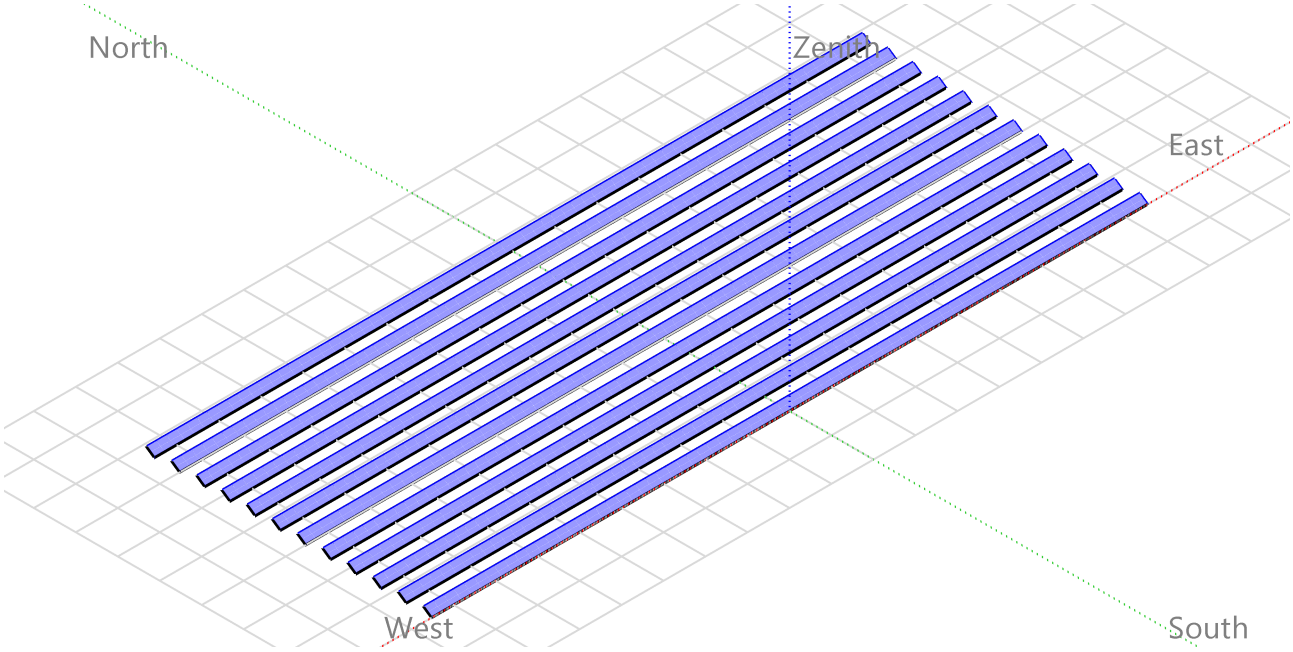
Orientation #1



PVsyst V8.0.3
VC9, Simulation date:
25/07/25 12:08
with V8.0.3

Near shadings parameter

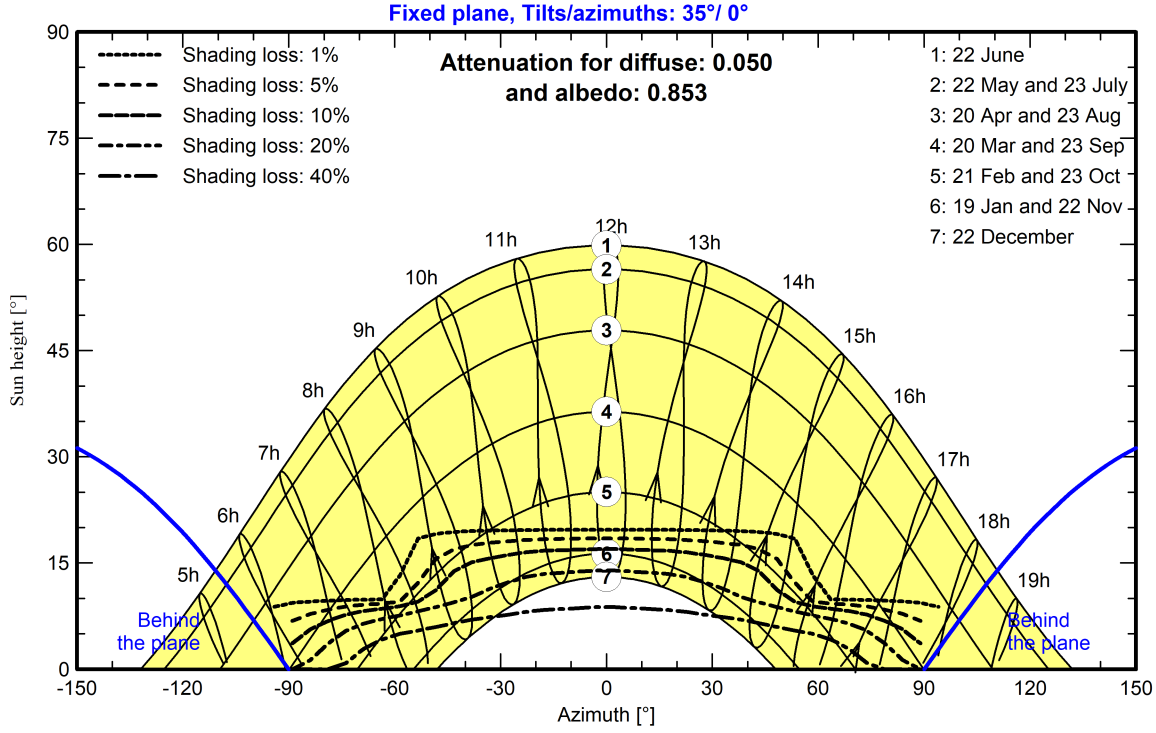
Perspective of the PV-field and surrounding shading scene



Iso-shadings diagram

Orientation #1

Fixed plane, Tilts/azimuths: 35°/ 0°



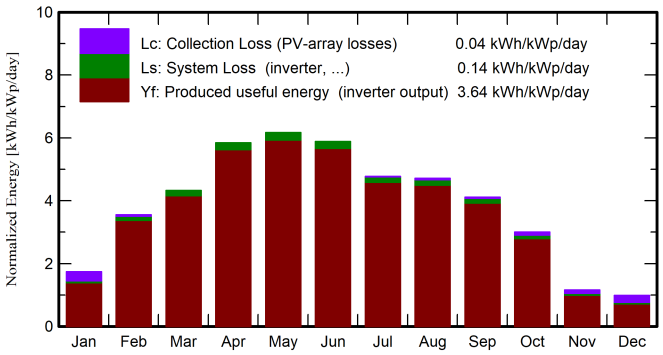
PVsyst V8.0.3
VC9, Simulation date:
25/07/25 12:08
with V8.0.3

Main results

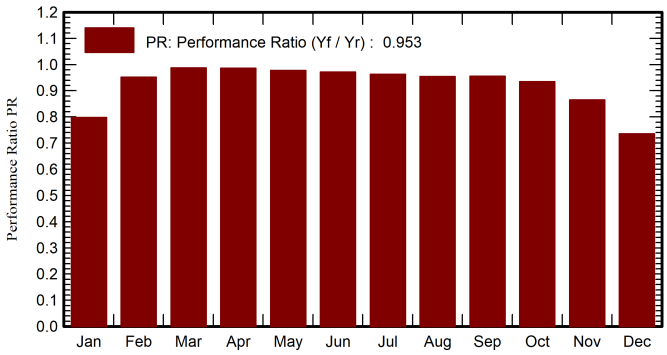
System Production

Produced Energy	1416677 kWh/year	Specific production	1330 kWh/kWp/year
		Perf. Ratio PR	95.28 %

Normalized productions (per installed kWp)



Performance Ratio PR



Balances and main results

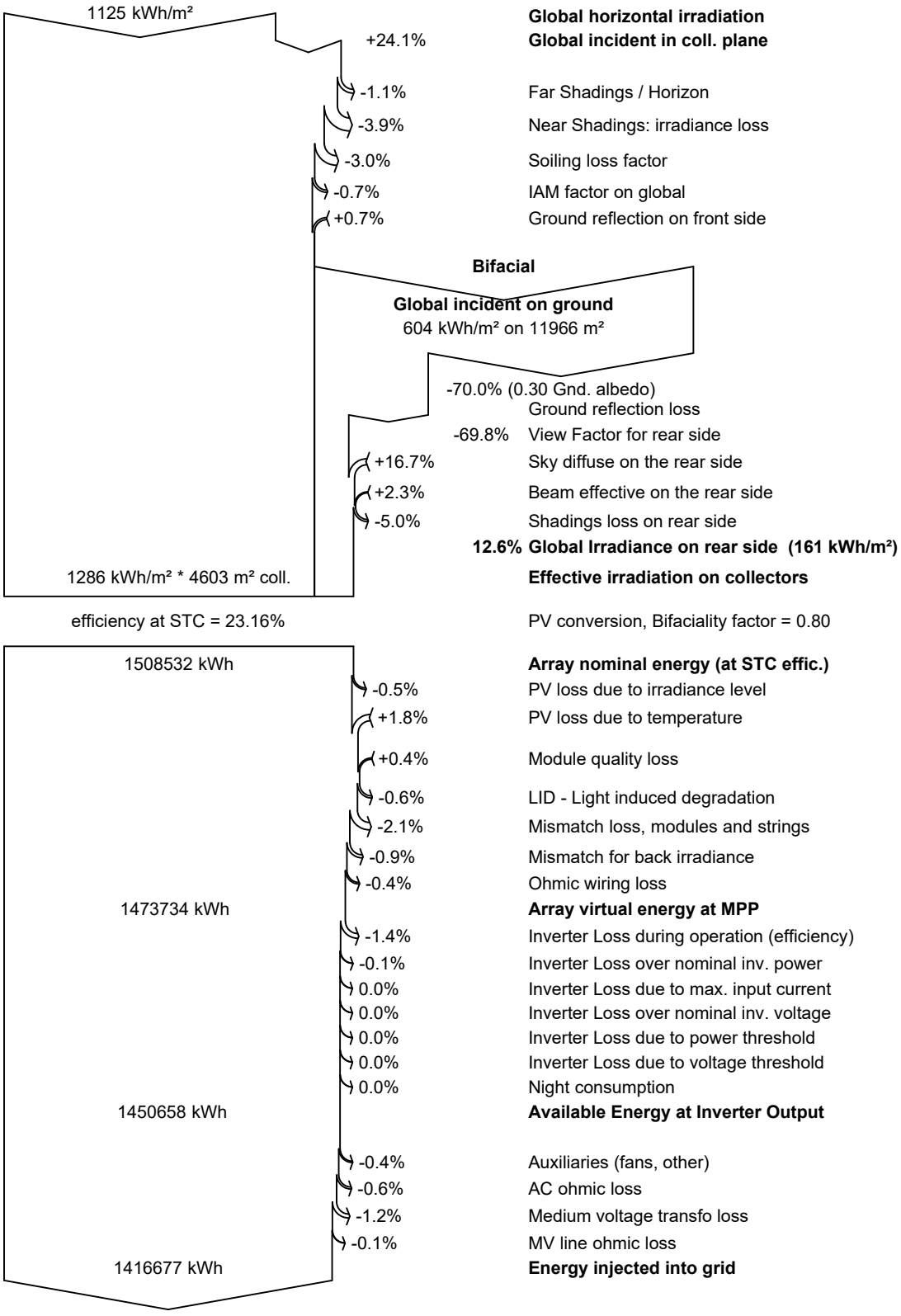
	GlobHor kWh/m²	DiffHor kWh/m²	T_Amb °C	GlobInc kWh/m²	GlobEff kWh/m²	EArray kWh	E_Grid kWh	PR ratio
January	23.7	12.91	-21.65	54.2	41.4	48010	46010	0.797
February	51.6	20.50	-21.52	99.6	89.9	104637	100944	0.951
March	89.3	38.62	-13.66	130.9	121.8	142851	137615	0.987
April	139.6	52.37	-3.93	171.3	161.7	186797	179919	0.986
May	179.6	70.53	5.51	188.5	177.5	203639	196132	0.977
June	175.6	81.10	11.90	175.3	164.5	188175	181290	0.971
July	147.8	88.19	15.36	148.1	138.1	157495	151790	0.963
August	131.7	68.77	14.01	146.2	137.1	154218	148569	0.954
September	94.3	46.60	8.72	123.5	115.6	130505	125751	0.956
October	58.0	27.26	2.86	93.1	86.5	96294	92617	0.934
November	20.1	12.73	-4.97	34.8	29.8	33885	32050	0.865
December	14.0	8.94	-15.62	30.6	22.0	25524	23989	0.735
Year	1125.4	528.50	-1.81	1396.1	1286.1	1472030	1416677	0.953

Legends

GlobHor	Global horizontal irradiation
DiffHor	Horizontal diffuse irradiation
T_Amb	Ambient Temperature
GlobInc	Global incident in coll. plane
GlobEff	Effective Global, corr. for IAM and shadings
EArray	Effective energy at the output of the array
E_Grid	Energy injected into grid
PR	Performance Ratio

PVsyst V8.0.3
VC9, Simulation date:
25/07/25 12:08
with V8.0.3

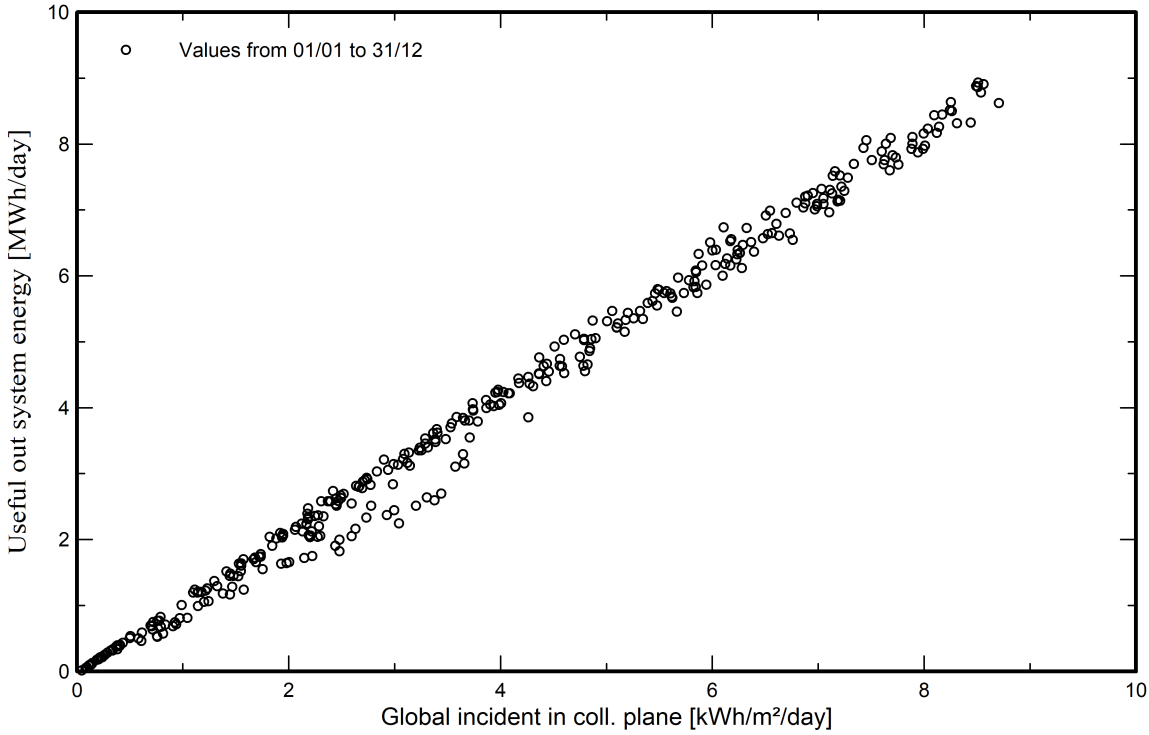
Loss diagram



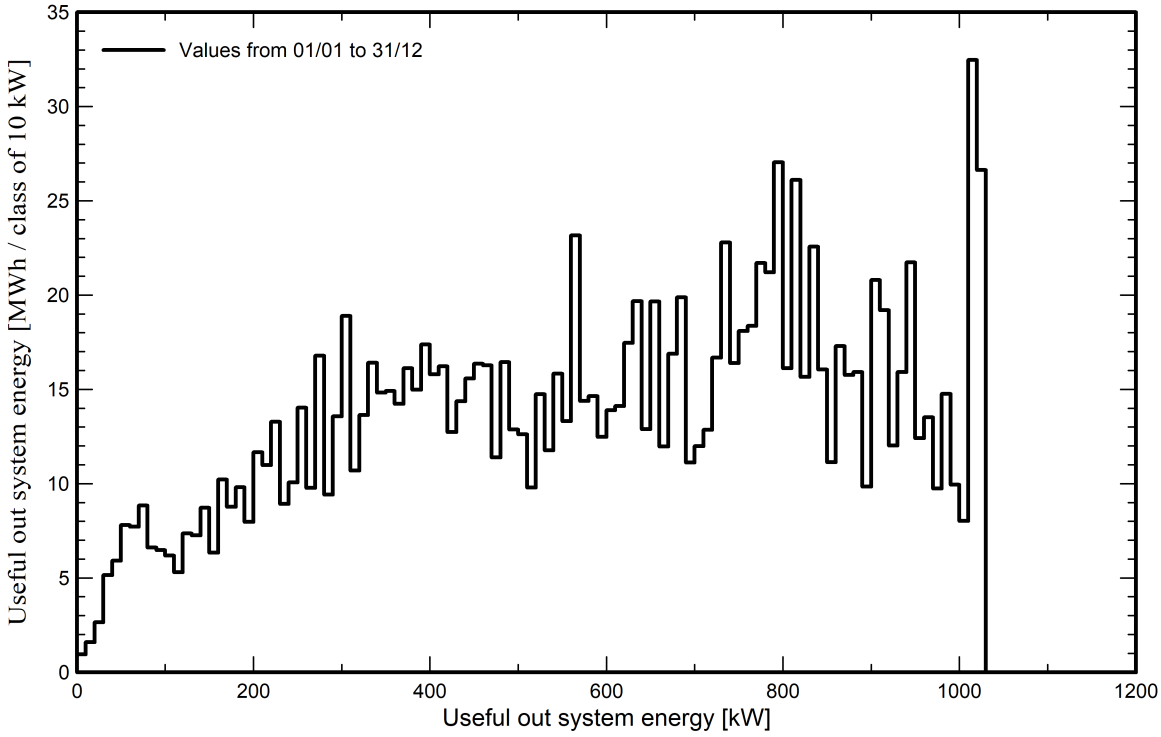
PVsyst V8.0.3
VC9, Simulation date:
25/07/25 12:08
with V8.0.3

Predef. graphs

Diagramme d'entrée/sortie journalier

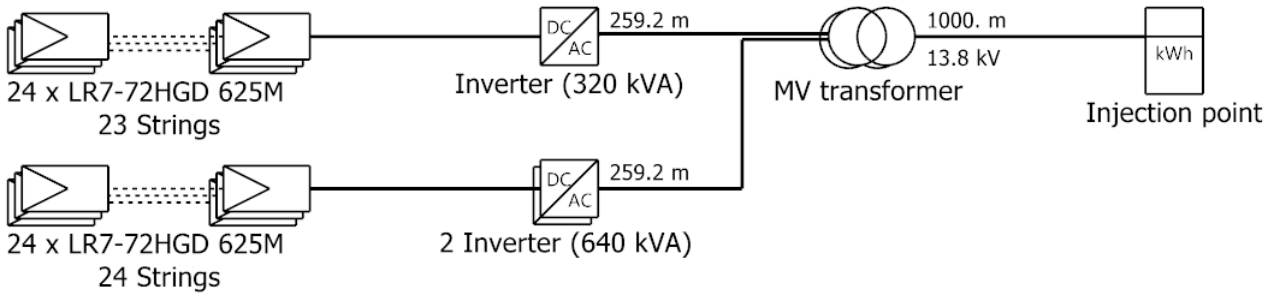


Distribution de la puissance de sortie système



Single-line diagram

PVsyst V8.0.3
VC9, Simulation date:
25/07/25 12:08
with V8.0.3



PV module	LR7-72HGD 625M
Inverter	SG350HX-20A-Preliminary
String	24 x LR7-72HGD 625M

	7535030 - Innova	Groupe BBA Inc (Canada)
	VC9 : Innova	25/07/25

Annexe B : Explication de la pondération de la matrice décisionnelle

Critère	Description	Poids	1 – Ligne H.T.	2A- Diesel	2B – Diesel + renouvelable	3A – GNL	3B – GNL + renouvelable	4A – GNC	4B – GNC + renouvelable
			Valeur[2]	Valeur[2]	Valeur[2]	Valeur[2]	Valeur[2]	Valeur[2]	Valeur[2]
Impact Économique									
CAPEX	Limiter l'investissement initial	5	2 - CAPEX de 195 M$	3 - CAPEX de 175M$	1 - CAPEX de 270 M$	2 - CAPEX de 197M$	1 -CAPEX de 292 M$	3 - CAPEX de 176 M$	1 - CAPEX de 271 M$
VAN	Avoir la meilleiure VAN possible basé sur les résultats obtenus	3	3 -VAN de -398 M$)	1 - VAN de - 1 057 M$	1 - VAN de - 905 M$	2 - VAN de -831 M$	2 - VAN de -743 M$	1 - VAN de - 1 058 M$	1 - VAN de -897 M$
Prévisibilité	Fluctuation des prix d'opération	2	3 - Hausse prévisible des côuts d'électricité d'Hydro-Québec	1 - Le coût du diesel pourrait autant monter que descendre lors de la durée de vie de la mine	2 - La production éolienne réduit l'incertitude des OPEX	1 -Le coût du GNL pourrait autant monter que descendre lors de la durée de vie de la mine	2 - La production éolienne réduit l'incertitude des OPEX	1-Le coût du GNC pourrait autant monter que descendre lors de la durée de vie de la mine	2 - La production éolienne réduit l'incertitude des OPEX
Impact environnemental									
Émissions GES	Les émissions de GES doivent être le plus faible possible Basé sur les tonnes de GES émises	4	3 - Émissions annuelles de 5 500 TCO2eq	1 - Émissions annuelles de 181 000 TCO2eq	2 - Émissions annuelles de 136 000 TCO2eq	2 - Émissions annuelles de 128 000 TCO2eq	2- Émissions annuelles de 95 000 TCO2eq	2 - Émissions annuelles de 128 000 TCO2eq	2- Émissions annuelles de 95 000 TCO2eq
Impact sur les plans d'eau et les milieux humide	Destruction des milieux humides pour la construction d'installation.	2	1 - Des milieux humides peuvent être affectés durant la phase de construction	3 - Aucun impact supplémentaire comme elle est installée sur le site minier	2 - Des milieux humides pourraient être affecté lors de la construction des éoliennes et des chemins d'accès, mais leur nombre est limité	3 - Aucun impact comme elle est installée sur le site minier	2 - Des milieux humides pourraient être affecté lors de la construction des éoliennes et des chemins d'accès, mais leur nombre est limité	3 - Aucun impact comme elle est installée sur le site minier	2 - Des milieux humides pourraient être affecté lors de la construction des éoliennes et des chemins d'accès, mais leur nombre est limité
Impact sur la faune		2	2-La faune sera perturbée lors de la construction, mais ensuite l'impact est très faible	3 - Aucun impact supplémentaire comme elle est installée sur le site minier	1- Le bruit des éoliennes et leur rotation peuvent afffecter la faune nottament les chauves-souris et les oiseaux	3 - Aucun impact supplémentaire comme elle est installée sur le site minier	1- Le bruit des éoliennes et leur rotation peuvent afffecter la faune nottament les chauves-souris et les oiseaux	3 - Aucun impact supplémentaire comme elle est installée sur le site minier	1- Le bruit des éoliennes et leur rotation peuvent afffecter la faune nottament les chauves-souris et les oiseaux
Empreinte sur territoire	Production/transport Installation	2	1 - Empreinte pour la servitude d'Hydro-Québec sur la ligne 120 kV de 53 km	3-Situé sur le site minier aucun impact supplémentaire sur le territoire	2- Éoliennes situé à proximité du site	3-Situé sur le site minier aucun impact supplémentaire sur le territoire	2- Éoliennes situé à proximité du site	2-Situé sur le site minier aucun impact supplémentaire sur le territoirem, mais espace important requis sur le site pour l'infrastructure d'entreposage (remorques).	2- Éoliennes situé à proximité du site
Impact social									

Retombé économique	Possibilité d'emplois, entreprise local, etc.	3	2 - La ligne pourrait appartenir à la communauté ou lui être vendue lors de la fermeture de la mine	1 - Aucunes retombées supplémentaires pour la communauté	1 - Aucunes retombées supplémentaires pour la communauté	1 - Aucunes retombées supplémentaires pour la communauté	1 - Aucunes retombées supplémentaires pour la communauté	1 - Aucunes retombées supplémentaires pour la communauté	1 - Aucunes retombées supplémentaires pour la communauté
Circulation	Transport du Diesel/GNL	3	3 - Quelques camions pour le chauffage au GNC	1 - Beaucoup de camions nécessaires pour le diesel	2 - Moins de transport car une partie de l'énergie provient de éoliennes	1 - Beaucoup de camions nécessaires pour le GNL	2 - Moins de transport car une partie de l'énergie provient de éoliennes	1 - Beaucoup de camions nécessaires pour le GNC	2 - Moins de transport car une partie de l'énergie provient de éoliennes
Autres utilisateurs possible	Autre utilisateur des infrastructures électrique	2	3 -D'autres raccordements sur la ligne 120kV seraient possible lors de l'exploitation de la mine	1 -Uniquement pour la mine	1 -Uniquement pour la mine	1 -Uniquement pour la mine	1 -Uniquement pour la mine	1 -Uniquement pour la mine	1 -Uniquement pour la mine
Nuisance (bruit, poussière, paysage)	Plus la valeur est élevée, moins il y a de nuissances	2	3-La ligne sera visible, mais il s'agit d'une structure fréquente dans la région, aucun bruit et aucune poussière	2 - Bruit provenant des génératrices	1-Impact visuel moins habituel pour la région et du bruit provenant des génératrices et des éoliennes	2 - bruit provenant des génératrices	1-Impact visuel moins habituel pour la région et du bruit provenant des génératrices et des éoliennes	2 - Bruit provenant des génératrices	1-Impact visuel moins habituel pour la région et du bruit provenant des génératrices et des éoliennes
Autre									
Constructibilité et délai		2	3 -Construction qui s'étend sur une durée approximative d'un an	3 -Simplicité de la construction, uniquement la centrale et respect de l'échéancier	2 -L'ajout d'éoliennes augmente la complexité de la constructibilité, l'échéancier est toujours respecté	3 -Simplicité de la construction, uniquement la centrale et respect de l'échéancier	2 -L'ajout d'éoliennes augmente la complexité de la constructibilité, l'échéancier est toujours respecté	2 -Simplicité de la construction, uniquement la centrale et respect de l'échéancier. Complexité pour la construction des installations de livraison et de manutention de GNC.	2 -L'ajout d'éoliennes augmente la complexité de la constructibilité, l'échéancier est toujours respecté
Fiabilité électrique		1	2 - Capacité de délestage de la charge de 30% requis (GDP)	2 - Transport et stockage du diesel nécessaire	2 - Transport et stockage du Diesel nécessaire	2 - Transport et stockage du GNLnécessaire	2 - Transport et stockage du GNL nécessaire	2 - Transport et stockage du GNC nécessaire	2 - Transport et stockage du GNC nécessaire
Total		33							

3 Pointage = Valeur x Poids

ANNEXE

4-4 SOURCE DE COMBUSTIBLE DE CHAUFFAGE – ÉTUDE COMPARATIVE

N° de document : CASN-A-MC-Chauffage	**Type : Étude comparative**	
Département : Mécanique	**Date : 8 mai 2025**	**N° de pages : 10**

SOURCE DE COMBUSTIBLE DE CHAUFFAGE - ÉTUDE COMPARATIVE

Rev	Date	Statut	Modification	Préparé par	Révisé par	Approuvé par
C	12-02-2026	Issue Final	Trad Fr.	M. Benkadoum, Ing	C. Julien, Ing	P. Droz
				2026-02-12	02/12/2026	

TABLE DES MATIÈRES

1. DESCRIPTION DES BESOINS 3
2. DESCRIPTION DES OPTIONS 4
2.1 Gaz naturel liquéfié (GNL) 4
2.2 Gaz propane liquéfié (GPL) 5
2.3 Gaz naturel comprimé (GNC) 5
3. AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE CHAQUE OPTION 5
4. DESCRIPTION DES INSTALLATIONS ET CARACTÉRISTIQUES DES COMBUSTIBLES 6
4.1 Gaz naturel liquéfié (GNL) 6
4.2 Gaz propane liquéfié (GPL) 6
4.3 Gaz naturel comprimé (GNC) 7
5. CAPEX – DEUX (2) PREMIÈRES ANNÉES 7
6. OPEX – COÛTS D'EXPLOITATION SUR 20 ANS 8
7. RÉSUMÉ DES CAPEX ET OPEX 9
8. CONCLUSION 10

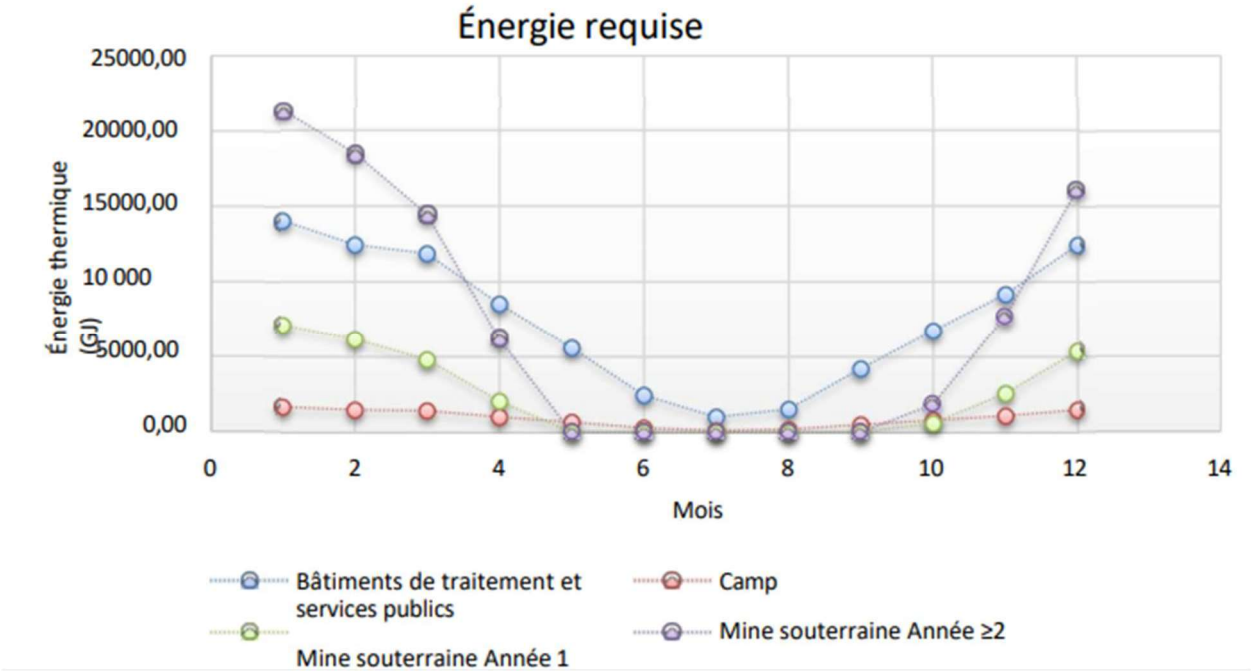
1. DESCRIPTION DES BESOINS

Ce rapport présente les conclusions d'une évaluation technico-économique comparant trois (3) scénarios d'approvisionnement énergétique potentiels (gaz propane liquéfié (GPL), gaz naturel liquéfié (GNL) et gaz naturel comprimé (GNC)) pour fournir de la chaleur au projet d'exploitation minière de lithium Shaakichiuaanaan. Les besoins en chauffage couvrent des infrastructures clés, notamment le campement des travailleurs, les installations de traitement, le bâtiment des équipements auxiliaires et la mine souterraine. L'étude évalue à la fois la faisabilité technique et la viabilité économique de chaque option, dans le but d'identifier la solution la plus appropriée et la plus durable pour soutenir les opérations minières dans la région de la Baie-James au Québec, caractérisée par des conditions hivernales rigoureuses et prolongées.

Les besoins mensuels en énergie thermique (en GJ) pour les bâtiments de traitement, le campement et les deux étapes de l'exploitation minière souterraine sont résumés ci-dessous :

	Énergie requise par bâtiment (GJ)			
Mois	**Bâtiments de traitement et services publics**	**Campement**	**Mine souterraine Année 1**	**Mine souterraine Année ≥ 2**
Janvier	14 008	1 676	7 105	21 317
Février	12 414	1 485	6 151	18 454
Mars	11 832	1 416	4 807	14 422
Avril	8 520	1 019	2 058	6 174
Mai	5 570	666	0	0
Juin	2 435	291	0	0
Juillet	1 006	121	0	0
Août	1 525	183	0	0
Septembre	4 193	502	0	0
Octobre	6 719	804	612	1 835
Novembre	9 142	1 094	2 561	7 684
Décembre	12 392	1 483	5 368	16 105
Total	89 757	10 739	28 662	85 991

Figure 1.1 : Demande en énergie thermique par zone (GJ)



Le graphique inclut le camp, qui présente des besoins en chauffage relativement faibles mais tout au long de l'année, allant d'environ 120 GJ en juillet à près de 1 700 GJ en janvier. Les bâtiments de traitement et les services publics continuent d'afficher des besoins en chauffage importants tout au long de l'année, avec un pic hivernal d'environ 14 000 GJ. La mine souterraine nécessite un chauffage important pendant les mois froids, en particulier d'octobre à avril, sans aucune demande en été. À partir de l'année ≥ 2, les opérations souterraines connaissent une augmentation importante des besoins en chauffage, en raison de la profondeur accrue des opérations et des besoins plus importants en circulation d'air.

2. DESCRIPTION DES OPTIONS

Cette étude examine trois (3) options principales pour l'approvisionnement en énergie thermique du site minier.

2.1 Gaz naturel liquéfié (GNL)

Le GNL est du gaz naturel refroidi à environ -162°C pour le transport et le stockage. Il offre une densité énergétique élevée et est de plus en plus utilisé dans les projets industriels éloignés. Il

nécessite des réservoirs cryogéniques et des systèmes de vaporisation spécialisés, mais présente l'avantage d'avoir une empreinte carbone inférieure à celle du propane.

2.2 Gaz propane liquéfié (GPL)

Le propane est un combustible couramment utilisé pour le chauffage dans les régions éloignées. Il est réputé pour sa fiabilité et sa facilité de stockage dans des réservoirs sous pression. Il est largement disponible au Québec et ne nécessite pas de manipulation cryogénique, ce qui le rend plus simple à installer et à utiliser.

2.3 Gaz naturel comprimé (GNC)

Le gaz naturel comprimé (GNC) est du gaz naturel stocké à haute pression (généralement entre 200 et 250 bars). Contrairement au GNL, il ne nécessite pas de stockage cryogénique, mais il nécessite un équipement de décompression sur place et une infrastructure de sécurité appropriée. Bien que le GNC ait une densité énergétique inférieure à celle du GNL, ce qui entraîne une fréquence de livraison plus élevée, cet aspect logistique est déjà pris en compte dans le prix global par GJ ($/GJ), qui comprend le transport. Ainsi, le GNC offre un processus de manipulation simplifié et des coûts d'exploitation prévisibles.

3. AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE CHAQUE OPTION

Chaque option énergétique examinée dans cette étude présente des avantages et des limites qui lui sont propres. Le tableau ci-dessous résume les principaux compromis entre le gaz naturel liquéfié (GNL), le propane liquéfié (GPL) et le gaz naturel comprimé (GNC).

Critères	GNL	GPL	GNC
Densité énergétique (GJ/m^3)	Élevé	Moyen	Faible
Complexité du stockage	Élevé (cryogénique)	Faible (pressurisé)	Moyen (PSI élevé)
Fréquence de transport	Faible	Moyen	Élevé
Besoins en CAPEX	Élevé	Moyen	Faible
Émissions (CO_2/GJ)	Faible	Élevé	Bas Faible

Ce tableau permet de visualiser la comparaison des sources d'énergie selon des critères décisionnels importants. Ces compromis qualitatifs seront examinés plus en détail en relation avec les données quantitatives sur les coûts dans les sections suivantes.

4. DESCRIPTION DES INSTALLATIONS ET CARACTÉRISTIQUES DES COMBUSTIBLES

Cette section présente les caractéristiques techniques spécifiques et les implications en matière d'infrastructure de chaque source d'énergie, fournissant ainsi la base pour l'analyse des coûts d'investissement et de la logistique qui suit.

4.1 Gaz naturel liquéfié (GNL)

Le gaz naturel est composé à plus de 97 % de méthane et est liquéfié par refroidissement à -162°C afin de faciliter son transport et son stockage en vrac. Une fois sur site, le GNL doit être dégazé par un processus de vaporisation avant d'être distribué. Il est reconnu pour produire les émissions de CO_2 les plus faibles par unité d'énergie parmi les combustibles fossiles. Son contenu énergétique spécifique est d'environ 53,6 MJ/kg. Le GNL nécessite des réservoirs cryogéniques à proximité de la zone de traitement principale et offre la possibilité d'une vaporisation centralisée et d'un transfert par canalisation vers des zones éloignées telles que l'atelier de réparation des camions. Le coût indiqué est de 14,29 $/GJ, sur la base des prix pratiqués par Énergir. La densité énergétique et les performances en matière d'émissions du GNL en font un candidat sérieux, malgré des besoins en infrastructures plus importants.

4.2 Gaz propane liquéfié (GPL)

Le propane est un gaz hydrocarbure (C_3H_8) qui est liquéfié sous pression modérée pour faciliter son stockage et son transport. Contrairement au GNL, il ne nécessite pas de températures cryogéniques, se liquéfiant à environ -42°C à la pression atmosphérique. Une fois livré sur site, le propane peut être vaporisé à l'aide de vaporisateurs ambiants ou chauffés et distribué par des réseaux de canalisations. Il a une teneur en carbone plus élevée que le méthane, ce qui se traduit par des émissions de CO_2 légèrement plus élevées par unité d'énergie. Son contenu énergétique spécifique est d'environ 49,6 MJ/kg. Le stockage s'effectue généralement dans des réservoirs sous pression placés à proximité de la zone d'utilisation, qui peuvent alimenter directement les équipements de chauffage ou les systèmes de distribution. Le coût indiqué est de 33,77 $/GJ, sur la base des prix pratiqués par Avenir Energy.

4.3 Gaz naturel comprimé (GNC)

Le GNC est acheminé vers des sites éloignés, tels que des mines, à l'aide d'un système de pipeline « virtuel » basé sur des remorques à haute pression, généralement pressurisées à 3 600-4 300 psi (250-300 bars), ce qui élimine le besoin de décompression sur site. Ces remorques servent d'unités de stockage mobiles et sont remplacées selon les besoins.

Une fois sur place, un système dédié de décompression et de régulation de la pression est utilisé pour réduire en toute sécurité la pression du gaz du niveau de la remorque à une pression de distribution adaptée aux systèmes de chauffage des bâtiments, généralement comprise entre 5 et 100 psi. Ce système comprend des échangeurs de chaleur pour éviter le gel, ainsi que des régulateurs de pression, des soupapes de sécurité et des systèmes d'arrêt.

Afin de garantir la sécurité et l'efficacité opérationnelle, un système de surveillance et de contrôle est mis en place. Celui-ci comprend une télémétrie à distance pour la pression de la remorque, la pression de sortie et la surveillance du débit, ce qui permet une logistique proactive d'échange des remorques et un suivi en temps réel de la consommation. Le coût indiqué est de 38,17 $/GJ, sur la base des prix pratiqués par Certarus.

5. CAPEX – DEUX (2) PREMIÈRES ANNÉES

Cette section présente une estimation globale des dépenses d'investissement nécessaires à la mise en œuvre de chacun des trois (3) scénarios énergétiques (GNL, propane liquéfié et GNC) au cours des deux (2) premières années du projet de mine de lithium. Ces estimations comprennent les infrastructures de stockage et les équipements de livraison.

- Gaz naturel liquéfié (GNL) :
  - Réservoir de stockage cryogénique.
  - Système de vaporisation.
  - Réseau de canalisations local.
  - Instrumentation et contrôles.
  - CAPEX estimé : 17 911 572,00 $ selon le devis d'Énergir.
- Gaz propane liquéfié (GPL) :
  - Réservoirs de stockage ASME sous pression.

- Vaporisateurs.
- Réseau de tuyauterie local.
- CAPEX estimé : 4 011 334,03 $ selon le devis d'Avenir Energy.

- Gaz naturel comprimé (GNC) :
  - Mobilisation de l'équipement : aire de déchargement des remorques et skid de décompression.
  - Matériaux nécessaires sur le terrain, tels que la tuyauterie sur site : coût + 15 %.
  - CAPEX estimé : 34 000 $ selon le devis de Certatrus.

6. OPEX – COÛTS D'EXPLOITATION SUR 20 ANS

- Gaz naturel liquéfié (GNL) :
  - L'estimation des coûts d'exploitation pour le scénario GNL est basée sur une consommation annuelle moyenne d'environ 186 000 GJ.
  - Coût des molécules de gaz naturel : 14,29 $/GJ.
  - Coût de livraison : 11 740 $/livraison.
- Gaz propane liquéfié (GPL) :
  - L'estimation des coûts d'exploitation pour le scénario GNC est basée sur une consommation annuelle moyenne d'environ 186 000 GJ.
  - Coût du GPL : 33,77 $/GJ.
  - Coût de livraison : 7 875 $/livraison.
- Gaz naturel comprimé (GNC) :
  - L'estimation des coûts d'exploitation pour le scénario GNC est basée sur une consommation annuelle moyenne d'environ 186 000 GJ. Le prix du scénario GNC est basé sur la structure tarifaire de la plateforme Certarus, y compris les frais de livraison.
  - Coût du GNC : 38,17 $/GJ.
  - Certarus livrerait en moyenne 10 à 15 remorques de GNC par semaine.
  - L'autonomie opérationnelle prévue serait de 4 jours.

7. RÉSUMÉ DES CAPEX ET OPEX

Type de combustible	CAPEX (CAD)	Coût $/GJ	Coût de livraison (CAD/Année)	Opex (CAD/Année)	OPEX sur 20 ans (CAD)	Coût total sur 20 ans (CAPEX+OPEX)
Gaz naturel liquéfié (GNL)	17 911 572,00	14,29	2 312 780,00	4 970 720,00	99 414 400,00	117 325 972,00
Gaz propane liquéfié (GPL)	4 011 334,03	33,77	1 551 375,00	7 832 595,00	156 651 900,00	160 663 234,03
Gaz naturel comprimé (GNC)	34 000,00	38,17	-	7 099 620,00	141 992 400,00	142 026 400,00

8. CONCLUSION

Bien que le gaz naturel liquéfié (GNL) offre un coût total sur 20 ans inférieur, soit 117 325 972,00 $, par rapport au gaz naturel comprimé (GNC), dont le coût s'élève à 142 026 400,00 $, il nécessite un investissement initial très élevé, soit 17 911 572,00 $. En revanche, le GNC a un CAPEX beaucoup plus faible, soit 34 000,00 $, ce qui le rend beaucoup plus accessible pendant les premières phases du projet.

Cela représente une différence de près de 17,9 millions de dollars en coûts initiaux. Ce capital pourrait être réaffecté à d'autres domaines stratégiques du projet ou investi pour générer un rendement plus élevé, en particulier pendant les premières phases, où la flexibilité des flux de trésorerie est cruciale.

Par conséquent, malgré des coûts d'exploitation plus élevés à long terme, nous recommandons d'opter pour le gaz naturel comprimé (GNC) en raison de son coût d'entrée moins élevé et de la possibilité d'optimiser le déploiement du capital pour obtenir de meilleurs rendements initiaux et une plus grande agilité financière.

ANNEXE

4-5 ALTERNATIVES POUR LE CHOIX D'UN SITE DE STOCKAGE DES DÉCHETS MINIERS

Patriot Battery Metals

Shaakichiuwaanaan Project

Région d'Eeyou Istchee Baie James, QC

Rapport technique

Alternatives pour le choix d'un site de stockage des déchets miniers

N° document BBA / Rév. : 7535027-000000-41-ERA-0001-FR-R01

24 février 2026

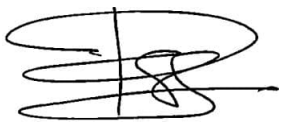
FINAL

2020, boul. Robert-Bourassa
Bureau 300
Montréal, QC H3A 2A5
T +1 514.866.2111 **F** +1 514.866.2116
BBAconsultants.com
Tous droits réservés. © BBA



周丽蓓 Signature numérique de Zhou, Li Bei
Date : 2026.02.25 11:19:08 -05'00'

Contribué par :
Li Bei Zhou, CPI
OIQ n° 6039793



Préparé par :
Hamid Ben-Abess, ing.
OIQ n° 131022

N° document BBA / Rév. : 7535027-000000-41-ERA-0001-FR-R01

HISTORIQUE DES RÉVISIONS

Révision	Statut du document – Description de la révision	
R00	Final	2025-06-20
R01	Final – Traduction en français	2026-02-24

Le présent document a été préparé par BBA pour son client et ne peut être utilisé que par ce dernier. Il ne peut être utilisé ni invoqué par une autre partie ou à d'autres fins sans l'autorisation écrite préalable expresse de BBA. BBA décline toute responsabilité en cas de pertes, réclamations, dépenses ou dommages, le cas échéant, subis par un tiers à la suite de décisions ou d'actions fondées sur le présent document.

Bien que les informations contenues dans le présent document soient considérées comme fiables dans les conditions et sous réserve des limitations énoncées dans le document, celui-ci est basé sur des informations qui ne sont pas sous le contrôle de BBA et qui n'ont pas été vérifiées par BBA. BBA ne peut donc garantir leur suffisance et leur exactitude. Les commentaires figurant dans le document reflètent le meilleur jugement de BBA à la lumière des informations dont elle disposait au moment de sa rédaction.

L'utilisation de ce document implique l'acceptation des conditions susmentionnées.

TABLE DES MATIÈRES

1. Description du projet 1
2. Introduction 1
3. Méthodologie 3
   3.1 Présélection des sites et des alternatives 3
   3.2 Conceptualisation de l'infrastructure 5
   3.3 Données d'entrée 9
4. Mise en place d'une matrice décisionnelle multicritères 10
   4.1 Mise en place de la matrice 11
5. Résultats des ateliers 14
   5.1 Analyse économique du projet 14
6. Évaluation globale et analyse de sensibilité 30
   6.1 Observations issues des ateliers 32
   6.2 Conclusions et recommandations 33

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Cours d'eau et méthodes d'atténuation 2
Tableau 2 : Cartes fournies par Innova 10
Tableau 3 : Pondération des comptes et sous-comptes 12
Tableau 4 : Évaluation globale du site – Économie du projet 18
Tableau 5 : Évaluation du site – Considérations opérationnelles 20
Tableau 6 : Évaluation du site – Impacts environnementaux 23
Tableau 7 : Évaluation du site – Considérations techniques 26
Tableau 8 : Évaluation du site – Considérations sociales 29

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Options de sites présélectionnés 4
Figure 2 : Scénarios retenus 5
Figure 3 : Modèle conceptualisé - Scénario 1 6

Figure 4 : Modèle conceptualisé - Scénario 2 7
Figure 5 : Modèle conceptualisé - Scénario 3 7
Figure 6 : Modèle conceptualisé - Scénario 4 8
Figure 7 : Modèle conceptualisé - Scénario 5 9
Figure 8 : Tableau de bord d'évaluation du site 13
Figure 9 : Évaluation du site - CAPEX 15
Figure 10 : Évaluation du site - OPEX 16
Figure 11 : Évaluation du site – Phasage du projet 16
Figure 12 : Évaluation du site – Compensation pour l'habitat des poissons 17
Figure 13 : Évaluation du site – Distance par rapport à l'usine 19
Figure 14 : Évaluation du site – Capacité d'expansion 19
Figure 15 : Évaluation du site – Sécurité opérationnelle 20
Figure 16 : Évaluation du site – Empreinte stockpile 21
Figure 17 : Évaluation du site – Émissions de CO_2 22
Figure 18 : Évaluation du site – Zones humides 22
Figure 19 : Évaluation du site – Présence de poissons 23
Figure 20 : Évaluation du site – Infrastructure de gestion de l'eau 24
Figure 21 : Évaluation du site – Complexité de la gestion de l'eau 25
Figure 22 : Évaluation du site – Calendrier et constructibilité 25
Figure 23 : Évaluation du site – Hauteur du remblai 26
Figure 24 : Évaluation du site – Récepteurs sensibles 27
Figure 25 : Évaluation du site – Zones d'alimentation des orignaux et des oies 28
Figure 26 : Évaluation du site – Archéologie 28
Figure 27 : Évaluation du site – Zones de pêche 29
Figure 28 : POETS – Scénario de base – Résultats de la sélection du site d'exploitation 30
Figure 29 : Pondération des comptes par cas 31
Figure 30 : POETS – Analyse de sensibilité – Résultats 32

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Présentation de l'atelier

Annexe B : CASN-A-370-GT-DCR-0001-B_Gestion des déchets et de l'eau Critères de conception.pdf (V2)

Annexe C : POETS

1. Description du projet

La propriété Shaakichiuwaanaan (la « propriété ») est située dans la région d'Eeyou Istchee James Bay, au Québec, au Canada, à environ 53°32'00" N, 73°55'00" O, à environ 220 km à l'est de Radisson, au Québec. La propriété comprend 463 claims miniers couvrant une superficie d'environ 23 710 ha répartis sur deux (2) groupes de claims principaux. Le groupe de claims principal et le plus important s'étend principalement d'est en ouest sur environ 51 km sous la forme d'un bloc de claims presque continu.

La propriété est située sur des terres de catégorie III au sein du territoire cri d'Eeyou Istchee (Nation crie de Chisasibi et Nation crie de Mistissini), tel que défini dans la Convention de la Baie-James et du Nord québécois (« CBJNQ »). Le gouvernement régional d'Eeyou Istchee Baie James (« EIJBRG ») est la municipalité désignée pour la région comprenant la propriété.

En septembre 2024, Patriot Battery Metals (« Patriot ») a publié une évaluation économique préliminaire (PEA) conforme à la norme NI 43-101 pour le projet Shaakichiuwaanaan (Patriot, 2024). Cette ressource fait de la pegmatite de spodumène CV5, l'un des dix plus grands gisements de pegmatite de lithium au monde, ainsi que l'un des plus grands gisements de pegmatite de tantale au monde. Le projet sera exploité à l'aide d'une méthode hybride de mine à ciel ouvert et de mine souterraine.

2. Introduction

Il est prévu que l'exploitation minière génère au total 187 Mt de stériles issus du processus d'extraction. Environ 80 Mt de stériles sont considérés comme potentiellement générateurs d'acide ou potentiellement lixiviables (risque élevé) et 107 Mt comme présentant un faible potentiel (risque faible) de génération d'acide. En outre, on estime que l'usine de traitement produira 41 Mt de résidus. Ces flux de déchets seront gérés séparément, en fonction de leurs caractéristiques. Les quantités indiquées ici ont été fournies par le client au moment de l'élaboration du rapport. Ces quantités doivent toutes être placées en surface; les matériaux utilisés comme remblai pour les travaux souterrains ne sont pas pris en compte dans cette étude. Les stériles à faible risque, également appelés stériles non-acido-gène ou NAG, ne produisent généralement pas d'acide lorsqu'ils sont exposés à l'air et à l'eau. Les stériles PAG, en revanche, ont tendance à réagir avec l'air et l'eau pour produire un drainage acide. Les volumes des matériaux ont été tirés du document CASN-A-370-GT-DCR-0001-B_Waste and water management Design criteria.pdf (V2).

Tableau 1 : Cours d'eau et méthodes d'atténuation

Cours d'eau	Méthodes d'atténuation	Capacité*	Densité sèche	Volume estimé
		Mt	t/m³	Mm³
Résidus à déposer en surface	Membrane	41	1,7	24,1
Roches stériles (faible risque)	Sans membrane	107	2,0	5
Rots stériles (potentiellement générateurs d'acide)	Membrane	80	2,0	4
Total				**117,6**

Patriot a demandé à BBA de continuer à participer à la sélection du site pour les installations de stockage des stériles et des résidus miniers du projet Shaakichiuwaanaan.

Ce mandat comprend :

- Le processus de sélection tenant compte du contexte du projet et des différentes contraintes identifiées par le client et BBA;
- Une présentation des scénarios de gestion des déchets résumant les emplacements sélectionnés pour le stockage des matériaux;
- Réalisation d'un processus de sélection multicritères aboutissant à la sélection d'un site particulier sur la base de critères de sélection et d'une notation prédéterminée. Une version préliminaire a été élaborée et utilisée lors des ateliers de sélection des sites. Trois (3) ateliers de sélection des sites ont été organisés au cours de ces travaux, qui ont été résumés dans la présentation fournie à l'Annexe A;
- Un rapport technique décrivant la méthodologie et les résultats de la sélection des sites.

Les estimations de coûts associées sont de nature approximative (±50 %), mais peuvent être utilisées à des fins décisionnelles.

Le processus de sélection des sites a suivi les directives et les principes de gestion exemplaires stipulés et recommandés par :

- Lignes directrices fédérales pour l'évaluation des alternatives pour l'élimination des déchets miniers;
- Lois et règlements miniers du Québec applicables aux résidus et aux déchets miniers;
- L'Association minière du Canada;
- La norme industrielle mondiale sur la gestion des résidus miniers.

Le processus de sélection du site a donné la priorité à l'intégrité environnementale, parallèlement aux facteurs économiques et techniques.

3. Méthodologie

Le projet a été réalisé en tenant compte de la mission de développement durable et des objectifs environnementaux du client, selon les étapes suivantes :

3.1 Présélection des sites et des alternatives

La validation des emplacements proposés a été analysée et un processus de présélection a été mené afin de sélectionner les scénarios à évaluer. Au total, 31 sites potentiels situés dans un rayon de 10 km autour de l'usine ont été identifiés. La Figure1 illustre l'emplacement des sites proposés dans le cadre du processus de présélection.

Voici quelques détails concernant le processus de présélection :

- Des zones prioritaires ont été définies pour l'étude du site (mai-septembre 2024);
- PMET, WSP et BBA ont contribué au processus de présélection;
- La technologie des résidus à sec a été envisagée comme base pour l'élimination des résidus, car le processus envisagé est la séparation par milieu dense (DMS) grossière;
- Limité à un rayon de 10 km autour de l'usine;
- Les bilans des déchets matériels issus de l'étude PEA ont été utilisés comme base d'estimation (sans tenir compte des déchets de remblayage dans la fosse), à l'exception du tonnage potentiel de déchets de lixiviation des métaux provenant d'un autre document;
- Taille minimale pour l'option de déchets (tas) basée sur le flux de résidus DMS (flux le plus petit); le volume minimal pris en compte est basé sur les hypothèses de l'étude PEA;
- Angle de pente de 18,4° (pente 3:H 1:V) pris en compte pour les volumes de conception de toutes les options;
- La hauteur de chaque option a été estimée à un minimum de 50 m sur une superficie de 50 m à la crête;
- Densité des résidus de 1,7t/m³ (compactés en tas);
- Distance minimale considérée de 100 m par rapport aux lacs, rivières et plans d'eau (directive 019 = distance de 60 m);

- Les limites des concessions minières ne sont pas considérées comme un facteur limitant pour le processus de présélection.

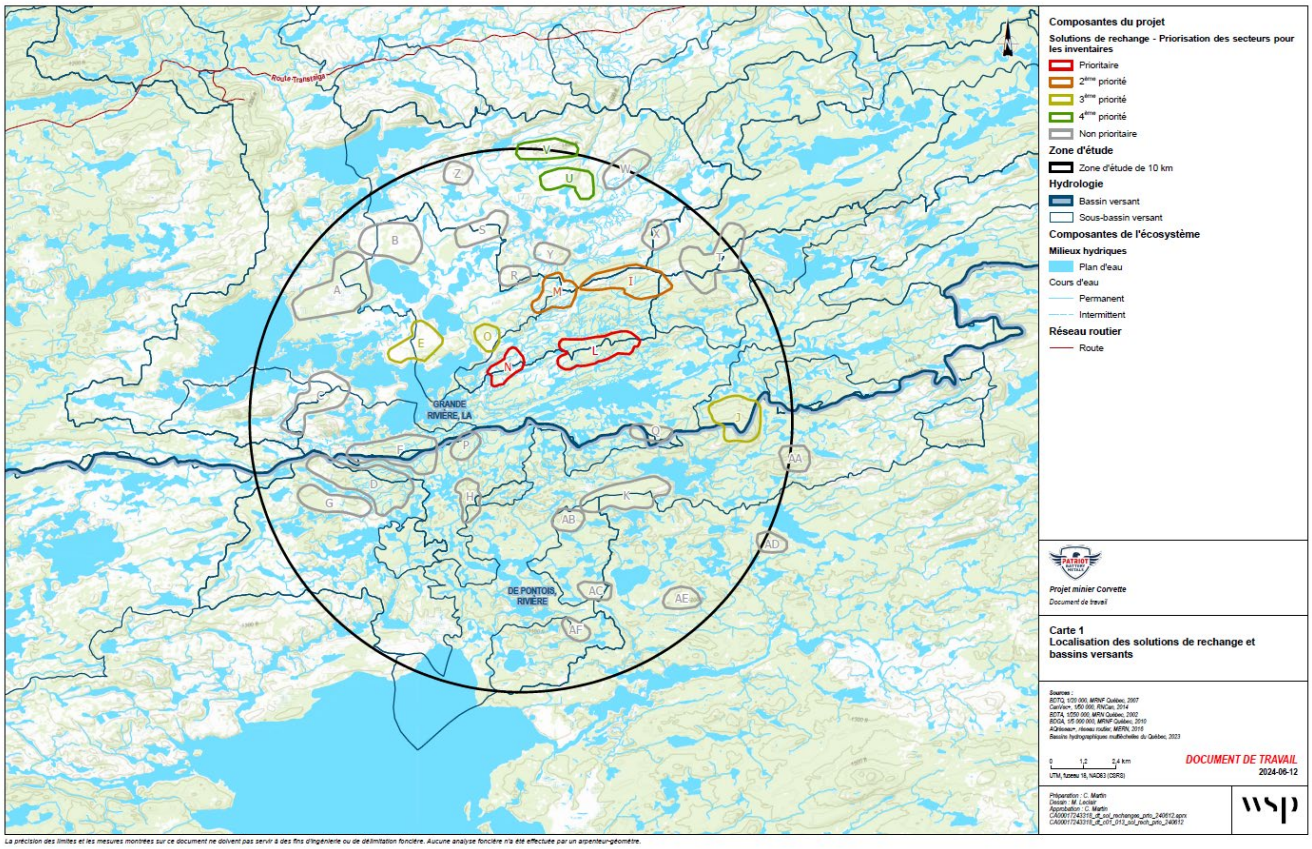


Figure 1 : Options de sites présélectionnés

La présélection de ces sites potentiels s'est appuyée sur les critères suivants :

- Dépôt des déchets dans plusieurs bassins versants :
  - Limitation des options d'élimination des déchets au bassin versant nord afin d'éviter l'impact de plusieurs bassins versants;
- Potentiel de minéralisation future :
  - Élimination des options situées le long de la zone de minéralisation (CV 9, CV13…);
- Élimination des options à proximité d'habitats piscicoles, de communautés et de sites archéologiques connus sur la base des cartes de contraintes WSP fournies le 14 mars 2024;

- Options sélectionnées par ordre de priorité pour l'étude sur la base d'une comparaison de la distance par rapport à la fosse, du nombre de passages à gué et de la présence d'une topographie favorable;
- Quatre (4) scénarios ont été identifiés en raison de leur proximité avec l'emplacement prévu de la route d'accès;
- Le processus de présélection a abouti à un total de cinq (5) scénarios crédibles qui répondaient aux besoins de conception du projet, mais qui différaient sur un ou plusieurs aspects en raison des emplacements proposés. Les cinq (5) scénarios retenus à l'issue du processus de présélection sont illustrés dans la Figure2 .

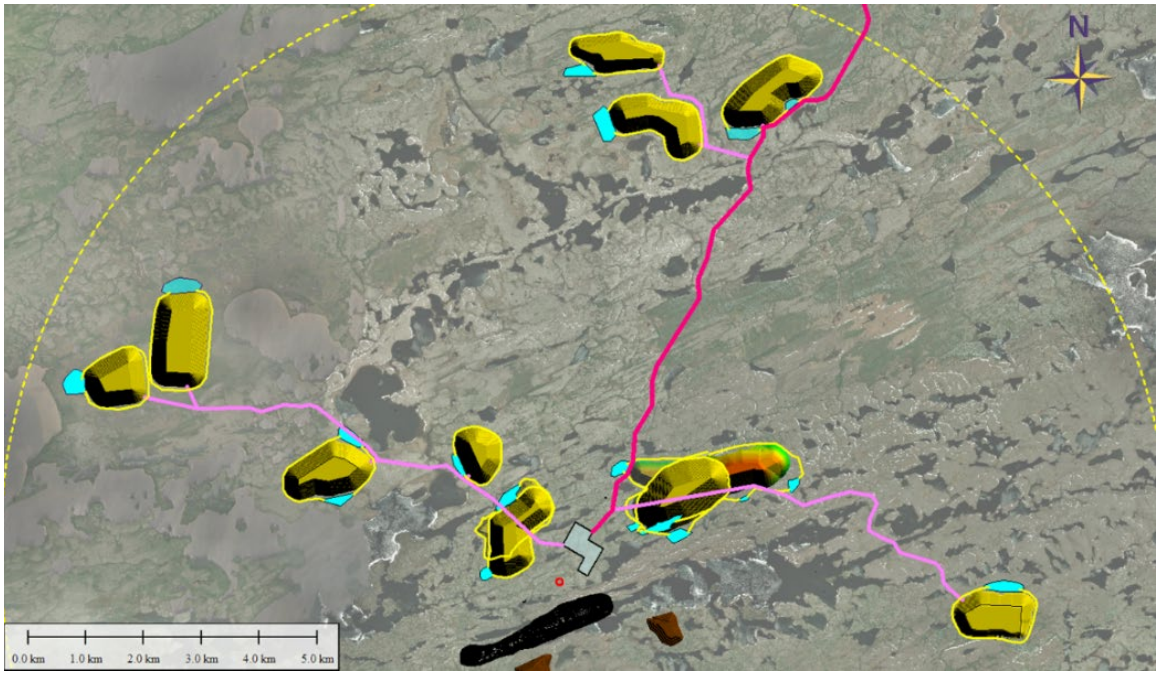


Figure 2 : Scénarios retenus

3.2 Conceptualisation de l'infrastructure

Les scénarios retenus pour l'analyse ont été conceptualisés dans Global Mapper en tenant compte des critères suivants :

- Dimensionnement des stocks de stériles (WR), y compris la conformité volumétrique;
- Prise en compte de la gestion de l'eau pour les infrastructures requises;
- Analyse des contraintes;

- Disposition pour chaque scénario;
- Coût global pour chaque scénario.

Tous les modèles conceptualisés sont conformes aux exigences du projet et sont présentés dans les figures 3 à 7.

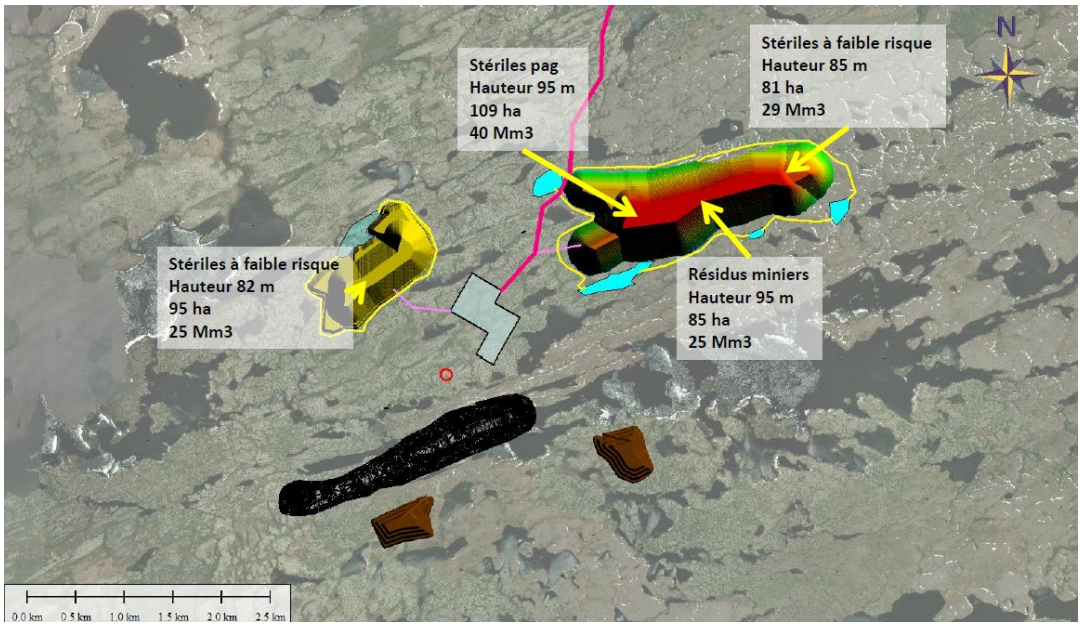


Figure 3 : Modèle conceptualisé - Scénario 1

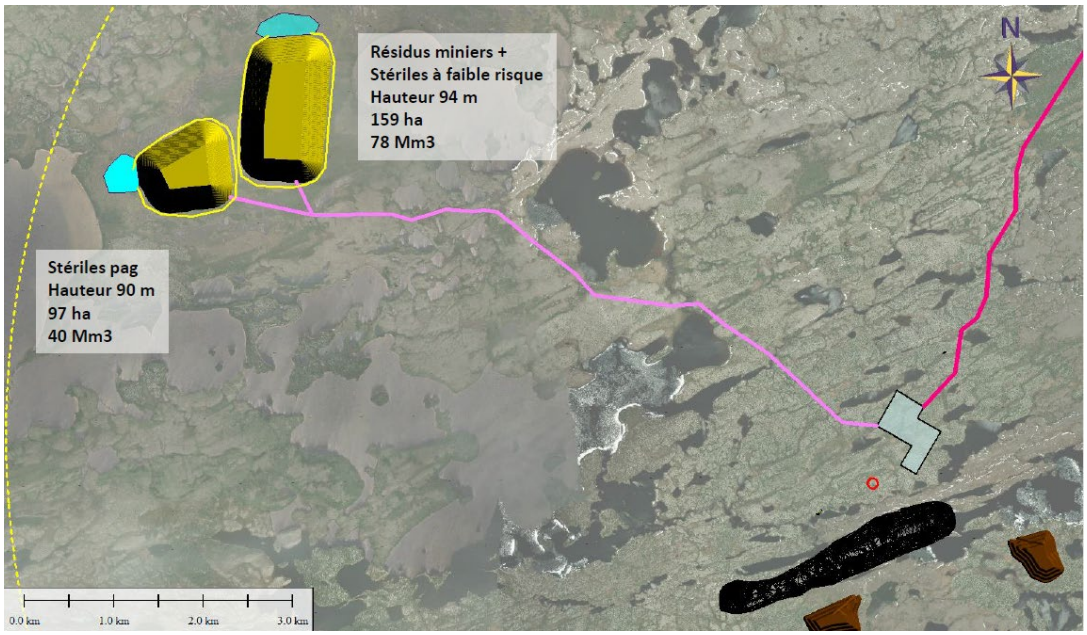


Figure 4 : Modèle conceptualisé - Scénario 2

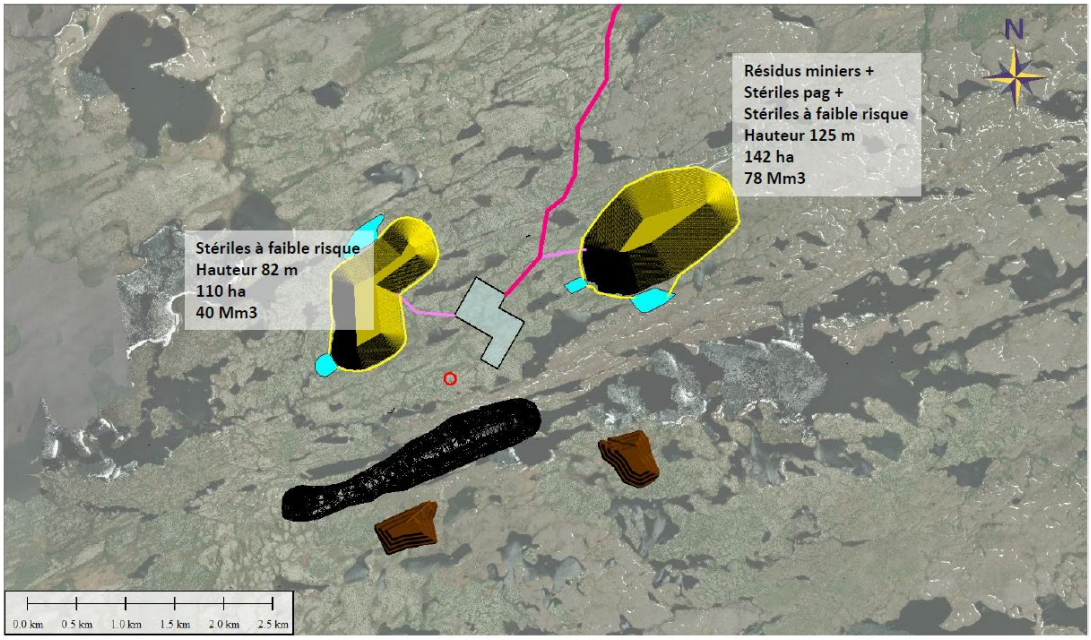


Figure 5 : Modèle conceptualisé - Scénario 3

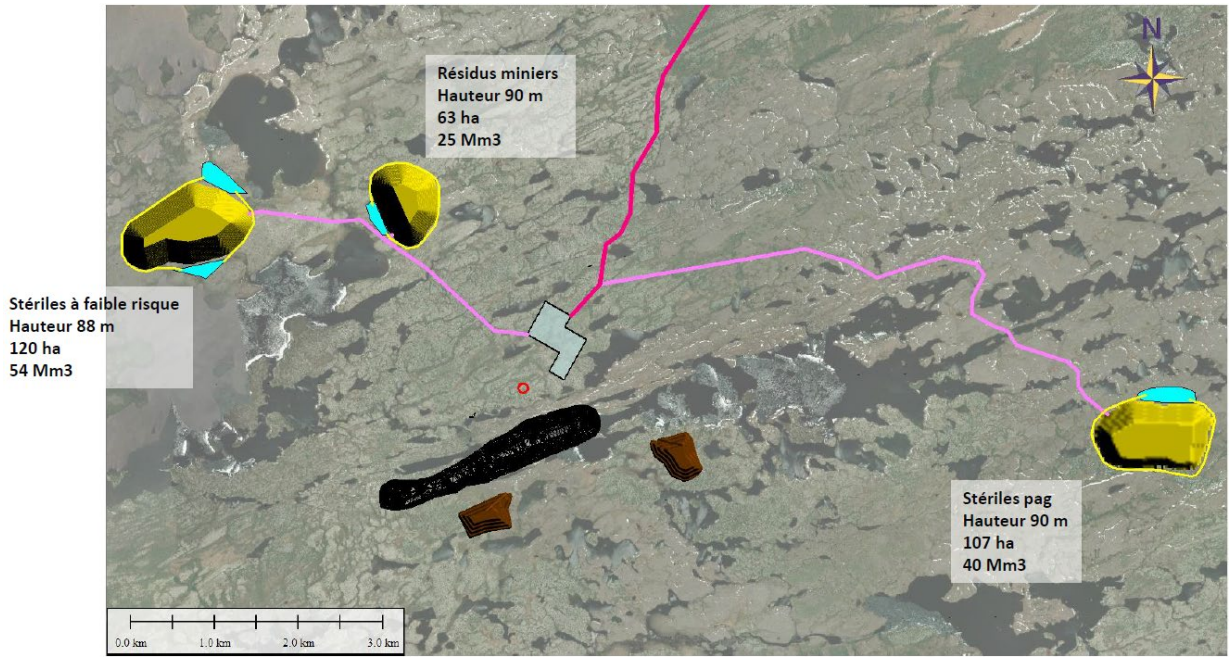


Figure 6 : Modèle conceptualisé - Scénario 4

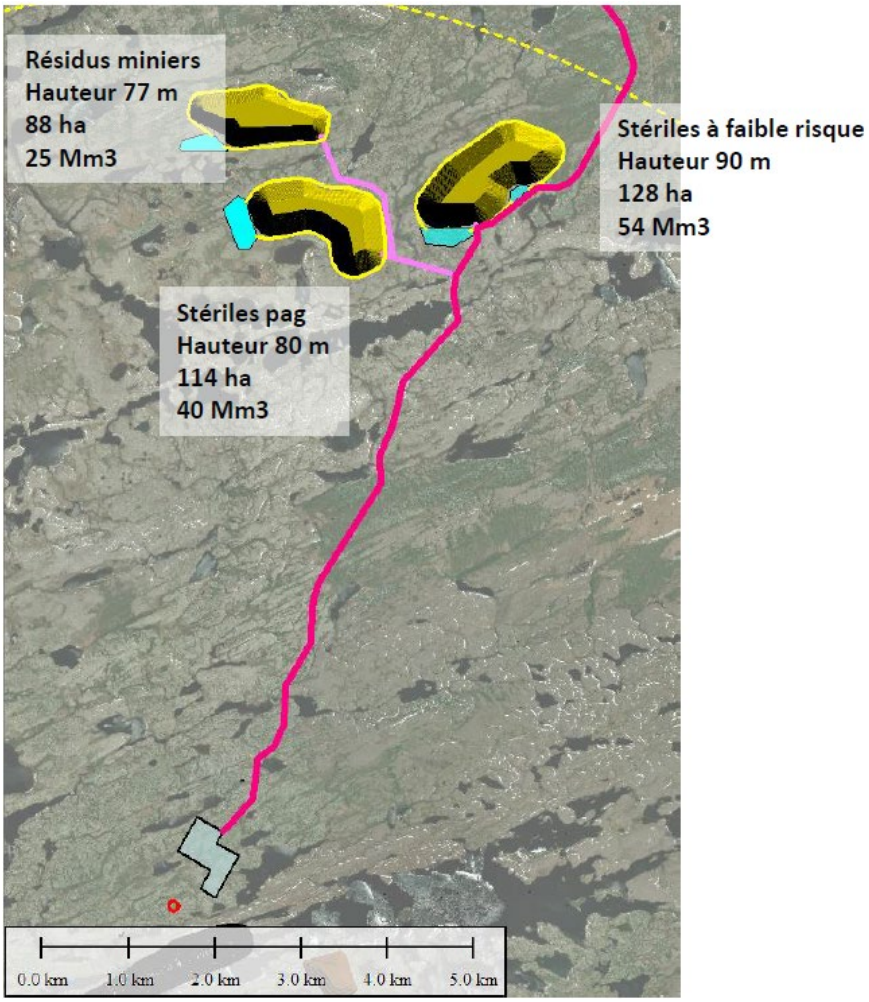


Figure 7 : Modèle conceptualisé - Scénario 5

3.3 Données d'entrée

Innova a fourni à BBA des cartes des contraintes du projet. Les informations comprenaient les contraintes environnementales, les écosystèmes sensibles et uniques, les plans d'eau de surface, les infrastructures minières prévues, les autres infrastructures (routes), les limites des propriétés, les ressources minérales et la répartition de la population (établissements humains). Le Tableau 2 présente la liste des cartes fournies par Innova et utilisées dans le processus de sélection du site.

Tableau 2 : Cartes fournies par Innova

Carte	Plans ou documents	Remarques
Zones humides/rivières/ruisseaux	CORVETTE_BIO_carac_milieu_s_011	Contient des informations pour tous les scénarios, mais le niveau de détail n'est élevé que pour les scénarios 1 et 3.
	CORVETTE_BIO_hydrog_l_006	Contient des informations pour tous les scénarios, mais le niveau de détail n'est élevé que pour les scénarios 1 et 3.
	Habitat du poisson_20241023	Ne contient des informations que sur les zones des scénarios 1 et 3
Proximité des récepteurs sensibles	160846E.pdf	Informations publiques
Zones d'alimentation des orignaux et des oies	**Confidentiel**	**Confidentiel**
Potentiel archéologique	Aire d'étude et d'inventaire - archéo	Ne contient que des informations sur les zones des scénarios 1 et 3
Description de la mine et critères	CASN-A-370-GT-DCR-0001-B_Gestion des déchets et de l'eau Critères de conception.pdf	

Il convient de noter que certaines cartes présentaient un niveau de détail élevé dans la zone d'influence directe du projet établie lors des phases préliminaires et cartographiée lors de l'étude du site réalisée en 2024. Certains des scénarios analysés sont considérés comme ayant un niveau de détail inférieur à celui des zones directement étudiées lors de l'étude du site. Ce biais dans le niveau de détail entre les scénarios peut avoir un impact ou influencer les résultats finaux de l'analyse de l'étude du site.

Les informations SIG, les enquêtes sur le terrain, les consultations des parties prenantes et les modèles 3D développés ont été utilisés pour évaluer les sites.

4. Mise en place d'une matrice décisionnelle multicritères

BBA a développé un outil de matrice décisionnelle qui sera utilisé pendant la phase d'analyse des risques, dans le but de faciliter cette décision structurée. L'outil « POETS » offre une interface facile à utiliser et propose une sélection complète de critères pour une évaluation efficace des options.

Le POETS suit la philosophie des lignes directrices fédérales pour la sélection des sites (lignes directrices pour l'évaluation des alternatives pour l'élimination des déchets miniers).

En préparation de l'atelier, la matrice POETS sera préalablement remplie par BBA et révisée conjointement avec le client. À ce stade, BBA consolidera les informations et les analyses pour chaque option afin de regrouper toutes les informations dans POETS. BBA et le client seront alors en mesure de démontrer le degré de diligence raisonnable dont ils ont fait preuve pour les différents concepts et emplacements.

L'outil de matrice décisionnelle est divisé en cinq (5) sections, chacune comportant une liste déroulante de critères de sélection. La pondération de chaque composante est discutée et décidée avec le client, en fonction des besoins et des contraintes du projet.

POETS est un outil de matrice décisionnelle qui a permis à BBA de faciliter la prise de décision du client dans le cadre de diverses études de haut niveau, études PEA, PFS et FS qui prennent en compte les sections suivantes :

- Coûts du projet;
- Considérations opérationnelles;
- Impacts environnementaux;
- Risques techniques;
- Impacts socio-économiques.

L'étude de sélection proposée a été menée avec un niveau de détail suffisant pour que le scénario retenu puisse être intégré dans les évaluations globales du projet de PMET.

4.1 Mise en place de la matrice

BBA a préparé la structure de la matrice d'analyse multicritères. PMET a validé la sélection et la pondération des critères d'évaluation avant le début des ateliers.

La liste des critères d'évaluation et les pondérations qui en résultent sont présentées dans le Tableau 3 .

Tableau 3 : Pondération des comptes et sous-comptes

Pondération totale (%)	Pondération dans le total (%)	Compte	Pondération dans le compte (%)	Description des critères	Critère individuel (%)	Pondération totale (%)
100%	30%	Analyse économique du projet	50%	CAPEX	15.0%	100%
			25%	OPEX	7.5%	
			20%	Possibilité de phasage – flux de trésorerie (routes, fossés, bassins)	6.0%	
			5%	Compensation d'habitat du poisson	1.5%	
	10%	Considérations opérationnelles	47%	Distance à l'usine / à la fosse	4.7%	
			32%	Capacité d'expansion	3.2%	
			21%	Sécurité opérationnelle	2.1%	
	25%	Impacts environnementaux	30%	Empreinte de l'aire de stockage	7.5%	
			20%	Émissions de CO_2	5.0%	
			30%	Milieux humides / rivières / cours d'eau	7.5%	
			20%	Présence de poissons	5.0%	
	10%	Considérations techniques	35%	Infrastructures de gestion des eaux	3.5%	
			20%	Complexité de gestion des eaux	2.0%	
			15%	Calendrier du projet et constructibilité	1.5%	
			30%	Hauteur des ouvrages en remblai	3.0%	
	25%	Impacts sociaux	25%	Proximité des récepteurs sensibles (chalets et voies de circulation)	6.3%	
			25%	Aires d'alimentation de l'orignal et de la sauvagine	6.3%	
			25%	Potentiel archéologique	6.3%	
			25%	Zones de pêche	6.3%	

En plus d'établir la pondération de chacun des sous-comptes, et afin de garantir que les critères soient appliqués de manière cohérente et sans biais, une grille d'évaluation applicable à chaque critère des sous-comptes a été élaborée et approuvée par le PMET. La grille d'évaluation est présentée dans le document Figure 8.

TABLEAU : COMPTES, SOUS-COMPTES ET CRITÈRES D'ÉVALUATION DU TSF

Compte		SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
ANALYSE ÉCONOMIQUE DU PROJET	1	**CAPEX**	coût	alternative la moins coûteuse	Augmentation des coûts de 15 %	Augmentation des coûts de 30 %	Augmentation des coûts de 45 %	Augmentation > 45 %
	2	**OPEX**	coût	alternative la moins coûteuse	Augmentation des coûts de 15 %	Augmentation des coûts de 30 %	Augmentation des coûts de 45 %	Augmentation > 45 %
	3	**Possibilité de phasage - Flux de trésorerie (routes, fossés, bassins)**	Qualitatif	Les travaux peuvent être répartis en au moins 3 phases avec plus de 30 % du CAPEX après l'année 0.	Les travaux peuvent être répartis en au moins 3 phases avec moins de 30 % du CAPEX après l'année 1.	Les travaux peuvent être répartis en au moins 2 phases avec plus de 30 % du CAPEX après l'année 0.	Les travaux peuvent être répartis en au moins 2 phases avec moins de 30 % du CAPEX après l'année 1.	L'ensemble des travaux doit être réalisé en une seule phase à l'année 0.
	4	**Compensation de l'habitat du poisson**	Qualitatif	Aucun risque significatif identifié. Tous les coûts potentiels sont pris en compte ou inclus dans la contingence appliquée. Contingence recommandée : 15 %	Risques limités identifiés, nécessitant une augmentation minimale de l'estimation du projet et de la contingence. La plupart des coûts sont bien documentés, mais une légère augmentation de la contingence pourrait être requise. Contingence recommandée : 25 %	Plusieurs risques identifiés, nécessitant une augmentation modérée de l'estimation du projet et de la contingence. Les coûts sont bien documentés, mais une contingence plus importante pourrait être requise. Contingence recommandée : 35 %	Plusieurs risques identifiés, nécessitant une augmentation significative de l'estimation du projet et de la contingence. Certains coûts sont bien documentés, mais une contingence nettement plus élevée est requise. Contingence recommandée : 50 %	De nombreux risques ont été identifiés, nécessitant une augmentation importante de la contingence au-delà de la précision actuelle de l'estimation. Contingence recommandée : supérieure à 50 %
CONSIDÉRATIONS OPÉRATIONNELLES	1	**Distance à l'usine / à la fosse**	distance en km	0-2 km	2-4 km	4-6 km	6-8 km	> 8 km
	2	**Capacité d'expansion**	Pourcentage d'expansion	40 % ou plus de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.	30 à 40 % de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.	20 à 30 % de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.	10 à 20 % de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.	Moins de 10 % de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.
	3	**Sécurité opérationnelle**	Distance de transport en km	Exposition minimale aux risques en raison des très courtes distances (0 à 2 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. Ces distances n'ont pas d'effet mesurable sur la sécurité ou le bien-être des opérateurs.	Faible exposition aux risques en raison des courtes distances (2 à 4 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. Ces distances ont un effet minimal sur la fatigue ou la performance des opérateurs.	Exposition modérée aux risques en raison des distances intermédiaires (4 à 6 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. La fatigue et une baisse de performance peuvent survenir en raison des distances parcourues, mais elles demeurent gérables avec des pauses appropriées.	Exposition élevée aux risques en raison des longues distances (6 à 8 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. Ces distances augmentent significativement la fatigue des opérateurs, entraînant des préoccupations en matière de sécurité.	Exposition très élevée aux risques en raison des très longues distances (plus de 8 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. Ces distances entraînent une augmentation importante de la fatigue des opérateurs et des enjeux majeurs en matière de sécurité.
IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX	1	**Emprise des haldes**	Superficie d'emprise	Superficie d'emprise minimale	Augmentation de l'emprise de 15 %	Augmentation de l'emprise de 30 %	Augmentation de l'emprise de 45 %	Augmentation de l'emprise de 100 %
	2	**Émissions de CO_2**	Distance de transport (km)	Le projet génère des émissions minimales de CO_2, liées à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (0 à 1 km).	Le projet génère des émissions de CO_2 inférieures à la moyenne, liées à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (1 à 2 km).	Le projet génère une quantité modérée d'émissions de CO_2, liée à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (2 à 3 km).	Le projet génère une quantité élevée d'émissions de CO_2, liée à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (3 à 4 km).	Le projet génère une quantité très élevée d'émissions de CO_2, liée à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (plus de 4 km).
	3	**Milieux humides et cours d'eau**	Superficie des milieux humides et des cours d'eau	Moins de 10 ha	10 à 20 ha	20 à 30 ha	30 à 40 ha	Plus de 40 ha
	4	**Présence de poissons**	Présence d'habitat du poisson	Absence confirmée d'habitat du poisson	Absence probable d'habitat du poisson	Aucune information disponible	Présence probable d'habitat du poisson	Présence confirmée d'habitat du poisson
CONSIDÉRATIONS TECHNIQUES	1	**Infrastructures de gestion des eaux**	Superficie à gérer	Variante nécessitant une plus faible superficie à gérer.	Augmentation de la superficie à gérer de 15 %.	Augmentation de la superficie à gérer de 30 %.	Augmentation de la superficie à gérer de 45 %.	Augmentation de la superficie à gérer de 100 % ou plus.
	2	**Complexité de la gestion des eaux**	Nombre de systèmes de gestion des eaux	La gestion des eaux du site peut être réalisée avec un seul système, avec un drainage entièrement gravitaire.	La gestion des eaux peut être réalisée avec un seul système nécessitant un ou plusieurs puisards avec pompage continu.	La gestion des eaux peut être réalisée avec deux systèmes, avec un drainage gravitaire.	La gestion des eaux nécessite deux systèmes avec un ou plusieurs puisards et pompage continu.	La gestion des eaux nécessiterait plus de deux systèmes distincts.
	3	**Calendrier du projet et constructibilité**	Distance (km), % de milieux humides et des cours d'eau, et superficie de bassins	Site le plus proche du camp central, où l'aire des travaux affecte la plus faible superficie de milieux humides ou de cours d'eau et nécessite la plus petite superficie de bassins, avec une topographie peu accidentée. Réduire la cote de deux catégories si l'option entraîne un risque de retard d'autorisation.	Site situé à moins de 1 km de l'alternative la plus proche, où l'aire des travaux affecte la plus faible superficie de milieux humides ou de cours d'eau, ou dont l'impact est dans une marge de 20 % par rapport à la meilleure alternative en matière de milieux humides et de superficie de bassins. Réduire la cote de deux catégories si l'option entraîne un risque de retard d'autorisation.	Site situé à moins de 3 km de l'alternative la plus proche, où l'impact sur les milieux humides ou les cours d'eau est dans une marge de 40 % par rapport à la meilleure alternative. Réduire la cote de deux catégories si l'option entraîne un risque de retard d'autorisation.	Site situé à moins de 6 km de l'alternative la plus proche, avec un impact sur les milieux humides ou les cours d'eau pouvant atteindre 50 % de plus que la meilleure alternative. Réduire la cote de deux catégories si l'option entraîne un risque de retard d'autorisation.	Site situé à plus de 6 km de l'alternative la plus proche, avec un impact sur les milieux humides ou les cours d'eau supérieur à 50 % par rapport à la meilleure alternative.
	4	**Hauteur des ouvrages en remblai**	Hauteur (m)	Variante présentant la hauteur la plus faible.	Augmentation de la hauteur de 10 m. Augmenter la cote d'une catégorie si la hauteur est égale ou inférieure à 90 m (stériles à faible risque).	Augmentation de la hauteur de 20 m. Augmenter la cote d'une catégorie si la hauteur est égale ou inférieure à 90 m (stériles à faible risque).	Augmentation de la hauteur de 30 m. Augmenter la cote d'une catégorie si la hauteur est égale ou inférieure à 90 m (stériles à faible risque).	Augmentation de la hauteur supérieure à 30 m. Augmenter la cote d'une catégorie si la hauteur est égale ou inférieure à 90 m (stériles à faible risque).
IMPACTS SOCIAUX	1	**Proximité des récepteurs sensibles (chalets et routes de circulation)**	Distance aux chalets ou aux routes de circulation (km)	Plus de 10 km	5 à 10 km	2 à 5 km	1 à 2 km	Moins de 1 km
	2	**Aires d'alimentation de l'orignal et de l'oie**	Distance aux zones de chasse (km)	Plus de 10 km	5 à 10 km	2 à 5 km	1 à 2 km	Moins de 1 km
	3	**Potentiel archéologique**	Distance (m)	Aucune zone à potentiel fort ou moyen identifiée dans un rayon de 500 m.	Aucune zone à fort potentiel identifiée dans un rayon de 500 m.	Aucune zone à fort potentiel identifiée dans un rayon de 250 m.	Zone à fort potentiel identifiée à moins de 50 m de l'aire d'entreposage des stériles.	Zone à fort potentiel identifiée à l'intérieur de l'aire projetée d'entreposage des stériles.
	4	**Zones de pêche**	Distance (m)	Aucune zone de pêche identifiée dans le sous-bassin versant.	Zone de pêche identifiée à moins de 1 000 m de l'aire d'entreposage des stériles.	Zone de pêche identifiée à moins de 500 m de l'aire d'entreposage des stériles.	Zone de pêche identifiée à moins de 500 m de l'aire d'entreposage des stériles.	Zone de pêche identifiée à l'intérieur de l'aire projetée d'entreposage des stériles.

Figure 8 : Tableau de bord d'évaluation du site

4.1.1 Options processus d'évaluation

L'évaluation a été réalisée en deux (2) étapes :

- Dans un premier temps, BBA a préparé la matrice et identifié les indicateurs permettant de noter et d'évaluer chaque sous-compte. Un projet de document a été envoyé à toutes les parties prenantes. BBA a procédé à une première évaluation de toutes les alternatives, qui a servi de base à la discussion lors de trois (3) ateliers organisés avec les parties prenantes identifiées par PMET;
- L'évaluation finale a été réalisée lors d'ateliers avec Innova Lithium inc. Au cours de ces sessions de travail, les participants ont validé ou modifié les notes proposées pour les sous-comptes.

5. Résultats des ateliers

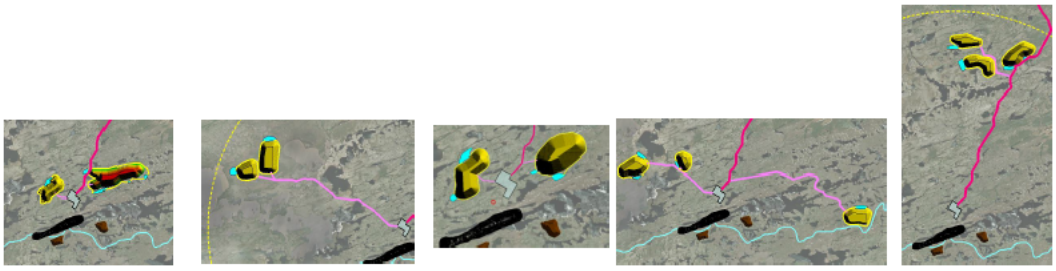
5.1 Analyse économique du projet

L'économie du projet a été évaluée à l'aide de quatre (4) sous-comptes, à savoir :

- **Dépenses d'investissement (CAPEX) :** ce sous-compte correspond à la valeur économique nécessaire pour acquérir, moderniser ou entretenir les actifs physiques dans chaque scénario. Pour évaluer les CAPEX, les éléments pris en compte étaient la structure des fondations, les infrastructures de gestion de l'eau et les routes. Le calcul a été effectué à partir des informations fournies par PMET, des modèles 3D développés par BBA et des coûts unitaires fournis par BBA; ces coûts unitaires ont été obtenus à partir de projets similaires réalisés par BBA et présentant des caractéristiques similaires;
- **Dépenses d'exploitation (OPEX)** : ce sous-compte correspond au facteur économique lié au maintien du fonctionnement du projet. Pour évaluer les OPEX, la longueur de la route nécessaire au transport des matériaux a été prise en compte. Le calcul a été effectué à partir des informations fournies par PMET, des modèles 3D développés par BBA et des coûts unitaires fournis par BBA; ces coûts unitaires ont été obtenus à partir de projets similaires réalisés par BBA et présentant des caractéristiques similaires;
- **Possibilité de phasage** : flux de trésorerie. Ce sous-compte permet d'évaluer la capacité à répartir les dépenses d'investissement dans le temps. Cela permet de répartir dans le temps la construction de la route et la construction du système de gestion de l'eau;

- **Compensation pour l'habitat des poissons :** ce sous-compte mesure la valeur économique de l'utilisation des habitats des poissons pour le projet. Cet indicateur est pris en compte, car ces coûts devraient être engagés au début du projet.

La notation pour chaque scénario et critère est fournie dans les Figure 9 et Figure 12, respectivement.

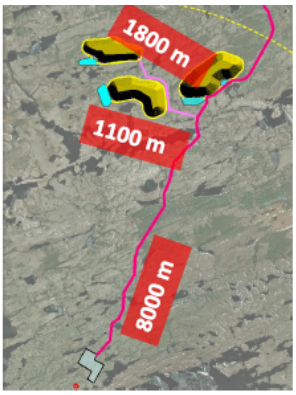


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
CAPEX (dollar en million)	$ 184,4	$ 212,9	$ 131,6	$ 188,0	$ 203,6
CAPEX (% de croissance)	40%	62%	0%	43%	55%

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
1	CAPEX	coût	alternative la moins coûteuse	Augmentation des coûts de 15 %	Augmentation des coûts de 30 %	Augmentation des coûts de 45 %	Augmentation > 45 %

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Mauvais	Très mauvais	Très bon	Très bon	Très mauvais

Figure 9 : Évaluation du site - CAPEX

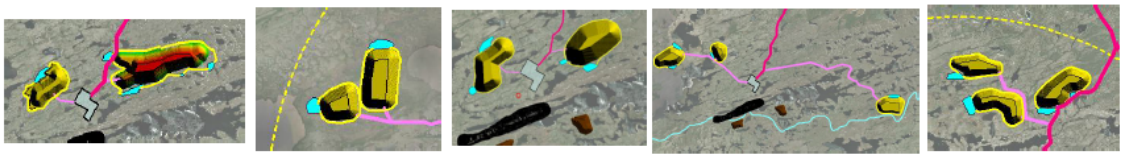


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
OPEX (km de route pour le transport des matériaux)	**1,20**	**8,54**	**1,20**	**12,00**	**10,90**
OPEXO(% de croissance)	0%	612%	0%	900%	808%

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
1	OPEX	coût	alternative la moins coûteuse	Augmentation des coûts de 15 %	Augmentation des coûts de 30 %	Augmentation des coûts de 45 %	Augmentation > 45 %

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très bon	Très mauvais	Très bon	Très mauvais	Très mauvais

Figure 10 : Évaluation du site - OPEX

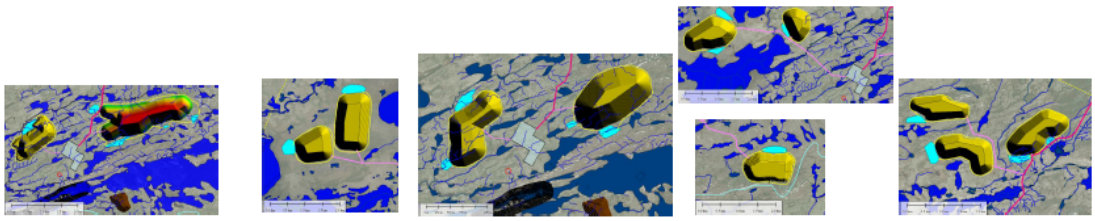


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Possibilité de phasage - Flux de trésorerie (routes, fossés, bassins)	3 phases avec moins de 30 % du CAPEX après l'année 1	1 phase	2 phases avec moins de 30 % du CAPEX après l'année 1	2 phases avec moins de 30 % du CAPEX après l'année 1	2 phases avec moins de 30 % du CAPEX après l'année 1

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
3	Possibilité de phasage - Flux de trésorerie (routes, fossés, bassins)	Qualitatif	Les travaux peuvent être répartis en au moins 3 phases avec plus de 30 % du CAPEX après l'année 0.	Les travaux peuvent être répartis en au moins 3 phases avec moins de 30 % du CAPEX après l'année 1.	Les travaux peuvent être répartis en au moins 2 phases avec plus de 30 % du CAPEX après l'année 0.	Les travaux peuvent être répartis en au moins 2 phases avec moins de 30 % du CAPEX après l'année 1.	L'ensemble des travaux doit être réalisé en une seule phase à l'année 0.

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Bon	Très mauvais	Mauvais	Mauvais	Mauvais

Figure 11 : Évaluation du site – Phasage du projet



	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Superficie des milieux humides (ha)	45,7	142,1	42,4	9,2	17,6
Superficie des cours d'eau (ha)	22,8	0	29,2	0,1	0,7
Superficie des milieux humides et des cours d'eau (ha)	68,5	142,1	71,6	9,3	18,3

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
4	Compensation de l'habitat du poisson	Superficie des milieux humides et des cours d'eau	Moins de 10 ha	10 à 20 ha	20 à 30 ha	30 à 40 ha	Plus de 40 ha

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très mauvais	Très mauvais	Très mauvais	Très bon	Bon

Figure 12 : Évaluation du site – Compensation pour l'habitat des poissons

Ce compte représente 30 % du poids total. Le résultat montre que l'alternative qui a obtenu le meilleur score est le scénario 3, avec un score de 84 %, suivi du scénario 1, avec un score de 62 %. Les autres options ont toutes obtenu un score inférieur à 40 %.

Alors que les scénarios 1 et 3 se classent respectivement 1er et 2e selon ce critère, le scénario 3 obtient la note « Très bien » pour les dépenses d'investissement, contre « Médiocre » pour le scénario 1.

Le coût total des dépenses d'exploitation sera nettement plus élevé pour les scénarios 2, 4 et 5, ce qui se reflète dans la notation.

Les résultats de la notation des comptes et sous-comptes sont présentés dans le Tableau 4 .

Tableau 4 : Évaluation globale du site – Économie du projet

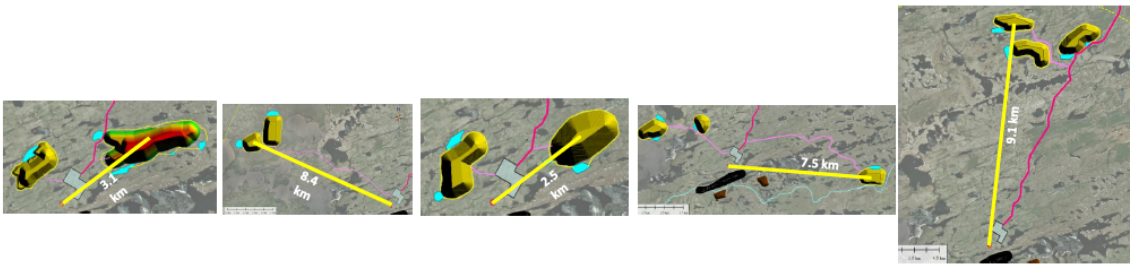
Analyse économique du projet													
POETS				Évaluation									
Critères de décision			Pondération	Scénario S1		Scénario S2		Scénario S3		Scénario S4		Scénario S5	
Compte principal	Sous-compte		100%	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation
Analyse économique du projet	1	CAPEX	50	Mauvais	20%	Très mauvais	10%	Très bon	50%	Mauvais	20%	Très mauvais	10%
	2	OPEX	25	Très bon	25%	Très mauvais	5%	Très bon	25%	Très mauvais	5%	Très mauvais	5%
	3	Possibilité de phasage - Flux de trésorerie (routes, fossés, bassins)	20	Bon	16%	Très mauvais	4%	Mauvais	8%	Mauvais	8%	Mauvais	8%
	4	Compensation de l'habitat du poisson	5	Très mauvais	1%	Très mauvais	1%	Très mauvais	1%	Très bon	5%	Bon	4%
Total			100		62%		20%		84%		38%		27%

5.1.1 Considérations opérationnelles

Les considérations opérationnelles ont été évaluées à l'aide de trois (3) sous-comptes, à savoir :

- **Distance par rapport à l'usine/la fosse :** ce sous-compte est un indicateur de la distance entre le matériau et son origine;
- **Capacité d'expansion :** ce sous-compte expose le potentiel de chaque scénario à recevoir davantage de matériaux si nécessaire;
- **Sécurité opérationnelle** : ce sous-compte confirme l'engagement de PMET en faveur de la sécurité des opérations et des opérateurs, en utilisant le facteur d'exposition au risque pendant le transport des matériaux.

La notation de chaque scénario et critère est fournie aux Figures 13 et 15, respectivement.

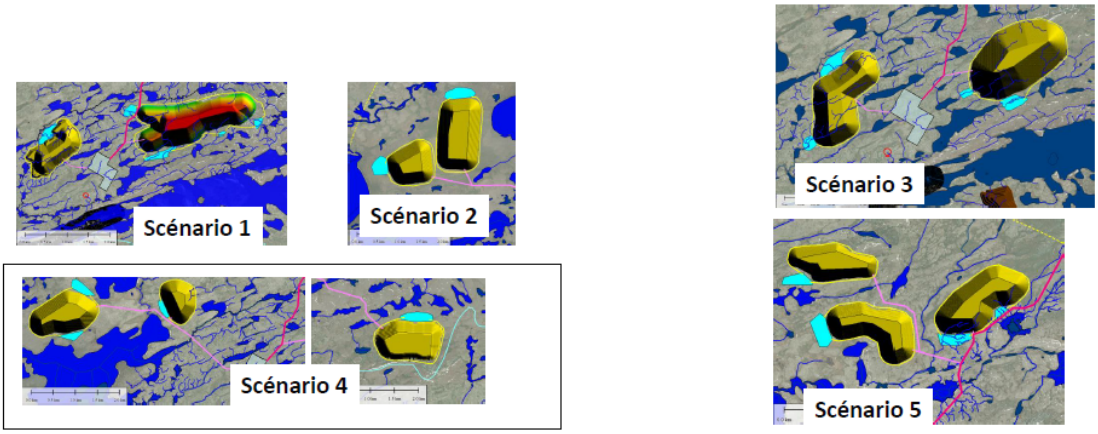


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Distance à l'usine / à la fosse (amas le plus éloigné) (km)	3,1	8,4	2,5	7,5	9,1

SOUS-CRITÈRE		Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
1	Distance à l'usine / à la fosse	distance en km	0-2 km	2-4 km	4-6 km	6-8 km	> 8 km

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Bon	Très mauvais	Bon	Mauvais	Très mauvais

Figure 13 : Évaluation du site – Distance par rapport à l'usine



	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Capacité d'expansion	Il est possible d'augmenter la capacité maximale de 10 % en rehaussant les ouvrages, sans affecter davantage de plans d'eau.	Il est possible d'augmenter la capacité maximale de 10 % en rehaussant les ouvrages, sans affecter davantage de plans d'eau.	Augmentation de la capacité de 10 à 20 % en rehaussant les ouvrages et en élargissant l'emprise, sans affecter davantage de plans d'eau.	Il est possible d'augmenter la capacité maximale de 10 % en rehaussant les ouvrages, sans affecter davantage de plans d'eau.	Il est possible d'augmenter la capacité maximale de 10 % en rehaussant les ouvrages, sans affecter davantage de plans d'eau.

SOUS-CRITÈRE		Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
3	Capacité d'expansion	Pourcentage d'expansion	40 % ou plus de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.	30 à 40 % de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.	20 à 30 % de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.	10 à 20 % de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.	Moins de 10 % de volume additionnel peut être déposé dans l'option retenue.

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très mauvais	Très mauvais	Mauvais	Très mauvais	Très mauvais

Figure 14 : Évaluation du site – Capacité d'expansion



	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Sécurité opérationnelle - distance de transport des matériaux (km)	**1,20**	**8,54**	**1,20**	**12,00**	**10,90**

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
4	**Sécurité opérationnelle**	Distance de transport en km	Exposition minimale aux risques en raison des très courtes distances (0 à 2 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. Ces distances n'ont pas d'effet mesurable sur la sécurité ou le bien-être des opérateurs.	Faible exposition aux risques en raison des courtes distances (2 à 4 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. Ces distances ont un effet minimal sur la fatigue ou la performance des opérateurs.	Exposition modérée aux risques en raison des distances intermédiaires (4 à 6 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. La fatigue et une baisse de performance peuvent survenir en raison des distances parcourues, mais elles demeurent gérables avec des pauses appropriées.	Exposition élevée aux risques en raison des longues distances (6 à 8 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. Ces distances augmentent significativement la fatigue des opérateurs, entraînant des préoccupations en matière de sécurité.	Exposition très élevée aux risques en raison des très longues distances (plus de 8 km) entre les sites et la fosse ou l'usine. Ces distances entraînent une augmentation importante de la fatigue des opérateurs et des enjeux majeurs en matière de sécurité.

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très bon	Très mauvais	Très bon	Très mauvais	Très mauvais

Figure 15 : Évaluation du site – Sécurité opérationnelle

Ce critère représente 10 % de la pondération totale. Le résultat montre que l'alternative qui a obtenu le meilleur score est le scénario 3 avec 71 %, suivi du scénario 1 avec 65 %. Les autres alternatives ont obtenu un score inférieur à 30 %.

Les scénarios 1 et 3 ont obtenu des scores similaires en fonction de la distance par rapport à l'usine, tandis que le scénario 1 a obtenu un score moins élevé que le scénario 3 en termes de potentiel d'expansion. Les autres options ont perdu la plupart de leurs points en raison de leur distance par rapport à l'usine. Les résultats de la notation du compte et des sous-comptes sont présentés au Tableau 5 .

Tableau 5 : Évaluation du site – Considérations opérationnelles

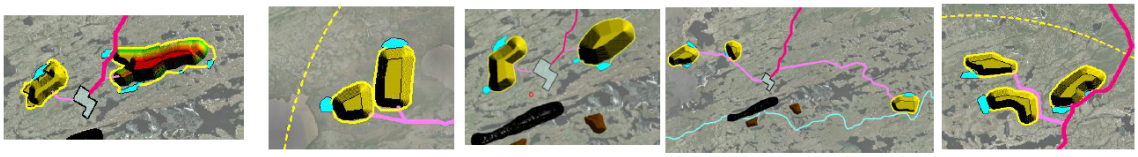
Considérations opérationnelles													
POETS				Évaluation									
Critères de décision			Pondération	Scénario S1		Scénario S2		Scénario S3		Scénario S4		Scénario S5	
Compte principal	Sous-compte												
			100%	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation
Considérations opérationnelles	1	Distance à l'usine / à la	47	Bon	38%	Très mauvais	9%	Bon	38%	Mauvais	19%	Très mauvais	9%
	2	Capacité	32	Très mauvais	6%	Très mauvais	6%	Mauvais	13%	Très mauvais	6%	Très mauvais	6%
	3	Sécurité opérationnelle	21	Très bon	21%	Très mauvais	4%	Très bon	21%	Très mauvais	4%	Très mauvais	4%
Total			100		65%		20%		71%		29%		20%

5.1.2 Impacts environnementaux

Les impacts environnementaux ont été évalués à l'aide de quatre (4) sous-comptes, à savoir :

- **Empreinte STOCKPILE** : ce sous-compte est un indicateur de la surface requise dans chaque scénario;
- **Émissions de CO_2** : ce sous-compte varie en fonction de la distance parcourue pour chaque scénario, en supposant que les émissions de CO_2 des camions miniers augmenteront avec la distance de transport;
- **Zones humides/rivières/ruisseaux** : ce sous-compte souligne l'importance de la classification des sols et des plans d'eau à la surface des scénarios;
- **Présence de poissons** : ce sous-compte identifie les zones où des poissons sont présents et les compare à l'empreinte des scénarios. Il s'agit d'un sous-compte très important; il a été au centre des discussions lors des ateliers et jouera un rôle clé dans les conclusions et recommandations de ce rapport.

Les notes attribuées à chaque scénario et critère sont fournies respectivement dans les Figures16 et 19.

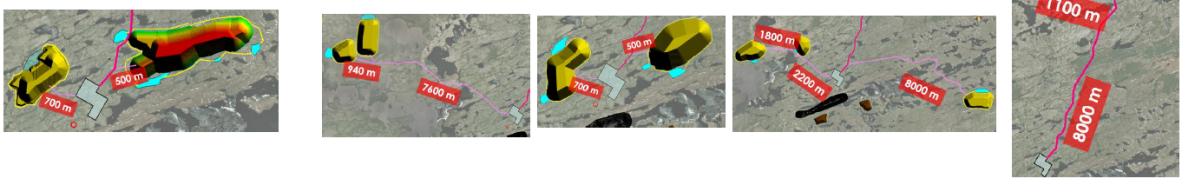


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Emprise des haldes (ha)	364	256	252	290	330
Augmentation (%)	44%	1%	0%	15%	31%

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
1	**Emprise des haldes**	Superficie d'emprise	Superficie d'emprise minimale	Augmentation de l'emprise de 15 %	Augmentation de l'emprise de 30 %	Augmentation de l'emprise de 45 %	Augmentation de l'emprise de 100 %

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Mauvais	Très bon	Très bon	Bon	Moyen

Figure 16 : Évaluation du site – Empreinte stockpile

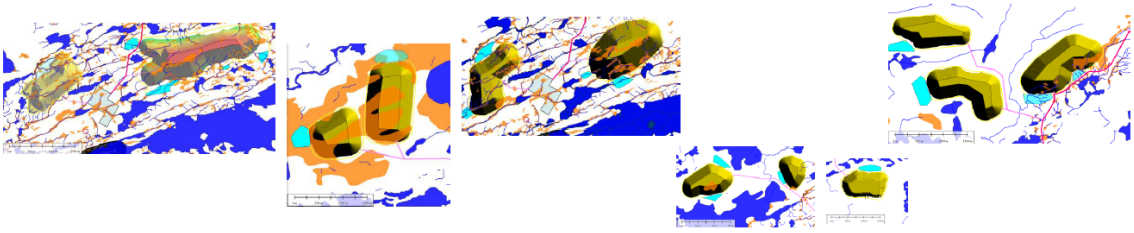


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Émissions de CO_2 liées à la distance de transport (km)	1,2	8,54	1,2	12	10,9

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
2	**Émissions de CO_2**	Distance de transport (km)	Le projet génère des émissions minimales de CO_2, liées à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (0 à 1 km).	Le projet génère des émissions de CO_2 inférieures à la moyenne, liées à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (1 à 2 km).	Le projet génère une quantité modérée d'émissions de CO_2, liée à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (2 à 3 km).	Le projet génère une quantité élevée d'émissions de CO_2, liée à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (3 à 4 km).	Le projet génère une quantité très élevée d'émissions de CO_2, liée à la distance de transport entre la fosse et le site de dépôt (plus de 4 km).

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Bon	Très mauvais	Bon	Très mauvais	Très mauvais

Figure 17 : Évaluation du site – Émissions de CO_2

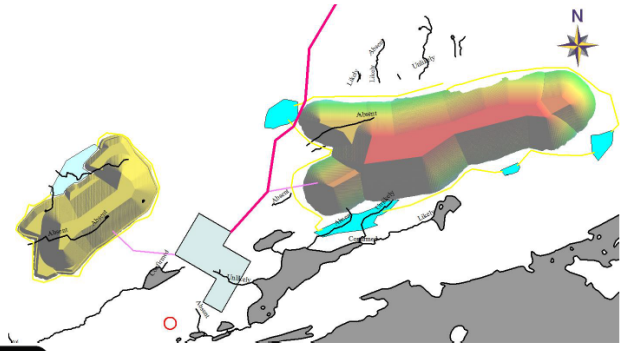


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Superficie totale (ha)	381	268	265	302	344
Superficie des milieux humides (ha)	45,7	142,1	42,4	9,2	21,4
Superficie des cours d'eau (ha)	22,8	0	29,2	0,1	0,7
Superficie totale des milieux humides et des cours d'eau (ha)	68,5	142,1	71,6	9,3	22,1

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
3	**Milieux humides et cours d'eau**	Superficie des milieux humides et des cours d'eau	Moins de 10 ha	10 à 20 ha	20 à 30 ha	30 à 40 ha	Plus de 40 ha

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très mauvais	Très mauvais	Très mauvais	Très bon	Moyen

Figure 18 : Évaluation du site – Zones humides



	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Présence de poissons	Absence confirmée d'habitat du poisson	Aucune information disponible	Présence confirmée d'habitat du poisson	Aucune information disponible	Aucune information disponible

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
4	**Présence de poissons**	Présence d'habitat du poisson	Absence confirmée d'habitat du poisson	Absence probable d'habitat du poisson	Aucune information disponible	Présence probable d'habitat du poisson	Présence confirmée d'habitat du poisson

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très bon	Moyen	Très mauvais	Moyen	Moyen

Figure 19 : Évaluation du site – Présence de poissons

Ce compte représente 25 % de la pondération totale. Les résultats montrent que l'alternative qui a obtenu le meilleur score est le scénario 4 avec une note de 70 %, suivi du scénario 5 avec une note de 58 %. Les scénarios 1, 2 et 3 ont tous obtenu des scores similaires, avec respectivement 54 %, 52 % et 56 %. Ces derniers scénarios ont perdu la plupart de leurs points en raison de leurs impacts perçus sur les zones humides et la présence potentielle de poissons par rapport aux scénarios 4 et 5.

Les résultats de la notation des comptes et sous-comptes sont présentés dans le Tableau 6.

Tableau 6 : Évaluation du site – Impacts environnementaux

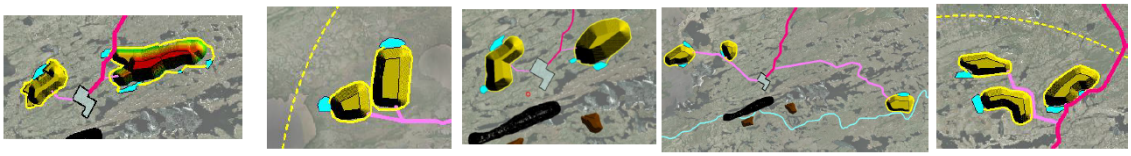
Impacts environnementaux													
POETS				Évaluation									
Critères de décision			Pondération	Scénario S1		Scénario S2		Scénario S3		Scénario S4		Scénario S5	
Compte principal	Sous-compte		100%	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation
Impacts environnementaux	1	Empreinte de l'aire de stockage	30	Mauvais	12%	Très bon	30%	Très bon	30%	Bon	24%	Moyen	18%
	2	Émissions de CO_2	20	Bon	16%	Très mauvais	4%	Bon	16%	Très mauvais	4%	Très mauvais	4%
	3	Milieux humides / rivières / cours d'eau	30	Très mauvais	6%	Très mauvais	6%	Très mauvais	6%	Très bon	30%	Moyen	18%
	4	Présence de poissons	20	Très bon	20%	Moyen	12%	Très mauvais	4%	Moyen	12%	Moyen	12%
Total			100		54%		52%		56%		70%		52%

5.1.3 Considérations techniques

Les considérations techniques ont été évaluées à l'aide de quatre (4) sous-comptes, à savoir :

- **Infrastructures de gestion de l'eau :** ce sous-compte mesure la quantité d'infrastructures nécessaires à la gestion de l'eau dans les scénarios;
- **Complexité de la gestion de l'eau :** ce sous-compte évalue le nombre de systèmes d'approvisionnement en eau requis pour les scénarios;
- **Calendrier du projet et constructibilité** : ce sous-compte comporte trois (3) éléments : la distance par rapport à la source de matériaux, le facteur topographique et le risque de retard dans le calendrier du projet;
- **Hauteur du remblai (terrassement) :** ce sous-compte comporte deux (2) composantes : la stabilité du sol et le risque de génération d'acide; plus le remblai est haut, plus ces risques sont élevés.

La notation pour chaque scénario et critère est fournie dans les Figures 20 à 23, respectivement.

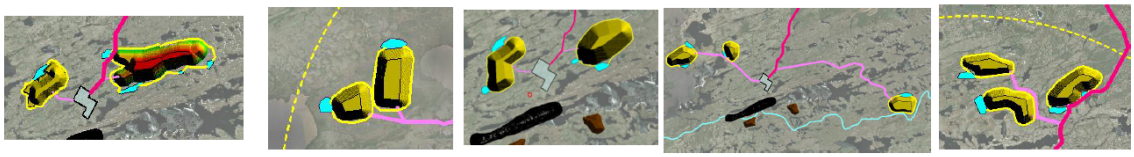


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Infrastructures de gestion des eaux (haldes + bassins) (ha)	381	268	265	302	344
Augmentation (%)	44%	1%	0%	14%	30%

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
1	**Infrastructures de gestion des eaux**	Superficie à gérer	Variante nécessitant une plus faible superficie à gérer.	Augmentation de la superficie à gérer de 15 %.	Augmentation de la superficie à gérer de 30 %.	Augmentation de la superficie à gérer de 45 %.	Augmentation de la superficie à gérer de 100 % ou plus.

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Mauvais	Très bon	Très bon	Bon	Moyen

Figure 20 : Évaluation du site – Infrastructure de gestion de l'eau

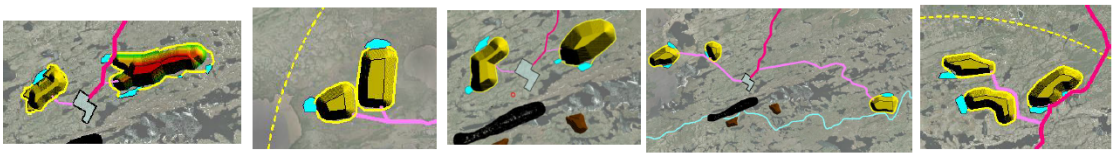


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Complexité de la gestion des eaux (nombre de bassins)	5 (écoulement gravitaire)	2 (écoulement gravitaire)	4 (écoulement gravitaire)	4 (écoulement gravitaire)	4 (écoulement gravitaire)

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
2	**Complexité de la gestion des eaux**	Nombre de systèmes de gestion des eaux	La gestion des eaux du site peut être réalisée avec un seul système, avec un drainage entièrement gravitaire.	La gestion des eaux peut être réalisée avec un seul système nécessitant un ou plusieurs puisards avec pompage continu.	La gestion des eaux peut être réalisée avec deux systèmes, avec un drainage gravitaire.	La gestion des eaux nécessite deux systèmes avec un ou plusieurs puisards et pompage continu.	La gestion des eaux nécessiterait plus de deux systèmes distincts.

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très mauvais	Moyen	Très mauvais	Très mauvais	Très mauvais

Figure 21 : Évaluation du site – Complexité de la gestion de l'eau

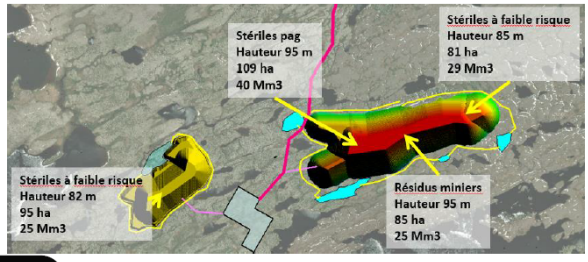


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Distance au camp central (km)	3,1	8,4	2,5	7,5	9,1
Superficie des milieux humides et des cours d'eau (ha)	68,5	142,1	71,6	9,2	17,6
Nombre de bassins	5	2	4	4	4

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
3	**Calendrier du projet et constructibilité**	Distance (km), % de milieux humides et des cours d'eau, et superficie de bassins	Site le plus proche du camp central, où l'aire des travaux affecte la plus faible superficie de milieux humides ou de cours d'eau et nécessite la plus petite superficie de bassins, avec une topographie peu accidentée. Réduire la cote de deux catégories si l'option entraîne un risque de retard d'autorisation.	Site situé à moins de 1 km de l'alternative la plus proche, où l'aire des travaux affecte la plus faible superficie de milieux humides ou de cours d'eau, ou dont l'impact est dans une marge de 20 % par rapport à la meilleure alternative en matière de milieux humides et de superficie de bassins. Réduire la cote de deux catégories si l'option entraîne un risque de retard d'autorisation.	Site situé à moins de 3 km de l'alternative la plus proche, où l'impact sur les milieux humides ou les cours d'eau est dans une marge de 40 % par rapport à la meilleure alternative. Réduire la cote de deux catégories si l'option entraîne un risque de retard d'autorisation.	Site situé à moins de 6 km de l'alternative la plus proche, avec un impact sur les milieux humides ou les cours d'eau pouvant atteindre 50 % de plus que la meilleure alternative. Réduire la cote de deux catégories si l'option entraîne un risque de retard d'autorisation.	Site situé à plus de 6 km de l'alternative la plus proche, avec un impact sur les milieux humides ou les cours d'eau supérieur à 50 % par rapport à la meilleure alternative.

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très bon	Très mauvais	Mauvais	Très mauvais	Très mauvais

Figure 22 : Évaluation du site – Calendrier et constructibilité



	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Hauteur des ouvrages en remblai (m)	Résidus (tails) – H = 95 m Stériles PAG – H = 95 m Stériles à faible risque – H = 85 m	Stériles PAG – H = 90 m Résidus + stériles à faible risque – H = 94 m	Stériles à faible risque – H = 82 m Résidus + stériles à faible risque + PAG – H = 125 m	Stériles à faible risque – H = 88 m Résidus – H = 90 m Stériles PAG – H = 90 m	Résidus – H = 77 m Stériles PAG – H = 80 m Stériles à faible risque – H = 90 m

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
4	**Hauteur des ouvrages en remblai**	Hauteur (m)	Variante présentant la hauteur la plus faible.	Augmentation de la hauteur de 10 m. Augmenter la cote d'une catégorie si la hauteur est égale ou inférieure à 90 m (stériles à faible risque).	Augmentation de la hauteur de 20 m. Augmenter la cote d'une catégorie si la hauteur est égale ou inférieure à 90 m (stériles à faible risque).	Augmentation de la hauteur de 30 m. Augmenter la cote d'une catégorie si la hauteur est égale ou inférieure à 90 m (stériles à faible risque).	Augmentation de la hauteur supérieure à 30 m. Augmenter la cote d'une catégorie si la hauteur est égale ou inférieure à 90 m (stériles à faible risque).

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Très bon	Très bon	Très mauvais	Très bon	Très bon

Figure 23 : Évaluation du site – Hauteur du remblai

Ce compte représente 10 % du poids total. Les résultats montrent que l'alternative qui a obtenu le score le plus élevé est le scénario 2, avec un score de 80 %. Les scénarios 1 et 4 ont obtenu des scores similaires, respectivement 63 % et 65 %. Les scénarios 3 et 5 ont obtenu les scores les plus bas, respectivement 51 % et 58 %. Bien que le scénario 1 se soit classé en deuxième position, il a obtenu un score favorable en termes de calendrier du projet et de constructibilité par rapport à toutes les autres options.

Les résultats de la notation des comptes et sous-comptes sont présentés dans le Tableau 7.

Tableau 7 : Évaluation du site – Considérations techniques

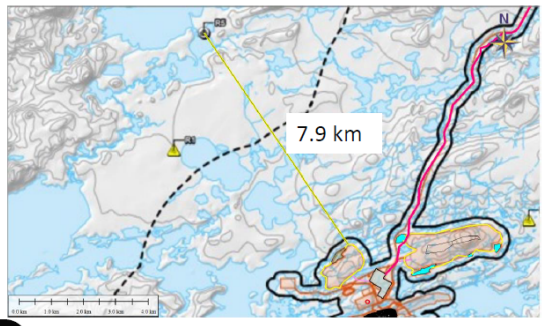
Considérations techniques													
POETS				Évaluation									
Critères de décision			Pondération	Scénario S1		Scénario S2		Scénario S3		Scénario S4		Scénario S5	
Compte principal	Sous-compte		100%	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation
Considérations techniques	1	Infrastructures de gestion des eaux	35	Mauvais	14%	Très bon	35%	Très bon	35%	Bon	28%	Moyen	21%
	2	Complexité de gestion	20	Très mauvais	4%	Moyen	12%	Très mauvais	4%	Très mauvais	4%	Très mauvais	4%
	3	Calendrier du projet et constructibilité	15	Très bon	15%	Très mauvais	3%	Mauvais	6%	Très mauvais	3%	Très mauvais	3%
	4	Hauteur des ouvrages en remblai	30	Très bon	30%	Très bon	30%	Très mauvais	6%	Très bon	30%	Très bon	30%
Total			100		63%		80%		51%		65%		58%

5.1.4 Impacts sociaux

Les impacts sociaux ont été évalués à l'aide de quatre (4) sous-comptes, à savoir :

- **Proximité des récepteurs sensibles (chalets et itinéraires de déplacement) :** ce sous-compte mesure la distance entre chaque scénario et les personnes;
- **Zones d'alimentation des orignaux et des oies :** ce sous-compte mesure l'impact que chaque scénario pourrait avoir sur la chasse;
- **Potentiel archéologique** : ce sous-compte évalue le risque d'impact sur les zones identifiées sur le terrain comme présentant un potentiel archéologique;
- **Zones de pêche** : ce sous-compte souligne l'importance de la pêche pour les communautés.

La source des informations a été fournie par PMET; la notation de chaque scénario et critère est fournie dans les Figures 24 à 27, respectivement.



	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Proximité des récepteurs sensibles (distance en km des chalets ou des routes de circulation)	7,9	3,3	7,9	5,7	3,7

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
1	**Proximité des récepteurs sensibles (chalets et routes de circulation)**	Distance aux chalets ou aux routes de circulation (km)	Plus de 10 km	5 à 10 km	2 à 5 km	1 à 2 km	Moins de 1 km

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Bon	Moyen	Bon	Bon	Moyen

Figure 24 : Évaluation du site – Récepteurs sensibles

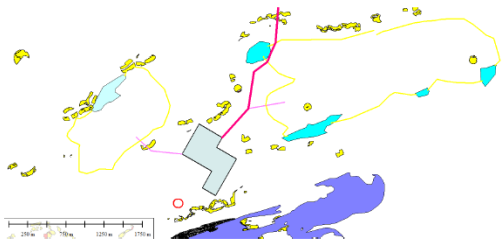


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Distance aux aires d'alimentation de l'orignal et de l'oie (km)	2,5	3,4	2,3	0,2	7,9

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
2	Aires d'alimentation de l'orignal et de l'oie	Distance aux zones de chasse (km)	Plus de 10 km	5 à 10 km	2 à 5 km	1 à 2 km	Moins de 1 km

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Moyen	Moyen	Moyen	Très mauvais	Bon

Figure 25 : Évaluation du site – Zones d'alimentation des orignaux et des oies

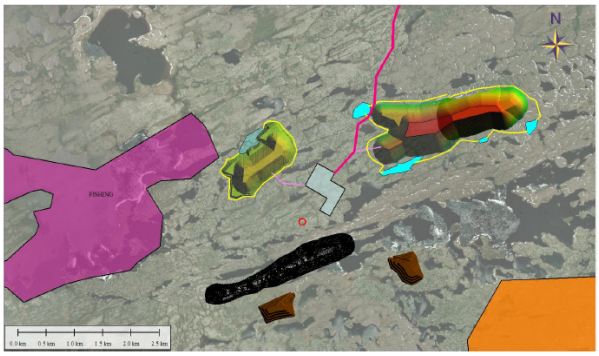


	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Potentiel archéologique	Aucune zone à fort potentiel. 2 zones à potentiel moyen à l'intérieur du site. La zone à fort potentiel la plus proche est située à 0,8 km.	Aucune zone à potentiel fort ou moyen dans le périmètre. La zone à fort potentiel la plus proche est située à 5,8 km. La zone à potentiel moyen la plus proche est située à 0,2 km.	Aucune zone à fort potentiel. 1 zone à potentiel moyen à l'intérieur du site. La zone à fort potentiel la plus proche est située à 0,47 km.	Aucune zone à potentiel fort ou moyen. La zone à potentiel moyen la plus proche est située à 0,1 km. La zone à fort potentiel la plus proche est située à 1,9 km.	Aucune zone à fort potentiel. 2 zones à potentiel moyen à l'intérieur du site. La zone à fort potentiel la plus proche est située à 8,0 km.

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
3	**Potentiel archéologique**	Distance (m)	Aucune zone à potentiel fort ou moyen identifiée dans un rayon de 500 m.	Aucune zone à fort potentiel identifiée dans un rayon de 500 m.	Aucune zone à fort potentiel identifiée dans un rayon de 250 m.	Zone à fort potentiel identifiée à moins de 50 m de l'aire d'entreposage des stériles.	Zone à fort potentiel identifiée à l'intérieur de l'aire projetée d'entreposage des stériles.

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Bon	Bon	Bon	Très bon	Bon

Figure 26 : Évaluation du site – Archéologie



	SCÉNARIO 1	SCÉNARIO 2	SCÉNARIO 3	SCÉNARIO 4	SCÉNARIO 5
Distance aux zones de pêche (km)	0,15	0,25	0,25	0,12	3,24

	SOUS-CRITÈRE	Unité	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais
4	Zones de pêche	Distance (m)	Aucune zone de pêche identifiée dans le sous-bassin versant.	Zone de pêche identifiée à moins de 1 000 m de l'aire d'entreposage des stériles.	Zone de pêche identifiée à moins de 500 m de l'aire d'entreposage des stériles.	Zone de pêche identifiée à moins de 500 m de l'aire d'entreposage des stériles.	Zone de pêche identifiée à l'intérieur de l'aire projetée d'entreposage des stériles.

NOTE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Mauvais	Mauvais	Mauvais	Mauvais	Très bon

Figure 27 : Évaluation du site – Zones de pêche

Ce compte représente 25 % de la pondération totale. Les résultats montrent que l'alternative qui a obtenu le score le plus élevé est le scénario 5, avec un score de 80 %. Tous les autres scénarios ont obtenu des scores compris entre 60 % et 65 %.

Les résultats de la notation du compte et des sous-comptes sont présentés dans le Tableau 8.

Tableau 8 : Évaluation du site – Considérations sociales

Impacts sociaux													
POETS				Évaluation									
Critères de décision			Pondération	Scénario S1		Scénario S2		Scénario S3		Scénario S4		Scénario S5	
Compte principal	Sous-compte		100%	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation	Points	Évaluation
Impacts sociaux	1	Proximité des récepteurs sensibles (chalets et voies de circulation)	25	Bon	20%	Moyen	15%	Bon	20%	Bon	20%	Moyen	15%
	2	Aires d'alimentation de l'orignal et de la sauvagine	25	Moyen	15%	Moyen	15%	Moyen	15%	Très mauvais	5%	Bon	20%
	3	Potentiel archéologique	25	Bon	20%	Bon	20%	Bon	20%	Très bon	25%	Bon	20%
	4	Zones de pêche	25	Mauvais	10%	Mauvais	10%	Mauvais	10%	Mauvais	10%	Très bon	25%
Total			100		65%		60%		65%		60%		80%

6. Évaluation globale et analyse de sensibilité

Les résultats de l'évaluation de la matrice POETS sont présentés dans la Figure28. L'évaluation globale indique que le scénario 3 a obtenu le score le plus élevé avec une note globale de 68 % et le scénario 1, avec une note similaire de 61 %. Les scénarios 2, 4 et 5 ont suivi le scénario 3 avec un écart de 15 % à 24 %, obtenant respectivement des scores de 44 %, 53 % et 49 %. Le scénario 1 a obtenu sa note globale grâce à des scores plus équilibrés dans tous les domaines, tandis que le scénario 3 a obtenu des scores plus élevés dans les domaines de l'économie du projet et de l'exploitation, mais a perdu du terrain dans les domaines de l'environnement et de la technique.

ID Option	Évaluation des options	Résultat global	P	O	E	T	S
S1	2	61%	62%	65%	54%	63%	65%
S2	5	44%	20%	20%	52%	80%	60%
S3	1	68%	84%	71%	56%	51%	65%
S4	3	53%	38%	29%	70%	65%	60%
S5	4	49%	27%	20%	52%	58%	80%

Figure 28 : POETS – Scénario de base – Résultats de l'évaluation globale

Une analyse supplémentaire a été réalisée afin d'évaluer la sensibilité des pondérations des comptes sur la sélection de l'alternative préférée. Une analyse de sensibilité est une méthode quantitative utilisée pour évaluer l'impact de la variation des paramètres ou des hypothèses d'entrée sur les résultats de la décision. Elle permet de comprendre dans quelle mesure les changements apportés à ces entrées influencent les résultats et fournit des informations sur la robustesse du modèle ou la sensibilité d'une décision à différentes variables.

Pour cette analyse de sensibilité, les pondérations des comptes ont été modifiées en tenant compte des scénarios alternatifs présentés dans la figure 1 du REF _Ref198119637 \h et décrites comme suit :

- **Scénario de base :** représente la pondération des comptes PMET. Ce scénario attribue la moitié (50 %) de la pondération totale aux comptes liés à l'environnement et à l'impact social;
- **Cas 1 :** représente une situation dans laquelle les impacts sociaux ont la même importance que le coût du projet;

- **Cas 2 :** représente une situation où tous les comptes ont la même pondération. Tous les comptes ont la même importance;
- **Cas 3 :** représente une situation où les impacts environnementaux ont la même importance que le coût du projet;
- **Cas 4 :** représente le scénario recommandé par Environnement Canada, dans lequel l'importance de l'environnement et de l'impact social est évaluée à un niveau supérieur à celui des autres comptes.

POETS - Analyse de sensibilité – Paramétrage

Cas	Description	Pondération des comptes				
		P	O	E	T	S
Cas sélectionné	Cas de base	30	10	25	10	25
Cas 1	Scénario visant à accorder une importance équivalente à l'économie du projet et aux aspects sociaux	30	10	20	10	30
Cas 2	Tous les comptes pondérés de façon égale	20	20	20	20	20
Cas 3	Scénario visant à accorder une importance équivalente à l'économie du projet et à l'environnement	30	10	30	20	10
Cas 4	Pondération accordant 66,7 % aux comptes Environnement (E) et Social (S), et 11,1 % à chacun des comptes P / O / T (33,3 % au total)	11,1	11,1	44,5	11,1	22,2

Figure 29 : Pondération des comptes par cas

Dans la Figure 30, la colonne « Cas » présente les différents scénarios évalués. Pour chaque scénario, des pondérations sont attribuées à chaque compte (économie du projet, exploitation, environnement, technique et social). Il est à noter que le scénario 3 a obtenu le score le plus élevé, quel que soit le cas de sensibilité considéré, et que le scénario 1 s'est classé deuxième dans tous les cas. Bien que le scénario 3 ait obtenu le score le plus élevé dans tous les cas de sensibilité, la différence entre les scénarios 3 et 1 variait de 7 % dans le cas de base à 3 % dans le cas de sensibilité 2, où tous les comptes sont pondérés de manière égale. La différence entre ces options est également réduite si les comptes sociaux ou environnementaux sont pondérés de manière égale à l'économie du projet. Enfin, si la pondération des comptes est fixée selon les recommandations d'Environnement Canada, la différence entre les scénarios 1 et 3 n'est que de 2 %.

ID Option	Évaluation des options	Résultat global	P	O	E	T	S	Description / Commentaire
S1	2	61%	62%	65%	54%	63%	65%	**Sélectionné : Cas de base**
S2	4	44%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	68%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	53%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	4	49%	27%	20%	52%	58%	80%	
S1	2	62%	62%	65%	54%	63%	65%	**Cas 1**
S2	4	44%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	68%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	53%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	4	50%	27%	20%	52%	58%	80%	
S1	2	62%	62%	65%	54%	63%	65%	**Cas 2**
S2	4	46%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	65%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	52%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	4	47%	27%	20%	52%	58%	80%	
S1	2	60%	62%	65%	54%	63%	65%	**Cas 3**
S2	4	46%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	66%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	54%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	5	45%	27%	20%	52%	58%	80%	
S1	2	60%	62%	65%	54%	63%	65%	**Cas 4**
S2	4	50%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	62%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	59%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	4	53%	27%	20%	52%	58%	80%	

Figure 30 : POETS – Analyse de sensibilité – Résultats

6.1 Observations issues des ateliers

Les ateliers ont eu lieu les 26 mars, 10 avril et 16 avril 2025 et ont été consignés dans le procès-verbal de la réunion sous le numéro de présentation 7535027-00000-41-APP-0003 / R03, inclus dans l'Annexe A. Cette session de travail permet aux différentes parties intéressées d'évaluer et de commenter l'évaluation préliminaire de l'analyse multicritères réalisée au préalable par BBA. Le résultat de l'évaluation a été discuté, les observations les plus pertinentes qui ont été faites lors de l'atelier et qui imposent des changements dans les évaluations des sous-comptes et des comptes sont présentées comme suit :

- La pondération des sous-comptes a été modifiée comme suggéré par PMET. Cela a été fait lors d'une série de réunions préliminaires. BBA estime que les modifications apportées sont cohérentes et appropriées;
- Le PMET a suggéré d'ajouter un critère supplémentaire en raison de données géochimiques auparavant indisponibles; plus précisément, il a été suggéré qu'en raison de l'augmentation du temps de contact, pour les pieux de plus de 90 m de hauteur, le risque de contamination hors site augmente. Ce critère a été pris en compte dans l'évaluation globale;
- Il a également été suggéré et jugé approprié de remplacer les coûts de fermeture par les coûts de compensation pour l'habitat du poisson dans le compte « Économie du projet »;
- Il a également été suggéré à plusieurs reprises d'augmenter le poids (l'importance) du critère de présence de poissons dans le compte environnemental, afin de garantir l'engagement de l'entreprise à réduire les impacts sur l'environnement; à cet égard, la dernière conclusion a démontré le résultat de ce cas.

6.2 Conclusions et recommandations

Un processus rigoureux de sélection des sites a été entrepris par PMET sur la base des cartes des contraintes disponibles au moment de l'analyse. À mesure que des informations plus détaillées seront disponibles, l'analyse pourra être affinée. Toutefois, compte tenu des résultats du processus actuel de sélection des sites, il est très improbable que de nouvelles informations modifient de manière substantielle la conclusion tirée de cette analyse.

Indépendamment des recommandations formulées dans le présent rapport, la voie à suivre doit nécessairement tenir compte des politiques et directives de l'entreprise dans le cadre d'une décision finale, en particulier en ce qui concerne la gestion environnementale.

L'évaluation globale indique que le scénario 3 a obtenu le score le plus élevé avec une note globale de 68 %, suivi du scénario 1 avec une note similaire de 61 %. Les scénarios 2, 4 et 5 ont suivi le scénario 3 avec un écart de 15 % à 24 %, obtenant respectivement des notes de 44 %, 53 % et 49 %. Le scénario 1 a obtenu sa note globale grâce à des scores plus équilibrés dans tous les domaines, tandis que le scénario 3 a obtenu des scores plus élevés dans les domaines de l'économie du projet et de l'exploitation, mais a perdu du terrain dans les domaines de l'environnement et de la technique.

La conclusion générale qui peut être tirée de ce processus est que les scénarios 1 et 3 ont obtenu des scores similaires, tandis que les scénarios 2, 4 et 5 ne constituent pas des alternatives compétitives, même si certaines de ces options ont obtenu de bons scores sur des critères

spécifiques (sous-critères). Si d'autres options holistiques doivent être envisagées à l'avenir, il est recommandé de les évaluer uniquement par rapport aux scénarios 1 et 3.

Il convient de noter que le scénario 3 a obtenu la note la plus élevée, quel que soit le cas de sensibilité considéré, et que le scénario 1 s'est classé systématiquement en deuxième position. Bien que le scénario 3 ait obtenu la note la plus élevée dans tous les cas de sensibilité, la différence entre les scénarios 3 et 1 variait de 7 % dans le cas de base à 3 % dans le cas de sensibilité 2, où tous les comptes sont pondérés de manière égale. La différence entre ces options est également réduite si les facteurs sociaux ou environnementaux sont pondérés de manière égale par rapport à l'économie du projet. Enfin, si la pondération des comptes est fixée selon la pondération recommandée par Environnement Canada, la différence entre le scénario 1 et le scénario 3 n'est que de 2 %.

Les résultats de l'analyse de sensibilité ont indiqué que les scénarios 1 et 3 donnaient essentiellement le même résultat compte tenu de la nature et de la précision de l'exercice, de la qualité des données sur les contraintes et du niveau de conception conceptuelle utilisé. Il est recommandé de prendre en considération les scénarios 1 et 3 dans la décision finale concernant l'emplacement du tas de déchets, afin de garantir la conformité avec les objectifs de gestion environnementale de l'entreprise.

Il a également été observé que le scénario 3 s'appuyait principalement sur des critères économiques, ce qui lui a permis de se classer en première position lors de cet exercice. Bien qu'aucune analyse de sensibilité paramétrique n'ait été effectuée au niveau des sous-comptes, il a été noté que si une pondération plus élevée était accordée aux habitats piscicoles dans le compte environnemental, le scénario 1 serait plus performant que les autres, compte tenu de l'engagement de PMET en faveur de la durabilité environnementale; cet élément devrait être pris en compte dans la décision finale.

Il est suggéré de poursuivre les études de référence, la surveillance à long terme, l'engagement communautaire et les moyens d'intégrer la conception durable dès le départ, comme cela a été discuté lors des ateliers.

Si le volume des matériaux change de manière significative, cela peut nécessiter une nouvelle évaluation du choix du site.

Annexe A : Présentation de l'atelier

Shaakichiuwaanaan Project

POETS

WORKSHOP 1 – 2025-03-26
WORKSHOP 2 - 2025-04-10
WORKSHOP 3 – 2025-04-16

Site selection alternatives for storage of mine waste

All rights reserved. © BBA

Patriot Battery Metals

Site selection alternatives for mine waste rock

James Bay , Qc

Shaakichiuwaanaan (Corvette) Project

Prepared by:
Oscar Parada

Reviewed by:
Luciano Piciacchia

BBA Document No. / Rev. 7535027-00000-41-APP-0003 / R03
May 01, 2025

For Comment
Not to be used for construction

REVISION HISTORY

Revision	Document Status – Revision Description	Date
RAA	Preliminary	2025-03-13
R00	Draft - For Comment	2025-03-27
R01	Second presentation	2025-04-10
R02	Final Draft – Workshop 3	2025-04-23
R03	Final Draft – Updated the archaeology	2025-05-01

NOTICE

This Document has been prepared by BBA for its Client and may be used solely by the Client and shall not be used nor relied upon by any other party or for any other purpose without the express prior written consent of BBA. BBA accepts no responsibility for losses, claims, expenses or damages, if any, suffered by a third party as a result of any decisions made or actions based on this Document.

While it is believed that the information contained herein is reliable under the conditions and subject to the limitations set forth in the Document, this Document is based on information not within the control of BBA, nor has said information been verified by BBA, and BBA therefore cannot and does not guarantee its sufficiency and accuracy. The comments in the Document reflect BBA's best judgment in light of the information available to it at the time of preparation.

Use of this Document acknowledges acceptance of the foregoing conditions.

Reference List

Subaccount or subject	Plans or document	notes
Wetlands/ Rivers / Streams	CORVETTE_BIO_carac_milieu_s_011	Has information for all the scenarios but the level of detail only is high for scenarios 1 and 3
	CORVETTE_BIO_hydrog_l_006	Has information for all the scenarios but the level of detail only is high for scenarios 1 and 3
	Fish Habitat_20241023	Only has information on the areas for scenarios 1 and 3
Proximity to sensitive receptors	160846E.pdf	Public information
moose feeding areas and goose feeding areas	**confidential**	**confidential**
Archaeological potential	Aire d'étude et d'inventaire - archaeo	Only has information on the areas for scenarios 1 and 3
Mine description and criteria	CASN-A-370-GT-DCR-0001-B_Waste and water management Design criteria.pdf	

Mine description

5.2.4 Projected Mine Life	23 years
5.2.6 Type of Mine	Open pit and underground
5.2.10 Mine Waste Production	Waste Rock: 186.9 Mt Overburden: 16 Mt Tailings: 73.5 Mt Backfill: TBD
5.2.11 Backfill	32.5 Mt of tailings will be used for underground backfill
	80 Mt of waste rock (Acid Generating)
5.3.4 Precipitation	Average annual precipitation is 772 mm which includes 518 mm of rainfall and 254 cm of snowfall
5.3.5 Evapotranspiration	Average annual lake evaporation is 421 mm and maximum evapotranspiration under average conditions is 390 mm
5.4.4 Filtered tailings moisture content	12-14% (M_{water}/M_{total})
5.4.10 Tailings Deposition	Filtered tailings are transported with mine trucks from the concentrator to the final disposal area or the paste backfill plant with a front-end loader.
5.5.2.6 Average in-situ dry density	Waste rock: 2 t/m^3 Tailings: 1.7 t/m^3
Overall slope: 3 (Horizontal): 1 (Vertical) for all types (i.e. tailings, and Waste rock)	
5.5.2.3 Base Lining (Only in Acid generating rock and tailings portion)	Single liner: 1.5 mm HDPE Liner Cushion Layer: 1m Overdrainage System: 1m

All rights reserved. © BBA

DESIGN CRITERIA

M2 : HYBRID UG/OP MINING METHOD

Material		Capacity*	Dry Density	Estimated Volume
		Mt	t/m^3	Mm^3
Tailings to put on surface	*MEMBRANE*	*41*	*1.7*	**24.1**
Waste Rock (Low-Risk)	***NO** MEMBRANE*	*107*	*2.0*	**53.5**
Waste Rock (Potentially Acid generating)	*MEMBRANE*	*80*	*2.0*	**40**
TOTAL				***117.6***

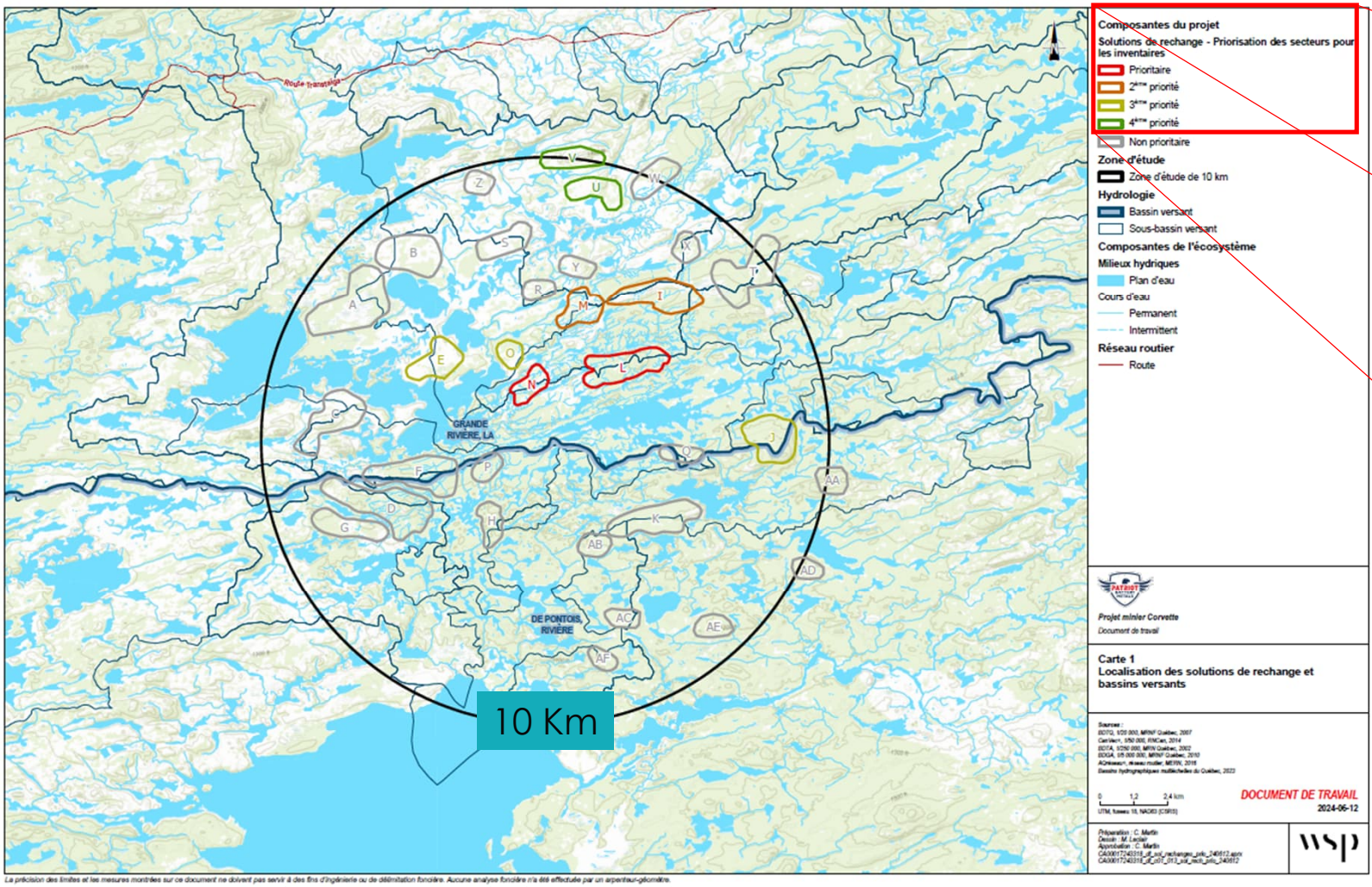
- *Estimated tonnages based on dry tailing technology*

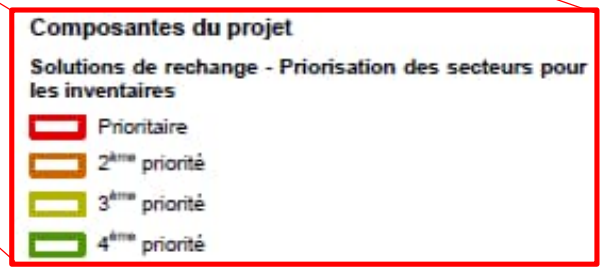
All rights reserved. © BBA

PRE-SCREENING

All rights reserved. © BBA

PRE-SCREENING





31 potential sites evaluated

All rights reserved. © BBA

PRE-SCREENING PROCESS

Took place Feb-Apr 2024 to identify the potential waste disposal options for the Shaakichiuwaanaan Lithium project:

- Zones of priority were defined for site investigation (May- Sept 2024)
- PMET, WSP and BBA contributed to the pre-selection process
- Dry stack tailings technology was considered as the basis for disposal of tailings
- Limited to 10km radius from mill
- Material waste balances form PEA study used a s a basis of estimation (not considering backfilling waste into the pit)
- Minimum size for waste option(pile) based on DMS tails stream (smallest stream)
- Considered slope angle of 18.4° (3:1 Slope H:V) for design volumes of all options
- Height of each option considered a minimum 50m by 50m area at crest
- Tailings density of 1.7t/m3 (compacted in pile)
- Considered minimum offset of 100m from known lakes, rivers (Directive 019 requires a minimum 60m offset)
- Claims boundaries not considered as limiting factor for pre-selection process

All rights reserved. © BBA

PRIORITY SITES SELECTED FOR SITE INVESTIGATION

Screening of options based following considerations:

- Waste deposition in multiple water sheds (basin versant)
  - Limited waste disposal options to northern water shed to eliminate risk of potential contamination of multiple watersheds
- Potential for future mineralization
  - Options along strike of indicated mineralization zone eliminated (CV 9, CV13…)
- Environment and social impacts
  - Eliminated options in proximity to known fish habitats, communities and archeological sites based on WSP constraint maps provided March 14th 2024
- Options selected in priority order for investigation based on comparison of distance from pit, number of river crossings and presents of favourable topography
- Priority 4 option retained due to proximity forecasted site access road

All rights reserved. © BBA

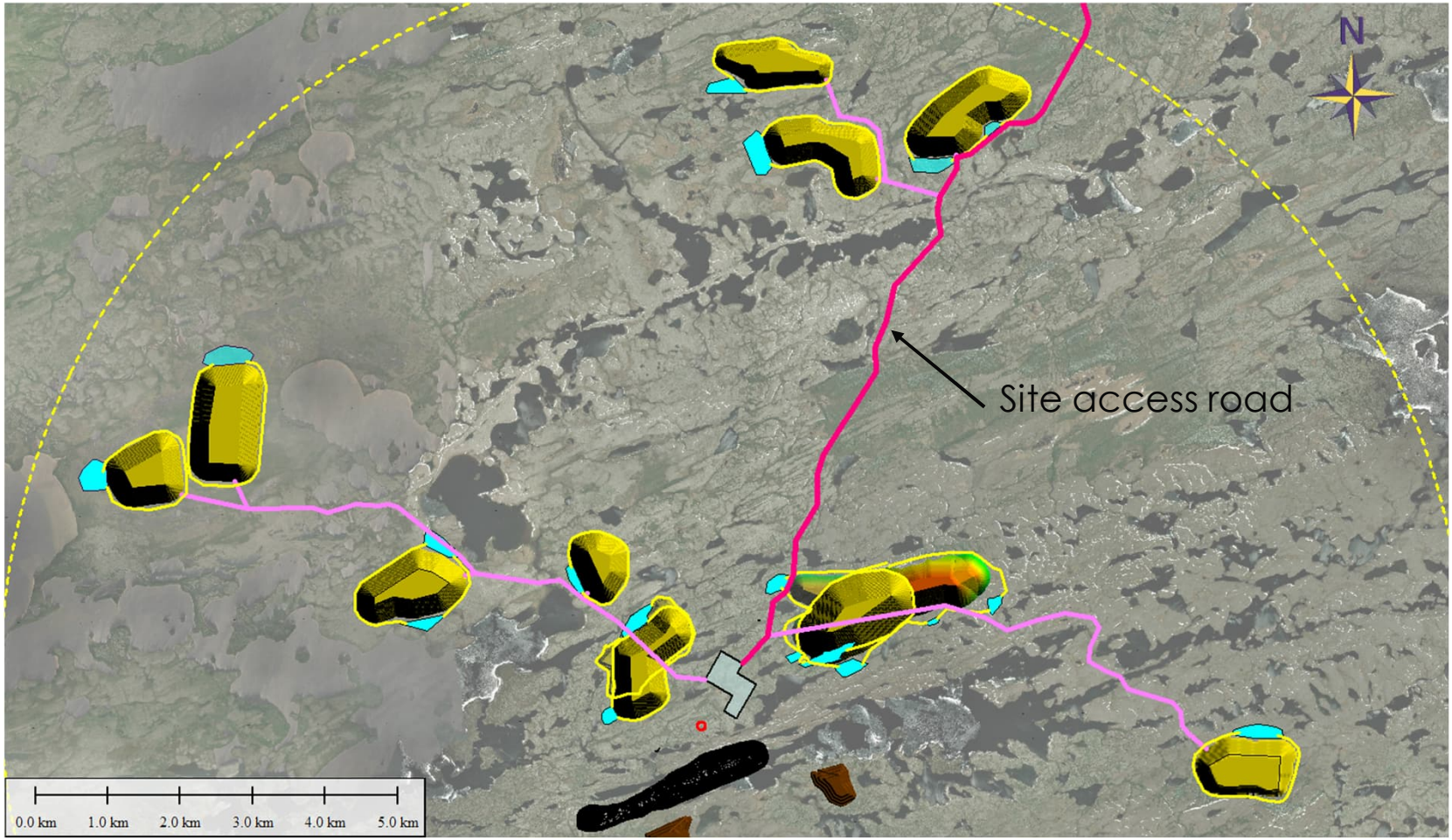
Project Scenarios – Scope definition

Cases	Location options	Hybrid Solution
S1	Base Case	2024 PEA Sites L,N
S2	Avoid fish habitat and wetlands	Sites A
S3	Possibility to reduce project cost related to stockpiles	Extended Sites L and N
S4	Priority 3 (selected by the client)	Sites **E,O,J**
S5	Priority 4 (selected by the client)	Sites **U,V,**W

E,O,J as defined by priority 3 (see slide 7)
U,V as defined by priority 4 (see slide 7)

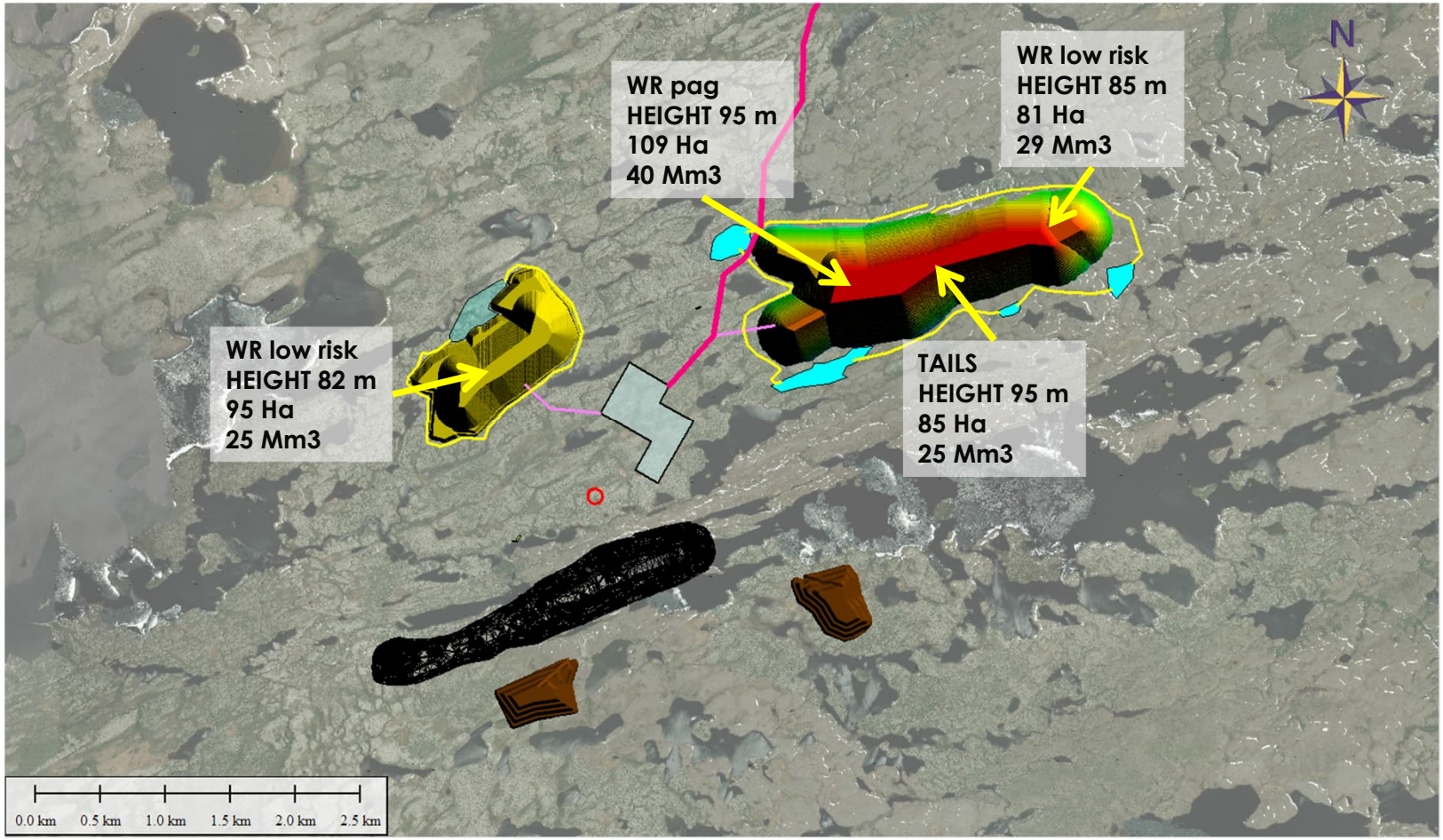
All rights reserved. © BBA

Sites chosen



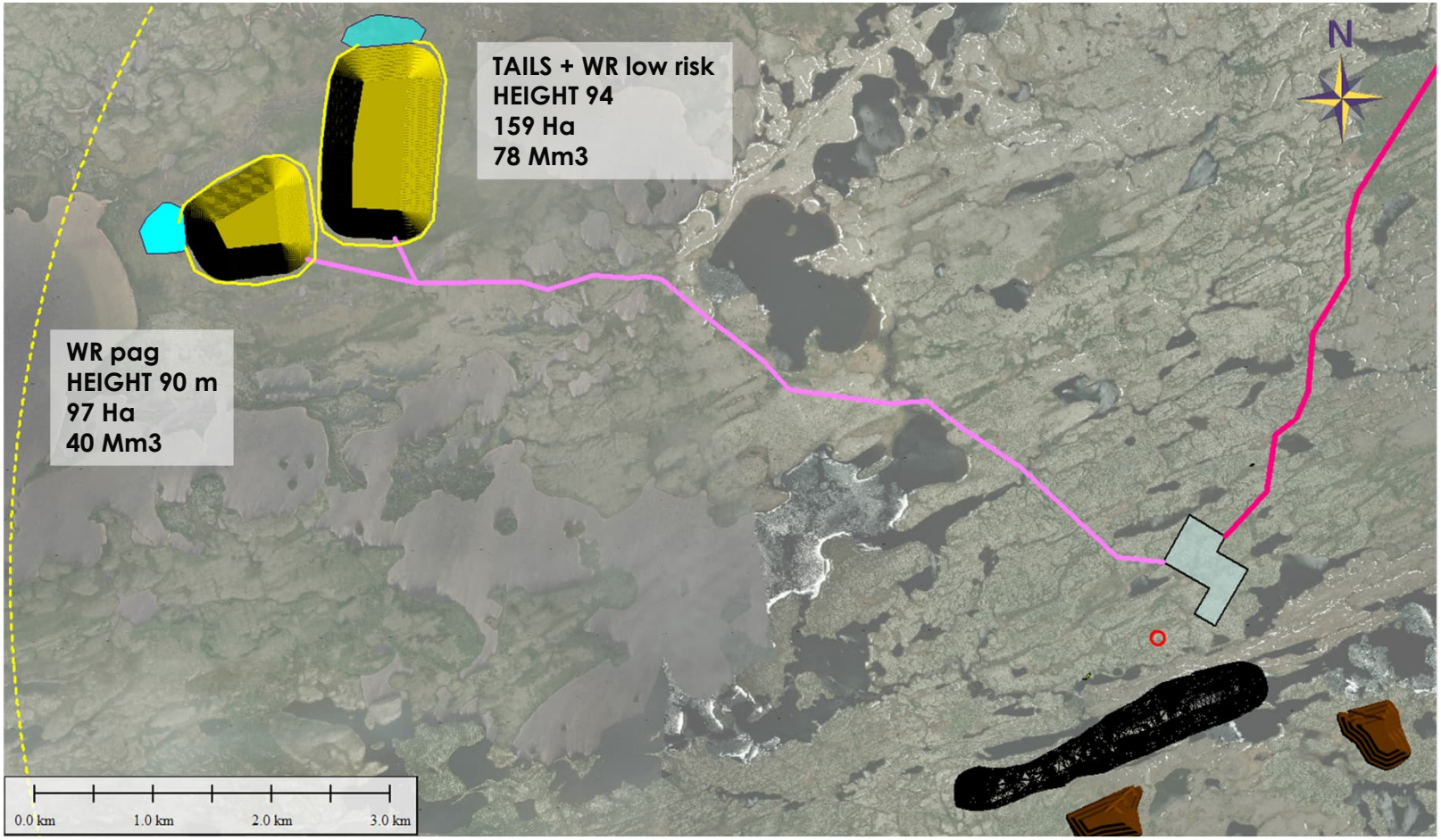
All rights reserved. © BBA

SCENARIO 1 (BASE CASE - SITES N,L)



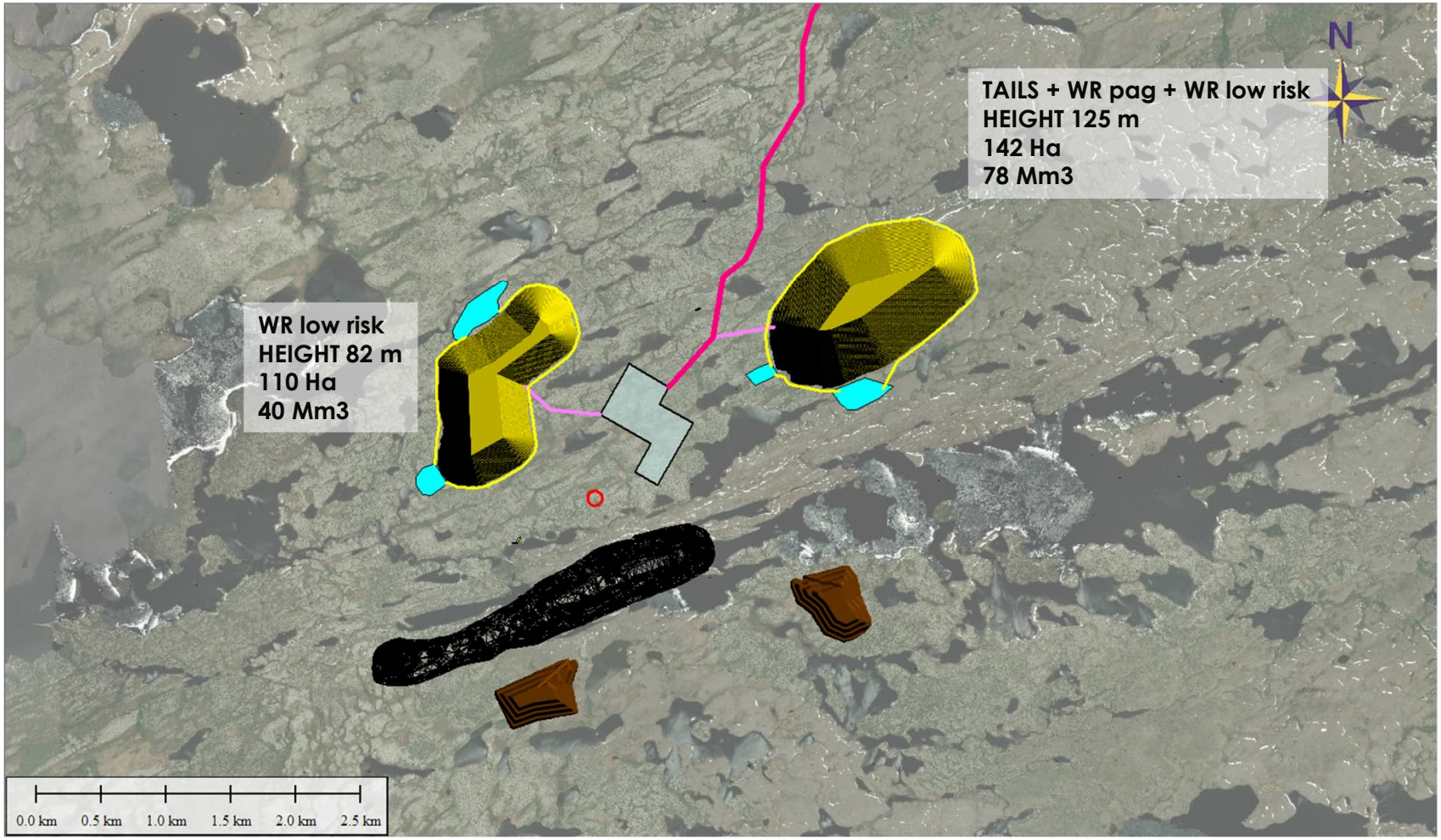
All rights reserved. © BBA

SCENARIO 2 (AVOID FISH HABITATS AND WETLANDS – SITE A)



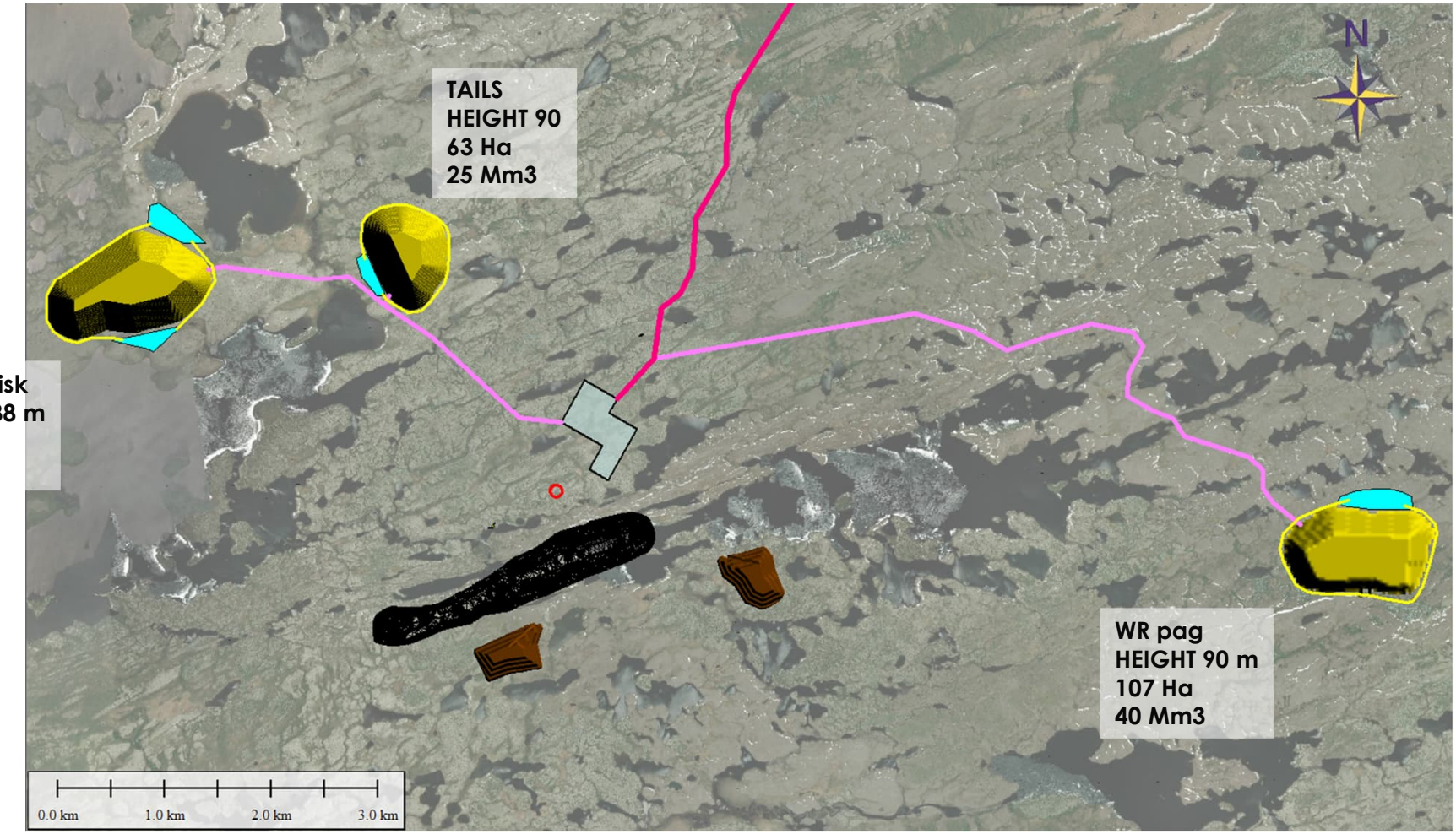
All rights reserved. © BBA

SCENARIO 3 (REDUCE PROJECT COST RELATED TO STOCKPILES - SITES N,L EXTENDED)



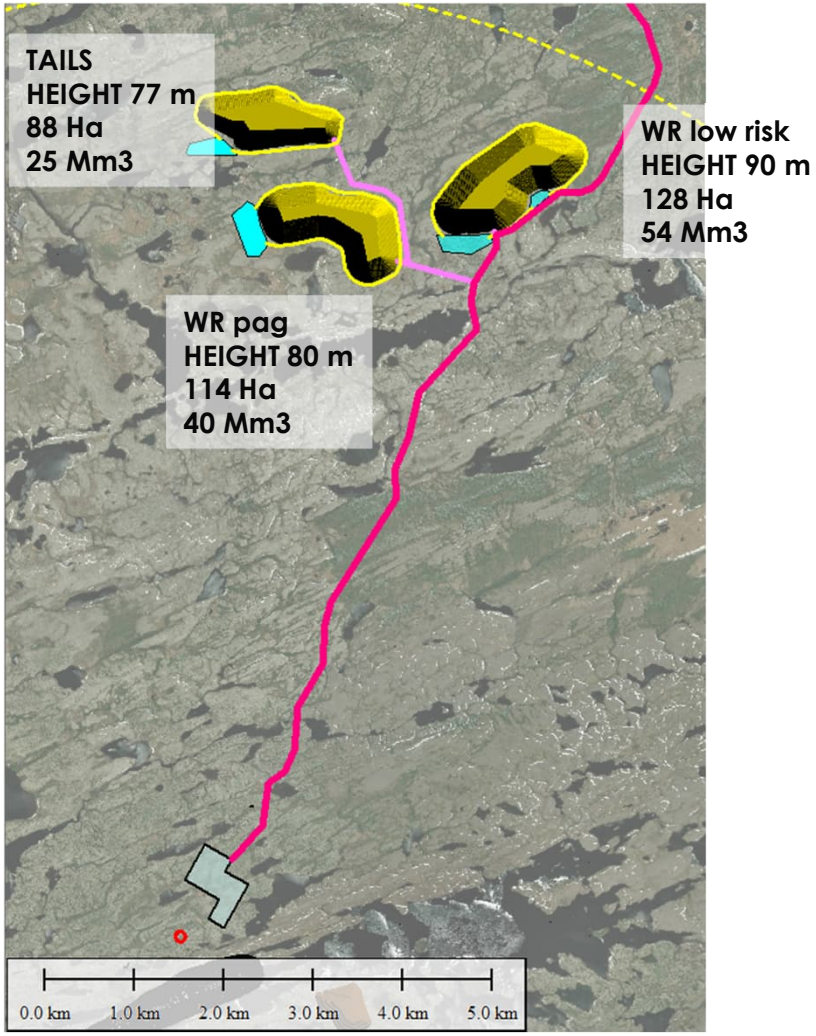
All rights reserved. © BBA

SCENARIO 4 (PRIORITY 3 – SITES E,O,J)



All rights reserved. © BBA

SCENARIO 5 (PRIORITY 4 – SITES U,V,W)



All rights reserved. © BBA

SELECTION CRITERIA

All rights reserved. © BBA

POETS CRITERIA

Total Weight %		Weight in total %	Account	Weight in account %	Criteria Description	Individual criteria %		Total Weight %
100%	→	30%	Project Economics	50%	CAPEX	15.0%	→	100%
				25%	OPEX	7.5%	→	
				20%	Phasing possibility - Cashflow (ROADS, DITCHES, BASINS)	6.0%	→	
				5%	Fish habitat compensation	1.5%	→	
	→	10%	Operational Consideration	47%	Distance from mill/pit	4.7%	→	
				32%	Expansion capability	3.2%	→	
				21%	Operational safety	2.1%	→	
	→	25%	Environmental Impacts	30%	STOCKPILE footprint	7.5%	→	
				20%	CO2 emissions	5.0%	→	
				30%	Wetlands/ Rivers / Streams	7.5%	→	
				20%	Fish presence	5.0%	→	
	→	10%	Technical Consideration	35%	Water management infrastructure	3.5%	→	
				20%	water management complexity	2.0%	→	
				15%	Project schedule & Constructability	1.5%	→	
				30%	Embankment (earthwork) height	3.0%	→	
	→	25%	Social Impacts	25%	Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes)	6.3%	→	
				25%	moose feeding areas and goose feeding areas	6.3%	→	
				25%	Archaeological potential	6.3%	→	
				25%	Fishing areas	6.3%	→	

Score card

TABLE: TSF ACCOUNTS, SUBACCOUNTS AND SCORING CRITERIA

ACCOUNT		SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
PROJECT ECONOMICS	1	**CAPEX**	cost	Alternative less costly	Increase of cost of 15%	Increase of cost of 30%	Increase of cost of 45%	Increase > 45%
	2	**OPEX**	cost	Alternative less costly	Increase of cost of 15%	Increase of cost of 30%	Increase of cost of 45%	Increase > 45%
	3	**Phasing possibility - Cashflow (ROADS, DITCHES, BASINS)**	Qualitative	The works can be spread in at least 3 phases with more than 30% of capex beyond year 0	The works can be spread in at least 3 phases with less than 30% of capex beyond year 1	The works can be spread in at least 2 phases with more than 30% of capex beyond year 0	The works can be spread in at least 2 phases with less than 30% of capex beyond year 1	All the works have to be done in one phase in year 0
	4	**Fish habitat compensation**	Qualitative	No significant risks identified, with all potential costs accounted for or within the applied contingency. Recommended contingency 15%	Limited risks identified which would minimally require an increase of the project estimation contingency. Most costs are well-documented but may need slightly greater contingency. Recommended contingency 25%	Several risks identified which would marginally require an increase of the project estimation contingency. Costs are well-documented but may need greater contingency. Recommended contingency 35%	Several risks identified which would significantly require an increase of the project estimation contingency. Some costs are well-documented but need greater contingency. Recommended contingency 50%	Numerous risks have been identified such that contingencies need to be increased to level beyond the estimation precision. Recommended contingency more than 50%
OPERATIONS	1	**Distance from mill/pit**	distance in km	0-2 km	2-4 km	4-6 km	6-8 km	> 8 km
	2	**Expansion capability**	percentage of expansion	40% or more additional volume can be deposited in the site option.	30 - 40% additional volume can be deposited in the site option.	20 - 30% additional volume can be deposited in the site option.	10 - 20% additional volume can be deposited in the site option.	less than 10% additional volume can be deposited in the site option.
	3	**Operational safety**	distance of roads in km	Minimal Hazard Exposure due to the very short distances (0-2 km) between the sites and the pit or the mill, these distances do not have measurable effect on operator well-being or safety.	Low Hazard Exposure due to the short distances (2-4 km) between the sites and the pit or the mill, these distances have minimal effect on operator fatigue or performance.	Moderate Hazard Exposure due to the intermediate distance (4-6 km) between the sites and the pit or the mill, fatigue and reduced performance are common due to travel distances but manageable with breaks.	High Hazard Exposure due to the long distances (6-8km) between the sites and the pit or the mill, these long travel distances significantly increase operator fatigue, leading to safety concerns.	Extreme Hazard Exposure due to the very long distances (>8km) between the sites and the pit or the mill, these long travel distances significantly increase operator fatigue, leading to safety concerns.
ENVIRONMENTAL	1	**STOCKPILE footprint**	Footprint surface	Alternative with less footprint surface	Increase of footprint of 15%	Increase of footprint of 30%	Increase of footprint of 45%	Increase of footprint of 100%
	2	**CO2 emissions**	Distance of roads in kilometers	The project generates minimal CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (0-1Km)	The project generates below-average CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (1-2Km)	The project generates a moderate amount of CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (2-3Km)	The project generates a large amount of CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (3-4Km)	The project generates a large amount of CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (> 4Km)
	3	**Wetlands/ Rivers / Streams**	Surface of wetlands and water streams	less than 10 Ha	10 To 20 Ha	20 to 30 Ha	30 to 40 Ha	More than 40 Ha
	4	**Fish presence**	Presence of fish	Confirmed no fish habitat	likely no fish habitat	No information available	Likely fish habitat	Confirmed fish habitat
TECHNICAL	1	**Water management infrastructure**	watershed surface	Alternative with less watershed surface to manage	Increase of watershed of 15%	Increase of watershed of 30%	Increase of watershed of 45%	Increase of watershed of 100% or more
	2	**water management complexity**	Water surface	Site water management can be done in one water management system and water drainage done by gravity	Site water management can be done in one water management systems requiring on or more sump with ongoing pumping	Site water management can be done in two water management systems and water drainage done by gravity	Site water management can be done in two water management systems requiring on or more sump with ongoing pumping	Site water management would require more than 2 water management system
	3	**Project schedule & Constructability**	distance, % of wetlands or water streams and area of basins	Site that is closest to the central camp, where the work area impacts the least area of wetlands or water surfaces and has the least surface of basins, and the topography is not hilly. Reduce the scoring by one category if the option creates a permitting delay risk	Site that is within 1km to the closest alternative, where the work area impacts the least area of wetlands or water surfaces or within 20% of the best alternative related to wetlands and basin surface. Reduce the scoring by one category if the option creates a permitting delay risk	Site that is within 3km to the closest alternative, where the work area impacts the least area of wetlands or water surfaces or within 40% of the best alternative related to wetlands and basin surface. Reduce the scoring by one category if the option creates a permitting delay risk	Site that is within 6km to the closest alternative, where the work area impacts the area of wetlands or water surfaces within 50% of the best alternative related to wetlands and basin surface. Reduce the scoring by one category if the option creates a permitting delay risk	Site that is more 6km to the closest alternative, where the work area impacts the area of wetlands or water surfaces grater 50% of the best alternative related to wetlands and basin surface.
	4	**Embankment (earthwork) height**	Height	Alternative with the less height	Increase of height of 10 m Increase the score by 1 degree if height is equal or less than 90m	Increase of height of 20 m Increase the score by 1 degree if height is equal or less than 90m	Increase of height of 30 m Increase the score by 1 degree if height is equal or less than 90m	Increase of height of > 30 m Increase the score by 1 degree if height is equal or less than 90m
SOCIAL	1	**Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes)**	distance in km from Cabin or travel route	more than 10 km	5 - 10 km	2- 5 km	1 - 2 km	less than 1 km
	2	**moose feeding areas and goose feeding areas**	distance in km Hunting ground	more than 10 km	5 - 10 km	2- 5 km	1 - 2 km	less than 1 km
	3	**Archaeological potential**	distance in m	No high or medium potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 250 m	High potential area identified within less than 50m of waste rock placement	High potential area identified within the proposed waste rock area
	4	**Fishing areas**	distance in m	None identified within subwatershed	Fishing area identified within 1000m of waste rock placement	Fishing area identified within 500m of waste rock placement	Fishing area identified within less than 500m of waste rock placement	Fishing area identified within the proposed waste rock area

Project Economics (30%)

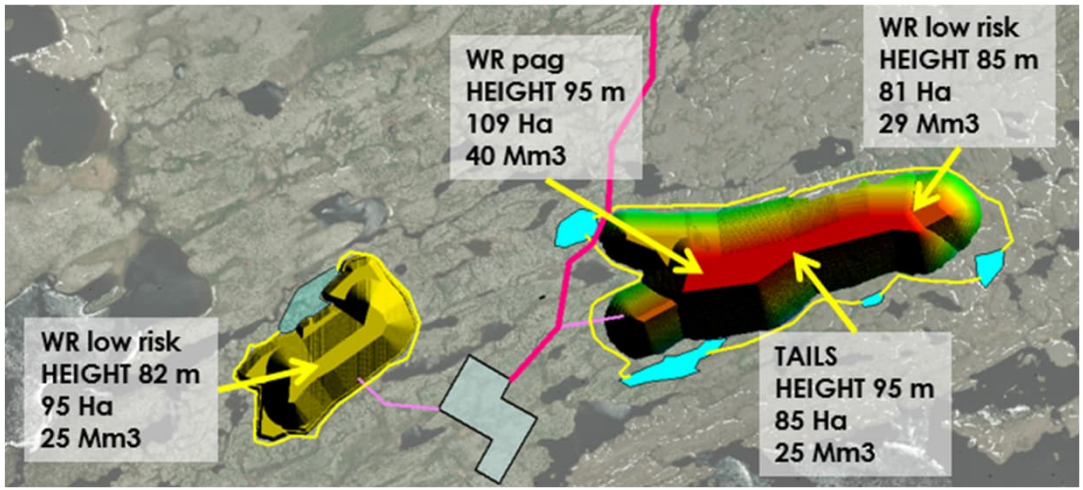
All rights reserved. © BBA

CAPEX (scenario 1)

			QUANTITY	UNIT PRICE	COST
MEMBRANE	TAILS 24.1Mm3	SURFACE OF TAILINGS PILE (Ha)	98	$ 505,000	$ 49,490,000
		LENGTH OF DITCHES (m)		$ 1,685	$ -
		SURFACE OF BASIN (Ha)		$ 2,060,000	$ -
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	105,900	$ -	$ -
		ROADS (m)	0	$ 818	$ -
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	0	$ 2,000,000	$ -
NO MEMBRANE	WR (LOW RISK) 25Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (LOW RISK) (Ha)	95	$ 15,000	$ 1,425,000
		LENGTH OF DITCHES (m)	3700	$ 1,215	$ 4,495,500
		SURFACE OF BASIN (Ha)	8.3	$ 2,060,000	$ 17,098,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	111,600	$ -	$ -
		ROADS (m)	700	$ 818	$ 572,833
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	1	$ 2,000,000	$ 2,000,000
NO MEMBRANE	WR (LOW RISK) 29Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (LOW RISK) (Ha)	81	$ 15,000	$ 1,215,000
		LENGTH OF DITCHES (m)	3,100	$ 1,215	$ 3,766,500
		SURFACE OF BASIN (Ha)	5	$ 2,060,000	$ 10,094,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	92,800	$ -	$ -
		ROADS (m)	0	$ 818	$ -
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	0	$ 2,000,000	$ -
MEMBRANE	WR (PAG) 40Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (PAG) (Ha)	109	$ 505,000	$ 55,045,000
		LENGTH OF DITCHES (m)	4200	$ 1,685	$ 7,074,900
		SURFACE OF BASIN (Ha)	15.4	$ 2,060,000	$ 31,724,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	134,400	$ -	$ -
		ROADS (m)	500	$ 818	$ 409,167
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	0	$ 2,000,000	$ -
					$ 184,409,900

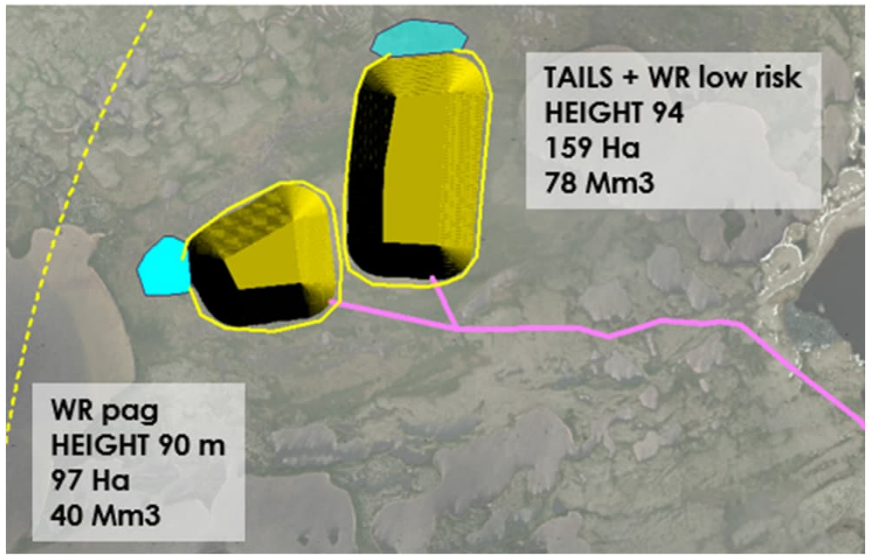
13 Ha are added here to separate the Tails from the WR low risk

Ditches and basin was considered in the WR pag pile, not here



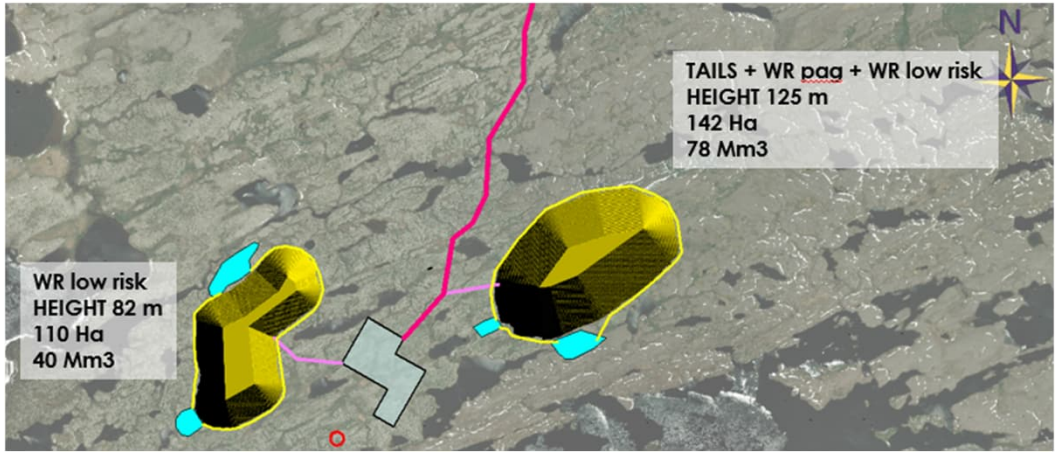
CAPEX (scenario 2)

			QUANTITY	UNIT PRICE	COST
MEMBRANE	TAILS + WR (LOW RISK) 77.6Mm3	SURFACE OF TAILINGS PILE + WASTE ROCK PILE (LOW RISK) (Ha)	158.5	$ 505,000	$ 80,042,500
		LENGTH OF DITCHES (m)	4400	$ 1,685	$ 7,411,800
		SURFACE OF BASIN (Ha)	14.5	$ 2,060,000	$ 29,870,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	186,900	$ -	$ -
		ROADS (m)	7,600	$ 818	$ 6,219,333
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	3	$ 2,000,000	$ 6,000,000
NO MEMBRANE		SURFACE OF WASTE ROCK PILE (LOW RISK) (Ha)		$ 15,000	$ -
		LENGTH OF DITCHES (m)		$ 1,215	$ -
		SURFACE OF BASIN (Ha)		$ 2,060,000	$ -
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)		$ -	$ -
		ROADS (m)		$ 818	$ -
		BRIDGES FOR ROADS (unit)		$ 2,000,000	$ -
MEMBRANE	WR (PAG) 40Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (PAG) (Ha)	97.1	$ 505,000	$ 49,035,500
		LENGTH OF DITCHES (m)	3400	$ 1,685	$ 5,727,300
		SURFACE OF BASIN (Ha)	13.5	$ 2,060,000	$ 27,810,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	119,500	$ -	$ -
		ROADS (m)	940	$ 818	$ 769,233
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	0	$ 2,000,000	$ -
					$ 212,885,667



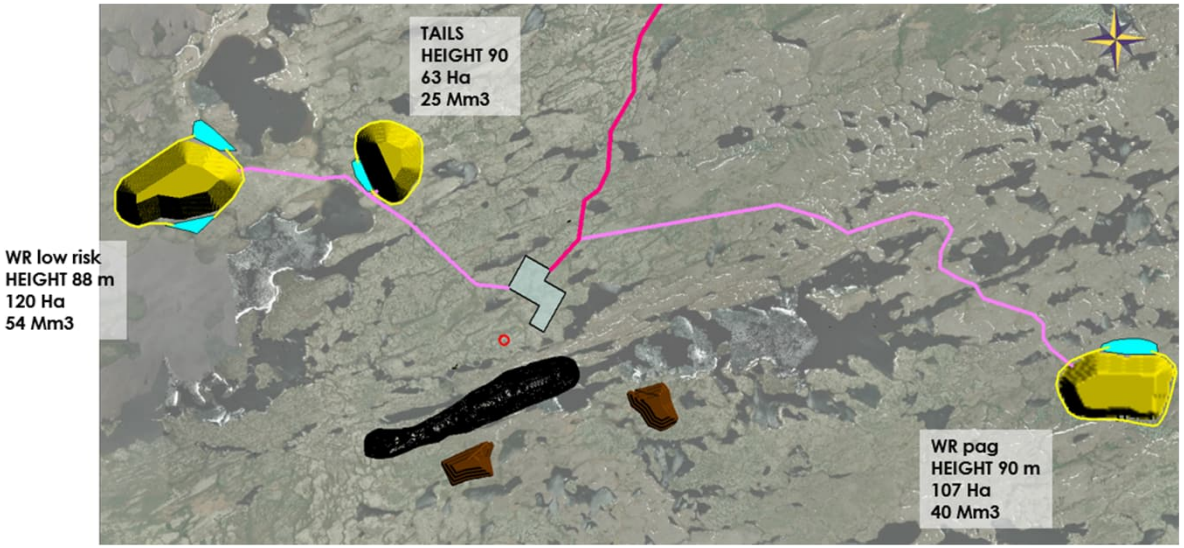
CAPEX (scenario 3)

			QUANTITY	UNIT PRICE	COST
MEMBRANE	TAILS + WR (LOW RISK) + (low risk) 77.6Mm3	SURFACE OF TAILINGS PILE + WASTE ROCK PILE (LOW RISK) (Ha)	142	$ 505,000	$ 71,710,000
		LENGTH OF DITCHES (m)	4200	$ 1,685	$ 7,074,900
		SURFACE OF BASIN (Ha)	9	$ 2,060,000	$ 18,540,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	163,100	$ -	$ -
		ROADS (m)	700	$ 818	$ 572,833
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	1	$ 2,000,000	$ 2,000,000
NO MEMBRANE	WR (low risk) 40Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (LOW RISK) (Ha)	110	$ 15,000	$ 1,650,000
		LENGTH OF DITCHES (m)	3900	$ 1,215	$ 4,738,500
		SURFACE OF BASIN (Ha)	12.1	$ 2,060,000	$ 24,926,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	131,900	$ -	$ -
		ROADS (m)	500	$ 818	$ 409,167
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	0	$ 2,000,000	$ -
MEMBRANE				$ 505,000	$ -
				$ 1,685	$ -
				$ 2,060,000	$ -
				$ -	$ -
				$ 818	$ -
				$ 2,000,000	$ -
					$ 131,621,400



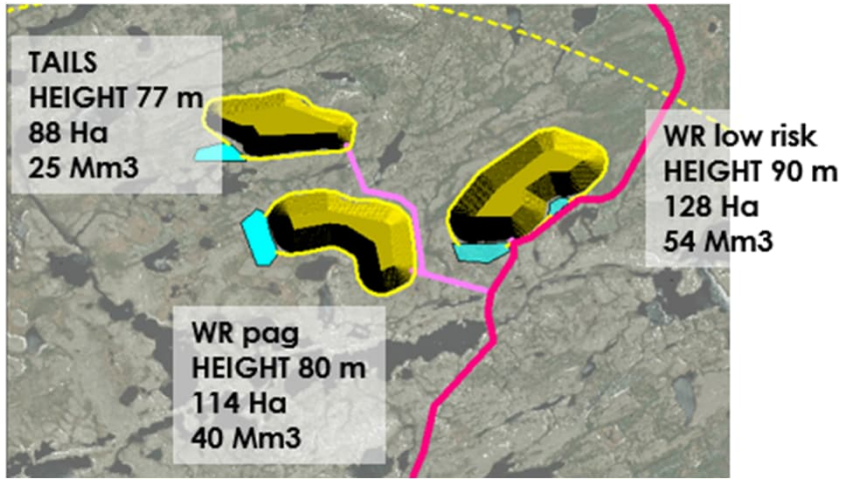
CAPEX (scenario 4)

			QUANTITY	UNIT PRICE	COST
MEMBRANE	TAILS 24.1Mm3	SURFACE OF TAILINGS PILE (Ha)	63.3	$ 505,000	$ 31,966,500
		LENGTH OF DITCHES (m)	2560	$ 1,685	$ 4,312,320
		SURFACE OF BASIN (Ha)	4.7	$ 2,060,000	$ 9,682,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	73,500	$ -	$ -
		ROADS (m)	2,200	$ 818	$ 1,800,333
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	2	$ 2,000,000	$ 4,000,000
NO MEMBRANE	WR (LOW RISK) 53.5Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (LOW RISK) (Ha)	119.6	$ 15,000	$ 1,794,000
		LENGTH OF DITCHES (m)	3300	$ 1,215	$ 4,009,500
		SURFACE OF BASIN (Ha)	15.6	$ 2,060,000	$ 32,136,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	146,100	$ -	$ -
		ROADS (m)	1,800	$ 818	$ 1,473,000
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	1	$ 2,000,000	$ 2,000,000
MEMBRANE	WR (PAG) 40Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (PAG) (Ha)	106.8	$ 505,000	$ 53,934,000
		LENGTH OF DITCHES (m)	3500	$ 1,685	$ 5,895,750
		SURFACE OF BASIN (Ha)	10.9	$ 2,060,000	$ 22,454,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	127,200	$ -	$ -
		ROADS (m)	8,000	$ 818	$ 6,546,667
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	3	$ 2,000,000	$ 6,000,000
					$ 188,004,070

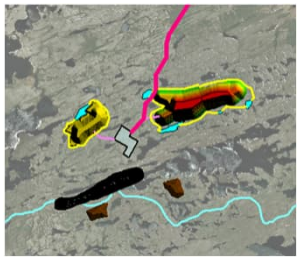


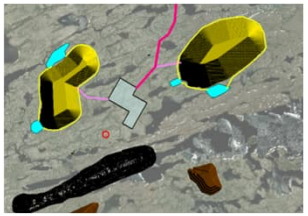
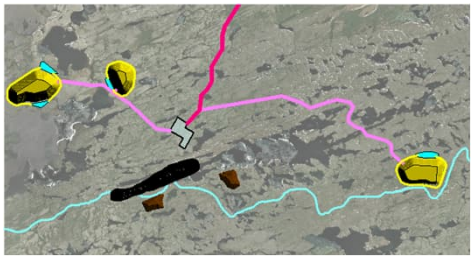
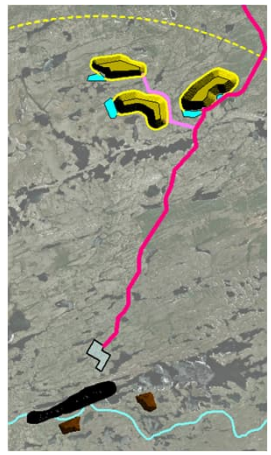
CAPEX (scenario 5)

			QUANTITY	UNIT PRICE	COST
MEMBRANE	TAILS 24.1Mm3	SURFACE OF TAILINGS PILE (Ha)	88.2	$ 505,000	$ 44,541,000
		LENGTH OF DITCHES (m)	3800	$ 1,685	$ 6,401,100
		SURFACE OF BASIN (Ha)	8.8	$2,060,000	$ 18,128,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	104,800	$ -	$ -
		ROADS (m)	1,800	$ 818	$ 1,473,000
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	1	$2,000,000	$ 2,000,000
NO MEMBRANE	WR (LOW RISK) 53.5Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (LOW RISK) (Ha)	128.3	$ 15,000	$ 1,924,500
		LENGTH OF DITCHES (m)	3840	$ 1,215	$ 4,665,600
		SURFACE OF BASIN (Ha)	13.2	$2,060,000	$ 27,192,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	152,900	$ -	$ -
		ROADS (m)	8,000	$ -	$ -
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	6	$ -	$ -
MEMBRANE	WR (PAG) 40Mm3	SURFACE OF WASTE ROCK PILE (PAG) (Ha)	113.5	$ 505,000	$ 57,317,500
		LENGTH OF DITCHES (m)	4250	$ 1,685	$ 7,159,125
		SURFACE OF BASIN (Ha)	14.5	$2,060,000	$ 29,870,000
		VOLUME OF THE BASIN (m^3)	138,300	$ -	$ -
		ROADS (m)	1,100	$ 818	$ 900,167
		BRIDGES FOR ROADS (unit)	1	$2,000,000	$ 2,000,000
					$ 203,571,992



CAPEX (15% weight)



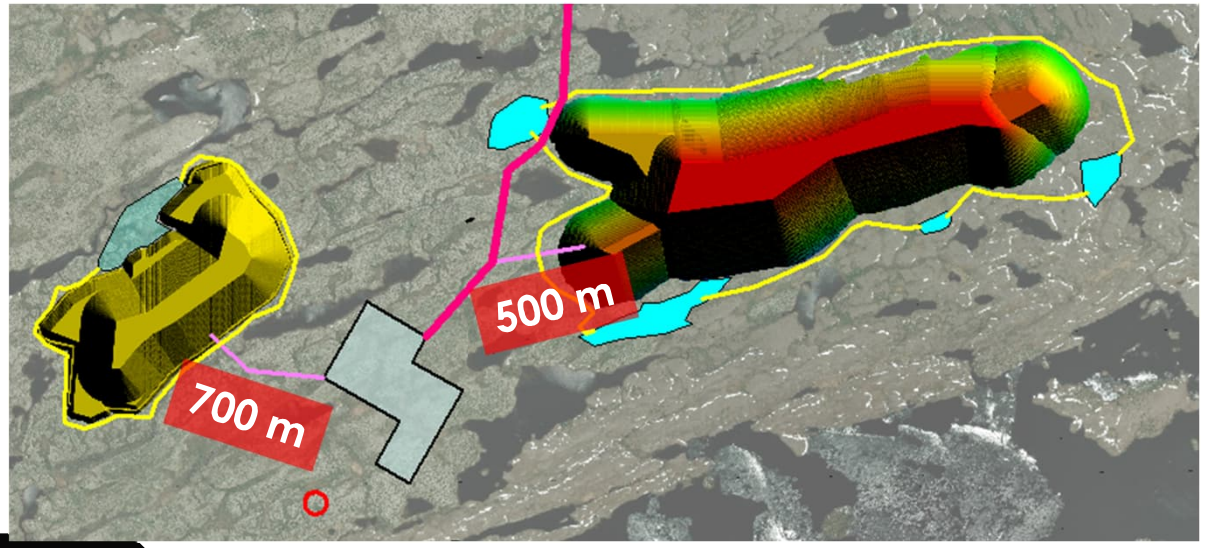




	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
CAPEX (MILLON DOLLARS)	**$ 184.4**	**$ 212.9**	**$ 131.6**	**$ 188.0**	**$ 203.6**
CAPEX (% OF INCREASE)	40%	62%	0%	43%	55%

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	CAPEX	cost	least costly alternative	Increase of cost 15%	Increase of cost 30%	Increase of cost 45%	Increase > 45%

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Poor	Very Poor	Very Good	Poor	Very Poor

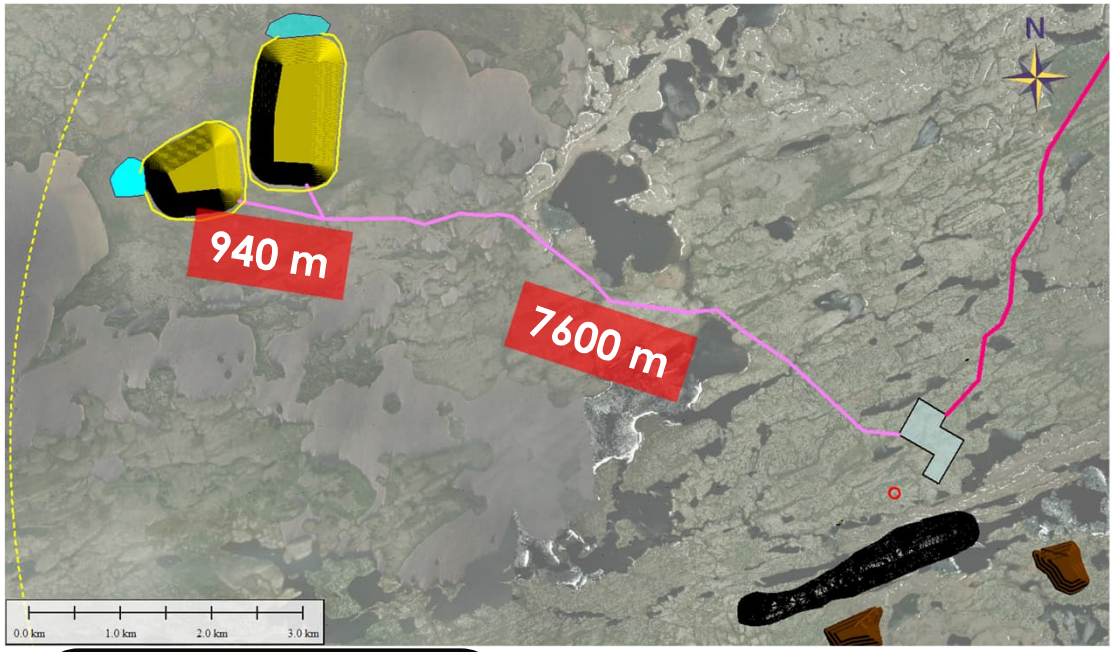
OPEX (7.5% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
OPEX (Km of road to transport material)	**1.20**	**8.54**	**1.20**	**12.00**	**10.90**
OPEXO(% Of increase	0%	612%	0%	900%	808%

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**OPEX**	cost	least costly alternative	Increase of cost 15%	Increase of cost 30%	Increase of cost 45%	Increase > 45%

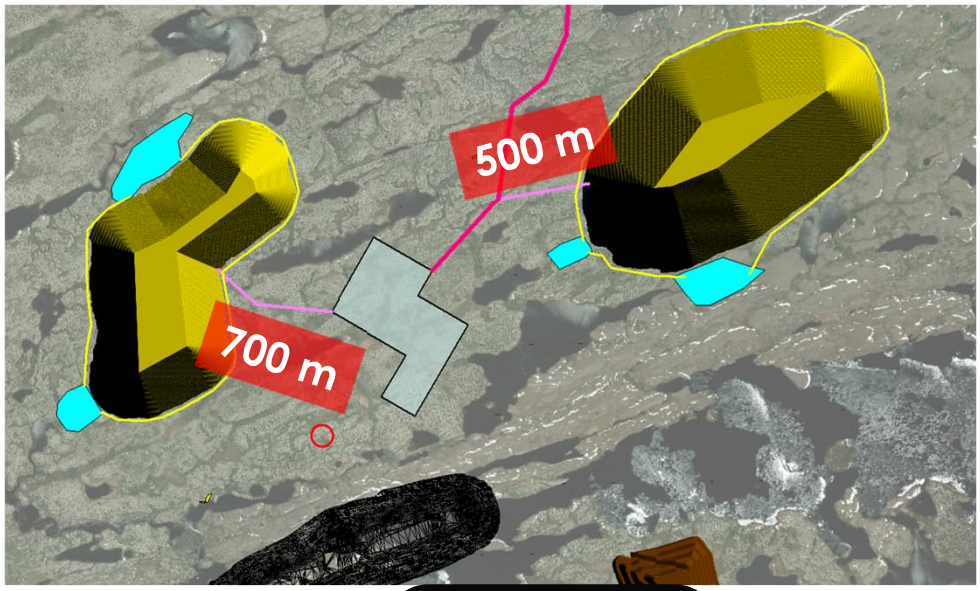
OPEX
(7.5% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
OPEX (Km of road to transport material)	**1.20**	**8.54**	**1.20**	**12.00**	**10.90**
OPEXO(% Of increase)	0%	612%	0%	900%	808%

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**OPEX**	cost	least costly alternative	Increase of cost 15%	Increase of cost 30%	Increase of cost 45%	Increase > 45%

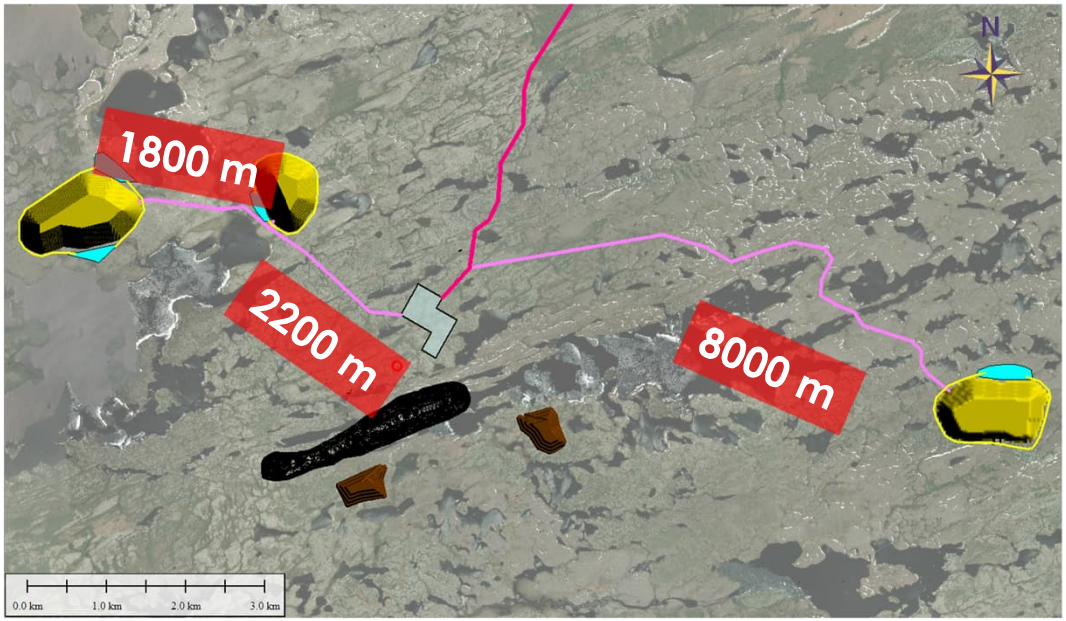
OPEX
(7.5% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
OPEX (Km of road to transport material)	**1.20**	**8.54**	**1.20**	**12.00**	**10.90**
OPEXO(% Of increase)	0%	612%	0%	900%	808%

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**OPEX**	cost	least costly alternative	Increase of cost 15%	Increase of cost 30%	Increase of cost 45%	Increase > 45%

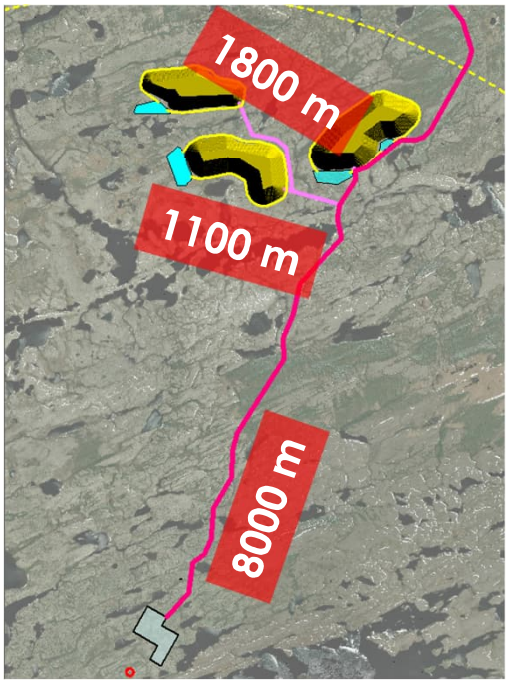
OPEX
(7.5% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
OPEX (Km of road to transport material)	**1.20**	**8.54**	**1.20**	**12.00**	**10.90**
OPEXO(% Of increase)	0%	612%	0%	900%	808%

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**OPEX**	cost	least costly alternative	Increase of cost 15%	Increase of cost 30%	Increase of cost 45%	Increase > 45%

OPEX
(7.5% weight)

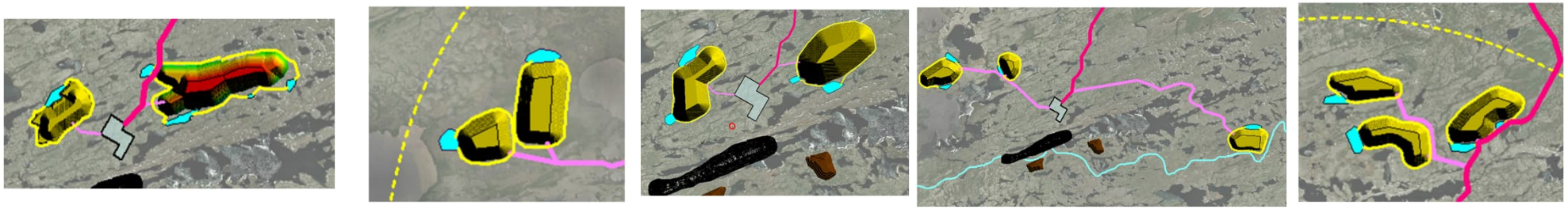


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
OPEX (Km of road to transport material)	**1.20**	**8.54**	**1.20**	**12.00**	**10.90**
OPEXO(% Of increase)	0%	612%	0%	900%	808%

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**OPEX**	cost	least costly alternative	Increase of cost 15%	Increase of cost 30%	Increase of cost 45%	Increase > 45%

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Very Poor	Very Good	Very Poor	Very Poor

Phasing possibility - Cashflow (ROADS, DITCHES, BASINS) (6% weight)

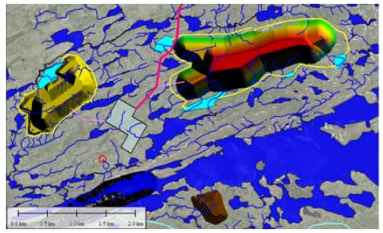
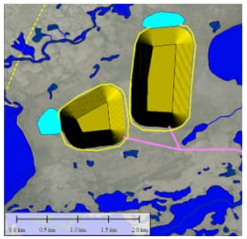
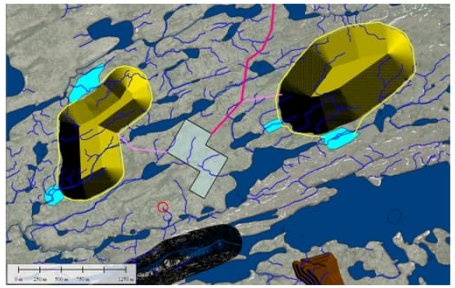
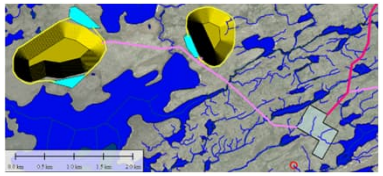
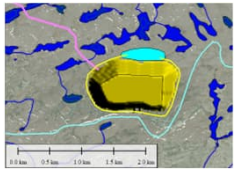
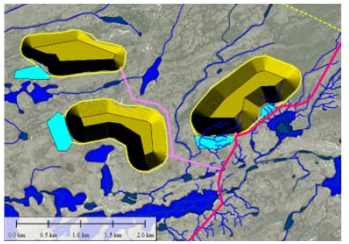


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Phasing possibility - Cashflow (ROADS, DITCHES, BASINS)	3 phases with less than 30% of capex beyond year 1	1 phase	2 phases with less than 30% of capex beyond year 1	2 phases with less than 30% of capex beyond year 1	2 phases with less than 30% of capex beyond year 1

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	**Phasing possibility - Cashflow (ROADS, DITCHES, BASINS)**	Qualitative	The works can be spread in at least 3 phases with more than 30% of capex beyond year 0	The works can be spread in at least 3 phases with less than 30% of capex beyond year 1	The works can be spread in at least 2 phases with more than 30% of capex beyond year 0	The works can be spread in at least 2 phases with less than 30% of capex beyond year 1	All the works have to be done in one phase in year 0

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Very Poor	Poor	Poor	Poor

Fish habitat compensation (1.5% weight)

	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
SURFACE OF WETLANDS (Ha)	45.7	142.1	42.4	9.2	17.6
SURFACE OF WATER STREAMS (Ha)	22.8	0	29.2	0.1	0.7
Total area wetlands and water	68.5	142.1	71.6	9.3	18.3

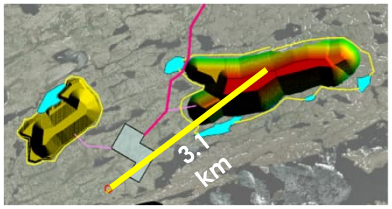
	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	Fish habitat compensation	Surface of wetlands and water streams	less than 10 Ha	10 To 20 Ha	20 to 30 Ha	30 to 40 Ha	More than 40 Ha

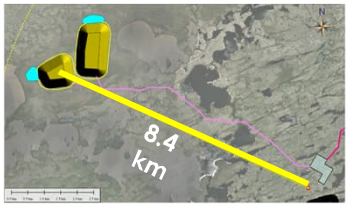
SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Poor	Very Poor	Very Poor	Very good	Good

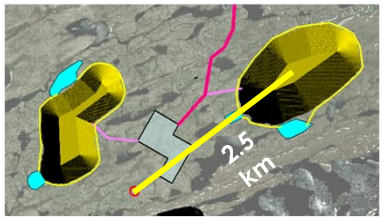
Operational consideration (10% weight)

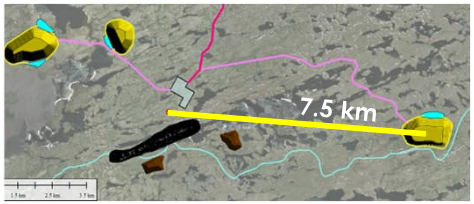
All rights reserved. © BBA

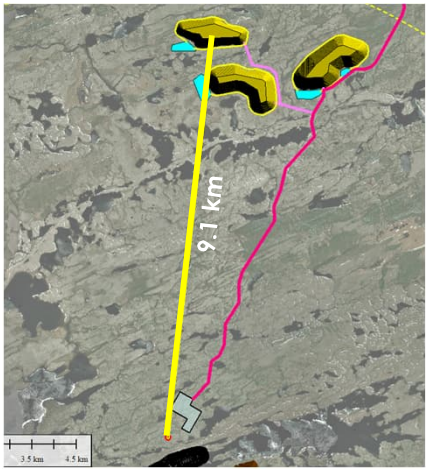
Distance from mill/pit (4.7% weight)









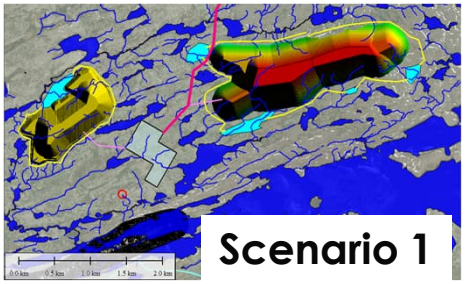


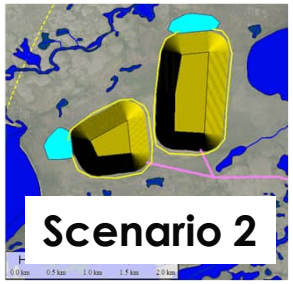
	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Distance from mill/pit (the farthest pile) (km)	3.1	8.4	2.5	7.5	9.1

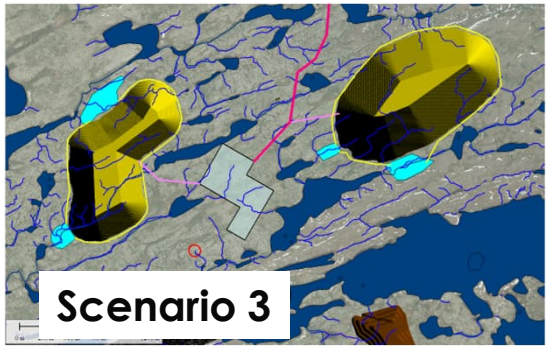
SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	Distance from mill/pit	distance in km	0-2 km	2-4 km	4-6 km	6-8 km	> 8 km

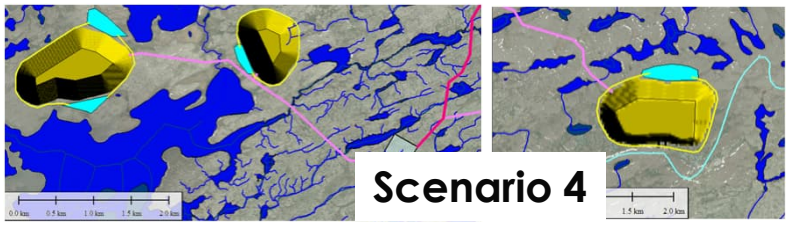
SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Very Poor	Good	Poor	Very Poor

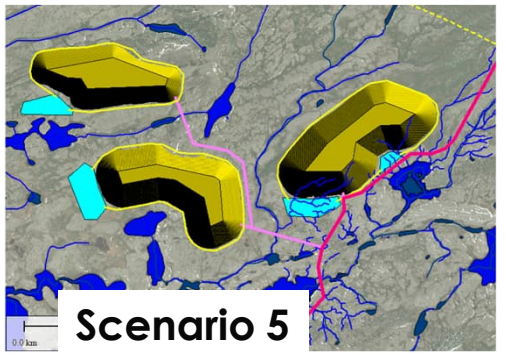
Expansion capability (3.2% weight)









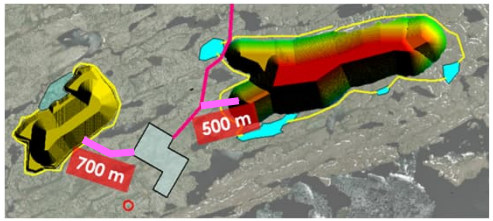


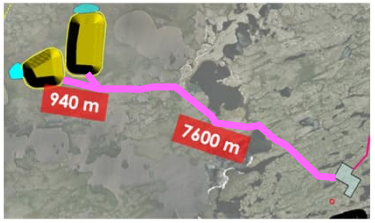
	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Expansion capability	It is possible to gain maximum 10% of capacity by going higher and avoiding to affect more water bodies	It is possible to gain maximum 10% of capacity by going higher and avoiding to affect more water bodies	10 - 20% going higher and enlarging the footprint and no affecting more water bodies	It is possible to gain maximum 10% of capacity by going higher and avoiding to affect more water bodies	It is possible to gain maximum 10% of capacity by going higher and avoiding to affect more water bodies

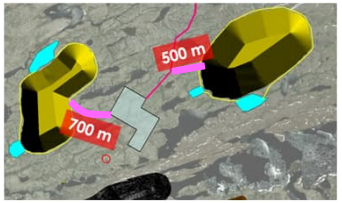
SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	Expansion capability	percentage of expansion	40% or more additional volume can be deposited in the site option.	30 - 40% additional volume can be deposited in the site option.	20 - 30% additional volume can be deposited in the site option.	10 - 20% additional volume can be deposited in the site option.	less than 10% additional volume can be deposited in the site option.

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Poor	Very Poor	Poor	Very Poor	Very Poor

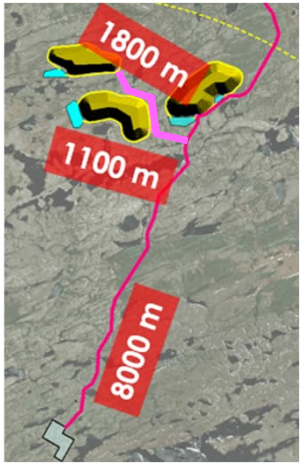
Operational safety (2.1% weight)











	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Operational safety (Km of road to transport material)	**1.20**	**8.54**	**1.20**	**12.00**	**10.90**

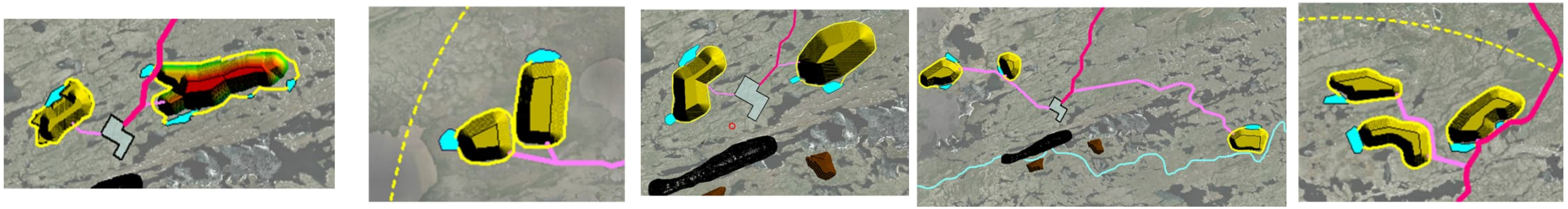
SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Operational safety**	distance of roads in km	Minimal Hazard Exposure due to the very short distances (0-2 km) between the sites and the pit or the mill, these distances do not have measurable effect on operator well-being or safety.	Low Hazard Exposure due to the short distances (2-4 km) between the sites and the pit or the mill, these distances have minimal effect on operator fatigue or performance.	Moderate Hazard Exposure due to the intermediate distance (4-6 km) between the sites and the pit or the mill, fatigue and reduced performance are common due to travel distances but manageable with breaks.	High Hazard Exposure due to the long distances (6-8km) between the sites and the pit or the mill, these long travel distances significantly increase operator fatigue, leading to safety concerns.	Extreme Hazard Exposure due to the very long distances (>8km) between the sites and the pit or the mill, these long travel distances significantly increase operator fatigue, leading to safety concerns.

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Very Poor	Very Good	Very Poor	Very Poor

Environmental impacts (25% weight)

All rights reserved. © BBA

STOCKPILE footprint (7.5% weight)

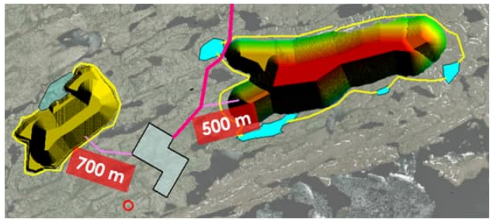


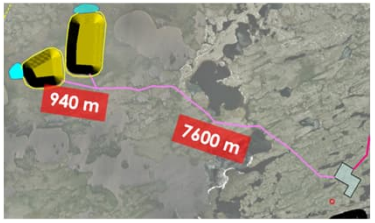
	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
STOCKPILE footprint (Ha)	364	256	252	290	330
(% OF INCREASE)	44%	1%	0%	15%	31%

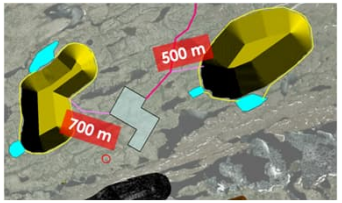
	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**STOCKPILE footprint**	Footprint surface	Smallest footprint surface area	Increase of footprint by 15%	Increase of footprint by 30%	Increase of footprint by 45%	Increase of footprint by 100%

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Poor	Very Good	Very Good	Good	Fair

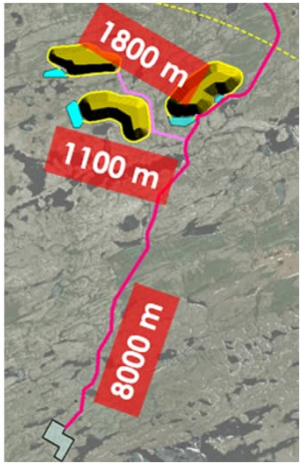
CO_2 emissions (5.0% weight)









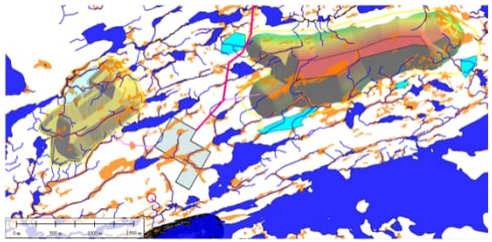
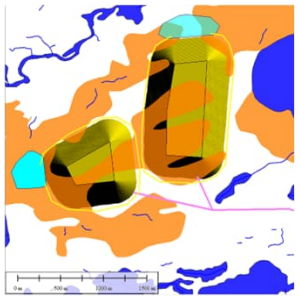
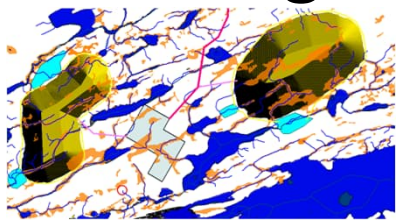
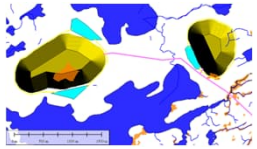
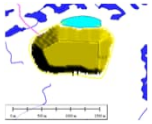
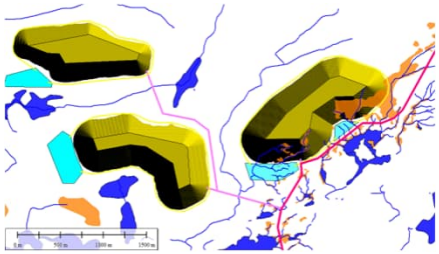


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
CO2 emissions (the longer road) Km	1.2	8.54	1.2	12	10.9

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
2	**CO2 emissions**	Distance of roads in kilometers	The project generates minimal CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (0-1Km)	The project generates below-average CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (1-2Km)	The project generates a moderate amount of CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (2-3Km)	The project generates a large amount of CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (3-4Km)	The project generates a large amount of CO_2 emissions, which are based in the haulage distance between the pit and the point of deposition (> 4Km)

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Very Poor	Good	Very Poor	Very Poor

Wetlands/ Rivers / Streams (7.5% weight)

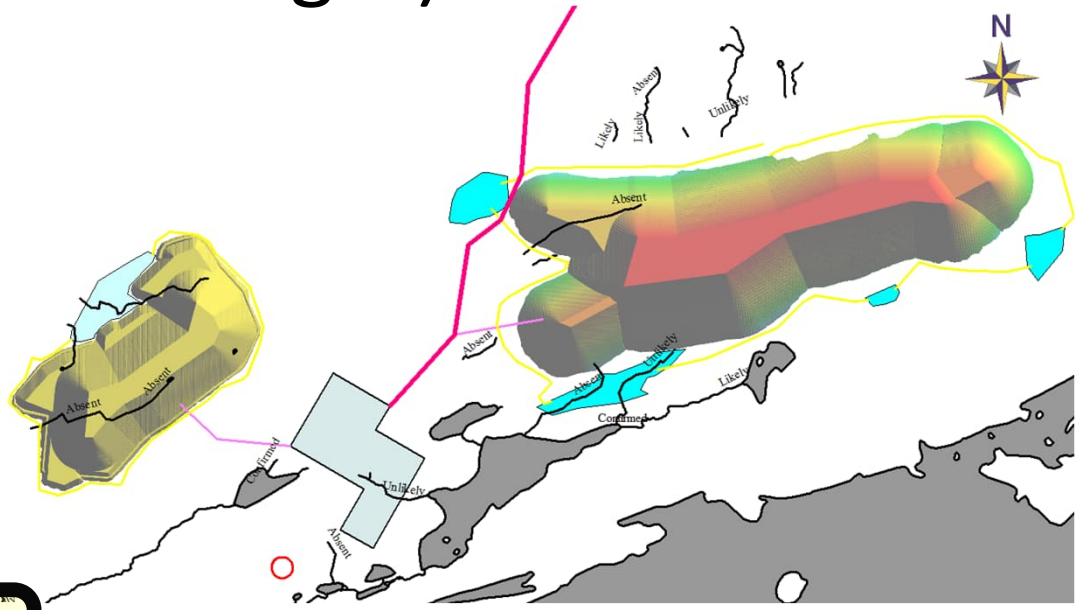







	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
TOTAL SURFACE (Ha)	381	268	265	302	344
SURFACE OF WETLANDS	45.7	142.1	42.4	9.2	21.4
SURFACE OF WATER STREAMS	22.8	0	29.2	0.1	0.7
Total area wetlands and water	68.5	142.1	71.6	9.3	22.1

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	**Wetlands/ Rivers / Streams**	Surface of wetlands and water streams	less than 10 Ha	10 To 20 Ha	20 to 30 Ha	30 to 40 Ha	More than 40 Ha

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Poor	Very Poor	Very Poor	Very Good	Fair

Fish presence (5.0% weight)

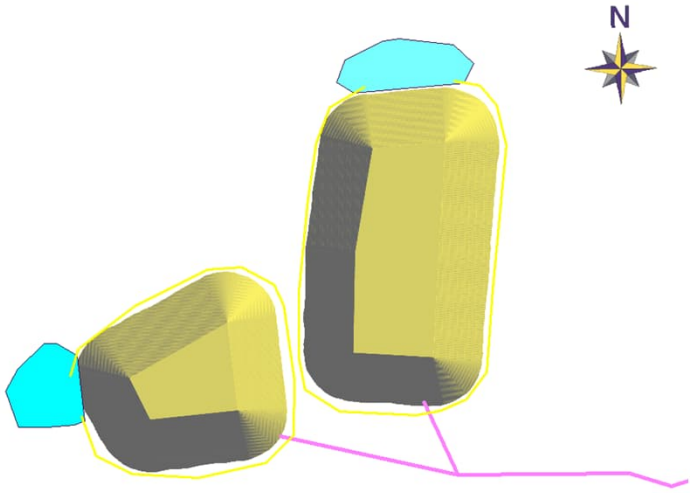


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Fish presence	Confirmed no fish habitat	No information available	Confirmed fish habitat	No information available	No information available

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fish presence**	Presence of fish	Confirmed no fish habitat	likely no fish habitat	No information available	Likely fish habitat	Confirmed fish habitat

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Fair	Very Poor	Fair	Fair

Fish presence (5.0% weight)

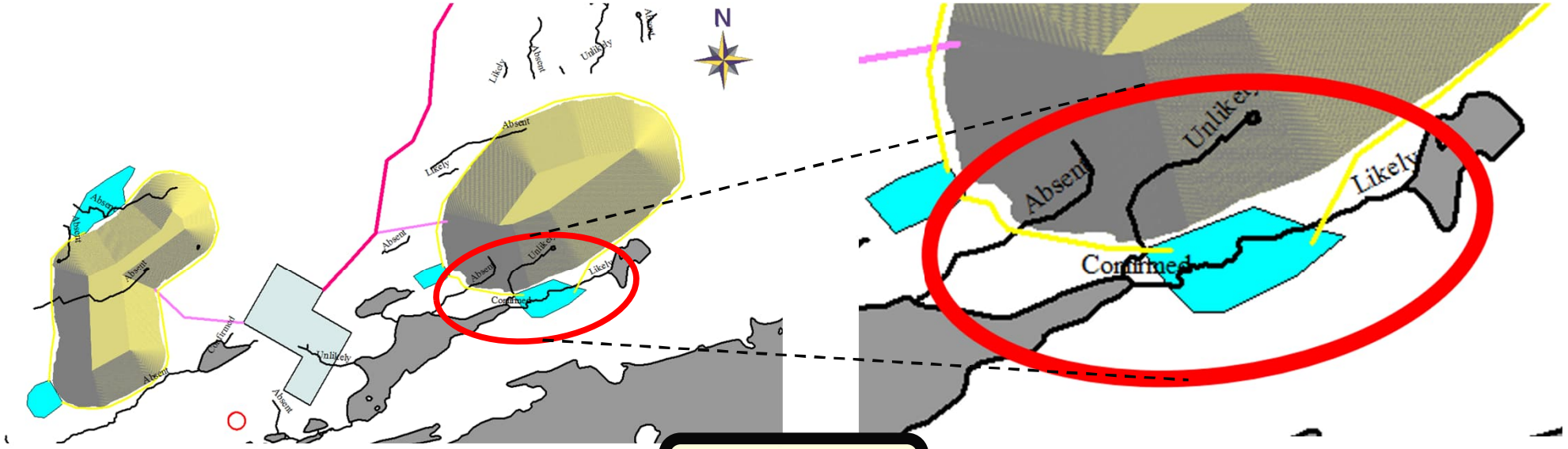


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Fish presence	Confirmed no fish habitat	No information available	Confirmed fish habitat	No information available	No information available

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fish presence**	Presence and distance in km	Confirmed no fish habitat	likely no fish habitat	No information available	Likely fish habitat	Confirmed fish habitat

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	**Fair**	**Very Poor**	**Fair**	**Fair**

Fish presence (5.0% weight)

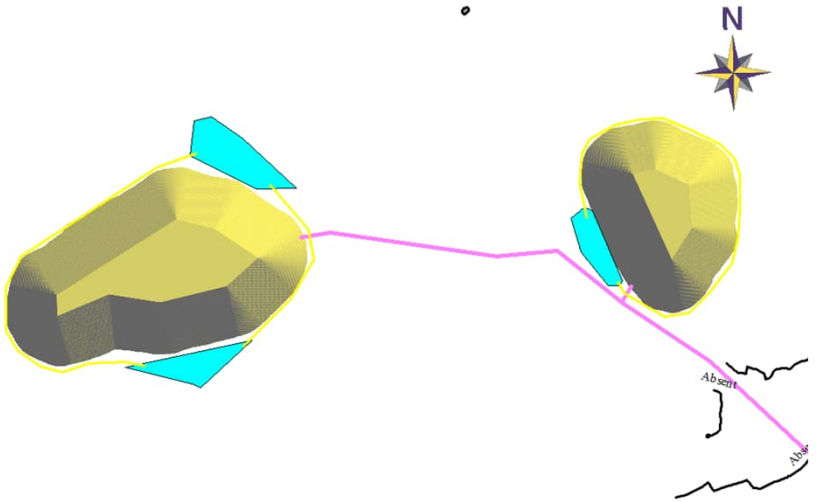


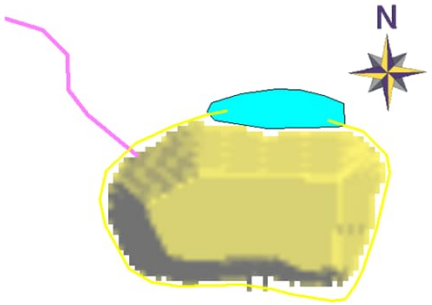
	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Fish presence	Confirmed no fish habitat	No information available	Confirmed fish habitat	No information available	No information available

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fish presence**	Presence and distance in km	Confirmed no fish habitat	likely no fish habitat	No information available	Likely fish habitat	Confirmed fish habitat

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Fair	Very Poor	Fair	Fair

Fish presence (5.0% weight)



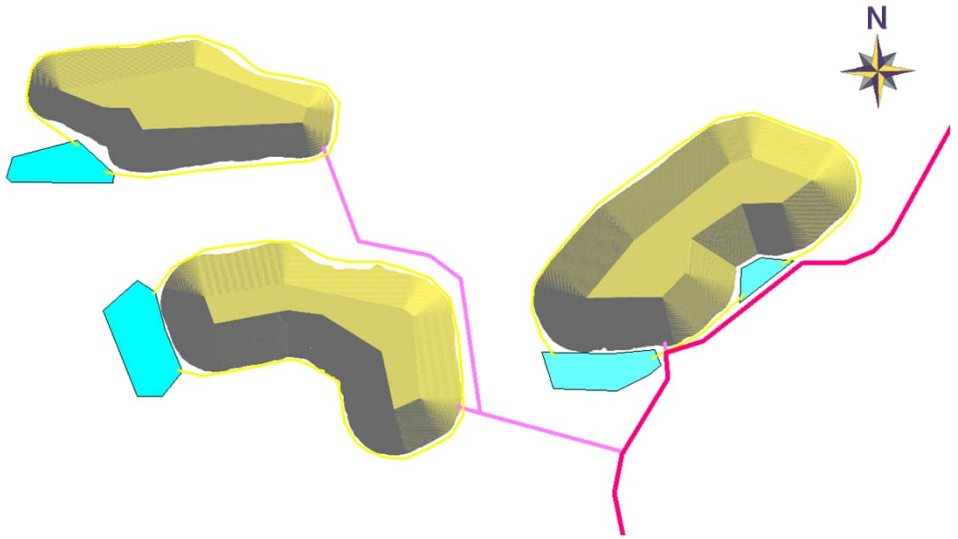


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Fish presence	Confirmed no fish habitat	No information available	Confirmed fish habitat	No information available	No information available

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fish presence**	Presence and distance in km	Confirmed no fish habitat	likely no fish habitat	No information available	Likely fish habitat	Confirmed fish habitat

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	**Fair**	**Very Poor**	**Fair**	**Fair**

Fish presence (5.0% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Fish presence	Confirmed no fish habitat	No information available	Confirmed fish habitat	No information available	No information available

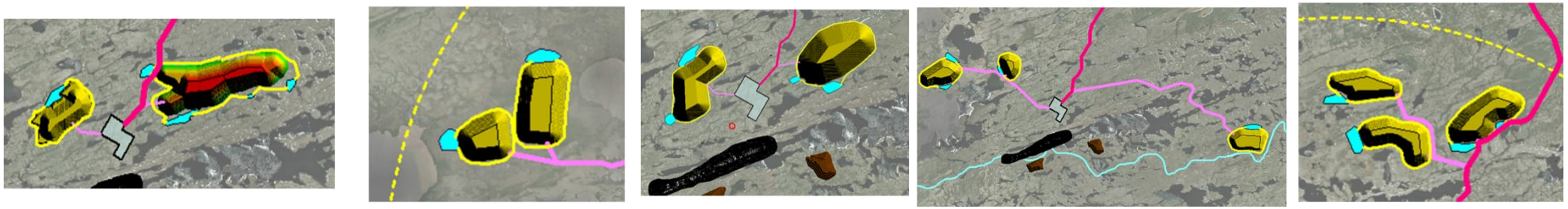
SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fish presence**	Presence and distance in km	Confirmed no fish habitat	likely no fish habitat	No information available	Likely fish habitat	Confirmed fish habitat

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	**Fair**	**Very Poor**	**Fair**	**Fair**

Technical consideration (10% weight)

All rights reserved. © BBA

Water management infrastructure) (3.5% weight)

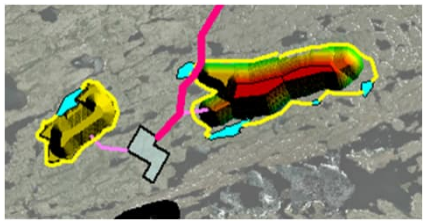
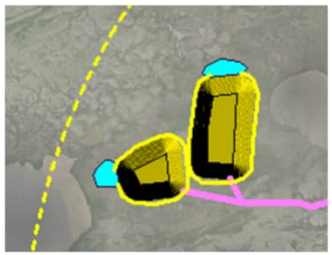
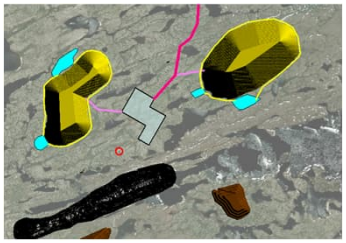
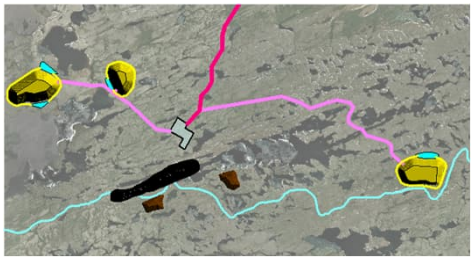
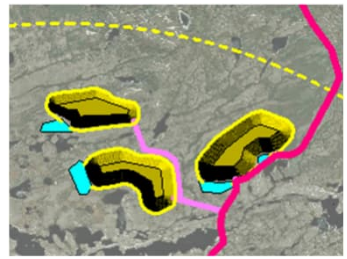


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Water management infrastructure (stock pile+basin(Ha))	381	268	265	302	344
(% OF INCREASE)	44%	1%	0%	14%	30%

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**Water management infrastructure**	watershed surface	Alternative with the least watershed surface area to manage	Increase of watershed by 15%	Increase of watershed by 30%	Increase of watershed by 45%	Increase of watershed by 100% or more

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Poor	Very Good	Very Good	Good	Fair

Water management complexity (2.0% weight)

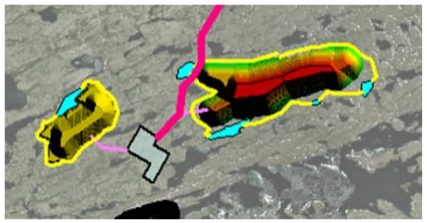
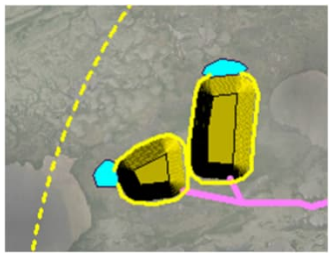
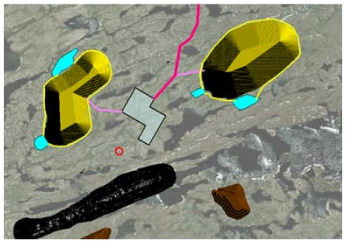
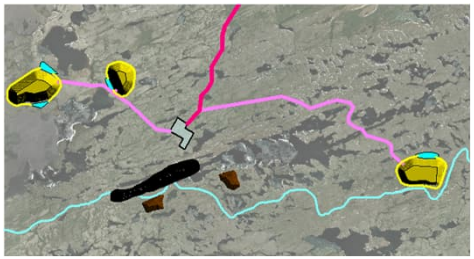
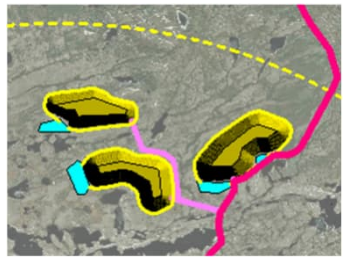






	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
water management complexity (number of basins)	5 (by gravity)	2 (by gravity)	4 (by gravity)	4 (by gravity)	4 (by gravity)

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
2	**water management complexity**	Water surface	Site water management can be done in one water management system and water drainage done by gravity	Site water management can be done in one water management systems requiring on or more sump with ongoing pumping	Site water management can be done in two water management systems and water drainage done by gravity	Site water management can be done in two water management systems requiring on or more sump with ongoing pumping	Site water management would require more than 2 water management system

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Poor	Fair	Very Poor	Very Poor	Very Poor

Project schedule & Constructability (1.5% weight)

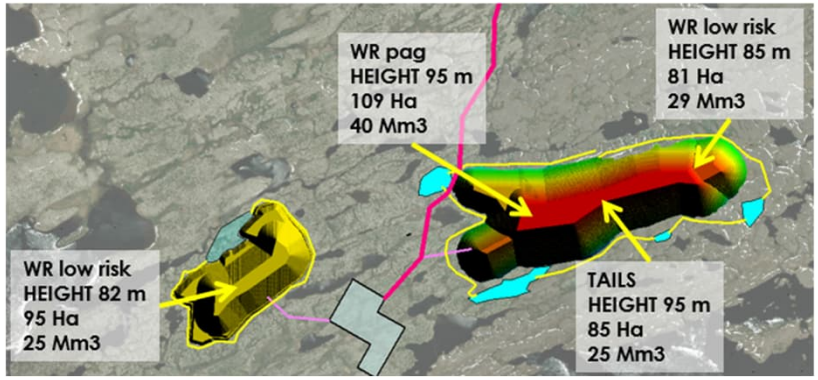






	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
DISTANCE TO CENTRAL CAMP (KM)	3.1	8.4	2.5	7.5	9.1
WETLANDS AND WATER SURFACE (HA)	68.5	142.1	71.6	9.2	17.6
BASINS	5	2	4	4	4

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	**Project schedule & Constructability**	distance, % of wetlands or water streams and area of basins	Site that is closest to the central camp, where the work area impacts the least area of wetlands or water surfaces and has the least surface of basins, and the topography is not hilly. Reduce the scoring by 2 category if the option creates a permitting delay risk	Site that is within 1km to the closest alternative, where the work area impacts the least area of wetlands or water surfaces or within 20% of the best alternative related to wetlands and basin surface. Reduce the scoring by 2 category if the option creates a permitting delay risk	Site that is within 3km to the closest alternative, where the work area impacts the least area of wetlands or water surfaces or within 40% of the best alternative related to wetlands and basin surface. Reduce the scoring by 2 category if the option creates a permitting delay risk	Site that is within 6km to the closest alternative, where the work area impacts the area of wetlands or water surfaces within 50% of the best alternative related to wetlands and basin surface. Reduce the scoring by 2 category if the option creates a permitting delay risk	Site that is more 6km to the closest alternative, where the work area impacts the area of wetlands or water surfaces grater 50% of the best alternative related to wetlands and basin surface.

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Very Poor	Poor	Very Poor	Very Poor

Embankment (earthwork) height (3.0% weight)

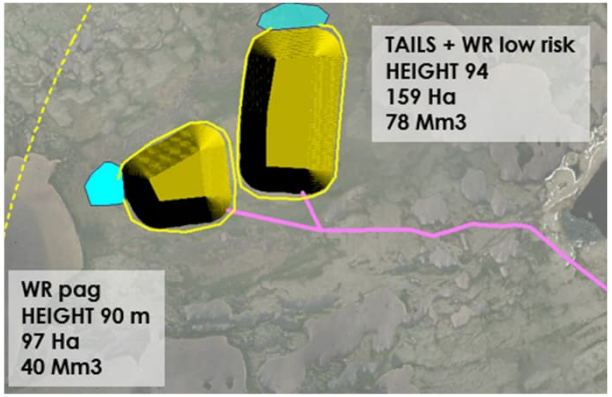


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Embankment (earthwork) height (m	**TAILS-HEIGHT 95 m WR pag-HEIGHT 95 m WR low risk-HEIGHT 85 m**	**WR pag-HEIGHT 90 m TAILS + WR low risk-HEIGHT 94**	**WR (low risk) H=82m TAILS + WR low risk + pag (125m)**	**WR low risk-HEIGHT 88 m TAILS-HEIGHT 90 WR pag-HEIGHT 90 m**	**TAILS-HEIGHT 77 WR pag-HEIGHT 80 m WR low risk-HEIGHT 90 m**

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Embankment (earthwork) height**	Height	Alternative with the less height	Increase of height of 10 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-low risk)	Increase of height of 20 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-low risk)	Increase of height of 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-low risk)	Increase of height of > 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-low risk)

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Very Good	Very Poor	Very Good	Very Good

Embankment (earthwork) height (3.0% weight)

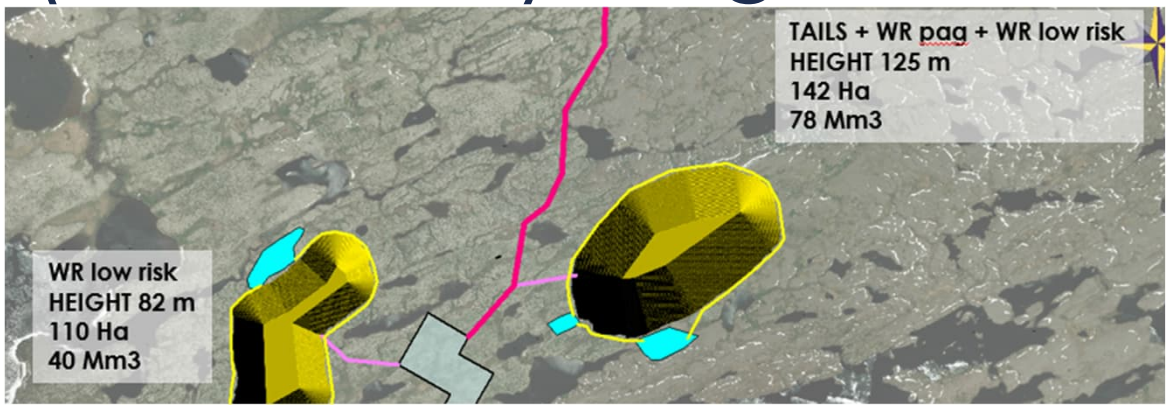


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Embankment (earthwork) height (m)	**TAILS-HEIGHT 95 m WR pag-HEIGHT 95 m WR low risk-HEIGHT 85 m**	**WR pag-HEIGHT 90 m TAILS + WR low risk-HEIGHT 94**	**WR (low risk) H=82m TAILS + WR low risk + pag (125m)**	**WR low risk-HEIGHT 88 m TAILS-HEIGHT 90 WR pag-HEIGHT 90 m**	**TAILS-HEIGHT 77 WR pag-HEIGHT 80 m WR low risk-HEIGHT 90 m**

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Embankment (earthwork) height**	Height	Alternative with the least height	Increase of height of 10 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of 20 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of > 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Very Good	Very Poor	Very Good	Very Good

Embankment (earthwork) height (3.0% weight)

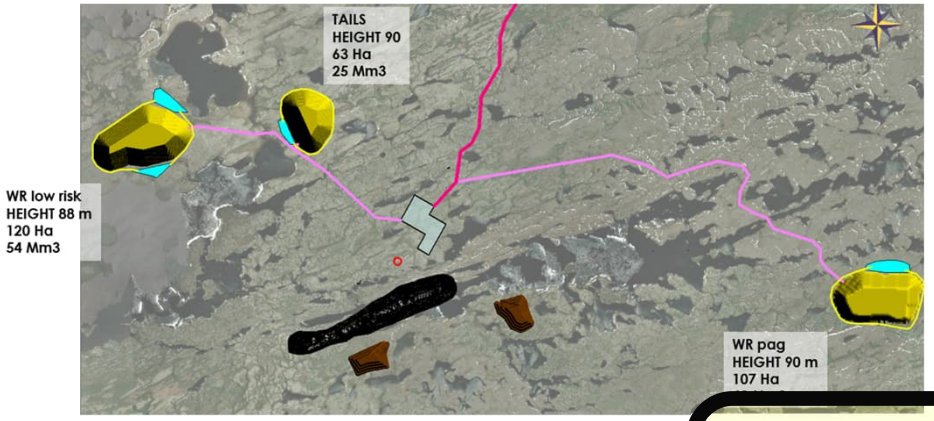


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Embankment (earthwork) height (m)	**TAILS-HEIGHT 95 m WR pag-HEIGHT 95 m WR low risk-HEIGHT 85 m**	**WR pag-HEIGHT 90 m TAILS + WR low risk-HEIGHT 94**	**WR (low risk) H=82m TAILS + WR low risk + pag (125m)**	**WR low risk-HEIGHT 88 m TAILS-HEIGHT 90 WR pag-HEIGHT 90 m**	**TAILS-HEIGHT 77 WR pag-HEIGHT 80 m WR low risk-HEIGHT 90 m**

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Embankment (earthwork) height**	Height	Alternative with the less height	Increase of height of 10 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of 20 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of > 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Very Good	Very Poor	Very Good	Very Good

Embankment (earthwork) height (3.0% weight)

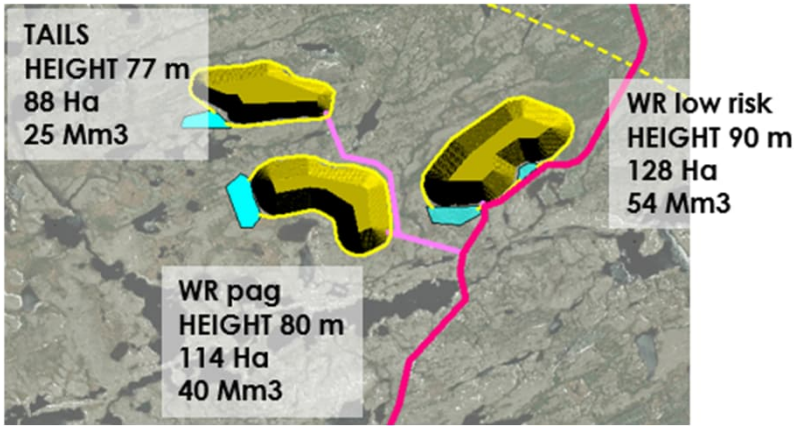


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Embankment (earthwork) height (m)	**TAILS-HEIGHT 95 m WR pag-HEIGHT 95 m WR low risk-HEIGHT 85 m**	**WR pag-HEIGHT 90 m TAILS + WR low risk-HEIGHT 94**	**WR pag-HEIGHT 82 m TAILS + WR low risk HEIGHT 125 m**	**WR low risk-HEIGHT 88 m TAILS-HEIGHT 90 WR pag-HEIGHT 90 m**	**TAILS-HEIGHT 77 WR pag-HEIGHT 80 m WR low risk-HEIGHT 90 m**

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Embankment (earthwork) height**	Height	Alternative with the less height	Increase of height of 10 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of 20 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of > 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Very Good	Very Poor	Very Good	Very Good

Embankment (earthwork) height (3.0% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Embankment (earthwork) height (m)	**TAILS-HEIGHT 95 m WR pag-HEIGHT 95 m WR low risk-HEIGHT 85 m**	**WR pag-HEIGHT 90 m TAILS + WR low risk-HEIGHT 94**	**WR pag-HEIGHT 82 m TAILS + WR low risk HEIGHT 125 m**	**WR low risk-HEIGHT 88 m TAILS-HEIGHT 90 WR pag-HEIGHT 90 m**	**TAILS-HEIGHT 77 WR pag-HEIGHT 80 m WR low risk-HEIGHT 90 m**

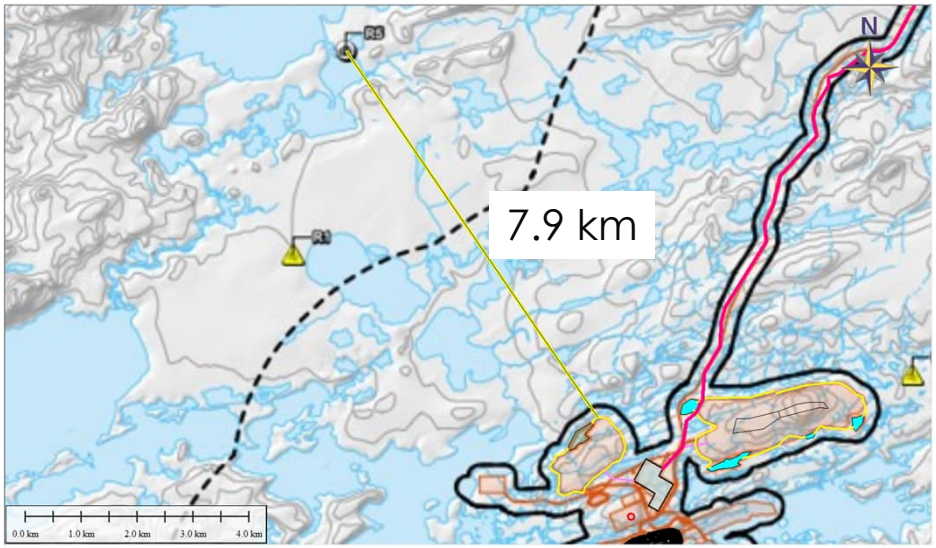
	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Embankment (earthwork) height**	Height	Alternative with the less height	Increase of height of 10 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of 20 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)	Increase of height of > 30 m Increase the score by 1 category if height is equal or less than 90m (WR-pag)

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Very Good	Very Good	Very Poor	Very Good	Very Good

Social impacts(25% weight)

All rights reserved. © BBA

Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes) (6.3% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Proximity to sensitive receptors (distance in km from Cabin or trave route)	7.9	3.3	7.9	5.7	3.7

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes)**	distance in km from Cabin or travel route	more than 10 km	5 - 10 km	2- 5 km	1 - 2 km	less than 1 km

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Fair	Good	Good	Fair

Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes) (6.3% weight)

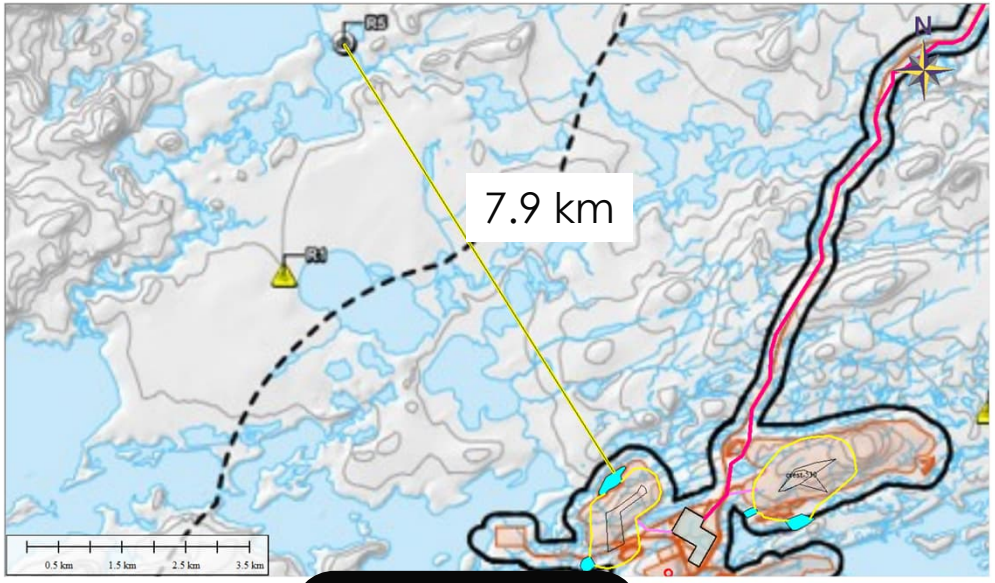


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Proximity to sensitive receptors (distance in km from Cabin or travel route)	7.9	3.3	7.9	5.7	3.7

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes)**	distance in km from Cabin or travel route	more than 10 km	5 - 10 km	2- 5 km	1 - 2 km	less than 1 km

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Fair	Good	Good	Fair

Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes) (6.3% weight)

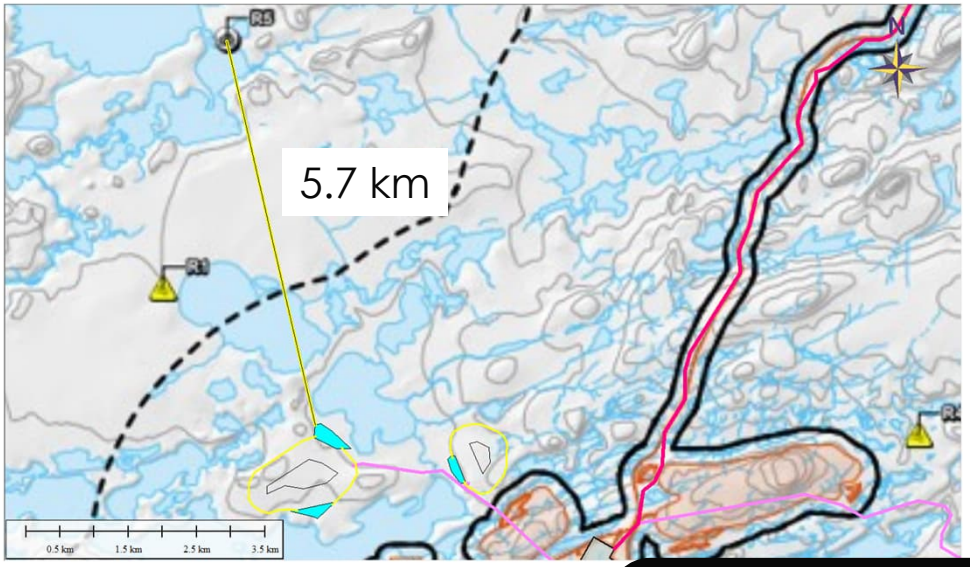


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Proximity to sensitive receptors (distance in km from Cabin or travel route)	7.9	3.3	7.9	5.7	3.7

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes)**	distance in km from Cabin or travel route	more than 10 km	5 - 10 km	2- 5 km	1 - 2 km	less than 1 km

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Fair	Good	Good	Fair

Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes) (6.3% weight)

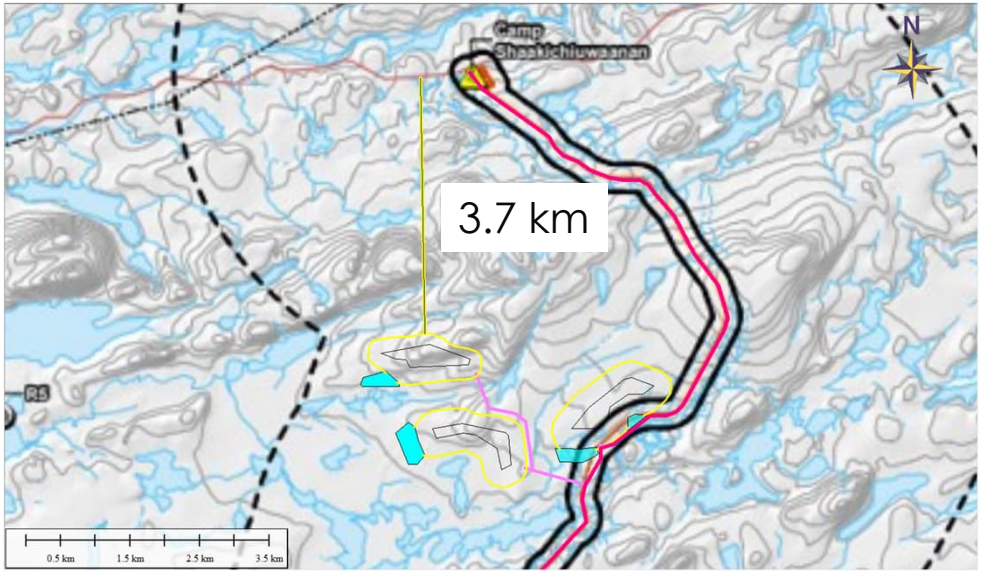


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Proximity to sensitive receptors (distance in km from Cabin or travel route)	7.9	3.3	7.9	5.7	3.7

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes)**	distance in km from Cabin or travel route	more than 10 km	5 - 10 km	2- 5 km	1 - 2 km	less than 1 km

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Fair	Good	Good	Fair

Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes) (6.3% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Proximity to sensitive receptors (distance in km from Cabin or travel route)	7.9	3.3	7.9	5.7	3.7

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
1	**Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes)**	distance in km from Cabin or travel route	more than 10 km	5 - 10 km	2- 5 km	1 - 2 km	less than 1 km

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Fair	Good	Good	Fair

Moose feeding areas and goose feeding areas(6.3% weight)

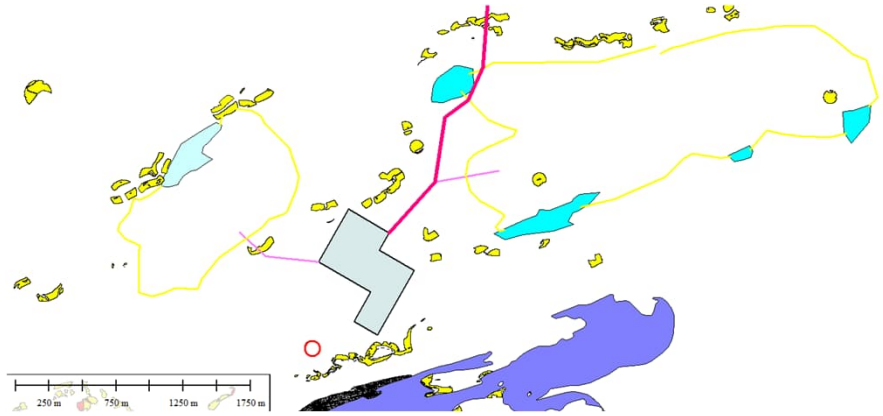


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
moose feeding areas and goose feeding areas (distance in km to goose or moose feeding areas)	2.5	3.4	2.3	0.2	7.9

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
2	**moose feeding areas and goose feeding areas**	distance in km Hunting ground	more than 10 km	5 - 10 km	2- 5 km	1 - 2 km	less than 1 km

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Fair	Fair	Fair	Very Poor	Good

Archaeological potential (6.3% weight)

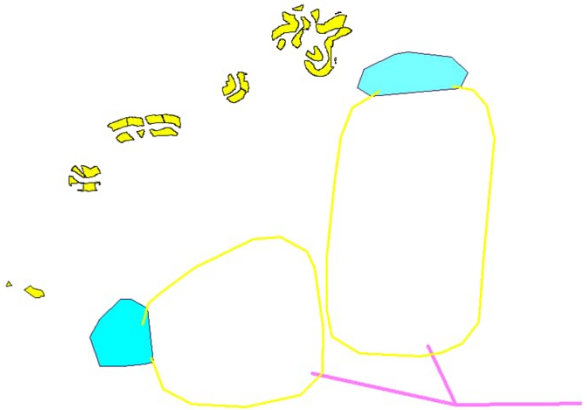


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Archaeological potentia	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 0.8 km	No high or medium potential areas in the perimeter The closest high P is at 5.8 km The closest medium P is at 0.2 km	No high potential areas 1 medium area inside the sites The closest high is at 0.47 km	No high or medium potential areas The closest medium is at 0.1 km The closest high is at 1.9 km	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 8.0 km

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	**Archaeological potential**	distance in m	No high or medium potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 250 m	High potential area identified within less than 50m of waste rock placement	High potential area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Good	Good	Very Good	Good

Archaeological potential (6.3% weight)

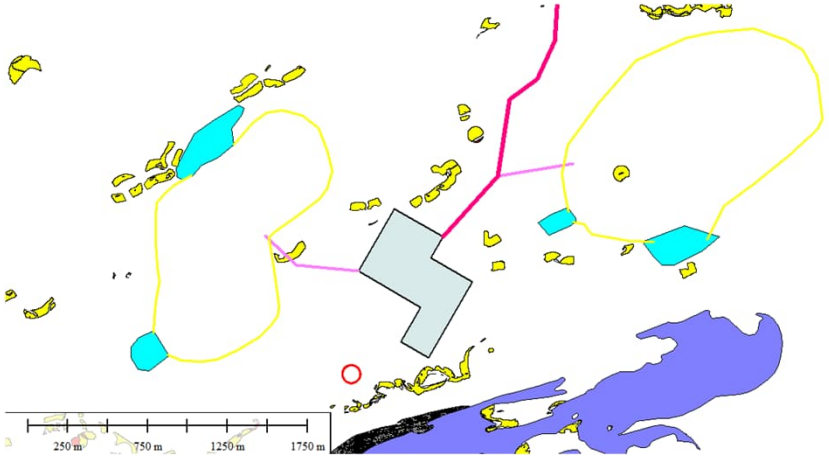


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Archaeological potential	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 0.8 km	No high or medium potential areas in the perimeter The closest high P is at 5.8 km The closest medium P is at 0.2 km	o high potential areas medium area inside the sites e closest high is at 0.47 km	No high or medium potential areas The closest medium is at 0.1 km The closest high is at 1.9 km	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 8.0 km

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	**Archaeological potential**	distance in m	No high or medium potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 250 m	High potential area identified within less than 50m of waste rock placement	High potential area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Good	Good	Very Good	Good

Archaeological potential (6.3% weight)

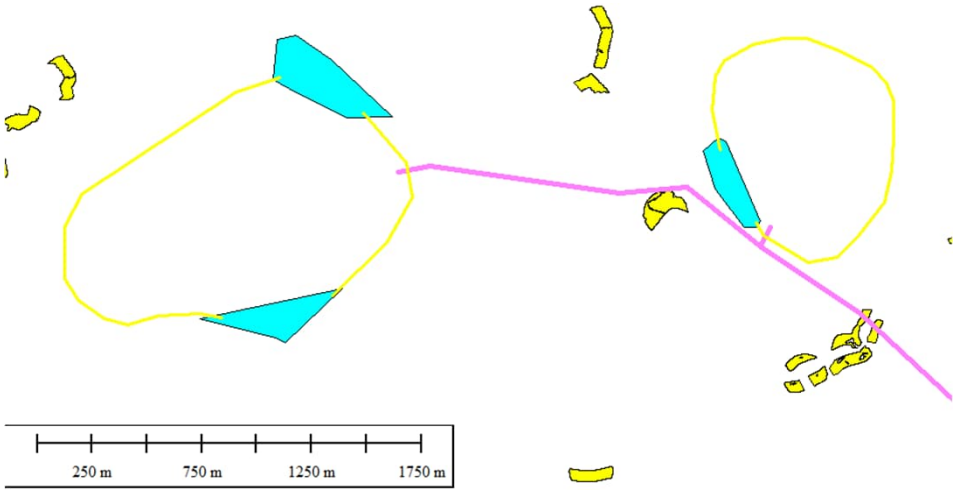


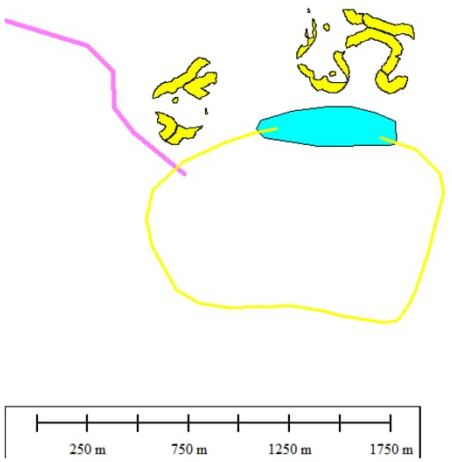
	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Archaeological potential	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 0.8 km	No high or medium potential area in the perimeter The closest high P is at 5.8 km The closest medium P is at 0.2 km	No high potential areas 1 medium area inside the sites The closest high is at 0.47 km	o high or medium potential areas e closest medium is at 0.1 km e closest high is at 1.9 km	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 8.0 km

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	**Archaeological potential**	distance in m	No high or medium potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 250 m	High potential area identified within less than 50m of waste rock placement	High potential area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Good	Good	Very Good	Good

Archaeological potential (6.3% weight)



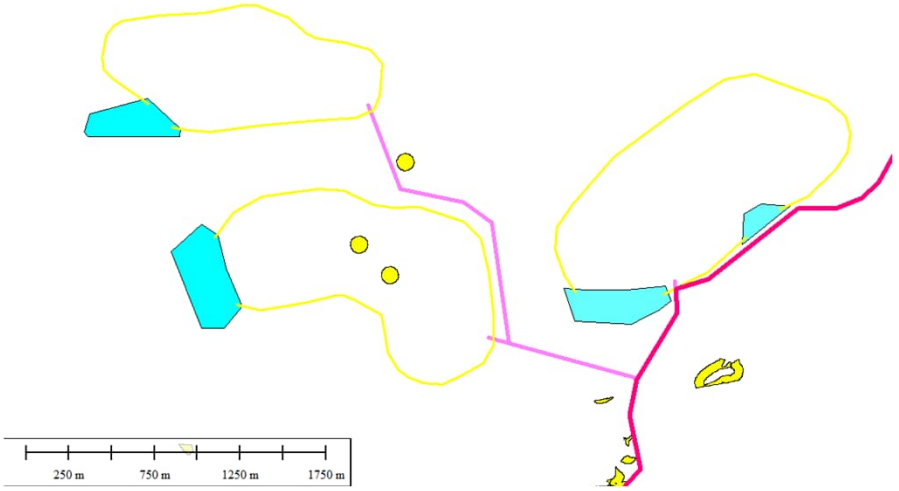


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Archaeological potential	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 0.8 km	No high or medium potential areas in the perimeter The closest high P is at 5.8 km The closest medium P is at 0.2 km	No high potential areas 1 medium area inside the sites The closest high is at 0.47 km	No high or medium potential areas The closest medium is at 0.1 km The closest high is at 1.9 km	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 8.0 km

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	**Archaeological potential**	distance in m	No high or medium potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 250 m	High potential area identified within less than 50m of waste rock placement	High potential area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Good	Good	Very Good	Good

Archaeological potential (6.3% weight)

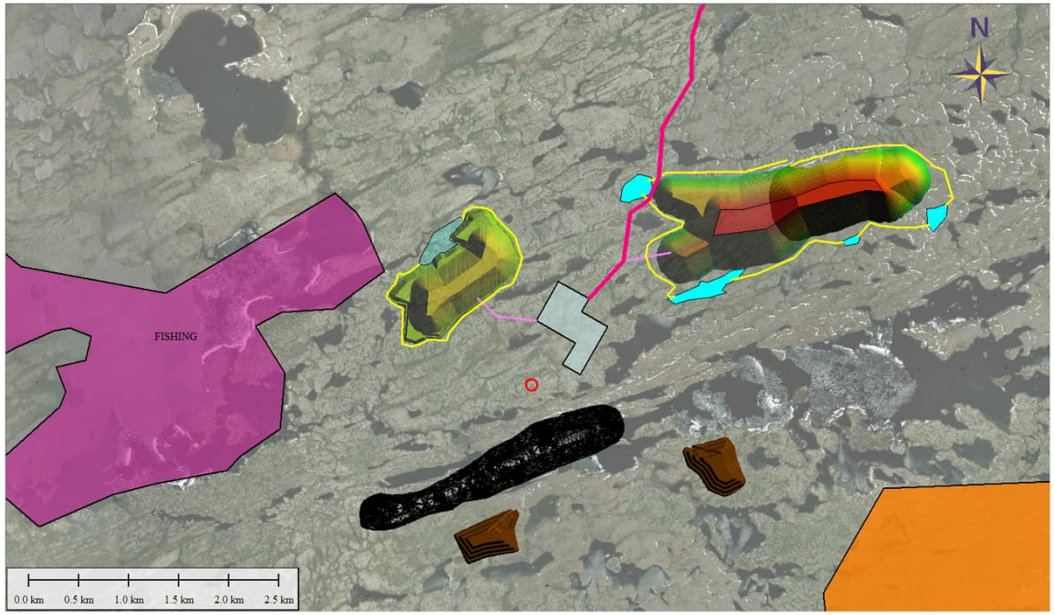


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
Archaeological potential	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 0.8 km	No high or medium potential areas in the perimeter The closest high P is at 5.8 km The closest medium P is at 0.2 km	No high potential areas 1 medium area inside the sites The closest high is at 0.47 km	No high or medium potential areas The closest medium is at 0.1 km The closest high is at 1.9 km	No high potential areas 2 medium areas inside the sites The closest high is at 8.0 km

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
3	**Archaeological potential**	distance in m	No high or medium potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 500m	No high potential areas identified within 250 m	High potential area identified within less than 50m of waste rock placement	High potential area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Good	Good	Good	Very Good	Good

Fishing areas (6.3% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
distance to fishing areas (km)	0.15	0.25	0.25	0.12	3.24

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fishing areas**	distance in m	None identified within subwatershed	Fishing area identified within 1000m of waste rock placement	Fishing area identified within 500m of waste rock placement	Fishing area identified within less than 500m of waste rock placement	Fishing area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Poor	Poor	Poor	Poor	Very Good

Fishing areas (6.3% weight)

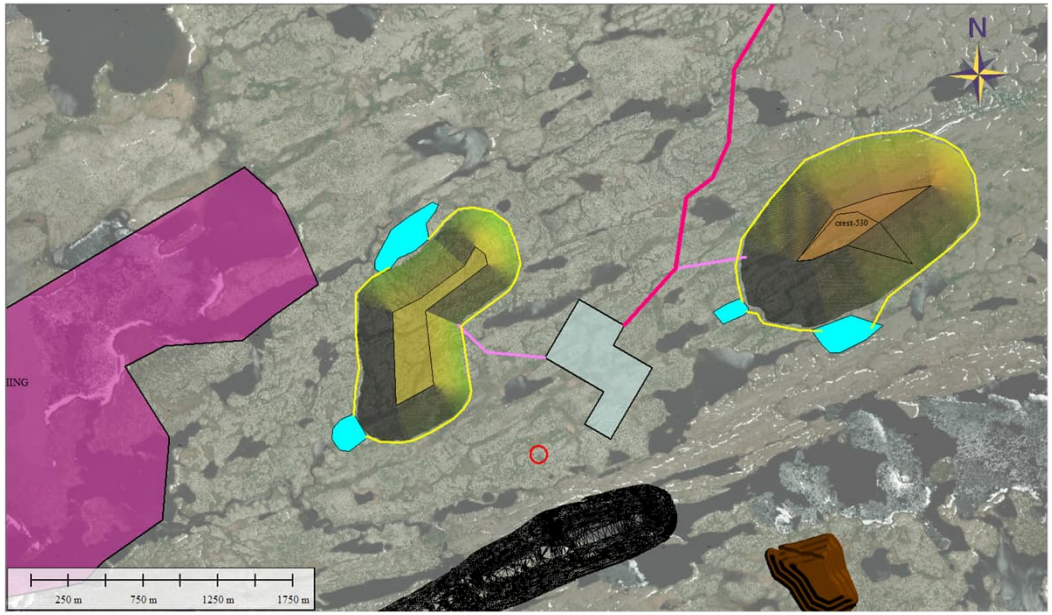


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
distance to fishing areas (km)	0.15	0.25	0.25	0.12	3.24

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fishing areas**	distance in m	None identified within subwatershed	Fishing area identified within 1000m of waste rock placement	Fishing area identified within 500m of waste rock placement	Fishing area identified within less than 500m of waste rock placement	Fishing area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Poor	Poor	Poor	Poor	Very Good

Fishing areas (6.3% weight)

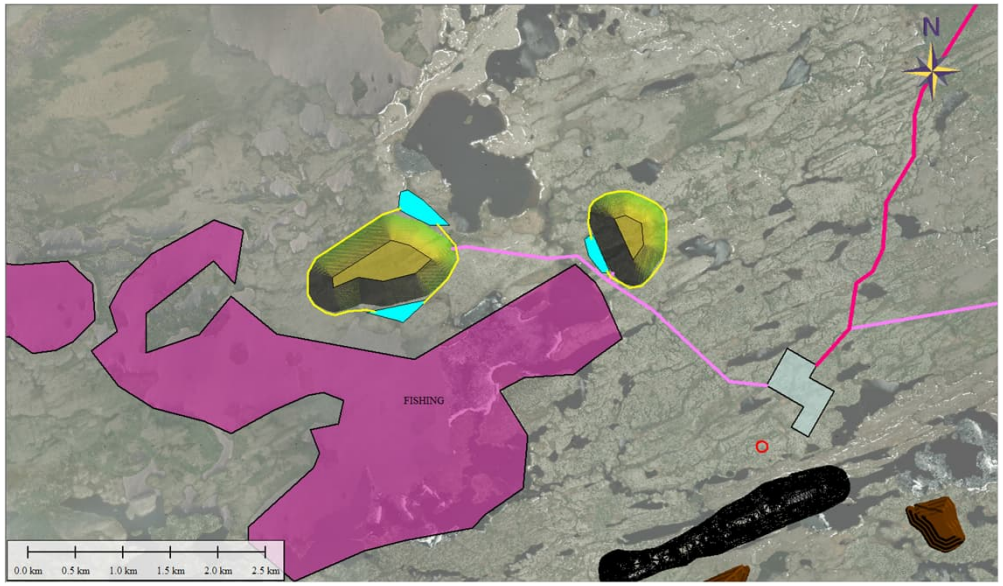


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
distance to fishing areas (km)	0.15	0.25	0.25	0.12	3.24

SUB-ACCOUNT		Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fishing areas**	distance in m	None identified within subwatershed	Fishing area identified within 1000m of waste rock placement	Fishing area identified within 500m of waste rock placement	Fishing area identified within less than 500m of waste rock placement	Fishing area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Poor	Poor	Poor	Poor	Very Good

Fishing areas (6.3% weight)

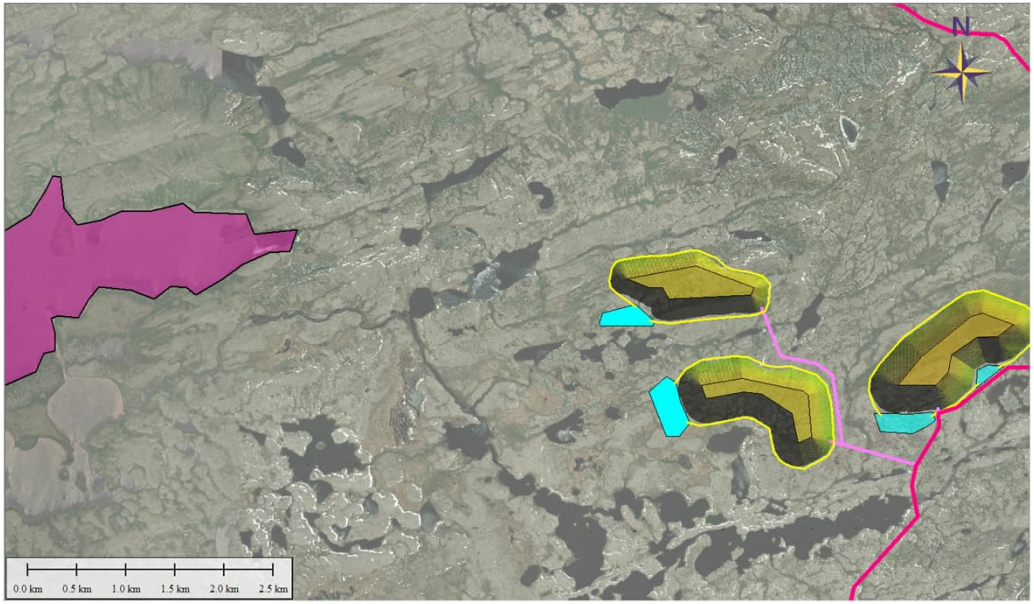


	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
distance to fishing areas (km)	0.15	0.25	0.25	0.12	3.24

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fishing areas**	distance in m	None identified within subwatershed	Fishing area identified within 1000m of waste rock placement	Fishing area identified within 500m of waste rock placement	Fishing area identified within less than 500m of waste rock placement	Fishing area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Poor	Poor	Poor	Poor	Very Good

Fishing areas (6.3% weight)



	SCENARIO 1	SCENARIO 2	SCENARIO 3	SCENARIO 4	SCENARIO 5
distance to fishing areas (km)	0.15	0.25	0.25	0.12	3.24

	SUB-ACCOUNT	Unit	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
4	**Fishing areas**	distance in m	None identified within subwatershed	Fishing area identified within 1000m of waste rock placement	Fishing area identified within 500m of waste rock placement	Fishing area identified within less than 500m of waste rock placement	Fishing area identified within the proposed waste rock area

SCORE	Option S1	Option S2	Option S3	Option S4	Option S5
	Poor	Poor	Poor	Poor	Very Good

POETS - BASE CASE RATING

Option ID	Option Rating	Overall	P	O	E	T	S
S1	2	61%	62%	65%	54%	63%	65%
S2	5	44%	20%	20%	52%	80%	60%
S3	1	68%	84%	71%	56%	51%	65%
S4	3	53%	38%	29%	70%	65%	60%
S5	4	49%	27%	20%	52%	58%	80%

All rights reserved. © BBA

POETS - Sensitivity Analysis – Set-Up

Case	Description	Account Weighting				
		P	O	E	T	S
Selected Case	Base Case	30	10	25	10	25
Case 1	Scenario looking to give equal importance to project economics and social	30	10	20	10	30
Case 2	All accounts weighted equally	20	20	20	20	20
Case 3	Scenario looking to give equal importance to project economics and environment	30	10	30	20	10
Case 4	Account weighted with E+S = 66.7% and P/O/T = 11.1% each (33.3%)	11.1	11.1	44.5	11.1	22.2

All rights reserved. © BBA

POETS - RESULT OF SESITIVITY ANALYSIS

Option ID	Option Rating	Overall	P	O	E	T	S	Description / Comment
S1	2	61%	62%	65%	54%	63%	65%	Selected: Base Case
S2	4	44%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	68%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	53%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	4	49%	27%	20%	52%	58%	80%	
S1	2	62%	62%	65%	54%	63%	65%	Case 1
S2	4	44%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	68%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	53%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	4	50%	27%	20%	52%	58%	80%	
S1	2	62%	62%	65%	54%	63%	65%	Case 2
S2	4	46%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	65%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	52%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	4	47%	27%	20%	52%	58%	80%	
S1	2	60%	62%	65%	54%	63%	65%	Case 3
S2	4	46%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	66%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	54%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	5	45%	27%	20%	52%	58%	80%	
S1	2	60%	62%	65%	54%	63%	65%	Case 4
S2	4	50%	20%	20%	52%	80%	60%	
S3	1	62%	84%	71%	56%	51%	65%	
S4	3	59%	38%	29%	70%	65%	60%	
S5	4	53%	27%	20%	52%	58%	80%	

All rights reserved. © BBA

BBA.CA

All rights reserved. © BBA

Annexe B : CASN-A-370-GT-DCR-0001-B_Gestion des déchets et de l'eau Critères de conception.pdf (V2)

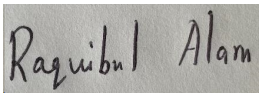
AtkinsRéalis	TECHNICAL NOTE Shaakichiuwaanaan Project – Waste and Water management		
	Document No.: CASN-A-370-GT-DCR-0001 *AtkinsRéalis: 702381-0000-4GEA-0001_PB*	**Rev.** B	**Date:** January 29, 2025

Title of document: **DESIGN CRITERIA – WASTE and WATER MANAGEMENT**

Client: **PATRIOT BATTERY METALS INC.**

Project: **SHAAKICHIUWAANAAN PROJECT – WASTE AND WATER MANAGEMENT**

Prepared by: Raquibul Alam, P.Eng.
#PEO: 100231585



Prepared by: Sandra Pouliot, M.Sc.A., P. Eng.
Closure Lead
#OIQ: 121003

Reviewed by: Philip Addis, P. Eng.
Principal Tailings Engineer
#OIQ: 6076892

Approved by: Bruno Morrissette, P.Eng.
Project Manager
#OIQ: 125157



ATKINSRÉALIS - Sensitive
(MM-NT-00ER_01 ANG)

Notice to Reader

This report has been prepared and the work referred to in this report has been undertaken by AtkinsRéalis Canada Inc. (AtkinsRéalis), for the exclusive use of Patriot Battery Metals Inc., who has been party to the development of the scope of work and understands its limitations. The methodology, findings, conclusions and recommendations in this report are based solely upon the scope of work and subject to the time and budgetary considerations described in the proposal and/or contract pursuant to which this report was issued. Any use, reliance on, or decision made by a third party based on this report is the sole responsibility of such third party. AtkinsRéalis accepts no liability or responsibility for any damages that may be suffered or incurred by any third party as a result of the use of, reliance on, or any decision made based on this report.

The findings, conclusions and recommendations in this report (i) have been developed in a manner consistent with the level of skill normally exercised by professionals currently practicing under similar conditions in the area, and (ii) reflect AtkinsRéalis' best judgment based on information available at the time of preparation of this report. No other warranties, either expressed or implied, are made with respect to the professional services provided to Patriot Battery Metals Inc. or the findings, conclusions and recommendations contained in this report. The findings and conclusions contained in this report are valid only as of the date of this report and may be based, in part, upon information provided by others. If any of the information is inaccurate, new information is discovered or project parameters change, modifications to this report may be necessary.

This report must be read as a whole, as sections taken out of context may be misleading. If discrepancies occur between the preliminary (draft) and final version of this report, it is the final version that takes precedence. Nothing in this report is intended to constitute or provide a legal opinion.

The contents of this report are confidential and proprietary. Other than by Patriot Battery Metals Inc., copying or distribution of this report or use of or reliance on the information contained herein, in whole or in part, is not permitted without the express written permission of Patriot Battery Metals Inc. and AtkinsRéalis.

List of Revisions

#	Prep.	Rev.	App.	Date	Pages	Remarks
B	RA	PA	BM	2025-01-29	All	Issue for client's comments

Table of contents

1. Introduction **5**

2. Scope **6**

3. Units **7**

4. Site Geology **8**

5. Design Criteria and Design Basis **9**

6. Supplemental Information ..... Erreur ! Signet non défini.

7. References **19**

List of Tables

Table 5-1: Design Criteria and Basis Summary 6

Table 6-1: Minimum Required Freeboard (USBR, 1987) 18

List of Figures

Figure 6-1 Wind Rose plots for La Grande 4 A and La Grande IV stations (established based on wind data from 2014 to 2024) (Provided by Client) 18

List of Appendices

Appendix A – Site Location and Layout

1. Introduction

AtkinsRéalis has been retained by Innova, a wholly-owned Québec subsidiary of Patriot Battery Metals Inc., for a feasibility study for waste and water management for the Shaakichiuwaanaan Mining Project. The site is in the Eeyou Istchee James Bay region of Québec, Canada, with coordinates of 53°32'00" N, 73°55'00" W. It is approximately 220 km east of Radisson and about 240 km north-northeast of Nemaska. The Property comprises 463 mineral claims, covering roughly 23,710 hectares across two main claim groups. The largest of these groups extends nearly continuously for about 51 km in an east-west direction.

The project will extract spodumene from a pegmatite deposit using a hybrid method that includes open-pit and underground mining. In the initial phase (2029-2034), the estimated annual production rate will be 400 ktpa at a grade of 5.5% lithium oxide (Li2O) concentrate. This will increase to 800 ktpa in the expansion phase (2031-2051). The operating life of the project is currently estimated to be 23 years.

The project is expected to generate approximately 186.9 million tonnes (Mt) of waste rock, 16 Mt of overburden, and 73.5 Mt of tailings. Two types of waste rock will be produced: metal-leaching or potentially acid generating waste rock (estimated at 80 Mt) and non-leaching "Low Risk" waste rock (106.9 Mt). Stockpile 001, located north of the open pit, will be designated for a portion of the "Low Risk" waste rock, about 60 Mt. Stockpile 002, situated northeast of the pit, will receive the remaining "Low Risk" waste rock (46.9 Mt), all of the potentially metal-leaching or acid generating waste rock (80 Mt), and a portion of the filtered tailings (41 Mt). The remaining tailings, estimated as 32.5 Mt, will be disposed as paste backfill once the underground mine is operational. Overburden will be managed in Stockpile 004 and Stockpile 005, located south of the pit.

The development of the open pit is planned in two phases. Phase 1 will be from 2029 to 2034, while Phase 2 is scheduled for 2034 to 2045. Underground mining operations will run from 2031 to 2051. Before the commencement of Phase 1, a cutoff dyke (Stage 1) will be constructed in Lake 001 together with a diversion ditch. This will allow for the pit development within the western portion of Lake 001 and continued discharge from Lake 001 to Lake 007, around the open pit. A second cutoff dyke and ditch, located to the east will be required for the Phase 2 pit development. The dyke and diversion ditch will maintain the water level of Lake 001 at the current elevation of approximately 373 meters above sea level (masl) and redirect water around the northern perimeter of the pit. The general site layout is provided in **Appendix A**.

2. Scope

This document forms the design criteria and design basis for tailings management, the stockpiles, the cut-off dyke, and the diversion ditch, geotechnical aspects, water management and hydrogeology (in the stockpiles area) for the Shaakichiuwaanaan Mining Project.

3. Units

The following units are used (the study is carried out using metric units):

- Distance – meter (m)
- Elevation – metres above mean sea level (masl)
- Volume – cubic meter (m^3)
- Pressure – kilo pascal (kPa)
- Unit Weight – kilo pascal (kPa)
- Temperature – Celsius (^oC)
- Time – seconds (sec), years (yr)

4. Site Geology

The Shaakichiuwaanaan Property, located in the Archean Superior Province of the Canadian Shield, lies in the La Grande sub-province, near the Opinaca sub-province, and is renowned for its robust exploration potential for commodities, including base metals, precious metals, and lithium (PEA, 2024). The La Grande sub-province, a geological marvel, showcases a volcano-plutonic structure aligned with the WemindjiCaniapiscau corridor. It comprises two primary domains, the Eastmain River Belt and the La Grande River Belt, each with its unique geological features (PEA,2024).

The Property is situated within the La Grande River Belt, characterized by volcanic and sedimentary rocks, including two ancient volcanic sequences and interstratified metasediments (PEA, 2024). The La Grande sub-province is bordered to the north by the plutonic Bienville sub-province and to the south by the metasedimentary and plutonic Opinaca sub-province (Lucas & St-Onge, 1998; Houle, 2004; Percival, 2007). The La Grande and Opinaca sub-provinces contain many of Québec's known spodumene pegmatite occurrences (PEA, 2024).

Metamorphism in the region varies from greenschist facies at the center to amphibolite facies at the edges (Card, 1986; Houle, 2004). Structural trends shift from east-west in the southwest to northeast-southwest in the north, primarily formed between 2700 and 2680 Ma (Percival et al., 2012). The area is not just about potential; it is about significant discoveries that have already been made. It contains significant nickel-copper deposits associated with komatiitic flows, ultramafic intrusions, and notable spodumene pegmatite occurrences (PEA, 2024).

5. Design Criteria and Design Basis

The design criteria and basis summary for the stockpile and the dams are provided in **Table 5-1**.

Table 5-1: Design Criteria and Basis Summary

Item	Design Criteria and Basis	Reference
5.1 Applicable Legislation, Regulations and Best Practice Guidelines		
5.1.1 Provincial Standards	Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) ○ The Provincial Directive 019 on the Mining Industry Ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les changements climatiques, de la Faune et des Parcs (MELCCFP) ○ Dam Safety Regulation ○ Dam Safety Act Ministère des Ressources Naturelles et des Forêts (MRNF) ○ Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec -	MDDEP, 2012 s-3.1.01, r. 1 - Dam Safety Regulation S-3.1.01 - Dam Safety Act MRNF, 2024

Item	Design Criteria and Basis	Reference
5.1.2 Canadian Dam Association Guidelines	Canadian Dam Association (CDA), Dam Safety Guidelines	CDA, 2013
	CDA Technical Bulletins	
	○ Inundation, Consequences, and Classification for Dam Safety	CDA, 2007a
	○ Surveillance of Dam Facilities	CDA, 2007b
	○ Flow Control Equipment for Dam Safety	CDA, 2007c
	○ Dam Safety Analysis and Assessment	CDA, 2007d
	○ Hydrotechnical Considerations for Dam Safety	CDA, 2007e
	○ Seismic Hazard Considerations for Dam Safety	CDA, 2007f
	○ Geotechnical Considerations for Dam Safety	CDA, 2007g
	○ Dam Safety Reviews	CDA, 2016
	○ Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams	CDA, 2019
	○ Tailings Dam Breach Analysis	CDA, 2021
	○ Environmental Consequence Classification	CDA, 2023
	CDA Guidelines	
	○ Public Safety Around Dams	CDA, 2011
5.1.3 Others	Global Industry Standard on Tailings Management	GISTM, 2020
	Federal Metal and Diamond Mines Effluent Regulation	MDMER, 2024
	A Guide to the Management of Tailings Facilities	MAC, 2021a
	USBR Design of Small Dams	USBR, 1987
	USBR Design Standards No. 13: Embankment Dams	USBR, 2021
	USBR Design Standards No. 14: Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) Design Standard	USBR, 2022
	USBR Design of Stilling Basins and Energy Dissipators	USBR, 1984
	FEMA Technical Manual: Overtopping Protection for Dams	FEMA, 2014
	USACE Hydraulic Design of Flood Control Channels (EM 1110-2-1601)	USACE, 1994
	ICOLD Bulletin 157 Small Dams, Design, Surveillance and Rehabilitation	ICOLD 2016 Hawley and Cunning, 2017.

Item	Design Criteria and Basis	Reference
	Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design.	

5.2 Mine Description

5.2.1 Name of Mine	Shaakichiuwaanaan	
5.2.2 Facility location	Category III lands of the Eeyou Istchee Cree Territory, James Bay, Quebec.	See Appendix A
5.2.3 Reserves	Total Ore: 87.2 Mt Average LiO_2% grade:1.26 Tonnes of concentrate @5.5% LiO2: 13.7 Mt	Project Charter (GMining)
5.2.4 Projected Mine Life	23 years	Project Charter (GMining)
5.2.5 Mineralogy of the Main Ore Body	Spodumene ($LiAlSi_2O_6$)	PEA (2024)
5.2.6 Type of Mine	Open pit and underground	PEA (2024)
5.2.7 Process and Reagents	Ferrosilicon 270 (DMS) Magnafloc 10 (Thickening and dewatering)	PEA (2024)
5.2.8 Treatment Processes	Fresh ferrosilicon (“FeSi”) will be added to a mixing hopper, which will then be fed continuously via screw feeders to each DMS’s respective medium header box. Flocculant mixing will be completed in a designated area within the plant with a dedicated sump pump that recycles spillage to the thickener feed tank.	PEA (2024)
5.2.9 Processing Capacity	Stage 1: 2.5 Mtpa DMS Plant Stage 2: 5.0 Mtpa DMS Plant dual train	Project Charter (GMining)
5.2.10 Mine Waste Production	Waste Rock: 186.9 Mt Overburden: 16 Mt Tailings: 73.5 Mt Backfill: TBD	Project Charter (GMining)
5.2.11 Backfill	32.5 Mt of tailings will be used for underground backfill	Assumed by AtkinsRealis

Item	Design Criteria and Basis	Reference
5.2.12 Coordinate Reference System	UTM-NAD83-ZONE18	BBA, 2024
5.2.13 Topographical Surveys	LiDAR and orthophoto survey in August 2022. A LiDAR and orthophoto survey, and heliborne magnetic and radiometric survey have also been completed in 2024 over the JBN-57 claim block.	NI 43-101 Technical Report, PEA

5.3 Climate Conditions and Meteorology

5.3.1 Climate Classification	Sub-arctic climate, Dfc in terms of the Köppen climate classification	
5.3.2 Weather Station(s)	Environment and Climate Change Canada (ECCC) Stations near site are: ○ La Grande IV station (7093GJ5), La Grande IV A station (7093GJ3) ○ La Grande 4 A station (7093714) ○ Nitchequon station (7095480)	AtkinsRéalis, 2025
5.3.3 Temperature	Average annual temperature is -3.1 degrees Celsius	AtkinsRéalis, 2025
5.3.4 Precipitation	Average annual precipitation is 772 mm which includes 518 mm of rainfall and 254 cm of snowfall	AtkinsRéalis, 2025
5.3.5 Evapotranspiration	Average annual lake evaporation is 421 mm and maximum evapotranspiration under average conditions is 390 mm	AtkinsRéalis, 2025
5.3.6 Wind	The predominant wind direction is from the southwest (see Figure 6-1 for wind roses)	Weather Spark, 2020
5.3.7 Climate Change Effect	Climate change increase factor of 18% for extreme precipitation Climate change increase factor of 5% for extreme snow cover Climate change increase factor of 8% for annual and monthly precipitation	AtkinsRéalis, 2025

5.4 Tailings Management

Item	Design Criteria and Basis	Reference
Description	**Tailings**	
5.4.1 Tailings Production	73.5 Mt	Project Charter (GMining)
5.4.2 Particle Size Distribution	TBD	TBD
5.4.3 Specific Gravity	~2.75	Primero, e-mail correspondence 5 December 2024
5.4.4 Filtered tailings moisture content	12-14% (M_{water}/M_{total})	Primero e-mail correspondence 5 December 2024 Note that the optimum moisture content must be determined
5.4.5 Plasticity	Non-plastic	Assumed by AtkinsRealis
5.4.6 Insitu dry density (compacted)	1.70 t/m³	Selected by AtkinsRealis, based on an estimated maximum dry density of 1.8 t/m^3
5.4.7 Waste Profile Definition	TBD for tailings	TBD
5.4.8 Consolidation Properties	No data	N/A
5.4.9 Hydraulic Conductivity and Anisotropy of Fresh and Compacted Tailings	TBD	TBD
5.4.10 Tailings Deposition	Filtered tailings are transported with mine trucks from the concentrator to the final disposal area or the paste backfill plant with a front-end loader.	PEA (2024)

5.5 Stockpiles

5.5.1 Stockpile 001		
5.5.1.1 Mine Waste	60 Mt (Low-Risk waste rock)	Designed by AtkinsRealis

Item	Design Criteria and Basis	Reference
5.5.1.2 Hazard Classification	Moderate hazard (WHC III)	Preliminary, based on Hawley and Cunning, 2017
5.5.1.3 Base Lining	Not required	Selected by AtkinsRealis, based on geochemical characterization of waste rock
5.5.1.4 Stockpile Geometry	Bench Height: 5 to 10m Intermediate bench width: TBD Overall slope: 3 (Horizontal): 1 (Vertical)	GMining (meeting discussions 14 January 2025) -Selected by AtkinsRealis
5.5.1.5 Maximum Height	90 m (measured from the max elevation to the downstream toe)	Designed by AtkinsRealis
5.5.1.6 Average in-situ dry density	Waste rock: 2 t/m^3	Selected by AtkinsRealis
5.5.1.7 Water Management	Runoff collected by perimeter ditches at the toe of the stockpile and directed to the stockpile pond	Selected by AtkinsRealis
5.5.1.8 Minimum offset from toe of stockpile to an existing water body	60 m	MDDEP, 2012
5.5.2 Stockpile 002		
5.5.2.1 Mine Waste	80 Mt of waste rock (Acid Generating) 47 Mt of waste rock (Low Risk) 42.5 Mt of tailings	AtkinsRealis, the 80 Mt total of potentially leaching or acid-generating waste rock is based on discussions with Vision and Patriot Battery Metals on 7 January 2025
5.5.2.2 Hazard Classification	Waste Rock - Moderate hazard (WHC III)- Tailings stack - TBD-	Preliminary, based on Hawley and Cunning, 2017
5.5.2.3 Base Lining (Only in Acid generating rock and tailings portion)	Single liner: 1.5 mm HDPE Liner Cushion Layer: 1m Overdrainage System: 1m	PEA (2024) PEA (2024)
5.5.2.4 Stockpile Geometry	Bench Height: 5 to 10 m Bench width: TBD	GMining (meeting discussions 14 January 2025)

Item	Design Criteria and Basis	Reference
	Overall slope: 3 (Horizontal): 1 (Vertical) for all types (i.e. tailings, and Waste rock)	Selected by AtkinsRealis
5.5.2.5 Maximum Height	125 m (measured from the max elevation to the downstream toe)	Designed by AtkinsRealis
5.5.2.6 Average in-situ dry density	Waste rock: 2 t/m^3 Tailings: 1.7 t/m^3	Selected by AtkinsRealis Selected by AtkinsRealis
5.5.2.7 Water Management	Runoff and seepage are directed to ditches at the toe of stockpile and directed to stockpile ponds	Selected by AtkinsRealis
5.5.2.8 Minimum offset from the toe of stockpile to an existing water body	60 m	MDDEP, 2012
5.5.3 Stockpile 004 and 005		
5.5.3.1 Mine Waste	Stockpile 004: 8 Mt of overburden Stockpile 005: 8 Mt of overburden	PEA (2024)
5.5.3.2 Hazard Classification	Low Hazard (WHC II)	Preliminary, based on Hawley and Cunning, 2017
5.5.3.3 Base Lining	None	
5.5.3.4 Stockpile Geometry	Bench Height: TBD Intermediate bench width: TBD Overall slope: 3 (Horizontal): 1 (Vertical)	TBD
5.5.3.5 Maximum Height	60 m (measured from the max elevation to the downstream toe)	Designed by AtkinsRealis
5.5.3.6 Average in-situ dry density	Overburden: 2 t/m^3	Selected by AtkinsRealis
5.5.3.7 Water Management	Runoff directed to ditches at the toe of the stockpile and then to open pit or store and seep	Selected by AtkinsRealis
5.6 Water Management for Stockpiles		
5.6.1 Perimeter drainage system		
5.6.1.1 Design Storm	1 in 100 yr 24-hr summer rainfall event	MDDEP, 2012

Item	Design Criteria and Basis	Reference
5.6.1.2 Design Flow Calculation Methodology	Rational Method	Selected by AtkinsRéalis
5.6.1.3 Runoff Coefficient	Considering high moisture conditions	Selected by AtkinsRéalis
5.6.1.4 Ditch Dimensions	Trapezoidal Side slope: 2 H: 1 V or flatter	Selected by AtkinsRéalis
5.6.1.5 Ditch Lining	Stockpile 001: Unlined Stockpile 002: 1.5 mm LLDPE geomembrane for run-off collection from leaching/PAG rockfill and tailings, unlined for run-off from Low Risk waste rock	based on preliminary results of the geochemical characterization by Vision Geochemistry as provided at meeting on Jan 21st, 2025.
5.6.1.6 Erosion protection	Stockpile 001: Rip-rap and non-woven needle punched geotextile Stockpile 002: 1.5 mm LLDPE geomembrane plus rip-rap and non-woven needle punched geotextile on the base of the ditch. Erosion protection as per Stockpile 001 ditches for run-off collection from Low Risk waste rock	Selected by AtkinsRéalis
5.6.1.7 Minimum Freeboard	0.8 m	USACE, 1994
5.6.2 Collection Ponds		
5.6.2.1 Dam Dimensions	Crest Width: 10 m Dam Slopes: 2.5 H: 1 V; protected by riprap	Selected by AtkinsRéalis
5.6.2.3 Seepage Control	1.5 mm LLDPE geomembrane on the upstream slope	Selected by AtkinsRéalis
5.6.2.4 Basin Lining	Stockpile 001 Pond: Unlined Stockpile 002 Ponds: 1.5 mm LLDPE geomembrane Stockpile 002 Pond for Low Risk Waste Rock: Unlined	based on preliminary results of the geochemical characterization by Vision Geochemistry as provided at meeting on Jan 21st, 2025.
5.6.2.5 Dam Hazard Classification	Pond 1 (Stockpile 001): TBD Pond 2 (Stockpile 002): TBD Pond 3 (Stockpile 002): TBD Pond 4 (Stockpile 002): TBD	Classification to be completed in accordance with CDA, 2013 and MELCCFP

5.6.2.6 Return Period for Design Seismic Event	1 in 2,475-year event (minimum)	MDDEP, 2012. To be reviewed following CDA (2013) hazard classification
5.6.2.7 Inflow Design Flood (IDF)	Probable Maximum Flood (PMF) based on Probable Maximum Precipitation (PMP). The more critical one of the spring or summer PMF	MDDEP, 2012
5.6.2.8 Environmental Design Flood (EDF)	Stockpile 001 Pond: • 1 in 25-year snowmelt in 13 days followed by a 100-year 24-hr rainfall event Stockpile 002 Ponds 2, 3 and 4: • Unlined section: 1 in 25-year snowmelt in 13 days followed by a 100-year 24-hr rainfall event • Lined section: 1 in 100-year snowmelt in 13 days followed by a 1, 000-year or 2,000-year 24-hr rainfall event (pending information from Vision Geochmistry)	MDDEP, 2012
5.6.2.9 Freeboard	Minimum Freeboard for EDF: • For Stockpile 001 ponds and the ponds containing runoff from unlined section of the stockpile 002: 1.0 m • For the pond(s) containing runoff from the lined portion section of the stockpile 002: 1.5 m. Minimum Freeboard for IDF: The greater of 0.9 m or the sum of the setup and runup generated by wind.	MDDEP, 2012 USBR, 2021
5.6.2.10 Spillway Geometry	TBD	TBD

5.7 Lake 001 Cut-off Dykes

5.7.1 Dyke Dimensions	Crest Width Upstream berm: TBD Crest Width Downstream berm: TBD Minimum Dam crest width: 10 m Berm Slopes (upstream and downstream): TBD	TBD
5.7.2 Dyke Height	TBD	
5.7.2 Dyke Hazard Classification	Extreme	Preliminary, selected by AtkinsRealis, based on CDA, 2013
5.7.3 Dam Class	Class B	Quebec Dam Safety Act, chapter S-3.1.01, r. 1
5.7.4 Return Period for Design Seismic Event	1/10,000 or Maximum Credible Earthquake event for “Extreme” Dam Classification	CDA, 2013 and GISTM, 2020
5.7.5 Inflow Design Flood (IDF)	Probable Maximum Flood (PMF) based on Probable Maximum Precipitation (PMP). The more critical one of the spring or summer PMF	CDA, 2013
5.7.6 Minimum Freeboard	Minimum Freeboard for IDF: The greater of 0.9 m or the sum of the setup and runup generated by wind.	CDA, 2013
5.7.7 Erosion Protection	Riprap, D_{50} = TBD, Thickness: $2xD_{50}$	Selected by AtkinsRealis
5.7.8 Seepage management	Sheet piles	Selected by AtkinsRealis

5.8 Diversion Channel for Lake 001

5.8.1 Average Longitudinal Gradient	Minimum longitudinal gradient: TBD	TBD
5.8.2 Design Flow	Probable Maximum Flood (PMF) based on Probable Maximum Precipitation (PMP) The more critical one of the spring or summer PMF	Selected by AtkinsRéalis

5.8.3 Channel Geometry	Trapezoidal	Selected by AtkinsRéalis
5.8.4 Dimensions	Side slope: 2 H: 1 V, steeper in blasted rock sections	Selected by AtkinsRéalis
5.8.5 Erosion Protection	RipRap lining for ditch in overburden	Selected by AtkinsRealis
5.8.6 Minimum Freeboard	0.8 m	USACE, 1994

5.9 Seismic Design Criteria

5.9.1 Site Class	Class D	NBCC, 2020
5.9.2 Peak Ground Acceleration (PGA)	0.0642g for 1 in 2,475-year event (HPC: High) 0.1g for 1 in a 10,000-year event (HPC: Extreme)	NBCC, 2020 Extrapolated by AtkinsRealis from NBCC, 2020. A site-specific hazard assessment is required for more accuracy

5.10 Geotechnical Design Basis

5.10.1 Seismic Liquefaction		
5.10.1.1 Susceptibility	Saturated and near-saturated (S_r > 80%) sand-like soils/tailings.	Selected by AtkinsRéalis
5.10.1.2 CRR for Sand-like material	Based on (S) SPT method: Boulanger and Idriss (2014) simplified method	Boulanger and Idriss, 2014
5.10.1.3 Fines Content Correction	Applied only to foundation soil, not to tailings	James, 2009
5.10.1.4 Factor of Safety against Liquefaction of Tailings and Sand-Like Soils (FOS_{Liq} = CRR/CSR)	FOS_{liq} < 1.0: Liquefiable FOS_{liq} between 1.0 to 1.3: Potentially liquefiable FOS_{liq} > 1.3: Not liquefiable	Selected by AtkinsRéalis
5.10.2 Cyclic softening		
5.10.2.1 Susceptibility	Saturated and near-saturated (S_r > 80%) clay-like soils meet the following plasticity index (PI) limits:	Idriss and Boulanger, 2008

	• Clays: PI < 7 • Silts: PI < 12	Bray and Sancio, 2006
5.10.2.2 CRR for Clay-like material	Based on the simplified method: Idriss and Boulanger (2008) simplified method.	Idriss and Boulanger, 2008
5.10.2.3 Factor of Safety against Cyclic Softening of Clay-Like Soils (FOS_{cs} = CRR/CSR)	FOS_{cs} < 1.0: Susceptible to cyclic softening	Selected by AtkinsRéalis
5.11 Geotechnical Parameters	To be determined after analysis of BH information and laboratory data	TBD
5.12 Loading and Seepage Conditions		
5.12.1 Seepage Model Limits / Boundary Conditions (Lake 001 Cut-off Dam)	Upstream Boundary Condition: Lake 007 EL 373m Downstream Boundary Condition: towards Open Pit	Selected by AtkinsRéalis
5.12.2 Seepage Model Material Parameters	To be determined after analyzing laboratory and field investigation data	TBD

5.13 Geotechnical Design Criteria

5.13.1 Limit Equilibrium Analysis – Minimum Factors of Safety (Lake 001 Cut-off Dyke)

MDDEP, 2012

Zone	Loading Conditions	Minimum Factor of Safety
Upstream and downstream	Slope stability at the end of each construction phase (short-term)	1.3 to 1.5
Upstream and downstream	Slope stability in the presence of the project flood (short-term)	1.3
Upstream and downstream	Slope stability under stationary conditions (long-term)	1.5
Upstream	Quick drain	1.3
Upstream and downstream	Pseudo-static or dynamic analysis for seismic loading, with filled basin and reduced properties if liquefaction possible	1.1
	(post-seismic value)	(1.3)
Central	Horizontal slippage of the dike under static loading	1.5
Central	Horizontal slippage of dike under liquefaction pressures	1.3
Central	Bearing capacity of soil under fill	1.5

5.13.2 Limit Equilibrium Analysis – Minimum Factors of Safety (Stockpiles)

Loading Conditions	Minimum Factor of Safety
Dump/Soil Surface (short-term)	1.0
Dump/Soil Surface (long-term)	1.2
Overall global stability short-term (static), post-construction	1.3 to 1.5
Overall global stability long-term (static)	1.5
Pseudo-static or dynamic analysis for seismic loading	1.1 to 1.3

BCMWRPRC, 1991a
Hawley and Cunning, 2017

5.13.3 Piezometric Conditions	• Geotechnical analysis for the current condition is based on readings from the existing piezometers/BHs water level • Geotechnical analysis for ultimate/closure condition is based on seepage analysis results.	Selected by AtkinsRealis

5.14 Closure

5.14.1 Objectives	• Eliminate unacceptable health risks and ensure the safety of persons. • Limit the production and spread of contaminants that may affect the receiving environment and, in the long term, aim to eliminate any form of maintenance and follow-up. • Return the site to a visually acceptable condition. • To remediate the infrastructure site (excluding tailings and tailings accumulation areas) in a state compatible with future use	Based on MRNF, 2024

5.14.2 Minimum safety factor targeted for stability analyses under closure conditions

Loading Condition	Minimum Factors of Safety			Minimum Factors of Safety for this Project (Closure)
	MDDEP (2012)	CDA (2019)	MRNF(2024)	
Static – End of construction	1.3 to 1.5	<1.3	1.3 to 1.5	1,5
Static – Long term (with NPS)	1.5	1.5	1.5	1.5
Static – Design Flood	1.3	-	1.3 to 1.5	1.3
Pseudo-static	1.1	1.0	1.1	1.1
Post-seismic	1.3	1.2	1.3	1.3
Horizontal Sliding (static) (1)	1.5	-	1.5	1.5
Horizontal Sliding (post-liquéfaction) (1)	1.3	-	1.3	1.3
Note : This condition will be included in the stability analysis (composite sliding surfaces)				

MDDEP, 2012
CDA, 2019
MRNF, 2024

5.13.3 Earthquake Loading	The return interval for the earthquake loading for closure design will be either based on the hazard consequence classification as per CDA (2013) for the active and passive closure phases or as prescribed by MDDEP (2012) which is 1 in 2,475 years for acid-generating residues (the greater loading shall apply).	CDA, 2013

5.13.4 Hydrotechnical Closure Criteria	MDDEP (2012) recommends a design flood with a minimum return period of 100 years, for drainage systems with structures without water accumulation, on and around mine sites. Therefore, the following design criteria were adopted in the present study: • The ditches or culverts design flood is generated by a summer-fall rainfall with a 100-yr return period. This return period should also be used in the Maintenance Program for the site. • The transformation of rainfall into runoff is based on a conservative runoff coefficient of 1.0. (recommended by MTQ methodology)	MDDEP, 2012
5.13.4 Vegetative Cover	There are generally no formal criteria for the evaluation of the vegetation management. Vegetation success on the different infrastructures and cover systems contribute to their integrity as it protects the top layers against erosion and contribute to the integration of the site to its surroundings. However, the roots should not penetrate so deeply as to affect the cover system, such as a geomembrane liner. Also, vegetation growth should not lead to blocking the ditches of the site.	
5.13.5 Cover System	TBD – Cover system will be selected based on the waste profile and can include granular and geosynthetic constituents	TBD
Notes:		

6. Supplemental Information

Table 6-1: Minimum Required Freeboard (USBR, 1987)

Fetch Length [km]	Minimum Freeboard[m]
<1.6	0.9
1.6	1.2
4.0	1.5
8.0	1.8
16.1	2.1

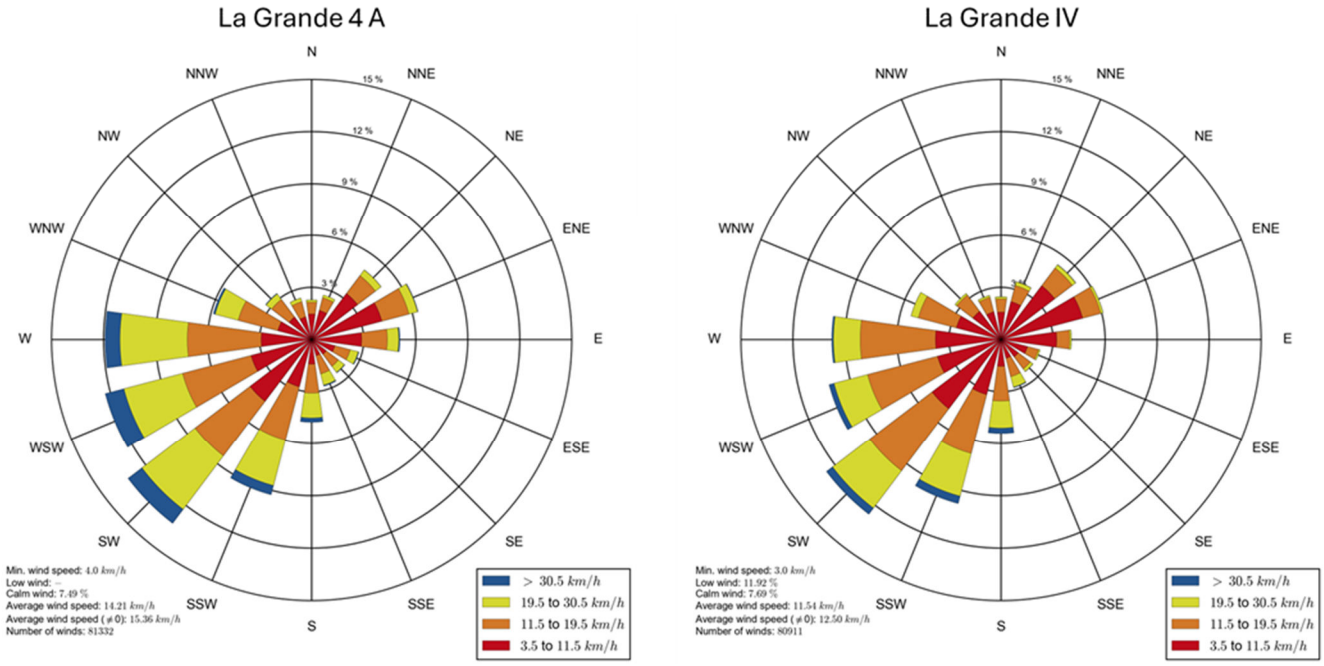


Figure 6-1 Wind Rose plots for La Grande 4 A and La Grande IV stations (established based on wind data from 2014 to 2024) (Provided by Client)

7. References

AtkinsRealis, 2025, Baseline Hydrology, Document No.: CASN-A-370-HY-REP-001

BBA, 2024a. Technical Report Geotechnical Campaign for Phase 1 Diversion Dams, 7535009-000000-4G-ERA-0001-RAA

BBA, 2024b. Technical Report Geotechnical Campaign for Phase 2 (factual), 7535009-020001-4G-ERA-0003-RAA

BBA, 2024c. Technical Report Factual Report of 2024 Geotechnical Diamond Drill Investigation, CV5 Site, 75350179-000000-4M-ERA-0003-R00

BCMWRPRC ,1991a. Investigation and Design Manual – Interim Guidelines. Mine Rock and Overburden Piles 1. Prepared by Piteau Associates Engineering Ltd, May 1991.

BCMWRPRC, 1991b. Operating and Monitoring Manual – Interim Guidelines. Mine Rock and Overburden Piles 2. Prepared by Klohn Leonoff Ltd, May 1991.

Bray, J.D. and Sancio, R.B., 2006. Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 132, Issue 9.

Canadian Dam Association (CDA), 2007a. Technical Bulletin: Inundation, Consequences, and Classification for Dam Safety.

Canadian Dam Association (CDA), 2007b. Technical Bulletin: Surveillance of Dam Facilities.

Canadian Dam Association (CDA), 2007c. Technical Bulletin: Flow Control Equipment for Dam Safety.

Canadian Dam Association (CDA), 2007d. Technical Bulletin: Dam Safety Analysis and Assessment.

Canadian Dam Association (CDA), 2007e. Technical Bulletin: Hydrotechnical Considerations for Dam Safety.

Canadian Dam Association (CDA), 2007f. Technical Bulletin: Seismic Hazard Considerations for Dam Safety.

Canadian Dam Association (CDA), 2007g. Technical Bulletin: Geotechnical Considerations for Dam Safety.

Canadian Dam Association (CDA), 2011. Guidelines for Public Safety Around Dams.

Canadian Dam Association (CDA), 2013. Dam Safety Guidelines 2007 (Revised 2013), 2013.

Canadian Dam Association (CDA), 2016. Technical Bulletin: Dam Safety Reviews.

Canadian Dam Association (CDA), 2019. Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams, 2014 (2019 Edition).

Canadian Dam Association (CDA), 2021. Technical Bulletin: Tailings Dam Breach Analysis.

Canadian Dam Association (CDA), 2023. Technical Bulletin: Environmental Consequence Classification.

Card, K. (1986). Geology and Tectonics of the Archean Superior Province, Canadian Shield. Dans Workshop on Early Crustal Genesis: The World's Oldest Rocks (pp. 27-29). LPI Technical Report 86-04.

Dam Safety Act (chapter S-3.1.01), 2024. legisquebec.gouv.qc.ca/en/ShowDoc/cs/S-3.1.01

Dam Safety Regulation (chapter S-3.1.01, r. 1), 2024. legisquebec.gouv.qc.ca/en/ShowDoc/cr/S-3.1.01,20r.201

Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2014, Technical Manual: Overtopping Protection for Dams. FEMA P-1015/May 2014

Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM), 2020. https://globaltailingsreview.org/global-industry-standard/.

Hawley and Cunning, 2017. Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design. CSIRO Publishing.

Houle, P., 2004. James Bay Region Central Superior Province (Opatica, Opinaca, Nemiscau, and La Grande Subprovinces). Dans Report on Mineral Exploration Activities in Quebec 2004 (pp. 9-16).

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W., 2008. Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W., 2015. 2nd Ishihara Lecture: SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

James, M., 2009. The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments, Ph.D. Thesis, Université de Montréal, March 2009.

Lucas, S., & St-Onge, M., 1998. Geology of the Precambiran Superior and Grenville Provinces and Precambrian Fossils in North AMerica. Dans Geology of Canada, No. 7, Volume C-1 (Vol. C-1, p. 394). Geological Survey of Canada.

MAC, 2021a. A Guide to the Management of Tailings Facilities, Version 3.2, March 2021, https://mining.ca/wp-content/uploads/dlm_uploads/2021/06/MAC-Tailings-Guide-Version-3-2-March-2021.pdf.

MAC, 2021b. Developing an Operation, Maintenance, and Surveillance Manual for Tailings and Water Management Facilities, Version 2.1, March 2021, https://mining.ca/wp-content/uploads/dlm_uploads/2021/04/MAC-OMS-Guide-March-2021.pdf.

MERN, 2022. Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec.

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des. Parcs (MDDEP), 2012. Directive 019 on the Mining Industry.

Percival, J., 2007. Geology and Metallogeny of the Superior Province, Canada. Dans W. Goodfellow, Mineral Deposits of Canada. A synthesis of major deposit types, district metallogeny, the evolution of geological provinces and exploration methods (pp. 903- 928).

Preliminary Economic Assessment for the Shaakichiuwaanaan Project, PEA 2024. NI 43-101 Technical Report, prepared by BBA, WSP and Primero for Patriot Battery Metals Inc.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 1994. Engineering and Design Hydraulic Design of Flood Control Channels.

United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR), 1987, Design of Small Dams

United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR), 2021, Design Standards No. 13 Embankment Dams.

United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR), 2022, Design Standards No. 14 Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) Design Standard.

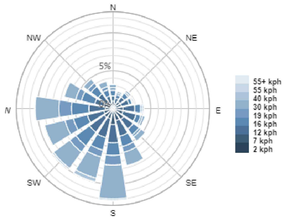
United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR), 1984, Design of Stilling Basins and Energy Dissipators. By A. J. PETERKA. Denver, Colorado.

Appendices

ATKINSRÉALIS - Sensitive
(MM-NT-00ER_01 ANG)

Appendix A. Site Location and Layout

PAPER SIZE FORMAT : A1



ANNUAL WIND ROSE



569 000 E
570 000 E
571 000 E
572 000 E
573 000 E
574 000 E
566 000 E
567 000 E
568 000 E
5 934 000 N
5 933 000 N
5 932 000 N
5 931 000 N
5 930 000 N

EXISTING ACCES ROAD
STOCKPILE 002
DMS TAILINGS
DMS MIDDLINGS
PAG WASTE ROCK
MINE WASTE
ROCK DISPOSAL
GATE
CAMP
CONSTRUCTION PAD
BATCH CONCRETE PLANT
FIRST NATION
CULTURAL CENTER
EMERGENCY
HALL
PROCESS PLANT
EL. SUBSTATION
U/G MINE EROOM / COMPRESSED AIR
U/G VENTILATION INFRASTRUCTURES
PASTE PLANT
FUEL STATION
ADMIN / DRY
TRUCKSHOP
WAREHOUSE
U/G MINE LAYDOWN 20 000m2
WTP ACCESS ROAD & PIPING TRAIL
HG / LG MIXING STOCK PILE
U/G WASTE TRANSFER PAD
AGGREGATE PLANT
U/G MINE PORTAL / BOXCUT
WATER TREATMENT PLANT
MINE RUN OFF
SEDIMENTATION POND
ROM
PAD
UNDERGROUND MINE
(DESIGN TO BE COMPLETED)
BLASTING RADIUS 500m
BLASTING RADIUS 300m
UNDERGROUND RAMP
DIVERSION DITCH PHASE 1 & 2
PHASE 1 DAM
PHASE 2 OPEN PIT
PHASE 2 DAM
EMULSION PLANT
EXPLOSIVE MAG
PHASE 1 OPEN PIT
STOCKPILE 005
OVERBURDEN
STOCKPILE 004
OVERBURDEN

NOT FOR CONSTRUCTION
NE PAS UTILISER POUR
CONSTRUCTION

REV	DESCRIPTION	PAR BY	ING ENG	DATE
B1	REVISION GÉNÉRAL GENERAL REVISION	Y.B.	P.D.	25-01-22
B	ÉMIS POUR REVUE DE PROJET ISSUED FOR PROJECT REVIEW	Y.B.	P.D.	24-12-17
A	REVUE INTERNE INTERNAL REVIEW	Y.B.	P.D.	24-12-12

PATRIOT BATTERY METALS

Mining Services

CONCEPTEUR/DESIGN: P. DROZ	24-09-18
DESSINATEUR/DRAWN: Y. BERGER	24-08-01
VÉRIFIÉ PAR/CHECKED: P. DROZ	24-09-18
INGÉNIEUR/ENGINEER: P. DROZ	24-09-18
ÉCHELLE/SCALE: 1 : 10 000	DATE

PROJET/PROJECT:
SHAAKICHIUWAANAAN

PHASE:
ÉTUDE DE FAISABILITÉ
FEASIBILITY STUDY

TITRE:
PLAN DU SITE
ARRANGEMENT GÉNÉRAL
PLAN PRINCIPAL
VUE DE PLAN

TITLE
SITE LAYOUT
GENERAL ARRANGEMENT
MAIN PLAN
PLAN VIEW

DESSIN NUM./DRAWING NO.: CASN – A

001 – GE – GA – 0002 – B1
AREA DISC. TYPE SEQ. REV.

COORDINATE SYSTEM: NAD83(CSRS) / UTM zone 18N

SAVED ON: 25-01-22 2:05 PM BY Yannick Berger
PATH: Z:\ACTIVE_PROJECTS\PATRIOT BATTERY METAL\SHAAKICHIUWAANAAN (CASN-A) Feasibility Study\03-Drawing\001 General\GE General\CASN-A-001-GE-GA-0002.dwg

© AtkinsRéalis unless otherwise stated

ATKINSRÉALIS - Sensitive

Annexe C : POETS

Project No: 7535-0027
Client: Patriot Battery Metals
Project Name: Shaakichiuwaanaan

Prepared by: BBA
Approved by: BBA
Date: 2025-05-28

POETS List- Account & Sub Account

Selection # from 1 to 10 of the sub account only are required

Project Economics

#	Description	Notes
	Project Costs NPV - CAPEX & OPEX	
4	Fish habitat compensation	
	Sustaining Capital Cost: structures, equipment	
1	CAPEX	
	Environmental Compensation Cost	
	Post-Closure & Maintenance cost	
	Project costs estimation risk	
	Construction Time & Complexity (risk)	
	Private land acquisition (utilities)	
3	Phasing possibility - Cashflow (ROADS, DITCHES, BASINS)	
	Profitability / Taxes	
	Economic Risk	
2	OPEX	

Operational Consideration

#	Description	Notes
1	Distance from mill/pit	
	Distance from portal	
	TSF Elevation	
	TSF Capacity	
	Ease of access	
	Disposal option possible	
	Operational flexibility -middlings location	
	Allows for integrated site water management	
2	Expansion capability	
	Operational difficulties	
	Ease of construction and schedule	
	Closure	
	Impact of deposition schedule	
	Ore sterilisation (proven reserves area)	
3	Operational safety	
	Start-up complexity and process implementation / known technology	
	System simplicity	
	Reliability, availability & redundancy	
	Operability / flexibility	
	Impact of weather on operation	

Technical Consideration

#	Description	Notes
	Integration with topographic features - Pipelines	
	Presence of active geological faults	
	Technological risk	
	Feasibility of upstream raises	
2	water management complexity	
4	Embankment (earthwork) height	
	Availability of construction and reclamation materials	
	TSF Technical risks	
	Geotechnical stability (side slope, foundations)	
	Geotechnical stability (foundation)	
1	Water management infrastructure	
	Integration with topographic features - TL	
	Permeability of foundation	
	Proximity to rail station / Finished product network	
	Road geometry: alignment, slopes, cross section	
	Pad elevation and risk of inundation	
	Service network: streams, rivers, creeks crossing	
	Pad surface, earthworks	
	Proximity to existing public services, project connectivity	
	Electrical network: length, footprint	
	Gas network: length, footprint	
	Water supply and discharge networks / Electrical network: length, footprint	
3	Project schedule & Constructability	
	Project schedule - Equipment delivery	
	Project schedule - Construction	
	Constructability	
	Non-shutdown Works	
	Construction dependance with operation	
	Integrability of fine iron recovery plant	
	Critical testwork, investigations and scalability available	
	TSF dam requirement	
	TSF dam requirement – Height and Risk	
	Dam geotechnical stability related to foundation	
	Presence of active geological faults or other geological features	

Environmental Impacts

#	Description	Notes
	Exposure to prevailing winds	
1	STOCKPILE footprint	
	Groundwater, downstream water wells users	
	Surface/ground water aquifer communication	
	Flood plains	
	Wetlands	
	Downstream groundwater wells	
	Acoustics, noise and vibrations	
	Surface water quality / vulnerability	
	Streams and rivers impacted (hydrography)	
	Endangered species territories	
	Wildlife habitat safety and quality	
	Fishery and aquatic habitat safety and quality	
	Presence of sensitive or unique ecosystems	
	Hydrology and watershed management	
	Terrestrial flora and fauna	
	Surface water vulnerability	
	Air quality / Dust generation	
2	CO2 emissions	
	Acid rock drainage and metal leaching	
	Avian fauna	
	Amphibians and reptiles	
4	Fish presence	
	Permitting challenges	
	Environmental risks	
	Dam failure risk	
	Climate	
	Terrain & Soils	
	Vegetation	
	Wildfire	
	Sustainability, Durability & Greenhouse gases	
	Process water recovery	
	Ground water	
3	Wetlands/ Rivers / Streams	
	Surface water	
	Terrestrial habitat	
	Biodiversity	
	brown field vs green field	

Social Impacts

#	Description	Notes
	Soil, land use and land capability	
	Economic land-use (soil use, land capability)	
	Roads or other public facilities	
	Proximity and size of human habitation	
	Archeological and burial sites	
2	moose feeding areas and goose feeding areas	
1	Proximity to sensitive receptors (cabins and travel routes)	
	Impact on navigable waters	
	Economic benefit and employment	
	Worker / Community health & safety	
3	Archaeological potential	
	Site zonage	
	Income (direct/indirect)	
	Taxes (direct/indirect)	
	Regional Government Development	
	Government Expenditures	
	Labour Market Analysis	
	Population	
	Housing	
	Transportation & Traffic	
	Community Services	
	Land Tenure	
4	Fishing areas	
	Outdoor Recreation & Tourism	
	contaminated water spill and consequences to local population	
	Surface exploitation rights / permitting	
	Employment	
	archeology & tourism impact	
	Nuisances	
	Health and safety	
	Socioeconomic risk	
	Landscape / scenery	
	Archaeological potential	



ANNEXE

4-6 CANAL DE DÉRIVATION DES LACS 001 À 005 – RÉSUMÉ DES OPTIONS DE CONCEPTION

AtkinsRéalis	NOTE TECHNIQUE Projet Shaakichiuwaanaan – Étude de faisabilité		
	Numéro de document : CASN-A-329-HY-MEM-0001 *AtkinsRéalis: 702381-5000-4HER-0002 PC*	**Rév.** C	**Date :** February 20, 2026

Titre du document : **CANAL DE DÉRIVATION LACS 001 À 005/ RÉSUMÉ DES OPTIONS DE CONCEPTION**

Client: **PATRIOT BATTERY METALS INC.**

Projet **PROJET SHAAKICHIUWAANAAN – GESTION DE L'EAU ET RÉSIDUS**

Préparé par: Abdolvahid Mohammadian, Ph.D,PEng.
Ingénieur Hydrotechnique
#PEO : 100578122

Révisé par: Philip Addis, ing.
Ingénieur principal en résidus miniers
#OIQ : 6076892

Approuvé par : Bruno Morrissette, ing.
Chef de projet
#OIQ : 125157

(F-40ER-0012-MMG-F)

Avis au lecteur

Le présent rapport est une traduction de la version anglophone du rapport portant le même numéro. En cas de disparité entre ces 2 rapports, la version anglophone prime.

Le présent rapport a été préparé et les travaux qui y sont mentionnés ont été réalisés par AtkinsRéalis Canada Inc. (AtkinsRéalis), à l'usage exclusif de Patriot Battery Metals Inc., qui a participé à l'élaboration de la portée des travaux et en comprend les limites. La méthodologie, les résultats, les conclusions et les recommandations contenus dans le présent rapport sont fondés uniquement sur la portée des travaux et sont soumis aux considérations de temps et de budget décrites dans la proposition et/ou le contrat en vertu desquels le présent rapport a été publié. Toute utilisation, confiance ou décision prise par un tiers sur la base du présent rapport relève de la seule responsabilité dudit tiers. AtkinsRéalis décline toute responsabilité pour les dommages que pourrait subir ou encourir un tiers à la suite de l'utilisation, de la confiance accordée ou de toute décision prise sur la base du présent rapport.

Les constatations, conclusions et recommandations contenues dans le présent rapport (i) ont été élaborées d'une manière conforme au niveau de compétence normalement exercé par des professionnels exerçant actuellement dans des conditions similaires dans le domaine, et (ii) reflètent le meilleur jugement d'AtkinsRéalis sur la base des informations disponibles au moment de la préparation du présent rapport. Aucune autre garantie, expresse ou implicite, n'est donnée concernant les services professionnels fournis à Patriot Battery Metals Inc. ou les résultats, conclusions et recommandations contenus dans le présent rapport. Les résultats et conclusions contenus dans le présent rapport ne sont valables qu'à la date du rapport et peuvent être basés, en partie, sur des informations fournies par des tiers. Si certaines informations s'avèrent inexactes, si de nouvelles informations sont découvertes ou si les paramètres du projet changent, des modifications du présent rapport peuvent s'avérer nécessaires.

Ce rapport doit être lu dans son intégralité, car des sections sorties de leur contexte peuvent être trompeuses. En cas de divergence entre la version préliminaire (projet) et la version finale de ce rapport, c'est la version finale qui prévaut. Aucune partie de ce rapport n'est destinée à constituer ou à fournir un avis juridique.

Le contenu du présent rapport est confidentiel et exclusif. À l'exception de Patriot Battery Metals Inc., la copie ou la distribution du présent rapport, ainsi que l'utilisation ou l'exploitation des informations qu'il contient, en tout ou en partie, ne sont pas autorisées sans l'autorisation écrite expresse de Patriot Battery Metals Inc. et d'AtkinsRéalis.

Liste des révisions

#	Prép.	Rév.	App.	Date	Pages	Remarques
C	AM	PA	BM	2026-02-19	Tous	Émis pour étude de faisabilité

Patriot Battery Metals Inc.
Shaakichiuwaanaan Étude de faisabilité

Canal de dérivation Lacs 001 à 005
Résumé des options de conception

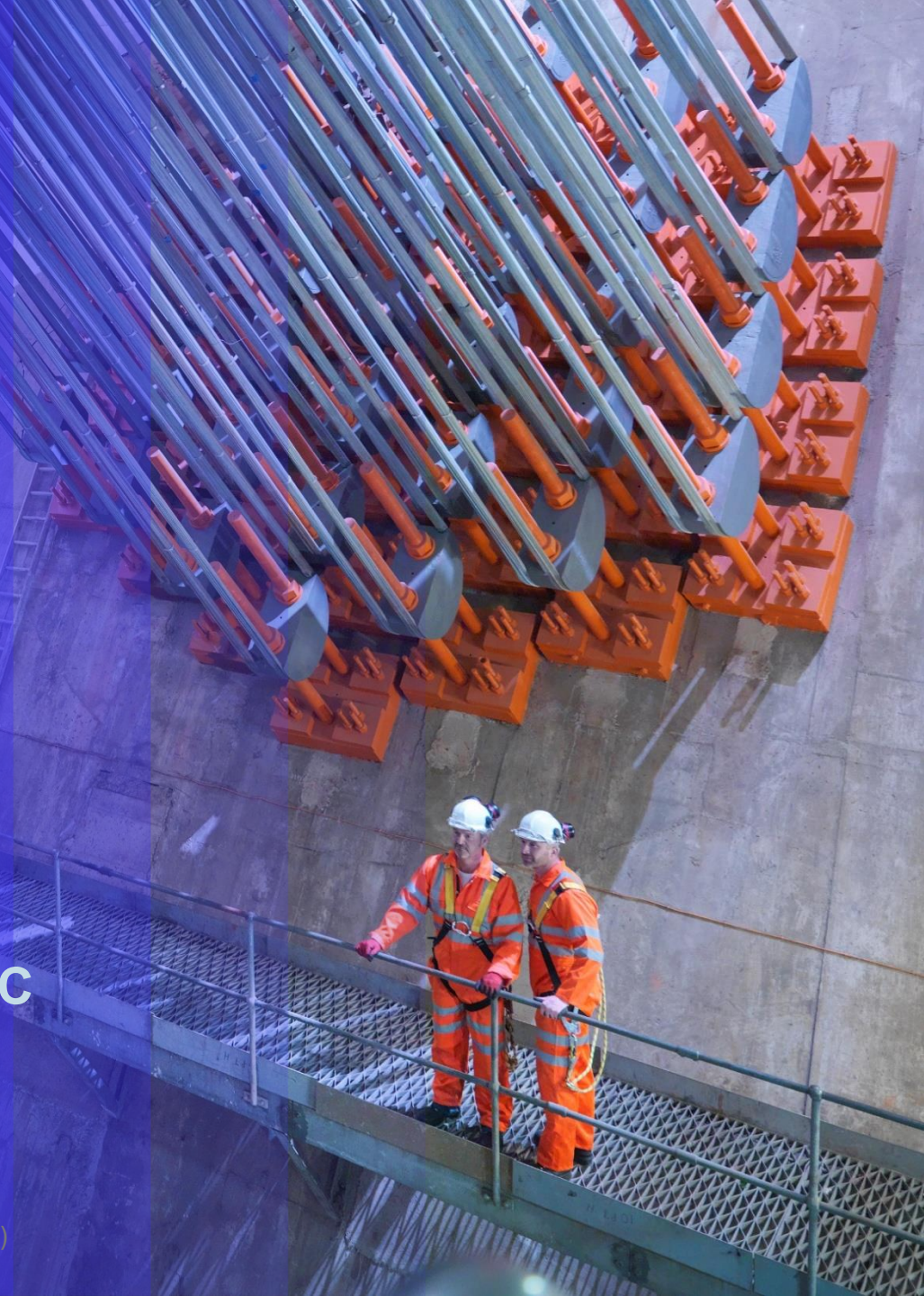
Préparé par: Abdolvahid Mohammadian, Ph.D., ing
Holman Tellez, M.Sc., ing.

Révisé par: Philip Addis, ing.

Numéro de document: CASN-A-329-HY-MEM-0001 rév.C
Numéro de document AtkinsRéalis: 702381-5000-4HER-0002 PC

1er octobre 2025

AtkinsRéalis



AtkinsRéalis - Sensitive / Sensible (FR)

Contexte

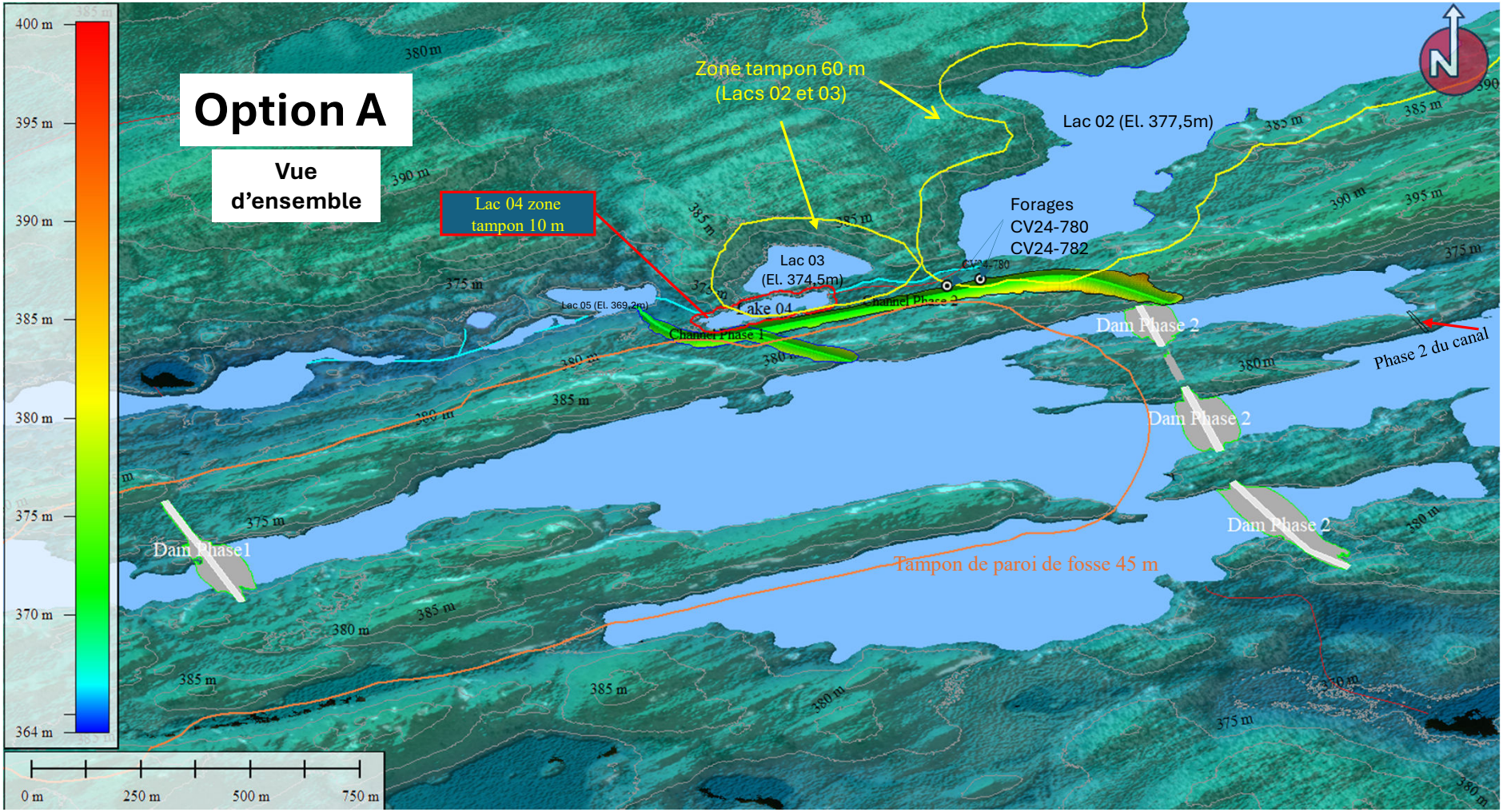
- Évaluation des options de conception privilégiées pour le ou les canaux de dérivation FS.
- Approche par *étapes* de la charte du projet pour les barrages et les canaux de dérivation utilisés dans l'évaluation (les efforts continus visant à réduire les impacts sur l'habitat du poisson font partie des travaux de conception).
- Construction dans un premier temps du barrage de phase 1 et du canal de dérivation de phase 1, puis quelques années plus tard, construction du barrage plus grand de phase 2 et du canal de dérivation.
- L'évaluation doit tenir compte des impacts sur l'habitat et le passage des poissons, de la compensation requise de la mine à ciel ouvert pour l'infiltration de l'eau (pilier), de la compensation des lacs existants, ainsi que des influences liées à la construction et aux contraintes saisonnières.

Résumé des scénarios

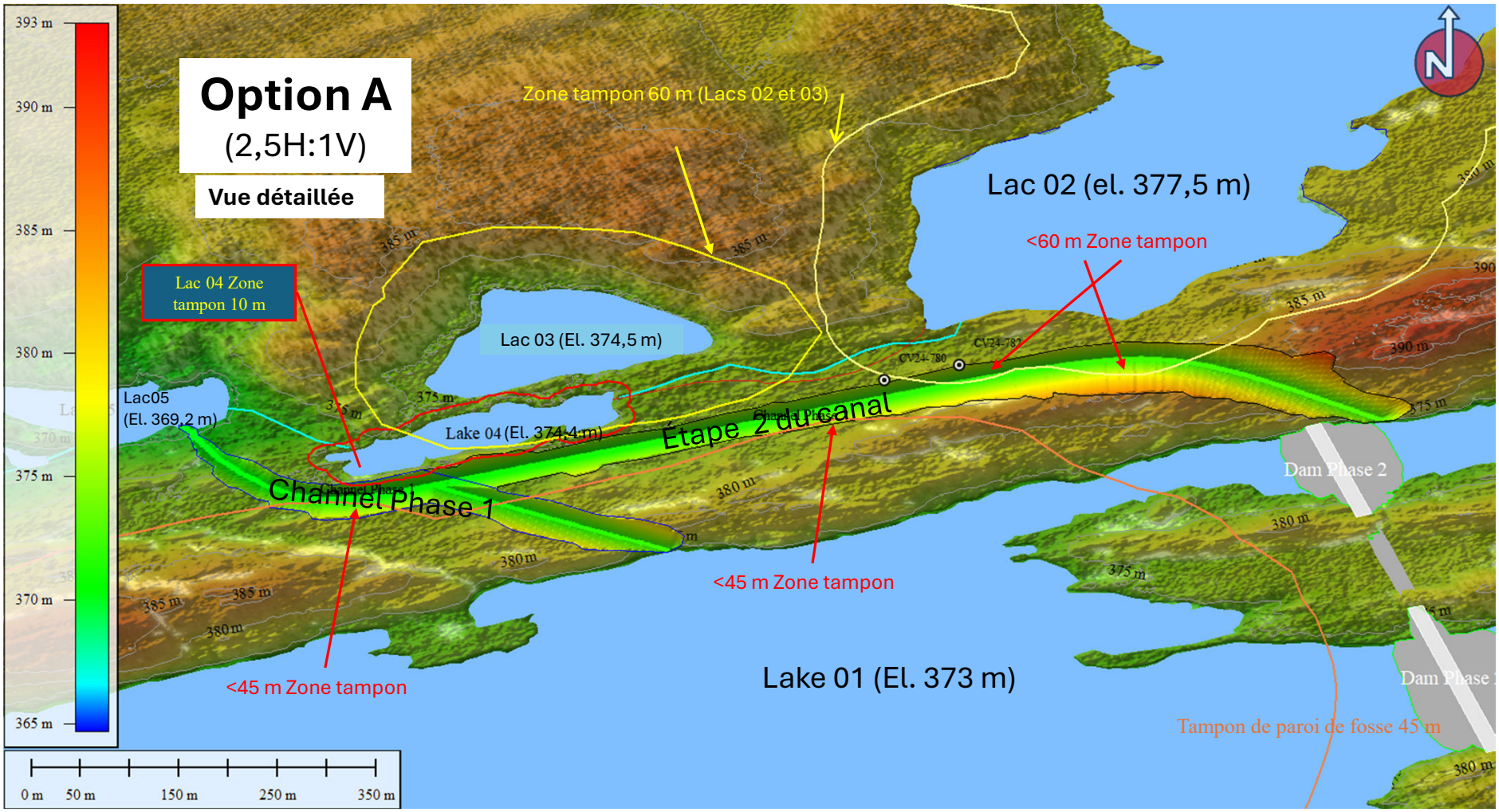
Description des options de canal de dérivation	Longueur du canal (m)	Pente de talus (rapport largeur/hauteur)
A – Premier Concept du design	793	2,5H/1,0V
B – Raccourci: Canal de phase 2 (traverse le Lac 04)	738	2,5H/1,0V
C – Raccourci supplémentaire : (Canal de Phase 1 traversant également le Lac 04)	726	2,5H/1V & 1,5H/1,0V
D - Respecter les distances de décalage entre la mine à ciel ouvert et le lac et réduire l'impact sur l'habitat et le passage des poissons	870	1,0H/1,0V

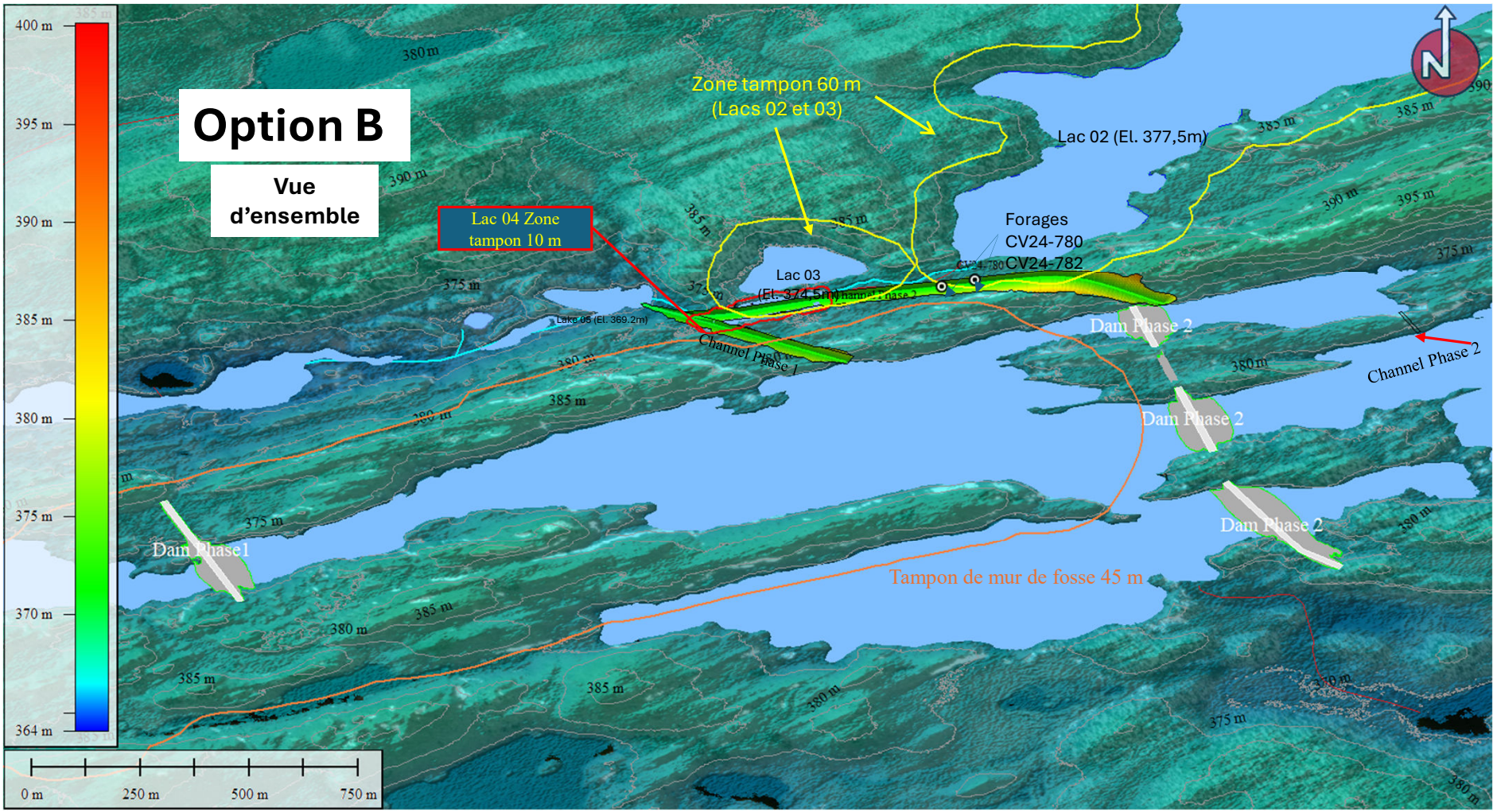
Considérations complémentaires

- Les options A, B et C ont été d'abord envisagées, mais il a finalement été décidé d'opter pour un seul niveau de dérivation (option D – phase 2 uniquement).
- Des considérations hydrauliques supplémentaires ont dû être prises en compte pour permettre le passage des poissons dans le canal, notamment la création de bassins et de déversoirs afin de reproduire les variations actuelles du débit.
- Option D (retenue), un canal à phase unique aligné sur les limites décalées de la fosse et des lacs.

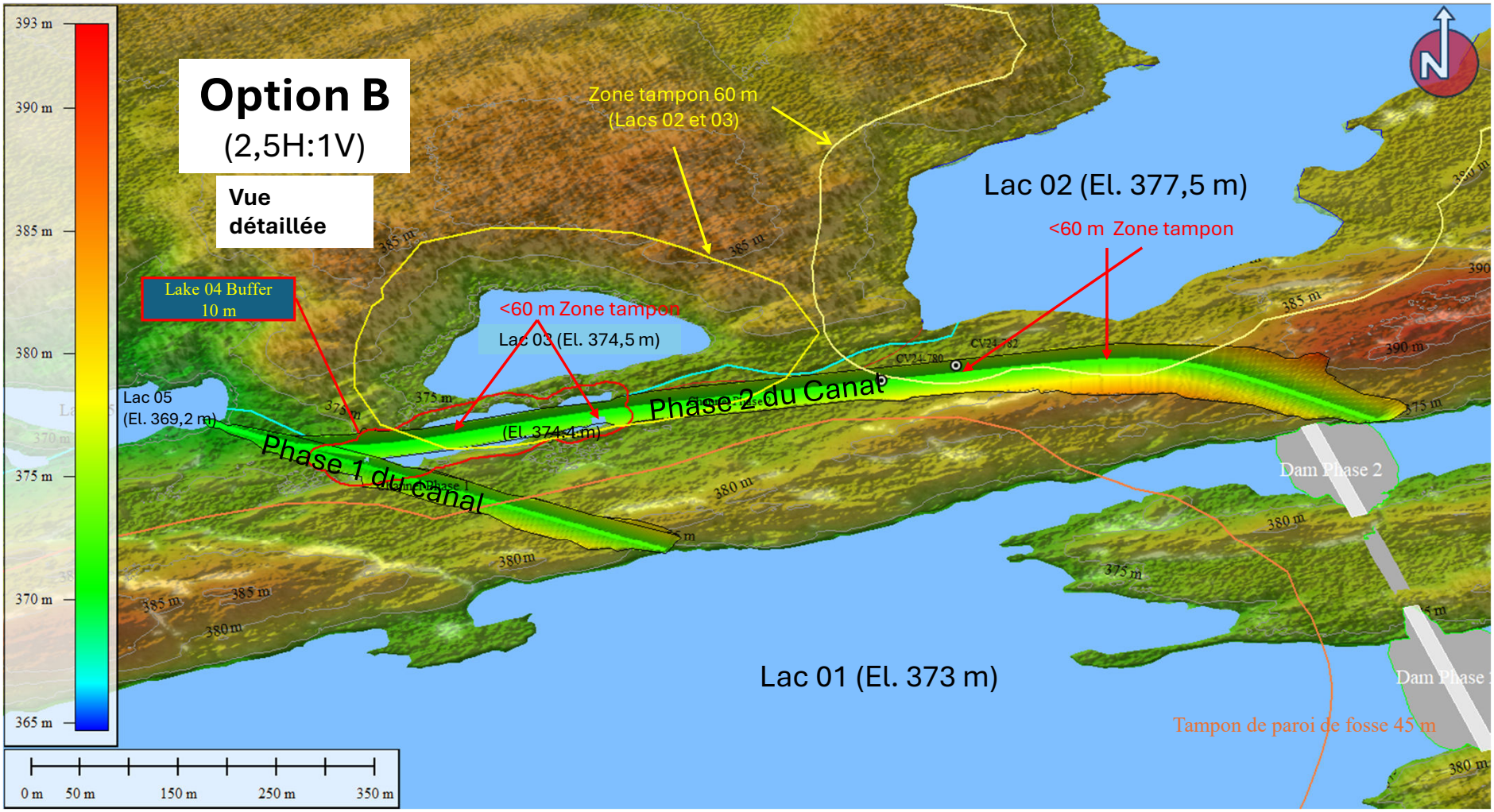


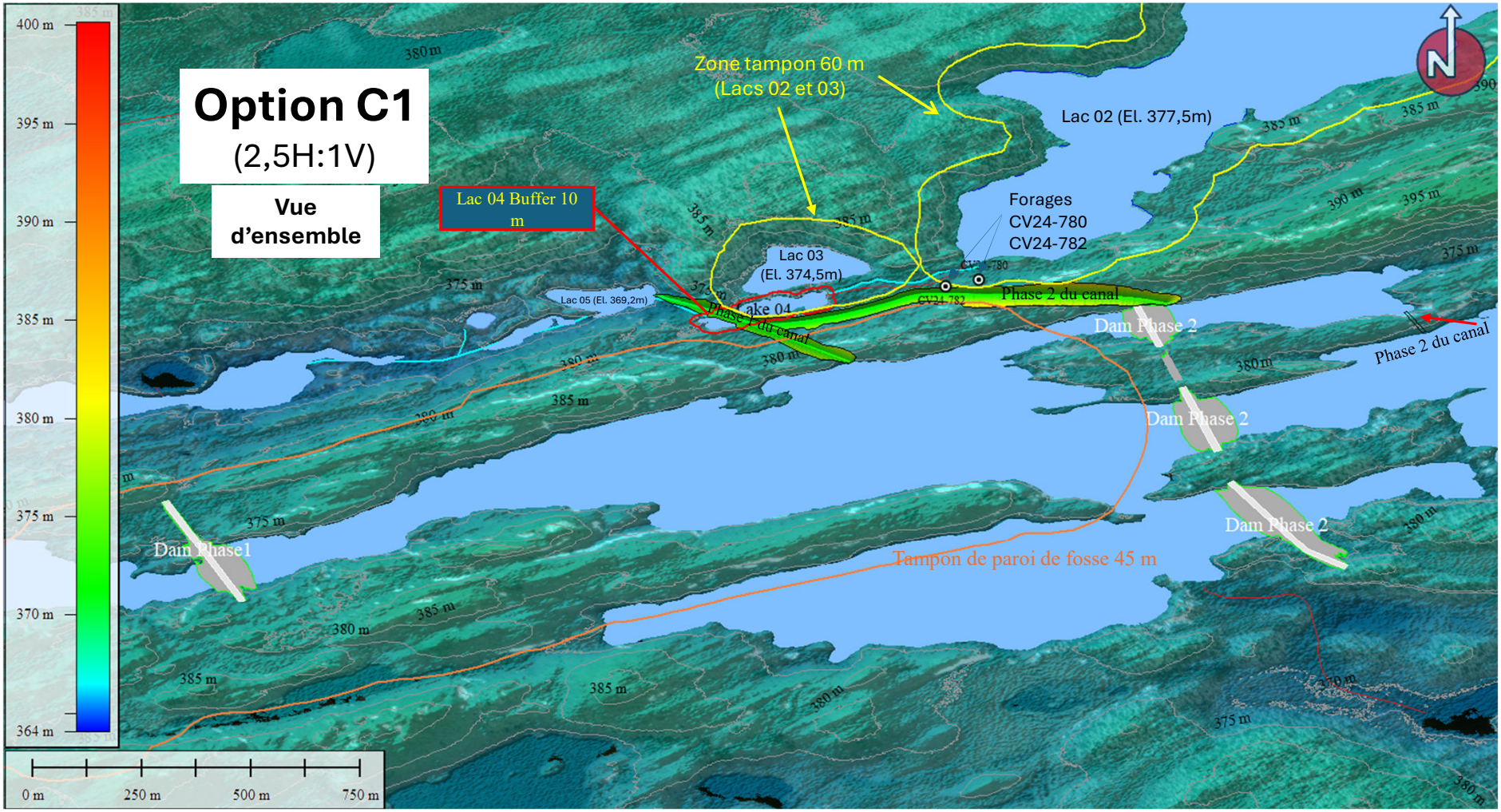
Niveau d'eau dans les lacs (basé sur le raster) : Lac 02 = 377,5 m ; Lac 03 = 374,5 m ; Lac 04 = 374,4 m ; Lac 05 = 369,2 m


Option A
(2,5H:1V)
Vue détaillée
Zone tampon 60 m (Lacs 02 et 03)
Lac 02 (el. 377,5 m)
<60 m Zone tampon
Lac 04 Zone tampon 10 m
Lac 03 (El. 374,5 m)
Lac05
(El. 369,2 m)
Lake 04 (El. 374,4 m)
Étape 2 du canal
Channel Phase 1
<45 m Zone tampon
<45 m Zone tampon
Lake 01 (El. 373 m)
Dam Phase 2
Tampon de paroi de fosse 45 m
393 m
390 m
385 m
380 m
375 m
370 m
365 m
0 m
50 m
150 m
250 m
350 m

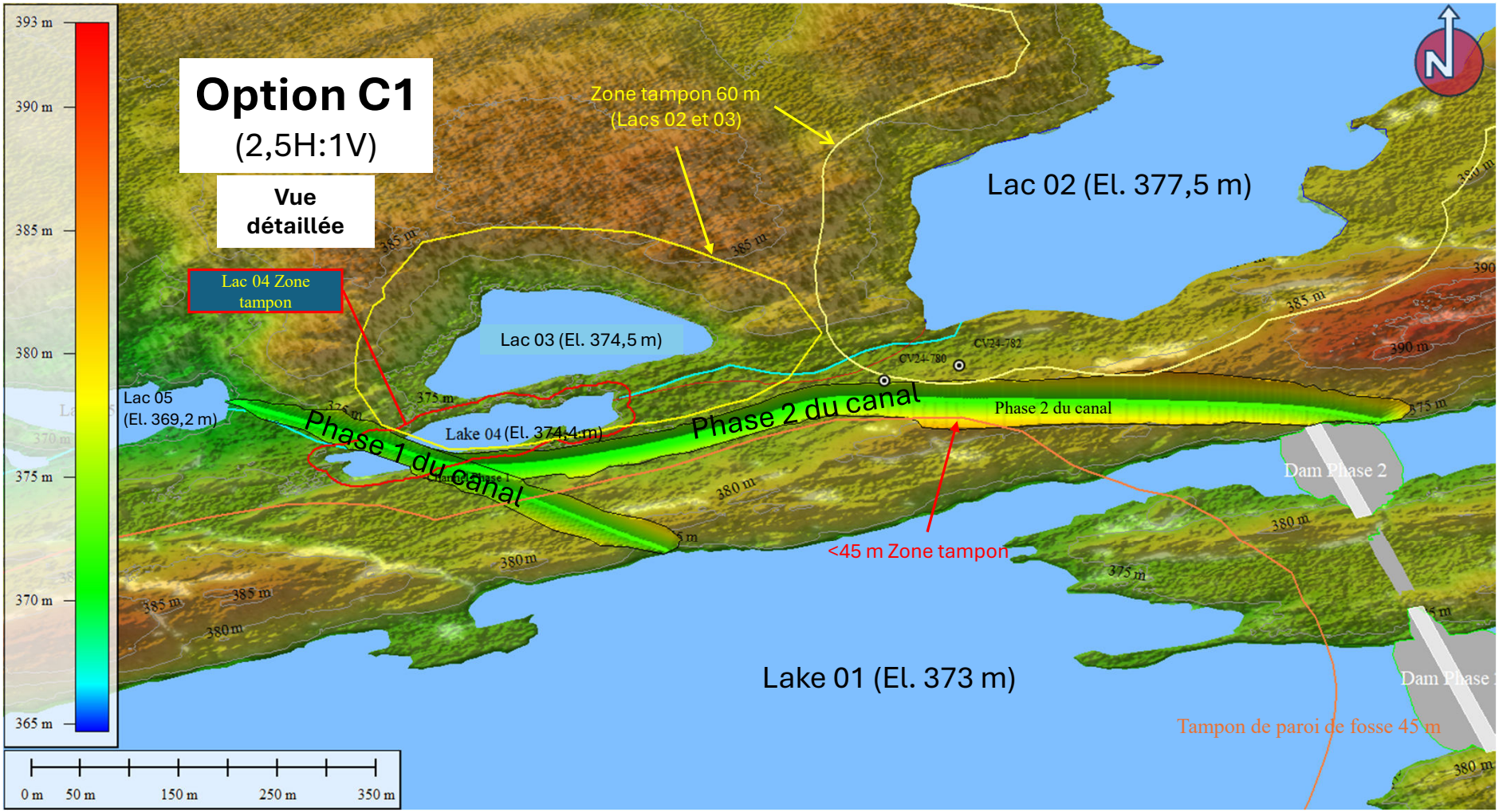


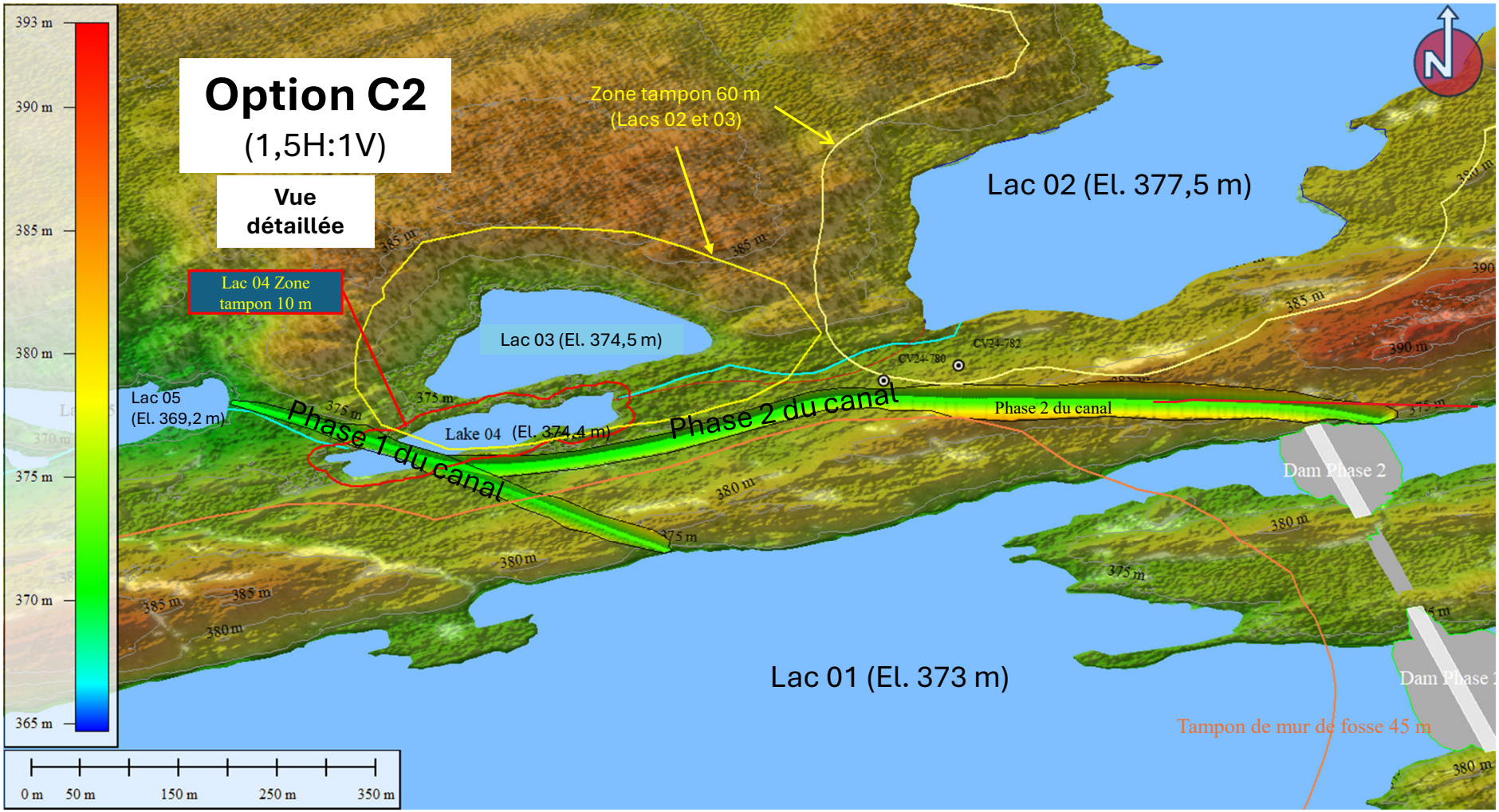
Niveau d'eau dans les lacs (basé sur le raster) : Lac 02 = 377,5 m ; Lac 03 = 374,5 m ; Lac 04 = 374,4 m ; Lac 05 = 369,2 m


Option B
(2,5H:1V)
Vue détaillée
Zone tampon 60 m
(Lacs 02 et 03)
Lac 02 (El. 377,5 m)
<60 m Zone tampon
Lake 04 Buffer
10 m
<60 m Zone tampon
Lac 03 (El. 374,5 m)
Lac 05
(El. 369,2 m)
Phase 2 du Canal
(El. 374,4 m)
Phase 1 du canal
Dam Phase 2
Lac 01 (El. 373 m)
Tampon de paroi de fosse 45 m
393 m
390 m
385 m
380 m
375 m
370 m
365 m
0 m
50 m
150 m
250 m
350 m
N



Niveau d'eau dans les lacs (basé sur le raster) : Lac 02 = 377,5 m ; Lac 03 = 374,5 m ; Lac 04 = 374,4 m ; Lac 05 = 369,2 m


Option C1
(2,5H:1V)
Vue détaillée
Zone tampon 60 m
(Lacs 02 et 03)
Lac 02 (El. 377,5 m)
Lac 04 Zone tampon
Lac 03 (El. 374,5 m)
Lac 05
(El. 369,2 m)
Phase 1 du canal
Lake 04 (El. 374,4 m)
Phase 2 du canal
Phase 2 du canal
Dam Phase 2
<45 m Zone tampon
Lake 01 (El. 373 m)
Tampon de paroi de fosse 45 m
393 m
390 m
385 m
380 m
375 m
370 m
365 m
0 m
50 m
150 m
250 m
350 m


Option C2
(1,5H:1V)
Vue détaillée
Zone tampon 60 m
(Lacs 02 et 03)
Lac 02 (El. 377,5 m)
Lac 04 Zone tampon 10 m
Lac 03 (El. 374,5 m)
Lac 05
(El. 369,2 m)
Phase 1 du canal
Phase 2 du canal
Lake 04 (El. 374,4 m)
Phase 2 du canal
Dam Phase 2
Lac 01 (El. 373 m)
Tampon de mur de fosse 45 m
CV24-782
CV24-780
393 m
390 m
385 m
380 m
375 m
370 m
365 m
0 m
50 m
150 m
250 m
350 m

Résumé des résultats : Options A, B et C

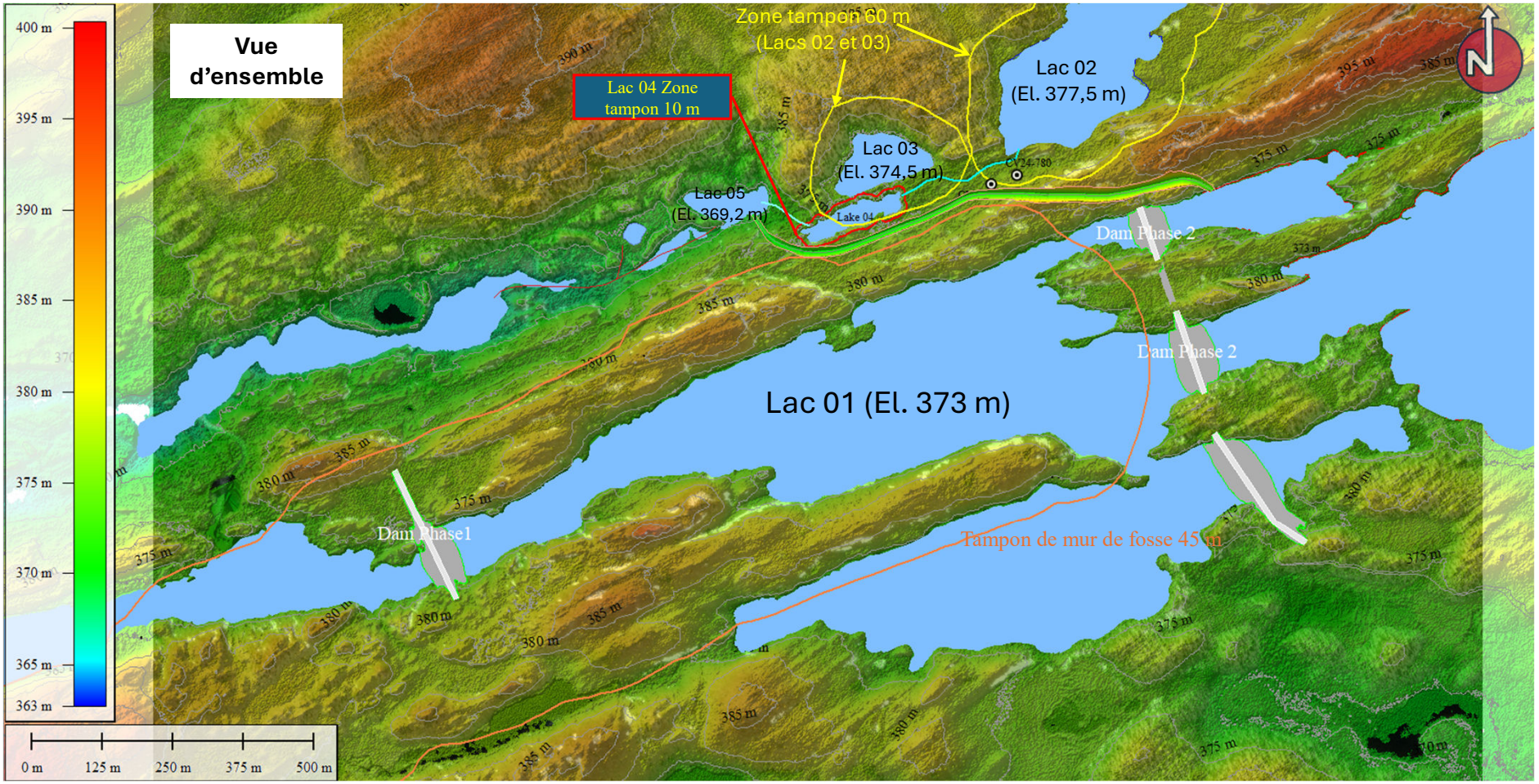
Option	Longueur	Pente de talus	Intrusion décalée respectée ? (O/N)				Volume (1000m^3)		
			Paroi de fosse (45 m)	Lac 02 (60 m)	Lac 03 (60 m)	Lac 04 (10 m)	Phase 1	Phase 2	Total
A	793 m	2,5H:1V	N	N	Y	N (≈5 m)	31	84	115
B	738 m	2,5H:1V	Y	N	N	N	20	85	105
C1	726 m	2,5H:1V	Y	Y	Y	N	20	93	113
C2		1,5H:1V	Y	Y	Y	N	15	66	81

Il convient de noter qu'après de longues discussions avec l'équipe, il a été décidé que ces options n'étaient plus envisageables et que l'option D avait été retenue comme option privilégiée. L'option D est décrite dans les diapositives suivantes.

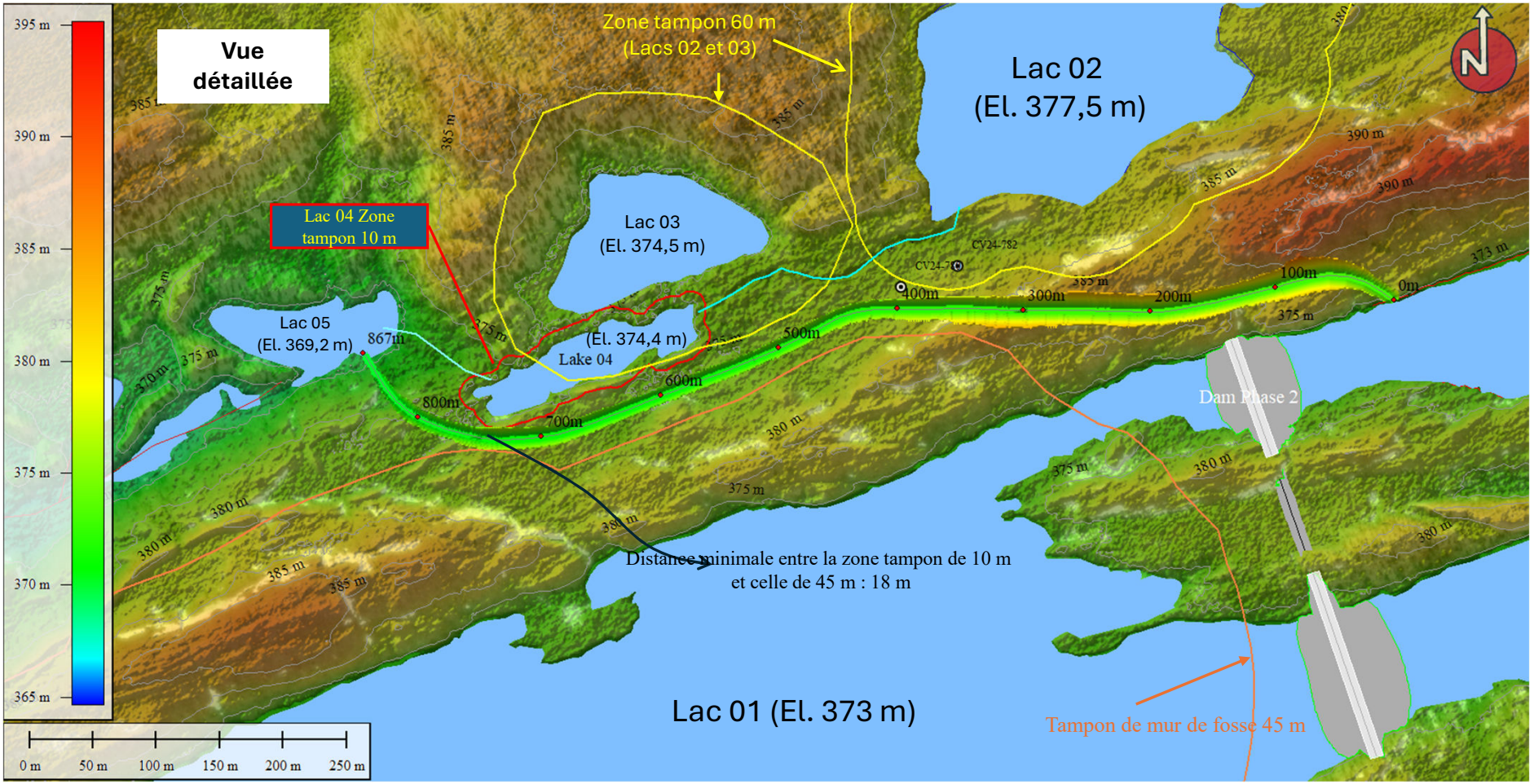
Option D:

- Seulement un canal de dérivation à un seul niveau.
- Proposer une pente de talus de 5 m de large et 1H:1V pour permettre le passage du PMF avec un franc-bord adéquat (0,6 m). Les pentes de talus 1H:1V ont été choisies en raison des contraintes de construction liées aux restrictions en matière de dynamitage.
- Validation du modèle pour les conditions hydrauliques des poissons, y compris trois (3) chutes de 0,2 m et une pente du fond du canal de 0,3 %.
- AtkinsRéalis suggère également d'ajouter des bassins de 0,4 m de profondeur dans le lit du canal afin de permettre des vitesses d'écoulement proches de zéro. Un micromodèle unique est inclus pour montrer les conditions hydrauliques à l'intérieur des bassins.

Option D: Option monophasée

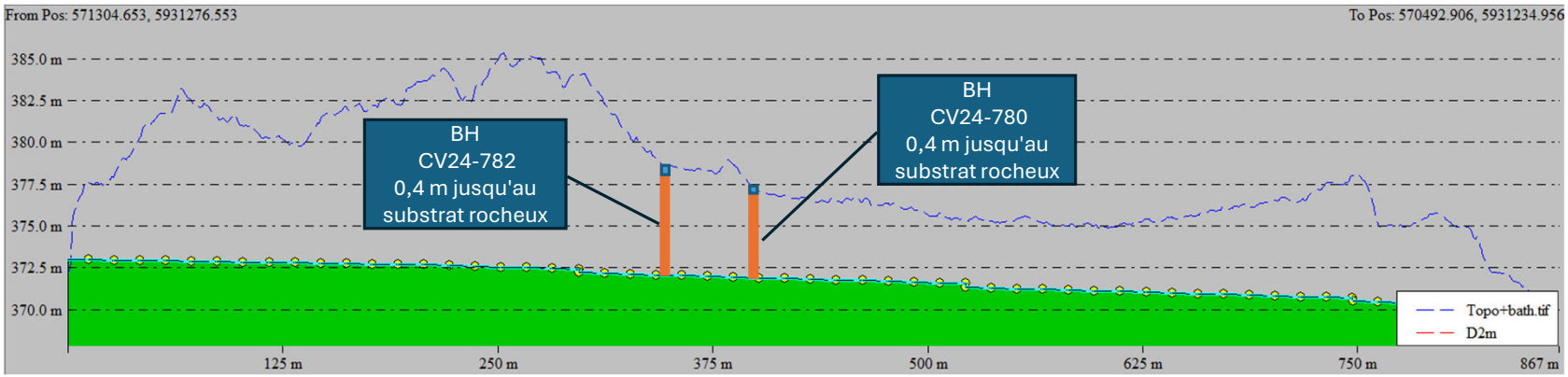


Option D: Option monophasée



Option D

Profil du canal – Du Lac 01 au Lac 05



Longueur ≅ 870 m

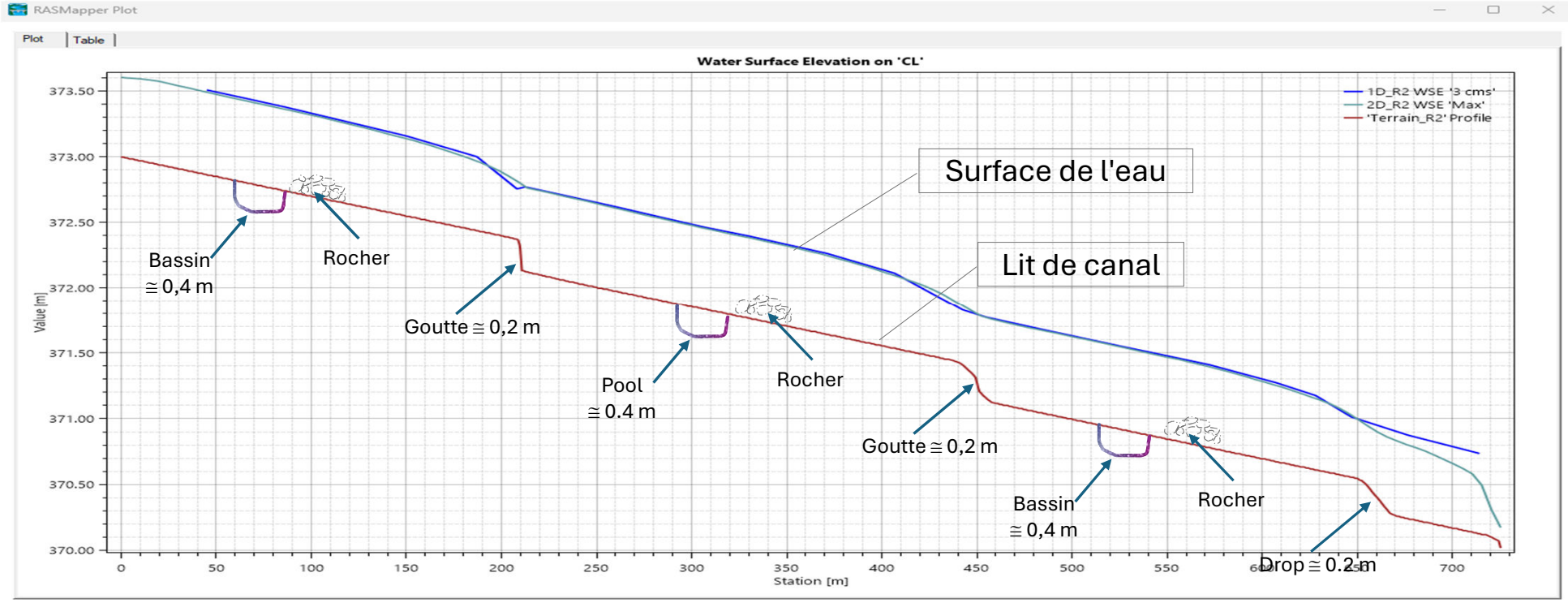
	Gravier sableux		Substrat rocheux

Résumé des résultats – Option D

Option	Longueur	Pente de talus	Intrusion décalée respectée? (O/N)				Volume (1000m^3)		
			Paroi de fosse (45 m)	Lac 02 (60 m)	Lac 03 (60 m)	Lac 04 (10 m)	Phase 1	Phase 2	Total
D	870 m	1H:1V	Y	Y	Y	Y	Une seule phase		67

- Option D (détails approfondis pour les estimations)
  - Dimensions typiques de la section : 5 m de largeur et pentes de talus 1H:1V (pentes raides dues aux travaux de dynamitage).
  - Volume total d'excavation : ~67 000 m^3 (61 000 m^3 correspondent à la roche et 6 000 m^3 aux morts-terrains).
  - Avec des pentes de talus de 1H:1V, les résultats indiquent qu'il n'y a pas d'intrusion dans les limites décalées de la fosse et des lacs.

Élévation de la surface de l'eau (débit = 3 m^3/s) – Canal de dérivation



AtkinsRéalis a proposé l'installation de trois ou quatre déversoirs et bassins le long du lit du canal afin de créer des conditions hydrauliques variables qui reproduisent celles de la sortie naturelle du lac 01. Ces conditions hydrauliques faciliteront les écoulements rapides et les profondeurs d'eau, tant en amont qu'en aval des déversoirs. De plus, il est recommandé de placer des rochers entre les sections du canal où les vitesses sont élevées afin de fournir un abri aux poissons pendant leur migration de l'aval vers l'amont. La figure ci-dessus montre une représentation schématique du canal de passe à poissons proposé. Les diapositives 19 et 20 expliquent cela plus en détail. En outre, on s'attend à ce que, à l'emplacement des bassins, la vitesse d'écoulement soit proche de zéro (en particulier aux endroits proches du lit). Cet aspect est étudié dans la diapositive 21. Par conséquent, les conditions requises pour l'habitat/le passage des poissons seront satisfaites.

Estimations de la valeur du débit – Canal de dérivation

Table 1. Flow and substrate characteristic of CE1 (Current natural outlet of Lake 01)

Segment	Main flow Type	Width (m)		Current velocity (m/s)	Mean Depth (m)	Dominant Substrate
		Wetted	Littoral boundary			
SH1	Lentic channel	15.0	17.0	0.03	0.80	Boulder, coarse boulder, cobble
SH2	Runs	7.0	9.2	0.50	0.50	Boulder, coarse boulder, cobble
SH3	Pool	60.0	65.0	0.05	0.40	Cobble. Boulder, coarse boulder
SH4	Runs	7.0	9.0	0.60	0.60	Boulder, coarse boulder, cobble
SH5	Cascade	5.0	7.0	1.00	0.30	Boulder, coarse boulder

Tableau 1 tiré du rapport PMET – Note technique sur les exigences relatives aux canaux de dérivation et à l'habitat du poisson, 11 février 2025.

Remarque : Le débit total passant par le canal naturel au moment de cette étude est inconnu ; toutefois, d'après les photos du rapport, on a supposé des conditions moyennes (c'est-à-dire entre juillet et octobre).

D'après les débits mensuels moyens fournis par le client le 28 janvier 2025

- Minimum mensuel (janvier) = 0,6 m^3/s
- Moyenne mensuelle = 2,1 m^3/s (adoptée pour valider les résultats)
- Maximum mensuel (mai) = 6,9 m^3/s

La modélisation hydraulique du scénario D est réalisée à partir de ces débits, et les résultats sont présentés dans les diapositives 20 et 21. Les résultats concernant les vitesses et les profondeurs d'écoulement se sont révélés cohérents avec le tableau ci-dessus. Par exemple :

- Pour le débit mensuel moyen (2,1 m^3/s), la vitesse et la profondeur mesurées au niveau des chutes sont respectivement de 0,6 m/s et 0,6 m (tableau 1 ci-dessus), ce qui correspond aux valeurs simulées au niveau des chutes (diapositive 20 – section 1), qui sont respectivement de 0,6 m/s et 0,6 m (diapositive 20 ; tableau 2).
- De même, pour le débit mensuel moyen, au niveau de la cascade/chute, la profondeur et la vitesse mesurées sont respectivement de 0,3 m et 1,0 m/s (tableau 1 ci-dessus), et les résultats de simulation correspondants au niveau de la cascade/chute (diapositive 20, section 2) sont respectivement de 0,4 m et 0,9 m/s (diapositive 20 ; tableau 2). La différence entre les valeurs mesurées et simulées est insignifiante, et les résultats semblent adéquats.
- Par conséquent, on s'attend à ce que le canal de dérivation proposé puisse reproduire les conditions hydrauliques du cours d'eau naturel actuel (CE1).

Résultats du modèle hydraulique

Tableau 1

Q = 0,6 m³/s (Débit mensuel minimal)	WSE [m]	Profondeur [m]	Vitesse [m/s]
En amont de la chute (écoulement) (Section 1)	373,2	0,3	0,4
À la chute/cascade (Section 2)	371,7	0,2	0,8

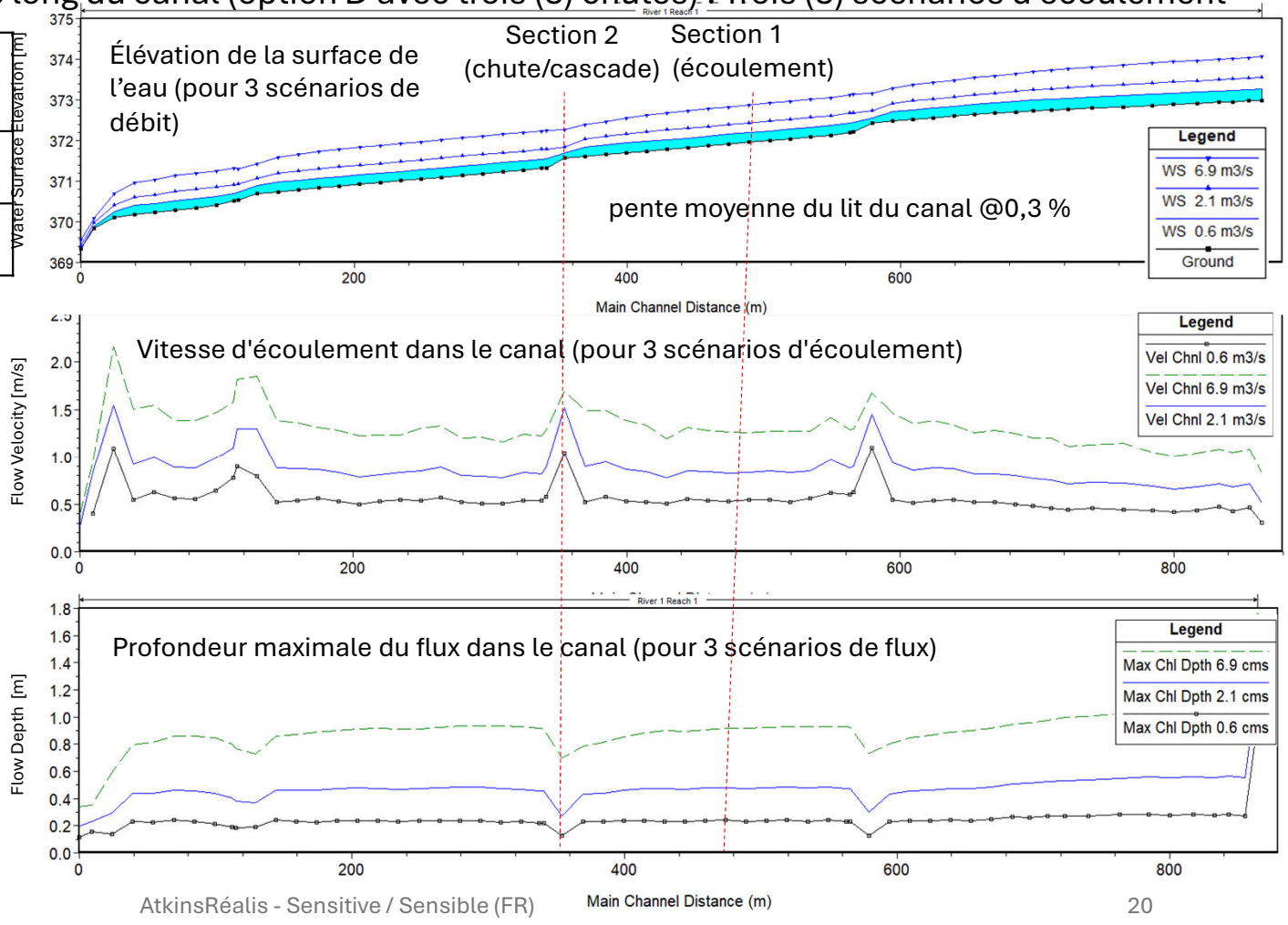
Tableau 2

Q = 2,1 m³/s (Débit mensuel moyen)	WSE [m]	Profondeur [m]	Vitesse [m/s]
En amont de la chute (écoulement)(Section 1)	372,5	0,6	0,6
À la chute/cascade (Section 2)	372,0	0,4	0,9

Tableau 3

Q = 6,9 m³/s (Débit mensuel maximal)	WSE [m]	Profondeur [m]	Vitesse [m/s]
En amont de la chute (écoulement) (Section 1)	373,1	1,2	0,9
À la chute/cascade (Section 2)	372,6	1,0	1,0

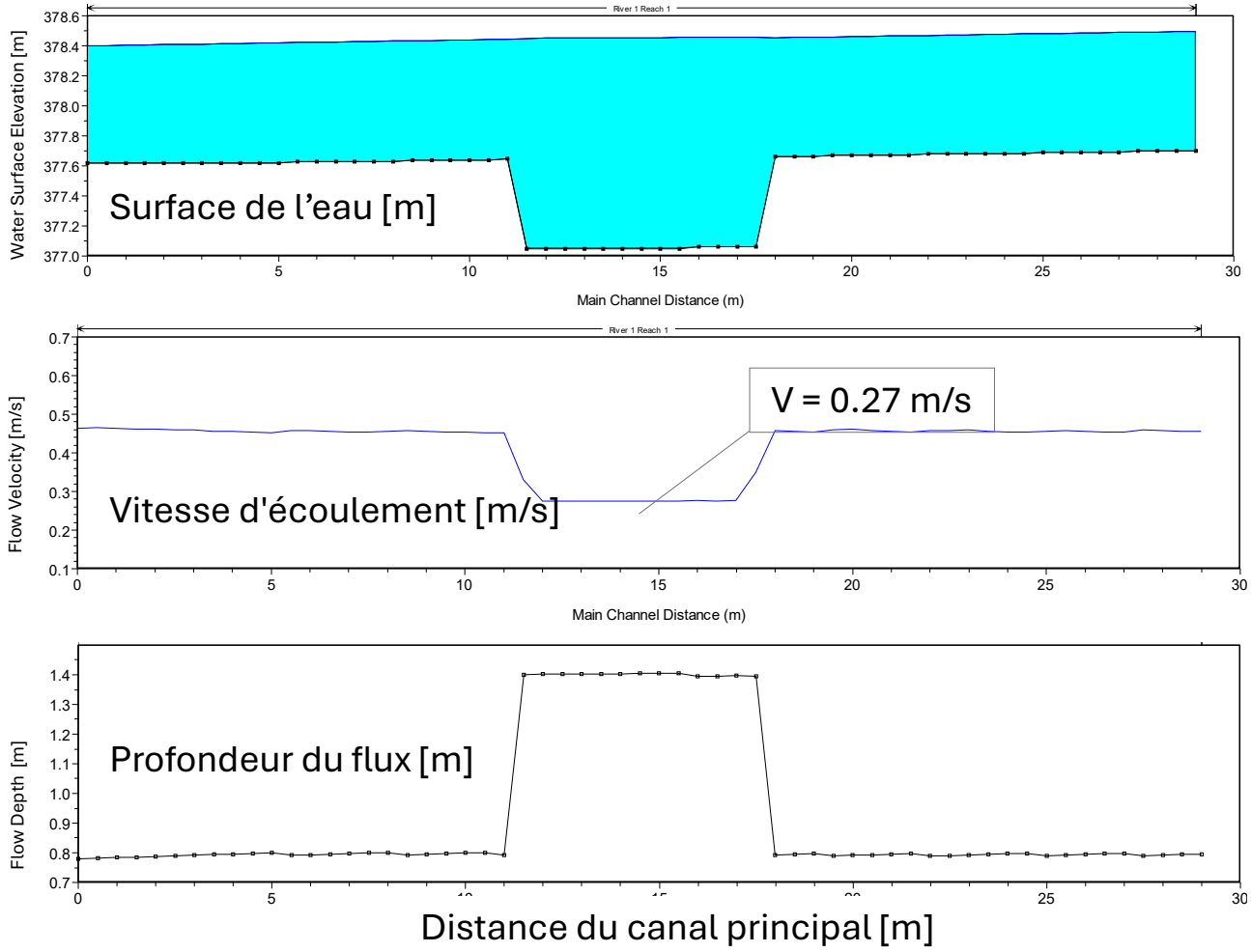
Résultats HEC-RAS : surface de l'eau (en haut), vitesse d'écoulement (au milieu) et profondeur d'écoulement (en bas)
le long du canal (option D avec trois (3) chutes) : Trois (3) scénarios d'écoulement



Résultats de simulation des bassins:

- Afin d'étudier l'impact d'un bassin sur les conditions d'écoulement, un micromodèle HEC-RAS a été développé pour un bassin typique dans le canal. La longueur totale modélisée est de 30 mètres, avec un bassin simulé.
- Les résultats du modèle, y compris l'élévation de la surface de l'eau, la vitesse d'écoulement et la profondeur d'écoulement le long du canal, sont présentés dans ces figures.
- On observe que les vitesses d'écoulement sont considérablement réduites à l'emplacement du bassin. Comme il s'agit d'un modèle 1D à profondeur moyenne, l'amplitude de la vitesse représente la valeur moyenne sur toute la profondeur. On peut donc s'attendre à ce que les vitesses près du fond du canal soient faibles et proches de zéro.

Profils de la surface de l'eau, de la vitesse d'écoulement et de la profondeur d'écoulement pour le scénario « débit moyen » (c'est-à-dire Q = 2,1 m^3/s)



Discussion

Option	Inconvénients	Avantages
A	• Intrusion dans la zone tampon de 60 m du Lac 02 • Intrusion dans la zone tampon de 45 m de la fosse • Seulement 5 m séparent la berge droite du plan d'eau du Lac 04	Non sélectionné par le client/Options ci-dessous répondent aux questions
B	• Intrusion dans la zone tampon de 60 m du L02 • Intrusion dans la zone tampon de 60 m du Lac 03 • Impact sur le Lac 04 et éventuellement sur le cours naturel du Lac 02	Non sélectionné par le client/Options ci-dessous répondent aux questions
C1	• Intrusion mineure dans la zone tampon de 60 m du Lac 02 • Intrusion mineure dans la zone tampon de 45 m de la fosse • Impact sur le lac 04 (partie ouest du lac). Le lac se déversera dans le fossé. • Difficulté de construction dans l'empreinte du Lac 04.	• Fossé plus court • Bonne capacité hydraulique • Les pentes de talus de 2,5:1 sont considérées comme appropriées pour la construction d'une fondation conventionnelle
C2	• Impact sur le Lac 04 (partie ouest du lac). Le Lac 04 se déversera dans le fossé • Les pentes detalus de 1,5:1 sont considérées comme trop raides pour les sols de fondation conventionnels (un blindage des pentes latérales sera nécessaire). • Capacité hydraulique réduite • Difficulté de construction dans le périmètre du Lac 04..	• Fossé plus court • Moins d'excavation
D	• ≅ 5 entre la limite supérieure du canal (10 m de chaque côté) et le bord de la zone tampon du Lac 04 et de la fosse. La distance totale entre les zones tampons de la fosse et du lac est de 18 m. • Aucun fossé échelonné n'est envisagé. Le fossé doit être construit au début du drainage du Lac 01.	• Une seule phase est prise en compte (phase 2) • Aucune intrusion dans la zone tampon de 45 m autour de la fosse. • Aucune intrusion dans la zone tampon de **10 m** autour du lac 04. • Capacité hydraulique adéquate. • Les cours d'eau existants entre le lac 04 et le lac 05 ne sont pas perturbés • Volume d'excavation minimal parmi tous les scénarios

Recommandation

- L'option D est recommandée *(avec une pente de talus de 1H:1V sur toute la longueur du canal) :*
  - Raison du choix de l'Option D:

- Ce scénario maintient le pilier de 45 m de la mine à ciel ouvert sur toute la longueur du canal, lorsque cela est possible
- Volume d'excavation réduit (en raison de la pente de talus étroite) – également plus facile à mettre en œuvre (abattage de roches)
- Permet de perturber le moins possible les lacs et les cours d'eau existants au nord
- Construction plus facile sur terre que dans les marais
- Respecte au mieux la nécessité du pilier de la mine à ciel ouvert et les exigences de décalage du lac
- Avec les scénarios de bassins de retenue associés aux rochers, les considérations requises pour la migration des poissons vers l'amont sont bien satisfaites.

Coûts

Une évaluation complète des coûts n'a pas été réalisée pour les options proposées, ni prise en compte dans la prise de décision.

- Premièrement, il a été déterminé que les différences de coût entre les options ne justifiaient pas suffisamment l'impact sur le bassin versant environnant.
- Deuxièmement, toute réduction des coûts due à des canaux plus courts (moins d'excavation de roches et de terre) serait compensée par une augmentation significative des coûts de construction liés aux travaux dans les marais.

Avez-vous des questions?

AtkinsRéalis - Sensitive / Sensible (FR)

AtkinsRéalis

© AtkinsRéalis unless otherwise stated

ANNEXE

4-7 ÉTUDE SUR LA LIGNE DE TRANSPORT D'ÉLECTRICITÉ DE 120 KV

Innova Lithium Inc.

Projet Shaakichiuwaanaan

Région de la Baie James, Québec

Rapport technique

Étude sur la ligne de transport d'électricité de 120 kV

N° document BBA / Rév. : 7535031-000000-4L-ERA-0001-RAC

18 février 2026

FINAL-ÉTUDE

2020, boul. Robert-Bourassa
Bureau 300
Montréal, QC H3A 2A5
T +1 514.866.2111 **F** +1 514.866.2116
BBAconsultants.com
Tous droits réservés. © BBA

Contribué par :
Florence Nolette

Préparé par :
Martin Léger, ing.
OIQ n° 122782

Contribué par :
Taleb Sabbek, Ph. D., CPI
OIQ n° 6027253

Vérifié par :
Yves Robitaille, ing.
OIQ n° 122207

2026-02-18
Préparé par :
Sébastien Paradis, ing.
No OIQ 5043061

N° document BBA / Rév. :7535031-000000-4L-ERA-0001-FR-RAC.docx

HISTORIQUE DES RÉVISIONS

Révision	Statut du document – Description de la révision	Date
RAC	Final-Étude – Traduit en français (la version anglaise prévaut sur la version française en cas de différence entre les deux)	2026-02-18
RAB	Final-Étude	2025-09-05

Ce document est préparé par BBA pour le seul bénéfice de son Client et ne peut être utilisé par aucune autre partie et pour aucune autre fin sans le consentement préalable écrit de BBA. BBA ne sera en aucun cas responsable des dommages, pertes, réclamations ou frais quels qu'ils soient découlant ou en relation avec l'utilisation de ce document par toute autre personne que le Client.

Bien que les informations contenues dans ce document soient fiables sous réserve des conditions et limitations qui y sont prévues, ce document est fondé sur des informations qui ne sont pas sous le contrôle de BBA ou que BBA n'a pu vérifier; par conséquent, BBA ne peut en garantir la suffisance et l'exactitude. Les commentaires contenus dans ce document reflètent l'opinion de BBA à la lumière des informations disponibles au moment de la préparation du document.

L'utilisation de ce document confirme l'acceptation de ces conditions.

Sommaire exécutif

Le présent document est un rapport de préfaisabilité concernant un projet de ligne de transport (LT) de 120 kV fournissant 50 MW pour l'exploitation d'une mine de lithium à ciel ouvert, située à environ 50 km au sud-ouest de la sous-station Tilly d'Hydro-Québec (HQ) dans la baie James, dans le cadre du développement de son projet Shaakichiuwaanaan. Le projet était initialement prévu à 69 kV, mais a été porté à 120 kV en raison d'une demande supplémentaire en électricité.

Les critères de conception préliminaires ont été définis, et le choix des structures, des fondations et des principaux composants a été effectué. Le contexte permet l'utilisation de structures en bois en H et de fondations avec poteaux directement enfouis. La hauteur moyenne des structures est de 70 pieds (61 pieds au-dessus du sol), avec des portées de 175 m entre les structures, sur une emprise dégagée de 38 m de large.

Deux (2) options préliminaires de tracé de ligne à 120 kV ont été étudiées en tenant compte des caractéristiques/contraintes de sélection disponibles :

- Option 1 : principalement le long de la route Trans-Taiga, dans la mesure du possible, afin de minimiser la construction de routes d'accès;
- Option 2 : Ligne plus directe entre la sous-station prévue de 315-120 kV et la sous-station minière prévue de 120-13,8 kV.

Sur la base des informations disponibles à ce stade, l'option 1 semble être la plus avantageuse. Bien qu'elle présente moins de contraintes, elle passe tout de même relativement près des sites identifiés comme sensibles. S'il est important de conserver les deux options à ce stade afin de garantir une certaine flexibilité pour les étapes futures, cette étude considère l'option 1 comme le tracé retenu.

Une répartition préliminaire des structures et un ajustement du tracé de la ligne ont été effectués pour l'option 1, après intégration des données lidar et cartographie des dépôts de surface. Elle comprend au total 318 structures en bois réparties sur un tracé de 54,8 km. Il convient de noter que des ajustements seront nécessaires au cours des phases suivantes (par exemple en raison de la délimitation des zones humides, des impacts sociaux, de l'utilisation du territoire, de la coordination avec le Hydro-Québec, de la précision technique supplémentaire).

Un décompte des composantes du projet a été préparé sur la base des hypothèses décrites dans le présent rapport.

Un échéancier préliminaire a également été établi et les prochaines étapes clés ont été identifiées. Celui-ci montre que la ligne pourrait être mise en service à la mi-2029, à condition que toutes les étapes indiquées dans l'échéancier soient réalisées dans les délais impartis.

TABLE DES MATIÈRES

1. Introduction 1
2. Codes, normes et réglementations 1
   2.1. Documents de référence 2
3. Scénario d'interconnexion 2
4. Ligne de transport de 120 kV (LT) 3
   4.1. Critères de conception préliminaires 3
   4.2. Étude préliminaire des corridors à haut niveau 8
   4.3. Tracés potentiels 9
   4.4. Tracé préliminaire et répartition des structures 13
5. Quantités de matériaux 14
6. Prochaines étapes 15
7. Conclusion 17

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Codes, normes et réglementations 1
Tableau 2 : Documents de référence 2
Tableau 3 : Conditions climatiques 3
Tableau 4 : Dégagement circulaire 5
Tableau 5 : Propriétés des isolateurs 5
Tableau 6 : Performances électriques attendues 6
Tableau 7 : Principales caractéristiques de la LT 7
Tableau 8 : Caractéristiques des données 8
Tableau 9 : Caractéristiques foncières et environnementales et leurs marges de recul minimales 8
Tableau10 : Analyse comparative 13
Tableau11 : MTO préliminaire 14

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Coupe type de l'emprise pour les portiques en H d'alignement
Annexe B : Coupe type de l'emprise pour les structures d'angle/arrêt
Annexe C : Plans types de fondations
Annexe D : Échéancier préliminaire

1. Introduction

Innova Lithium Inc. vise à exploiter une mine de lithium à ciel ouvert située dans la région d'Eeyou Istchee James Bay, dans le nord du Québec, aux coordonnées 53,52° N, 73,94° O. D'après l'étude de faisabilité, la charge maximale de la mine devrait être de 43,1 MW. Afin d'assurer une marge de sécurité, cette étude prend en compte une charge de 50 MW.

Le site du projet est situé à environ 50 km au sud-ouest de la sous-station Tilly d'Hydro-Québec (HQ) dans la baie James. À cet endroit, il existe deux points d'accès au réseau HQ :

- à 25 kV à partir du réseau de distribution d'HQ près de l'aéroport du complexe La Grande;
- à 315 kV à la sous-station HQ Tilly, près de la centrale électrique La Grande-4 (LG-4).

L'alimentation électrique existante de 25 kV à l'aéroport ne peut pas répondre à la demande prévue de 50 MW du complexe minier. Une ligne de 25 kV n'a pas la capacité de transporter une telle puissance sur la distance requise. La construction d'une ligne de 315 kV serait trop coûteuse et trop longue pour cette charge relativement faible. Un niveau de tension intermédiaire est donc nécessaire. En raison de l'augmentation de la demande en électricité par rapport à l'évaluation initiale de l'EEP, une ligne de transport de 120 kV sera nécessaire, au lieu de la ligne de 69 kV initialement prévue.

2. Codes, normes et réglementations

Les travaux à réaliser doivent être en mesure de satisfaire à toutes les exigences spécifiées et doivent être conformes aux dernières révisions des codes, normes et réglementations applicables, y compris, mais sans s'y limiter, les suivants :

Tableau 1 : Codes, normes et réglementations

Code du document	Titre du document
CSA (Association canadienne de normalisation)	
CAN/CSA – C22.3 n° 1	Systèmes aériens
CAN/CSA – C22.3 n° 60826	Critères de conception des lignes aériennes de transport d'électricité
CAN/CSA C411.1	Isolateurs de suspension CA
CAN/CSA -C61089	Conducteurs électriques aériens toronnés à fils ronds concentriques
CAN/CSA C83	Connecteurs de communication et d'alimentation destinés à être utilisés dans les conducteurs aériens
CSA-C57	Connecteurs électriques destinés à être utilisés dans les conducteurs de lignes aériennes

Code du document	Titre du document
IEC (Commission électrotechnique internationale)	
IEC 60071	Coordination de l'isolation, partie 2 : guide d'application
CEI / CIGRE	Brochure technique 273

2.1. Documents de référence

Les informations contenues dans ce rapport doivent être utilisées conjointement avec les documents suivants :

Tableau 2 : Documents de référence

Document	Description
7535016-000000-30-CPP-0001	Plan d'exécution du projet de raccordement du camp à la ligne électrique de 25 kV
7535031-000000-4L-EES-0001	Spécifications techniques - Ligne de transport 120 kV - Levé LiDAR
7535031-000000-4L-EMO-0001	Zone d'étude LiDAR (fichier KMZ)
7535031-000000-4L-EMO-0002	Options préliminaires d'itinéraire (fichier KMZ)
7535031-000000-4L-EMO-0004	Tracé préliminaire de la ligne et repérage des structures (fichier KMZ)
CASN-A-001-GE-GA-0002_RevB4(ID 12397)	Disposition du site - Disposition générale - Plan principal - Vue en plan
HQ TET-EMP-N-GEN0001	Normes de calcul des emprises (Hydro-Québec)
HQ TET-LIA-N-GEN0100	Critères de conception des lignes aériennes (Hydro-Québec)
Corvette_hauteur_250424_Optimisé	Élévation et types d'habitats terrestres

3. Scénario d'interconnexion

Afin d'alimenter les opérations minières, une sous-station de 315-120 kV sera construite à proximité de la sous-station de 735-315 kV de Tilly, sur le site LG-4. Une courte ligne de 315 kV alimentera la sous-station où la tension sera convertie à 120 kV. La ligne de transport de 120 kV atteindra ensuite le site minier, où une sous-station de 120-13,8 kV sera construite, d'une capacité de 50 MW et plus, pour les besoins permanents du complexe minier de Shaakichiuwaanaan. La nouvelle ligne de 315 kV devrait mesurer moins de 2 km de long afin d'éviter de déclencher une étude d'évaluation environnementale et de causer des retards supplémentaires dans l'échéancier du projet.

4. Ligne de transport de 120 kV (LT)

4.1. Critères de conception préliminaires

Sur la base des normes applicables, BBA a déterminé les critères de conception préliminaires pour la ligne de transport et les structures, comme présenté dans les tableaux suivants.

4.1.1. Conditions climatiques

BBA a procédé à un examen préliminaire des données climatiques disponibles pour la région afin d'établir les conditions environnementales initiales.

D'après cette évaluation, la région n'est pas soumise à des conditions climatiques sévères et la formation de givre de nuage est jugée improbable. Le givre se forme généralement lorsque des gouttelettes d'eau surfondues gèlent au contact d'une surface solide, souvent en haute altitude ou dans des conditions météorologiques difficiles. Cependant, de telles conditions ne sont pas attendues le long du tracé proposé. Par conséquent, le givre de nuage ne sera pas pris en compte dans les calculs de charge structurelle en raison de sa faible probabilité d'occurrence.

Une étude climatique détaillée pourrait néanmoins être menée pendant la phase d'ingénierie détaillée afin de confirmer ces hypothèses et de garantir la robustesse de la conception dans toutes les conditions environnementales prévues.

La ligne sera conçue pour des charges avec une période de récurrence de 50 ans, conformément à la norme CEI 60826. La fiabilité correspond au niveau 1 selon la norme CSA C22.3 n° 60826, tableau 1. Ce niveau a été choisi car la durée de vie prévue de la mine est inférieure à 50 ans.

Les conditions climatiques préliminaires prises en compte pour cette étude sont les suivantes :

Tableau 3 : Conditions climatiques

Condition	Valeur
Glace (50 ans)	
Épaisseur maximale de la glace (y compris le facteur d'ajustement)	30 mm (HQ TET-LIA-N-GEN0100)
Vent (50 ans)	
Vitesse maximale de référence du vent	90 km/h

Condition	Valeur
Température	
Moyenne annuelle	-3 °C (site Web d'Environnement Canada)
Maximale enregistrée	33 °C (site Web d'Environnement Canada)
Minimum enregistré	-51 °C (site Web d'Environnement Canada)
Moyenne du mois le plus froid	-23 °C (site Web d'Environnement Canada)
Température maximale de fonctionnement du conducteur	100 °C
Altitude	
Au-dessus du niveau moyen de la mer	De 260 m à 440 m
Terrain	
Catégorie	B (CSA-C22.3 n° 60826)
Profondeur moyenne annuelle de la neige	1,0 m (tableau D.1 CSA 22.3 n° 1-20)

4.1.2. Dégagements au sol

Les exigences suivantes en matière de dégagement, tirées de la norme CSA 22.3 n° 1, s'appliquent entre le conducteur dans sa position la plus basse et le point le plus proche au sol.

La distance sera calculée avec le conducteur dans les conditions suivantes :

- Température maximale du conducteur (100 °C)
- Épaisseur maximale de glace sur les conducteurs (30 mm)

Une tolérance de conception et de construction de 1,2 m est généralement ajoutée aux dégagements verticaux minimaux prévus par le code afin de tenir compte des approximations dans la conception et des imprécisions dans les levés et l'installation.

Tableau 4 : Dégagement circulaire

Description	Dégagement minimum prévu par le code (m)	Neige Profondeur (m)	Tolérance (m)	Dégagement au sol minimal (m)
Dégagements verticaux				
Au-dessus des routes ou le long des terrains (dans les limites du rayon de braquage horizontal maximal plus la distance parcourue par les véhicules routiers (y compris les routes, rues, ruelles, allées, voies d'accès et entrées); H = 4,15 m	5,5	0	1,2	6,7
Au-dessus des trottoirs ou des terrains normalement accessibles uniquement aux piétons, aux motoneiges et aux VTT à usage personnel ; H = 2,4 m	4,0	1,0	1,2	6,2

4.1.3. Coordination de l'isolation

Un niveau de pollution moyen a été pris en compte pour tenir compte de la proximité des infrastructures routières et du complexe minier.

Tableau 5 : Propriétés des isolateurs

Description	Chaîne de suspension
Type CSA	CSA CS-5 Type à chape et rotule
Type de matériau	Verre trempé
Niveau de pollution (mm/kV)	20 (moyen)
Nombre d'unités par chaîne	1 x 9
Charge de rupture mécanique (kN)	120
Distance de fuite/isolateur (mm)	320
Diamètre par unité (mm)	255
Longueur de section (mm)	1 314
Distance de fuite effective (mm)	2 880

4.1.4. Sélection du conducteur

Avec une capacité prévue de 50 MW, l'utilisation d'un conducteur ACSR Rook de 636 MCM est envisagée à ce stade. La taille optimale du conducteur de ligne est basée sur les critères de densité de courant généralement acceptés de 1 A/mm^2 pour fonctionner dans la plage économique de la ligne. Le tableau et les figures suivants montrent certaines des propriétés du

conducteur ainsi que les performances électriques attendues pour alimenter les charges prévues, en supposant une ligne de transport de 53 km de long.

Tableau 6 : Performances électriques attendues

Description	Conducteur simple 1 x 636 kcmil ACSR ROOK
Construction	24 torons en aluminium A1 / 7 torons en acier S1A
Diamètre	24,8 mm
Résistance nominale	101 kN
Courant admissible (@75 °C)	709 A
Courant admissible (@50 MW)	264 A
Tension d'alimentation	120 kV
Longueur de la ligne	53 km
Facteur de puissance de charge	0,95
Disposition des phases	Horizontale
Puissance active de charge	50 MVA
Charge d'impédance de surtension (SIL)	38,6 MW
Puissance maximale de la ligne (@75 °C)	116 MW
Pertes de puissance active de la ligne	1,12 MW
Pertes d'énergie annuelles pour 8 000 heures	8 960 MWh
Coût annuel équivalent des pertes d'énergie (0,06 $/kWh, facteur de perte annuel de 0,8)	0,43 M
Évaluation de la perte de durée de vie utile (10 %, 24 ans)	3,8 M
Chute de tension (@50 MW)	4,91

4.1.5. Sélection du type de structure

La ligne de transport sera composée de structures en bois en H. Celles-ci se composent de deux poteaux en bois espacés d'environ 4,4 mètres à l'horizontale. Elles soutiennent une traverse près du sommet des poteaux qui maintient les trois phases. Ces structures devraient bien fonctionner dans le cadre de ce projet et constituer une solution économique. La longueur moyenne des portées est estimée à 175 m et la hauteur moyenne des poteaux à 70 pieds (61 pieds au-dessus du sol).

Les structures en fin de ligne ou en angle seront composées de 3 poteaux en bois haubanés et auront une empreinte au sol plus importante.

4.1.6. Fondations

On prévoit que la plupart des fondations consisteront en un enfoncement direct des poteaux. En règle générale, les poteaux seront enfouis à une profondeur correspondant à 10 % de leur longueur plus 2 pieds, ce qui correspond à la pratique courante.

Des fondations spéciales, telles que des pieux ou des tuyaux en acier ondulé, peuvent être nécessaires pour les applications en zone humide ou les sols à très faible capacité portante.

Des ancrages composés de plaques d'acier ou de tiges d'ancrage seront utilisés pour l'haubanage des structures respectivement dans les morts-terrains et le roc.

4.1.7. Emprise

Les limites de l'emprise seront confirmées pendant la phase de conception afin de respecter les contraintes locales et la hauteur des arbres.

Sur la base du rapport « Élévation et types d'habitats terrestres », la largeur préliminaire de l'emprise pour les structures d'alignement types est fixée à 38 m, soit généralement 19 m de chaque côté de la ligne médiane. Une hauteur moyenne de 12 m pour les arbres matures a été prise en compte, en supposant que tous les arbres dangereux situés en dehors des limites de l'emprise seront abattus lors des travaux de déboisement.

La configuration préliminaire d'une structure d'alignement et d'une structure en ancrage/angle, y compris la configuration de l'emprise, est présentée dans les annexes A et B. Les dessins des fondations types en mort-terrain et roc sont présentés dans l'annexe C.

4.1.8. Caractéristiques principales de la ligne de transport

Tableau 7 : Principales caractéristiques de la LT

Caractéristiques	Description
Type de conducteur	Conducteur simple 636 ACSR Rook 24/7 (3 phases)
Disposition des phases	Horizontale
Transposition de phase	Aucune prévue, à confirmer
Type de structure	Portique en H en bois (alignement) 3 poteaux haubanés (structures en fin de ligne/en angle)
Type de fondation	Directement enfoui (dans le mort-terrain ou le roc)
Mise à la terre	Mise à la terre périmétrique et contrepoids continu entre les structures

Caractéristiques	Description
Hauteur moyenne des poteaux	70 pieds (±21,3 m)
Câbles de garde	1 câble de garde à fibre optique + 1 câble de garde
Portée moyenne (m)	175 m
Emprise au sol (m)	38 m sur la majeure partie de la ligne Plus grandes zones déboisées autour des structures d'angle ou d'ancrage

4.2. Étude préliminaire des corridors à haut niveau

BBA a examiné les informations accessibles au public afin de comprendre l'utilisation du territoire et le contexte environnemental des corridors. Une zone d'étude d'environ 1 200 km² a été créée, sur laquelle des données ont été collectées (tableau 3 ci-dessous).

Tableau 8 : Caractéristiques des données

Caractéristique	Source des données
Lacs, rivières, ruisseaux	GRHQ (Géobase du réseau hydrographique du Québec)
Zones humides	MELCCFP (Ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les Changements Climatiques de la Faune et des Parcs
Sites sensibles	Innova Lithium inc.
Espèces à statut particulier	CDPNQ (Centre de données sur le patrimoine naturel du Québec)
Aéroports	MTMD (Ministère des Transports et de la Mobilité Durable)
Routes, forêts, courbes de niveau, dépôts de sols sensibles, pentes	Ressources naturelles et forêts (Québec)
Lignes de transport existantes	Carte ouverte des infrastructures

L'utilisation des terres, les caractéristiques environnementales et les marges de recul minimales ont été prises en compte pour déterminer les tracés et les corridors préliminaires des lignes de transport.

Tableau 9 : Caractéristiques foncières et environnementales et leurs marges de recul minimales

Caractéristique	Distance minimale (m)	Commentaire
Ligne de transport de 735 kV (emprise existante)	1 000	Lorsque cela est possible
Aéroport La Grande-4	600	Valeur préliminaire, à valider

Caractéristique	Distance minimale (m)	Commentaire
Cabane, chalet, sites sensibles	À déterminer	De l'extrémité du site à l'axe central de la LT
Route	20	Du bord de la route à l'extrémité de l'emprise de la ligne de transport
Cours d'eau, plan d'eau	20	Du bord de l'élément aux structures de la LT, à valider
Zones humides	10	Du bord de l'élément aux structures de la LT, lorsque cela est possible

4.3. Tracés potentiels

La zone envisagée pour le tracé préliminaire de la ligne de transport est délimitée à l'ouest de la zone d'étude par deux lignes de transport existantes de 735 kV, l'aéroport LG-4 et une base d'hydravions. Deux (2) options préliminaires de tracé de ligne ont été identifiées pour partir de la sous-station 315-120 kV prévue (située à 1,5 km de la sous-station 735-315 kV de Tilly) et se diriger vers le sud entre les lignes 315 kV existantes et le barrage LG-4. Elles traverseraient ensuite la route et les lignes de 315 kV, puis bifurqueraient vers le sud-ouest pour rejoindre leurs tracés respectifs, comme décrit ci-dessous.

4.3.1. Option 1 – Principalement le long de la route existante

La première option de tracé TL (longueur : 52,9 km) minimise la construction de routes d'accès en longeant la route Trans-Taiga avant de bifurquer vers la mine. Cette option comprend trois sections distinctes :

- **Section 1** (près du barrage LG-4). Après avoir traversé la route Trans-Taiga et la ligne de 315 kV, le tracé traverse une zone naturelle d'environ 18 km de long, à travers des arbres, des collines et des zones humides où la construction de routes d'accès sera nécessaire. Sinon, cela entraînerait une augmentation considérable de la longueur de la ligne, en plus de deux croisements de lignes de 735 kV. Il rejoint ensuite la route Trans-Taiga à environ 2 km au sud de l'aéroport LG-4;
- Le **deuxième tronçon** longe la route Trans-Taiga existante sur environ 17 km avant de se diriger vers la mine (à environ 2,3 km avant l'emplacement du camp);
- Le **troisième tronçon** traverse et suit les routes d'accès existantes de la mine. Il rejoint finalement la sous-station minière prévue de 120-13,8 kV.

Principaux défis, contraintes et risques :

- **Construction des routes d'accès :** la première section nécessite la construction de routes d'accès, ce qui implique des considérations logistiques et environnementales;
- **Proximité des infrastructures aéroportuaires :** le tracé est situé à ±1,2 km de l'aéroport LG-4 et à 300 m de la base d'hydravions. Les distances minimales de recul devront être validées à un stade ultérieur;
- **Zones humides, forêts, collines, sols défavorables :** le tracé traverse des zones humides, des forêts, des collines et des dépôts de sols défavorables qui peuvent nécessiter une adaptation du tracé et/ou des conceptions de fondations spécialisées;
- **Proximité de sites sensibles :** le tracé passe à au moins 300 m des sites identifiés comme sensibles.

4.3.2. Option 2 – Ligne plus directe

La deuxième option de tracé de la ligne de transport suit un chemin plus direct vers la sous-station de la mine sur la majeure partie de sa longueur totale de 50,5 km. Cependant, cette option de tracé est plus éloignée de la route Trans-Taiga et nécessiterait donc davantage de routes d'accès.

Cette option comprend trois sections différentes :

- **Section 1 :** avec un tracé initial très similaire à celui de l'option 1, le tracé de l'option 2 s'en écarte à environ 11,5 km après le croisement routier, puis le rejoint à nouveau environ 13,5 km plus loin, près de la route Trans-Taiga;
- **Section 2 :** Après environ 2,5 km le long de la route et du tracé de l'option 1, l'option 2 bifurque vers la mine sur environ 12 km pour rejoindre le tracé de l'option 1;
- **Section 3 :** Sur les 7 derniers kilomètres, l'itinéraire longe l'option 1 près de la route d'hiver pour finalement rejoindre la sous-station minière prévue de 120-13,8 kV.

Principaux défis, contraintes et risques :

- **Construction d'une nouvelle route d'accès :** la deuxième option nécessite la construction de routes d'accès supplémentaires (sections 1 et 2), ce qui peut poser des défis logistiques et environnementaux;
- **Zones humides, forêts, collines, sols défavorables :** avec un tronçon plus long éloigné de la route Trans-Taiga, le tracé pourrait traverser davantage de zones humides, de forêts, de

collines et de dépôts de sols défavorables, ce qui pourrait nécessiter une adaptation du tracé et/ou la conception de fondations spécialisées;

- **Proximité de sites sensibles :** le tracé passe à au moins 200 m des sites identifiés comme sensibles.

Les options préliminaires de tracé sont présentées à la figure 1 et sont disponibles dans le fichier komuz fourni (réf. doc. n° 7535031-000000-4L-EMO-0002).

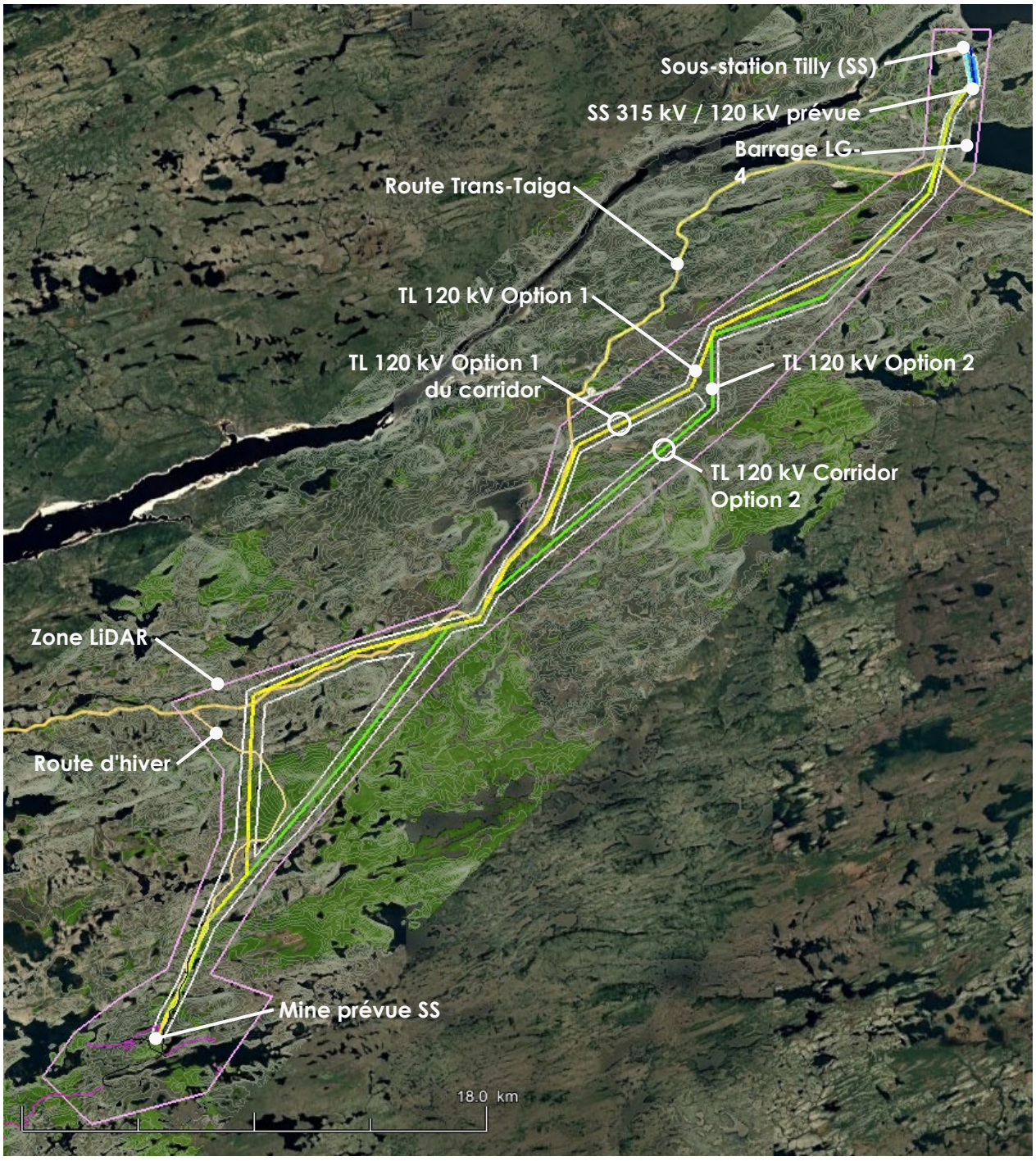


Figure1 : Options préliminaires pour le tracé de la ligne de transport 120 kV prévue

4.3.3. Analyse comparative

Le tableau ci-dessous présente une analyse comparative des deux options de tracé de ligne.

Tableau10 : Analyse comparative

Description	Option 1	Option 2	Commentaire
Longueur	52,9 km	50,5 km	
Routes d'accès	Moins de construction de routes d'accès	Plus de construction de routes d'accès	Longueurs à déterminer lors d'une phase ultérieure
Cours d'eau	Les deux options sont comparables, aucun croisement trop important		
Zones humides	Les deux options sont comparables		Augmentation prévue de la superficie des zones humides après les études sur le terrain
Sols défavorables	32 % de la longueur de la ligne	29 % de la longueur de la ligne	À affiner avec une étude géomorphologique
Pentes	Les deux options sont comparables		À réévaluer à l'aide des données Lidar
Forêts	Longueur plus courte à travers la forêt ancienne (8,9 km)	Longueur plus importante à travers la forêt ancienne (11,6 km)	
Sites sensibles	Moins proche des sites sensibles	Plus grande proximité des sites sensibles	Discussions nécessaires avec les communautés

Bien que la longueur totale des deux options soit similaire, l'option 2 présente des défis considérables, tandis que l'option 1 semble plus favorable. S'il est important de conserver les deux options à ce stade afin de garantir une certaine flexibilité pour les étapes futures, les sections suivantes du rapport considèrent l'option 1 comme le tracé retenu à des fins d'étude.

4.4. Tracé préliminaire et répartition des structures

À la suite de l'analyse documentaire des options de tracé, un levé Lidar a été réalisé (voir 7535031-000000-4L-EES-0001 et 7535031-000000-4L-EMO-0001 pour les spécifications techniques et la zone du levé Lidar).

À partir de l'étude lidar et d'autres informations disponibles, une entreprise spécialisée a réalisé une étude géomorphologique du corridor de tracé préliminaire. L'objectif de cette étude est d'identifier les dépôts superficiels, ce qui permet de déterminer les sols favorables à la répartition des structures, en tenant compte de l'installation des fondations.

Après avoir intégré les données Lidar et les informations sur les dépôts superficiels dans un modèle 3D (à l'aide du logiciel PLS-CADD), BBA a révisé le tracé de la ligne (option 1) et a procédé à la localisation préliminaire des structures le long du tracé. Le tracé révisé, ainsi que l'emplacement et le nombre des structures, sont disponibles dans le fichier .kmz fourni (réf. doc. n° 7535031-000000-4L-EMO-0004). Il comprend au total 318 structures en bois réparties sur un tracé de 54,8 km.

5. Quantités de matériaux

Un décompte préliminaire des matériaux est présenté pour le tracé de l'option 1. Les quantités et les types de structures sont basés sur le tracé préliminaire et la répartition effectués par BBA. Le type de fondation (mort-terrain vs roc) a été évalué à l'aide de la cartographie des dépôts superficiels fournie dans le rapport d'étude géomorphologique. Il convient de noter que l'emplacement et le nombre des routes d'accès doivent encore être évalués et pourraient avoir un impact significatif sur le coût total estimé de la ligne de transport.

Tableau11 : MTO préliminaire

Caractéristiques	Description
Zone de déboisement (ha)	21
Construction de routes d'accès (km)	À déterminer
Poteaux en bois	60' cl 1 x 9 60' cl 2 x 12 65' cl 1 x 41 65' cl 2 x 74 70' cl 1 x 99 70' cl 2 x 308 75' cl 1 x 81 80' cl 1 x 38 85' cl H1 x 2
Fondations de poteaux (2 poteaux - Alignement)	251 x en mort-terrain (avec plaque d'appui en acier de 1 200 mm de diamètre) 39 x dans le roc
Fondations de poteaux (3 poteaux - Extrémité / Angle)	27 dans les morts-terrains (avec plaque d'appui en acier de 1 200 mm de diamètre) 1 x dans le roc

Caractéristiques	Description
Ancrages	12 ancrages dans le roc (ancrages coquilles expansibles) 313 ancrages dans les morts-terrains (plaque en acier de 900 po^2)
Structures	290 x alignement 28 x ancrage / angle
636 conducteurs ACSR Rook 24/7 (km)	173 (5 % de réserve)
Câble de garde (km)	57 (marge de 5 %)
Câble de garde à fibre optique (km)	57 (marge de 5 %)
Isolateur CSA CS-5 Type à chape et rotule	10 602 unités
Mise à la terre (Copperclad #4 AWG)	Mise à la terre périmétrique et contrepoids continu entre les structures
Boîtes de jonction de la fibre optique	15 unités

6. Prochaines étapes

Un échéancier préliminaire a été établi et figure à l'annexe D. Il montre que la ligne pourrait être mise en service à la mi-2029, à condition que toutes les étapes indiquées dans l'échéancier soient réalisées dans les délais impartis.

Voici quelques-unes des activités clés qui doivent être entreprises en temps opportun pour garantir la réussite du projet :

- **Mise à jour de l'échéancier du projet.** Coordonner avec toutes les parties prenantes concernées la mise à jour de l'échéancier global du projet, y compris les permis, les achats et la construction de la ligne électrique et des sous-stations, ainsi que l'infrastructure d'interconnexion avec Hydro-Québec;
- **Communautés autochtones.** Établir ou poursuivre dès que possible la communication avec les communautés autochtones afin d'explorer les possibilités de partenariats commerciaux qui pourraient être avantageux et intéressants pour le projet. Ce processus pourrait nécessiter plusieurs itérations afin d'obtenir un tracé de ligne qui convienne à toutes les parties prenantes;
- **Étude documentaire sur les zones humides.** Une délimitation de toutes les zones humides dans la zone d'intérêt doit être effectuée à partir des données du levé Lidar et de la photographie aérienne. Cela servira de base pour l'ajustement du tracé de la ligne et de l'emplacement des structures avant l'obtention des permis;

- **Étude des routes d'accès et des bancs d'emprunt.** L'étude permettra d'identifier les bancs d'emprunt potentiels à utiliser pendant la construction et les routes d'accès potentielles. En outre, un degré de précision plus élevé sera apporté à l'interprétation des dépôts superficiels à chaque emplacement de structure. Cette étude permettra également d'élaborer un plan d'étude géotechnique sur le terrain. Cette étape est cruciale pour la planification de la construction et l'évaluation des coûts;
- **Foresterie.** Préparer un cahier des charges pour le déboisement en vue de la demande de permis. Même s'il n'y a pas de bois commercial à cette latitude, *le Règlement sur le développement durable des forêts dans le domaine de l'État* s'applique toujours, car le site est situé en dessous de la limite nord de la toundra forestière;
- **Études sur le terrain.** Des études supplémentaires sur le terrain seront très probablement nécessaires au cours de l'été 2026 pour préparer les demandes de permis. Les caractéristiques telles que les limites des zones humides, la limite des hautes eaux pour les plans d'eau et les espèces protégées seront répertoriées;
- **Permis.** Effectuer une évaluation approfondie des permis requis et préparer les demandes. À titre d'information, le plan d'exécution du projet préparé par BBA (réf. document 7535016-000000-30-CPP-000) fournit des informations utiles sur le cadre réglementaire. Il devra toutefois être révisé pour un niveau de tension de 120 kV au lieu de 25 kV;
- **Utilisation et location des terres.** D'après les informations disponibles, la zone d'intérêt pour la TL se trouve sur des terres publiques appartenant au domaine de l'État. Toutefois, une coordination sera nécessaire avec Hydro-Québec en raison de la proximité de ses propriétés, telles que la ligne de transport de 315 kV, la route Trans-Taiga et le complexe LG4. Un arpenteur-géomètre devra être engagé après l'obtention du permis afin de préparer les documents nécessaires à la reconnaissance officielle de l'emprise de la ligne de transport. Les levés sur les terrains appartenant à l'État doivent être préautorisés par le *Bureau de l'arpenteur général du Québec (BAGQ)* et une demande devra être déposée à cet effet;
- **Ingénierie préliminaire.** L'ingénierie de la ligne et des sous-stations devra atteindre un niveau de précision plus élevé. Les étapes critiques sont les suivantes :
  - Réévaluer la demande actuelle et future en électricité afin de confirmer les principaux paramètres de conception de la ligne de transport;
  - Préparer la documentation technique requise pour l'obtention des permis (croisement ou proximité de la route Trans-Taiga de HQ, proximité de l'aéroport avec NAV Canada, croisements de lignes avec HQ, croisements de plans d'eau avec NAV Canada/Transports Canada, limites de déboisement);
  - Ajustement de la répartition des structures pour l'obtention des permis;

- Ingénierie préliminaire des structures et des fondations;
- Mesures de la résistivité du sol le long de la ligne et aux emplacements des futures sous-stations afin de déterminer la stratégie de mise à la terre;
- Ingénierie préliminaire des sous-stations;
- Définir les besoins en matière de télécommunications pour le projet ainsi que les points d'interconnexion possibles.

- **Poursuivre les discussions avec le MEIE (*Ministère de l'Économie, de l'Innovation et de l'Énergie*).** Continuer à assurer le suivi de la demande de raccordement auprès du MEIE afin de s'assurer que le dossier progresse et obtienne l'autorisation;
- **Poursuivre les discussions avec Hydro-Québec.** Après avoir obtenu l'autorisation du MEIE, procéder au processus de raccordement avec Hydro-Québec. Confirmer les besoins en électricité et le scénario d'interconnexion, ainsi que les coûts prévus et les contributions d'Hydro-Québec;
- **Surveiller le Fonds pour les infrastructures des minéraux essentiels.** Surveiller la nouvelle période de dépôt des demandes, la précédente ayant pris fin le 27 juin 2025. Ce programme pourrait permettre d'obtenir un financement substantiel.

7. Conclusion

Les critères de conception préliminaires, ainsi que le choix de la structure, des fondations et des principaux composants ont été effectués. Le contexte permet des configurations de structures en bois à ossature en H et des fondations enterrées directement. D'autres contraintes techniques pourraient être identifiées au cours du processus d'ingénierie. Si tel est le cas, des conceptions spéciales seront réalisées lors de la phase d'ingénierie détaillée.

Deux options de tracé ont été identifiées et analysées avec succès. Sur la base des informations disponibles à ce stade, l'option 1 semble être la plus avantageuse. Bien qu'elle présente moins de contraintes, elle passe néanmoins relativement près de sites identifiés comme sensibles. Les deux options doivent être conservées à ce stade afin de garantir une plus grande flexibilité dans les étapes futures.

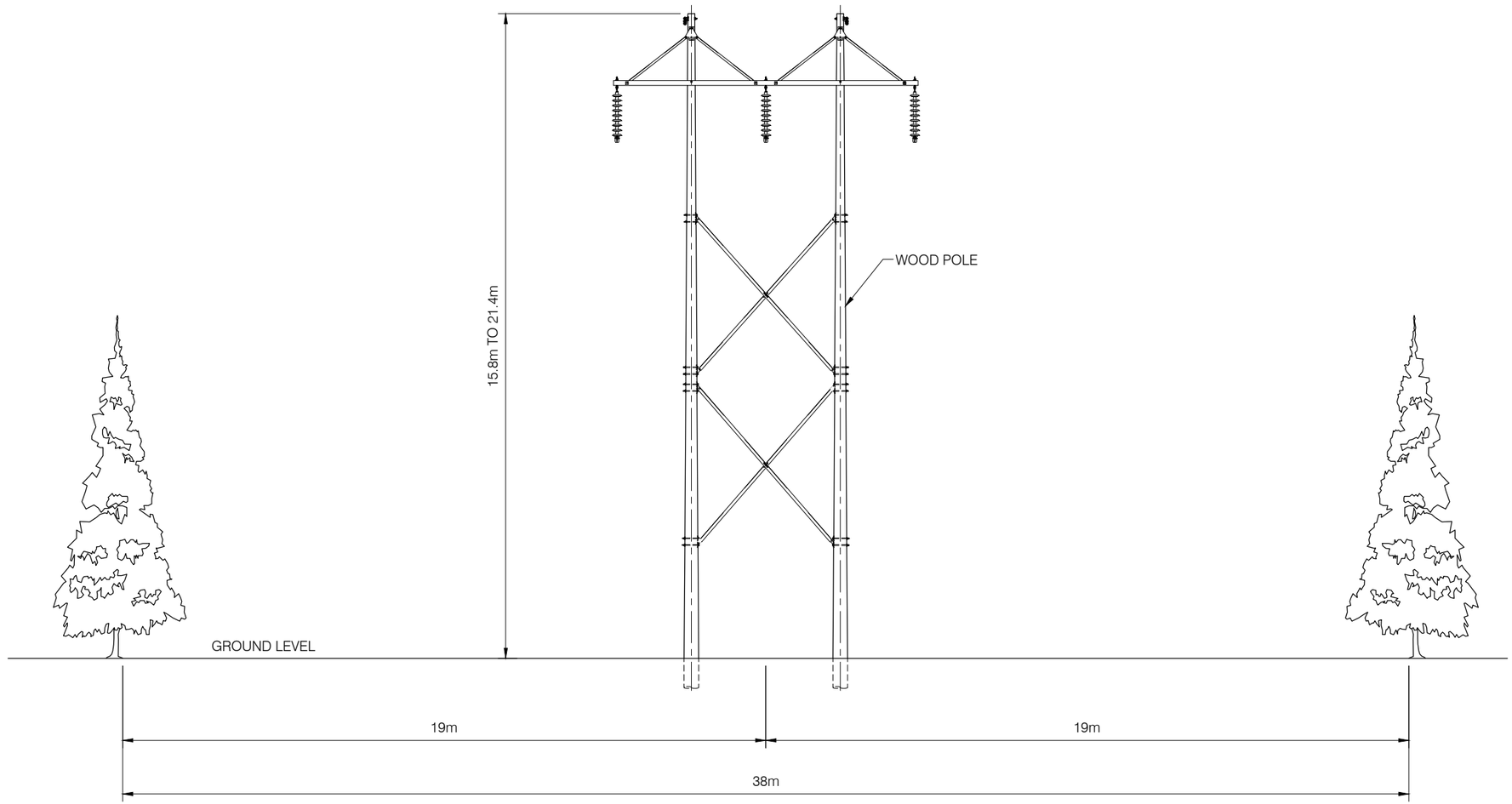
Une répartition préliminaire des structures et un ajustement du tracé de la ligne ont été effectués pour l'option 1, après l'intégration des données lidar et la cartographie des dépôts superficiels. Il convient de noter que des ajustements seront très probablement nécessaires au cours des phases suivantes (par exemple en raison de la délimitation des zones humides, des impacts sociaux, de l'utilisation des sols, de la coordination avec Hydro-Québec, de la précision technique supplémentaire).

Un échéancier préliminaire a également été préparé et les prochaines étapes clés ont été identifiées.

Annexe A : Coupe type de l'emprise pour les portiques en H d'alignement

NOTES:

DIMENSIONS ARE IN METERS (m) UNLESS OTHERWISE INDICATED.



RIGHT-OF-WAY

FOR INFORMATION
NOT TO BE USED FOR CONSTRUCTION

REV	DESCRIPTION	PREPARED BY	CHECKED BY	DATE
.	-	:	:	-

REVISIONS

CLIENT: PATRIOT BATTERY METALS

DESIGNED BY: M. LÉGER, Eng. OIQ No. 122782	DRAFTED BY: V. MORAIS
PREPARED BY: M. LÉGER, Eng. OIQ No. 122782	CHECKED BY:
SCALE: N.T.S.	DATE: 2025-06-06

SEAL:

PROJECT: SHAAKICHIUWAANAAN

TITLE: RIGHT-OF-WAY ALIGNEMENT STRUCTURE

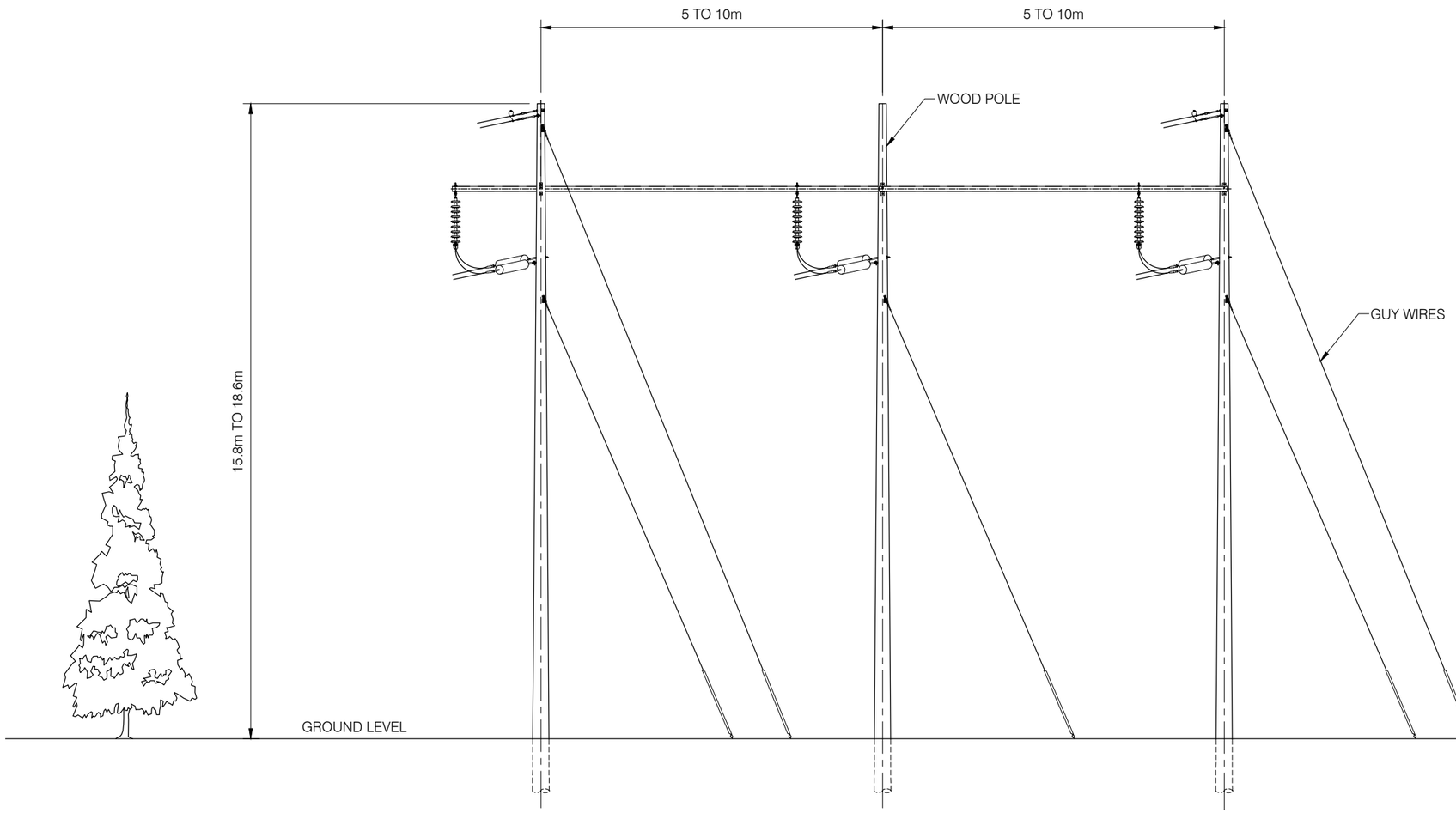
DRAWING No.:	SHEET:	SIZE:	REV.
7535031-000000-4L-D09-0001	01	B	AA

BY:MORAIS, VALÉRIE PRINTED DATE:6/6/2025 2:07
G:\7535\03\140 ING ENG\4L LIGNE LINE\4L06 DWGS DESSIN\09 SKETCH\7535031-000000-4L-D09-0001.DWG

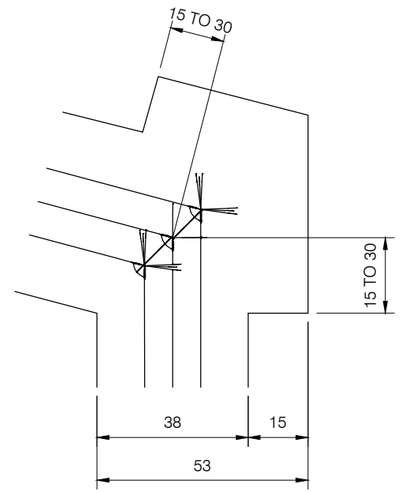
Annexe B : Coupe type de l'emprise pour les structures d'angle/arrêt

NOTES:

DIMENSIONS ARE IN METERS (m) UNLESS OTHERWISE INDICATED.



RIGHT-OF-WAY



PLAN VIEW

TREE CLEARING BOX - DEAD-END STRUCTURES

FOR INFORMATION
NOT TO BE USED FOR CONSTRUCTION

REV	DESCRIPTION	PREPARED BY	CHECKED BY	DATE
.	.	:	:	.

REVISIONS

CLIENT: PATRIOT BATTERY METALS

DESIGNED BY: M. LÉGER, Eng. OIQ No. 122782	DRAFTED BY: V. MORAIS
PREPARED BY: M. LÉGER, Eng. OIQ No. 122782	CHECKED BY:
SCALE: N.T.S.	DATE: 2025-06-06

SEAL:

PROJECT: SHAAKICHIUWAANAAN

TITLE: RIGHT-OF-WAY
DEADEND 0° TO 90° STRUCTURE

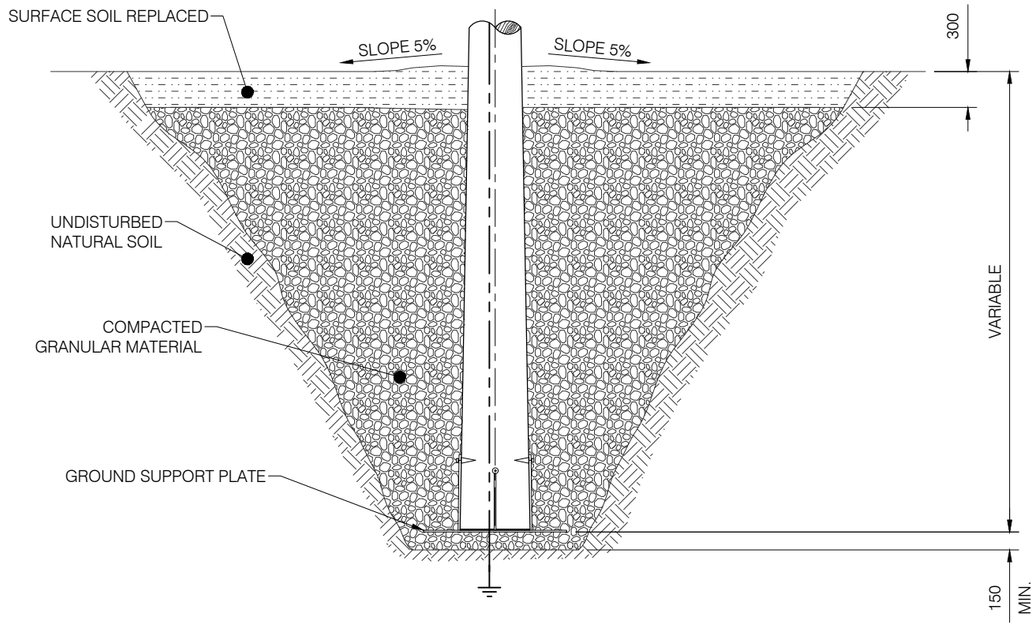
DRAWING No.:	SHEET:	SIZE:	REV.
7535031-000000-4L-D09-0002	01	B	AA

BY:MORAIS, VALÉRIE PRINTED DATE:6/6/2025 3:47
G:\7535\031\40 ING ENG\4L LIGNE LINE\4L06 DWGS DESS\D09 SKETCH\7535031-000000-4L-D09-0002.DWG

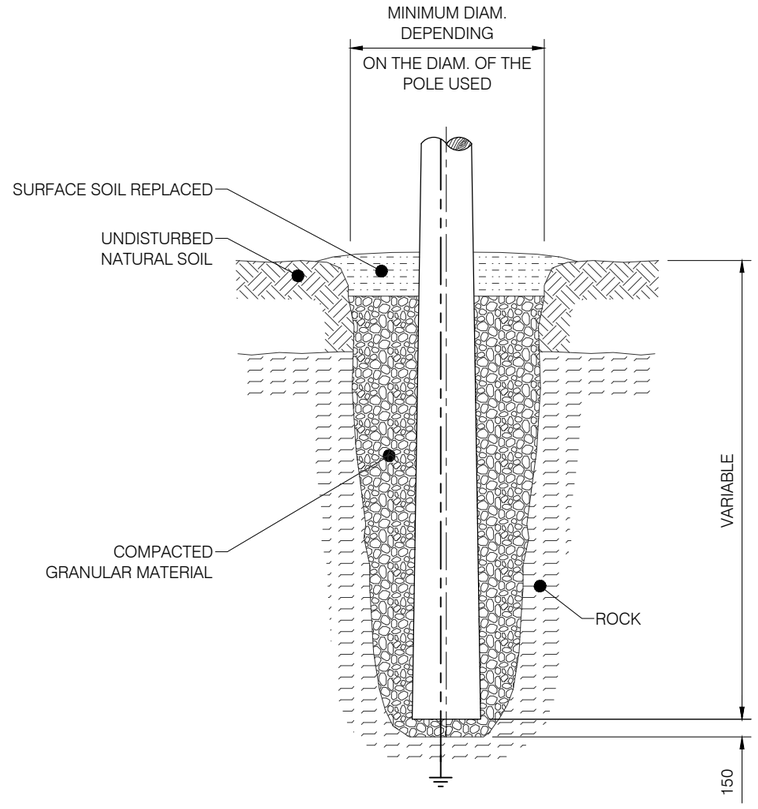
Annexe C : Plans types de fondations

NOTES:

DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS (mm)
UNLESS OTHERWISE INDICATED.



TYPICAL FOUNDATION
FOR OVERBURDEN SOILS



TYPICAL FOUNDATION
FOR ROCK

FOR INFORMATION
NOT TO BE USED FOR CONSTRUCTION

REV	DESCRIPTION	PREPARED BY	CHECKED BY	DATE
.	-	:	:	.

REVISIONS

CLIENT: PATRIOT BATTERY METALS

DESIGNED BY: M. LÉGER, Eng. OIQ No. 122782	DRAFTED BY: V. MORAIS
PREPARED BY: M. LÉGER, Eng. OIQ No. 122782	CHECKED BY:
SCALE: 1:50	DATE: 2025-06-06

SEAL:

PROJECT: SHAAKICHIUWAANAAN

TITLE: TYPICAL FOUNDATIONS

DRAWING No.:	SHEET:	SIZE:	REV.
7535031-000000-4L-D09-0003	01	B	AA

BY:MORAIS, VALÉRIE PRINTED DATE:6/6/2025 3:48
G:\7535031\40_ING_ENG\4L_LIGNE_LINE\4L06_DWGS_DESS\D09_SKETCH\7535031-000000-4L-D09-0003.DWG

Annexe D : Échéancier préliminaire

Shaakichiuwaanaan project
120 kV Transmission Line Study

Preliminary Schedule

ID	Phase	Activity	Conditions \ Timing	Month N°																																								
				-	-	-	nov-26	déc-26	janv-27	févr-27	mars-27	avr-27	mai-27	juin-27	juil-27	août-27	sept-27	oct-27	nov-27	déc-27	janv-28	févr-28	mars-28	avr-28	mai-28	juin-28	juil-28	août-28	sept-28	oct-28	nov-28	déc-28	janv-29	févr-29	mars-29	avr-29	mai-29						
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34						
01	Hydro-Québec	Energy block & Hydro-Québec interconnection	Continue discussions with MEIE, HQ planification study and "Avant-projet." Should be completed before start of procurement phase.																																								
02	Study	Access roads study	Could start immediatly.																																								
03	Prelim. eng.	Final adjustments on routing and repartition for permitting	Could start immediatly and may not be completed before getting environmental study results.																																								
04	Env. and permitting	Environmental and social impact assessment process (for overall mining project)																																									
05		Submit permit application for tree clearing	Submission is conditional to environmental and social evaluation of mine project approval (ministerial decree). Strategic decision to take : deposit permitting for the line interconnection only (not the entire mine.)																																								
06		Lease of Public Land Act Respecting the Lands in the Domain of the State – Sec. 47	For the 315/120 kV Substation																																								
07		Preparation of documents for the Ministerial authorization submission																																									
08		Ministerial authorization submission and approval (wetland, line, substation, environmental authorization)	Submission is conditional to environmental and social evaluation of mine project approval (ministerial decree). Strategic decision to take : deposit permitting for the line interconnection only (not the entire mine.)																																								
09	Prelim. eng.	Preliminary engineering (GAs, structures, foundations, etc.)																																								
10	Detail eng.	Engineering documents For Tender																																								
11		Engineering documents For Construction																																								
12	Construction support	Support from Office																																								
14		Site visits and inspections																																								
15	Procurement	Procurement - Substation equipment (transformers, breakers, etc.)								C.f.T		C.A																											E.o.D.				
16		Procurement - Wood poles												C.f.T		C.A					E.o.D.																					
17		Procurement - Hardware												C.f.T		C.A							E.o.D.																			
18		Procurement - Conductor														C.f.T		C.A						E.o.D.																		
19		Procurement - OPGW and hardware											C.f.T		C.A										E.o.D.																	
20		Procurement - Insulators															C.f.T		C.A																						
21		Procurement - Steel braces and crossarms													C.f.T		C.A							E.o.D.																	
22		Procurement - Wood clearing									C.f.T		C.A																													
23		Procurement - Construction of OHL													C.f.T			C.A																							
24	Env. permitting	Authorization for construction	Deadline for obtaining the authorization																																								
25		Wood clearing and access road construction	Conflict with ministerial authorization									Clearing restricted												Clearing restricted																	
26		Mob./Demob.																																								

Shaakichiuwaanaan project
120 kV Transmission Line Study

Preliminary Schedule

ID	Phase	Activity	Conditions \ Timing	Month N°																																						
				-	-	-	nov-26	déc-26	janv-27	févr-27	mars-27	avr-27	mai-27	juin-27	juil-27	août-27	sept-27	oct-27	nov-27	déc-27	janv-28	févr-28	mars-28	avr-28	mai-28	juin-28	juil-28	août-28	sept-28	oct-28	nov-28	déc-28	janv-29	févr-29	mars-29	avr-29	mai-29					
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34					
27	Construction	Pole setting and anchors																																								
28		Framing																																							
29		Cable installation																																							
30		Site rehabilitation																																							
31		Substations construction																																							
32		Commissioning																																							

	Engineering/Study
	Environment/Permitting
	Procurement
	Construction
C.f.T	Call for Tender
C.A.	Contract Award
E.o.D.	End of Delivery

ANNEXE

5-1 ÉTUDE DE FAISABILITÉ GÉOMÉCANIQUE DU PROJET PEGMATITE CV5



RAPPORT TECHNIQUE

Étude de faisabilité géomécanique du projet pegmatite CV5

Projet Shaakichiuwaanaan
Québec, Canada

Soumis à	John Drapack, ing., PMP Directeur des études PMET Resources
Date	2 février 2026
Référence	SHA-001-R-20260202-03

alius mine consulting

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Page laissée intentionnellement vierge.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Étude de faisabilité géomécanique du projet pegmatite CV5

Projet Shaakichiuwaanaan Québec, Canada

Client : PMET Resources

2 février 2025

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Avertissement

Le présent document et son contenu sont destinés à l'usage privé et au bénéfice exclusif de PMET Resources (**« PMET »**), pour qui il a été préparé, et aux fins particulières que PMET a précédemment décrites à Alius Mine Consulting Inc (« **Alius** »). Le contenu du présent document ne peut être réutilisé, en tout ou en partie, par ou au profit d'autres personnes, sans adaptation préalable et autorisation écrite expresse d'Alius.

Droits d'auteur

© 2026 Alius Mine Consulting Inc.

Alius désigne Alius Mine Consulting Inc. et ses filiales mondiales. Tous droits réservés.

Contact

Alius Mine Consulting
985, rue du Mont-Saint-Denis Québec
(Québec)
G1S 1B4, Canada

Laboratoire de mécanique des roches Alius
2189, rue Léon-Harmel
Québec, QC
G1N 4N5, Canada

Société constituée au Québec, Canada et en Colombie-Britannique, Canada.

Site Web : www.aliusmining.com
Courriel : info@aliusmining.com

Journal des modifications

Type	Référence Alius	Date	Journal
Version préliminaire 1	SHA-001-R-20251205-01	05/12/2025	Version préliminaire publiée pour examen par le GMS.
Ébauche 2	SHA-001-R-20251215-02	2025-12-15	Version publiée pour examen par le PMET.
Final 1	SHA-001-R-20260202-03	02/02/2026	Version finale. Cette version remplace toutes les versions précédentes.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Signatures

Le présent rapport a été préparé, révisé et approuvé par les personnes suivantes. Tous les auteurs sont membres en règle de *l'Ordre des ingénieurs du Québec* (OIQ).

STÉPHANIE ROBERT CEP, M.A.Sc.

Candidate à la profession d'ingénieur
OIQ n° 6048396

stephanie@aliusmining.com

MAXIME LAMOTHE P. Eng.

Ingénieur principal, Géotechnique
OIQ n° 5040733

maxime@aliusmining.com

Signatures dans la version originale anglaise

SÉBASTIEN GUIDO, ing., M. Sc.

Ingénieur principal, Mécanique des roches
OIQ n° 5067847

sebastien@aliusmining.com www.aliusmining.com

Copies (par ordre alphabétique)

PMET Resources – John Drapack, Jonathan Houle, Frédéric Mercier-Langevin, Darren Smith.

G Mining Services – Pascal Droz, Alex Landry, Carl Michaud, Hind Zniber, Doc Control.

Alius Mine Consulting – **Dossiers**.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Résumé

Introduction

PMET Resources poursuit le développement du projet de pegmatite Shaakichiuwaanaan CV5, un gisement de lithium contenant du spodumène situé dans la propriété Shaakichiuwaanaan, dans la région de la baie James, au Québec, au Canada. La pegmatite à spodumène CV5 se trouve à environ 220 km à l'est de Radisson et à 240 km au nord-nord-est de Nemaska. La conception de la mine à ciel ouvert (OP) Shaakichiuwaanaan CV5 s'étend du sud-ouest au nord-est sur une longueur de 2,8 km et une largeur pouvant atteindre 480 m, avec des profondeurs pouvant atteindre 200 m, en partie sous le lac 001. La mine souterraine (UG) suit l'orientation du gisement de pegmatite CV5 qui s'étend depuis la mine à ciel ouvert à l'est sur près de 1 900 m. La majeure partie de la mine souterraine est située sous le lac 001 et s'étend jusqu'à environ 490 m sous la surface.

Alius Mine Consulting a été mandaté par G Mining Services en septembre 2024 pour fournir un soutien géomécanique dans le cadre de l'étude de faisabilité de la conception minière de ce projet. Ce travail visait à s'appuyer sur les recommandations formulées dans l'évaluation économique préliminaire du projet (BBA, 2024e), qui s'appuyait sur les travaux initialement fournis par BBA (BBA, 2023a ; BBA, 2024d).

La présente étude comprenait une série d'investigations géomécaniques complémentaires, notamment des carottages et des essais en laboratoire basés sur BBA (2024a), BBA (2024b) et Alius Mine Consulting (2025). L'objectif de ces études était de générer un ensemble complet de données géomécaniques afin de soutenir la caractérisation géomécanique et l'élaboration de directives de conception au niveau de l'étude de faisabilité pour la future mine à ciel ouvert et la mine souterraine incluses dans le plan minier.

Plan minier

Le projet Shaakichiuwaanaan comprend à la fois une mine à ciel ouvert et une mine souterraine, avec un taux de production combiné d'environ 5,1 Mtpa (14 000 tpd). La mine à ciel ouvert sera exploitée selon des méthodes conventionnelles, tandis que l'exploitation souterraine fera appel à l'abattage mécanisé à longue trous. La plupart des chantiers (90 à 95 %) suivront une orientation transversale dans les parties les plus larges du gisement, tandis que les chantiers longitudinaux (5 à 10 %) seront utilisés dans les sections plus étroites.

L'accès souterrain se fera par un portail en surface et un système de rampes. Le minerai sera extrait d'une série de sous-niveaux espacés de 30 m, avec plusieurs galeries transversales aménagées pour accéder au gisement.

Comme l'exploitation souterraine se déroulera en même temps que l'exploitation à ciel ouvert, on s'attend à ce qu'il y ait une interaction entre les deux, qui a été évaluée dans cette étude.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Caractérisation du site

Toutes les informations disponibles ont été examinées et consolidées afin de mettre à jour la caractérisation géotechnique et géomécanique des sols et des masses rocheuses associés au projet. Les principales conclusions sont résumées ci-dessous (une discussion détaillée est fournie aux sections 4 et 5) :

01. Sols

→ Les sols à proximité de la mine à ciel ouvert n'ont pas fait l'objet d'une étude approfondie.

→ Les sols résiduels sont principalement à grains grossiers, avec des couches minces localisées de limon, de sable et de gravier.

→ Compte tenu de la nature granuleuse et meuble du matériau, la résistance au cisaillement a été évaluée uniquement à l'aide d'essais de pénétration standard (SPT) ; aucun essai de résistance en laboratoire n'a été effectué.

02. Unités rocheuses / lithologies

→ Quatre (4) lithologies principales ont été prises en compte pour la caractérisation de la masse rocheuse : amphibolite (AMP), métasédiments (META), ultramafique indifférencié (UMU) et pegmatite (PEG).

→ Les parois de la mine à ciel ouvert exposeront principalement de l'amphibolite et des métasédiments, avec des affleurements localisés de roches ultramafiques et de pegmatite.

→ Les excavations souterraines, en particulier les surfaces des chantiers, devraient exposer la pegmatite, l'AMP, la META et l'UMU formant le mur et le pied.

03. Domaines géomécaniques

→ Les données structurelles et la caractérisation des discontinuités ont été utilisées pour définir des domaines géomécaniques représentatifs pour la mine à ciel ouvert. Seize (16) domaines géomécaniques ont été identifiés (section 6).

→ Pour la mine souterraine, quatre (4) domaines géomécaniques ont été définis, chacun correspondant aux principales unités lithologiques. Une subdivision spatiale supplémentaire n'était pas nécessaire en raison des conditions relativement uniformes de la masse rocheuse.

04. Orientations des discontinuités

→ Les discontinuités – y compris les joints, la foliation, les failles, les cisaillements et les contacts – ont été enregistrées pour déterminer leur espacement, leur rugosité, leur altération et leur remplissage. Des essais de cisaillement direct sur 21 discontinuités ont permis d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement maximale et résiduelle.

→ Des données structurelles à haute résolution provenant de soixante-cinq (65) levés par téléviseur ont été intégrées (quarante-quatre pour les évaluations à ciel ouvert, vingt-six pour les évaluations souterraines).

→ La variabilité spatiale dans l'orientation des joints a été évaluée en subdivisant la mine à ciel ouvert en huit (8) zones structurelles ; les métasédiments ont été subdivisés davantage dans l'espace par rapport à l'intrusion pegmatitique.

→ Les ensembles de joints ont été interprétés à l'aide de stéréogrammes pour chaque domaine géomécanique.

→ La foliation au sein de l'AMP, du META et de l'UMU est l'une des caractéristiques structurelles dominantes, avec une inclinaison modérée à forte vers le sud-sud-est.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

05. Qualité de la masse rocheuse

→ La qualité de la masse rocheuse a été évaluée à l'aide de quatorze (14) forages géomécaniques. Les classifications RMR_{76} , Q', Q et GSI ont été appliquées en utilisant les premier et deuxième quartiles pour encadrer la variabilité.

→ Dans les quatre principales lithologies, les conditions de la masse rocheuse varient de PASSABLE à BONNE, tant dans les zones à ciel ouvert que souterraines.

→ Les 315 forages enregistrés par Dahrouge Geological présentent des distributions Q' qui correspondent à celles obtenues à partir des enregistrements géomécaniques réalisés par Alius.

06. Modèle structurel à grande échelle

→ La zone du projet CV5 a connu de multiples événements tectoniques ; la structure régionale du groupe Guyer présente généralement un pendage modéré à raide vers le sud, tandis que la pegmatite CV5 est non concordante et présente un pendage raide vers le nord. Aucune déformation significative de la pegmatite n'a été observée (voir section 2.2.3).

→ Six failles subverticales recoupent la mine à ciel ouvert, la faille FLT_1025 (orientation NW-SE, fosse centrale) présentant le déplacement le plus important.

→ La caractérisation des failles est limitée par l'orientation prédominante des trous de forage.

→ La modélisation structurelle à grande échelle n'a été réalisée que pour la mine à ciel ouvert ; aucun modèle n'est encore disponible pour la mine souterraine.

Directives de conception

Des lignes directrices de conception à l'appui de l'étude de faisabilité mise à jour ont été fournies dans un certain nombre de domaines clés. Un résumé est présenté ci-dessous.

01. Mine à ciel ouvert – Directives de conception

Des analyses à l'échelle du banc d'essai et à l'échelle globale ont été réalisées pour dix secteurs de conception à l'aide d'une interprétation stéréographique, d'une analyse cinématique, d'une modélisation probabiliste à l'échelle du banc d'essai et d'une modélisation numérique en 3D. Voici les principales conclusions :

→ Les angles des fronts de taille varient entre 40 et 75°, en fonction de la lithologie et de la configuration structurelle.

→ Le double bancage (hauteur de banc de 20 m) est réalisable dans la plupart des secteurs en raison des bonnes conditions de la masse rocheuse.

→ Des largeurs de gradins comprises entre 8,5 et 12 m sont nécessaires pour retenir, dans la plupart des cas, plus de 70 % des débordements potentiels.

→ Les angles entre les rampes varient entre 32 et 55°, en fonction du domaine géomécanique et de l'emplacement des parois.

→ Des bermes géotechniques (16 m de large) sont recommandées pour les parois dépassant 160 m de hauteur, commençant 80 m sous la surface et se terminant 80 m au-dessus du fond de la fosse.

→ Les résultats de la modélisation 3D confirment des coefficients de sécurité supérieurs à 1,5 pour toutes les parois de la fosse dans la roche fraîche. Les dommages localisés peu profonds près des transitions abruptes des parois et des zones où l'UMU est exposée doivent être surveillés pendant les opérations.

→ Des angles inter-rampes de 36° sont recommandés dans les sols.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

02. Sous-sol – Conception des chantiers et estimations de dilution

La stabilité des chantiers a été évaluée à l'aide du diagramme de stabilité de Potvin et de l'ELOS (Equivalent Linear Overbreak/Slough). Principaux résultats :

→ Une conception uniforme des chantiers est recommandée :

- Chambres transversales 17 mL × 25 mW × 30–36 mH
- Chambres longitudinales 17 mL × 7 mW × 30–36 mH

→ Les parois des chantiers doivent être boulonnées afin de limiter l'instabilité et la dilution.

→ La dilution prévue (ELOS) pour les surfaces transversales et longitudinales des chambres est la suivante :

- Paroi suspendue 0,75 m
- Mur de soutènement 1,25 m / 0,50 m
- Arrière Aucun (ancrage par câbles)
- Parois d'extrémité Aucun (minerai)
- Remblai 0,50 m

03. Sous terre – Séquence d'exploitation

→ Environ 90 à 95 % des chantiers sont transversaux, suivant une séquence primaire-secondaire ; 5 à 10 % sont exploités selon une séquence de recul longitudinal.

→ La modélisation numérique 3D de la séquence complète (années 2031-2049) indique que la redistribution des contraintes entraîne principalement un fléchissement localisé à proximité des chantiers miniers, sans instabilité à grande échelle prévue dans le cadre de la séquence prévue.

→ Il est recommandé de continuer à affiner la séquence au fur et à mesure de l'avancement de la conception, en particulier dans les zones d'exploitation supérieures où se produisent des interactions entre les piliers de couronne.

04. Sous-sol – Remblayage

Une combinaison de méthodes empiriques et de modélisation numérique a été utilisée pour définir la résistance du remblayage à la pâte de ciment (CPB) :

→ Des résistances du CPB comprises entre 210 et 540 kPa sont généralement requises, en fonction du type de chambre et de la séquence.

→ Un coefficient de sécurité plus élevé (FoS = 2,0) est recommandé au début de la durée de vie de la mine, puis ramené à 1,5 au fil du temps, à mesure que l'expérience opérationnelle s'accroît.

→ Le soutènement par abattage sous main nécessite une résistance de remblayage conservatrice à ce stade (1,2 à 1,6 MPa) et doit être réduit au minimum, dans la mesure du possible.

→ Les chantiers situés à moins de 100 m des parois exposées de la mine à ciel ouvert nécessitent une résistance de 2,0 MPa (section 8.10).

05. Sous terre – Pilier de couronne

Un pilier de couronne en surface recouvre les travaux souterrains, sous le lac 001. Une hauteur de pilier de 85 m a été évaluée à l'aide de la méthode empirique Scaled Span et d'une modélisation numérique 3D.

→ Les résultats empiriques estiment une probabilité moyenne de rupture d'environ 1,5 %, ce qui se situe dans la fourchette des piliers de classe F (long terme).

→ La modélisation numérique indique l'apparition d'une déformation plastique mineure à la fin de la séquence d'exploitation (années 2047-2049), ce qui suggère la nécessité d'affiner le séquençage.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ Des systèmes de surveillance et des contrôles opérationnels (instrumentation et TARP) seront nécessaires.

Remarque réglementaire importante : Bien que les évaluations empiriques et numériques indiquent qu'un pilier de 85 m peut répondre aux exigences de stabilité avec une surveillance et des contrôles séquentiels appropriés, le plan minier n'est actuellement pas conforme à l'article 77 du Règlement sur la santé et la sécurité au travail dans les mines (RSSTM) du Québec. Ce règlement précise que lorsqu'un pilier de couronne a une épaisseur inférieure à 100 m et est situé sous un plan d'eau, des études techniques spécifiques doivent être réalisées, études qui n'ont pas encore été entreprises à ce stade du projet.

Par conséquent, la valeur de 85 m doit être considérée comme une évaluation préliminaire visant à assurer la flexibilité de la planification minière, plutôt que comme une conception conforme à la réglementation. Des études supplémentaires seront nécessaires au cours de la prochaine phase du projet afin d'établir une conception de pilier de couronne entièrement conforme.

06. Sous-sol – Conception du soutènement

Les recommandations relatives au soutènement ont été élaborées à l'aide de tableaux de conception empiriques, d'avis techniques et d'outils d'analyse internes.

→ Le développement latéral type (<7,5 m de portée) nécessite des barres d'armature de 2,4 m (20 mm) sur une surface de 1,2 ×

Modèle de 1,2 m, avec des ensembles divisés de 1,5 m dans les rangées secondaires, complétés par un treillis métallique soudé galvanisé de calibre 6 (ouverture de 4 pouces).

→ Les intersections typiques nécessitent des boulons de câble de 6 m selon un motif de 2 × 2 m.

→ Les parois et les fronts de taille nécessitent des boulons de câble (6 m, motif 2 × 2 m).

→ La conception du portail et des principaux supports d'infrastructure devra être achevée lors de l'ingénierie détaillée.

07. Sous-sol – Portail (coupe en caisson)

Le portail est situé à un endroit où l'épaisseur des morts-terrains est d'environ 5 m, avec des données géomécaniques locales limitées.

→ Des pentes de recouvrement de 2H:1V sont recommandées.

→ Les angles de pente du portail sont contrôlés par le joint principal (JS1), qui nécessite une inclinaison de 50° sur la paroi nord ; la paroi sud peut rester plus raide (80°).

→ Un pilier de couronne de 10 mètres d'épaisseur au-dessus du portail a été évalué à l'aide de Scaled Span, montrant un PoF acceptable (2,4 %) avec un soutien.

08. Sous-sol – Infrastructures

La stabilité des infrastructures souterraines, notamment les galeries de transport, les passages de minerai, les points de traction et les rampes d'accès, a été évaluée à l'aide d'un modèle numérique 3D *FLAC3D* intégrant la mine à ciel ouvert et les chantiers souterrains :

→ Le rendement et la déformation sont limités aux zones entourant immédiatement les chantiers, les points de traction et certaines galeries de développement.

→ Aucune zone de déformation à grande échelle ni aucune instabilité globale n'ont été identifiées.

→ La stabilité des infrastructures devrait être réexaminée à mesure que des données géotechniques et séquentielles supplémentaires seront disponibles au cours de l'ingénierie détaillée.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

09. Interaction entre la mine à ciel ouvert et la mine souterraine

Des analyses d'équilibre limite en 2D (diapositive 2) ont été utilisées pour évaluer la stabilité des parois de la fosse où les chantiers souterrains sont à ciel ouvert, suivies d'une validation par modélisation numérique en 3D :

→ Le remblai exposé sur la paroi de la fosse nécessite une résistance minimale de 2,0 MPa.

→ Une zone de pâte renforcée s'étendant sur 100 m derrière la paroi de la fosse est nécessaire pour atteindre un FoS global > 1,5.

→ Cela correspond au renforcement d'une largeur d'environ six chantiers à partir de l'interface entre la fosse et le sous-sol.

Limites des directives de conception

Sur la base des analyses réalisées et des informations actuellement disponibles, les limites suivantes doivent être prises en compte lors de l'application des directives de conception.

01. Modèle lithostructurel

→ Les contacts lithologiques ont été modélisés sur la base des interprétations actuelles et de la densité de forage ; des révisions sont à prévoir à mesure que l'exploitation minière progresse.

→ L'emplacement et la continuité des structures principales (par exemple, FLT_1525, dyke de diabase) restent incertains dans les zones où les forages sont rares, en particulier près de la tranchée du portail.

→ Le modèle structurel ne couvre que la zone à ciel ouvert ; les conditions structurelles de la mine souterraine n'ont pas été modélisées.

→ L'unité UMU est relativement peu caractérisée, ce qui réduit la fiabilité des paramètres de conception là où cette lithologie est exposée.

→ L'orientation de la foliation varie le long de la fosse et peut différer localement des ensembles moyens supposés. Bien que cela ait été pris en compte en définissant plusieurs domaines géomécaniques, la variabilité réelle peut être plus importante et devrait être confirmée à mesure que les affleurements se développent.

02. Caractérisation géotechnique

→ Aucun essai en laboratoire n'a été effectué sur les sols ; les enveloppes de résistance des morts-terrains reposent uniquement sur les résultats du SPT et des corrélations empiriques.

→ Les forages autour de la fosse à ciel ouvert sont limités, en particulier près du portail et des limites de la fosse, ce qui augmente l'incertitude quant à l'épaisseur et aux propriétés du sol.

03. Caractérisation géomécanique

→ Les valeurs de persistance des joints sont supposées être de 15 m jusqu'à ce qu'elles soient validées par des mesures sur le terrain (par exemple, cartographie des parois de la fosse, LiDAR).

→ Les paramètres de résistance des plans de foliation restent incertains.

→ Les ensembles de joints observés sur la paroi sud sont considérés comme moins restrictifs par rapport aux critères de conception que ceux de la paroi nord, en raison de leur espacement plus large.

→ Les excavations ont été supposées sèches ou avec un afflux mineur ; les pressions des eaux souterraines n'ont pas été explicitement prises en compte dans la classification ou la modélisation.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

04. Conception de la fosse à ciel ouvert

→ Les facteurs de perturbation de la masse rocheuse (dommages causés par les explosions, relâchement des contraintes) n'ont pas été pris en compte dans les enveloppes de stabilité.

→ Pour obtenir les largeurs de gradins recommandées, il est nécessaire de contrôler le forage et le dynamitage ; un effondrement excessif peut réduire la capacité des gradins de réception.

→ Les structures à grande échelle n'ont pas été incluses dans les modèles numériques ; les instabilités potentielles associées à ces caractéristiques ne sont donc pas prises en compte.

→ Les conditions hydrogéologiques ont été considérées comme ayant un impact limité sur la base des données actuelles ; les pressions interstitielles n'ont pas été incluses dans les analyses numériques.

→ Les directives s'appliquent uniquement aux géométries et lithologies évaluées ; tout écart peut nécessiter une réévaluation.

05. Conception des mines souterraines

→ Les structures à grande échelle n'ont pas été incluses dans les modèles numériques continus, ce qui limite l'évaluation des mécanismes de rupture contrôlés par la structure.

→ Les hypothèses relatives aux contraintes in situ introduisent une incertitude ; les variations de l'orientation ou de l'amplitude des contraintes principales peuvent affecter la stabilité des chantiers et les performances des piliers de toit.

→ Les effets hydrogéologiques n'ont pas été explicitement modélisés ; les pressions hydrauliques peuvent affecter la stabilité de l'excavation.

→ Le risque sismique n'a pas été évalué en raison de la profondeur relativement faible de la mine, mais des concentrations de contraintes localisées peuvent néanmoins se développer à proximité des chantiers ou dans les piliers.

→ La zone du portail manque de forages géotechniques et nécessite des investigations supplémentaires avant la conception finale et l'exécution.

→ La stabilité des grandes infrastructures souterraines n'a pas été évaluée.

→ L'épaisseur actuelle du pilier de couronne de 85 m ne répond pas aux exigences réglementaires de l'article 77 du RSSTM du Québec et doit être réévaluée au moyen des études techniques requises avant que l'exploitation minière (ou le développement) sous le plan d'eau puisse commencer.

06. Variabilité opérationnelle

→ Les performances des pentes dépendent fortement de la précision du forage, de la qualité du dynamitage et des pratiques de nivellement. Les bonnes pratiques ont été prises en compte tout au long des évaluations.

→ Une perte excessive de crête ou un surcreusement peuvent réduire la largeur effective des bancs de retenue en dessous des hypothèses de conception.

→ Les écarts opérationnels peuvent réduire la stabilité et nécessiter des modifications de la conception.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Recommandations pour les travaux futurs

Sur la base des analyses réalisées dans le cadre de cette étude, les travaux suivants sont recommandés afin de faire avancer le projet vers la phase d'ingénierie détaillée et d'exécution.

01. Modèle lithostructurel

→ Améliorer la définition des contacts lithologiques, en particulier ceux dont l'orientation est défavorable.

→ Acquérir des données structurelles supplémentaires (cartographie de surface, carottes orientées) dans les secteurs clés des parois de la fosse.

→ Mettre à jour le modèle structurel afin de mieux définir les structures à grande échelle, en particulier dans les zones où la couverture de forage est limitée (par exemple, l'empreinte de la mine souterraine).

→ Mener un programme de caractérisation ciblé du site pour la zone du portail. Cette étude devrait confirmer la profondeur des morts-terrains près de la tranchée et le long de l'axe de la rampe, ainsi que les pentes de sol et de roche à utiliser dans la conception.

02. Caractérisation géotechnique

→ Développer un modèle géotechnique spécifique au site pour les morts-terrains dans les zones du portail et de la périphérie de la fosse.

→ Planifier une campagne d'études géotechniques afin d'augmenter la densité des données et d'améliorer la compréhension de la stratigraphie des sols autour de la fosse à ciel ouvert.

→ Effectuer des essais en laboratoire sur des sols représentatifs afin d'établir des enveloppes de résistance au cisaillement appropriées.

03. Caractérisation géomécanique

→ Donner la priorité à la collecte de données pour l'unité UMU, qui présente actuellement le plus grand degré d'incertitude.

→ Étendre les essais en laboratoire (résistance intacte, résistance au cisaillement) pour l'UMU, la pegmatite, les zones altérées et les plans de foliation.

04. Conception de la fosse à ciel ouvert

→ Mettre à jour les modèles numériques 3D à mesure que les interprétations lithostructurales sont affinées.

→ Réévaluer les hypothèses de persistance structurelle (actuellement 15 m) une fois que les parois exposées de la fosse permettront une mesure directe (par exemple, balayage LiDAR).

→ Pour le secteur F-2, évaluer les failles observées et les joints ouverts par rapport au modèle structurel mis à jour afin de confirmer leur impact potentiel sur les paramètres de conception.

→ À mesure que l'exploitation minière expose les parois sud, évaluer plus en détail l'impact réel des ensembles de joints inclinés vers le nord sur l'intégrité des parois à l'échelle des gradins, et revoir l'hypothèse selon laquelle ces joints n'influencent pas de manière significative l'IRA prévu.

05. Conception de la mine souterraine

→ Mettre à jour les modèles numériques 3D à mesure que de nouvelles informations lithostructurales deviennent disponibles.

→ Intégrer les structures principales dans les évaluations de stabilité souterraine une fois leur géométrie confirmée.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ L'épaisseur actuelle de 85 m du pilier de couronne **n'**est **pas** conforme à l'article 77 du RSSTM du Québec pour l'exploitation minière sous un plan d'eau. Des études techniques supplémentaires (hydrogéologie, mécanique des sols, géomécanique) sont légalement requises avant l'obtention de l'autorisation. Ces études doivent être soumises à la CNESST avant toute excavation sous l'influence du plan d'eau.

→ Pour la conception du portail, forer au moins trois (3) trous de forage supplémentaires (environ 90 m au total) afin de confirmer les conditions de la masse rocheuse à l'emplacement du portail.

→ Envisager d'effectuer des mesures de contrainte in situ (par exemple, test Doorstopper) dès le début du développement afin de valider le tenseur de contrainte en champ lointain.

06. Surveillance et contrôles opérationnels

→ Élaborer un plan de gestion du contrôle du sol (GCMP) spécifique au site qui formalise les exigences en matière de surveillance géotechnique, la fréquence d'examen des données et les protocoles de prise de décision.

→ Élaborer des plans d'intervention en cas de déclenchement (TARP) pour les opérations à ciel ouvert et souterraines, en définissant les niveaux d'action et les réponses requises en cas de changements dans le déplacement, la pression interstitielle ou les conditions du sol observées.

→ Mettre à jour le GCMP et les TARP en fonction des observations opérationnelles et des résultats de la surveillance.

→ Mettre en œuvre des systèmes de surveillance en temps réel (prismes, radar, LiDAR) dans les secteurs influencés par des structures importantes ou des géométries de fosse sensibles.

→ Mettre en œuvre un programme de surveillance hydrogéologique afin de suivre les niveaux des eaux souterraines et les pressions interstitielles dans les mines à ciel ouvert et souterraines :

- Installer des piézomètres à corde vibrante (VWP) à des endroits clés, notamment sur les parois de la fosse, le pilier central et les zones où l'afflux d'eau souterraine pourrait influencer la stabilité.
- Mettre en place un système automatisé d'enregistrement des données et de seuils d'alarme afin de détecter rapidement toute tendance anormale de la pression interstitielle.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Table des matières

Signatures v
Copies v
Résumé vi
Table des matières xvii
Liste des annexes xviii
Liste des figures xxiv
Liste des tableaux xxviii
1 Introduction 29
1.1 Description et état d'avancement du projet 29
1.2 Étendue des travaux 30
1.3 Informations disponibles 31
2 Contexte général et conditions du site 32
2.1 Description du site 32
2.2 Conditions géologiques 36
2.2.1 Géologie régionale de l' 36
2.2.2 Géologie locale 37
2.2.3 Géologie structurale 39
2.3 Hydrogéologie 40
3 Campagnes d'enquête 41
3.1 Programmes géotechniques 41
3.1.1 Travail sur le terrain 41
3.1.2 Essais en laboratoire 42
3.2 Programmes géomécaniques 42
3.2.1 Travail de terrain d' 43
3.2.2 Essais en laboratoire 49

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

4 Caractérisation géotechnique 50
4.1 Unités stratigraphiques 50
4.2 Essais in situ. 51
4.3 Essais en laboratoire 53
4.4 Paramètres de conception géotechnique 53

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

5 Caractérisation géomécanique 54
5.1 Caractérisation de la masse rocheuse 54
5.1.1 Propriétés des roches intactes 54
5.1.2 Classification des masses rocheuses 63
5.1.3 Structures rocheuses. 70
5.1.4 Propriétés du massif rocheux. 80
5,2 In Situ Conditions de stress 83
6 Domaines géotechniques et géomécaniques 85
6.1 À ciel ouvert 85
6.2 Mine souterraine 87
7 Directives de conception des mines à ciel ouvert 88
7.1 Terminologie et définitions 88
7.2 Critères d'acceptation de la conception 91
7.3 Méthodologie 93
7.4 Évaluation de la stabilité des morts-terrains 97
7.4.1 Méthodes de conception 97
7.4.2 Résultats 97
7.5 Évaluation de la stabilité du banc 99
7.5.1 Méthodes de conception 99
7.5.2 Sectorisation à ciel ouvert 99
7.5.3 Résultats 102
7.6 Stabilité inter-rampes et stabilité globale des pentes 108
7.6.1 Méthodes de conception 108
7.6.2 Modèle numérique 108
7.6.3 Résultats 113
7.7 Directives pour la conception des mines à ciel ouvert 113
8 Directives relatives à la conception des mines souterraines 115
8.1 Terminologie et paramètres d'entrée 115
8.2 Modèle numérique 117
8.3 Dimensions de la chambre et dilution 118
8.3.1 Méthodes de conception 118
8.3.2 Tableaux de stabilité des chantiers à ciel ouvert 118

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.3.3 Tableau de dilution (ELOS) 126
8.3.4 Directives 130
8.4 Séquence minière 131
8.4.1 Séquence de développement et de taille 131
8.4.2 Résultats de la modélisation numérique 132
8.5 Remblayage 135
8.5.1 Méthodes de conception 135
8.5.2 Résultats 137
8.5.3 Directives 138
8.6 Pilier de la Couronne 140
8.6.1 Méthodes de conception 140
8.6.2 Résultats 142
8.6.3 Directives 146
8.7 Conception du support au sol 147
8.7.1 Méthodes de conception 147
8.7.2 Lignes directrices 148
8.8 Portail (coupe en boîte) 150
8.8.1 Directives 156
8.9 Infrastructures 157
8.10 Interaction entre les exploitations à ciel ouvert et souterraines 158
9 Considérations opérationnelles 161
9.1 Pentes de recouvrement 161
9.2 Exploitation à ciel ouvert 162
9.3 Exploitation minière souterraine 164
10 Conclusion 166
11 Recommandations et limites 167
11.1 Recommandations relatives à la conception au niveau de la faisabilité 167
11.2 Limites des directives de conception 169
11.3 Recommandations pour les travaux futurs 170

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Liste des annexes

Annexe A. Facteurs de conversion PLT vers UCS

Annexe B. Projections stéréographiques

Annexe C. Caractérisation structurelle détaillée des mines à ciel

ouvert Annexe D. Directives relatives aux mines à ciel ouvert – Mise à jour

2025 Annexe E. Évaluations détaillées à l'échelle du banc

Annexe F. Analyses de la stabilité et de la dilution des chantiers à ciel ouvert

(ELOS) Annexe G. Évaluation de la résistance du remblai cimenté

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Liste des figures

Figure 1. Emplacement général de la propriété Shaakichiuwaanaan (BBA, 2024e).....29
Figure 2. Étendue approximative de la mine à ciel ouvert et de la mine souterraine avec les lacs environnants. 32
Figure 3. Conceptions des mines à ciel ouvert fournies par GMS – Vues en plan. 34
Figure 4. Conceptions de mines souterraines fournies par GMS – Vues en plan. 35
Figure 5. Conceptions de mines souterraines fournies par GMS – Conception FS. 36
Figure 6. Géologie régionale entourant le projet Shaakichiuwaanaan (BBA, 2024e).....37
Figure 7. Enveloppe ultime de la fosse colorée en fonction des lithologies exposées dans les parois. 39
Figure 8. Emplacement des six failles subverticales qui traversent la fosse à ciel ouvert. 40
Figure 9. Vue en plan de la mine à ciel ouvert FS et des trous de forage géotechniques dans le sol.....41
Figure 10. Emplacement des forages géomécaniques et des levés par téléviseur sur la conception de la mine à ciel ouvert et de la mine souterraine FS.....45
Figure 11. Répartition des lithologies enregistrées. 47
Figure 12. Longueur lithologique enregistrée par trou. 48
Figure 13. Répartition des types de défaillance lors des essais de charge ponctuelle.....57
Figure 14. Enveloppes de rupture Hoek-Brown pour roche intacte. 62
Figure 15. Distribution Q' évaluée à partir des trous forés par Dahrouge.....67
Figure 16. Zones modélisées à faible RQD (<40 %) par rapport à la conception de la mine à ciel ouvert PEA. 69
Figure 17. Zones modélisées à faible RQD (<40 %) dans la zone minière souterraine.....69
Figure 18. Résultats des essais de cisaillement direct pour les ruptures maximales (vert) et résiduelles (bleu). 71
Figure 19. Foliation visible sur l'image du carottage de différents types de roches. 74
Figure 20. Caractérisation des discontinuités par lithologie 75
Figure 21. Zones à ciel ouvert utilisées pour la définition du domaine géomécanique. 76
Figure 22. Division générale de la zone à ciel ouvert. 77
Figure 23. Enveloppes de rupture de la masse rocheuse. 82
Figure 24. Comparaison du rapport k (σ_H / σ_v) obtenu à une profondeur de 400 mètres avec celui de deux sites voisins et celui indiqué dans la littérature. 84

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Figure 25. Terminologie relative aux parois de la fosse utilisée dans le rapport (modifiée d'après Read et Stacey, 2009). ...88

Figure 26. Organigramme d'optimisation de la conception à l'échelle du banc d'essai. ...95

Figure 27. Matrices de risques types. ...96

Figure 28. Résultats des analyses de stabilité pour un talus de recouvrement type. ...98

Figure 29. Secteurs de conception à ciel ouvert. ...100

Figure 30. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai - Secteur A AMP ...103

Figure 31. Représentation des risques pour les secteurs de conception par rapport aux critères de conception. ...107

Figure 32. Vue de l' du maillage structuré (octree) du modèle numérique à ciel ouvert. ...109

Figure 33. Termes et définitions associés à un matériau à déformation plastique. ...110

Figure 34. Projection du facteur de sécurité et des dommages (SLOSS) sur la mine à ciel ouvert prévue. ...111

Figure 35. Déplacement total sur la section A-A'. ...112

Figure 36. Déplacement total sur la section B-B' avec unité ultramafique voisine. ...112

Figure 37. Résumé des directives relatives au secteur à ciel ouvert d' (basé sur la conception de la fosse de mars 2025). 114

Figure 38. Terminologie utilisée dans le rapport pour désigner les chantiers (non à l'échelle). ...115

Figure 39. Vue du maillage structuré (octree) du modèle numérique global. ...117

Figure 40. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin (reproduit à partir de Potvin, 1988). ...119

Figure 41. Vue schématique en plan de la séquence transversale des chantiers. ...122

Figure 42. Exemple d'évaluation d'un diagramme de stabilité d'une chambre à grignoter selon Potvin. Dans cet exemple, le HW et FW sont respectivement considérés comme de la pegmatite et du remblai ...124

Figure 43. Pourcentage de chambres stables par rapport aux dimensions des chambres. ...126

Figure 44. Tableau de stabilité des chantiers ouverts ELOS (reproduit à partir de Potvin, 1988 et Clark, 1998). ...127

Figure 45. Exemple d'évaluation ELOS. Dans cet exemple, les paramètres HW et FW sont pris en compte. respectivement de la pegmatite et du remblai ...128

Figure 46. Vue isométrique de la séquence d'exploitation minière proposée. ...132

Figure 47. Déformation plastique et endommagement de la masse rocheuse (Sloss) à l'aide de deux isosurfaces. ...133

Figure 48. Contrainte principale majeure présentée sur une vue en plan et des isosurfaces de dommages à la masse rocheuse. ...134

Figure 49. Configuration de la chambre adoptée pour l'évaluation des exigences en matière de résistance du remblai (reproduit à partir de Li et Aubertin, 2012). ...135

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Figure 50. Vue longitudinale des résultats de la modélisation numérique pour l'exploitation souterraine sous une chambre ou un panneau remblayé. 137

Figure 51. Tableau de stabilité à l'échelle avec les données proposées pour le pilier de couronne....144

Figure 52. Évolution de la déformation plastique dans le pilier de couronne pour la période 2031-2049. Les années 2047 et 2049 incluent une contrainte principale mineure (S3). 145

Figure 53. Exemple de soutènement pour une intersection type de 10 m (à trois voies). 147

Figure 54. Représentation schématique du soutènement pour les chantiers (non à l'échelle). 148

Figure 55. Terminologie relative à l'infrastructure générale d'un portail (non à l'échelle).....150

Figure 56. Emplacement prévu du portail.....151

Figure 57. Vue en plan (à gauche) et vue en coupe (à droite) du portail principal.....152

Figure 58. Projections stéréographiques des discontinuités dans les métasédiments pris en compte dans l'analyse du portail et ensembles de joints interprétés.....153

Figure 59. Tableau de stabilité des travées à l'échelle avec les données proposées pour le pilier de surface du portail ..155

Figure 60. Contrainte principale mineure (S3) et dommages subis par la masse rocheuse autour du puits de ventilation L305. 157

Figure 61. Contrainte principale mineure (S3) et dommages subis par la masse rocheuse autour de la rampe principale située le plus près de la fosse.....158

Figure 62. Modélisation 2D de l'interaction OP-UG – rupture non circulaire dans la masse rocheuse et le remblai. 159

Figure 63. Modélisation 3D de l'interaction OP-UG – Isosurfaces des dommages et des déplacements de la masse rocheuse.....160

Figure 64. Projections stéréographiques des discontinuités GMD WAll-AMP dans l'amphibolite et ensembles de joints interprétés pour la zone ouest (paroi nord et paroi sud).....177

Figure 65. Projections stéréographiques des discontinuités GMD WW-APU dans toutes les lithologies pour la zone ouest (paroi ouest). 178

Figure 66. Projections stéréographiques des discontinuités GMD WS-META dans les métasédiments et interprété les ensembles communs pour la zone ouest (mur sud).....178

Figure 67. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CN-UMU dans les roches ultramafiques et ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi nord). 179

Figure 68. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CN-META dans les métasédiments et ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi nord). 179

Figure 69. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CN-AMP dans l'amphibolite et ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi nord).....180

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Figure 70. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CS-META dans les métasédiments et interprété les ensembles communs pour la zone centrale (mur sud). 180

Figure 71. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CS-AMP dans l'amphibolite et ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi sud). 181

Figure 72. Projections stéréographiques des discontinuités GMD EN-UMU dans les roches ultramafiques et ensembles de joints interprétés pour la zone est (paroi nord). 181

Figure 73. Projections stéréographiques des discontinuités GMD EN-META dans les métasédiments et ensembles de joints interprétés pour la zone est (paroi nord). 182

Figure 74. Projections stéréographiques des discontinuités GMD EE-AMPU dans toutes les lithologies pour la zone est (paroi est). 182

Figure 75. Projections stéréographiques des discontinuités GMD ES-META dans les métasédiments et ensembles de joints interprétés pour la zone est (paroi sud). 183

Figure 76. Projections stéréographiques des discontinuités GMD EAll-AMP dans l'amphibolite et ensembles de joints interprétés pour la zone est (paroi nord et paroi sud). 183

Figure 77. Projections stéréographiques des discontinuités GMD WCE-PEG dans la pegmatite et ensembles de joints interprétés pour les zones ouest, centrale et est. 184

Figure 78. Projections stéréographiques des discontinuités dans l'amphibolite dans la zone minière souterraine et ensembles de joints interprétés. 185

Figure 79. Projections stéréographiques des discontinuités dans la pegmatite dans la zone souterraine et ensembles de joints interprétés. 185

Figure 80. Projections stéréographiques des discontinuités dans les métasédiments dans la zone minière souterraine et ensembles de joints interprétés. 186

Figure 81. Projections stéréographiques des discontinuités dans la roche ultramafique de la zone minière souterraine et ensembles de joints interprétés. 186

Figure 82. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Amphibolite 188

Figure 83. Stéréogramme pour les zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Pegmatite 188

Figure 84. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Guyer) 188

Figure 85. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Marbot) 188

Figure 86. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Ultramafique 189

Figure 87. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Guyer) - Nord 189

Figure 88. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Marbot) - Nord 189

Figure 89. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Guyer) - Sud 189

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Figure 90. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Marbot) - Sud 190
Figure 91. Conception FS de la mine à ciel ouvert fournie par GMS en mars 2025.....192
Figure 92. Secteurs de la mine à ciel ouvert basés sur la conception de la mine de mars 2025.....193
Figure 93. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur A (AMP).....195
Figure 94. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur B (AMP, PEG, UMU). 197
Figure 95. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur C-1 (AMP).....199
Figure 96. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur C-2 (META). 201
Figure 97. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du laboratoire – Secteur D (AMP). 203
Figure 98. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du laboratoire – Secteur E-1 (META).....205
Figure 99. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur E-2 (UMU). 207
Figure 100. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur F-1 (AMP). 209
Figure 101. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur F-2 (META). 211
Figure 102. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur G-1 (AMP). 213
Figure 103. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du laboratoire – Secteur G-2 (META). 215
Figure 104. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur H (UMU).....217
Figure 105. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur I (AMP, PEG, UMU, META).....219
Figure 106. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur J-1 (AMP).....221
Figure 107. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur J-2 (META).....223
Figure 108. Tableau de stabilité de la chambre à ciel ouvert Potvin – HW : pegmatite ; FW : pegmatite. 225
Figure 109. Graphique de stabilité de la chambre ouverte Potvin – HW : pegmatite (90°) ; FW : pegmatite. 226
Figure 110. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite ; FW : remblai. 227
Figure 111. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite (90°) ; FW : remblai.....228
Figure 112. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite ; FW : amphibolite ou métasédiments. 229
Figure 113. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite (90°) ; FW : amphibolite ou métasédiments.....230
Figure 114. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite (90°) ; FW : ultramafique indifférencié. 231

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Figure 115. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : remblai. 232

Figure 116. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : pegmatite. 233

Figure 117. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : ultramafique indifférencié ; FW : remblai. 234

Figure 118. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : ultramafique indifférencié ; FW : ultramafique indifférencié. 235

Figure 119. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : amphibolite ou métasédiments. 236

Figure 120. Tableau ELOS – HW : pegmatite ; FW : pegmatite. 237

Figure 121. Graphique ELOS – HW : pegmatite (90°) ; FW : pegmatite. 238

Figure 122. Carte ELOS – HW : pegmatite ; FW : remblai. 239

Figure 123. Graphique ELOS – HW : pegmatite (90°) ; FW : remblai. 240

Figure 124. Carte ELOS – HW : pegmatite ; FW : amphibolite ou métasédiments. 241

Figure 125. Carte ELOS – HW : pegmatite (90°) ; FW : amphibolite ou métasédiments. 242

Figure 126. Carte ELOS – HW : pegmatite (90°) ; FW : ultramafique indifférencié. 243

Figure 127. Carte ELOS – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : remblai. 244

Figure 128. Tableau ELOS – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : pegmatite. 245

Figure 129. Tableau ELOS – HW : ultramafique indifférencié ; FW : remblai. 246

Figure 130. Tableau ELOS – HW : ultramafique indifférencié ; FW : ultramafique indifférencié. 247

Figure 131. Carte ELOS – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : amphibolite ou métasédiments. 248

Figure 132. Configuration de la chambre adoptée pour l'évaluation des exigences en matière de résistance du remblai (reproduit à partir de Li et Aubertin (2012)). 249

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Liste des tableaux

Tableau 1. Codes des principales lithologies. 38
Tableau 2. Détails géotechniques des trous de forage. 42
Tableau 3. Détails géomécaniques des trous de forage. 44
Tableau 4. Longueurs géomécaniques enregistrées par trou. 46
Tableau 5. Longueurs enregistrées par type de lithologie. 46
Tableau 6. Résumé des fréquences des essais en laboratoire sur des échantillons de roches par lithologie 49
Tableau 7. Informations sur l'emplacement et la profondeur maximale de chaque unité stratigraphique dans les forages géotechniques. 50
Tableau 8. Épaisseur de chaque unité stratigraphique dans les forages géotechniques. 51
Tableau 9. Épaisseur moyenne de chaque unité stratigraphique dans les forages géotechniques. 51
Tableau 10. Nombre de SPT réalisés dans chaque unité stratigraphique par forage géotechnique et valeurs N moyennes. 52
Tableau 11. Corrélation entre l'angle de frottement et la valeur N (adapté de Terzaghi et al., 1996 et Day, 2005). 52
Tableau 12. Paramètres de résistance des unités stratigraphiques. 53
Tableau 13. Résumé des propriétés du sol utilisées pour les analyses de stabilité. 53
Tableau 14. Résumé de la densité moyenne et du poids unitaire par lithologie 55
Tableau 15. Facteurs de conversion PLT en UCS. 56
Tableau 16. Résistance à la compression uniaxiale obtenue à partir d'essais de charge ponctuelle sur site. 56
Tableau 17. Résumé des résistances à la compression uniaxiale – Tous types de rupture. 57
Tableau 18. Résumé des résistances à la compression uniaxiale – Types de rupture intacts et combinés. 58
Tableau 19. Répartition de la résistance à la compression uniaxiale à partir d'essais en laboratoire – Types de rupture intacts et combinés. 58
Tableau 20. Résumé des essais de résistance à la compression triaxiale. 59
Tableau 21. Résumé des essais de résistance à la traction brésilienne – Tous types de rupture. 60
Tableau 22. Résumé de la résistance à la traction brésilienne – Types de rupture intacts. 60
Tableau 23. Résumé des propriétés élastiques. 61
Tableau 24. Résumé des propriétés de résistance des roches intactes des principales lithologies. 63

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 25. Résumé des trous de forage utilisés dans l'évaluation de la qualité de la masse rocheuse des mines à ciel ouvert et souterraines. 63
Tableau 26. Résumé du RQD – Mine à ciel ouvert. 65
Tableau 27. Classification des masses rocheuses – Mine à ciel ouvert. 65
Tableau 28. Cotes de classification des masses rocheuses – Mine à ciel ouvert. 66
Tableau 29. Résumé du RQD – Mine souterraine. 66
Tableau 30. Classification des masses rocheuses – Mine souterraine. 66
Tableau 31. Classification des roches – Mine souterraine. 67
Tableau 32. Résumé des propriétés de résistance au cisaillement. 72
Tableau 33. Résumé des levés télévisuels utilisés pour l'analyse structurelle des secteurs à ciel ouvert et souterrains. 72
Tableau 34. Résumé des données structurelles disponibles par type de discontinuité. 73
Tableau 35. Résumé des données structurelles disponibles pour le type lithologique principal. 73
Tableau 36. Ensembles de joints interprétés par domaine géomécanique – Mine à ciel ouvert. 79
Tableau 37. Ensembles de joints interprétés par domaine géomécanique – Mine souterraine. 80
Tableau 38. Résumé des propriétés de résistance des masses rocheuses des principales lithologies. 83
Tableau 39. Hypothèses relatives à l'état de contrainte in situ. 84
Tableau 40. Domaines géotechniques et géomécaniques à ciel ouvert. 86
Tableau 41. Domaines géomécaniques des mines souterraines. 87
Tableau 42. Critères d'acceptation de la conception (reproduit à partir de Read et Stacey, 2009). 91
Tableau 43. Résumé des critères de conception et des hypothèses adoptés pour les bancs d'essai. 92
Tableau 44. Directives de conception pour les morts-terrains. 98
Tableau 45. Analyse de rupture en coin – Combinaisons de joints. 99
Tableau 46. Caractéristiques du secteur de conception des fosses. 101
Tableau 47. Paramètres d'optimisation de la conception des gradins – Secteur A (AMP) 104
Tableau 48. Propriétés des matériaux du modèle numérique à ciel ouvert. 110
Tableau 49. Résumé des directives de conception de la mine à ciel ouvert. 114
Tableau 50. Propriétés des matériaux du modèle numérique global. 118

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 51. Détails sur les roches exposées et les types de matériaux pour les chantiers transversaux et longitudinaux. . 121 Tableau 52. Orientations de la surface des chantiers. 122
Tableau 53. Dimensions optimisées des chambres transversales et limites. 125
Tableau 54. Dimensions optimisées et limites des chambres longitudinales. 125
Tableau 55. Évaluation de la dilution (ELOS) pour les galeries transversales. 129
Tableau 56. Évaluation de la dilution (ELOS) pour les chantiers longitudinaux. 129
Tableau 57. Directives de conception des chantiers. 130
Tableau 58. Résumé des hypothèses ELOS simplifiées à des fins de planification. 130
Tableau 59. Comparaison des exigences de résistance CPB obtenues à partir d'analyses empiriques. 137
Tableau 60. Résumé des exigences en matière de résistance du remblai en pâte cimentée. 138
Tableau 61. Exigences en matière de résistance du remblai en pâte cimentée pendant la durée de vie de la mine. 139
Tableau 62. Lignes directrices relatives à l'exposition acceptable au risque. Reproduit à partir de Carter et Miller (1995). 143
Tableau 63. Résumé des lignes directrices relatives au soutien au sol. 149
Tableau 64. Hypothèses et données utilisées pour la conception de la tranchée en caisson. 152
Tableau 65. Ensembles de joints interprétés dans les métasédiments – Secteur principal du portail 153
Tableau 66. Évaluation du glissement plan des pentes du portail. 154
Tableau 67. Évaluation du glissement en coin des pentes des portails. 154
Tableau 68. Dimensions et configuration de la conception de la tranchée en encorbellement. 156
Tableau 69. Directives pour la conception des pentes à ciel ouvert. 194
Tableau 70. Paramètres d'optimisation de la conception des gradins – Secteur A (AMP) 196
Tableau 71. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur B (AMP, PEG, UMU) 198
Tableau 72. Paramètres d'optimisation de la conception du banc d'essai – Secteur C-1 (AMP) 200
Tableau 73. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur C-2 (META) 202
Tableau 74. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur D (AMP) 204
Tableau 75. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur E-1 (META) 206
Tableau 76. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur E-2 (UMU) 208
Tableau 77. Paramètres d'optimisation de la conception des bancs – Secteur F-1 (AMP) 210

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 78. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur F-2 (META) 212
Tableau 79. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur G-1 (AMP) 214
Tableau 80. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur G-2 (META) 216
Tableau 81. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur H (UMU) 218
Tableau 82. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur I (AMP, PEG, UMU, META) 220
Tableau 83. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur J-1 (AMP) 222
Tableau 84. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur J-2 (META) 224

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

1 Introduction

1.1 Description et état d'avancement du projet

En 2024, Alius Mine Consulting (« **Alius** ») a été mandatée par G Mining Services (« **GMS** ») pour réaliser l'étude géomécanique de faisabilité (« **FS** ») du projet Shaakichiuwaanaan CV5 (**« Shaakichiuwaanaan »** ou **« projet »**) pour PMET Resources (« **PMET** »), situé dans la région de la baie James au Québec, au Canada. L'objectif de ce mandat est de formuler des recommandations géomécaniques à l'appui de l'étude de faisabilité NI 43-101 préparée par GMS. Dans le cadre de ce travail, Alius a réalisé des carottages géomécaniques complémentaires, des essais en laboratoire et élaboré des recommandations en matière de directives de conception pour la mine à ciel ouvert et la mine souterraine.

La pegmatite spodumène CV5 fait partie de la propriété Shaakichiuwaanaan, située à environ 220 km à l'est de Radisson et à 240 km au nord-nord-est de Nemaska, dans la province de Québec, comme le montre la figure 1.

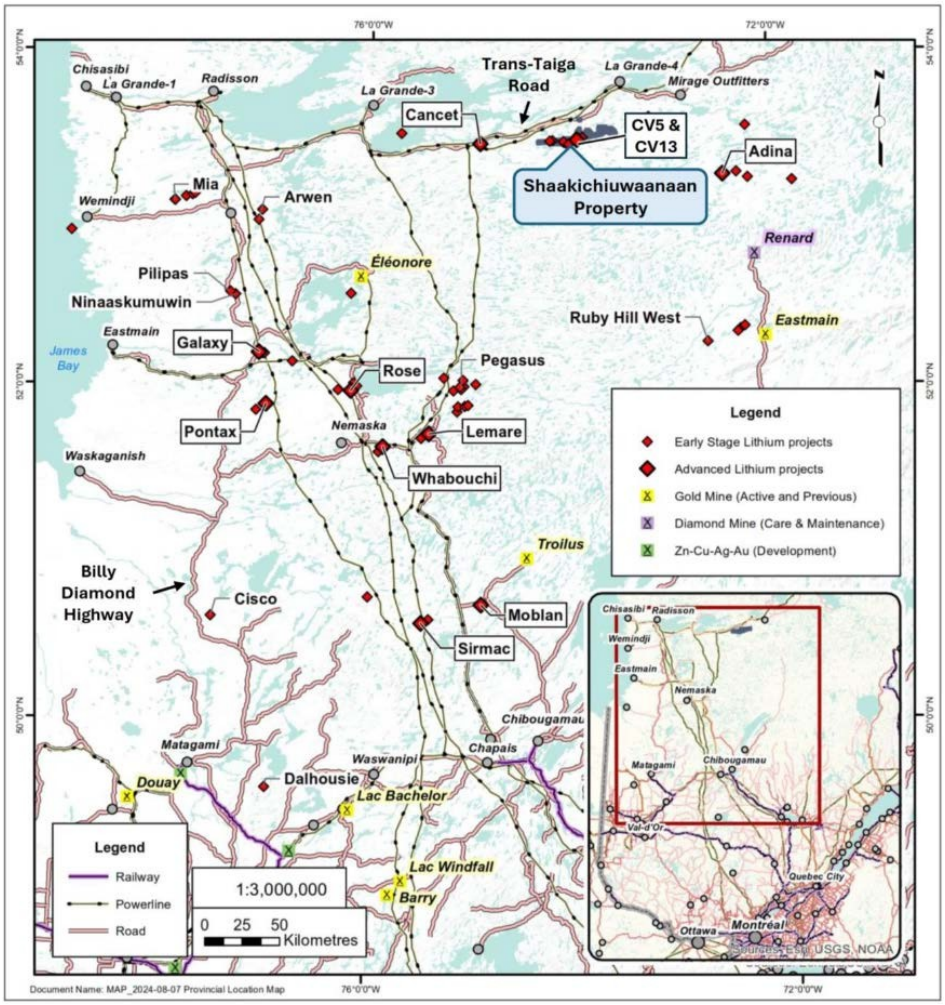


Figure 1. Emplacement général de la propriété Shaakichiuwaanaan (BBA, 2024e).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Selon le cadre de développement de projet présenté par Read et Stacey (2009), la phase actuelle du projet et ses objectifs généraux sont définis comme suit :

> *Étape 3 – Conception de faisabilité*
>
> *L'objectif de cette étape est d'établir une image claire des coûts prévus pour le développement et l'exploitation de la mine. À l'issue de l'étude, d'autres interprétations peuvent être possibles, mais selon l'avis d'une « personne compétente », celles-ci ne devraient pas affecter la viabilité économique potentielle du projet. Pour atteindre ce niveau de précision, des conceptions globales de pentes de l'ordre de ±5° sont nécessaires.*

Les principaux objectifs de ce rapport technique sont donc de fournir des critères de conception pour les mines à ciel ouvert et souterraines proposées, d'identifier et d'évaluer les principaux risques et opportunités géomécaniques qui influencent l'analyse de rentabilité et de recommander des travaux supplémentaires afin d'accroître encore la confiance dans la conception.

1.2 Étendue des travaux

La portée des travaux comprend :

- → La planification et l'exécution d'une campagne complémentaire de forages géomécaniques, la réalisation d'essais de roches en laboratoire et la confirmation que les données disponibles sont suffisantes pour fournir des recommandations de niveau FS.
- → La mise à jour des définitions des domaines géotechnique et géomécanique.
- → Fournir des directives de conception des pentes en matière d'ingénierie des sols et des roches au niveau FS pour la mine à ciel ouvert (OP) sur la base d'analyses cinématiques, d'analyses d'équilibre limite et de modélisation numérique. Les recommandations doivent couvrir les configurations des gradins, des rampes intermédiaires et des pentes globales.
- → Fournir des directives de conception géotechnique au niveau FS pour la mine souterraine (UG) basées sur des méthodes empiriques et une modélisation numérique, couvrant :
  - Conception des chantiers et dilution
  - Exigences en matière de remblayage
  - Séquence d'exploitation
  - Le soutènement
  - Conception des piliers
  - Portail principal
  - Infrastructures souterraines
  - Interaction avec la mine à ciel ouvert

Ce rapport présente des recommandations de conception pour les mines à ciel ouvert et souterraines. Les détails de l'étude géomécanique complémentaire sont fournis dans un rapport factuel distinct (Alius Mine Consulting, 2025).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

1.3 Informations disponibles

L'étude s'appuie sur les sources d'information suivantes :

01. Modèle géologique

→ Les unités lithologiques comprennent l'amphibolite (composée d'Amphibolite 01 à 03), le groupe des métasédiments, l'ultramafique indifférencié et la pegmatite (composée des solides nommés Pegmatite, Pegmatite CV et Pegmatite Feldspar). Des unités plus petites de diabase et de formation ferrifère (Marbot et grenat + Fe-ox) sont également présentes.

→ Dernier modèle lithologique reçu le 29 janvier 2025.

→ Modèle structurel CV5 (c'est-à-dire les failles) reçu le 27 janvier 2025 (modélisé uniquement dans la zone à ciel ouvert).

→ Modèles filaires RQD reçus le 23 décembre 2024.

02. Études et caractérisation géotechniques et géomécaniques

→ Géotechnique :

- Campagne d'études de phase 2 (BBA, 2024c)

→ Géomécanique :

- Caractérisation géomécanique au niveau PEA (BBA, 2023a).
- Campagnes supplémentaires d'études géomécaniques (BBA, 2024a ; BBA, 2024b).

03. Conception de la mine à ciel ouvert

→ Conception de la fosse PEA (figure 3a) pour l'évaluation des directives de conception.

→ Conception finale de la mine à ciel ouvert (figure 3b) reçue le 17 mars 2025, utilisée pour la modélisation numérique.

04. Conception de la mine souterraine

→ Conception de la mine souterraine PEA (figure 4a) utilisée pour l'évaluation des directives de conception.

→ Conception des chantiers intermédiaires (figure 4b) basée sur le modèle en blocs de juillet 2024 (ressources présumées et indiquées), à l'exclusion des chantiers situés au sud de la zone principale.

→ Conception souterraine finale de l'étude de faisabilité (figure 5) reçue le 5 mars 2025, utilisée pour la modélisation numérique.

Sauf indication contraire, les directives de conception présentées dans ce rapport sont basées sur la PEA ou les conceptions intermédiaires, tandis que la modélisation numérique intègre les conceptions finales de l'étude de faisabilité qui comprennent les recommandations mises à jour concernant les pentes et les chantiers.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

2 Contexte général et conditions du site

Cette section fournit une description du site et une description des conditions géologiques.

2.1 Description du site

Le site du projet est situé dans une région au climat subarctique. Les données climatiques de l'aéroport de La Grande Rivière (LG2), près de Radisson, au Québec, à environ 220 km à l'ouest du site, indiquent des températures annuelles variant entre -27 et 20 °C, avec des extrêmes occasionnels de -35 et 26 °C. Les précipitations atteignent leur maximum à la fin août et au début septembre, avec une moyenne mensuelle maximale d'environ 90 mm, tandis que la couverture neigeuse persiste généralement de la mi-octobre à la fin mai (BBA, 2024e).

Le terrain dans la région de Shaakichiuwaanaan est constitué de collines boisées légèrement vallonnées, entrecoupées de ruisseaux et de zones humides, dont l'altitude varie entre environ 260 et 350 m, ce qui est caractéristique de la région de la baie James. La zone du futur projet est partiellement située au-dessus d'un lac et est entourée de nombreux plans d'eau, comme le montre la figure 2.

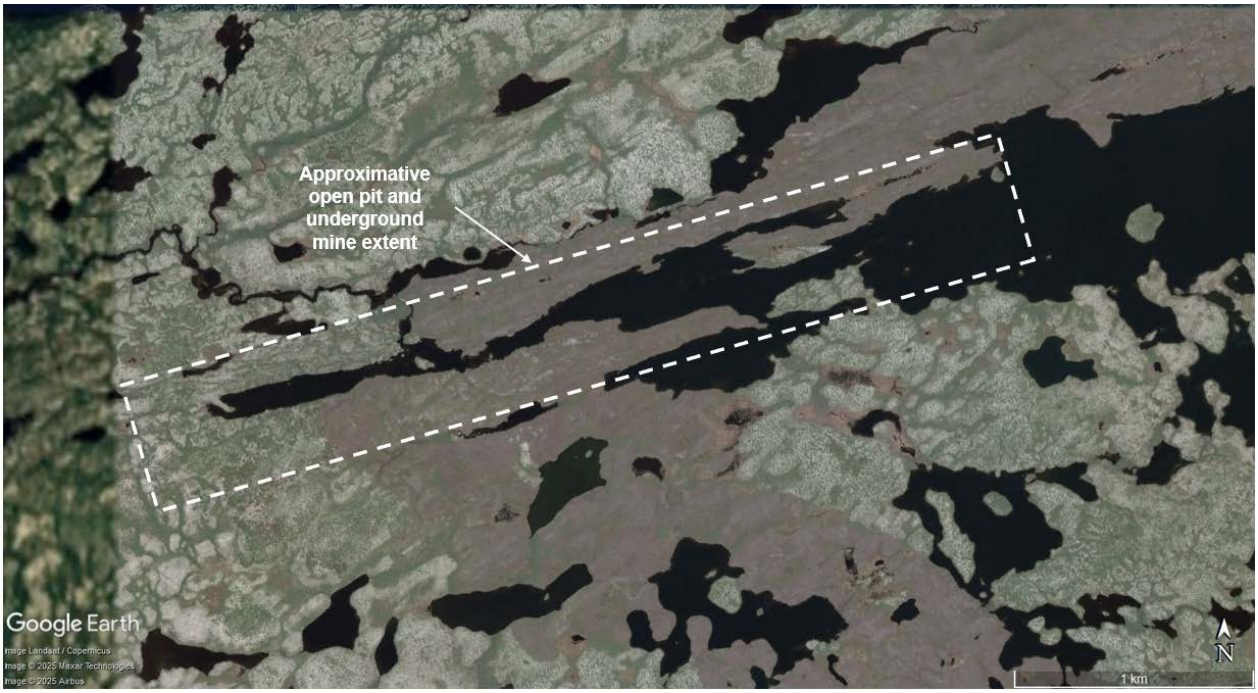


Figure 2. Étendue approximative de la mine à ciel ouvert et de la mine souterraine avec les lacs environnants.

Le gisement du projet se compose d'un grand dyke pegmatitique principal (CV5), accompagné de plusieurs dykes plus petits orientés approximativement est-ouest. Les opérations minières prévues comprendront à la fois l'exploitation à ciel ouvert conventionnelle et l'abattage mécanisé à longs trous pour la mine souterraine. Les dykes pegmatitiques ont une inclinaison d'environ 80° vers le nord. Le gisement s'étend sur une longueur d'environ 4,6 km, avec une minéralisation modélisée de la surface jusqu'à une profondeur de 650 m.

Selon la conception de l'EEP illustrée à la figure 3a, l'orientation de la mine à ciel ouvert est sud-ouest-nord-est

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

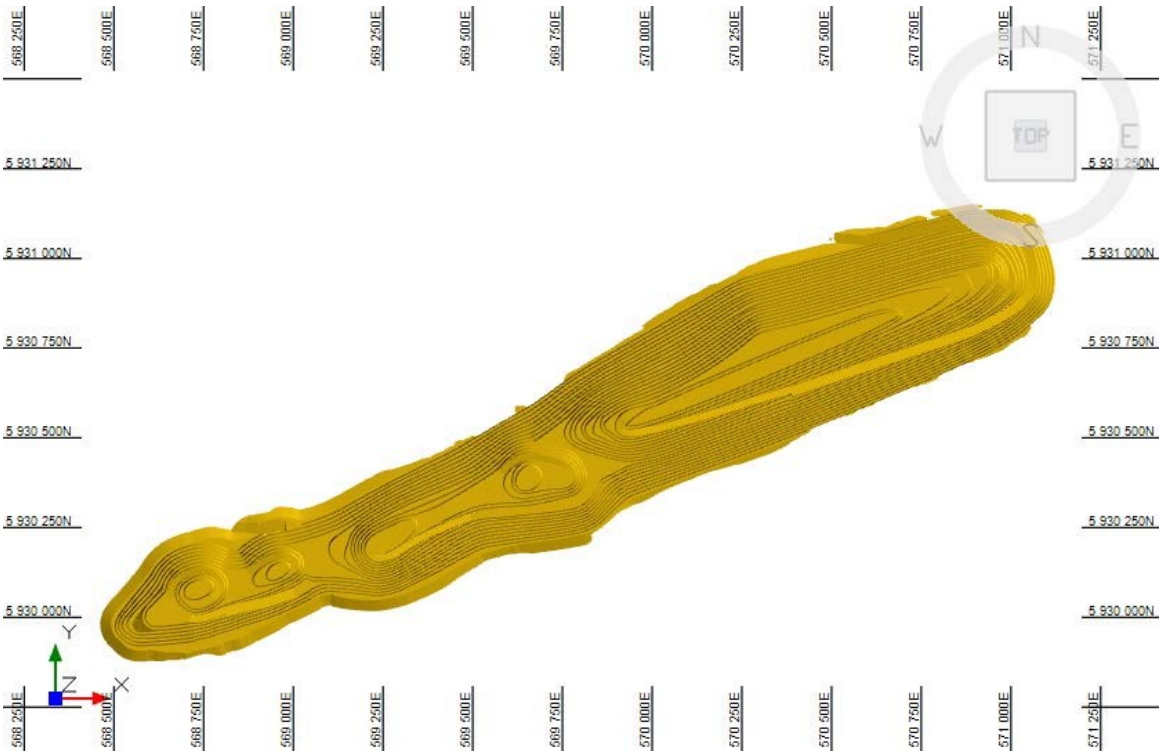
Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

et mesure environ 2,8 km de long et jusqu'à 480 m de large. La zone sud-ouest de la fosse a une profondeur d'environ 70 à 150 m, tandis que la zone nord-est est plus large et plus profonde, atteignant une profondeur d'environ 200 m. Comme indiqué précédemment, une partie importante du gisement se trouve sous le lac 001 et devra donc être asséchée pour permettre l'exploitation à ciel ouvert. Étant donné que les eaux de surface s'écoulent généralement vers l'ouest, le détournement et la gestion de l'eau seront des aspects importants du projet.

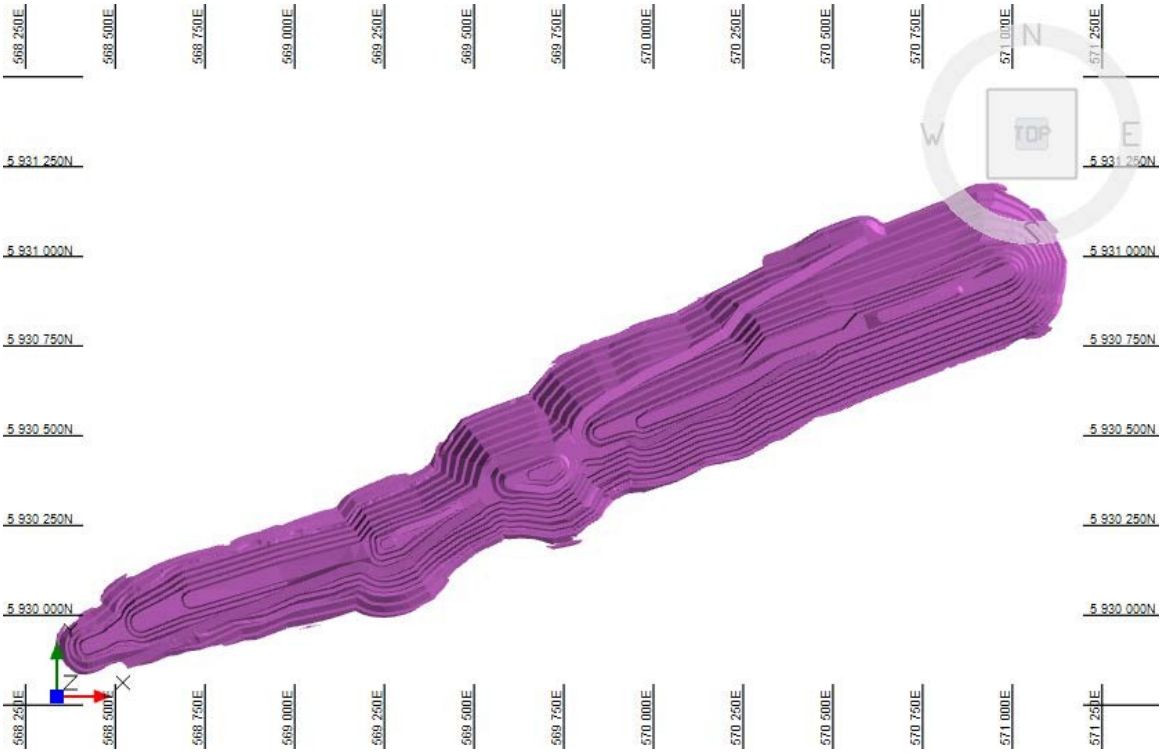
Selon la conception souterraine PEA illustrée à la figure 4a, la mine souterraine est située à l'extrémité nord-est de la fosse et s'étend jusqu'à une profondeur d'environ 490 m sous la surface.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



(a) Conception PEA.

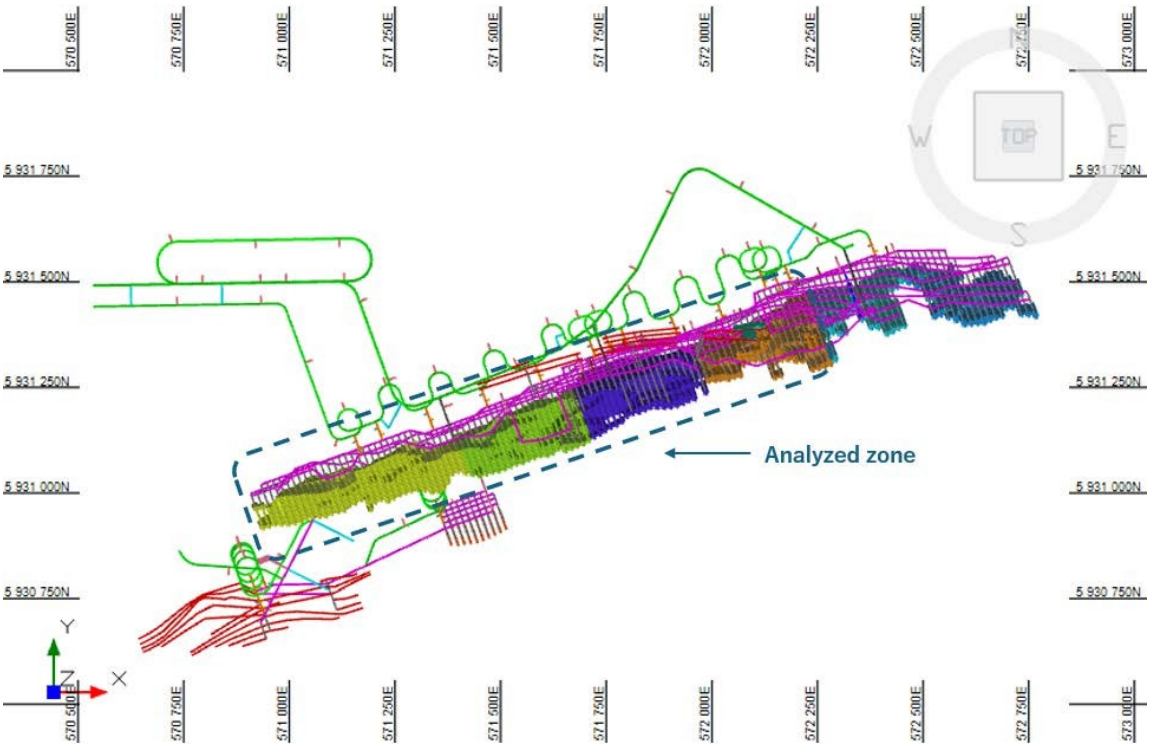


(b) Conception FS.

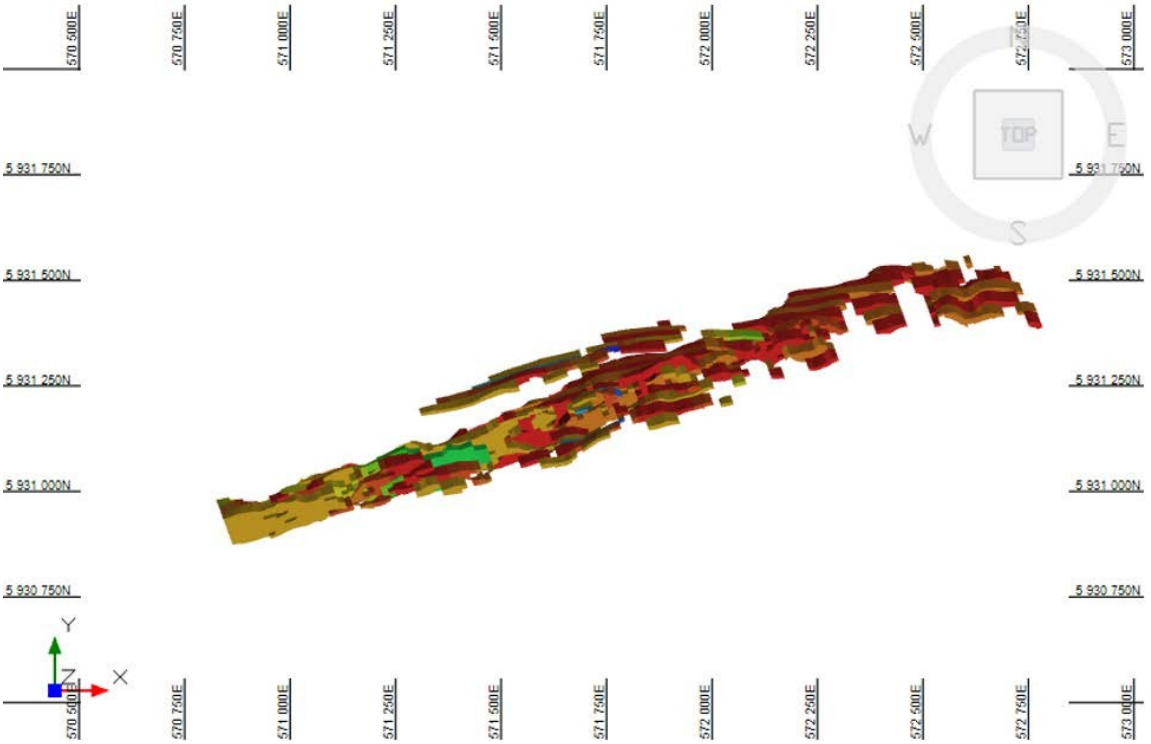
Figure 3. Conceptions à ciel ouvert fournies par GMS – Vues en plan.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



(a) Conception PEA.



(b) Conception intermédiaire (basée sur le modèle de blocs de juillet 2024).

Figure 4. Conceptions de mines souterraines fournies par GMS – Vues en plan.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

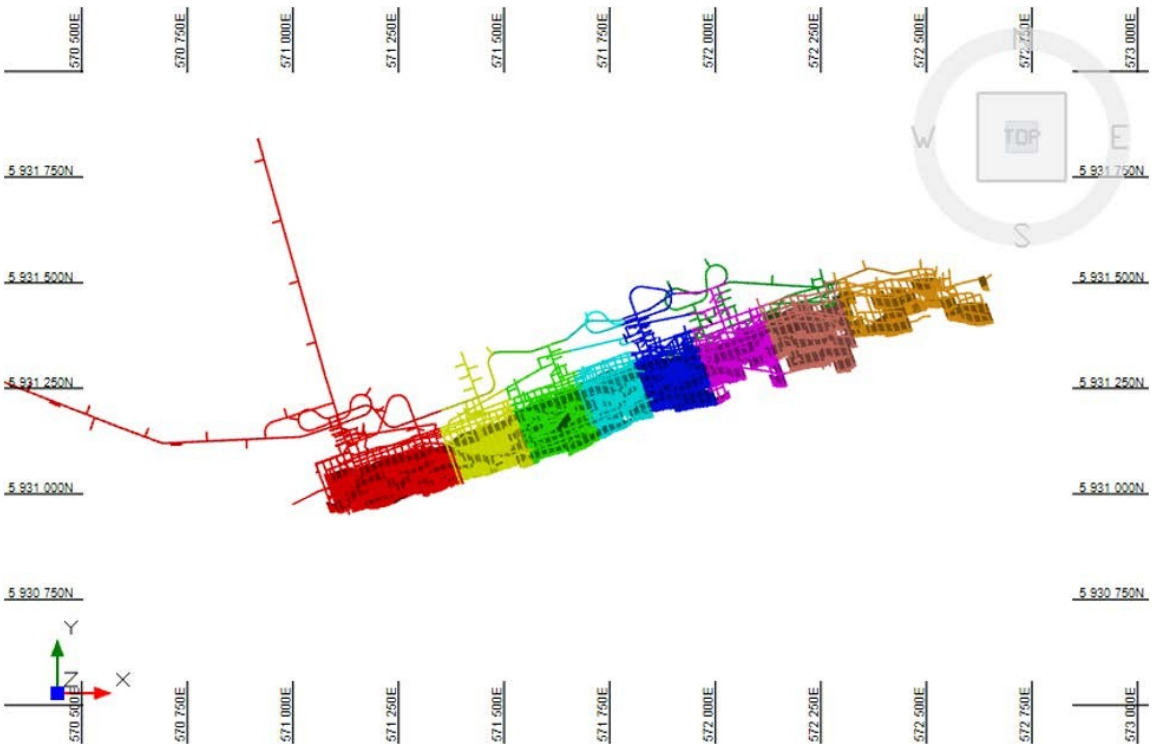


Figure 5. Conceptions de la mine souterraine fournies par GMS – Conception FS.

2.2 Conditions géologiques

2.2.1 Géologie régionale

Au niveau régional, le gisement de pegmatite CV5 est situé dans la sous-province La Grande de la province archéenne du Supérieur, dans le Bouclier canadien, comme le montre la figure 6 (BBA, 2024e). La zone du projet se trouve dans la ceinture de roches vertes de La Grande, un assemblage volcanique-sédimentaire dominé par des roches volcaniques basaltiques à felsiques intercalées avec des unités métasédimentaires qui ont été métamorphosées en faciès amphibolite.

La sous-province La Grande s'étend parallèlement au corridor structural Wemindji-Caniapiscau et est délimitée au sud par la sous-province Opinaca. La zone de transition entre La Grande et Opinaca abrite plusieurs pegmatites contenant du spodumène, dont la pegmatite CV5.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

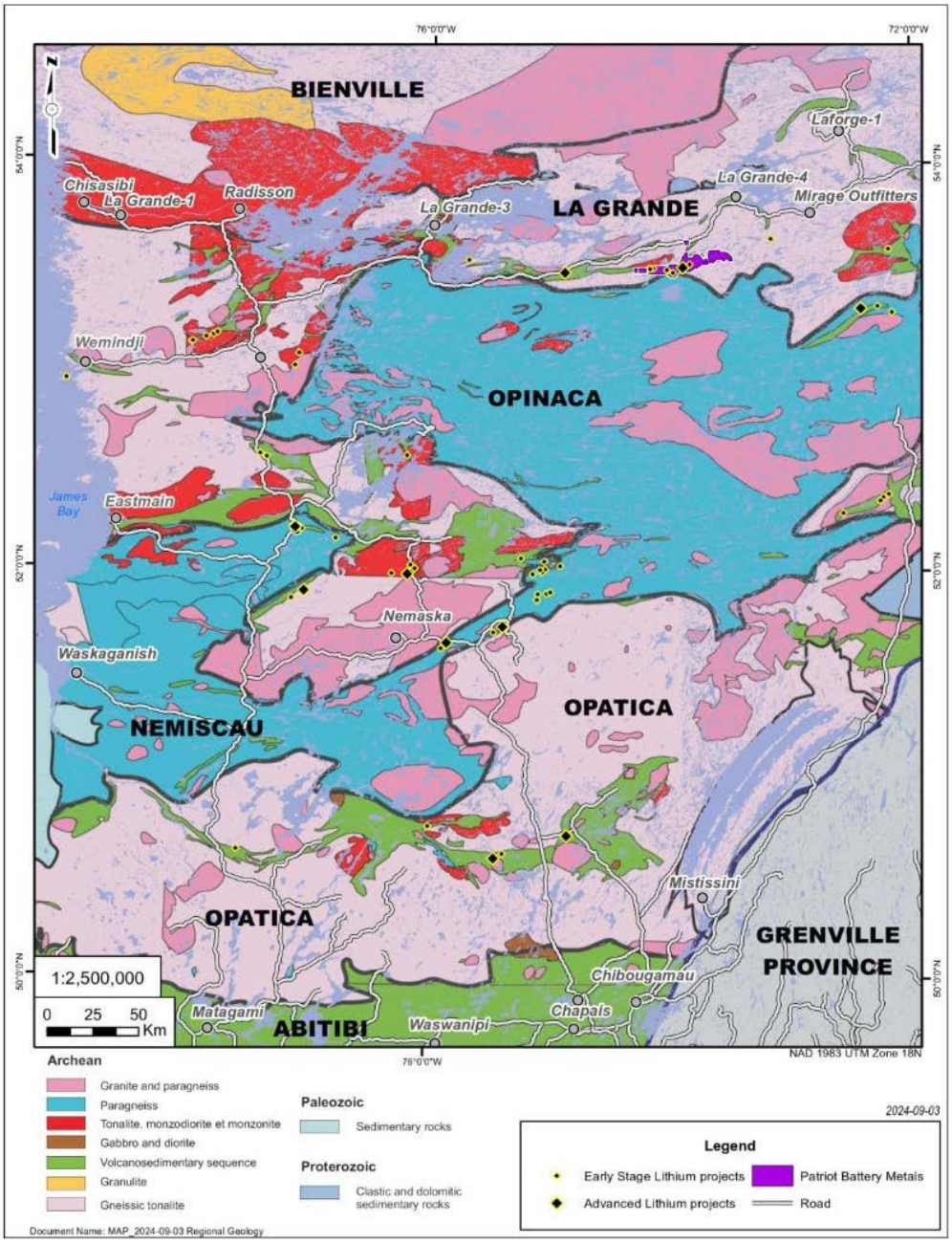


Figure 6. Géologie régionale d' autour du projet Shaakichiuwaanaan (BBA, 2024e).

2.2.2 Géologie locale

Au niveau local, le gisement de pegmatite CV5 se trouve dans le groupe Guyer de la ceinture de roches vertes du lac Guyer, qui fait partie de la ceinture de roches vertes plus large de la rivière La Grande (BBA, 2024e). Le groupe Guyer se compose d'une séquence volcanique-sédimentaire dominée par des amphibolites, des roches métasédimentaires et des roches volcaniques intermédiaires à mafiques, ainsi que par des unités ultramafiques mineures telles que des péridotites, des pyroxénites et des komatiites, et des tufs volcaniques felsiques. Ces unités s'étendent généralement d'est en ouest

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

et présentent un pendage modéré à raide vers le sud. Le groupe Guyer est délimité au nord par la formation Magin et au sud par des intrusions de tonalite, de granodiorite et de diorite, ainsi que par les roches métasédimentaires du groupe Marbot. Des dykes gabbroïques protérozoïques des essaims Lac Spirt et Senneterre s'intruisent localement dans ces unités.

La pegmatite CV5 se trouve dans le corridor CV Lithium Pegmatite Trend, un corridor est-ouest d'environ 1 km de large et de plus de 25 km de long qui abrite des pegmatites lithinifères Li-Cs-Ta (LCT). Le dyke CV5 a une longueur approximative de 4,6 km et se trouve principalement dans des roches amphibolites et métasédimentaires. En surface, la pegmatite apparaît soit sous forme d'affleurements en relief élevé en forme de « dos de baleine », soit sous forme d'affleurements plats en relief faible.

Sur la base du modèle lithologique de janvier 2025, les codes des principales unités lithologiques sont présentés dans le tableau 1, ainsi que le système de codification lithologique utilisé dans le présent rapport. Il convient de noter que lorsque le terme « ultramafique » est utilisé dans le présent rapport, il fait spécifiquement référence au groupe ultramafique indifférencié.

Tableau 1. Codes des principales lithologies.

Code	Description
AMP	Amphibolite
DIA	Diabase
IRONF	Formation ferrifère
META	Métasédiments
OVB	Masse rocheuse
PEG	La pegmatite et la pegmatite à spodumène sont modélisées séparément, mais sont regroupées dans le présent rapport.
UMU	Ultramafique indifférencié (« ultramafique »)

Comme l'illustre la figure 7, les parois ultimes de la fosse exposent principalement de l'amphibolite et des métasédiments. Les roches ultramafiques sont exposées localement, tandis que des occurrences de pegmatite sont attendues près du fond de la fosse et dans des sections isolées des parois. Les chantiers souterrains se trouvent principalement dans la pegmatite, mais diverses lithologies peuvent être présentes dans les parois suspendues et les parois de fond immédiates. La caractérisation géomécanique se concentre donc sur les quatre unités principales : AMP, META, UMU et PEG.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

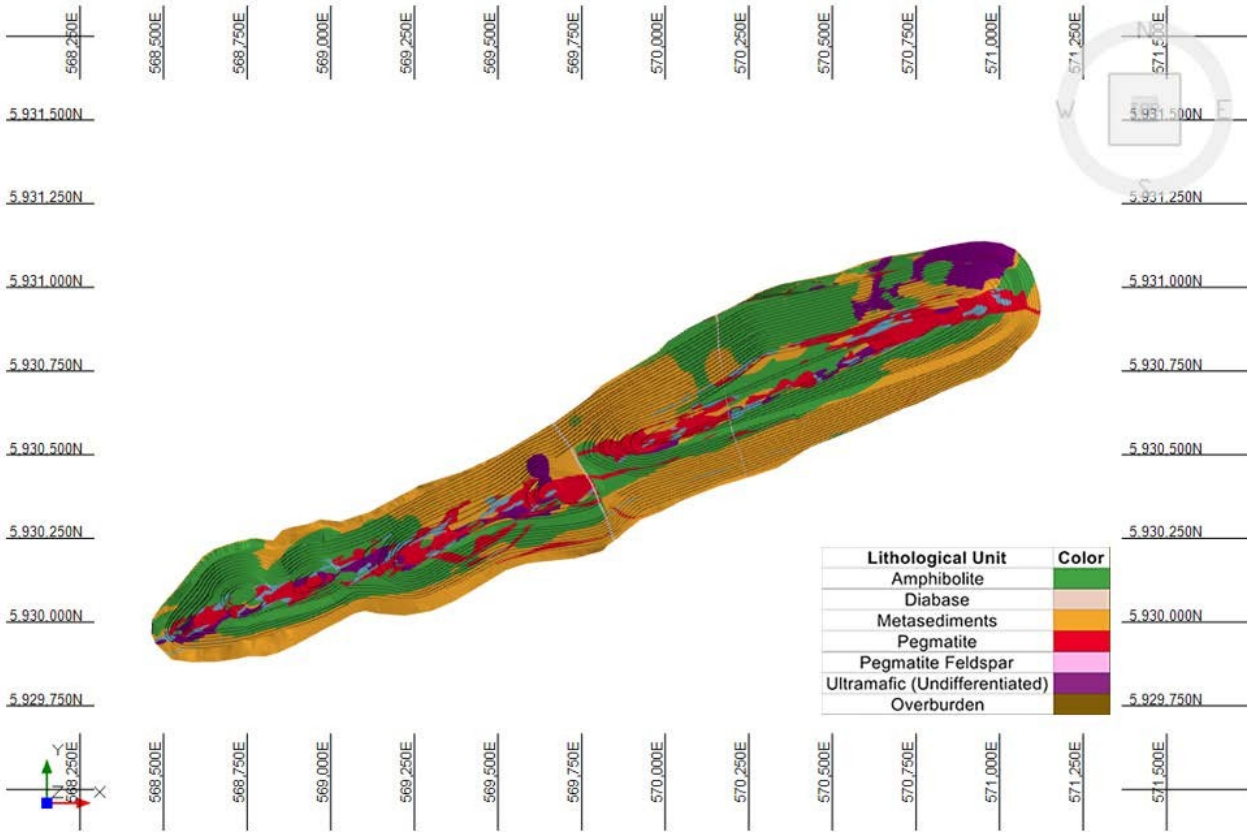


Figure 7. Enveloppe ultime de la fosse colorée en fonction des lithologies exposées dans les parois.

2.2.3 Géologie structurale

La zone du projet Shaakichiuwaanaan a subi de multiples événements tectoniques qui ont produit d'importantes zones de cisaillement orientées est-ouest, notamment la faille Pontois-Sud au nord et la zone de cisaillement Nochet au sud. Dans ce cadre structural, la structure apparente des métasédiments (groupe Guyer) présente généralement un pendage modéré à raide vers le sud. La pegmatite CV5 n'est pas concordante avec la foliation régionale et présente une forte inclinaison vers le nord. À ce jour, aucune déformation significative de la pegmatite n'a été identifiée, à l'exception de plissements mineurs observés ailleurs sur la propriété (BBA, 2024e).

Dans le modèle géologique fourni par GMS, six failles subverticales interprétées recoupent la mine à ciel ouvert, comme le montre la figure 8. Parmi celles-ci, la faille FLT_1025, une structure orientée nord-ouest-sud-est qui traverse la partie centrale de la mine, présente un déplacement mesurable dans les lithologies modélisées et est la seule faille présentant un décalage interprété significatif.

À ce stade, il est difficile de définir avec précision la position et l'étendue de plusieurs structures, car bon nombre de leurs traces sont subparallèles à l'orientation des trous de forage géologiques. Cette géométrie réduit la probabilité que les failles intersectent le noyau, ce qui pourrait entraîner une sous-représentation ou une incertitude dans la caractérisation des failles. Les failles orientées approximativement perpendiculairement aux parois de la fosse doivent donc être interprétées avec prudence et surveillées de près pendant le développement de la fosse. Cette

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

limitation ne s'applique pas aux failles orientées perpendiculairement aux traces des trous de forage.

Actuellement, la modélisation structurelle ne couvre que la zone à ciel ouvert ; aucune structure n'a encore été modélisée pour la mine souterraine. Il sera important de développer un modèle structurel plus détaillé afin de s'assurer qu'aucune zone de faille majeure n'affecte négativement les opérations à ciel ouvert ou souterraines.

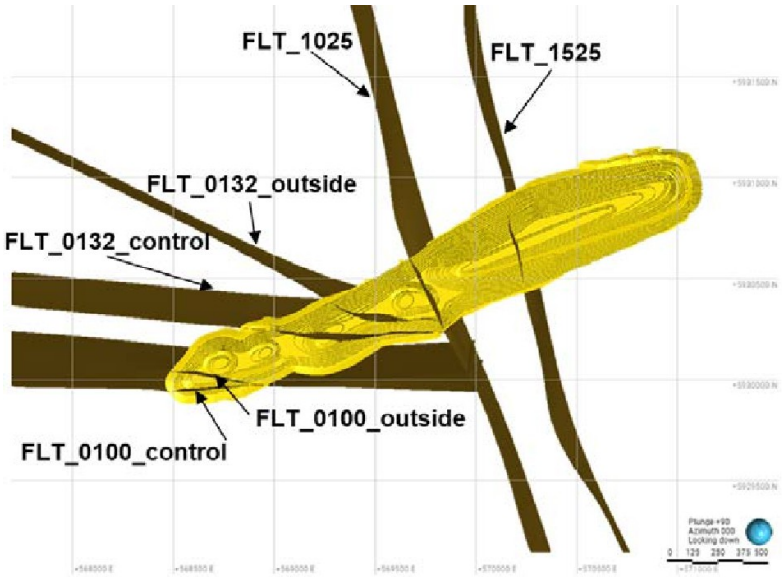


Figure 8. Emplacement des six failles subverticales qui croisent la mine à ciel ouvert.

2.3 Hydrogéologie

La base de référence hydrogéologique du projet est établie dans BBA (2023b). Cette étude se concentre sur l'empreinte de la mine à ciel ouvert prévue à CV5, qui, à l'époque (2023), correspondait à une fosse englobant à la fois les conceptions actuelles de la mine à ciel ouvert et de la mine souterraine de l'étude de faisabilité.

Le rapport couvre la conductivité hydraulique, le niveau des eaux souterraines et la qualité des eaux souterraines pour trois unités hydrostratigraphiques principales : les morts-terrains, les sédiments lacustres et le substrat rocheux. Les caractéristiques de chaque unité présentées par BBA (2023b) sont les suivantes :

- → Matières en excès : de minces dépôts de matières en excès forment la zone vadose. Compte tenu de la nature des matériaux rencontrés (principalement des dépôts glaciaires de surface/des till non consolidés composés de blocs et de galets dans une matrice de sable, de limon et de gravier), les dépôts superficiels meubles sont supposés avoir une perméabilité élevée.
- → Sédiments lacustres : cette unité n'a pas été caractérisée dans le cadre de l'étude mentionnée.
- → Substrat rocheux : Le substrat rocheux constitue la principale nappe phréatique du site, caractérisée comme une nappe phréatique non confinée dans une roche fracturée. La masse rocheuse présente généralement une fracturation de faible intensité, avec une conductivité hydraulique moyenne de $3{,}2 \times 10^{-7}$ m/s, ce qui indique une perméabilité moyenne. Les eaux souterraines dans les parties nord et sud de la fosse prévue (2023) s'écoulent généralement vers le lac situé au centre de la fosse, tandis que dans la partie ouest du site, les eaux souterraines s'écoulent vers le nord-ouest en direction de la sortie du lac.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

3 Campagnes d'investigation

Pour étayer l'étude de faisabilité, les investigations disponibles sont regroupées en deux grandes catégories : les investigations géotechniques pour la caractérisation des sols et les investigations géomécaniques pour la caractérisation des masses rocheuses. Les deux types d'investigations sont résumés dans les sous-sections suivantes.

3.1 Programmes géotechniques

Le programme d'études géotechniques a été préparé par BBA, et les essais en laboratoire des échantillons de sol ont été réalisés par Englobe en 2024.

3.1.1 Travaux sur le terrain

Une campagne géotechnique sur le terrain a été menée au cours de l'été et de l'automne 2024 afin de faciliter la caractérisation des sols et les études hydrogéologiques (BBA, 2024c). Le programme, lancé et consigné par BBA, comprenait la description et la classification de soixante-sept (67) trous de forage. Parmi ceux-ci, onze (11) trous de forage situés à moins de 250 m de l'empreinte de la mine à ciel ouvert de l'EEP ont été identifiés comme représentatifs des conditions régionales de recouvrement et ont été pris en compte dans le processus de détermination des lignes directrices de conception géotechnique. L'emplacement des trous de forage sélectionnés est indiqué à la figure 9 et leurs détails sont fournis dans le tableau 2.

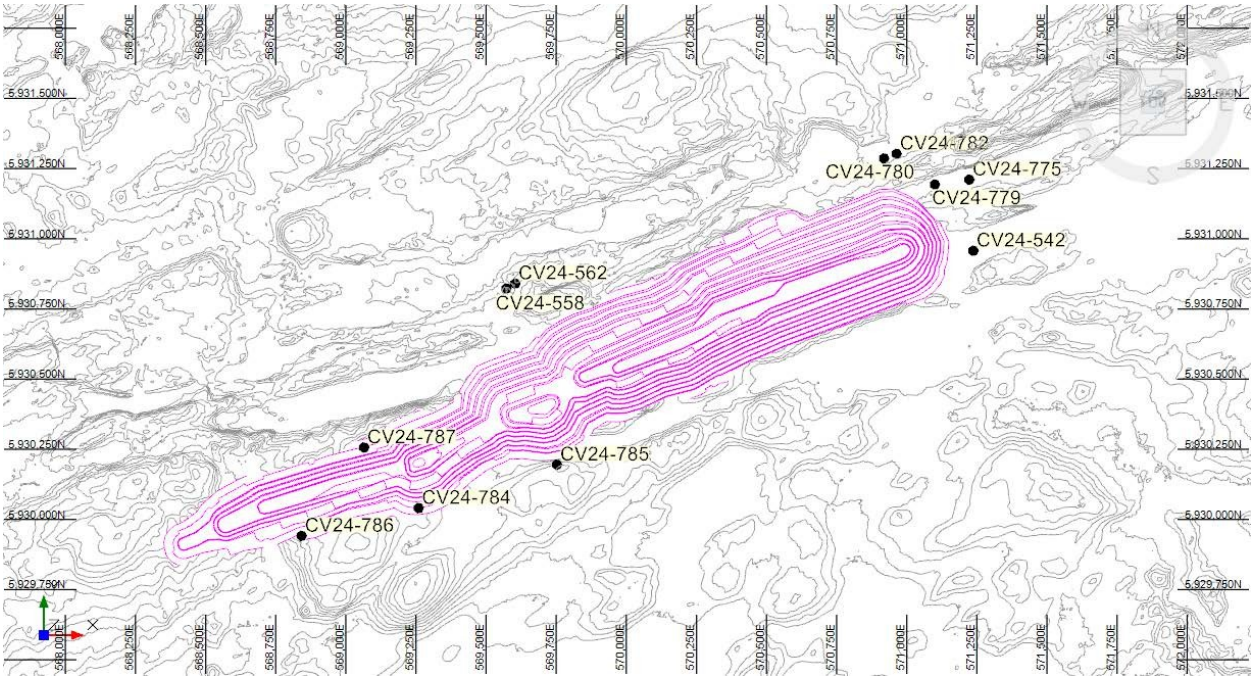


Figure 9. Vue en plan de la fosse à ciel ouvert FS et des trous de forage géotechniques.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 2. Détails géotechniques des trous de forage.

Identifiant DH	Coordonnées du collier			Carotte	Azimut	Pente	Longueur
(CV24–)	**Est** (m)	**Nord** (m)	**Altitude** (m)	**Taille**	(°)	(°)	(m)
542	571 235,6	5 930 959,1	94,86	NQ	0	-90	11,3
558	569 570,6	5 930 824,8	94,86	Siège	0	-90	11,1
562	569 602,1	5 930 842,2	112,10	Siège	0	-90	11,0
775	571 221,3	5 931 212,4	102,07	NTW	0	-90	11,0
779	571 098,5	5 931 194,9	81,42	NTW	0	-90	13,0
780	570 917,1	5 931 288,1	140,26	NTW	0	-90	9,1
782	570 962,2	5 931 304,3	132,56	Siège	0	-90	10,2
784	569 258,0	5 930 042,0	75,38	Siège	0	-90	32
785	569 751,0	5 930 197,0	79,69	NQ	0	-90	3,8
786	568 840,8	5 929 943,0	115,20	NQ	0	-90	25,4
787	569 063,2	5 930 258,0	106,99	NQ	0	-90	18,5

Codes DH ID Identification du trou de forage.
Remarques Coordonnées en NAD83 / zone UTM 18N.
Diamètre HQ : 63,5 mm ; diamètre NQ : 47,6 mm ; diamètre NTW : 64,0 mm.

Le programme sur le terrain consistait à effectuer des essais de pénétration standard (SPT) le long de chaque trou de forage jusqu'à atteindre le substrat rocheux, ainsi qu'à classer visuellement les matériaux récupérés à l'aide d'échantillonneurs à cuillère fendue. Des échantillons de sol et de roche ont également été prélevés au cours de la campagne en vue d'analyses ultérieures en laboratoire.

3.1.2 Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire des échantillons de sol provenant des trous de forage sélectionnés se sont limités à l'analyse de la distribution granulométrique, de la sédimentation et de la teneur en eau. Ces essais ont été principalement réalisés afin de valider la classification des matériaux.

3.2 Programmes géomécaniques

En 2024, plusieurs campagnes de diagraphie ont été menées afin d'acquérir des données pour soutenir le développement d'un modèle géomécanique adapté à la fois à l'analyse de la stabilité des pentes de la fosse et à celle de la stabilité souterraine. Un programme, planifié et enregistré par BBA, a été réalisé au début de la phase d'étude de faisabilité (BBA, 2024a ; BBA, 2024b). Le programme d'étude géomécanique le plus récent a été conçu et exécuté par Alius, et les relevés sur le terrain ont été effectués par le personnel d'Alius (Alius Mine Consulting, 2025). L'objectif du programme d'étude complémentaire d'Alius était de combler les lacunes identifiées dans la caractérisation précédente de la masse rocheuse.

Les essais en laboratoire des échantillons prélevés lors de la campagne de relevés géomécaniques d'Alius ont été réalisés au laboratoire de mécanique des roches d'Alius à Québec (Québec), à l'exception des essais de cisaillement direct, qui ont été effectués par WSP. Les échantillons prélevés par BBA au cours de sa campagne ont été testés au laboratoire de mécanique des roches de l'université Queen's à Kingston (Ontario), à l'exception des essais de cisaillement direct.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

tests, qui ont également été réalisés par WSP.

Une base de données historique des forages réalisés entre 2021 et 2024 est également disponible. L'équipe géologique de PMET et Dahrouge Geological Consulting Ltd. (« **Dahrouge** ») a enregistré ces carottes et recueilli des données géomécaniques de haut niveau. Cette base de données comprend un rapport géomécanique rapide : RQD, nombre estimé de joints, rugosité et altération des joints, et résistance des roches intactes sur le terrain, telle que déterminée par des essais au marteau géologique. Alius n'a pas mis en œuvre de procédures d'assurance qualité/contrôle qualité pour examiner de manière approfondie cette base de données historique. Néanmoins, ces données ont été utilisées à des fins de comparaison avec les résultats des études géomécaniques de 2024.

3.2.1 Travaux sur le terrain

Étant donné que le projet Shaakichiuwaanaan comprend à la fois des opérations minières à ciel ouvert et souterraines, le forage géomécanique a ciblé des zones spécifiques en conséquence, sur la base de l'enveloppe de la fosse PEA et de l'étendue des chantiers PEA à l'époque. Les études géomécaniques sur le terrain ont été menées en trois phases successives :

01. Phase 1
    - → Par BBA en avril 2024
    - → Six (6) trous de forage ont été enregistrés : CV24-447, CV24-456, CV24-459, CV24-469, CV24-479 et CV24-496
    - → Détails dans BBA (2024a)
02. Phase 2
    - → Par BBA en septembre 2024
    - → Quatre (4) trous de forage ont été enregistrés : CV24-663, CV24-679, CV24-684 et CV24-689
    - → Détails dans BBA (2024b)
03. Phase 3
    - → Par Alius en octobre 2024
    - → Quatre (4) trous de forage ont été enregistrés : CV24-769, CV24-777, CV24-781 et CV24-783
    - → Détails dans Alius Mine Consulting (2025)

La collecte de données sur le terrain a principalement consisté en un carottage géomécanique, un échantillonnage de carottes de roche, une estimation de la résistance de la roche intacte à l'aide d'un marteau géologique et d'essais de charge ponctuelle (PLT) sur site, ainsi que la caractérisation des discontinuités intersectant les carottes NQ et NQ3 récupérées à partir des quatorze
(14) forages non orientés. L'identification des joints naturels par rapport aux joints mécaniques a été effectuée directement sur la foreuse par l'équipe géologique de Dahrouge, à l'aide d'un système de manipulation des carottes à tube fendu afin d'assurer une différenciation optimale. Lors de la diagraphie géomécanique, cette identification a permis de s'assurer que les données étaient collectées exclusivement à partir de joints naturels. Les failles et les débris naturels ou les carottes brisées n'ont pas été marqués ; leur inclusion dans la diagraphie géomécanique est donc basée sur l'interprétation des diagraphistes.

Les détails de ces trous de forage sont fournis dans le tableau 3. Il convient de noter que les intervalles enregistrés ne correspondent pas toujours à la longueur totale forée, car l'enregistrement s'est concentré sur les sections de carottes les plus pertinentes et n'a pas été effectué de manière cohérente sur l'ensemble du trou.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Au cours des campagnes de carottage, les carottes n'ont pas été orientées ; par conséquent, aucune mesure manuelle de l'orientation des joints n'a été effectuée. À la place, les informations structurelles ont été obtenues grâce à des levés Televiewer réalisés par DGI Geoscience Inc. Au total, soixante-cinq (65) levés Televiewer (TV) – tant optiques (OTV) qu'acoustiques (ATV) – ont été effectués, principalement dans des trous de forage géologiques. Des détails supplémentaires sont fournis à la section 5.1.2. La figure 10 présente l'emplacement des trous de forage et des levés Televiewer associés par rapport aux conceptions de la mine à ciel ouvert et de la mine souterraine de FS.

Tableau 3. Détails géomécaniques des trous de forage.

Identifiant DDH	Coordonnées du collier			Carotte	Azimut	Pente	Longueur
(CV24–)	E (m)	N (m)	Z (m)	Taille	(°)	(°)	(m)
447	571 152,3	5 931 101,1	375,1	NQ	130	-55	308,0
456	570 174,5	5 930 836,0	378,3	NQ	200	-55	456,9
459	571 508,9	5 930 921,8	374,6	NQ	296	-60	314,1
469	571 572,0	5 930 953,4	373,2	NQ	40	-60	407,0
479	570 355,0	5 930 476,9	379,2	NQ	16	-55	467,1
496	571 529,1	5 931 440,2	390,7	NQ	113	-55	509,0
663	570 784,8	5 930 905,2	371,8	NQ	160	-60	215,0
679	570 814,8	5 931 002,4	372,0	NQ	340	-60	124,9
684	570 932,4	5 930 996,7	371,9	NQ	27	-60	161,0
689	569 705,4	5 930 476,0	380,2	NQ	11	-51	167,0
769	571 579,6	5 931 234,4	374,9	NQ3	170	-68	374,0
777	568 849,4	5 930 131,6	395,1	NQ3	340	-75	101,1
781	569 283,5	5 930 125,5	388,4	NQ3	330	-84	200,1
783	571 927,4	5 931 447,3	377,6	NQ3	145	-68	416,0

Codes DDH ID Identification du trou de forage au diamant.
Remarques Coordonnées en NAD83 / zone UTM 18N.
Diamètre NQ : 47,6 mm ; diamètre NQ3 : 45,0 mm.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

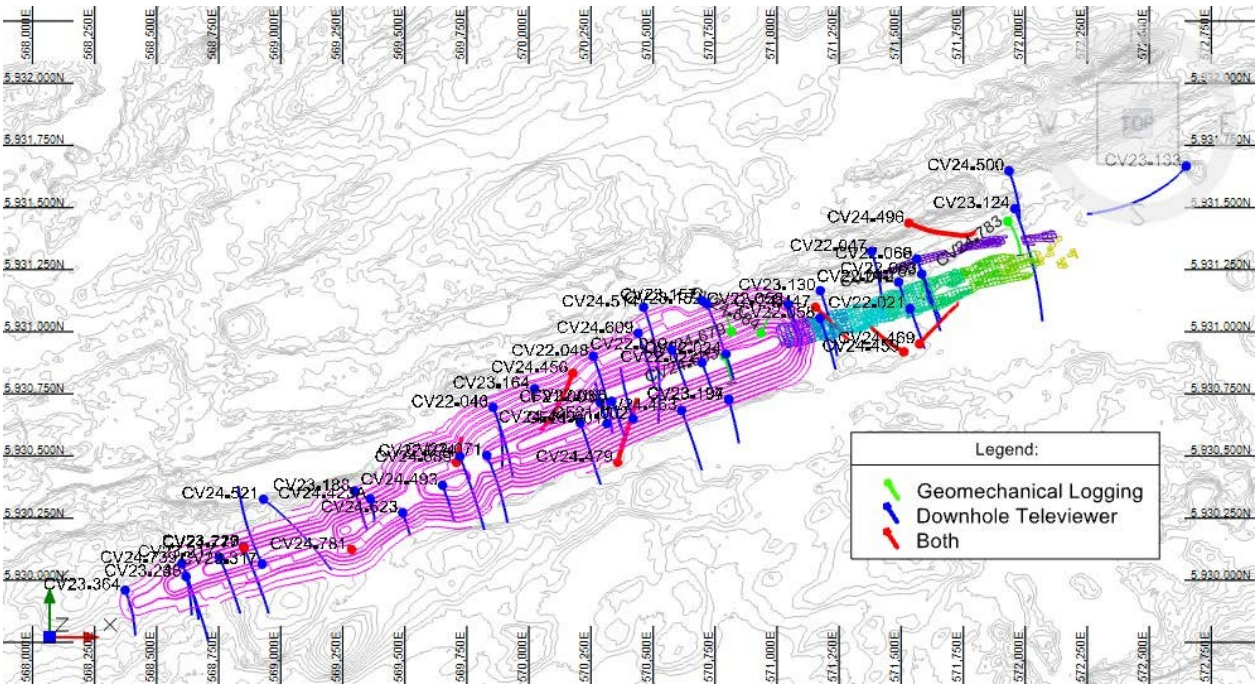


Figure 10. Emplacement des trous de forage géomécaniques et des levés télévueurs sur la conception de la mine à ciel ouvert et souterraine de FS.

La diagraphie géomécanique comprend la collecte des données suivantes :

→ Diagraphie par intervalles (position, lithologie, taux de récupération total des carottes (TCR), indice de qualité des roches (RQD), altération et dégradation, nombre de caractéristiques, nombre de joints et résistance des roches intactes sur le terrain)

→ Carottage de discontinuité (profondeur, type, ouverture, altération, rugosité et état)

→ Données ponctuelles (essais de charge ponctuelle)

Au cours des campagnes géomécaniques de 2024, la longueur totale des carottes enregistrées est d'environ 3 575 m. Le tableau 4 présente la longueur enregistrée par trou, ainsi que les rapports factuels correspondants couvrant chaque trou.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 4. Longueurs géomécaniques enregistrées par trou pour l' .

DDH ID (CV24–) (m)	Intervalles enregistrés		Longueur (m)	Source
	Profondeur à partir de (m)	Profondeur jusqu'à		
447	11	308	297	BBA (2024a)
456	6	457	451	BBA (2024a)
459	5	314	309	BBA (2024a)
469	8	407	399	BBA (2024a)
479	5	467	462	BBA (2024a)
496	8	509	501	BBA (2024a)
663	8	215	207	BBA (2024b)
679	8	125	117	BBA (2024b)
684	8	161	153	BBA (2024b)
689	14	167	153	BBA (2024b)
769	92	318	226	Alius Mine Consulting (2025)
777	25	101	76	Alius Mine Consulting (2025)
781	22	167	145	Alius Mine Consulting (2025)
783	257	413	156	Alius Mine Consulting (2025)

Codes DDH ID Identification du trou de forage au diamant.

Les quatre principales lithologies enregistrées sont l'amphibolite, la pegmatite, les métasédiments et les roches ultramafiques, qui sont également les quatre principales lithologies exposées sur les parois de la fosse et des chantiers. Le tableau 5 et la figure 11 présentent la longueur enregistrée par type de lithologie. La figure 12 résume les lithologies recoupées dans chaque trou enregistré.

Tableau 5. Longueurs enregistrées par type de lithologie.

Lithologie	Carottage enregistré	
	Longueur totale (m)	Fréquence relative (%)
Métasédiments	1 555,5	43
Amphibolite	1 319,4	36,9
Pegmatite	456,2	12,8
Ultramafique	169,2	4,7
Formation ferrifère	63,3	1,8
Diabase	9,1	0,3
Surcouche	3,0	0,1
Total	**3 575,7**	**100**

Remarques Des écarts dans les calculs peuvent apparaître en raison d'erreurs d'arrondi.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

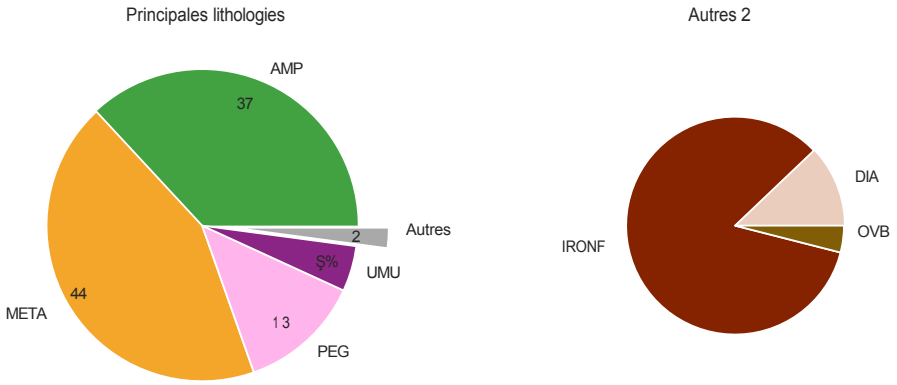


Figure 11. Répartition lithologique enregistrée.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

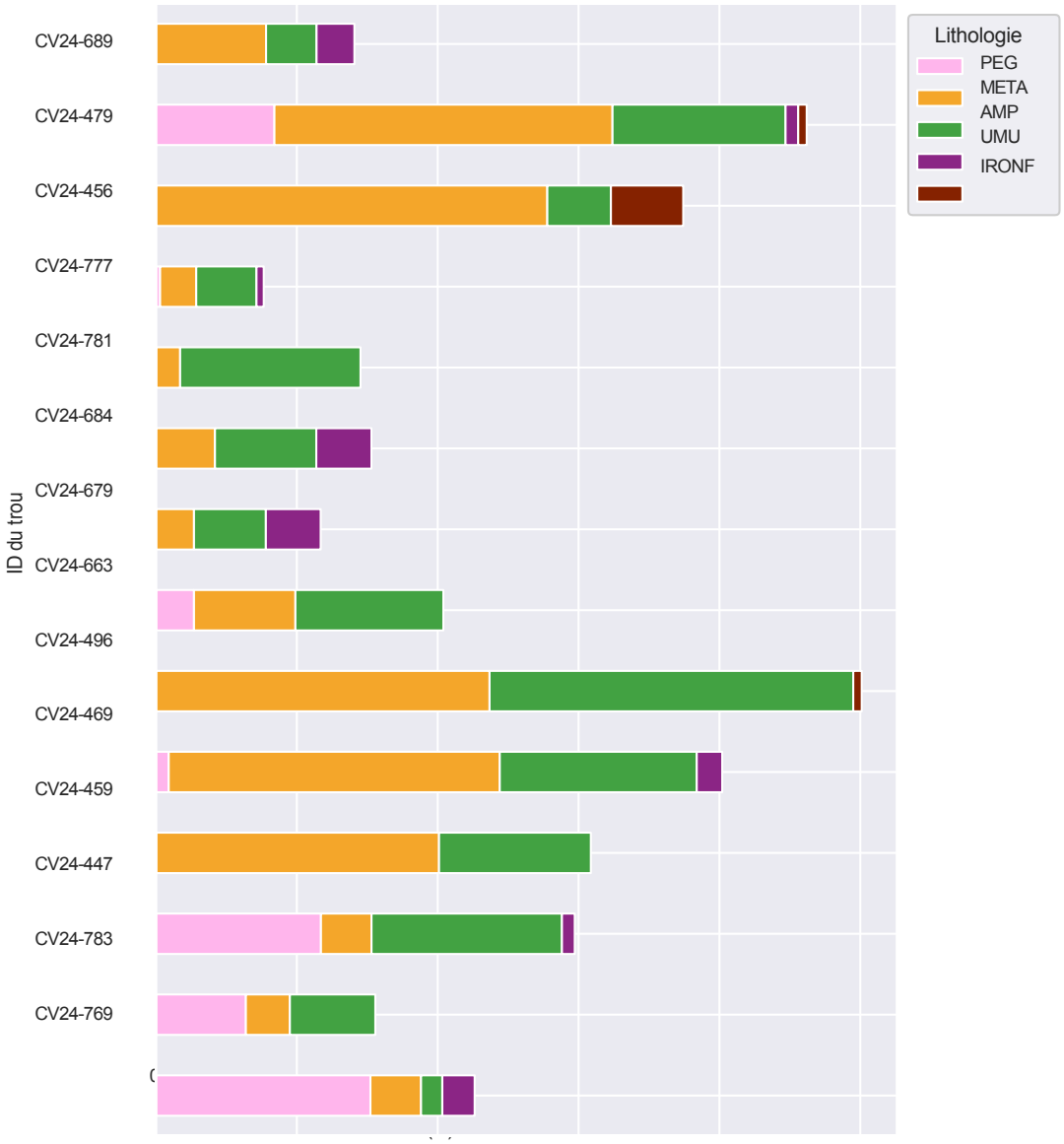


Figure 12. Longueur enregistrée par trou pour la lithologie.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

3.2.2 Essais en laboratoire

Des échantillons représentatifs de chaque lithologie ont été prélevés dans les trous de forage géomécaniques par le personnel de BBA et d'Alius lors du carottage, afin d'être soumis à des essais en laboratoire sur des roches intactes et des discontinuités ouvertes. Le programme comprenait des essais de charge ponctuelle axiale et diamétrale (PLT), des essais de résistance à la traction brésilienne (BTS), des essais de résistance à la compression uniaxiale (UCS), des essais de résistance à la compression triaxiale (TCS) sur des échantillons de roche et des essais de cisaillement direct (DST) sur des discontinuités ouvertes.

Les rapports factuels de BBA (2024a), BBA (2024b) et Alius Mine Consulting (2025) présentent les résultats complets des essais en laboratoire. Le nombre total d'essais disponibles, par type et par lithologie, pour tous les types de rupture, est présenté dans le tableau 6.

Tableau 6. Résumé des fréquences des essais en laboratoire sur des échantillons de roches par lithologie.

Lithologie	BTS	UCS	TCS	PLT		DST
				Axiale	Diamétral	
Amphibolite	44	17	23	2	5	12
Métasédiments	36	23	27	3	7	4
Pegmatite	20	14	15	10	6	0
Ultramafique	26	17	16	0	0	6

Codes BTS Résistance à la traction brésilienne, UCS Résistance à la compression uniaxiale, TCS Résistance à la compression triaxiale, PLT Essai de charge ponctuelle, Essai de cisaillement direct DST.
Remarques Le nombre total de PLT n'inclut pas les essais réalisés directement sur site.
Les essais DST ont été réalisés en 3 ou 4 étapes chacun.
Le nombre total d'essais est basé uniquement sur les résultats d'essais valides.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

4 Caractérisation géotechnique

Cette section présente les propriétés physiques et mécaniques des matériaux de recouvrement situés à proximité de la mine.

4.1 Unités stratigraphiques

Les matériaux de recouvrement présents sur le site ont été classés en unités stratigraphiques distinctes en fonction de leur composition et de leurs caractéristiques. Les unités stratigraphiques identifiées sont énumérées ci-dessous :

- → Sol organique
- → Limon et sable
- → Sable et gravier
- → Till

Le substrat rocheux se trouve sous la couche de till. Le forage a été prolongé de quatre (4) mètres en moyenne dans la roche afin de confirmer que le matériau sous-jacent était bien du substrat rocheux et non un gros rocher. Les unités stratigraphiques ont été principalement différenciées en fonction de la taille des grains. Des colonnes stratigraphiques ont été établies pour tous les trous de forage géotechniques pris en compte dans l'étude, et la profondeur et la position de chaque unité sont présentées dans le tableau 7. Ce tableau indique également la distance de chaque trou de forage par rapport à la pente et sa position par rapport aux plans d'eau.

Tableau 7. Informations sur l'emplacement et profondeur maximale de chaque unité stratigraphique dans les forages géotechniques.

DH ID (CV24–)	Distance depuis la pente (m)	Foré dans l'eau	S ratigraphique Profondeur supérieure (m)					
			eau	Sol organique	Limon et sable	Sable et gravier	Till	Fin de la couche de recouvrement
542	120	Oui	0	–	5,0	–	–	5,7
558	250	Non	–	0	–	0,1	–	2,6
562	250	Non	–	0	–	0,4	–	1,3
775	100	Oui	0	–	4,0	4,8	5,8	7,5
779	100	Oui	0	–	4,0	–	5,1	9,1
780	150	Non	–	0	–	0,1	–	0,4
782	170	Non	–	0	–	0,1	–	0,4
784	0	Non	–	0	0,1	1,8	12,2	27,4
785	0	Non	–	0	0,1	–	–	0,3
786	0	Non	–	0	0,1	–	3,3	20,6
787	30	Non	–	0	0,2	–	1,4	14,0

Codes DH ID Identification du trou de forage.

À partir de la profondeur maximale de chaque unité stratigraphique, les épaisseurs correspondantes ont été calculées et sont présentées dans le tableau 8.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 8. Épaisseur de chaque unité stratigraphique dans les forages géotechniques.

DH ID	Épaisseur de la stratigraphie (m)			
(CV24–)	Sol organique	Limon et sable	Sable et gravier	Till
542	–	0,8	–	–
558	0,1	–	2,5	–
562	0,4	–	1,0	–
775	–	0,9	1,0	1,7
779	–	1,1	–	4,0
780	0,1	–	0,3	–
782	0,1	–	0,3	–
784	0,1	1,8	10,4	15,3
785	0,1	0,2	–	–
786	0,1	3,2	–	17,3
787	0,2	1,2	0	12,6

Codes DH ID Identification du trou de forage.

Les proportions de chaque unité stratigraphique dans les colonnes de recouvrement sont généralement similaires, et les valeurs moyennes fournissent une représentation raisonnable des conditions du site. L'épaisseur moyenne de chaque unité stratigraphique est présentée dans le tableau 9.

Tableau 9. Épaisseur moyenne de chaque unité stratigraphique dans les forages géotechniques.

Unité stratigraphique	Épaisseur moyenne (m)	Présence relative (%)
Sol organique	0,1	2
Limon et sable	0,8	12
Sable et gravier	1,4	20
Till	4,6	66

La taille des grains, critère clé pour distinguer les unités stratigraphiques, influence également les caractéristiques de résistance des matériaux dans le contexte de la stabilité des pentes. La section suivante décrit l'approche utilisée pour déterminer les paramètres de résistance de chaque unité stratigraphique.

4.2 Essais in situ

Les seuls essais in situ réalisés dans les forages géotechniques ont consisté en des essais de pénétration standard (SPT), qui ont fourni des valeurs N le long des profils de forage. Ces valeurs N ont ensuite été utilisées pour estimer les paramètres de résistance des différentes unités stratigraphiques. Le tableau **??** résume le nombre d'essais SPT réalisés dans chaque forage et les valeurs N moyennes correspondantes.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 10. Nombre de SPT réalisés dans chaque unité stratigraphique par forage géotechnique et valeurs N moyennes.

DH ID (CV24–)	**Résistance standard à la pénétration** (valeur N)							
	Sol organique		**Limon et sable**		**Sable et gravier**		**Till**	
	N	**Moyenne**	**N**	**Moyenne**	**N**	**Moyenne**	**N**	**Moyenne**
542	–	–	1	10	–	–	–	–
558	–	–	–	–	4	51	–	–
562	1	33	–	–	1	61	–	–
775	–	–	1	6	2	7	1	60
779	–	–	2	2	–	–	1	64
780	–	–	–	–	1	71	–	–
782	–	–	–	–	1	51	–	–
784	–	–	3	11	10	37	1	59
785	–	–	1	54	–	–	–	–
786	–	–	3	49	–	–	–	–
787	–	–	2	25	–	–	–	–
Total	**1**	**33**	**13**	**23**	**19**	**41**	**3**	**61**

Codes DH ID Identification du trou de forage, N nombre de SPT, Avg. valeur N moyenne.

Pour effectuer les analyses de stabilité, il faut disposer des paramètres de résistance pour chaque unité stratigraphique. Comme aucun essai de résistance au cisaillement n'a été effectué en laboratoire pour établir directement les enveloppes de résistance des matériaux stratigraphiques, celles-ci ont été dérivées à partir des corrélations entre les valeurs N moyennes obtenues à partir des essais de pénétration standard et les valeurs de référence tirées de la littérature (Terzaghi et al., 1996). Les tableaux de corrélation utilisés à cette fin sont résumés dans le tableau 11.

Tableau 11. Corrélation entre l'angle de frottement et la valeur N (adapté de Terzaghi et al., 1996 et Day, 2005).

~~Valeur N~~	**Angle de frottement associé** (°)		
	Sable	**Limon**	**Sable et gravier**
4	28	–	–
10	30	28	36
30	36	30	40
50	41	34	48

Il convient de noter que les valeurs N sur le terrain ont été utilisées directement, sans correction pour tenir compte de l'efficacité du marteau ou de la pression de recouvrement. Par conséquent, les angles de frottement dérivés doivent être considérés comme approximatifs et adaptés à des niveaux de conception préliminaires.

Les paramètres de résistance utilisés pour modéliser les pentes de sol sont présentés dans le tableau 12.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 12. Paramètres de résistance des unités stratigraphiques.

Unité stratigraphique	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
Limon et sable	0	28
Sable et gravier	0	40
Till	0	44

4.3 Tests en laboratoire

Dans la zone entourant la mine à ciel ouvert, les sols résiduels sont principalement à grains grossiers, avec des couches minces localisées de limon, de sable et de gravier. Compte tenu de la nature granuleuse et meuble des matériaux présents sur le site, la résistance au cisaillement du sol a été évaluée uniquement à l'aide d'essais SPT ; aucun essai de résistance en laboratoire n'a été effectué. À la place, des essais en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de sol afin de valider la caractérisation des matériaux. Les échantillons de sol ont été prélevés à l'aide de cuillères fendues et envoyés à Englobe pour être analysés en laboratoire. Au total, 31 essais ont été réalisés sur 11 trous de forage pertinents afin de déterminer la distribution granulométrique et la teneur en eau. Comme ces essais avaient pour but de valider le type de matériau et s'inscrivaient dans le cadre du processus visant à fournir un bon log stratigraphique, leurs résultats ne sont pas présentés dans le présent rapport.

4.4 Paramètres de conception géotechnique

Les paramètres géotechniques utilisés dans les analyses de stabilité sont résumés dans le tableau 13.

Tableau 13. Résumé des propriétés du sol utilisées pour les analyses de stabilité.

Unité stratigraphique	Densité [1] (kN/m^3)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
Limon et sable	20,5	0	2
Sable et gravier	21,1	0	40
Till	22,8	0	44

Notes [1] Les densités des matériaux ont été évaluées sur la base de la littérature (Terzaghi et al., 1996).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

5 Caractérisation géomécanique

Cette section décrit les propriétés physiques et mécaniques de la masse rocheuse présente sur le site du projet Shaakichiuwaanaan, telles qu'elles ont été déterminées à partir des campagnes d'investigation menées par BBA (2024a), BBA (2024b) et Alius Mine Consulting (2025).

Une caractérisation géomécanique a été réalisée pour les quatre principales lithologies, à savoir l'amphibolite, la pegmatite, les métasédiments et la roche ultramafique. Ces unités sont composées de sous-lithologies ; par exemple, il existe plusieurs types de pegmatite, notamment la spodumène, le feldspath et la tourmaline. On a donc supposé que toutes les sous-lithologies incluses dans ces unités avaient des propriétés géomécaniques similaires.

5.1 Caractérisation de la masse rocheuse

Une masse rocheuse est un matériau géologique naturel composé de deux éléments principaux : la matrice rocheuse intacte et ses discontinuités. Les sections suivantes présentent les propriétés de la roche intacte, la classification des masses rocheuses, ainsi que l'orientation et les caractéristiques des discontinuités. Les estimations de la résistance des masses rocheuses et les paramètres de conception finaux sont ensuite décrits. Les domaines géomécaniques qui en résultent sont présentés à la section 6.

5.1.1 Propriétés de la roche intacte

Les propriétés de la roche intacte sont généralement évaluées à partir d'une combinaison d'observations sur le terrain et d'essais en laboratoire. Les paramètres obtenus en laboratoire s'appliquent à la fois à la conception des mines à ciel ouvert et des mines souterraines. Les principaux paramètres de la roche intacte sont les suivants :

- → Densité
- → Résistance à la compression uniaxiale
- → Composantes de la résistance à la compression triaxiale : σ_{ci} et m_i
- → Résistance à la traction
- → Propriétés élastiques : module d'Young et coefficient de Poisson

Densité

La densité (ρ) a été mesurée en laboratoire dans le cadre de la préparation des essais sur les roches. Le nombre d'échantillons testés et les densités moyennes sont présentés dans le tableau 14, ainsi que les poids unitaires correspondants.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 14. Résumé de la densité moyenne et du poids unitaire par lithologie.

Lithologie	N	Densité (kg/m^3)	Poids unitaire (kN/m^3)
Amphibolite	42	2 984	29,3
Métasédiments	27	2 876	28,2
Pegmatite	39	2 636	25,8
Ultramafique	21	2 875	28,2

Codes N nombre d'échantillons.

Résistance à l'état naturel sur le terrain

La résistance de la roche intacte est généralement quantifiée à l'aide du paramètre de résistance à la compression uniaxiale (UCS). L'UCS peut être obtenue à partir d'essais sur le terrain ou d'essais en laboratoire (ASTM, 2014). Les méthodes de terrain les plus courantes comprennent l'essai au marteau de résistance de la roche intacte sur le terrain (FIRS), tel que décrit par l'ISRM (1978), et l'essai de charge ponctuelle (PLT) sur des échantillons de carottes (ASTM, 2016). Dans la mesure du possible, les résultats du PLT sont préférables, car ils fournissent une évaluation plus cohérente et plus fiable de la résistance de la roche intacte.

Les essais de charge ponctuelle ont été réalisés conformément à la norme ASTM D5731 : *Méthode d'essai standard pour la détermination de l'indice de résistance à la charge ponctuelle de la roche et application aux classifications de résistance de la roche* (ASTM, 2016). Les essais ont été réalisés sur chaque intervalle de diagraphie directement sur le site. Étant donné que l'indice de résistance à la charge ponctuelle (I_s) dépend du diamètre équivalent du carottage, une correction de taille a été appliquée pour le normaliser à un diamètre de référence de 50 mm, ce qui a donné la valeur standard Is_{50} . L'indice de résistance à la charge ponctuelle corrigé en fonction de la taille est calculé comme suit :

$$= \frac{P}{De^2} \times Is_{50} \left(\frac{De}{50}\right)^{0,45} \qquad \textit{(équation 1)}$$

Où Is_{50} = indice de résistance à la charge ponctuelle corrigé à 50 mm (MPa)
P = charge de rupture (N)
De = diamètre équivalent du noyau (mm)

La résistance à la compression uniaxiale peut être estimée à partir de Is_{50} à l'aide d'un facteur de conversion k :

$$UCS = k \times Is_{50} \qquad \textit{(équation 2)}$$

À partir des résultats UCS obtenus en laboratoire et des PLT réalisés en laboratoire et sur site, des facteurs de conversion ont été calculés pour chaque unité lithologique et sont présentés dans le tableau 15. Bien que les facteurs de conversion typiques varient entre 20 et 25, une plus grande variabilité peut être observée dans les roches anisotropes (ISRM, 2007), où les valeurs peuvent se situer entre 15 et 50.

Le facteur de conversion obtenu pour l'unité ultramafique indifférenciée est inférieur à ce qui est généralement attendu. Cela s'explique par la nature dispersée des données et l'absence de tendance claire,

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

comme le reflète le coefficient de détermination relativement faible (R^2 = 0,40). Des détails supplémentaires sur le calcul des facteurs de conversion sont fournis à l'annexe A.

Tableau 15. Facteurs de conversion PLT en UCS.

Lithologie	Facteur de conversion	R^2
Amphibolite	20,90	0,80
Métasédiments	17,44	0,71
Pegmatite	15,89	0,84
Ultramafique	8,04	0,40

Codes R^2 Mesure statistique R au carré.

En appliquant ces facteurs de conversion aux valeurs I_{s50} mesurées, un total de 205 essais PLT diamétraux ont été convertis en estimations UCS. Cet ensemble de données constitue la base de l'analyse statistique de l'UCS fondée sur la lithologie. Les résultats pour l'unité ultramafique ont été calculés, mais n'ont pas été utilisés dans la conception en raison de données insuffisantes. Le tableau 16 résume les premier (Q1), deuxième (Q2, médiane) et troisième (Q3) quartiles des valeurs UCS dérivées des données PLT.

Les coefficients de variation élevés reflètent une variabilité importante de la résistance des roches intactes. Sur la base des valeurs médianes (Q2) et conformément à la classification de la résistance des roches de l'ISRM (1978), les amphibolites et les métasédiments sont classés comme des roches *très résistantes*, la pegmatite comme une roche *résistante* et les roches ultramafiques comme des roches *moyennement résistantes*.

Tableau 16. Résistance à la compression uniaxiale obtenue à partir d'essais de charge ponctuelle sur site.

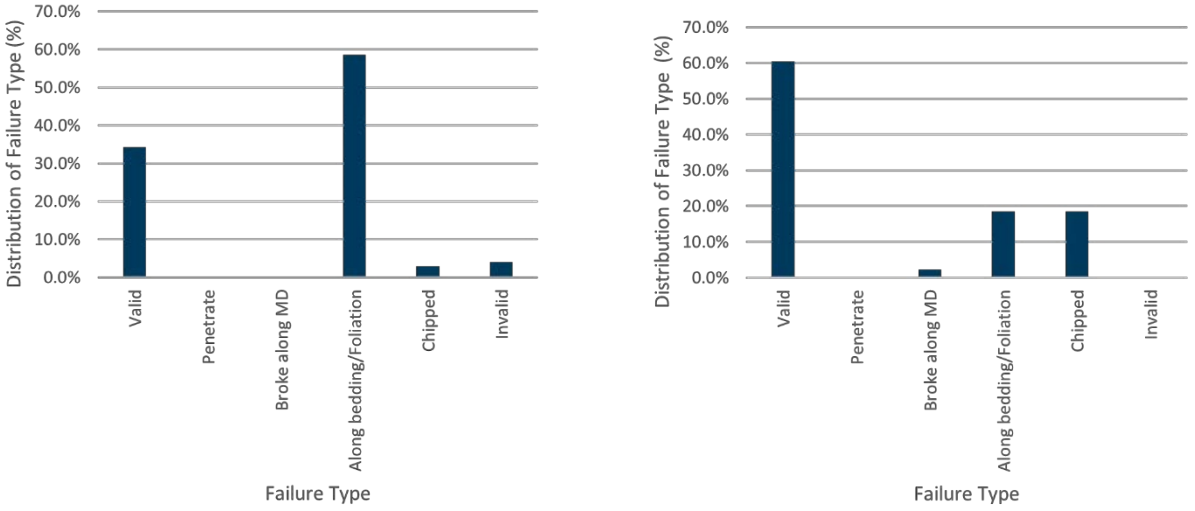
Lithologie	N	UCS from PLT (MPa) Q1	Q2	Q3	Moyenne	COV (%)
Amphibolite	92	107	152	190	154	42
Métasédiments	35	76	133	193	134	53
Pegmatite	70	62	73	90	79	46
Ultramafique	8	14	30	41	28	60

Codes N nombre de tests, Q1 premier quartile, Q2 médiane, Q3 troisième quartile, Moy. moyenne, COV coefficient de variation. Remarques
Faible 0 % < COV < 10 %. **Modéré** 10 % < COV < 30 %. **Élevé** COV > 30 %.
Les valeurs UCS sont obtenues à l'aide des facteurs de conversion présentés dans le tableau 15.

Lors de l'examen des types de rupture à partir du programme PLT, une proportion importante s'est produite le long des plans de foliation. Les figures 13a et 13b illustrent la répartition des types de rupture pour l'amphibolite et les métasédiments.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



(a) Amphibolite. *(b) Métasédiments.*

Figure 13. Répartition des types de rupture lors des essais de charge ponctuelle.

Résistance à la compression uniaxiale

Afin de définir les valeurs représentatives de la résistance à la compression uniaxiale (UCS) pour chaque unité lithologique, tous les résultats d'essais en laboratoire disponibles ont été compilés (Alius Mine Consulting, 2025 ; BBA, 2024a ; BBA, 2024b). Au total, soixante-et-onze (71) résultats UCS valides ont été retenus pour l'analyse. Toutes les valeurs UCS ont été normalisées à un diamètre d'échantillon de référence de 50 mm, conformément à l'approche de correction de taille de Hoek et Brown (1980).

Conformément au cadre d'interprétation proposé par Bewick et al. (2015), les résultats des essais en laboratoire UCS ont été classés selon le mode de rupture (par exemple, fendillement, cisaillement, rupture le long d'une caractéristique discrète ou rupture de la matrice à l'échelle de l'échantillon). Ceux-ci ont ensuite été regroupés en trois classes de types de rupture : intacte, combinée et discrète. Seules les valeurs UCS associées aux types de rupture intacte et combinée ont été retenues pour la caractérisation géomécanique. Un résumé de tous les essais est présenté dans le tableau 17, tandis que l'ensemble des données filtrées (ruptures intactes + combinées) est résumé dans le tableau 18.

Tableau 17. Résumé des résistances à la compression uniaxiale – Tous types de rupture.

Lithologie	N	Labora UCS (MPa)			COV [1]
		oire Min.	Max.	Moyenne	(%)
Amphibolite	17	16	277	171	38
Métasédiments	23	58	251	129	38
Pegmatite	14	20	105	70	35
Ultramafique	17	11	202	66	80

Codes N nombre de tests valides, Min minimum (MPa), Max maximum (MPa), Avg moyenne (MPa), COV coefficient de variation. Remarques [1] COV = σ/μ = écart type (MPa) / moyenne (MPa).
Faible 0 % < COV < 10 %. **Modéré** 10 % < COV < 30 %. **Élevé** COV > 30 %.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 18. Résumé des résistances à la compression uniaxiale – Types de rupture intacts et combinés.

Lithologie	$N_i+N=N_c$	UCS en laboratoire (MPa)			COV [1]
		Min.	Max.	Moyenne	(%)
Amphibolite	10 + 5 = 15	107	277	188	24
Métasédiments	7 + 5 = 12	58	251	142	42
Pegmatite	6 + 3 = 9	51	105	80	25
Ultramafique	8 + 3 = 11	30	202	88	62

Codes N nombre de tests valides, N_i nombre de tests avec type de défaillance intact, N_c nombre de tests avec type de défaillance combiné, Min minimum (MPa), maximum (MPa), moyenne (MPa), coefficient de variation (COV).

Remarques [1] COV = σ/μ = écart type (MPa) / moyenne (MPa).
Faible 0 % < COV < 10 %. **Modéré** 10 % < COV < 30 %. **Élevé** COV > 30 %.

Le tableau 19 présente les premier et deuxième quartiles des valeurs UCS en laboratoire dérivées d'essais présentant des types de rupture intacts ou combinés.

Tableau 19. Répartition de la résistance à la compression uniaxiale à partir d'essais en laboratoire – Types de rupture intacts et combinés.

Lithologie	UCS en laboratoire (MPa)	
	Q1	Q2
Amphibolite	167	186
Métasédiments	101	130
Pegmatite	62	86
Ultramafique	48	55

Codes Q1 Premier quartile. Q2 Médiane.

La comparaison des résultats UCS en laboratoire avec les estimations de résistance intacte à l'échelle du terrain dérivées des essais de charge ponctuelle (section 5.1.1) indique une bonne concordance générale entre les unités amphibolite, métasédimentaire et pegmatite. De légères divergences sont observées dans l'unité ultramafique, où les résistances dérivées des essais PLT ont tendance à être plus faibles.

Résistance à la compression triaxiale

Dans les essais de résistance à la compression triaxiale (TCS), les échantillons sont soumis à une charge axiale jusqu'à la rupture sous une pression de confinement constante. À partir de plusieurs essais TCS, une procédure d'ajustement de courbe peut être utilisée pour déterminer la résistance à la compression non confinée (σ_{ci}) et m_i , deux constantes du matériau rocheux intact nécessaires pour évaluer la résistance de la roche intacte ainsi que la résistance de la masse rocheuse (plus de détails à la section 5.1.4). Comme suggéré par Hoek et Brown (2018), les essais en laboratoire ont été réalisés à l'aide de la méthode à un seul étage plutôt que de la méthode à plusieurs étages. Les essais ont été réalisés sur une gamme de pressions de confinement (σ_3), ce qui a permis d'obtenir un ensemble de données bien réparti, représentatif des niveaux de contrainte attendus.

Les essais TCS ont été réalisés sur les quatre principales unités lithologiques. Le tableau 20 résume les résultats valides provenant de BBA (2024a) et BBA (2024b), ainsi que d'Alius Mine Consulting (2025). Les résultats présentés pour

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

l'amphibolite, les métasédiments et la pegmatite ne reflètent que les essais présentant une rupture de type intact. En revanche, les résultats pour l'unité ultramafique incluent tous les modes de rupture observés (intact, combiné et discret). Ces résultats constituent la base pour l'élaboration des enveloppes de rupture.

Tableau 20. Résumé des essais de résistance à la compression triaxiale.

Lithologie	Confinement, σ_3 (MPa)	Pic Contrainte axiale, σ_1 (MPa)		
		N	Moyenne	COV [1] (%)
Amphibolite	1,0	2	265,6	3
Amphibolite	1,5	1	170,3	–
Amphibolite	2,0	1	270,6	–
Amphibolite	3,0	2	194,6	21
Amphibolite	5,0	4	237,3	34
Amphibolite	15,0	2	392,7	2
Amphibolite	25,0	2	408,1	18
Métasédiments	1,3	1	126,3	–
Métasédiments	1,5	1	189,8	–
Métasédiments	5,0	1	234,2	–
Métasédiments	15,0	3	250,1	3
Pegmatite	1,3	1	63,6	–
Pegmatite	1,5	2	125,8	52
Pegmatite	1,7	1	132,8	–
Pegmatite	5,0	3	254,5	5
Pegmatite	25,0	3	300,3	43
Ultramafique	1,0	2	84,2	87
Ultramafique	1,2	2	23,9	21
Ultramafique	1,3	2	39,8	31
Ultramafique	5,0	3	119,8	13
Ultramafique	15,0	2	129,5	21
Ultramafique	25,0	3	164,9	5

Codes N nombre de tests valides, Avg moyenne (MPa), COV coefficient de variation. Remarques [1]
COV = σ/μ = écart type (MPa) / moyenne (MPa).
Faible 0 % < COV < 10 %. **Modéré** 10 % < COV < 30 %. **Élevé** COV > 30 %.
Amphibolite, métasédiments et pegmatite : type de rupture intacte. Ultramafique : tous les types de rupture.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Résistance à la traction

La résistance à la traction indirecte peut être mesurée en laboratoire à l'aide du test de résistance à la traction brésilienne (BTS). Pour estimer la résistance à la traction directe (DTS) à partir des essais BTS, un facteur de correction doit être appliqué, car les résultats BTS ont tendance à surestimer la capacité de traction réelle. Perras et Diederichs (2014) suggèrent des ratios de correction DTS/BTS de 0,86, 0,82 et 0,70 pour les roches métamorphiques, ignées et sédimentaires, respectivement. Bien que les valeurs DTS corrigées puissent être utilisées lors de l'élaboration d'enveloppes de rupture, Hoek et Brown (2018) notent que l'application d'une limite de tension est généralement plus appropriée que l'intégration directe des données de résistance à la traction dans le processus d'ajustement des enveloppes de Hoek-Brown.

Dans le cadre des campagnes BBA (2024a), BBA (2024b) et Alius Mine Consulting (2025), 126 essais BTS ont été réalisés au total (tableau 21). Seul un nombre limité d'essais a donné des résultats valides, car de nombreux échantillons ont échoué en diagonale entre les points de chargement ou le long des plans de foliation. Seize (16) résultats valides ont été obtenus et sont résumés dans le tableau 22. Les valeurs DTS correspondantes, dérivées à l'aide des facteurs de correction ci-dessus, sont présentées à la fin de cette section, dans le tableau 24.

Tableau 21. Résumé de l' Résumé de la résistance à la traction brésilienne – Tous types de rupture.

Lithologie	N	Laboratoire BTS (MP	a)		COV [1]
		Min.	Max.	Moyenne	(%)
Amphibolite	44	4	25	10	48
Métasédiments	36	2	14	10	22
Pegmatite	20	3	10	7	25
Ultramafique	26	3	14	8	40

Codes N nombre de tests valides, Min minimum (MPa), Max maximum (MPa), Avg moyenne (MPa), COV coefficient de variation.

Remarques [1] COV = σ/μ = écart type (MPa) / moyenne (MPa).
Faible 0 % < COV < 10 %. **Modéré** 10 % < COV < 30 %. **Élevé** COV > 30 %.

Tableau 22. Résumé de la résistance à la traction brésilienne – Types de rupture intacte.

Lithologie	N	Laboratoire BTS (MP	a)		COV [1]
		Min.	Max.	Moyenne	(%)
Amphibolite	6	8	16	11	26
Métasédiments	6	8	13	10	18
Pegmatite	4	6	10	8	23

Codes N nombre de tests valides, Min minimum (MPa), Max maximum (MPa), Avg moyenne (MPa), COV coefficient de variation.

Remarques [1] COV = σ/μ = écart type (MPa) / moyenne (MPa).
Faible 0 % < COV < 10 %. **Modéré** 10 % < COV < 30 %. **Élevé** COV > 30 %.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Propriétés élastiques

Les propriétés élastiques, à savoir le module d'Young (E_i) et le coefficient de Poisson (ν), sont généralement obtenues en mesurant les déformations axiales et latérales lors d'essais de compression uniaxiale.

Pour le projet Shaakichiuwaanaan, le module d'Young intact a été estimé sur la base des rapports de module (MR) et des résistances à la compression non confinée (σ_{ci}). Les rapports de module ont été estimés à partir de la littérature, sur la base des lignes directrices (Hoek, 2006), et σ_{ci} a été obtenu à partir des enveloppes de rupture (présentées dans la section suivante) en utilisant les valeurs moyennes UCS et les résultats individuels des essais TCS, comme présenté dans les sections précédentes. En résumé, le module d'Young intact est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$E_i = MR \times \sigma_{ci} \qquad \textit{(équation 3)}$$

Où E_i = module d'Young intact
MR = rapport de module
σ_{ci} = résistance à la compression non confinée

Enfin, les modules d'Young intacts obtenus ont été comparés aux valeurs indiquées dans la littérature (Read et Stacey, 2009), comme le montre le tableau 23.

Le coefficient de Poisson pour les unités lithologiques interprétées à l'aide du modèle constitutif IMASS a été attribué en fonction du GSI (voir équation 4). Pour les autres matériaux, tels que les morts-terrains et la roche encaissante, le coefficient de Poisson a été supposé égal à 0,20, sur la base des travaux de Read et Stacey (2009) et de l'expérience acquise dans le cadre du projet.

$$\nu = 0{,}32 - 0{,}0015 \times GSI \qquad \textit{(équation 4)}$$

Où GSI = Indice de résistance géologique classification des masses rocheuses (section 5.1.2)

Tableau 23. Résumé des propriétés élastiques.

Lithologie	Module Bibliographie [1]	Rapport (–) Conservé	Intact Module d'Young Obtenu [2]	Module (GPa) Bibliographie [3]	Type de roche similaire trouvé dans la littérature
Amphibolite	400–500	450	89,2	30	Amphibolites
Métasédiments	200–1 100	250	38,3	N/A	Métasandstone/ Schistes
Pegmatite	300–550	425	51,2	35-75	Granite
Ultramafique	250–300	275	15,9	N/A	Igné/Péridotite

Codes disponible. N/A aucune donnée
Remarques [1] D'après Hoek (2006).
[2] Calculé à partir de l'équation 3.
[3] D'après Read et Stacey (2009).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Enveloppes de défaillance

Les enveloppes de rupture Hoek-Brown intactes développées pour cette étude sont présentées à la figure 14. Les paramètres Hoek-Brown obtenus – résistance à la compression uniaxiale (σ_{ci}) et constante matérielle m_i – sont résumés dans le tableau 24.

Les enveloppes de rupture Hoek-Brown intactes ont été développées pour chaque lithologie pertinente du projet, à l'aide de données valides issues d'essais de résistance à la compression triaxiale, y compris le type de rupture intact pour l'amphibolite, les métasédiments et la pegmatite, ainsi que tous les types de rupture pour l'unité ultramafique. En comparant la combinaison de différents types de rupture avec les valeurs tirées de la littérature pour les σ_{ci} et m_i obtenus, les types de rupture susmentionnés ont été utilisés pour établir les enveloppes de rupture les plus représentatives. Bien que l'inclusion de ruptures discrètes ne soit pas une approche conventionnelle, le fait de le faire pour l'unité ultramafique a permis d'obtenir une enveloppe de rupture plus réaliste, conforme au comportement mécanique attendu de cette lithologie. L'enveloppe de rupture a été élaborée à partir des valeurs moyennes de résistance à la compression uniaxiale pour les types de rupture intacts et combinés pour chaque lithologie.

Des enveloppes de rupture ont été développées pour chaque lithologie pertinente du projet Shaakichiuwaanaan à l'aide de données valides issues d'essais de résistance à la compression triaxiale. Seules les ruptures de type intact ont été utilisées pour l'amphibolite, les métasédiments et la pegmatite. Pour l'unité ultramafique, tous les types de rupture (intact, combiné et discret) ont été inclus en raison du nombre limité d'essais avec des types de rupture intacts et combinés.

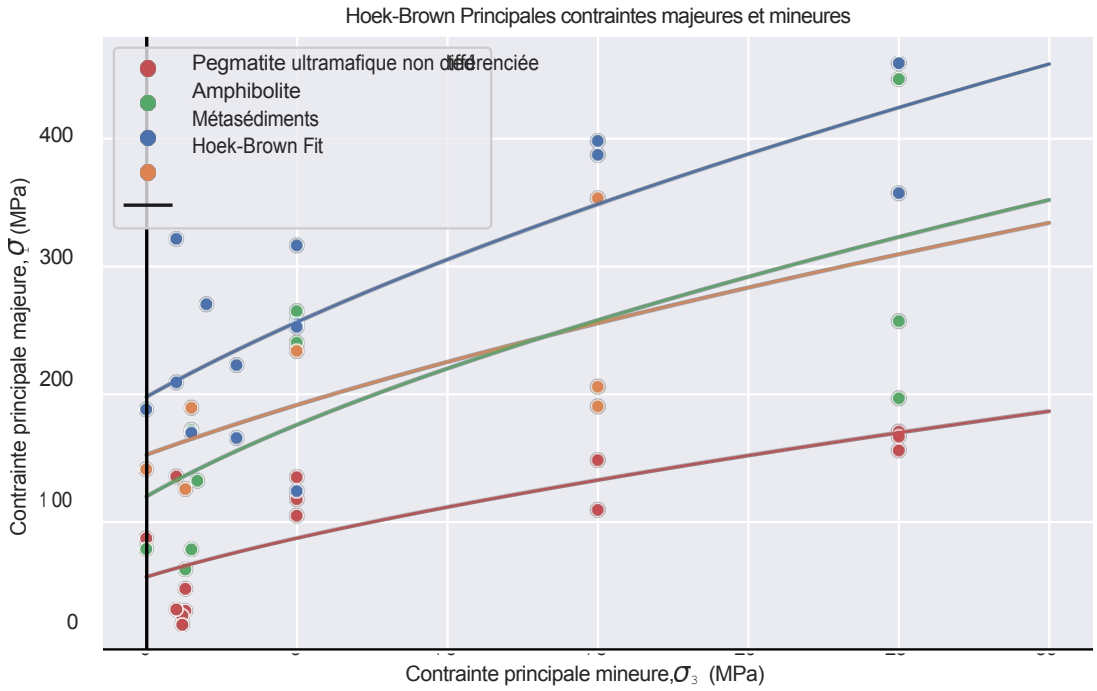


Figure 14. Enveloppes de rupture Hoek-Brown pour roche intacte.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Résumé des propriétés des roches intactes

Un résumé des propriétés des roches intactes des principales lithologies est présenté dans le tableau 24.

Tableau 24. Résumé des propriétés de résistance des roches intactes des principales lithologies.

Lithologie	Densité (kg/m^3)	Résistance à la compression Résistance (MPa)	Tension Résistance (MPa)	Young Module (GPa)	σ_{ci} (MPa)	Constante m_i (–)
Amphibolite	2 984	188	9,5	89,2	198	24,2
Métasédiments	2 636	142	8,6	38,3	153	15,1
Pegmatite	2 876	80	6,6	51,2	120	24,7
Ultramafique	2 875	88	–	15,9	57,7	12,3

Codes σ_{ci} résistance à la compression non confinée de la roche intacte, m_i constante de Hoek-Brown pour la roche intacte.
Remarques La résistance à la compression correspond à la résistance moyenne à la compression uniaxiale provenant uniquement de types de rupture intacts ou combinés.
La résistance à la traction correspond à la résistance à la traction brésilienne moyenne corrigée avec les ratios suggérés par Perras et Diederichs (2014).

5.1.2 Classification des masses rocheuses

La qualité des masses rocheuses peut être évaluée à partir du carottage des trous de forage géomécaniques ou de la cartographie, en utilisant une ou plusieurs méthodes de classification. Pour le projet Shaakichiuwaanaan, la qualité des masses rocheuses a été évaluée à partir du carottage des quatorze (14) trous de forage géomécaniques présentés à la section 3.2. Étant donné que ce projet comprend à la fois des mines à ciel ouvert et des mines souterraines sur une étendue de 4,2 km, des classifications distinctes des masses rocheuses ont été élaborées pour chacune d'entre elles. Bien que les deux zones minières soient largement distinctes sur le plan spatial, une interaction locale se produit près de l'extrémité nord-est de la mine à ciel ouvert, où les travaux souterrains se rapprochent de l'empreinte de la mine (voir section 8.10). Les trous de forage utilisés pour établir les classifications des masses rocheuses sont répertoriés dans le tableau 25.

Tableau 25. Résumé des trous de forage utilisés dans l'évaluation de la qualité de la masse rocheuse des mines à ciel ouvert et souterraines.

Mine	Trous de forage pris en compte
À ciel ouvert	**(CV24-)** 456, 479, 663, 679, 684, 689, 777, 781
Souterrain	**(CV24-)** 447, 459, 469, 496, 663, 679, 684, 769, 783

Remarques Certains trous de forage sont pris en compte à la fois dans l'analyse de la mine à ciel ouvert et dans celle de la mine souterraine en raison de leur emplacement.

La qualité de la masse rocheuse a été évaluée à l'aide de trois systèmes de classification :

→ Évaluation de la qualité de la roche, ou RMR_{76} (Bieniawski, 1976)

→ Indices Q' et Q (Barton et al., 1974)

→ Indice de résistance géologique, ou GSI (Hoek, Carter et Diederichs, 2013)

Les détails du RMR_{76} (Bieniawski, 1976) et des systèmes Q' et Q de l'Institut géotechnique norvégien (NGI) (Barton et al., 1974) sont présentés ci-dessous, en commençant par les équations utilisées pour calculer

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

chaque classification.

$$RMR_{76} = A + B + C + D + E \qquad \textit{(équation 5)}$$

Où A = indice de résistance de la roche intacte
B = cote pour la désignation de la qualité de la roche du carottage (RQD)
C = note attribuée à l'espacement des discontinuités
D = évaluation de l'état des discontinuités
E = cote pour les eaux souterraines

$$Q = Q' \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad \textit{(équation 6)}$$

Où RQD = désignation de la qualité de la roche
J_n = nombre de joints
J_r = indice de rugosité des joints J_a
= indice d'altération des joints
J_w = facteur de réduction de l'eau des joints SRF = facteur de réduction des contraintes

Pour simplifier, un rapport J_w/SRF de 1/1 a été utilisé pour les classifications à ciel ouvert et souterraines.

Dans cette étude, le GSI a été évalué à l'aide de l'indice d'état des joints et du RQD, à l'aide des équations suivantes :

$$GSI = 1{,}5 \times JCond_{89} + \frac{RQD}{2} \qquad \textit{(équation 7)}$$

Où $JCond_{89}$ = indice d'état des joints tel que défini par Bieniawski (1989)
RQD = désignation de la qualité de la roche telle que définie par Deere et al. (1967) ; la valeur RQD ne doit pas dépasser 80

$$JCond_{89} = 1{,}3 \times JCond_{76} \qquad \textit{(équation 8)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Où $JCond_{76}$ = indice d'état articulaire tel que défini par Bieniawski (1976)

et $JCond_{76}$ = 25, Surface très rugueuse ; non continue ; pas de séparation ; paroi de joint dure

= 20, Surfaces légèrement rugueuses ; séparation < 1 mm ; paroi articulaire dure

= 12, Surfaces légèrement rugueuses ; séparation < 1 mm ; paroi de joint souple

= 06, Surfaces lisses ou rainures < 5 mm d'épaisseur ou
Joints ouverts de 1 à 5 mm ; joints continus

= 00, Gouge souple > 5 mm
d'épaisseur ou
Joints ouverts > 5 mm ; joints continus

Enfin, les valeurs RMR_{76} , GSI, Q et Q' ont été pondérées en fonction de la longueur du parcours afin de refléter la variation des longueurs des intervalles enregistrés. Afin de tenir compte de la variabilité inhérente à la masse rocheuse, les données utilisées pour la classification sont présentées sous forme de limites inférieures et supérieures (premier et deuxième quartiles). Lorsque les données disponibles étaient suffisantes, les ^{25e} et ^{50e} centiles des fonctions de distribution cumulative ont été utilisés pour étayer les recommandations relatives à la conception de la mine souterraine.

Mine à ciel ouvert

Les tableaux 26, 27 et 28 résument les classifications des masses rocheuses pour les quatre principales lithologies qui devraient être exposées dans les parois finales de la mine à ciel ouvert.

Tableau 26. Résumé du RQD – Mine à ciel ouvert.

Lithologie	RQD (%)				
	Q1	Q2	Q3	Moyenne	COV [1] (%)
Amphibolite	69,0	87,5	96,4	79,4	28
Métasédiments	56,9	77,3	89,7	68,8	41
Pegmatite	85,7	89,0	93,8	87,5	11
Ultramafique	62,5	74,6	84,7	72,1	26

Codes RQD désignation de la qualité de la roche, Q1 premier quartile, Q2 médiane, Q3 troisième quartile, Moy. moyenne, COV coefficient de variation. Notes [1] COV = σ/μ = écart type (MPa) / moyenne (MPa).
Faible 0 % < COV < 10 %. **Modéré** 10 % < COV < 30 %. **Élevé** COV > 30 %.

Tableau 27. Classification des masses rocheuses – Mine à ciel ouvert.

Lithologie	RMR_{76}		GSI		Q		Q'	
	Q1	Q2	Q1	Q2	Q1	T2	T1	T2
Amphibolite	60	64	64	71	8	12	8	12
Métasédiments	50	59	50	64	4	12	4	12
Pegmatite	56	64	64	64	11	15	11	15
Ultramafique	53	60	59	64	6	9	6	9

Codes Q1 Premier quartile, Q2 Deuxième quartile.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 28. Classification des roches – Mine à ciel ouvert.

Lithologie	RMR_{76} Évaluation		Q Évaluation	
	Q1	Q2	Q1	Q2
Amphibolite	Passable	Bon	Passable	Bon
Métasédiments	Passable	Passable	Passable	Bon
Pegmatite	Passable	Bon	Bon	Bon
Ultramafique	Passable	Passable	Passable	Passable

Codes Q1 Premier quartile, Q2 Deuxième quartile.

Mine souterraine

Lors de la caractérisation de la masse rocheuse de la zone minière souterraine, les tendances des indices Q' ont été examinées le long des chantiers prévus, et aucune tendance claire n'a été établie pour les valeurs inférieures. La classification de la masse rocheuse présentée ci-dessous est donc considérée comme applicable à l'ensemble de la zone souterraine et sert de base à la définition des domaines géomécaniques associés aux unités lithologiques. Les tableaux 29, 30 et 31 résument les classifications des masses rocheuses pour les quatre principales lithologies de la zone minière souterraine.

Tableau 29. Résumé du RQD – Mine souterraine.

Lithologie	RQD (%)				
	Q1	Q2	Q3	Moyenne	COV [1] (%)
Amphibolite	78,2	88,8	95,6	83,8	20
Métasédiments	71,3	84,5	93,7	80,1	2
Pegmatite	54,5	89,3	98,7	75,0	40
Ultramafique	59,9	78,8	91,1	76,1	24

Codes RQD désignation de la qualité de la roche, Q1 premier quartile, Q2 médiane, Q3 troisième quartile, Avg. moyenne, COV coefficient de variation. Notes [1] COV = σ/μ = écart type (MPa) / moyenne (MPa).
Faible 0 % < COV < 10 %. **Modéré** 10 % < COV < 30 %. **Élevé** COV > 30 %.

Tableau 30. Classification des masses rocheuses – Mine souterraine.

Lithologie	RMR_{76}		GSI		Q		Q'	
	Q1	Q2	Q1	Q2	Q1	T2	T1	T2
Amphibolite	61	68	64	64	11	18	11	18
Métasédiments	56	59	62	64	10	16	10	16
Pegmatite	46	69	44	78	7	18	7	18
Ultramafique	52	60	61	64	5	11	5	11

Codes Q1 premier quartile, Q2 deuxième quartile.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 31. Évaluations de la classification des masses rocheuses selon l' – Mine souterraine.

Lithologie	RMR_{76} Évaluation		Q Évaluation	
	Q1	Q2	Q1	Q2
Amphibolite	Bon	Bon	Bon	Bon
Métasédiments	Passable	Passable	Passable	Bon
Pegmatite	Passable	Bon	Passable	Bon
Ultramafique	Passable	Passable	Passable	Bon

Codes Q1 premier quartile, Q2 deuxième quartile.

Bien que les classifications de la qualité de la masse rocheuse aient été dérivées des relevés géomécaniques de BBA (2024a), BBA (2024b) et Alius Mine Consulting (2025), elles ont été comparées aux relevés rapides effectués par Dahrouge sur 315 trous de forage entre 2022 et 2024 couvrant la zone souterraine. La comparaison a montré des valeurs Q' similaires, ce qui confirme la classification adoptée. La figure 15 montre la distribution des valeurs Q' pour les trous de forage évalués par Dahrouge, indépendamment de la lithologie. La majorité des valeurs Q' varient entre 4 et 40.

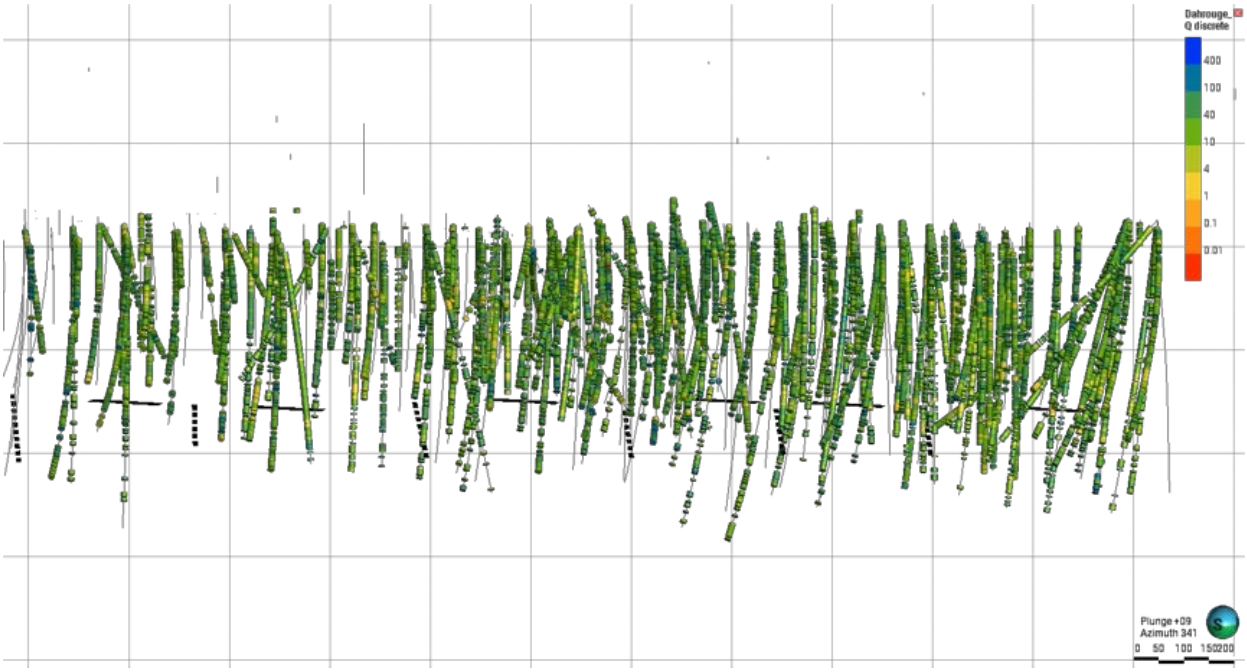


Figure 15. Répartition des valeurs Q' évaluées à partir des trous de forage enregistrés par Dahrouge.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Modèle RQD

Des filigranes RQD ont été fournis par Dahrouge pour représenter les zones de moindre qualité de la roche, définies comme des zones dont les valeurs RQD sont inférieures à 40 %. Le modèle a été construit à partir de l'ensemble de la base de données géologiques (environ 228 000 m de carottes enregistrées). Plusieurs limites ont été relevées :

- → Certains intervalles à faible RQD observés dans les trous de forage ne correspondent à aucune lentille à faible RQD modélisée.
- → Certaines lentilles modélisées ne sont pas directement corroborées par les mesures de faible RQD dans les trous de forage adjacents, ce qui pourrait surestimer leur continuité latérale.
- → La plupart des lentilles à faible RQD sont orientées est-ouest, alors que les failles dominantes s'étendent du nord-ouest au sud-est.

Malgré ces limites, le modèle a été utilisé pour examiner l'étendue et la continuité des zones à faible RQD dans les zones à ciel ouvert et souterraines de la mine. Il est à noter que la majorité de la base de données géologiques affiche des valeurs RQD élevées (Q1 = 97 % ; Q2 = 99 %). Le modèle devrait être affiné davantage au cours de la phase d'ingénierie détaillée.

Pour la mine à ciel ouvert, par rapport à la conception de la fosse PEA illustrée à la figure 16, certaines zones à faible RQD intersectent la paroi de la fosse, bien que leur étendue soit généralement limitée. L'exception est une grande lentille s'étendant du sommet au fond de la fosse le long de la paroi nord, qui correspond approximativement à l'emplacement du plan de faille FLT_1025. L'examen des journaux de forage à proximité de cette lentille indique que très peu de trous de forage ont été creusés derrière la paroi de la fosse. En effet, un seul trou derrière la paroi de la fosse présente un petit intervalle avec des valeurs RQD inférieures à 40 %. Néanmoins, en raison de son association spatiale avec la faille, cette caractéristique doit être prise en compte lors des opérations minières afin d'adapter les pratiques de travail en conséquence.

Pour la mine à ciel ouvert, la comparaison avec la conception de la fosse PEA (figure 16) montre que certaines zones à faible RQD intersectent les parois de la fosse, mais ces occurrences sont généralement de taille limitée. La principale exception est une lentille plus grande s'étendant du sommet au bas de la paroi nord, spatialement associée au plan de faille FLT_1025.

Un examen des journaux de forage à proximité de cette lentille indique que très peu de trous ont été forés derrière la paroi de la fosse. En effet, un seul trou de forage derrière la paroi de la fosse présente un petit intervalle avec des valeurs RQD inférieures à 40 %. Néanmoins, en raison de son association spatiale avec la faille, cette caractéristique doit être prise en compte lors des opérations minières afin que les pratiques minières puissent être ajustées si nécessaire.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

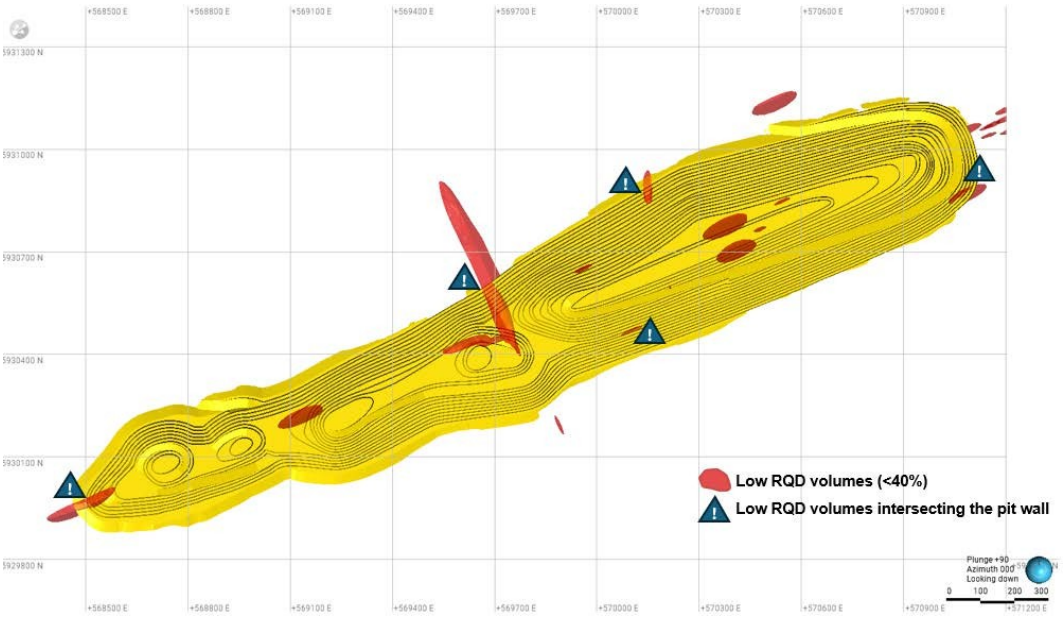


Figure 16. Zones à faible RQD (<40 %) modélisées par l' par rapport à la conception de la mine à ciel ouvert de l'EEP.

Dans la zone minière souterraine (figure 17), plusieurs lentilles discontinues à faible RQD sont présentes, ce qui correspond à la nature dispersée des mesures de faible RQD dans les données de forage. Aucune tendance structurelle ou spatiale cohérente ne peut être établie à partir des informations disponibles.

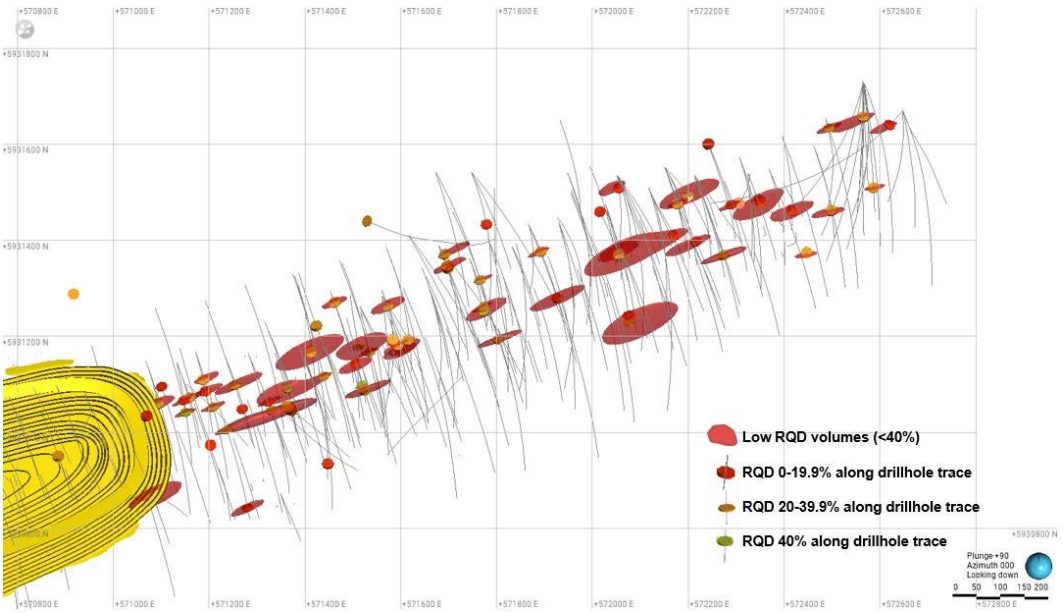


Figure 17. Zones à faible RQD (<40 %) modélisées dans la zone minière souterraine.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

5.1.3 Structures du massif rocheux

Les structures rocheuses peuvent être divisées en deux catégories principales : les structures majeures, telles que les failles, les plis et les stratifications métamorphiques, et les structures mineures, notamment les micro-stratifications, les plis à petite échelle, les failles mineures, les joints, la schistosité et le clivage (Read et Stacey, 2009). Alors que les structures majeures sont abordées dans la section 2.2.3, cette section se concentre sur les discontinuités présentes dans l' t le massif rocheux, en décrivant leurs propriétés, leurs orientations et leurs caractéristiques générales.

Propriétés de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des discontinuités est généralement définie en termes d'angle de frottement maximal et de cohésion, selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 10). Ces paramètres sont déterminés à l'aide d'essais de cisaillement direct (DS) en laboratoire, dans lesquels une charge normale est appliquée (perpendiculairement) à une discontinuité entre deux blocs rocheux tandis que la contrainte de cisaillement nécessaire pour induire un déplacement relatif est enregistrée en continu.

$$\tau_{dp} = \sigma_N \cdot \tan \phi_{dp} + c_{dp} \qquad \textit{(équation 9)}$$

Où
τ_{dp} = résistance maximale au cisaillement de la discontinuité (MPa)
c_{dp} = cohésion maximale de la discontinuité (MPa)
φ_{dp} = angle de frottement maximal de la discontinuité (°)

Dans les conditions résiduelles – après que la résistance maximale a été dépassée et qu'un déplacement important s'est produit le long de la discontinuité – la résistance au cisaillement est donnée par :

$$\tau_{dr} = \sigma_N \cdot \tan \phi_{dr} + c_{dr} \qquad \textit{(équation 10)}$$

Où
τ_{dr} = résistance au cisaillement résiduelle de la discontinuité (MPa)
c_{dr} = cohésion résiduelle de la discontinuité (MPa)
φ_{dr} = angle de frottement résiduel de la discontinuité (°)

Pour le projet Shaakichiuwaanaan, vingt-et-une (21) discontinuités ont été testées dans les unités amphibolite, métasédimentaires et ultramafiques (Alius Mine Consulting, 2025 ; BBA, 2024a ; BBA, 2024b). Aucun échantillon n'a été prélevé dans la pegmatite en raison de son exposition relativement limitée sur la paroi finale de la fosse. La figure 18 présente les résultats des essais de cisaillement direct ainsi que les angles de frottement maximal et résiduel interprétés. Les analyses de régression présentées dans la figure ont été limitées à une ordonnée à l'origine de 0 (c'est-à-dire une cohésion nulle), conformément aux conditions à l'échelle du banc d'essai où l'on peut s'attendre à des dommages causés par les explosions, des surfaces fracturées et de faibles contraintes de confinement (Read et Stacey, 2009).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

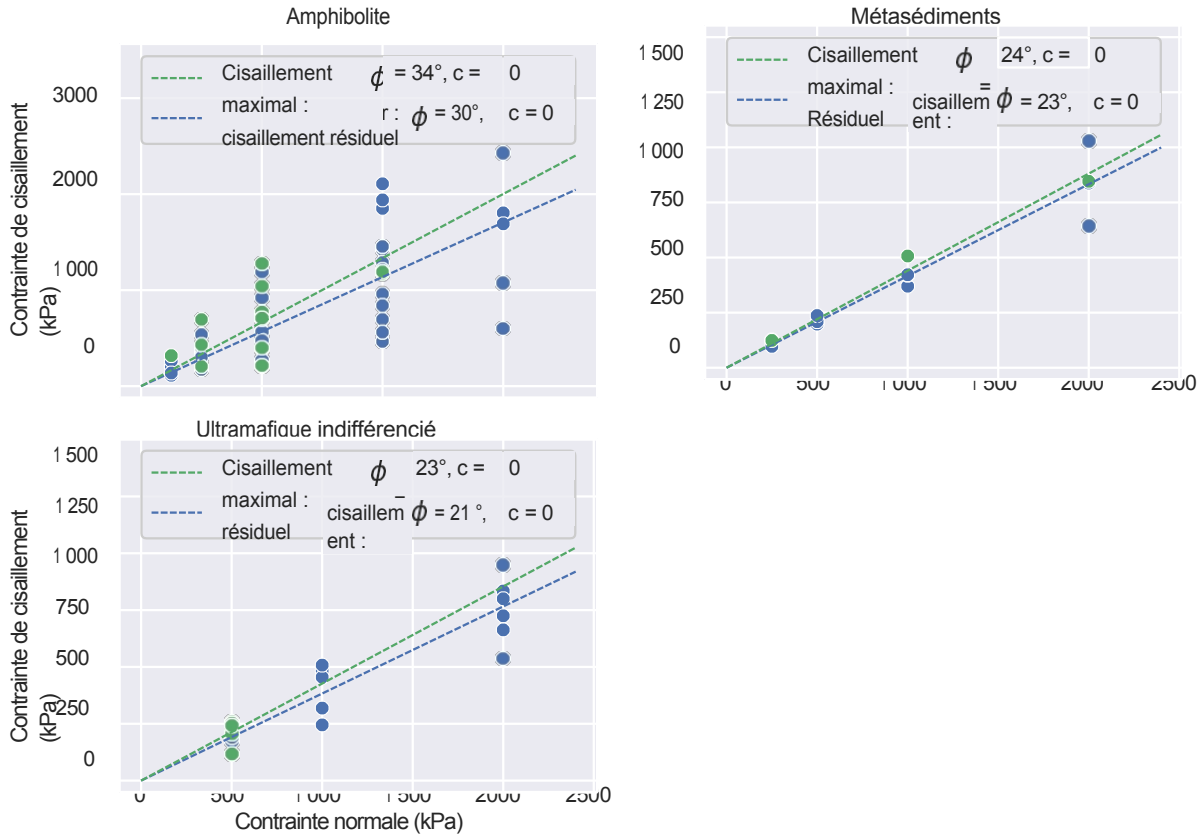


Figure 18. Résultats des essais de cisaillement direct d' pour les défaillances maximales (vert) et résiduelles (bleu).

Le tableau 32 résume les angles de frottement retenus, définis comme la moyenne des valeurs maximales et résiduelles. Lorsque plusieurs lithologies sont intercalées le long d'une paroi exposée de la fosse et ne peuvent être raisonnablement distinguées dans l'analyse, un angle de frottement retenu de 30° est appliqué. Cette hypothèse est particulièrement pertinente pour les parois est et ouest de la fosse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 32. Résumé des propriétés de résistance au cisaillement.

Lithologie	Cohésion (kPa)	Angle de frottement maximal (°)	Angle de frottement résiduel (°)	Angle de frottement retenu (°)
Amphibolite	0	34	30	32
Métasédiments	0	24	23	23,5
Pegmatite	0	N/A	N/A	32 [1]
Ultramafique	0	23	21	22,5

Codes N/A non applicable.
Remarques [1] D'après une hypothèse prudente basée sur Read et Stacey (2009) : $\phi_{\text{à gros grainsignéesroches}}$ = 31-48°.

Orientation et description

Les levés par téléviseur – téléviseur optique (OTV) et téléviseur acoustique (ATV) – sont largement utilisés pour acquérir des données structurelles à haute résolution directement à partir des trous de forage, notamment l'orientation des fractures, leur espacement et les caractéristiques de leur ouverture. Ces données sont utilisées pour définir les domaines géomécaniques.

Pour le projet Shaakichiuwaanaan, soixante-cinq (65) levés téléviseurs ont été réalisés dans les zones à ciel ouvert et souterraines de la mine. Le tableau 33 résume les levés pris en compte dans les analyses structurelles.

Dans la zone à ciel ouvert, quarante-quatre (44) levés provenant de trous de forage situés dans l'empreinte de la fosse ou à moins de 100 m de la limite de la fosse ont été inclus. De plus, trois levés provenant des trous de forage CV22-042, CV22-066 et CV22-069 ont été intégrés spécifiquement pour caractériser l'unité ultramafique indifférenciée. Bien que ces trous de forage soient situés à environ 400-500 m à l'est de la limite de la fosse, ils ont été inclus en raison du peu d'informations structurelles disponibles pour cette lithologie.

Pour la zone minière souterraine, vingt-six (26) levés par téléviseur étaient disponibles et ont été inclus dans l'analyse.

Tableau 33. Résumé des enquêtes auprès des téléspectateurs utilisées pour l'analyse structurelle des secteurs des mines à ciel ouvert et souterraines.

Secteur minier	Forages pris en compte
Mine à ciel ouvert	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 019, 022, 024, 040, 043, 048, 052, 055, 058, 065, 071, 074 **(CV23-)** 130, 152, 157, 164, 188, 194, 197, 217, 219, 223, 236, 243, 317, 364 **(CV24-)** 423A, 447, 456, 463, 479, 489, 493, 514, 521, 609, 623, 689, 739, 777, 781
Sous-sol	**(CV22-)** 019, 021, 022, 024, 042, 047, 052, 055, 058, 063, 066, 069 **(CV23-)** 124, 130, 133, 152, 157, 194, 197 **(CV24-)** 447, 459, 463, 469, 496, 500, 514

Notes Certains trous de forage sont pris en compte à la fois dans les analyses de la mine à ciel ouvert et de la mine souterraine en raison de leur emplacement.

Les caractéristiques non pertinentes, telles que les veines, les niveaux d'eau et les fonds de tubage, ont été exclues de la base de données car elles ne contribuent pas à l'interprétation structurelle. L'analyse s'est concentrée sur les types de discontinuités suivants : joints ouverts, joints fermés, foliation, zones fracturées, failles, cisaillements

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

et contacts.

Le tableau 34 présente le nombre d'entrées associées à chaque type de discontinuité, tandis que le tableau 35 résume le nombre total d'entrées pour les quatre principales lithologies. Les deux tableaux compilent les données des soixante-cinq (65) levés par téléviseur.

Tableau 34. Résumé des données structurelles disponibles par type de discontinuité.

Type de discontinuité	Nombre d'entrées
Joint fermé	6 725
Joint ouvert	1 906
Foliation	1 535
Défaut	436
Contact	417

Remarque D'après les 65 enquêtes menées auprès des téléspectateurs.

Tableau 35. Résumé des données structurelles disponibles pour le type lithologique principal.

Lithologie	Nombre d'entrées
Amphibolite	9 785
Métasédiments	2 969
Pegmatite	1 853
Ultramafique	856

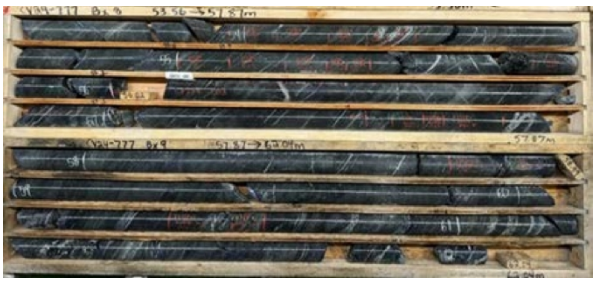
Remarque D'après les 65 levés télévueurs.

La foliation est une structure qui introduit une anisotropie dans la masse rocheuse et peut avoir une incidence importante sur la stabilité des excavations minières. Comme le montre le tableau 34, la foliation a été identifiée lors des levés par téléviseur; toutefois, sa présence réelle est probablement plus importante en raison des limites inhérentes au processus de sélection lors de l'interprétation des données du téléviseur. Cela affecte principalement l'estimation de l'espacement moyen des joints pour les ensembles de joints composés de plans de foliation. Dans la pratique, en présence de foliation, l'espacement réel des joints est généralement plus petit que celui indiqué, ce qui se traduit par des conditions moins favorables pour l'analyse de la stabilité.
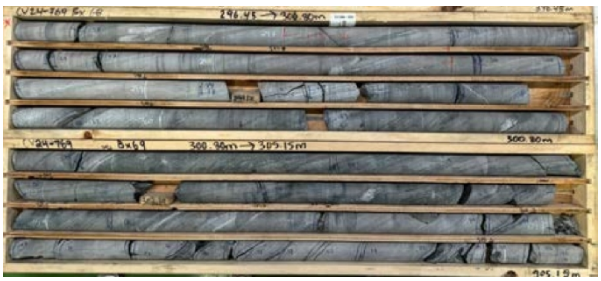
Dans le cadre du projet Shaakichiuwaanaan, une foliation a été identifiée dans toutes les unités lithologiques, mais elle est particulièrement marquée dans l'amphibolite, les roches métasédimentaires et l'unité ultramafique indifférenciée. Les figures 19a à 19c montrent des photographies représentatives de carottes où la foliation est clairement visible.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

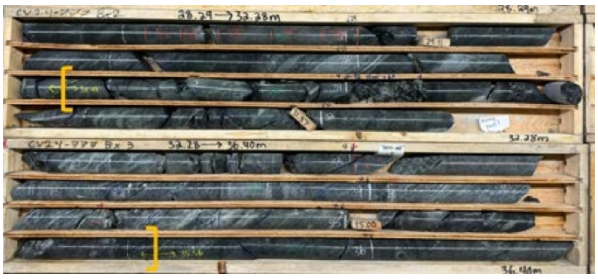
Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



(a) Amphibolite.



(b) Métasédiments.



(c) Ultramafique indifférencié.

Figure 19. Foliation visible sur la photo de carottes de différents types de roches.

La description des discontinuités, y compris la forme de la surface, la rugosité, l'altération, l'épaisseur du remplissage et le nombre de jeux de joints, a été enregistrée pendant la diagraphie. La figure 20 présente les distributions de la rugosité des joints (J_r), de l'altération des joints (J_a) et de la classification des ensembles de joints (J_n) par lithologie, compilées à partir des quatorze (14) forages géomécaniques.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

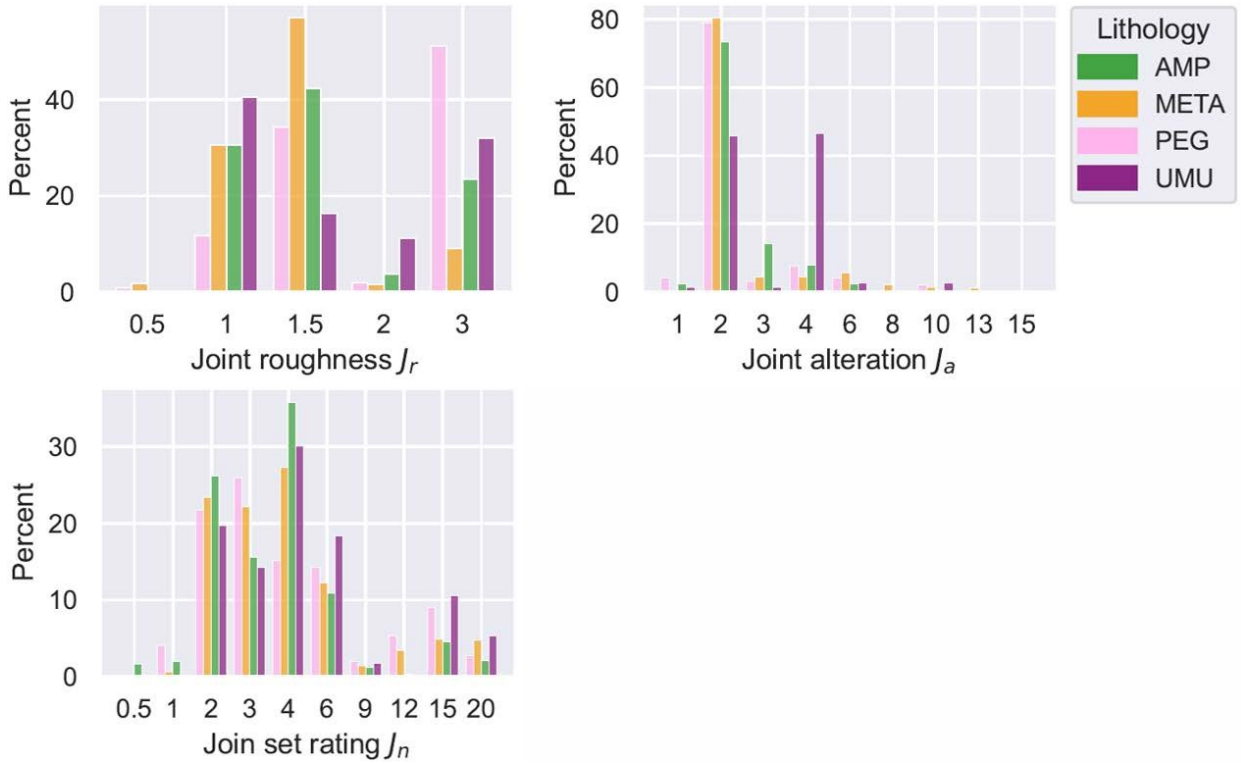


Figure 20. Caractérisation des discontinuités par lithologie.

Mine à ciel ouvert

L'interprétation des discontinuités relevées est un élément essentiel des analyses structurelles nécessaires à la conception de la mine à ciel ouvert. Cette section présente la caractérisation structurelle de la roche qui sera exposée dans les parois de la mine à ciel ouvert et sert de base à la définition des domaines géomécaniques décrits dans la section 6.

La mine à ciel ouvert de Shaakichiuwaanaan s'étend sur environ 2,8 km de longueur. Compte tenu de cette échelle, une évaluation détaillée de la variabilité spatiale des orientations des joints (inclinaison et direction) était nécessaire. Pour faciliter cette analyse, la mine a été subdivisée en huit (8) zones, comme le montre la figure
21. Pour chaque zone, des projections stéréographiques des pôles de discontinuité ont été générées pour les quatre principales unités lithologiques. Les résultats indiquent que les orientations des joints varient spatialement à travers la fosse, en particulier d'ouest en est.

L'unité pegmatitique présente un pendage abrupt qui divise efficacement la roche hôte en un mur suspendu au nord-ouest (paroi nord de la fosse) et un mur de pied au sud-est (paroi sud de la fosse). Afin d'évaluer les différences potentielles dans les orientations des joints à travers ce corps intrusif, les trous de forage ont été classés en fonction de leur intersection avec la roche hôte au nord ou au sud de la pegmatite. Cette approche a permis de comparer les orientations des discontinuités au sein de la même lithologie des deux côtés de l'intrusion et a permis de subdiviser l'unité métasédimentaire en domaines nord et sud.

L'annexe C présente les stéréogrammes générés pour chaque zone et unité lithologique.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

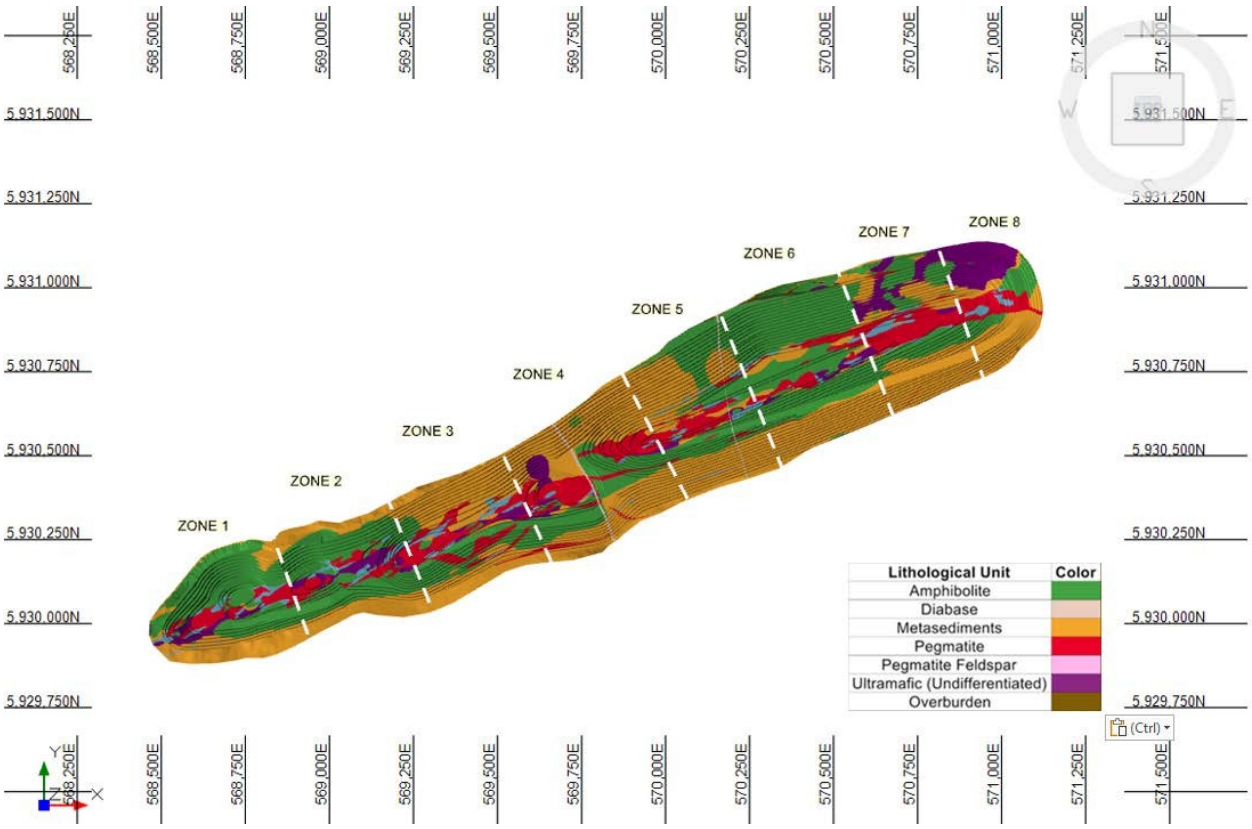


Figure 21. Zones à ciel ouvert utilisées pour la définition du domaine géomécanique.

Cette analyse spatiale détaillée des orientations des joints a servi de base à l'établissement des domaines géomécaniques et à la détermination des levés télévueurs à combiner afin de développer des ensembles de données structurelles représentatifs pour les analyses cinématiques ultérieures. À titre de référence, les domaines géomécaniques définis et les levés télévueurs associés sont répertoriés dans le tableau 40 de la section 6. Afin de localiser spatialement les domaines géomécaniques, la mine à ciel ouvert a été divisée en trois (3) zones générales, comme le montre la figure 22. La nomenclature suivante a été adoptée :

$$X_1\ X_2\ -\ Lithologie$$

Où X_1 : zone générale (W = Ouest, C = Centre, E = Est).

X_2 : paroi à ciel ouvert (N = nord, S = sud, E = est, O = ouest, Toutes = parois sud et nord).

Lithologie : correspond au code lithologique ; si plusieurs lithologies sont concernées, on utilise une combinaison des premières lettres du code, APU (AMP, PEG, UMU) et AMPU (AMP, META, PEG, UMU).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

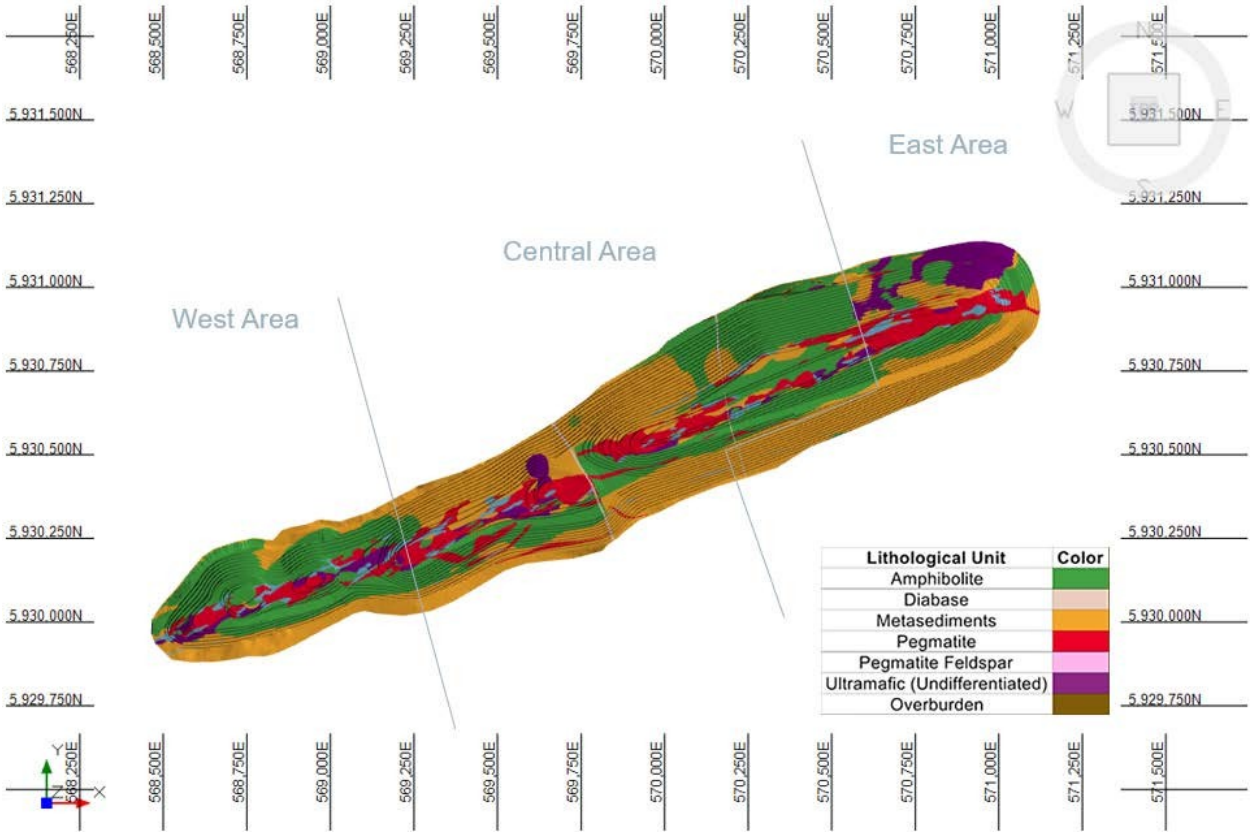


Figure 22. Division générale de la zone à ciel ouvert.

La subdivision en huit (8) zones, ainsi que la séparation des unités métasédimentaires en secteurs nord et sud par rapport à l'intrusion pegmatitique, ont mis en évidence plusieurs zones pour lesquelles les données structurales sont limitées. Dans plusieurs cas, ces lacunes sont dues au fait que les trous de forage étudiés par téléviseur ne recoupent pas les unités lithologiques qui seront exposées dans la paroi finale de la fosse. Par conséquent, pour certains domaines géomécaniques, les données provenant des zones adjacentes ont été utilisées pour compléter les informations disponibles.

→ WS-META — Aucune donnée disponible pour les zones 1 et 2 META (sud) ; les données des zones 1 et 2 META (nord) ont été utilisées à la place.

→ CN-UMU & EN-UMU — Les données pour l'UMU sont limitées ; les informations provenant des zones adjacentes ont été utilisées lorsqu'elles étaient disponibles.

Le tableau 36 présente un résumé des ensembles de joints interprétés dans les domaines géomécaniques. Outre l'inclinaison moyenne des pôles et la direction d'inclinaison des ensembles de joints, ce tableau indique l'espacement moyen des joints et le nombre de pôles pour chaque ensemble défini. Ces valeurs, combinées à d'autres facteurs, tels que les comparaisons avec la caractérisation géomécanique précédente (PEA), ont été utilisées pour classer les ensembles de joints comme majeurs ou mineurs. Au cours de l'analyse, une plus grande importance a été accordée aux ensembles majeurs en raison de leur influence significative sur la conception des gradins, tandis que les ensembles mineurs ont été considérés comme ayant un impact potentiel limité. Il convient de noter que les ensembles JS1 comprennent généralement des plans de foliation ; par conséquent, le

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

L'espacement moyen réel des joints pour ces ensembles est probablement inférieur à la valeur indiquée dans ce tableau.

Le tableau 36 résume les ensembles de joints interprétés dans les domaines géomécaniques. Le tableau comprend le pendage moyen et la direction du pendage pour chaque ensemble de joints, l'espacement moyen des joints et le nombre de pôles utilisés pour définir chaque ensemble. Ces paramètres, ainsi que des comparaisons avec les caractérisations géomécaniques précédentes (PEA), ont été utilisés pour classer les ensembles de joints comme majeurs ou mineurs. Pour les analyses, l'accent a été mis sur les ensembles majeurs, tandis que les ensembles mineurs ont été considérés comme ayant un impact limité. Il convient de noter que JS1 comprend généralement des plans de foliation ; par conséquent, l'espacement moyen réel de cet ensemble est probablement inférieur aux valeurs indiquées.

L'annexe B présente les projections stéréographiques (hémisphère inférieur) des discontinuités et les ensembles de joints interprétés pour chacun des domaines géomécaniques de la mine à ciel ouvert.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 36. Ensembles de joints interprétés par domaine géomécanique – Mine à ciel ouvert.

GMD (roche fraîche)	Ensemble de joints	Pent (°)	Direction de l'inclinaison (°)	Espacement moyen des joints (m)	Nombre de poteaux
WAll-AMP	JS1	71	157	2,30	241
	JS2	21	347	4,86	145
WW-APU	JS1	72	157	1,31	400
	JS2	17	002	3,40	284
WS-META	JS1	48	156	1,47	50
	JS2	31	002	3,90	83
	JS3	78	163	1,21	43
CN-META	JS1	49	164	1,03	194
CN-AMP	JS1	60	150	1,59	308
	JS2	22	332	3,03	112
	js3	29	159	2,27	89
CN-UMU	JS1	51	160	0,53	33
	js2	58	212	2,31	5
CS-META	JS1	55	152	0,71	125
	JS2	21	356	0,98	110
CS-AMP	JS1	53	157	1,50	604
	JS2	22	337	5,49	292
	JS3	77	334	3,59	227
EN-UMU	JS1a	29	162	1,24	21
	JS1b	58	152	0,42	39
EAll-AMP	JS1	47	158	1,31	350
	JS2	23	357	3,74	261
EN-META	JS1	51	163	2,37	36
	JS2	51	346	3,19	35
	js3	58	233	2,75	8
EE-AMPU	JS1	46	160	1,09	299
	JS2	22	350	3,87	243
ES-META	JS1	55	151	2,30	140
	JS2	30	343	5,76	72
WCE-PEG	JS1	77	156	3,47	92
	JS2	08	013	2,00	427
	JS3	77	340	3,26	137

Codes Domaine géomécanique GMD. Reportez-vous au tableau 40 pour la présentation du GMD.
Remarques JS en majuscules : ensemble de joints majeurs. js en minuscules : ensemble de joints mineurs.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Mine souterraine

La lithologie principale prise en compte pour l'analyse souterraine est la pegmatite ; cependant, des amphibolites, des métasédiments et des roches ultramafiques peuvent également être exposés dans le mur et le pied. Afin d'identifier les ensembles de joints pertinents, seules les discontinuités relevées dans les vingt-six (26) trous de forage situés dans la zone minière souterraine ont été prises en compte. Le tableau 37 présente les ensembles de joints interprétés définis pour l'analyse souterraine. Encore une fois, il convient de noter que les ensembles JS1 sont généralement ceux qui comprennent les plans de foliation. Par conséquent, l'espacement moyen des joints pour ces ensembles devrait être inférieur à la valeur présentée dans ce tableau.

L'annexe B présente également les projections stéréographiques (hémisphère inférieur) des discontinuités et les ensembles de joints interprétés pour chacun des domaines géomécaniques dans la zone de la mine souterraine, préparés à l'aide de *Dips* (Rocscience, 2024a).

Tableau 37. Ensembles de joints interprétés par domaine géomécanique – Mine souterraine.

GMD (roche fraîche de joints Roche)	Ensemble	Inclinaison (°)	Direction de l'inclinaison (°)	Espacement moyen des joints (m)	Nombre de poteaux
Métasédiments	JS1	48	153	2,56	422
	JS2	26	343	4,66	145
Amphibolite	JS1	47	153	2,44	885
	JS2	25	344	7,97	568
	js3	64	340	10,73	310
Ultramafique	JS1	56	148	2,35	39
	JS2	29	153	3,73	63
Pegmatite	JS1	02	346	2,41	258
	JS2	87	341	4,78	62
	js3	89	042	6,80	14

Codes GMD Domaine géomécanique (roche fraîche). Reportez-vous au tableau 41 pour les définitions GMD.
Remarques JS en majuscules : ensemble de joints majeurs. js en minuscules : ensemble de joints mineurs.

5.1.1 Propriétés du massif rocheux

Les propriétés du massif rocheux comprennent le module d'Young, le coefficient de Poisson et les propriétés de résistance. Le module d'Young du massif rocheux peut être estimé à l'aide de l'équation suivante (Hoek et Diederichs, 2006) :

$$E_{RM} = E_i \times \left(0{,}02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + \exp\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11}\right)} \right) \quad \textit{(équation 11)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Où E_{RM} = module d'Young de la masse rocheuse (GPa)
E_i = module d'Young de la roche intacte (GPa)
D = facteur de perturbation (dû à la redistribution des contraintes et aux dommages causés par le dynamitage) Où D = 0,5, pré-fissuration contrôlée ou dynamitage à paroi lisse
= 0,7, effets mécaniques de l'excavation dus aux dommages causés par la redistribution des contraintes
= 1,0, dynamitage de production
* une relation D transitoire peut être utilisée (Rose et al., 2018)

Le coefficient de Poisson de la masse rocheuse et de la roche intacte est supposé être égal. Les propriétés élastiques de la masse rocheuse qui en résultent sont présentées dans le tableau 38.

Les résistances de la masse rocheuse sont représentées soit par les critères de Mohr-Coulomb, soit par ceux de Hoek-Brown. Le premier critère peut être représenté comme suit (Coulomb, 1776) :

$$\tau = \sigma_N \cdot \tan\phi + c \qquad \textit{(équation 12)}$$

Où τ= résistance au cisaillement (MPa)
σ_N = contrainte normale (MPa)
φ= angle de frottement
(°) c = cohésion (MPa)

En termes de contraintes principales majeure et mineure (c'est-à-dire σ_1 et σ_3), le critère de Mohr-Coulomb est donné par :

$$\sigma_1 = k \cdot \sigma_3 + \sigma_{cm} = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \cdot \sigma_3 + \frac{2c\cos\phi}{1-\sin\phi} \qquad \textit{(équation 13)}$$

Où σ_1 = contrainte effective principale majeure à la rupture (MPa)
σ_3 = contrainte effective principale mineure à la rupture (MPa)
σ_{cm} = résistance à la compression de la masse rocheuse (MPa)

Le critère de Hoek-Brown prend la forme suivante (Hoek et Brown, 2018) :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \qquad \textit{(équation 14)}$$

Où σ_{ci} = résistance à la compression non confinée de la roche intacte (MPa) m_b , s, a = constantes matérielles de la masse rocheuse

Avec

$$m_b = m_i \exp\frac{GSI-100}{28-14D} \qquad \textit{(équation 15)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

$$s = \exp\frac{GSI-100}{9-3D} \qquad \textit{(équation 16)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\exp\frac{-GSI}{15} - \exp\frac{-20}{3} \qquad \textit{(équation 17)}$$

Où m_i = constante du matériau rocheux intact.

La résistance à la compression de la masse rocheuse (σ_{RM}) et la résistance à la traction de la masse rocheuse dérivées du critère de Hoek-Brown peuvent être évaluées à l'aide des équations suivantes :

$$\sigma_{RM} = \sigma_{ci} \cdot s^a \qquad \textit{(équation 18)}$$

$$\sigma = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} t \qquad \textit{(équation 19)}$$

Les enveloppes de rupture de la masse rocheuse ont été dérivées à l'aide de facteurs de perturbation de 0,0 (non perturbé) et 0,7, combinés aux valeurs GSI obtenues pour l'évaluation de la qualité de la masse rocheuse de la mine souterraine. Les enveloppes de la masse rocheuse obtenues sont présentées à la figure 23.

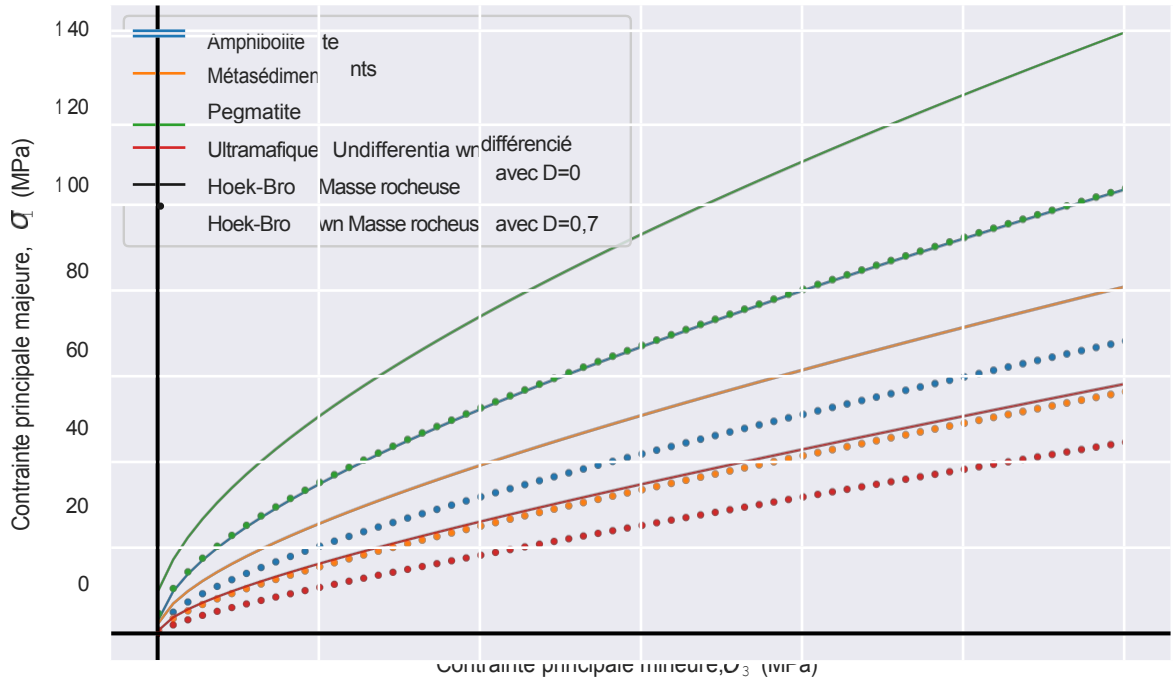


Figure 23. Enveloppes de rupture de la masse rocheuse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Résumé des propriétés du massif rocheux

Les propriétés résultantes de la masse rocheuse sont présentées dans le tableau 38.

Tableau 38. Résumé des propriétés de résistance de la masse rocheuse des principales lithologies.

Lithologie	Perturbation Facteur (–)	s (–)	a (–)	Résistance à la traction (MPa)	σRM (MPa)	Constante m_b (–)	ERM (GPa)
Amphibolite	0,0	0,0183	0,502	-0,54	26,59	6,69	54,4
	0,7	0,0054	0,502	-0,32	14,43	3,35	22,4
Métasédiments	0,0	0,0183	0,502	-0,67	20,53	4,17	23,3
	0,7	0,0054	0,502	-0,40	11,12	2,09	9,6
Pegmatite	0,0	0,0868	0,501	-0,93	35,41	11,26	43,9
	0,7	0,0412	0,501	-0,67	24,40	7,37	23,1
Ultramafique	0,0	0,0129	0,502	-0,31	7,74	3,40	9,7
	0,7	0,0054	0,502	-0,18	4,20	1,70	4,0

Codes s, constante du matériau de la masse rocheuse selon Hoek-Brown, σ_{RM} résistance à la compression de la masse rocheuse, m_b constante de la masse rocheuse selon Hoek-Brown, E_{RM} module d'Young de la masse rocheuse.

Remarques Résistance à la traction de la masse rocheuse obtenue à partir de l'équation 19.

5.2 Conditions de contrainte in situ

Comme aucune mesure de contrainte in situ n'a été effectuée à Shaakichiuwaanaan, les états de contrainte ont été estimés à partir de deux (2) sites voisins : la mine Éléonore (Guido, 2019) et le projet LG2 d'Hydro-Québec (Heidbach et al., 2025). La contrainte principale majeure (S1) est supposée être horizontale et orientée parallèlement au gisement, avec une magnitude de 1,48 fois la composante de contrainte verticale (σ_V), avec une valeur verrouillée de 10 MPa. La contrainte principale intermédiaire (S2) est supposée horizontale et perpendiculaire au gisement, avec une magnitude de 0,7 fois la composante de contrainte verticale et une valeur verrouillée de 7 MPa. La contrainte mineure (S3), définie comme la contrainte verticale (σ_V), est calculée à partir du poids du matériau. Le tableau 39 résume le tenseur de contrainte in situ pris en compte pour le projet. La figure 24 présente le rapport k retenu (c'est-à-dire σ_H / σ_v) par rapport aux mesures effectuées à proximité et à la littérature.

Il convient de noter que la contrainte principale, qui devrait être parallèle au gisement, est favorable du point de vue de la stabilité de la chambre d'abattage. Lorsque la contrainte principale maximale s'aligne sur le gisement, le risque de détachement de blocs ou de rupture cinématique le long des joints induit par la contrainte est réduit, et la masse rocheuse est généralement mieux soutenue par le champ de contraintes in situ. Cette orientation contribue donc à améliorer la stabilité globale.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 39. Hypothèses relatives à l'état des contraintes in situ.

Contrainte Composante	Contrainte principale Composante	Magnitude Gradient (MPa)	Orientation	
			Tendance (°)	Plongée (°)
Max horizontal (σ_H)	Principal (S1)	0,040 × Z + 10	070	00
Minimum horizontal (σ_h)	Intermédiaire (S2)	0,019 × Z + 7	160	00
Vertical (σ_v)	Mineure (S3)	0,027 × Z	–	90

Codes Profondeur Z sous la surface, en mètres.

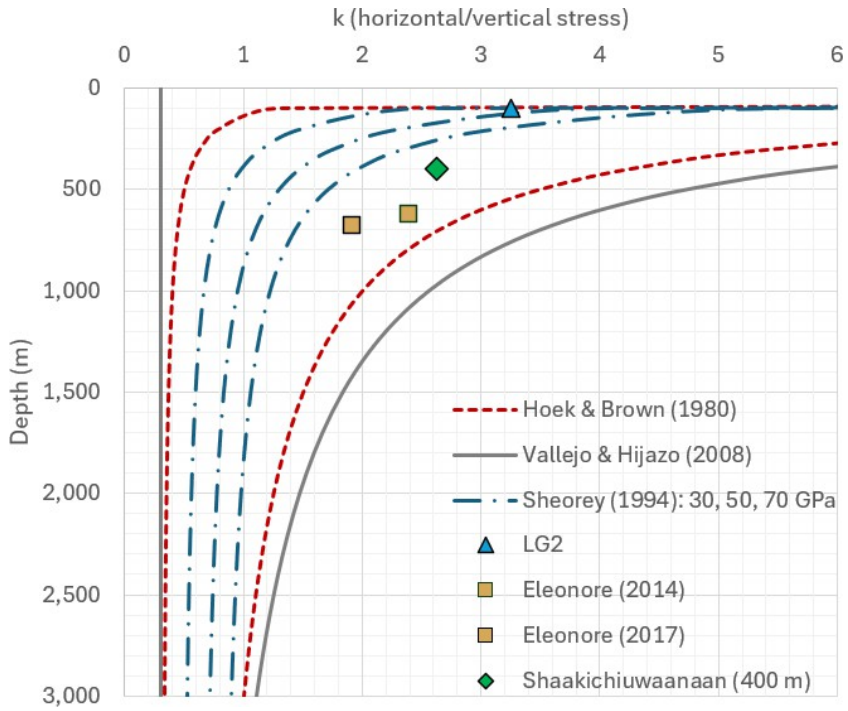


Figure 24. Comparaison du rapport k (σ_H/σ_v) obtenu à une profondeur de 400 mètres avec deux sites voisins et la littérature.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

6 Domaines géotechniques et géomécaniques

Les domaines géotechniques et géomécaniques font référence à la division du modèle géotechnique/géomécanique en plusieurs zones à l'intérieur des limites proposées pour les mines à ciel ouvert et souterraines, qui se trouvent également dans les principaux domaines d'altération (c'est-à-dire le sol et la roche fraîche). Les domaines géotechniques désignent les matériaux qui présentent un comportement similaire à celui du sol et qui partagent des caractéristiques géologiques, structurelles et matérielles similaires. Les domaines géomécaniques désignent les matériaux rocheux classés en fonction d'un ou plusieurs des critères suivants : classifications des masses rocheuses, orientations structurelles (interprétées à partir de projections stéréographiques), enveloppes de résistance dérivées de laboratoire et/ou comportement prévu des masses rocheuses. Cette section résume les domaines géotechniques et géomécaniques pour les mines à ciel ouvert et souterraines.

Les domaines géotechniques et géomécaniques représentent des subdivisions du modèle géotechnique/géomécanique dans les limites des mines à ciel ouvert et souterraines proposées, correspondant aux principales unités d'altération (c'est-à-dire le sol et la roche fraîche). *Les domaines géotechniques* font référence aux matériaux qui présentent un comportement similaire à celui du sol et qui partagent des caractéristiques géologiques, structurelles et autres similaires. *Les domaines géomécaniques* font référence aux matériaux rocheux dont le comportement devrait être similaire sur la base des classifications des masses rocheuses, des orientations structurelles (interprétées à partir de projections stéréographiques) et des enveloppes de résistance dérivées en laboratoire. Cette section résume les domaines géotechniques et géomécaniques définis pour les mines à ciel ouvert et les mines souterraines.

6.1 Mine à ciel ouvert

Dans l'empreinte de la fosse, un seul domaine géotechnique a été identifié, car les matériaux de recouvrement sur l'ensemble du site présentent des caractéristiques similaires. En revanche, plusieurs domaines géomécaniques ont été définis, chacun étant attribué à plusieurs unités lithologiques. Ces distinctions reflètent les variations spatiales des propriétés géomécaniques sur l'ensemble du site, notamment en ce qui concerne les orientations structurelles. Les détails des domaines géotechniques et géomécaniques de la fosse à ciel ouvert sont présentés dans le tableau 40.

Les domaines géomécaniques ont été définis à partir d'une analyse détaillée des variations spatiales de l'orientation des discontinuités dans la fosse à ciel ouvert. La méthodologie consistait à subdiviser la fosse de 2,8 km en huit zones et à générer des projections stéréographiques pour chaque unité lithologique majeure au sein de chaque zone. Comme l'intrusion pegmatitique sépare la roche hôte en deux secteurs distincts, nord et sud, les trous de forage ont été classés en conséquence, ce qui a permis de comparer les orientations structurelles au sein d'une même lithologie à travers l'intrusion. Cette approche a permis d'identifier les différences structurelles, qui ont guidé la subdivision en domaines géomécaniques, et a mis en évidence les zones pour lesquelles les données disponibles étaient limitées. De plus amples détails sont présentés à la section 5.1.3.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 40. Domaines géotechniques et géomécaniques à ciel ouvert.

Domaine (GTD/GMD)	Domaine d'altération	Lithologie Code	Forages pris en compte
GTD-ALL	Masse rocheuse	N/A	**(CV24-)** 542, 558, 562, 775, 779, 780, 782, 784, 785, 786, 787
WAll-AMP	Roche fraîche	AMP	**(CV23-)** 217, 219, 223, 236, 243, 317, 364 **(CV24-)** 521, 739, 777
WW-APU	Roche fraîche	AMP, PEG, UMU	**(CV23-)** 217, 219, 223, 236, 243, 364 **(CV24-)** 739, 777
WS-META	Roche fraîche	META	**(CV23-)** 217, 219, 223, 236, 243, 317, 364 **(CV24-)** 521, 739, 777
CN-AMP	Roche fraîche	AMP	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 048, 065 **(CV23-)** 164 **(CV24-)** 456, 463, 479, 489, 514, 609
CN-META	Roche fraîche	META	**(CV22-)** 040, 043 **(CV23-)** 164, 188 **(CV24-)** 423A, 456, 689
CS-AMP	Roche fraîche	AMP	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 040, 043, 048, 065, 071, 074 **(CV23-)** 164, 188 **(CV24-)** 423A, 456, 463, 479, 489, 493, 514, 609, 623, 689, 781
CS-META	Roche fraîche	META	**(CV22-)** 071, 074 **(CV24-)** 489, 493, 623, 781
CN-UMU	Roche fraîche	UMU	**(CV22-)** 040, 043, 071, 074 **(CV23-)** 188 **(CV24-)** 423A, 493, 623, 689, 781
EAll-AMP	Roche fraîche	AMP	**(CV22-)** 019, 022, 024, 055, 058 **(CV23-)** 130, 152, 157, 194, 197 **(CV24-)** 447
EN-UMU	Roche fraîche	UMU	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 019, 022, 024, 055, 058, 048, 065, 066, 069, 042 **(CV23-)** 130, 152, 157, 194, 197 **(CV24-)** 447, 463, 479, 514, 609
EN-META	Roche fraîche	META	**(CV22-)** 048, 052, 055 **(CV23-)** 152, 157 **(CV24-)** 514, 609
ES-META	Roche fraîche	META	**(CF21-)** 002 **(CV22-)** 022, 024, 058, 065 **(CV23-)** 194, 197 **(CV24-)** 447, 463, 479
EE-AMPU	Roche fraîche	AMP, PEG, META, UMU	**(CV22-)** 024, 052, 055, 058 **(CV23-)** 130, 152 **(CV24-)** 447
WCE-PEG	Roche fraîche	PEG	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 022, 024, 040, 043, 048, 052, 055, 058, 065, 071, 074 **(CV23-)** 130, 188, 194, 197, 217, 219, 223, 236, 243, 317, 364 **(CV24-)** 423A, 447, 456, 463, 479, 489, 493, 521, 609, 739

Codes N/A Non applicable ; GTD Domaine géotechnique ; GMD Domaine géomécanique.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

6.2 Mine souterraine

Comme décrit à la section 5.1.2, les domaines géomécaniques pour la mine souterraine sont basés uniquement sur la classification des masses rocheuses et sont donc directement alignés sur les unités lithologiques, sans subdivision spatiale supplémentaire. Les détails des domaines géomécaniques de la mine souterraine sont fournis dans le tableau 41.

Tableau 41. Domaines géomécaniques de la mine souterraine d' .

Domaine (GMD)	Lithologie Code	Domaine d'altération	Forages pris en compte
UG-AMP	AMP	Roche fraîche	**(CV24-)** 447, 459, 469, 496, 663, 679, 684, 769, 783
UG-META	META		
UG-PEG	PEG		
UG-UMU	UMU		

Code GMD Domaine géomécanique.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

7 Directives pour la conception des mines à ciel ouvert

L'élaboration de lignes directrices pour la conception des pentes des mines à ciel ouvert vise à obtenir les angles de pente les plus raides possibles afin de maximiser la récupération des ressources et de réduire la gestion des déchets, tout en gérant les risques pour la sécurité du personnel et des équipements. Ces lignes directrices sont établies à l'aide d'une approche fondée sur les risques afin de formuler des recommandations en matière de pentes qui correspondent à un niveau de risque acceptable. Les analyses de stabilité des mines à ciel ouvert intègrent ce cadre en appliquant des objectifs de conception pour les facteurs de sécurité (FoS), les exigences en matière de confinement des déversements (dimensionnement des bassins de rétention) et les probabilités de défaillance (PoF), en reconnaissant que le risque zéro n'est ni réaliste ni souhaitable. Dans la pratique, les pentes des mines à ciel ouvert sont souvent considérées comme trop conservatrices si aucune instabilité ne se produit pendant l'exploitation. Par conséquent, un certain niveau d'instabilité est à prévoir et doit être géré de manière appropriée tout au long des phases de développement, d'exploitation et de fermeture de la mine.

7.1 Terminologie et définitions

La terminologie relative aux parois des mines à ciel ouvert utilisée dans les sections suivantes est détaillée dans la figure 25.

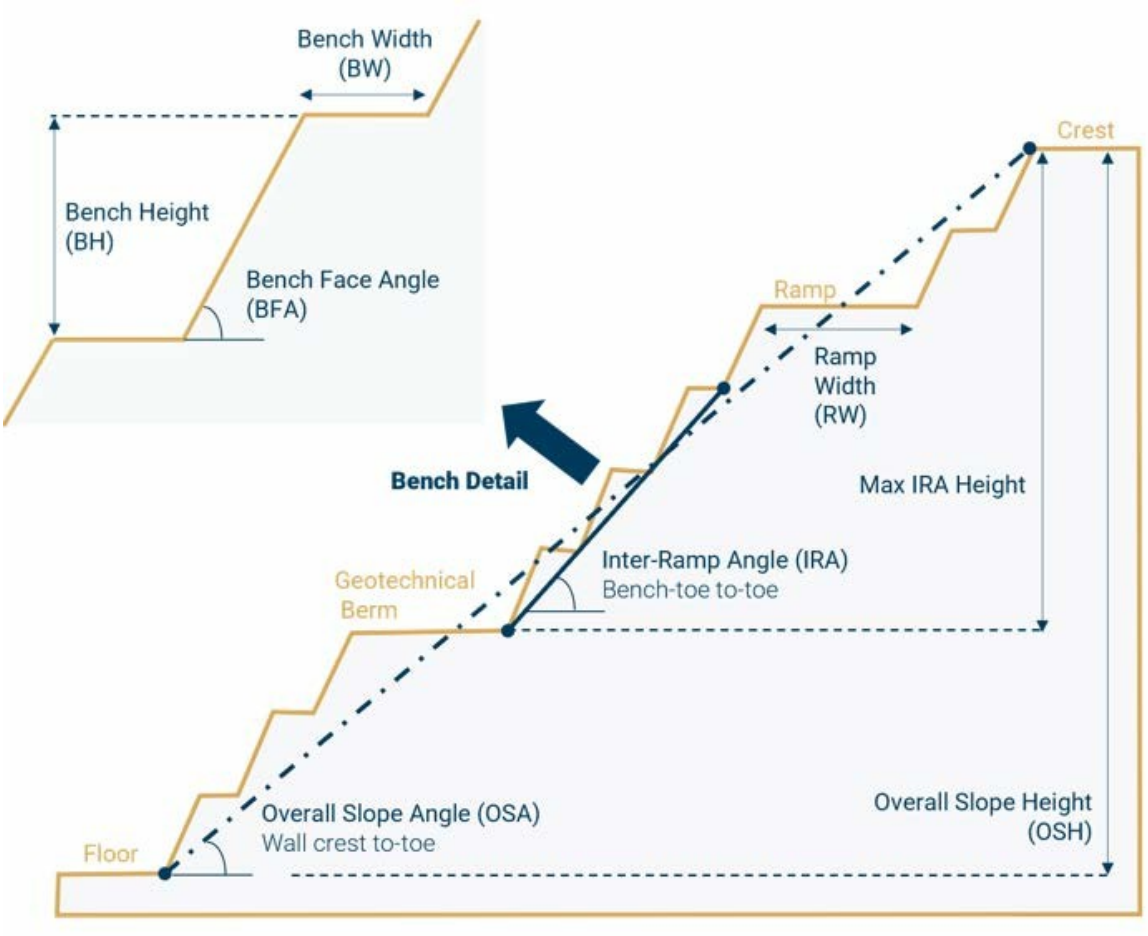


Figure 25. Terminologie relative aux parois de la fosse utilisée dans le rapport (modifiée à partir de Read et Stacey, 2009).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Outre la terminologie décrite ci-dessus, l'approche de conception proposée repose sur plusieurs concepts clés et définitions probabilistes :

→ **Blocs** – Terme générique utilisé pour désigner les ruptures planes ou en coin.

→ **Perte de crête** (backbreak) – Représente la partie de la largeur du banc de retenue supprimée lors des opérations de dynamitage ou de dégagement. Cette largeur perdue est déduite de la largeur prévue du banc afin de déterminer la largeur effective du banc de retenue disponible pour retenir les débris de chutes de pierres.

→ **Probabilité d'occurrence** (PoO) – Définie comme la probabilité de rencontrer des blocs cinématiquement valides. Les critères de validité cinématique dépendent du mécanisme de rupture. Pour les ruptures planes, un bloc est considéré comme valide si la direction de la discontinuité se situe dans une tolérance latérale de 20° par rapport à l'orientation de la pente (Goodman, 1989) et si l'inclinaison du plan est inférieure à l'angle de la face du gradin. Pour les ruptures en coin, un bloc est valide si la ligne d'intersection formée par deux discontinuités s'ouvre vers l'intérieur de la fosse et si son inclinaison est inférieure à l'angle de la face du gradin. Cette approche ne suppose pas d'angle initial de la face du gradin, ce qui permet de tester cinématiquement toute une gamme de géométries.

$$PoO = \frac{N_v}{N_t} = \frac{\text{Nombre de blocs valides}}{\text{Nombre total de blocs}} \qquad \textit{(équation 20)}$$

→ **Probabilité de glissement** (PoS) – Définie comme la probabilité qu'un bloc cinématiquement valide tombe, ce qui correspond à un coefficient de sécurité inférieur à un (1). Le coefficient de sécurité de chaque bloc valide est calculé à l'aide d'une méthode d'équilibre limite.

$$PoS = \frac{N_f}{N_v} = \frac{\text{Nombre de blocs glissants } (FoS < 1)}{\text{Nombre de blocs valides}} \qquad \textit{(équation 21)}$$

→ **Probabilité de défaillance** (PoF) – Définie comme le produit de la probabilité d'occurrence et de la probabilité de glissement, représentant la probabilité de générer des blocs instables.

$$PoF = PoO \times PoS = \frac{N_f}{N_t} = \frac{\text{Nombre de blocs coulissants } (FoS < 1)}{\text{Nombre total de blocs}} \qquad \textit{(équation 22)}$$

→ **Confinement des déversements** – Fait référence à la probabilité que les blocs défaillants (c'est-à-dire les blocs qui tombent) soient entièrement retenus sur le banc de réception efficace.

$$\text{Déversement contenu} = \frac{\text{Nombre de blocs retenus sur le banc de réception}}{\text{Nombre total de blocs défaillants}} \qquad \textit{(équation 23)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ **Longueur de déversement pour une défaillance plane** (S_p) – Distance parcourue en descente par les matériaux défaillants à la suite d'un glissement plan.

$$S_p = H \times \frac{\sin(90^\circ - \phi)}{\tan(\phi)} + \cos(90^\circ - \phi) \qquad \textit{(équation 24)}$$

Où H = longueur maximale perpendiculaire à l'hypoténuse du matériau défaillant (m)
ϕ = angle de repos du matériau défaillant (°)

$$H = \sqrt{\frac{2 \times A_S}{\frac{1}{\tan(\phi)} + \frac{1}{\tan(\vartheta - \phi)}}} \qquad \textit{(équation 25)}$$

Où A_S = aire de la section plane défaillante (m^2)
ϑ = angle de la face du banc (°)

→ **La longueur de déversement pour une rupture en coin** est définie comme la distance atteinte par le matériau brisé si le bloc se rompt et est calculée comme la plus grande des deux longueurs de déversement potentielles, S_{w1} et S_{w2}, comme décrit dans Gibson et al. (2007) :

$$S_{w_1} = \sqrt[3]{\frac{6KV}{\pi} \times \frac{\tan\vartheta - \tan\phi}{\tan\phi \times \tan\vartheta}} \qquad \textit{(eq.26)}$$

$$S_{w_2} = \sqrt{\frac{6KV}{L} \times \frac{\tan\vartheta - \tan\phi}{\tan\phi \times \tan\vartheta}} \qquad \textit{(eq.27)}$$

Où S_{w_1} = longueur de déversement correspondant à un déversement conique (m) S_w = longueur de déversement correspondant à un déversement pyramidal (m) K = facteur de gonflement
V = volume du bloc (m^3) L = longueur du coin (m) ϑ = angle de la face du banc (°)

→ **Le risque** est défini comme la probabilité qu'un bloc défaillant dépasse la largeur effective du banc de réception. Il représente la probabilité combinée qu'un bloc soit défaillant et ne soit pas retenu sur le banc de réception. Il est calculé comme suit :

$$Risque\ (\%) = \frac{PoF\ (\%) \times [100 - Confinement\ du\ déversement\ (\%)]}{100} \qquad \textit{(équation 28)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

7.2 Critères d'acceptation de la conception

Les critères de conception utilisés pour les analyses de stabilité sont présentés ci-dessous.

Surcharge

Un coefficient de sécurité minimal (FoS) de 1,3 a été fixé pour les analyses statiques (1,1 pour les analyses dynamiques), car les pentes du sol présentent un risque limité pour la stabilité globale de la fosse en raison de leur hauteur relativement faible et de la possibilité de mettre en œuvre des mesures correctives après l'excavation, si nécessaire. De plus, comme l'unité stratigraphique inférieure et la plus épaisse est constituée de till, on suppose que le niveau de la nappe phréatique baissera progressivement au fur et à mesure de l'avancement de l'exploitation minière, en restant à la base de la couche de till.

Roche fraîche

Les recommandations relatives aux angles de pente des fosses à ciel ouvert sont élaborées conformément aux critères d'acceptation de la conception proposés par Read et Stacey (2009). Le tableau 42 présente les critères de coefficient de sécurité (FoS) statique et pseudo-statique (dynamique) et de probabilité de défaillance (PoF) pour différentes échelles (c'est-à-dire banc, inter-rampe et global).

Tableau 42. Critères d'acceptation de la conception d' s (reproduit à partir de Read et Stacey, 2009).

Échelle de pente	Conséquences en cas de défaillance [2]	Critères d'acceptation [1]		
		FoS statique minimum	FoS dynamique minimal	PoF maximal P[FoS<1]
Banc	Faible-Élevé	1,1	N/A	25-50
Inter-rampe (IRA)	Faible	1,15-1,2	1	25
	Moyen	1,2	1,0	20
	Élevé	1,2–1,3	1,1	10
Global (OSA)	Faible	1,2–1,3	1,0	15–20
	Moyen	1,3	1,05	5 à 10
	Élevé	1,3-1,5	1,1	<5

Codes N/A non applicable, FoS facteur de sécurité, PoF probabilité de défaillance. Remarques
[1] Doit répondre à tous les critères d'acceptation.
[2] Le risque acceptable peut être défini à l'aide d'une matrice de risque semi-qualitative : conséquence par rapport à probabilité.

En ce qui concerne le confinement des bancs de retenue, Read et Stacey (2009) affirment que : « En matière de capacité de rétention, il n'est ni pratique ni économique de concevoir des bancs capables de contenir les débris provenant de tous les plans de glissement ou de toutes les ruptures en coin potentiels dans les bancs situés au-dessus. Au lieu de cela, la limite est fixée au volume de débris pouvant raisonnablement être contenu sur le banc. En général, cela représente 70 à 85 % des volumes potentiels. ».

Lors de la conception des bancs, la largeur du banc (BW) est le principal paramètre utilisé pour garantir un captage et un confinement adéquats des chutes de pierres potentielles. La largeur du banc (BW) est généralement évaluée à l'aide de l'équation empirique proposée par Ryan et Pryor (2000) :

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

$$BW = 0{,}2 \times BH + 4{,}5 \qquad \textit{(équation 29)}$$

Où BH = hauteur du talus (m)

Un coefficient de sécurité minimal de 1,5 est visé tant pour l'IRA que pour l'OSA. La conformité à cette exigence est vérifiée à l'aide d'une modélisation qui intègre les paramètres du banc et la conception de la rampe pour l'IRA, ainsi que les bermes géotechniques pour l'OSA.

Grâce à une approche fondée sur les risques, présentée à la section 7.3, les paramètres de conception des gradins visent à répondre à plusieurs critères de conception :

- → Comme indiqué dans le tableau 42, la probabilité de défaillance cible (PoF) pour les défaillances planes ou en coin dans la conception des gradins est limitée à un maximum de 25 à 50 %.
- → Au moins 70 % des déversements résultant de la rupture de blocs doivent être entièrement contenus sur les bancs de retenue.
- → La largeur minimale recommandée pour les bancs est de 8,5 m, sur la base de l'équation 29, en supposant une hauteur de banc de 20 m.
- → L'angle maximal de la face du banc, tel que défini conformément à la norme PMET, est fixé à 75°.
- → Le risque maximal acceptable – qui régit les exigences en matière de confinement des déversements dans l'équation 28 – est défini conformément au PMET et fixé à 5 %.

Pour le projet, les critères de conception des bancs adoptés sont résumés dans le tableau 43.

Tableau 43. Résumé des critères de conception et des hypothèses adoptés pour les bancs.

Critères de conception	Critères
Plage d'angles de la face du banc	40 à 80
BFA maximal prédéfini	75° pour les parois principales de la fosse
PoF maximal	Objectif de 30 % [1]
Hypothèse de rupture	1,5 m [2]
Hauteur du banc	20 m (configuration double banc)
Largeur minimale du banc	8,5 m
Confinement minimal des déversements	70 % des déversements doivent être entièrement retenus
Risque maximal acceptable	5 % [2]

Remarques [1] Peut être plus élevé en fonction d'autres facteurs : risque évalué, exposition unitaire sur le mur, évaluation de la largeur du déversement.
[2] Pour l'étape de normalisation des critères de conception, une rupture arrière de 1 m a été jugée acceptable sur les murs sud.
[3] Peut être plus élevé en fonction d'autres facteurs : exposition unitaire sur le mur, caractéristiques des joints concernés.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

7.3 Méthodologie

Aux fins du présent projet, différentes approches de conception ont été appliquées en fonction du type de matériau et de l'échelle d'analyse. Les matériaux sont divisés en deux domaines principaux : les sols (matières en excédent) et la roche fraîche. En conséquence, la stabilité des pentes à ciel ouvert a été évaluée à l'aide de la méthodologie suivante :

01. Sols – Pentes de morts-terrains
    → Analyse d'équilibre limite (LEA)
02. Roche – Échelle de banc
    → Analyses cinématiques
    → Analyse d'équilibre limite (LEA)
03. Roche – Échelle inter-rampe et échelle globale
    → Modélisation numérique 3D

Les détails de la méthodologie d'analyse sont présentés dans les sections suivantes.

Pentes de recouvrement

Les critères de conception des pentes pour les morts-terrains ont été établis à l'aide d'analyses d'équilibre limite en 2D réalisées avec *Slide2* (Rocscience, 2025b). Ce logiciel permet d'évaluer la stabilité des pentes dans diverses conditions géologiques, hydrologiques et de charge en intégrant les paramètres de géométrie, de stratigraphie et de résistance au cisaillement de chaque unité de matériau. Il est également possible d'inclure des forces externes telles que les pressions interstitielles, les charges sismiques et les éléments de renforcement.

Les analyses ont été réalisées à l'aide des méthodes Spencer et GLE/Morgenstern-Price, qui tiennent toutes deux compte des forces interslices. Ces méthodes fournissent une représentation réaliste des géométries complexes et des conditions variables des matériaux, permettant une estimation fiable du coefficient de sécurité.

Les couches stratigraphiques n'étant pas suffisamment définies pour permettre des coupes transversales réalistes autour de la zone de la fosse, les analyses de stabilité ont été réalisées à l'aide de profils de pente théoriques. Une hauteur de pente de 20 m a été adoptée, ce qui correspond à la hauteur maximale typique attendue à proximité de la mine. Cependant, la hauteur spécifique a une influence limitée sur les résultats, car la cohésion n'a pas été prise en compte dans les propriétés des matériaux.

Échelle de banc

La compréhension et l'identification des modes de rupture potentiels à l'échelle du banc sont des éléments clés d'une conception appropriée. Les trois (3) mécanismes de base des ruptures contrôlées par la structure dans les pentes rocheuses sont les ruptures planes, les ruptures en coin et les ruptures par renversement, comme décrit ci-dessous :

01. **Une rupture plane** est cinématiquement possible lorsque le plan de discontinuité est moins incliné que la pente (inclinaison) et présente un angle plus prononcé que l'angle de frottement. Les ruptures planes ne se développent généralement de manière significative que si la direction de la jointure se situe à ±20° de la direction de la pente rocheuse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

02. **Une rupture en coin** est cinématiquement possible lorsque la plongée de l'intersection de deux plans (vecteur de glissement) est moins inclinée que la pente (lumière du jour) et à un angle supérieur à l'angle de frottement combiné, qui est déterminé à partir des caractéristiques de chaque plan formant le coin. Les ruptures en coin se développeront de manière significative si l'azimut de la ligne d'intersection se situe à ±45º de la direction d'inclinaison de la pente.

03. **Une rupture par renversement** peut se produire lorsqu'une masse rocheuse contient plusieurs structures géologiques continues parallèles à forte inclinaison, telles que des joints/plans de foliation continus, qui sont presque parallèles à l'orientation de la face de la pente rocheuse. Une rupture par renversement ne se produit généralement que lorsque la direction des structures se situe à ±20º de l'azimut de la face de la pente. Sur le plan cinématique, le risque de rupture par renversement est déterminé par l'espacement (séparation), l'inclinaison et la continuité des blocs de renversement, ainsi que par l'angle de la pente. Un espacement important ou des structures discontinues atténuent le risque de renversement.

Une bonne compréhension du contexte géomécanique est nécessaire avant de procéder à des évaluations de stabilité à l'échelle du banc. Pour le projet Shaakichiuwaanaan, la caractérisation géomécanique (section 5) a permis d'identifier les domaines géomécaniques et les principaux ensembles de discontinuités grâce à une analyse par projection stéréographique. Les lithologies attendues le long des parois de la fosse ont ensuite été examinées afin de subdiviser la fosse en secteurs en fonction des domaines géomécaniques et de l'orientation des pentes.

À la suite de cette sectorisation, des analyses de stabilité à l'échelle du banc ont été réalisées à l'aide de l'approche fondée sur les risques décrite ci-dessous et illustrée à la figure 26.

01. Évaluation des PoO, PoS et PoF

→ Pour une gamme définie d'angles de face de banc, les probabilités d'occurrence de plans et de coins, de glissement et de rupture (équations 20, 21 et 22) sont calculées à l'aide d'analyses d'équilibre limite. Les ruptures planes sont évaluées à l'aide d'un code *Python* interne à Alius, tandis que les ruptures en coin sont évaluées à l'aide de *SWedge* (Rocscience, 2024b). Le post-traitement de tous les résultats est également effectué à l'aide d'un script *Python* interne.

→ Pour les évaluations de glissements plans, toutes les discontinuités relevées sont initialement prises en compte, puis une analyse ciblée est effectuée, qui ne comprend que les discontinuités appartenant à des ensembles majeurs.

→ Pour les analyses en coin, lorsqu'un secteur contient plus de 500 discontinuités, un échantillonnage aléatoire est utilisé pour réduire l'ensemble de données à 500 entrées afin d'améliorer l'efficacité des calculs. L'ensemble de données échantillonné est validé afin de s'assurer que les ensembles de joints majeurs restent correctement représentés.

02. Évaluation de la longueur potentielle du déversement

→ À chaque BFA, les longueurs de déversement sont calculées pour les ruptures planes et en coin (équations 24, 26 et 27). Seuls les coins dépassant 2 m^3 sont pris en compte à ce stade, car les blocs plus petits sont considérés comme gérables sur le plan opérationnel.

03. Identification du facteur de conception limitant

→ Le facteur limitant correspond à l'un des éléments suivants :

- Les probabilités de rupture plane ou en coin dépassent un critère d'acceptation.
- Les exigences en matière de largeur de déversement dépassent la largeur minimale admissible des gradins.
- L'angle maximal prédéfini de la face du gradin est atteint.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

04. Sélection de l'angle de la face du banc

→ L'angle de face de banc associé à l'IRA le plus élevé qui respecte tous les critères prédéfinis est conservé en tant qu'« angle de face de banc sélectionné ».

05. Exigence relative à la largeur du banc

→ L'évaluation de l'exigence en matière de confinement des déversements est obtenue à l'aide de l'équation de risque (équation 28), sur la base du risque maximal acceptable et du PoF associé au BFA sélectionné.

→ La largeur requise du banc est la plus grande entre la largeur minimale du banc de rétention (c'est-à-dire 8,5 m) et l'exigence de confinement des déversements plus une marge de 1,5 m pour la perte de crête (backbreak).

06. Évaluation de l'angle entre les rampes

→ L'IRA résultant peut être calculé à l'aide des paramètres retenus ci-dessus.

Un flux de travail distinct est exécuté pour chaque secteur de la fosse. Dans ce cadre, l'angle de la face du banc est la principale variable optimisée. Après optimisation, les directives de conception proposées sont normalisées au sein d'un secteur de conception ou, le cas échéant, avec un secteur de conception adjacent.

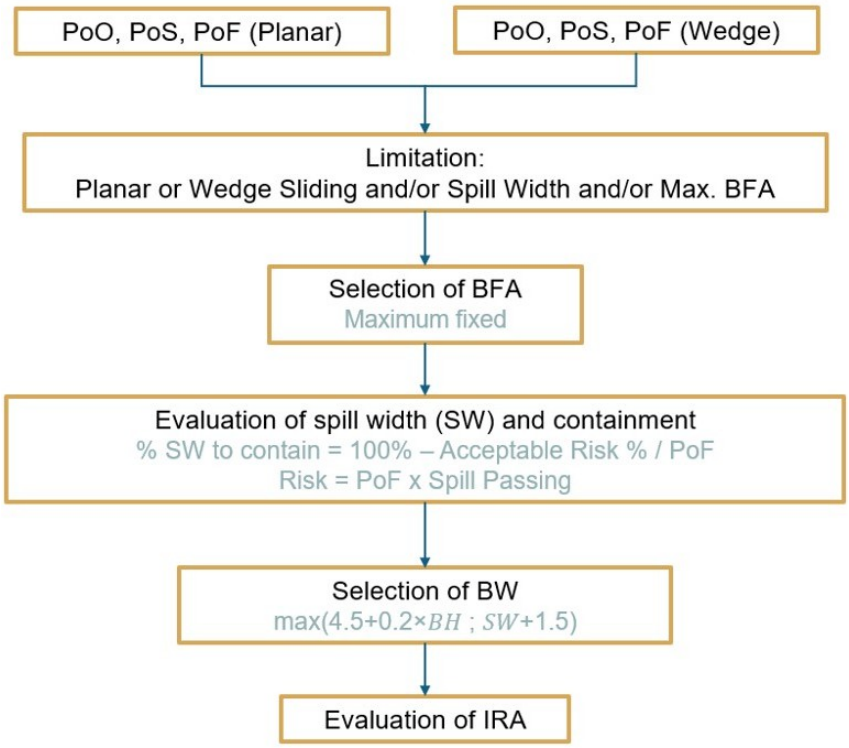


Figure 26. Organigramme d'optimisation de la conception à l'échelle du gradin.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

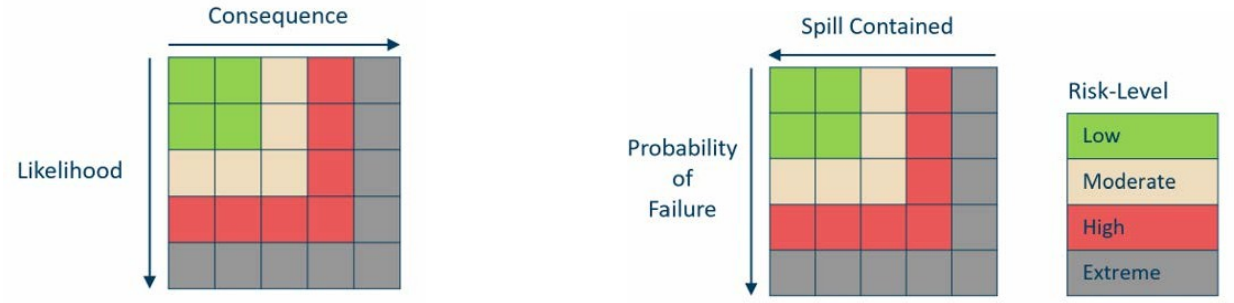
Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

En résumé, l'approche géomécanique basée sur les risques évalue le risque en fonction de deux éléments clés :

01. Probabilité de défaillance (PoF), représentant la probabilité qu'un bloc se détache,
02. La capacité de confinement du banc de réception, qui représente les conséquences d'une défaillance.

Cette relation est généralement illustrée à l'aide d'une matrice des risques, comme le montre la figure 27. La probabilité est dérivée de la PoF associée à une orientation donnée du mur et à ses données structurelles. La conséquence est évaluée en comparant le volume de rupture estimé à la largeur effective du banc de retenue. Lorsque les volumes de rupture dépassent la capacité de confinement du banc, le niveau de conséquence augmente, ce qui accroît le risque opérationnel.

La matrice permet une classification quantitative et qualitative des risques. Sur le plan quantitatif, le risque peut être calculé comme le produit du PoF et de l'efficacité du confinement (Spill Contained). Le risque peut également être présenté en termes qualitatifs (par exemple, faible, modéré, élevé, extrême), généralement représentés à l'aide d'un code couleur. Les seuils de tolérance au risque peuvent être modifiés afin de refléter le niveau acceptable de risque opérationnel.



(a) Matrice conceptuelle.

(b) Matrice de risque qualitative.

Figure 27. Matrices de risque types.

D'autres hypothèses et/ou limitations pertinentes comprennent :

→ En fonction de la continuité des caractéristiques structurelles, les défaillances cinématiques peuvent affecter les pentes à plusieurs échelles, du banc à l'ensemble. La persistance est donc un facteur important à prendre en compte lors de l'évaluation du potentiel de défaillance. Tant que l'exploitation minière n'a pas mis à nu les structures et que leur persistance réelle ne peut être mesurée, une persistance par défaut de 15 m est supposée à des fins de conception.

→ Les principaux mécanismes de rupture pris en compte sont le glissement plan et le glissement en coin. Bien que le renversement soit reconnu comme un mécanisme potentiel, il est considéré comme un risque opérationnel plutôt que comme un mode limitant la conception de la géométrie des gradins.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Échelle inter-rampe et échelle globale

Compte tenu des bonnes conditions de la masse rocheuse, les contraintes de conception devraient être contrôlées sur le plan structurel. Après avoir appliqué le cadre basé sur les risques et défini les paramètres de conception des gradins, aucune optimisation supplémentaire des pentes inter-rampes ou globales n'a été entreprise, car des configurations plus raides ne sont pas réalisables avec la hauteur fixe des gradins et les largeurs requises des gradins de retenue. Néanmoins, la vérification de la stabilité de la fosse reste essentielle. La stabilité des rampes intermédiaires et des pentes globales a été évaluée à l'aide d'une modélisation numérique 3D afin de confirmer que la conception proposée répond aux facteurs de sécurité requis. Par rapport aux méthodes 2D traditionnelles, l'analyse 3D fournit une représentation plus réaliste de la géométrie de la fosse et de l'influence de la distribution spatiale des unités géologiques. Elle permet également d'évaluer les mécanismes de rupture potentiels associés aux caractéristiques structurelles, telles que les contacts ou les unités plus faibles, qui peuvent s'étendre sur plusieurs secteurs de la fosse. Les résultats de la modélisation ont été utilisés pour confirmer la stabilité globale de la fosse dans des conditions statiques, comme indiqué à la section 7.6.

7.4 Évaluation de la stabilité des morts-terrains

7.4.1 Méthodes de conception

La stabilité des pentes de recouvrement a été évaluée à l'aide d'une modélisation numérique. Un modèle initial a été développé en combinant toutes les unités stratigraphiques selon leurs proportions moyennes observées sur le site. Des modèles supplémentaires ont été préparés pour chaque unité stratigraphique individuellement, ainsi que pour les sédiments du fond du lac seuls, afin de tenir compte des scénarios dans lesquels une seule unité domine le profil de la pente. La géométrie de la pente a ensuite été ajustée de manière itérative jusqu'à ce que le coefficient de sécurité (FoS) cible soit atteint.

7.4.2 Résultats

La figure 28 présente la section représentative et les résultats de l'analyse d'équilibre limite utilisés pour optimiser la conception du talus. Un angle inter-rampe (IRA) de 36° permet d'atteindre le coefficient de sécurité cible de 1,3.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

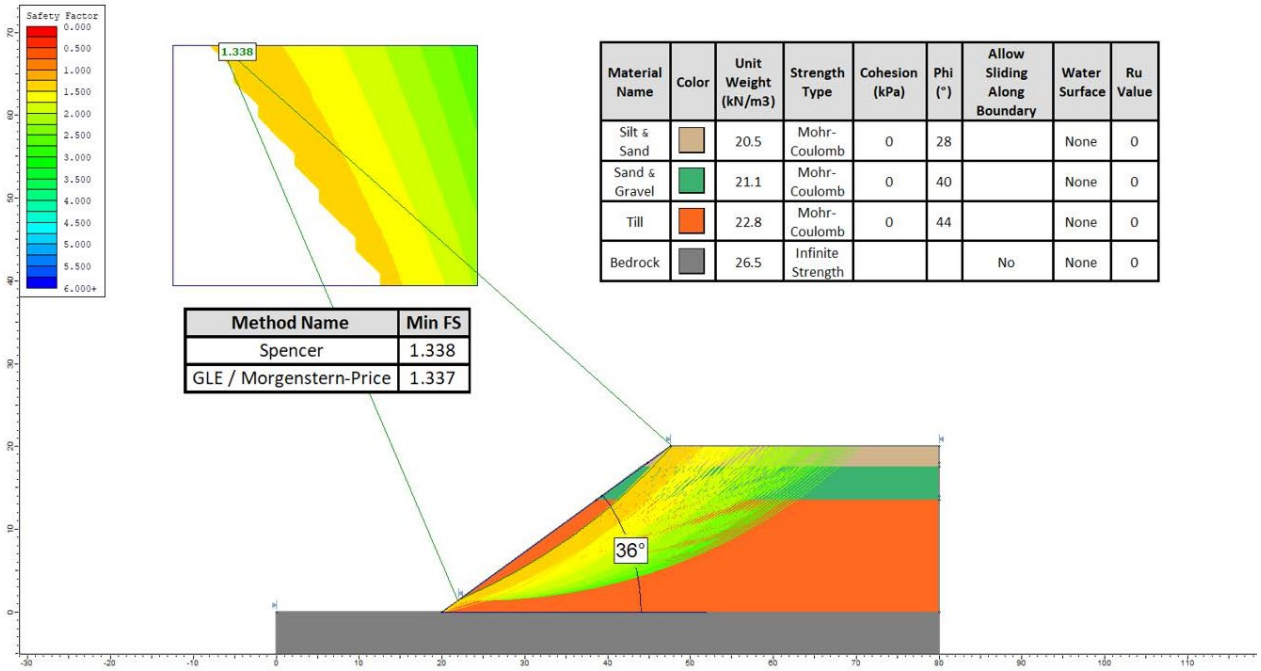


Figure 28. Résultats de l'analyse de stabilité d' pour une pente de recouvrement type.

La conception recommandée pour la pente de recouvrement est présentée dans le tableau 44. Ces lignes directrices garantissent un coefficient de sécurité (FoS) de 1,3 dans des conditions statiques et de 1,1 dans des conditions dynamiques. En outre, il est recommandé d'établir et de maintenir un banc de retenue à l'interface entre les morts-terrains et le substrat rocheux. La largeur du banc doit être de 5 m lorsque l'épaisseur des morts-terrains est inférieure à 5 m, et de 10 m lorsque l'épaisseur des morts-terrains dépasse 5 m. Cette caractéristique facilitera l'installation d'une berme collectrice et contribuera à empêcher l'exposition des morts-terrains au sommet de la fosse si la surface du substrat rocheux diffère de la géométrie prévue.

Tableau 44. Directives de conception pour les morts-terrains.

Composition de la pente	**BFA** (°)	**BH max.** (m)	**BW** (m)	**IRA** (°)
Section type	36	25	0	36
Limon et sable uniquement	24	25	0	24
Sable et gravier uniquement	34	25	0	34
Till uniquement	38	25	0	38
Sédiments du fond du lac	38	25	0	38

Codes BFA angle de la face du banc, Max BH hauteur maximale du banc, BW largeur du banc, IRA angle entre les rampes.
Remarques Pour les hauteurs de banc supérieures à 25 m, inclure un banc de réception de 5 m de largeur à mi-pente.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

7.5 Évaluation de la stabilité des terrasses

7.5.1 Méthodes de conception

Pour chaque secteur présenté dans la section suivante, le potentiel de rupture plane et en coin a été évalué et utilisé comme base pour l'optimisation de la conception du banc.

Pour les ruptures planes, on distingue les ensembles de joints majeurs, mineurs et aléatoires. L'analyse est donc réalisée en deux étapes : premièrement, en utilisant tous les pôles disponibles ; deuxièmement, en se concentrant spécifiquement sur les pôles appartenant aux ensembles majeurs qui présentent un potentiel de rupture dans le secteur considéré. Dans les deux cas, seuls les pôles satisfaisant aux critères cinématiques sont pris en compte. En fin de compte, les recommandations de conception sont dérivées de l'analyse limitée aux ensembles majeurs.

Pour les défaillances en coin, le nombre de combinaisons de discontinuités évaluées dans chaque domaine géomécanique est résumé dans le tableau 45.

Tableau 45. Analyse des défaillances en coin – Combinaisons de joints.

GMD	Code de l'unité lithologique	Nombre de discontinuités	Nombre de discontinuités après Échantillonnage	Nombre de combinaisons
WAll-AMP	AMP	708	500	124 750
WW-APU	AMP, PEG, UMU	1 265	500	124 750
CN-AMP	AMP	972	500	124 750
CN-META	META	423	423	89 253
CS-AMP	AMP	2 221	500	124 750
CS-META	META	324	324	52 326
EAll-AMP	AMP	1 106	500	124 750
EN-UMU	UMU	191	191	18 145
ES-META	META	325	325	52 650
EE-AMPU	AMP, PEG, UMU, META	1 046	500	124 750

GMD-Domaine géomécanique (roche fraîche).

Remarques Il convient de noter que l'analyse en coin n'a pas été effectuée pour les codes GMD WS-META, CN-UMU, EN-META et WCE-PEG. Se reporter au tableau 40 pour la présentation des codes GMD.

7.5.2 Sectorisation à ciel ouvert

La sectorisation à ciel ouvert est basée sur l'orientation des pentes de la fosse et les domaines géomécaniques exposés. La conception 3D de l'EEP et le modèle lithologique fournis par GMS le 29 janvier 2025 ont été utilisés pour définir les secteurs de conception présentés dans cette section. Les secteurs de la fosse sont illustrés à la figure 29 et résumés dans le tableau 46. Au total, quinze (15) secteurs ont été évalués lors des analyses à l'échelle du banc ; toutefois, lorsque cela était approprié, ces secteurs ont ensuite été regroupés afin de fournir des directives de conception simplifiées pour les parois de la fosse.

Une version mise à jour des lignes directrices de conception de la mine à ciel ouvert reflétant la dernière conception de la mine disponible en mars 2025 est fournie à l'annexe D. Cette version, qui constitue également le scénario de référence pour la modélisation numérique, est examinée plus en détail à la section 7.6.2.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

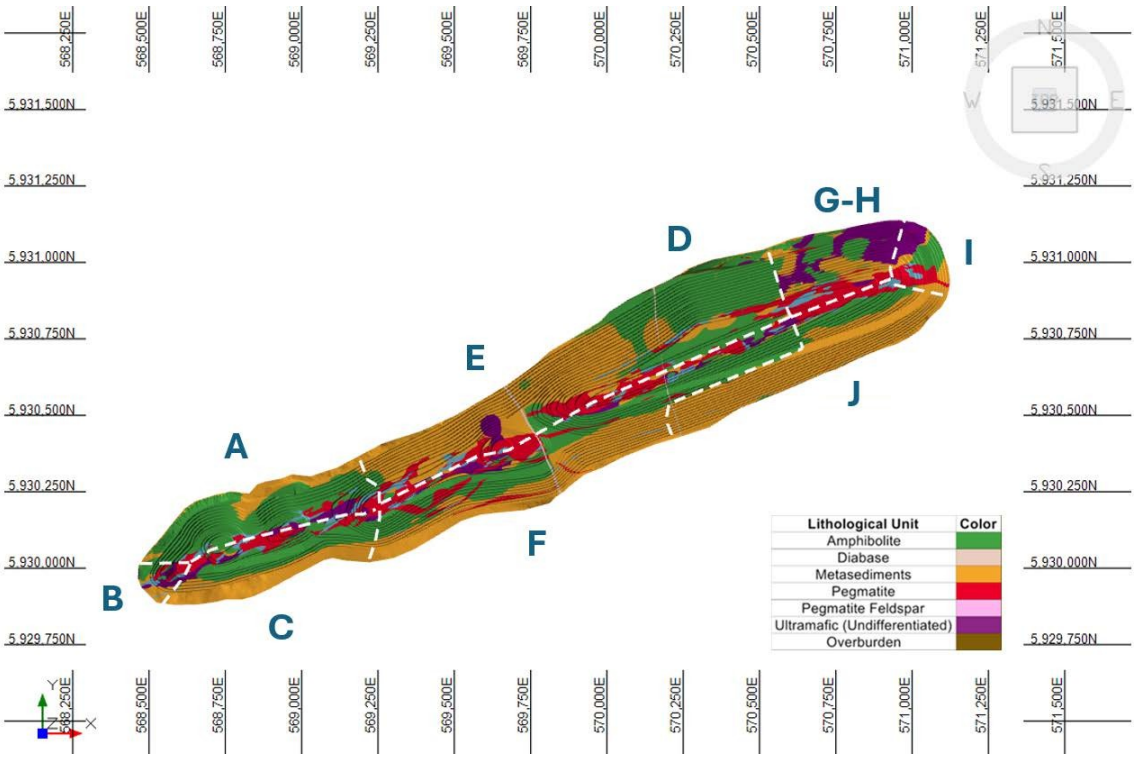


Figure 29. Secteurs de conception de la fosse à ciel ouvert.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 46. Caractéristiques du secteur de conception des fosses.

forte inclinaison	Lithologie	Emplacement	Secteur à Direction (°)	Plongée Direction Plage (°)	GMD correspondant
A	AMP	Mur nord (ouest)	160	130–200	WAll-AMP
B	AMP, PEG, UMU	Ouestwall (Ouest)	060	005–130	WW-APU
C-1	AMP	Mur sud (ouest)	340	340–005	WAll-AMP
C-2	META	Mur sud (Ouest)	340	340–005	WS-META
D	AMP	Mur nord (central)	160	150–165	CN-AMP
E-1	META	Mur nord (central)	155	140–155	CN-META
E-2	UMU	Mur nord (central)	155	140–155	CN-UMU
F-1	AMP	Mur sud (central)	335	330–350	CS-AMP
F-2	META	Mur sud (central)	335	330–350	CS-META
G-1	AMP	Mur nord (est)	165	165–180	EAll-AMP
G-2	META	Mur nord (est)	165	165–180	EN-META
H	UMU	Mur nord (est)	165	165–180	EN-UMU
I	AMP, PEG, UMU, META	Mur est (Est)	250	180–310	EE-AMPU
J-1	AMP	Mur sud (est)	335	310–335	EAll-AMP
J-2	META	Mur sud (est)	335	310–335	ES-META

Codes GMD Domaine géomécanique (roche fraîche).
Remarques Direction principale du pendage : direction du pendage utilisée dans l'analyse cinématique.
Reportez-vous au tableau 40 pour la présentation du GMD.

Comme le montre la figure 29, l'exposition de la pegmatite le long des parois finales de la fosse est relativement limitée. Elle est principalement présente sur les deux parois d'extrémité (secteurs B et I), bien qu'elle soit intercalée avec d'autres unités lithologiques. La pegmatite est également présente localement dans la zone centrale de la paroi, où elle apparaît sous la forme d'une fine bande intrusive sur quelques bancs seulement. En raison de l'impossibilité d'appliquer différentes directives à des affleurements aussi petits, la pegmatite n'a pas été utilisée comme base pour définir les secteurs. Néanmoins, la stabilité des bancs dans le domaine géomécanique WCE-PEG a été évaluée à partir de l'expérience pratique, et des conseils sont fournis pour les affleurements localisés de pegmatite en cas de mise en œuvre opérationnelle.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

considéré comme faisable.

La figure 29 montre également que certains domaines géomécaniques – tels que l'UMU dans le secteur E, le META dans le secteur D et l'UMU dans le secteur H – ne se produisent que localement le long des parois de la fosse, qui sont par ailleurs dominées par d'autres domaines. Ces occurrences mineures ont également été incluses dans l'évaluation de la stabilité.

Enfin, les failles et le dyke de diabase n'ont pas été pris en compte dans le processus de sectorisation.

7.5.3 Résultats

Pour chaque secteur de conception de la mine à ciel ouvert, le flux de travail illustré à la figure 26 a été appliqué afin de déterminer les résultats BFA compris entre 40 et 80°, par incréments de 2°. Lorsque le BFA recommandé se situait entre les angles évalués, une interpolation a été effectuée. Les résultats détaillés pour tous les secteurs sont fournis à l'annexe E.

Dans l'ensemble, les contraintes de conception sont principalement liées au risque de ruptures planes, en particulier le long de la paroi nord, où la foliation devrait contrôler les angles des faces des gradins. Des ruptures mineures en coin peuvent se produire dans toute la fosse, mais elles ne limitent la conception dans aucun secteur.

Un exemple du processus d'analyse de stabilité est présenté à la figure 30, qui illustre les résultats pour le secteur A (AMP) dans la partie ouest du mur nord. Le graphique supérieur montre le PoO, le PoS et le PoF ; le graphique du milieu montre la largeur de déversement des matériaux défaillants ; et le graphique inférieur présente l'angle inter-rampe résultant. Ensemble, ces graphiques mettent en évidence le compromis entre l'angle entre les rampes (IRA) et la stabilité du banc en fonction de l'angle de la face du banc (BFA). Si un BFA plus raide peut augmenter l'IRA et améliorer la rentabilité du projet, il augmente également la probabilité de rupture et le risque que les matériaux défaillants dépassent la largeur de confinement du banc. Dans de tels cas, la largeur du banc doit être augmentée pour garantir le confinement. Le tableau 47 présente les paramètres de conception retenus pour ce secteur, ainsi que toutes les données et tous les résultats associés.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

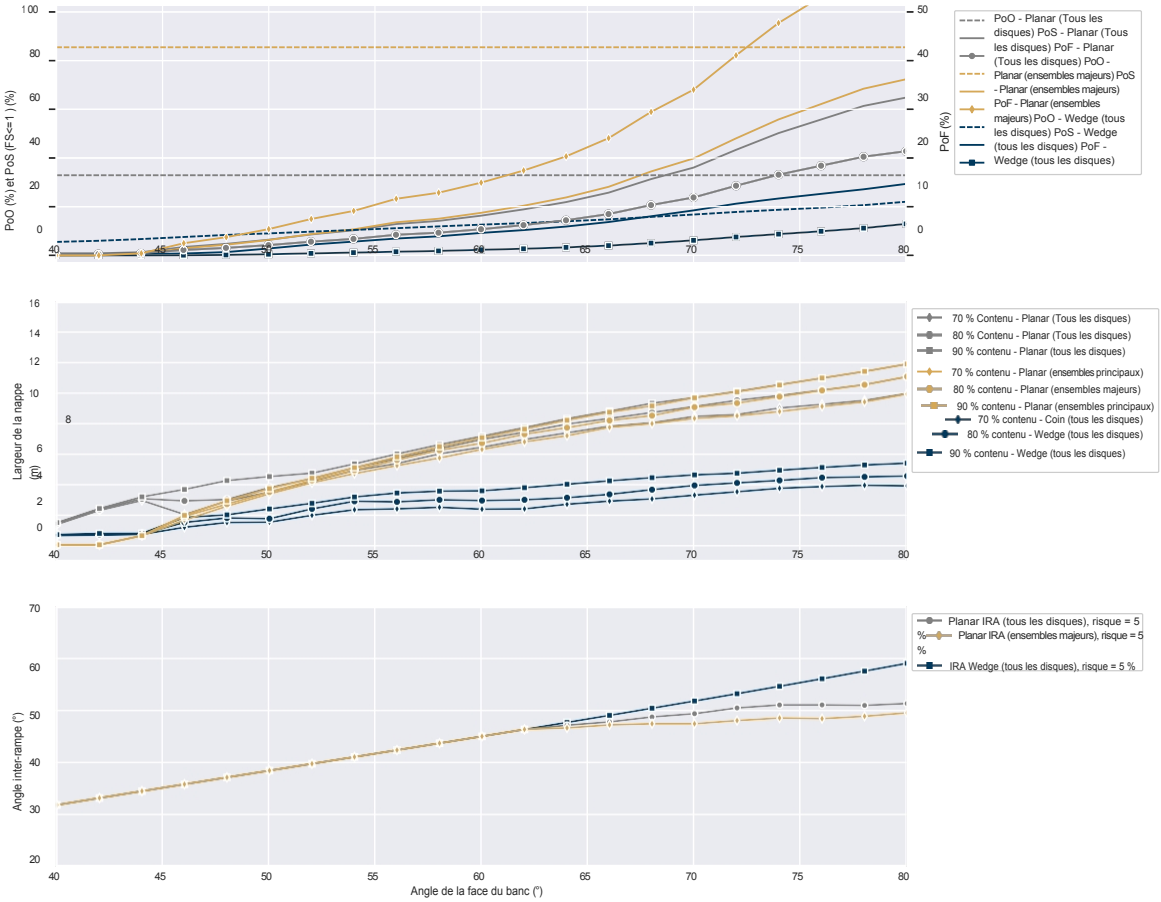


Figure 30. Résultats des analyses de stabilité de l'échelle de banc - Secteur A AMP.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 47. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur A (AMP)

Paramètre	Sous-paramètre	Valeur
Probabilités [1]		
Défaillances planaires [2]	PoO	85,5
	PoS	31,3
	PoF	29,5
Défaillances des cales	PoO	15,8
	PoS	16,0
	PoF	2,5 %
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan et largeur minimale du banc
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		68
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		85 %, 9,0 m
Largeur du banc (BW)		10,5 m *from max(8,5 ; 9,0 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		47

Remarques [1] Probabilités pour les BFA sélectionnés.
[2] Probabilités tenant compte de l'évaluation de l'ensemble des joints principaux.
[3] Basées sur la longueur limite du déversement au point d'impact sélectionné, à partir d'une rupture plane ou en coin.

Dans **le secteur A**, au sein de l'amphibolite :

→ Un ensemble de discontinuités majeur (JS1) pose des problèmes potentiels du point de vue du glissement plan. JS1 se compose principalement de foliation, de joints ouverts et de joints fermés, avec un espacement moyen de 2,3 m.

→ Le glissement des coins n'est pas identifié comme un mécanisme limitant pour ce secteur et cette lithologie. Le BFA sélectionné est donc régi par le PoF plan, et la largeur du banc de retenue est ajustée pour retenir 85 % des débordements.

→ Dans ces conditions, le risque résultant (équation 28) est de 4,4 %.

Dans le domaine géomécanique de la pegmatite (WCE-PEG) :

→ Un angle de face de banc de 75° est considéré comme acceptable sur une étendue limitée, d'après l'examen de la projection stéréographique.

→ Trois ensembles de joints ont été interprétés dans ce domaine géomécanique.

- Les ensembles de joints JS1 et JS3 peuvent représenter le même ensemble structurel avec des directions de pendage variables autour de 90°. Cependant, par mesure de prudence, ils ont été traités comme deux ensembles distincts avec un pendage moyen de 77°.
- JS2 a un pendage moyen de 8°. Sur la base des orientations interprétées des ensembles de joints, aucune limitation structurelle cinématique n'est prévue pour la conception proposée du banc.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

- Néanmoins, la pegmatite doit être surveillée de près pendant les opérations, car sa texture à grains grossiers et son clivage minéral prononcé fournissent des plans de faiblesse préférentiels qui peuvent contribuer à des ruptures localisées lorsqu'elle est exposée sur la paroi de la fosse.

Pour l'unité ultramafique indifférenciée :

→ L'analyse cinématique indique des contraintes importantes en matière de conception en raison d'orientations défavorables des joints.

→ De plus, cette lithologie présente une qualité de masse rocheuse inférieure à celle des autres unités ; par conséquent, les affleurements ultramafiques sur les parois de la fosse doivent être réduits au minimum dans la mesure du possible.

Le contenu suivant résume les directives de conception à l'échelle du banc et les risques associés :

01. Recommandations sur la largeur des gradins

→ Pour une configuration à double gradins, avec une hauteur totale de gradins de 20 m, la largeur recommandée des gradins varie de 8,5 m à 12 m, selon le secteur de la fosse.

→ Les largeurs de banc proposées tiennent compte d'une largeur inutilisable de 1,5 m, qui comprend les pertes au sommet et les bords durs. Pour les critères de conception normalisés, un recul de 1 m a été jugé acceptable sur les parois sud. L'obtention des largeurs recommandées dépendra de l'application cohérente des meilleures pratiques en matière de forage et de dynamitage. Le recul doit être surveillé de près et les ajustements de conception évalués en fonction des performances opérationnelles.

02. Recommandations concernant l'angle de la face de la terrasse

→ Sur la base des données structurelles disponibles, les angles de face de gradins recommandés varient de 40° à 75° selon le secteur de la fosse.

La figure 31 présente la représentation des risques pour les secteurs de conception de la fosse, sur la base de la relation entre la probabilité de défaillance dérivée des analyses de stabilité et le pourcentage de déversements contenus, qui reflète l'efficacité du banc de rétention pour retenir les matériaux en cas de défaillance. Chaque secteur est représenté par un point de données indiquant son PoF et le confinement des déversements pour la conception optimisée et standardisée. Pour identifier les secteurs sur le graphique, l'identifiant du secteur de la fosse (A-H) est utilisé, avec indication du domaine géomécanique associé. Si le domaine géomécanique existe à la fois pour les parois nord et sud, la position est précisée sur le graphique.

Si les directives de conception normalisées diffèrent des directives optimisées, une flèche reliant les deux points apparaît sur le graphique. Les courbes de risque affichées sont dérivées en fonction du PoF et du confinement des déversements (équation 28) et représentent les seuils de référence correspondant à différents niveaux de risque : **très faible** (2,5 %), **faible** (5 %), **modéré** (10 %) et **élevé** (15 %). Le risque est évalué visuellement en comparant la position de chaque secteur par rapport à ces courbes colorées.

Par conséquent, la position de chaque point sur le graphique reflète le risque relatif de chaque secteur de conception, les valeurs PoF plus élevées et les capacités de confinement des déversements plus faibles indiquant un risque global plus élevé. D'après les données représentées, la plupart des secteurs de conception se situent dans la fourchette de risque très faible à faible, ce qui démontre que les lignes directrices de conception proposées permettent généralement d'atteindre des niveaux de risque acceptables. Quelques points se situent en dehors de l'enveloppe vert clair, ce qui indique qu'ils dépassent les critères de conception acceptables liés au PoF ou au

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

confinement des déversements, tels que définis dans les lignes directrices référencées et dans le tableau 43. Un point se situe également dans la zone de risque « élevé », au-dessus de la courbe de risque « modéré ». Toutefois, compte tenu des contraintes opérationnelles et de l'approche de gestion des risques appliquée, les lignes directrices de conception associées à ces secteurs sont toujours jugées acceptables, malgré leur emplacement en dehors des seuils de référence :

En conséquence, la position de chaque point sur le graphique reflète le risque relatif de chaque secteur de conception, les valeurs PoF plus élevées et les capacités de confinement des déversements plus faibles indiquant un risque global plus élevé. D'après les données représentées, la plupart des secteurs de conception se situent dans la fourchette de risque très faible à faible, ce qui souligne que les directives de conception proposées permettent généralement d'atteindre des niveaux de risque acceptables. Quelques points se situent en dehors de l'enveloppe vert clair, ce qui indique qu'ils dépassent un ou plusieurs des critères de conception acceptables liés au PoF ou au confinement des déversements, tels que définis dans les lignes directrices et dans le tableau 43. Un point se situe également dans la catégorie de risque « élevé », au-dessus de la courbe de risque modéré. Toutefois, compte tenu des contraintes opérationnelles et de l'approche globale de gestion des risques, les lignes directrices de conception associées sont toujours considérées comme acceptables, même si elles dépassent les seuils de référence :

- → **C-1** et **F-1** – Correspondant aux affleurements d'amphibolite sur les parois sud dans les zones ouest et centrale. Leur confinement des déversements a été réduit après le processus de normalisation ; toutefois, cela est jugé raisonnable en raison du faible PoF plan et en coin associé à ces secteurs. Les risques évalués qui en résultent sont respectivement de 3,3 % et 5,8 %.
- → **C-2** – Ce secteur correspond aux métasédiments exposés sur la paroi sud de la zone ouest. Il présente un PoF élevé, et le processus de normalisation aboutit à un confinement des déversements de 70 %. Cette combinaison donne lieu à une cote de risque élevée (10,8 %). Néanmoins, l'exposition limitée le long de la paroi finale de la fosse réduit son importance globale du point de vue du risque de conception.
- → **E-1** et **J-2** – Ces secteurs correspondent à des affleurements métasédimentaires sur la paroi nord de la zone centrale et la paroi sud de la zone est. Les deux secteurs ont des valeurs PoF supérieures à 50 %. Cependant, ces valeurs élevées sont atténuées par l'application d'objectifs de confinement des déversements de 95 % et 87,5 % respectivement, qui maintiennent les risques évalués dans des fourchettes modérées à très faibles.

Le secteur de conception E-2 (CN-UMU) n'est pas inclus dans ce tableau, car il est recommandé de retirer l'unité ultramafique exposée localement le long des parois du secteur E.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

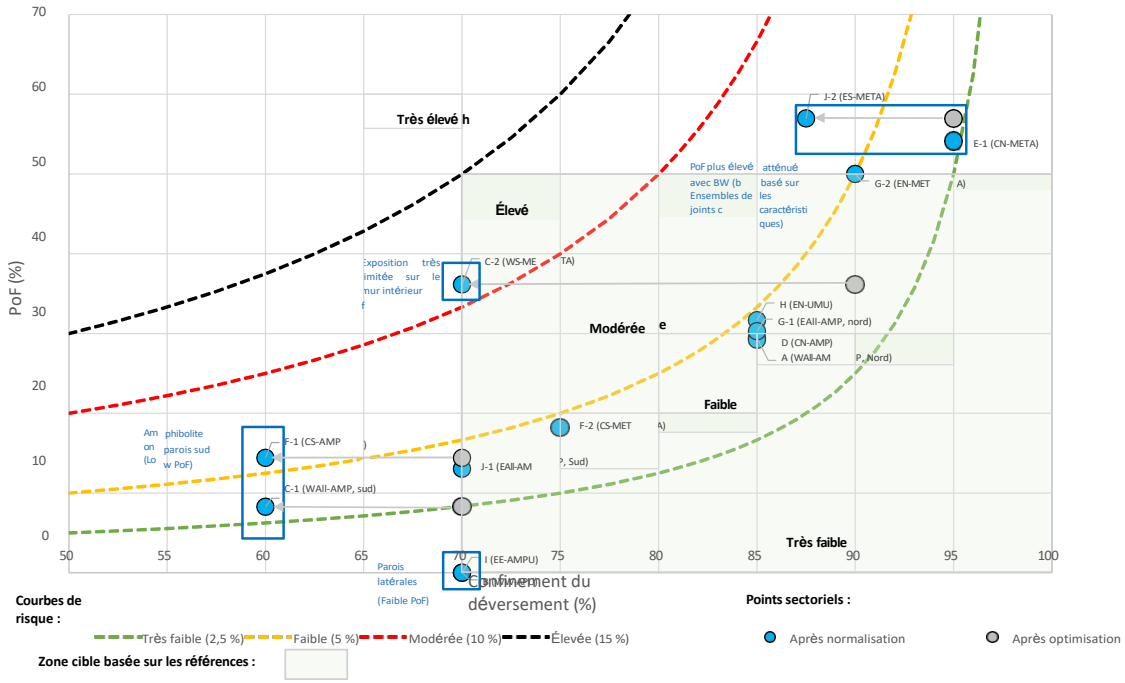


Figure 31. Représentation des risques pour les secteurs de conception par rapport aux critères de conception.

Double gradin

Le double terrassement, qui donne une hauteur totale de terrassement de 20 m, est considéré comme réalisable compte tenu de la qualité généralement bonne de la roche et de la fréquence relativement faible des fractures. Le double terrassement n'est pas approprié dans les situations suivantes (Ryan et Pryor, 2000) :

→ Les structures géologiques varient considérablement en termes d'inclinaison. Dans ce cas, il est souvent difficile d'aligner les fronts de taille finaux d'un niveau de travail à l'autre, ce qui crée des décalages entre les niveaux de travail, des surplombs locaux et d'autres risques pour la sécurité.

→ La masse rocheuse est tellement fracturée qu'elle peut être creusée librement sans avoir recours à des explosifs.

→ Il existe de nombreux joints longs ou failles qui laissent passer la lumière du jour dans la pente, ce qui augmente le risque de développement de grandes géométries de rupture lors de l'exploitation du niveau inférieur. Ces géométries de rupture peuvent être facilement prises en compte dans l'exploitation lorsque la hauteur de la pente en cas de rupture est de 15 m, car l'équipement peut facilement escalader toute la hauteur du banc. Cependant, lorsque les structures mises à jour provoquent un échec de talus pouvant atteindre 30 m de hauteur, il n'est pas possible d'escalader correctement toute la face, ce qui pose un risque pour la sécurité. Pour un plan de glissement donné, le volume de l'échec augmente en réalité de manière géométrique plutôt que proportionnelle. Le volume de l'échec pour un double banc peut être trois à quatre fois supérieur à celui d'un banc simple pour les mêmes structures.

À ce stade du projet, aucune des conditions susmentionnées n'est jugée probable. Cette conclusion est étayée par les résultats de la modélisation numérique à l'échelle inter-rampe et à l'échelle globale, présentés dans les sections suivantes.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

7.6 Stabilité inter-rampe et stabilité globale du talus

La stabilité des pentes à l'échelle inter-rampe et à l'échelle globale a été évaluée à l'aide d'un modèle numérique, comme décrit dans les sections suivantes.

7.6.1 Méthodes de conception

La modélisation numérique 3D réalisée dans le cadre de ce projet afin d'évaluer la stabilité inter-rampe et la stabilité globale de la pente a été réalisée à l'aide du *logiciel FLAC3D* (Itasca Consulting Group, 2025a), un logiciel de modélisation conçu pour simuler la réponse d'un massif rocheux aux variations de contraintes induites par l'excavation, ce qui le rend particulièrement adapté aux applications minières. Le modèle constitutif IMASS (Itasca Model for Advanced Strain Softening) (Itasca Consulting Group, 2025b) a été utilisé pour caractériser le comportement en résistance des masses rocheuses entourant la zone de la fosse. Ce modèle tient compte de la progression des dommages, de la roche intacte au matériau désintégré, en prenant en considération les effets de la dilatance et du gonflement pendant la déformation plastique. L'affaiblissement progressif des propriétés en deux étapes distingue les dommages plastiques de la fracturation ultérieure, ce qui permet une représentation réaliste du comportement de la masse rocheuse après le pic. Les morts-terrains ont été modélisés à l'aide d'un modèle élastique.

7.6.2 Modèle numérique

Un modèle 3D a été construit, dont les dimensions le long des axes E-N-Z sont d'environ 4,9 × 3,0 × 0,6 km. Ce modèle intègre le modèle lithologique et la mine à ciel ouvert prévue. De plus, du matériau rocheux hôte est ajouté comme remplissage autour du modèle afin de garantir que les conditions aux limites sont éloignées et n'affectent pas les résultats.

Géométrie

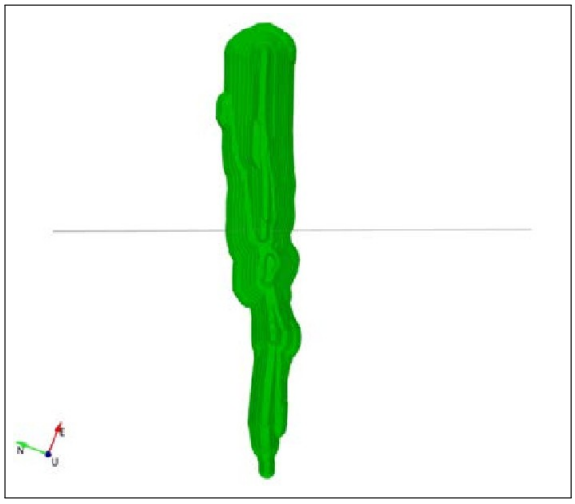
La géométrie modélisée de la mine à ciel ouvert est basée sur la conception de la fosse de mars 2025. Les solides géologiques dérivés du modèle lithologique ont été utilisés pour attribuer les propriétés appropriées à chaque zone du modèle numérique. Les failles identifiées sur le site n'ont pas été intégrées dans le modèle actuel en raison de leur orientation prédominante vers le nord-ouest, qui est approximativement perpendiculaire aux pentes de la fosse. De plus, la caractérisation structurelle de ces failles est toujours en cours. Il est recommandé d'intégrer l'interprétation finale du réseau de failles dans un modèle 3D ultérieur afin d'évaluer et de valider son impact potentiel sur la stabilité globale des pentes.

Maillage et conditions aux limites

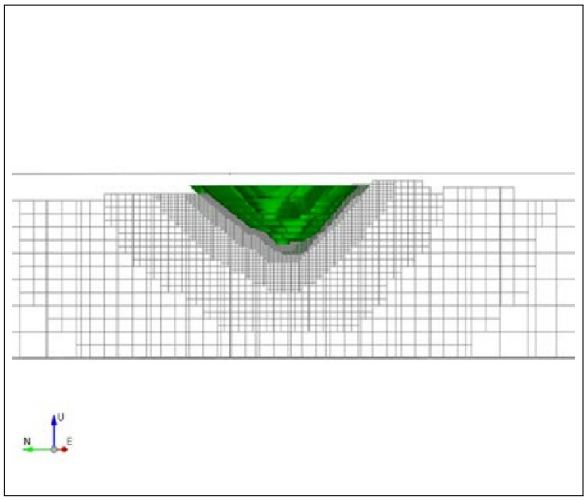
Un maillage cubique structuré (octree) a été utilisé pour construire le modèle. Les zones adjacentes aux parois de la fosse ont des arêtes de 2,5 m, et les zones augmentent progressivement en taille pour atteindre des arêtes de 80 m à une distance de plus de 310 m de la fosse. La figure 32 montre une vue en coupe où le maillage est visible pour la zone de la fosse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



(a) Emplacement de la coupe intersectant la fosse.



(b) Raffinements du maillage sur le plan de la coupe.

Figure 32. Vue de l' du maillage structuré (octree) du modèle numérique à ciel ouvert.

Les contraintes in situ utilisées dans le modèle numérique sont celles présentées dans le tableau 39 (section 5.2). Les conditions aux limites ont été appliquées en fixant toutes les limites du modèle, à l'exception de l'axe Z positif, auquel une condition libre (sans contrainte) a été attribuée.

Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux utilisées dans le modèle numérique ont été dérivées de la caractérisation géomécanique, à l'exception de la roche hôte. Mohr-Coulomb est modélisé comme un matériau parfaitement plastique, tandis que Hoek-Brown est modélisé à l'aide du modèle constitutif IMASS, un modèle élasto-plastique qui tient compte de l'affaiblissement par cohésion et tension, du renforcement par frottement, de la fragilité post-pic et du comportement dilatatif. Le processus global, connu sous le nom d'« adoucissement par déformation », résulte des propriétés des matériaux dépendantes de la déformation.

Un exemple de matériau présentant un comportement d'adoucissement sous contrainte est illustré à la figure 33. Enfin, le paramètre connu sous le nom de « déformation plastique critique » (*critical plastic strain* en anglais), c'est-à-dire la quantité de déformation inélastique nécessaire pour que le matériau passe de la résistance maximale à la résistance résiduelle, est évalué comme suit (Lorig et Varona, 2013) :

$$\epsilon^{pcr_1} = \frac{12{,}5 - 0{,}125 \times GSI}{100 \times d} \qquad \textit{(équation 30)}$$

Où ϵ^{p}_{cr1} = déformation plastique critique.
d = dimension d'une zone numérique (m).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

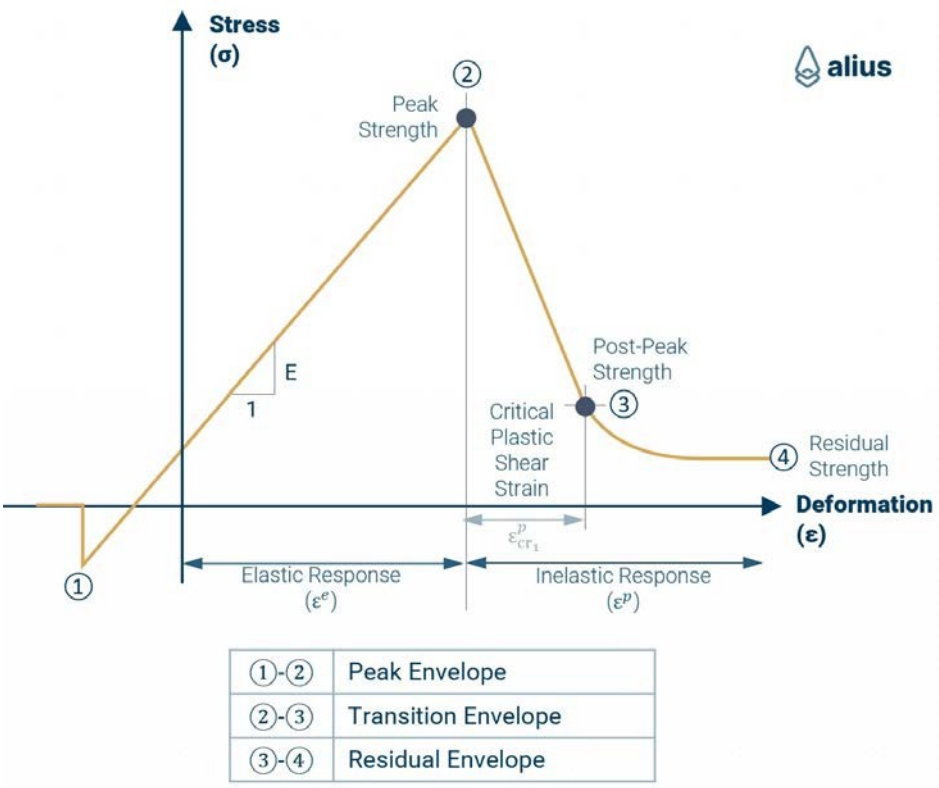


Figure 33. Termes et définitions associés à un matériau à déformation adoucie.

Les paramètres du modèle numérique sont résumés dans le tableau 48.

Tableau 48. Propriétés des matériaux du modèle numérique à ciel ouvert.

Unité	Modèle constitutif	Densité (kg/m^3)	E_i (GPa)	ν (–)	σ_i (MPa)	m_i (–)	GSI (–)
AMP	Hoek-Brown	2 984	89,2	0,22	198,2	24,2	71
Roche hôte	Élastique	2 700	70,0	0,20	–	–	–
META	Hoek-Brown	2 876	38,3	0,22	153,0	15,1	64
OVB	Élastique	2 321	1,0	0,20	–	–	–
PEG	Hoek-Brown	2 636	51,2	0,20	120,4	24,7	64
UMU	Hoek-Brown	2 874	15,9	0,22	57,7	12,3	64

Remarques Hoek-Brown est modélisé à l'aide du modèle constitutif IMASS.
Codes E_i module d'Young de la masse rocheuse, ν coefficient de Poisson, σ_i résistance à la compression non confinée de la roche intacte, m_i constante Hoek-Brown de la roche intacte, GSI indice de résistance géologique, φ angle de frottement, c cohésion.

Séquence

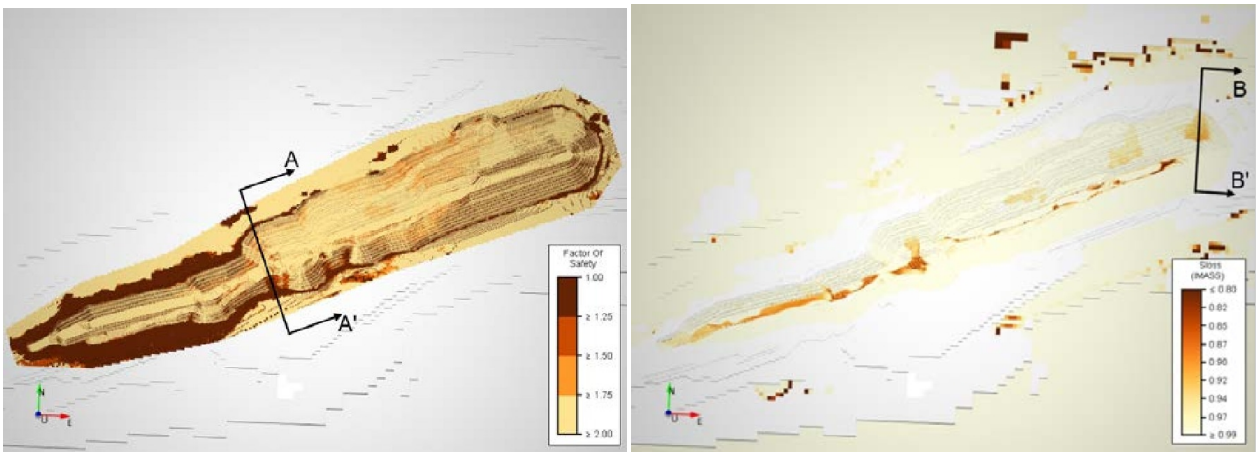
Compte tenu de la faible profondeur de la fosse prévue, la séquence d'exploitation a été modélisée en une seule étape correspondant à l'excavation complète de la fosse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Résultats de la modélisation – Mine à ciel ouvert

La conception finale de la mine à ciel ouvert a été évaluée à l'aide d'une modélisation numérique afin de vérifier que les coefficients de sécurité obtenus répondaient aux critères cibles. La figure 34 présente la répartition des coefficients de sécurité statiques (FoS) projetés sur les parois de la mine, ainsi que l'indicateur de dommage associé (*SLOSS*, pour perte de résistance).



(a) Coefficient de sécurité. *(b) Dommages (SLOSS).*

Figure 34. Projection du facteur de sécurité et des dommages (SLOSS) sur la mine à ciel ouvert prévue.

Toutes les valeurs FoS globales dépassent 1,5, à deux exceptions près. La première concerne les secteurs de la fosse où les morts-terrains sont exposés, principalement dans la partie sud-ouest de la fosse. Les morts-terrains ayant été modélisés comme un matériau parfaitement élastique à des fins de simplification, un FoS de 1,0 a été obtenu dans ces zones. La deuxième exception est observée dans les angles serrés de la fosse, tels que ceux le long de la section A-A', visibles sur la figure 34a. Cette zone a été analysée plus en détail afin d'évaluer l'ampleur de l'instabilité potentielle. La figure 35 montre le déplacement total le long de la section A-A'. Le déplacement est principalement concentré près de la surface, avec une amplitude maximale inférieure à 0,03 m dans la roche fraîche. Ces petits mouvements sont interprétés comme des déformations mineures résultant d'une relaxation locale des contraintes associée à des changements brusques dans l'orientation des parois et ne constituent pas un problème de stabilité. Ce sujet est abordé plus en détail dans la section **??**.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

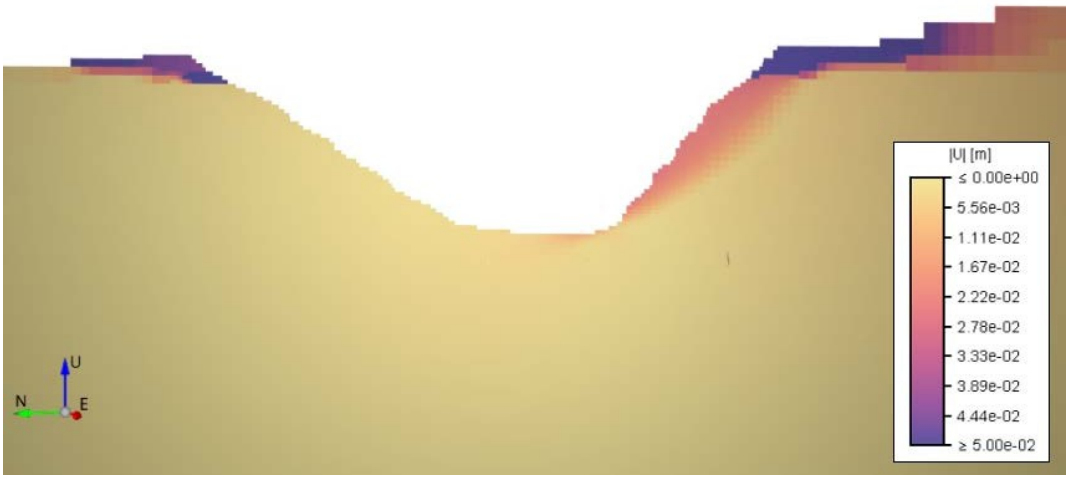


Figure 35. Déplacement total de l' sur la section A-A'.

La figure 34b met en évidence les zones présentant des valeurs SLOSS plus faibles, telles que celles situées le long de la section B-B', indiquant des dommages localisés le long de la paroi de la fosse. Cette section a été examinée de manière similaire afin d'évaluer l'importance de la réponse. La figure 36 montre le déplacement total le long de la section B-B', superposé au solide lithologique UMU. Les déplacements sont à nouveau peu profonds et d'amplitude limitée (moins de 0,02 m), ce qui indique une déformation mineure. L'observation clé dans ce cas est la corrélation entre les zones présentant des indicateurs de dommages plus élevés et la présence de l'unité UMU sur la paroi nord. Bien que toutes les valeurs FoS restent supérieures à 1,5, ces zones peuvent être plus sensibles à une dégradation localisée et doivent être surveillées en priorité. Des recommandations supplémentaires concernant ces zones sont fournies dans la section **??**.

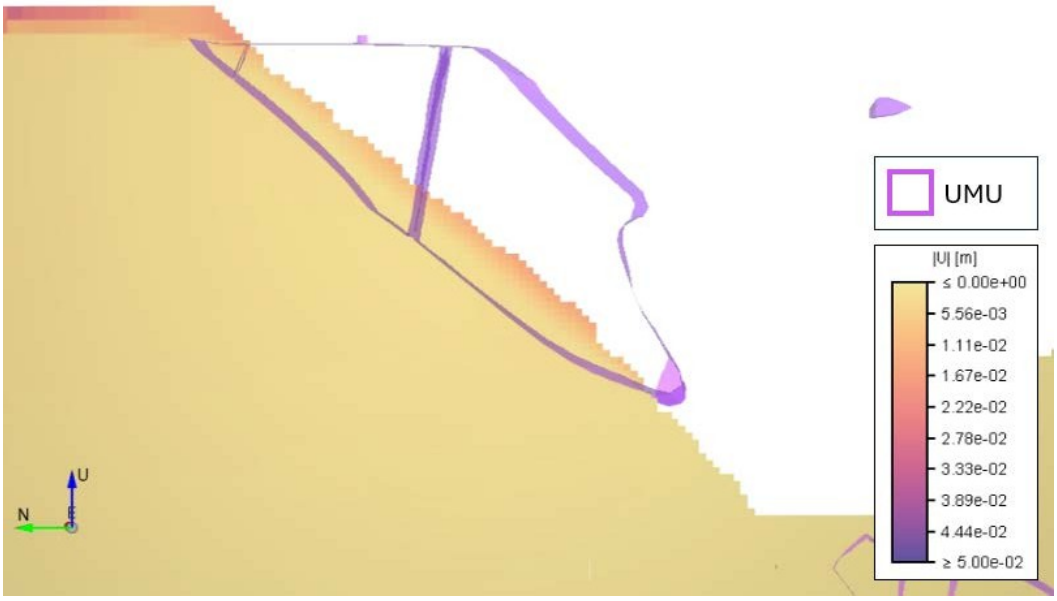


Figure 36. Déplacement total de l' sur la section B-B' avec l'unité ultramafique voisine.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

7.6.3 Résultats

Cette section résume les directives fournies à l'échelle multi-bancs tout en intégrant les recommandations à l'échelle des bancs.

01. Utilisation de pratiques de double terrassement

→ Le double terrassement peut être mis en œuvre pour augmenter l'IRA et l'OSA.

02. Recommandations sur l'angle entre les rampes

→ En tenant compte d'un double banc, d'une largeur de banc comprise entre 8,5 et 12,0 m et d'un angle de front de taille compris entre 40 et 75°, les IRA obtenus sont compris entre 32 et 55°, selon le secteur de la fosse.

03. Recommandations sur l'angle d'échelle global

→ L'intégration de bermes géotechniques dans la conception est fortement recommandée.

- Une berme géotechnique de 16 m de large est recommandée autour du milieu de la pente pour les parois dépassant environ 160 m de hauteur.
- L'intégration de bermes géotechniques garantit également la présence de bancs de retenue plus larges pour intercepter les éventuelles chutes de pierres de grande taille.
- Les bermes doivent commencer dès que 80 m de roche sont exposés et doivent se terminer à environ 80 m au-dessus du fond de la fosse.
- Plusieurs stratégies peuvent être envisagées pour intégrer les bermes dans la conception :
  - Intégration à un gradin existant, par exemple en augmentant la largeur de 8,5 m à 16,0 m.
  - Fixation de la berme à une rampe, en veillant à laisser une largeur libre minimale de 7,5 m entre la paroi de la fosse et la route de transport. La largeur des routes de transport doit être conforme aux normes minières du Québec, qui exigent une largeur égale à trois fois la largeur des camions (Éditeur officiel du Québec, 2025).

Les structures géologiques majeures, notamment les failles et les dykes de diabase, peuvent influencer la stabilité de la fosse à l'échelle de l'IRA et à l'échelle globale. Ces structures ont été modélisées sous forme de plans subverticaux intersectant la fosse. En raison de leur orientation quasi verticale, elles ne devraient pas provoquer individuellement des ruptures à grande échelle. Toutefois, elles peuvent créer des zones localisées de qualité rocheuse réduite, ce qui peut affecter la stabilité à plus petite échelle. Là où plusieurs failles et dykes modélisés se croisent, il faut s'attendre à des conditions rocheuses plus fragiles. L'impact potentiel de plusieurs structures majeures situées à proximité immédiate doit être soigneusement évalué pendant la phase d'ingénierie détaillée.

7.7 Directives de conception des mines à ciel ouvert

À la suite des analyses de stabilité, des directives de conception ont été élaborées pour les morts-terrains et la roche fraîche aux échelles de conception pertinentes. Le tableau 49 présente les lignes directrices recommandées pour les sols et la roche fraîche à l'échelle des gradins et des rampes intermédiaires, ainsi que les recommandations pour les bermes géotechniques envisagées à l'échelle globale du talus. Les critères de conception proposés représentent les valeurs maximales à adopter et ne tiennent pas compte des interactions entre les différents secteurs. La figure 37 illustre la position des secteurs géomécaniques par rapport à la conception de la fosse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 49. Résumé des directives de conception des mines à ciel ouvert.

Secteur	Zone-Paroi	Critères FS recommandés						
		Lithologie	BH (m)	BW (m)	BFA (°)	IRA (°)	DD (°)	Bermes géotechniques
1	Tous	OVB	< 25					10 m entre matière en excès et roche
A	Ouest-Nord	AMP	20	10,5	68	47	130–200	
C	Ouest-Sud	AMP, META	20	11,0	75	51	340–005	
D	Centre-Nord	AMP	20	8,5	59	44	150–165	
E	Centre-Nord	META	20	8,5	50	38	140–155	Au milieu de la paroi si H > 160 m. Largeur = 16 m (total)
		AMP,		11,0	75	51	330–350	
G	Est-Nord	AMP, META	20	8,5	47	36	165–180	
H	Est-Nord	UMU	20	8,5	40	32	165–180	
I	Est-Est	AMP, PEG, UMU, META	20	8,5	75	55	180–310	
J	Est-Sud	AMP,	20	12,0	75	49	310–335	

Codes : BH hauteur du banc, BW largeur du banc, BFA angle de la face du banc, IRA angle entre les rampes, DD plage de direction de la descente, H hauteur.

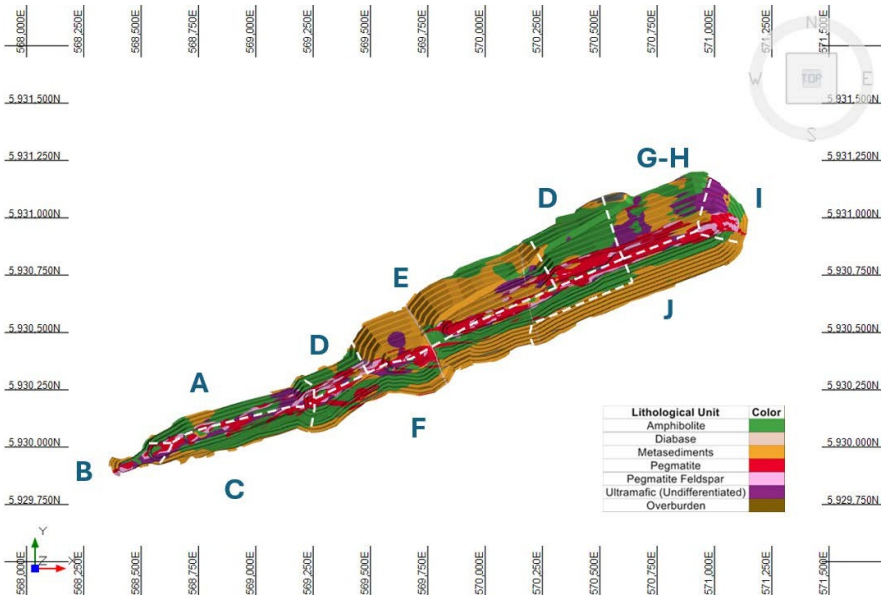


Figure 37. Résumé des directives relatives au secteur à ciel ouvert (basé sur la conception de la fosse de mars 2025).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8 Directives de conception des mines souterraines

Des directives de conception ont été élaborées pour plusieurs aspects de la mine souterraine (UG) :

01. Dimensions des chantiers et dilution
02. Séquence d'exploitation
03. Remblai
04. Pilier de couronne
05. Soutènement
06. Portail (coupe en caisson)
07. Infrastructures
08. Interaction entre la mine à ciel ouvert et la mine souterraine

Ces éléments sont détaillés dans les sections suivantes.

8.1 Terminologie et paramètres d'entrée

La terminologie relative aux chantiers souterrains utilisée dans les sections suivantes est illustrée à la figure 38.

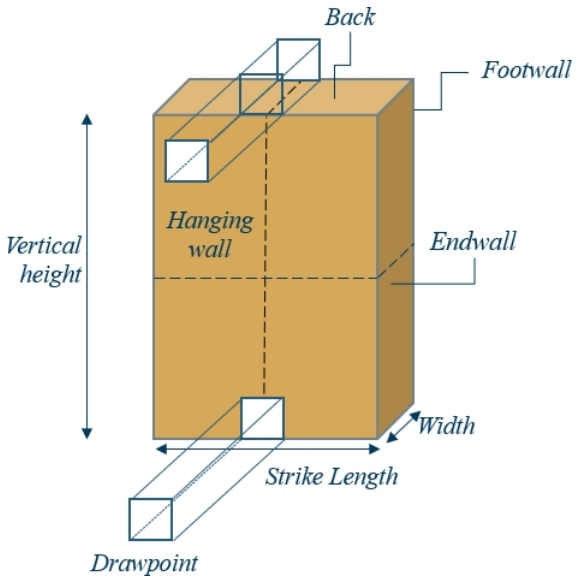


Figure 38. Terminologie des chantiers utilisée dans le rapport (non à l'échelle).

Comme certains des paramètres d'entrée utilisés pour la conception de la mine à ciel ouvert et de la mine souterraine diffèrent, les paramètres adoptés pour les analyses souterraines sont résumés ci-dessous :

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

01. Densité de la roche

→ Voir section 5.1.1, tableau 14.

→ Les densités varient entre 2,64 et 2,98 t/m^3.

02. Résistance à la compression uniaxiale

→ Voir section 5.1.1, tableau 19.

→ Pour rappel, les premier et deuxième quartiles de la distribution UCS pour les unités amphibolite, métasédiments, pegmatite et ultramafiques sont respectivement de 167-186, 101-130, 62-96 et 48-55 MPa, respectivement.

03. Classification des masses rocheuses

→ Se reporter à la section 5.1.2, tableau 30.

→ Pour rappel, les premier et deuxième quartiles de la distribution Q' sont présentés ci-dessous :

Lithologie	Q’	
	Q1	Q2
Amphibolite	11	18
Métasédiments	10	16
Pegmatite	7	18
Ultramafique	5	11

04. Ensembles de joints

→ Voir section 5.1.2, tableau 37.

→ Pour rappel, deux à trois ensembles de joints ont été identifiés par domaine géomécanique.

05. État de contrainte in situ

→ Voir section 5.2, tableau 39.

→ Pour rappel, la composante principale de contrainte est supposée être orientée à 70°, parallèlement au gisement.

→ La profondeur de la mine souterraine sous la surface varie entre 100 m et 450 m ; une valeur générale de 400 m est prise en compte pour les analyses.

06. Conception des chantiers

→ Configuration des chantiers : environ 91 % des chantiers sont transversaux, tandis que les 9 % restants sont des chantiers longitudinaux (sur la base de la conception intermédiaire du modèle de blocs de juillet 2024).

→ La direction globale du pendage du HW et du FW est d'environ 340°.

→ L'inclinaison HW et FW est variable ; pour les galeries transversales, elle varie généralement entre 60 et 80°, tandis que pour les galeries longitudinales, elle varie généralement entre 60 et 75°. Dans certains cas, l'inclinaison s'est avérée inférieure à 60°.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l’anglais par PMET au moyen d’outils d’intelligence artificielle et le contenu n’a pas fait l’objet d’une vérification

8.2 Modèle numérique

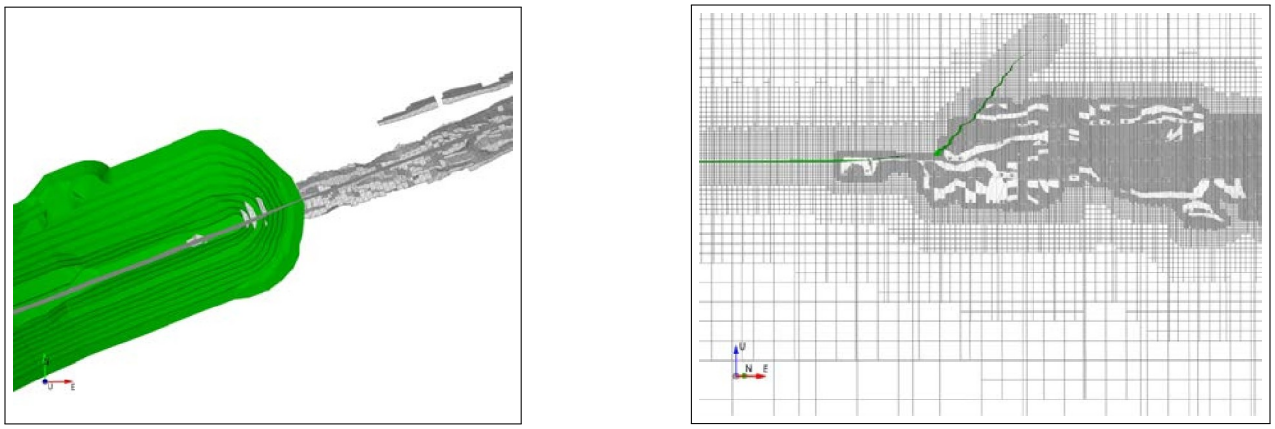
Un modèle 3D a été construit, et ses dimensions le long des axes E-N-Z sont d'environ 6,2 × 3,1 × 0,9 km. Ce modèle global intègre le modèle lithologique, ainsi que les excavations à ciel ouvert et souterraines prévues. De plus, du matériau rocheux hôte est ajouté comme remplissage autour du modèle afin de garantir que les conditions aux limites sont éloignées et n'affectent pas les résultats.

Géométrie

La géométrie modélisée de la mine à ciel ouvert est basée sur la conception de la mine de mars 2025, et les excavations souterraines sont basées sur la conception de la mine souterraine de mars 2025. Les solides géologiques dérivés du modèle lithologique ont été utilisés pour attribuer les propriétés matérielles appropriées à chaque zone du modèle numérique. Les failles identifiées sur le site n'ont pas été intégrées dans le modèle actuel, car leur interprétation dans la zone souterraine était encore en cours lors de la création du modèle numérique. De plus, la caractérisation structurelle de ces failles est toujours en cours. Il est recommandé d'intégrer l'interprétation finale du réseau de failles dans un modèle 3D ultérieur afin d'évaluer et de valider son impact potentiel sur la stabilité globale des pentes et des souterrains.

Maillage et conditions aux limites

Un maillage cubique structuré (octree) a été utilisé pour construire le modèle. Les zones adjacentes aux chantiers et aux parois de la fosse ont des arêtes de 2 et 4 m respectivement, et les zones augmentent progressivement en taille pour atteindre des arêtes de 64 m à une distance de plus de 186 m. La figure 32 montre une vue en coupe où le maillage est visible à la fois pour la zone de la fosse et certains chantiers.



(a) Emplacement de la section intersectant les chantiers et la mine à ciel ouvert.

(b) Améliorations de l' e du maillage sur une section plane.

Figure 39. Vue de l' du maillage structuré (octree) du modèle numérique global.

Les contraintes in situ utilisées dans le modèle numérique sont celles présentées dans le tableau 39 (section 5.2). Les conditions aux limites ont été appliquées en fixant toutes les limites du modèle, à l'exception de l'axe Z positif, auquel une condition libre (sans contrainte) a été attribuée.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux utilisées dans le modèle numérique ont été dérivées de la caractérisation géomécanique, à l'exception de la roche hôte. Les paramètres du modèle numérique global sont résumés dans le tableau 50.

Tableau 50. Propriétés des matériaux du modèle numérique global.

Unité	Modèle constitutif	Densité (kg/m^3)	E_i (GPa)	ν (–)	σ_i (MPa)	m_i (–)	GSI (–)	φ (°)	c (kPa)
AMP	Hoek-Brown	2 984	89,2	0,22	198,2	24,2	64	–	–
META	Hoek-Brown	2 876	38,3	0,22	153,0	15,1	64	–	–
OVB	Mohr-Coulomb	2 321	5,0	0,20	–	–	–	45	0
PEG	Hoek-Brown	2 636	51,2	0,20	120,4	24,7	78	–	–
UMU	Hoek-Brown	2 874	15,9	0,22	57,7	12,3	64	–	–
Remblai	Mohr-Coulomb	1 800	1,5	0,30		–	–	30	156
Roche hôte	Élastique	2 700	70,0	0,20	–	–	–	–	–

Notes Hoek-Brown est modélisé à l'aide du modèle constitutif IMASS.
Codes E_i Module d'Young de la masse rocheuse, ν coefficient de Poisson, σ_i résistance à la compression non confinée de la roche intacte, m_i constante de Hoek-Brown pour la roche intacte, GSI indice de résistance géologique, φ angle de frottement, c cohésion.

Séquence

La séquence d'exploitation mise en œuvre dans le modèle commence en 2031 et intègre le plan d'exploitation à ciel ouvert jusqu'à cette année-là. De 2031 à 2049, le modèle comprend des étapes d'exploitation annuelles représentant à la fois la production à ciel ouvert et l'extraction souterraine.

8.3 Dimensions des chantiers et dilution

8.3.1 Méthodes de conception

Les dimensions des chantiers et la dilution ont été évaluées à l'aide de tableaux empiriques de stabilité des chantiers à ciel ouvert, notamment celui de Potvin (1988), ainsi que du tableau ELOS (Equivalent Linear Overbreak/Slough) (Clark, 1998) pour les estimations de dilution. Pour la méthode ELOS, une approche probabiliste a été appliquée. Les méthodologies utilisées pour les deux évaluations sont résumées ci-dessous.

Aucune modélisation numérique explicite du continuum ou du discontinuum à l'échelle de la chambre n'a été réalisée.

8.3.2 Tableaux de stabilité des chantiers à ciel ouvert

Les tableaux empiriques tiennent compte de la classification des masses rocheuses, des conditions de contrainte induite, de la résistance de la roche intacte, de l'orientation des joints et de la géométrie de la chambre (c'est-à-dire le rayon hydraulique) et de son orientation pour prédire la stabilité de la surface de la chambre. Les paramètres d'entrée requis pour les analyses, ainsi que les résultats, sont présentés dans cette section. Tous les tableaux de stabilité des chambres ouvertes préparés pour le projet sont présentés à l'annexe F.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Théorie

Les graphiques de stabilité des chantiers ouverts ont été utilisés pour évaluer la stabilité des surfaces individuelles, c'est-à-dire le fond, le mur, le mur de fond et les parois d'extrémité. Les graphiques s'appuient sur les deux données suivantes :

01. Rayon hydraulique (c'est-à-dire la dimension)
02. Indice de stabilité, N'

Un exemple de diagramme de stabilité des chantiers ouverts de Potvin est présenté à la figure 40.

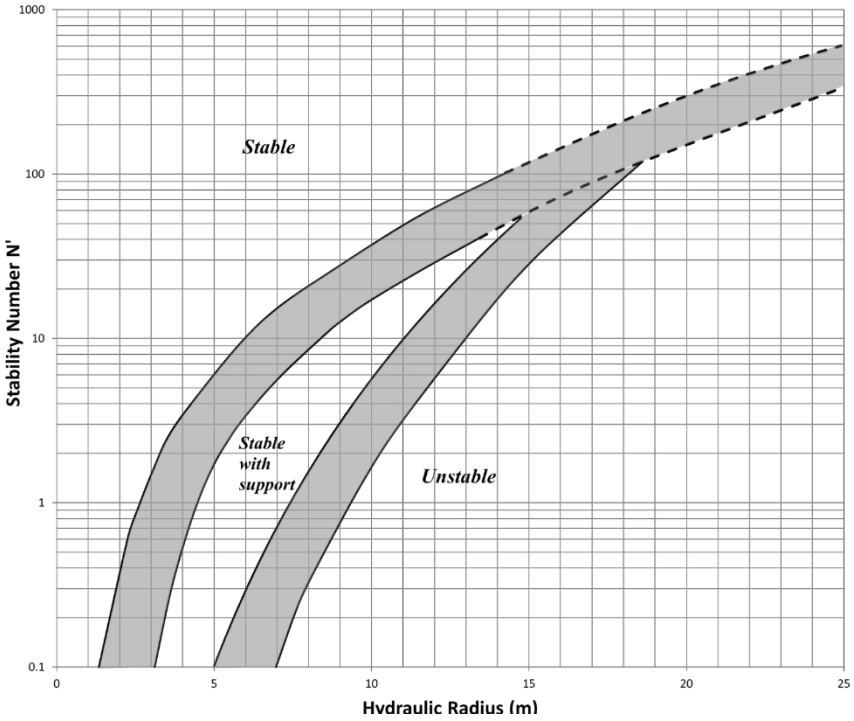


Figure 40. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin (reproduit à partir de Potvin, 1988).

Le rayon hydraulique (RH) d'une surface de chambre est défini comme suit :

$$HR = \frac{Surface}{Périmètre} = \frac{W \times H}{2(L + H)} \qquad \textit{(équation 31)}$$

Où HR = Rayon hydraulique (m)
W = Largeur de surface (m)
H = Hauteur de surface (m)

Le nombre de stabilité (N') est défini comme suit :

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

$$N' = Q' \times A \times B \times C \qquad \textit{(équation 32)}$$

Où Q' = classification de la masse rocheuse
A = facteur de contrainte de la roche
B = facteur d'orientation des joints
C = facteur d'ajustement de la gravité

Les facteurs A, B et C étant définis comme suit :

$$A = \begin{cases} 0,1 & \text{si } SR < 2 \\ 0,1125 \times SR - 0,125 & \text{si } 2 < Ratio < 10 \\ 1 & \text{si } SR > 10 \end{cases} \qquad \textit{(équation 33)}$$

Où $SR = \frac{UCS}{\sigma_{max}}$
UCS = résistance à la compression uniaxiale (MPa)
σ_{max} = contrainte tangentielle maximale induite agissant sur la surface de la chambre, selon l'approche de Stewart et Forsyth (1995) (MPa)

$$B = \begin{cases} 0,3 - 0,01\alpha & \text{si } \alpha < 10° \\ 0,2 & \text{si } 10° < \alpha < 30° \\ -0,4 + 0,02\alpha & \text{si } 30° < \alpha < 60° \\ 0,4 + 0,0066\alpha & \text{si } \alpha > 60° \end{cases} \qquad \textit{(équation 34)}$$

Où α = angle entre la surface de la chambre et la jointure (°)

$$C_{Gravité\ Chute\ et\ dallage} = 8 - 6\cos(_{surface\ inclinée}) \qquad \textit{(équation 35)}$$

$$C_{Sliding} = \begin{cases} 8 & \text{si } dip_{joint} < 30° \\ 11 - 0,1 \times dip_{joint} & \text{si } dip_{joint} > 30° \end{cases} \qquad \textit{(équation 36)}$$

En général, les dimensions de la surface de la chambre peuvent être maximisées tant qu'elles restent dans la *zone stable* du diagramme de stabilité de Potvin. Les surfaces arrière peuvent se trouver dans la *zone stable avec soutènement,* car elles peuvent être boulonnées à partir de la surcoupe.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Données

Lorsque cela était possible, les analyses ont été réalisées à l'aide d'ensembles de valeurs basses et élevées, généralement composés des ^{25e}et ^{50e}centiles, ou du premier quartile (Q1) et de la médiane (Q2), des fonctions de distribution cumulative (FDC). Les chantiers ont été différenciés entre les méthodes d'exploitation transversales et longitudinales, et les lithologies exposées prévues ont été prises en compte.

En supposant qu'une séquence de recul du mur inférieur vers le mur supérieur sera adoptée (voir la section 8.4), les lithologies exposées dans les chantiers primaires et secondaires des zones d'exploitation transversales peuvent différer. En raison de l'épaisseur importante du gisement, les chantiers dynamités peuvent exposer différentes lithologies. Comme le résume le tableau 51, les parois d'extrémité et les dos des chantiers transversaux sont toujours supposés être en pegmatite. Le mur inférieur de la première chambre d'abattage de chaque point d'extraction (côté mur inférieur du gisement) expose la roche. Une fois les premières chambres d'abattage remblayées, les chambres suivantes d'un point d'extraction donné exposeront le remblai sur le mur inférieur (voir section 8.5). Les parois suspendues peuvent exposer la pegmatite si le gisement est suffisamment épais pour inclure plusieurs chantiers. Si ce n'est pas le cas, ce sont les lithologies typiques des stériles qui sont exposées. Là encore, ces informations sont résumées dans le tableau 51 et illustrées dans la figure 41. Les surfaces composées de pâte de remplissage ne sont pas évaluées directement à l'aide des graphiques de Potvin.

Un « cas » est défini comme une combinaison spécifique de lithologies exposées sur les surfaces des chantiers. Pour les chantiers transversaux, dix cas avec une fréquence supérieure à 2 % ont été identifiés, représentant la fréquence relative des combinaisons lithologiques sur les surfaces exposées, et leur stabilité a été évaluée. Pour les chantiers longitudinaux, quatre cas ont été identifiés ; cependant, seuls deux d'entre eux ont nécessité une évaluation directe à l'aide du diagramme de Potvin, les deux autres correspondant à des configurations déjà évaluées.

Tableau 51. Détails sur les roches exposées et les types de matériaux pour les galeries transversales et longitudinales.

Code	Type et séquence de galeries	Type de roche ou de matériau exposé			
		Arrière	EW	FW	HW
P_1	Transversal – Primaire initial	PEG	PEG	PEG/AMP/ META/UMU	PEG/AMP/ META/UMU
P_i	Transversal – Prim. subséquent	PEG	PEG	CPB	PEG/AMP/ META/UMU
P_n	Transversal – Dernier primaire	PEG	PEG	CPB	PEG/AMP/ META/UMU
S_1	Transversale – Secondaire initiale	PEG	CPB	PEG/AMP/ META/UMU	PEG/AMP/ META/UMU
S_i	Transversal – Sec. suivante	PEG	CPB	CPB	PEG/AMP/ META/UMU
S_n	Transversal – Dernier secondaire	PEG	CPB	CPB	PEG/AMP/ META/UMU
P_{1-i}	Longitudinal – Tous	PEG	PEG/CPB	AMP/META/UMU	AMP/ META/UMU

Codes AMP amphibolite, CPB remblai en pâte cimentée, META métasédiments, PEG pegmatite, UMU ultramafique, HW mur suspendu, FW mur inférieur, EW murs d'extrémité.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

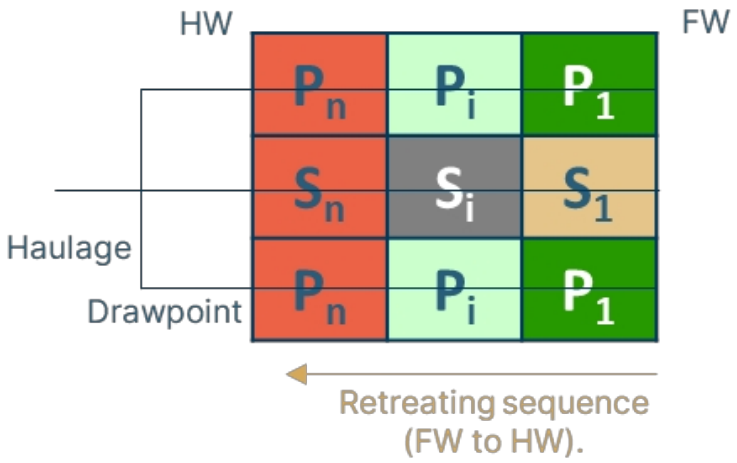


Figure 41. Vue schématique en plan de la séquence transversale des chantiers.

Un résumé des hypothèses de départ est présenté ci-dessous, évaluées individuellement pour chaque surface de galeries (et lithologie correspondante) :

01. Q'

→ Faible Premier quartile (^{25e}percentile) de la fonction de distribution cumulative (CDF) de Q'

→ Élevé Médiane (^{50e}centile) de la fonction de distribution cumulative (FDC) de Q'

02. Facteur A

→ Faible Rapport entre le premier quartile de la CDF UCS et la contrainte induite (σ_{max})

→ Élevé Rapport entre la médiane de la fonction de distribution cumulative (CDF) de la contrainte uniaxiale et la contrainte induite (σ_{max})

03. Facteur B

→ Comparaison des orientations de la surface de la chambre avec respect à tous les ensembles de joints identifiés pour la lithologie exposée (voir section 5.1.2). Le facteur B le plus bas est utilisé pour identifier le joint critique.

→ Les inclinaisons et les directions d'inclinaison des surfaces utilisées pour les analyses sont présentées dans le tableau 52 :

Tableau 52. Orientations des surfaces de la chambre.

ChambreSurface	Chambre transversale		Stope longitudinal	
	Inclinaison (°)	Direction de l'inclinaison (°)	Inclinaison (°)	Direction du pendage (°)
Arrière	00	000	00	00
HW	60	340	60–75	340
FW	60–80	340	60–75	340
EW	90	070	90	070

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

04. Facteur C

→ Orientation (inclinaison/direction d'inclinaison) du joint critique identifié précédemment.

05. Rayon hydraulique

→ Basé sur les dimensions de la surface de la chambre (c'est-à-dire la longueur et la hauteur). Ce paramètre est une donnée d'entrée dans la méthode et correspond également à un paramètre à optimiser par un processus itératif, tout en veillant à ce que les surfaces des chambres restent stables.

→ Une hauteur de chambre de 30 à 36 m a été utilisée, car cette valeur avait été initialement fournie à l'équipe d'ingénieurs miniers pour les conceptions préliminaires, sur la base des informations disponibles dans l'EEP. Alius a jugé acceptable de maintenir cette hypothèse pour la suite.

→ Suite à l'application de gradients au développement minier, environ 85 % des chantiers ont une hauteur variant entre 30 et 36 m.

À des fins de simplification, et compte tenu de leurs caractéristiques de résistance et de leurs orientations structurelles comparables, l'amphibolite et les métasédiments ont été regroupés pour les analyses de stabilité des chantiers à ciel ouvert. Les propriétés des métasédiments ont été choisies pour représenter le groupe, car elles présentent des valeurs Q' et UCS légèrement inférieures, ce qui constitue une base prudente pour la conception. À l'inverse, les orientations des joints de l'amphibolite ont été adoptées, car leurs angles d'inclinaison sont légèrement inférieurs, ce qui représente la configuration structurelle la plus critique.

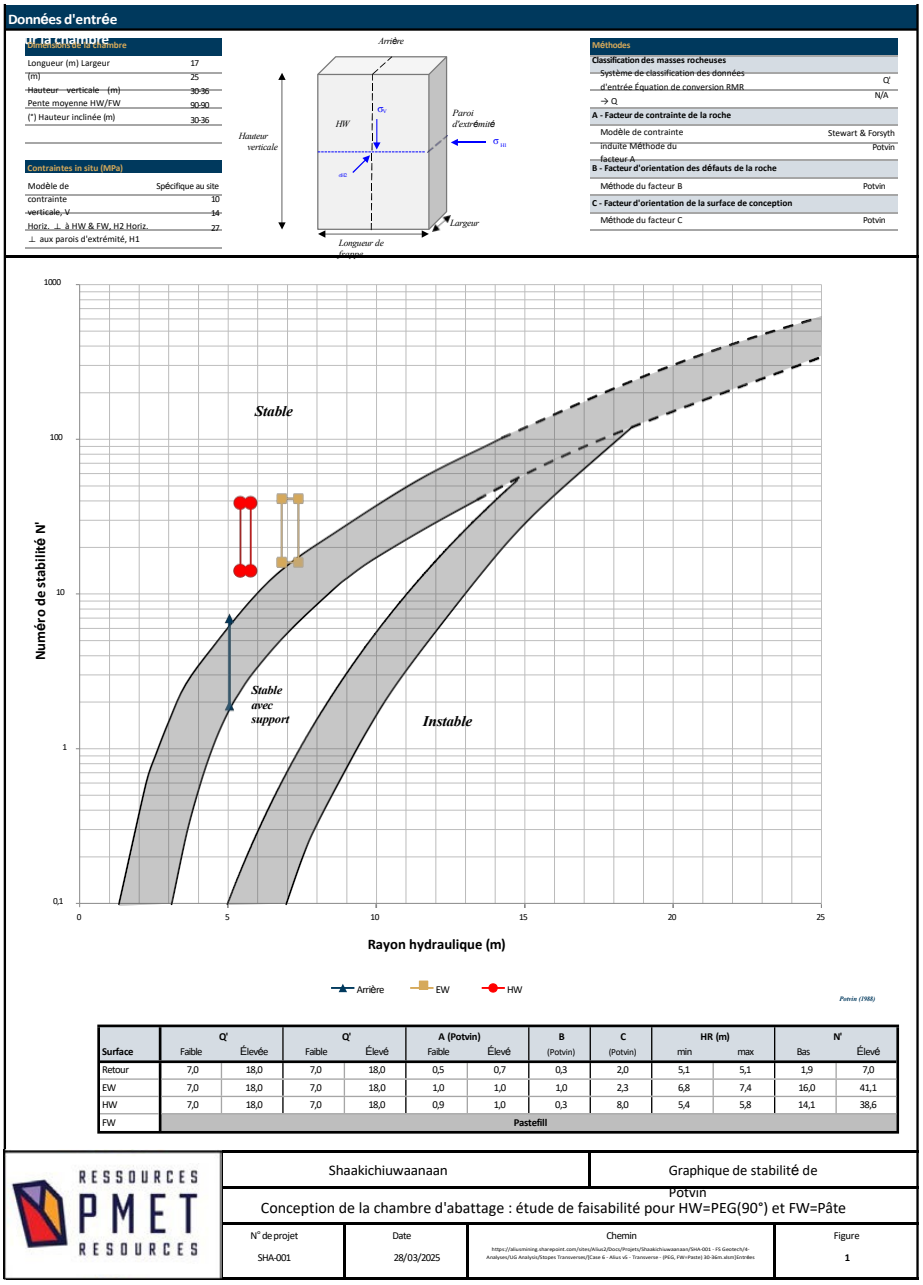
Résultats

Les résultats de ces méthodes consistent en des prévisions de stabilité des chantiers. Là encore, les dimensions de la surface des chantiers ont été maximisées tout en veillant à ce qu'elles restent dans la *zone stable* du diagramme de stabilité de Potvin. Les surfaces arrière peuvent se trouver dans la *zone stable avec soutènement*, car elles peuvent être facilement soutenues (c'est-à-dire par des boulons d'ancrage) à partir de la surcoupe.

La figure 42 présente un exemple du processus de calcul de la stabilité d'une chambre ouverte selon la méthode Potvin. La partie supérieure de la figure présente les données utilisées pour l'évaluation, notamment les dimensions de la chambre et les contraintes in situ. Le tableau inférieur présente les classifications des masses rocheuses, les facteurs A, B et C, les rayons hydrauliques et les indices de stabilité résultant de l'évaluation. La stabilité du mur inférieur n'est pas évaluée dans cet exemple, car elle est considérée comme un remblai artificiel ; seuls le mur supérieur, les parois latérales et l'arrière sont pris en compte. On constate que les parois latérales constituent la surface limite, car elles se trouvent à la limite de la zone stable. L'arrière de la chambre est situé à la limite de la *zone stable avec zone de soutènement*, ce qui indique la nécessité d'un boulonnage.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,3	8,0	5,4	5,8	14,1	38,6
FW	Pastefill											

RESSOURCES PMET RESOURCES

Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité de Potvin
Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité pour HW=PEG(90°) et FW=Pâte	

N° de projet	Date	Chemin	Figure
SHA-001	28/03/2025	https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/6-Analyses/UG Analysis/Stopes Transverses/[Case 6 - Alius v5 - Transverse - (PEG, FW=Paste) 30-36m.xlsm]Entrées	1

Figure 42. Exemple d'évaluation d'un diagramme de stabilité d'une chambre ouverte selon Potvin. Dans cet exemple, le HW et le FW sont considérés respectivement comme de la pegmatite et du remblai.

Les dimensions optimisées pour les différents cas sont présentées dans le tableau 53 pour les chantiers transversaux et dans le tableau 54 pour les chantiers longitudinaux. Chaque ligne du tableau représente un cas. Les parois d'extrémité remblayées ne sont pas évaluées car elles ne sont pas critiques. Par conséquent, aucun type de chantier secondaire n'est répertorié dans le tableau ci-dessous, car les parois d'extrémité sont toujours remblayées.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 53. Dimensions optimisées et limites des chantiers transversaux.

Type	Fréquence [1]	Lithologie maximale de la chambre			Dimension	Limitation
		HW	FW	Arrière et EW	(mL × mW × mH)	
P_i	26	PEG (90°)	CPB	PEG	17 × 25 × 30–36	Retour et EW
P_n	19	AMP/META	CPB	PEG	17 × 25 × 30–36	HW & Back & EW
P_1	18	PEG (90°)	AMP/META	PEG	17 × 25 × 30–36	Dos et EW
P_1	10	PEG (90°)	PEG	PEG	10 × 22 × 30–36	FW
P_n	8	PEG	CPB	PEG	15 × 22 × 30–36	HW
P_1	6	PEG	AMP/META	PEG	15 × 22 × 30–36	HW
P_1	5	AMP/META	PEG	PEG	10 × 22 × 30–36	FW
P_1	3	PEG	PEG	PEG	10 × 22 × 30–36	FW
P_n	3	UMU	CPB	PEG	17 × 25 × 30–36	Dos et EW
P_1	2	PEG (90°)	UMU	PEG	17 × 25 × 30–36	Dos et EW

Codes Fréquence, HW mur supérieur, FW mur inférieur, EW parois latérales, CPB remblayage par pâte cimentée. Remarques
[1] La fréquence a été établie sur la base de la zone analysée de la conception de la chambre d'abattage PEA (figure 4a).

Tableau 54. Dimensions optimisées des chantiers longitudinaux et limitations.

Type de	Fréquence [1]	Lithologie			Dimension maximale de la chambre	Limitation
		HW	FW	Arrière et EW	(mL × mW × mH)	
P1–i	45	UMU	UMU	PEG ou CPB	25 × 7 × 30–36	FW & Back
P1–i	39	AMP/META	AMP/META	PEG ou CPB	17 × 7 × 30–36	HW & Back
P1–i	9	AMP/META	UMU	PEG ou CPB	17 × 7 × 30–36	HW & Back
P1–i	7	UMU	AMP/META	PEG ou arrière	22 × 7 × 30–36	FW et CPB

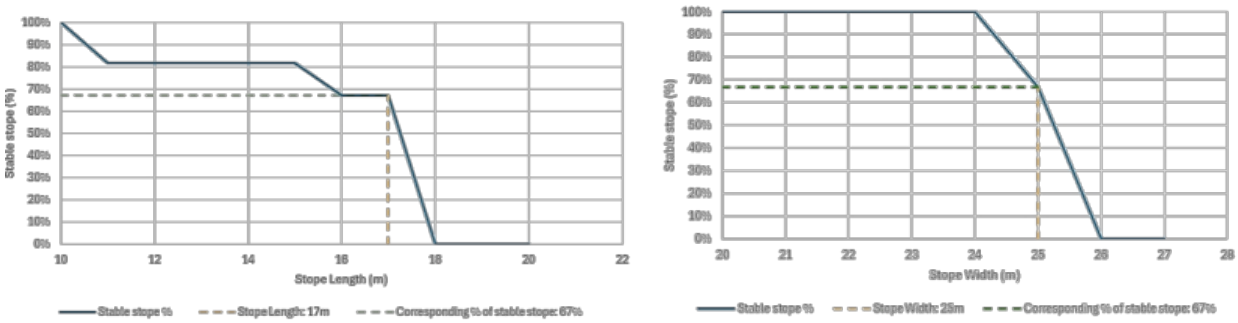
Codes Fréquence, HW mur suspendu, FW mur de fond, EW parois d'extrémité, CPB remblayage en pâte cimentée.
Remarques [1] La fréquence a été établie sur la base du DSO intermédiaire du modèle de bloc de juillet 2024 (figure 4b).

Afin de faciliter le processus de conception de la taille des chantiers, une taille uniforme a été évaluée pour les chantiers transversaux et longitudinaux. Pour les chantiers longitudinaux, une taille de 17 mL × 7 mW × 30-36 mH a été recommandée.

Comme le montre la figure 43, pour une longueur de chambre de 17 m, environ 67 % des chambres sont stables, et pour une largeur de chambre de 25 m, environ 67 % des chambres sont stables. Cela inclut les cas primaires (ceux dont la fréquence dépasse 11 %). Après avoir normalisé la taille des chantiers à 17 mL × 25 mW × 30-36 mH, plusieurs cas se situent dans la zone *stable avec soutien* ; cependant, aucun cas ne se situe dans la zone *instable*. Les graphiques de stabilité de Potvin correspondant à cette taille de chantier normalisée sont présentés à l'annexe F.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



(a) Variation de la longueur des chantiers. *(b) Variation de la largeur de la chambre.*

Figure 43. Pourcentage de chantiers stables par rapport aux dimensions des chantiers.

8.3.3 Tableau de dilution (ELOS)

La méthodologie qui sous-tend le tableau ELOS (Clark, 1998) suit des principes similaires à ceux du tableau de stabilité de Potvin (1988) et est brièvement présentée ci-dessous.

Théorie

Dans les mines souterraines, la quantification du surcreusement et l'évaluation de la stabilité des chantiers sont essentielles pour la planification opérationnelle, la sécurité et le contrôle des coûts. L'une des mesures les plus couramment utilisées pour évaluer le surcreusement est le paramètre ELOS (Equivalent Linear Overbreak/Slough) (Clark, 1998). L'ELOS représente l'étendue linéaire moyenne du surcreusement par unité de surface d'une surface de chambre. Pour une surface donnée (par exemple, mur de pied, mur de tête, mur d'extrémité ou mur arrière), il est calculé comme suit :

$$ELOS\ (m) = \frac{Volume\ de\ surcreusement\ (m^3)}{Surface\ de\ la\ chambre\ d'abattage\ (^{m2})} \qquad \textit{(équation 37)}$$

Une approche largement utilisée pour corréler la stabilité des chantiers avec le surcreusement est le diagramme de conception de la stabilité superposé aux courbes ELOS développées par Clark (1998). Ces diagrammes sont basés sur le diagramme de stabilité original de Mathews (1980) et ont été calibrés ou modifiés par plusieurs auteurs, dont Potvin (1988). Par conséquent, en suivant la même approche que les calculs du diagramme de Potvin présentés à la section 8.3.2, le nombre de stabilité (équation 32) et le rayon hydraulique (équation 31) sont reportés sur le diagramme :

La position de chaque surface par rapport aux courbes ELOS sert d'outil prédictif pour estimer le surcreusement et la conception du soutènement. Un diagramme de stabilité ELOS vierge est présenté à la figure 44.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

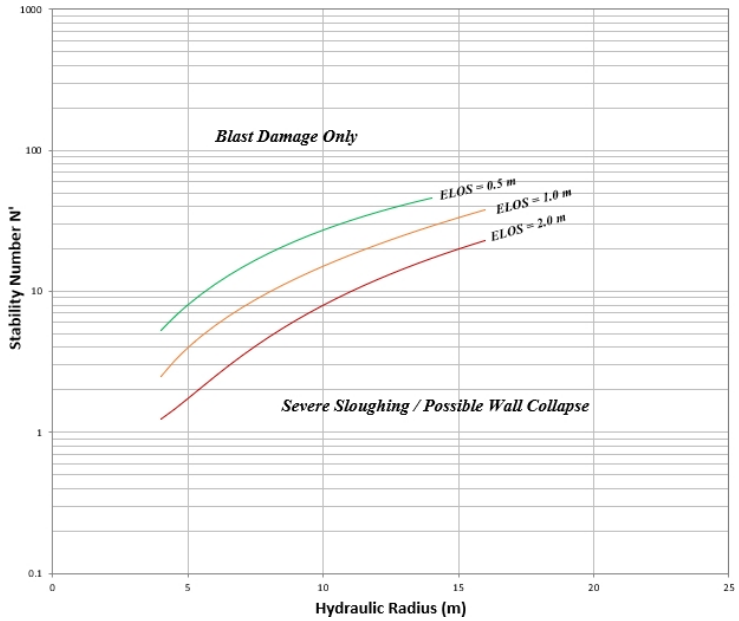


Figure 44. Graphique de stabilité des chantiers à ciel ouvert de l' (reproduit à partir de Potvin, 1988 et Clark, 1998).

Reconnaissant que l'utilisation exclusive des valeurs 0,5 m (courbe verte), 1,0 m (courbe orange) et 2,0 m (courbe rouge) peut être trop prudente, l'approche adoptée tient compte des valeurs intermédiaires entre les courbes.

Données

Les données d'entrée sont les mêmes que celles présentées à la section 8.3.2.

Résultats

Les résultats de la méthode sont des prévisions ELOS. Les valeurs ELOS sont évaluées après avoir déterminé les dimensions maximales de la surface de la chambre à l'aide des graphiques de Potvin. Pour certaines surfaces de chambres, les valeurs ELOS sont supposées sans référence au graphique ELOS, car certains concepts ne sont pas pris en compte par cette méthode. Par exemple :

→ **Surfaces de remblayage** – Toutes les surfaces de remblayage sont supposées avoir une ELOS de 0,5 m.

→ **Parois d'extrémité et arrière** – Étant donné que ces surfaces sont susceptibles de contenir des matériaux minéralisés et qu'un soutien est recommandé pour l'arrière, l'ELOS recommandé à des fins de planification minière est de 0 m pour l'EW et l'arrière.

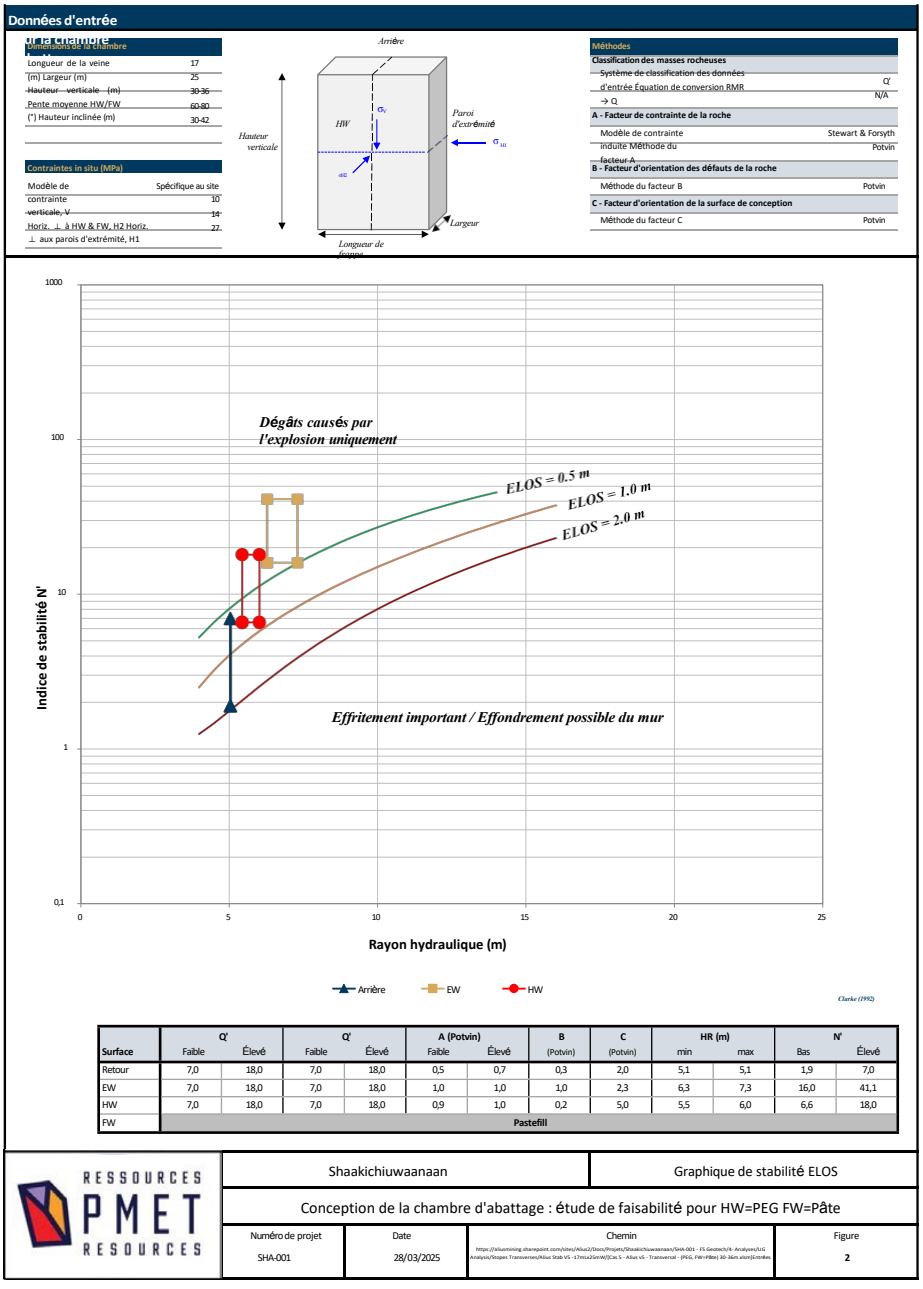
Un exemple du graphique ELOS obtenu est présenté à la figure 45. La partie supérieure de la figure montre les données d'entrée utilisées pour l'évaluation, notamment les dimensions de la chambre d'abattage et les contraintes in situ. Le tableau inférieur présente les classifications des masses rocheuses, les facteurs A, B et C, les rayons hydrauliques et les indices de stabilité obtenus à partir de l'évaluation. La stabilité du mur inférieur n'est pas évaluée dans cet exemple, car elle est représentée par un remblayage technique ; par conséquent, seuls le mur supérieur, les parois d'extrémité et l'arrière sont

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

évalués.

Dans cet exemple, les parois d'extrémité sont représentées par la courbe verte, correspondant à un ELOS de 0,5 m. Le mur suspendu se situe près de la courbe orange, ce qui donne une ELOS interprétée de 1,0 m. Le mur de fond, constitué de remblai, se voit attribuer une ELOS de 0,5 m. Le remblai se situe sur la courbe rouge, ce qui correspond à une ELOS interprétée de 2,0 m ; cependant, comme indiqué précédemment, l'ELOS pour le remblai est finalement supposée être de 0,0 m (c'est-à-dire du minerai).



Surface	Q' Faible	Q' Élevé	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	5,0	5,5	6,0	6,6	18,0
FW	Pastefill											

RESSOURCES PMET RESSOURCES

Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité ELOS
Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité pour HW=PEG FW=Pâte	

Numéro de projet	Date	Chemin	Figure
SHA-001	28/03/2025	https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4- Analyses/UG Analysis/Stopes Transverses/Alius Stab V5 - 17mLx25mW/[Cas 5 - Alius v5 - Transversal - (PEG, FW=PâteJ 30-36m.slum]Entrées	2

Figure 45. Exemple d'évaluation ELOS. Dans cet exemple, le HW et le FW sont considérés respectivement comme de la pegmatite et du remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Les estimations de dilution attendues associées à la conception des chantiers sont présentées dans le tableau 55 pour les chantiers transversaux et dans le tableau 56 pour les chantiers longitudinaux.

Tableau 55. Évaluation de la dilution (ELOS) pour les chantiers transversaux.

Type	Fréquence [1]	Lithologie			Taille de la chambre (mL x mW x mH)	ELOS			
		HW	FW	Arrière et EW		HW	FW	EW	Arrière [2]
P_i	26	PEG (90°)	CPB	PEG	17 × 25 × 30–36	0,5	–	0,5	2,0
P_n	19	AMP/META	CPB	PEG		0,5	–	0,5	2,0
P_1	18	PEG (90°)	AMP/META	PEG		0,5	0,5	0,5	2,0
P_1	10	PEG (90°)	PEG	PEG		1,0	2,0	0,5	2,0
P_n	8	PEG	CPB	PEG		1,0	–	0,5	2,0
P_1	6	PEG	AMP/META	PEG		1,0	0,5	0,5	2,0
P_1	5	AMP/META	PEG	PEG		0,5	2,0	0,5	2,0
P_1	3	PEG	PEG	PEG		1,0	2,0	0,5	2,0
P_n	3	UMU	CPB	PEG		0,5	–	0,5	1,0
P_1	2	PEG (90°)	UMU	PEG		0,5	0,5	0,5	2,0

Codes N/A Non disponible ou non indiqué, Fréquence, HW Mur suspendu, FW Mur de fond, EW Murs d'extrémité, CPB Remblai CPB cimenté. Remarques [1] La fréquence a été établie sur la base de la zone analysée de la conception de la chambre d'abattage PEA (figure 4a).
[2] Les valeurs ELOS arrière présentées sont des lectures directes des graphiques ELOS. Cependant, à des fins de planification, et compte tenu du soutien recommandé et de la minéralisation attendue sur cette surface, l'ELOS final est fixé à 0,0 m.

Tableau 56. Évaluation de la dilution (ELOS) pour les chantiers longitudinaux.

Type	Fréquence [1]	Lithologie			Taille de la chambre (mL x mW x mH)	ELOS (m)			
		HW	FW	Dos et EW		HW	FW	EW	Retour [2]
P1–i	45	UMU	UMU	PEG ou CPB	17 × 7 × 30–36	0,5	0,5	0,5	2,0
P1–i	39	AMP/META	AMP/META	PEG ou CPB		1,0	0,5	0,5	2,0
P1–i P1–i	9 7 %	AMP/META UMU	UMU AMP/META	PEG ou CPB		1,0 0,5	0,5 0,5	0,5 0,5	2,0 2,0

Codes N/A Non disponible ou non indiqué, Fréquence, HW Mur suspendu, FW Mur de fond, EW Murs d'extrémité, CPB Remblai CPB cimenté. Remarques [1] La fréquence a été établie sur la base du DSO intermédiaire du modèle de bloc de juillet 2024 (figure 4b).
[2] Les valeurs ELOS arrière présentées sont des lectures directes des graphiques ELOS. Toutefois, à des fins de planification, et compte tenu du soutien recommandé et de la minéralisation attendue sur cette surface, l'ELOS final est fixé à 0,0 m.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.3.4 Lignes directrices

Les directives relatives à la conception des chantiers sont présentées dans le tableau 57, parallèlement à celles issues de l'étude géomécanique précédente (PEA). Ce tableau présente également les mesures de soutènement recommandées pour les surfaces arrière et supérieure des chantiers. Il convient de noter que pour les chantiers longitudinaux, les surfaces arrière sont considérées comme stables, car elles sont soutenues pendant leur développement.

Tableau 57. Directives de conception des chantiers de l' .

ChambreParamètre	Chambres transversales		Chambres longitudinales	
	PEA	FS	PEA	FS
Hauteur verticale (m)	30	30–36	30	30–36
Longueur de la zone de frappe (m)	15	17	15	17
Largeur (m)	20	25	6	7
Stabilité arrière	Câbles	Câbles	Câbles	Câbles
Stabilité HW	N/A	Câbles boulonnés si boulonnés si inclinaison <60	N/A	Câbles inclinaison <60°

Remarques PEA BBA (2023a). Étude de faisabilité actuelle FS.

Le tableau 58 présente la dilution recommandée (ELOS), après pondération en fonction de la fréquence relative de chaque type de chambre et après simplification à des fins de planification.

Tableau 58. Résumé des hypothèses ELOS simplifiées à des fins de planification.

ELOS	Surface	ELOS(m)	
		Chambres transversales	Stopes longitudinaux
	Parois d'extrémité	0,5	0,5
	Mur de fond	1,25	0,5
D'après le graphique	Mur suspendu	0,75	0,75
	Arrière	2,0	2,0
	Toutes les surfaces (remblai)	0,5	0,5
Simplifié	Murs d'extrémité[1]	0,0	0
	Murs d'extrémité (remblayage)	0,5	0,5
	mur de fond	1,25	0,5
	Footwall (remblayage)	0,5	0,5
	Volet supérieur	0,75	0,75
	Arrière[1]	0,0	0

Remarques [1] En supposant la présence de matériaux minéralisés et/ou de supports.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.4 Séquence minière

La méthode d'exploitation minière par abattage à longue taille ouverte, adoptée dans des configurations transversales et longitudinales, est une technique productive et largement utilisée dans l'exploitation minière de roches dures pour les gisements subverticaux et épais. Cette méthode permet diverses séquences d'exploitation, en particulier dans les configurations transversales.

Le choix d'une séquence d'exploitation appropriée est essentiel pour garantir un développement sûr et efficace de la mine souterraine. La séquence d'exploitation recommandée pour le projet a été élaborée sur la base des objectifs clés suivants :

01. **Frontaux d'exploitation simultanés** – La séquence doit permettre l'exploitation simultanée de plusieurs zones adjacentes (généralement deux zones), en progressant d'ouest en est.
02. **Limiter le développement précoce** – La séquence donne la priorité au développement des parties inférieures de chaque zone avant de passer aux parties supérieures, ce qui minimise le développement précoce requis aux niveaux supérieurs.
03. **Réduire au minimum les points d'extraction ouverts** – L'exploitation minière doit être prioritaire dans les points d'extraction (DP) déjà développés avant d'en créer de nouveaux, afin de réduire les besoins potentiels de réhabilitation.

8.4.1 Développement et séquence d'abattage

La figure 46 présente un panneau de galeries transversales type, adoptant une séquence minière primaire-secondaire qui conserve une forme pyramidale. Sur la base d'une optimisation préliminaire réalisée par GMS, chaque zone minière a été définie avec une largeur de 9 galeries (environ 150 m de longueur), afin de garantir une production efficace. L'étendue verticale des zones varie entre 120 et 280 m.

Contrairement à ce qui est illustré ci-dessous, aucun pilier n'est laissé entre les parties inférieure et supérieure des chantiers ; la séparation vise uniquement à distinguer deux fronts d'exploitation. Comme le montre la figure 46, la séquence proposée se concentre principalement sur la partie inférieure de la zone minéralisée afin de minimiser les besoins de développement tout en conservant une séquence d'exploitation pyramidale. Cette séquence proposée sert de ligne directrice générale et doit être optimisée en fonction de la géométrie locale des chantiers et des conditions géotechniques.

Pour les panneaux de chantiers plus étroits, adoptez une séquence de recul longitudinal. Évitez les fronts convergents et les piliers décroissants.

En ce qui concerne le développement minier, les pratiques suivantes sont recommandées :

→ Dans la mesure du possible, minimiser les travaux préliminaires et adopter une stratégie de développement « juste à temps » afin de réduire l'exposition des excavations inutilisées.

→ Donner la priorité à l'exploitation minière dans les points d'extraction (DP) déjà développés avant d'en créer de nouveaux, réduisant ainsi le risque de détérioration et limitant les besoins de réhabilitation.

→ Limitez le temps nécessaire pour soutenir les fronts de développement et veillez à ce que l'installation du soutènement suive le rythme des avancées afin de maintenir la stabilité de l'excavation.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

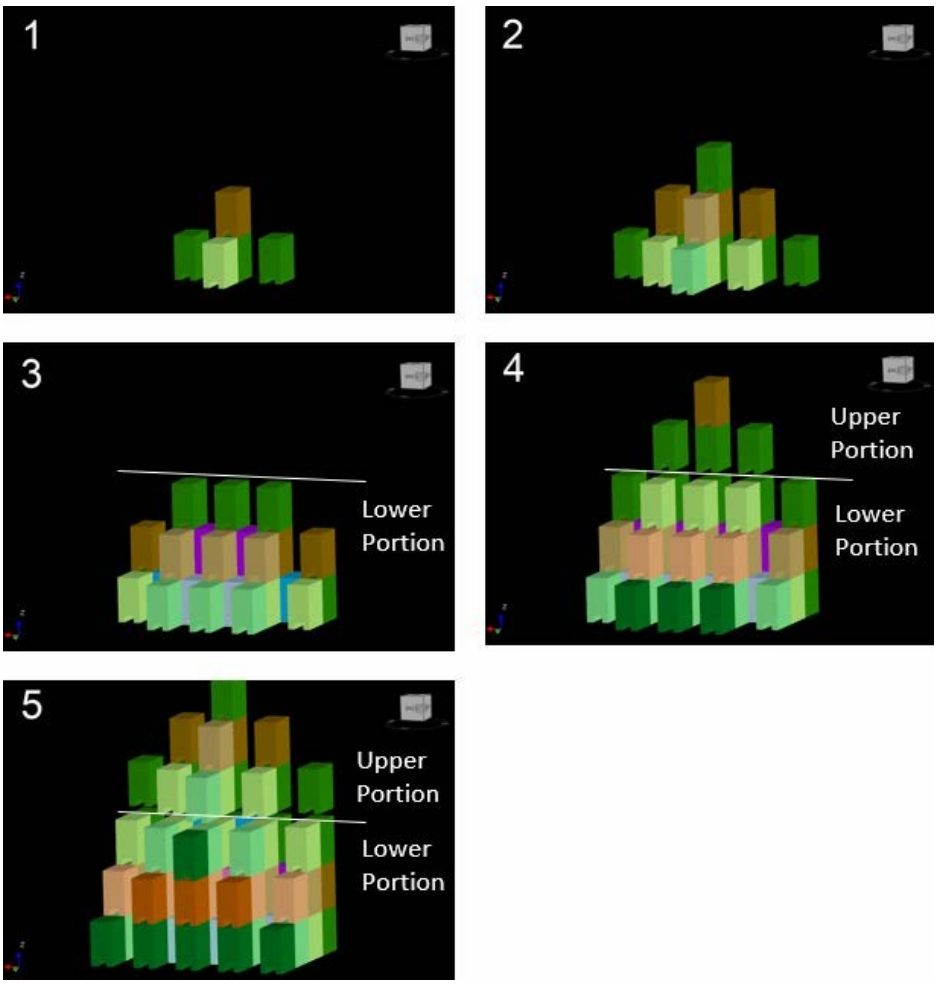


Figure 46. Vue isométrique de la séquence d'exploitation minière proposée.

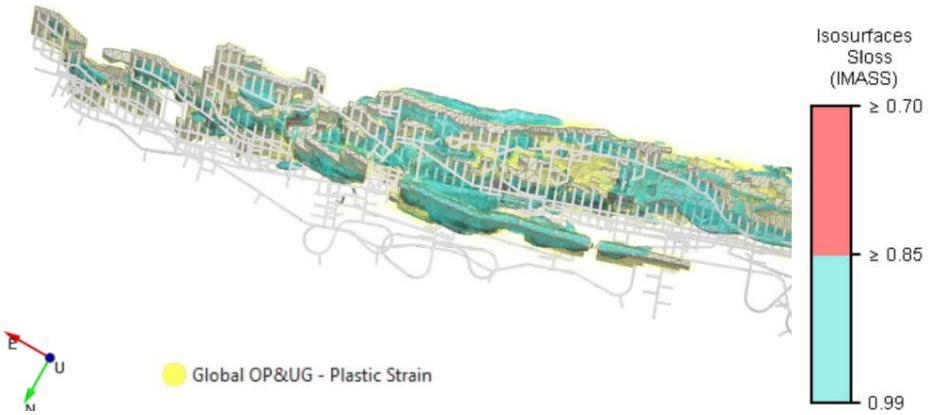
8.4.2 Résultats de la modélisation numérique

Afin d'évaluer la stabilité des excavations souterraines, la séquence d'exploitation a été intégrée au modèle numérique afin de simuler l'extraction progressive des chantiers et la redistribution des contraintes associées tout au long du calendrier d'exploitation prévu.

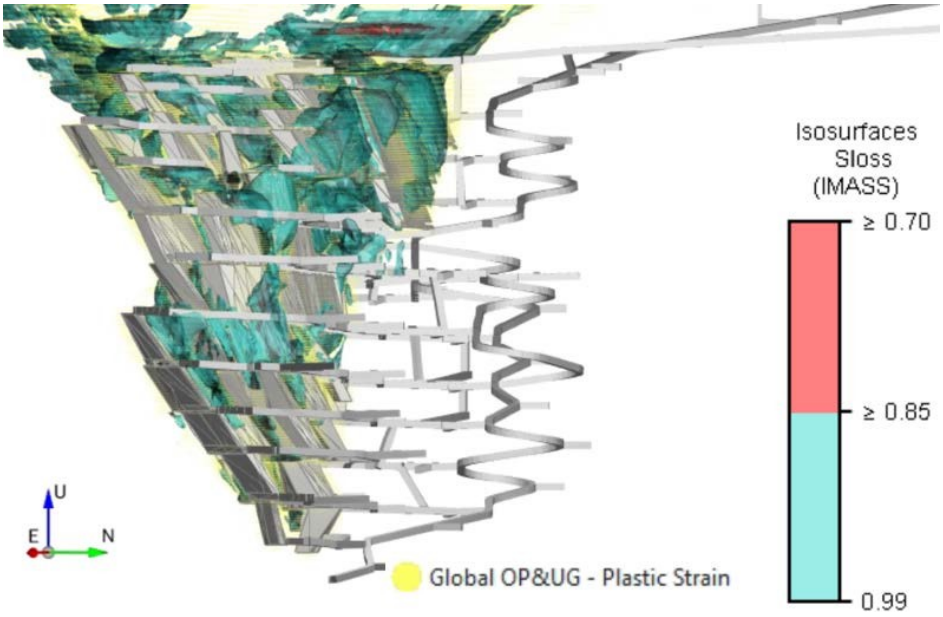
La stabilité a été évaluée à l'aide de plusieurs indicateurs clés dérivés des résultats du modèle. La figure 47 présente des vues en plan et en coupe montrant le degré d'endommagement de la masse rocheuse (SLOSS, pour perte de résistance) et la répartition de la déformation plastique après l'année 2049. Ces résultats fournissent des informations sur l'instabilité localisée autour des excavations et sur la stabilité globale des travaux souterrains tout au long du cycle d'exploitation minière. D'après la réponse modélisée, seuls des dommages mineurs sont à prévoir, principalement confinés à la proximité immédiate des zones d'abattage.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



(a) Vue en plan.



(b) Vue en coupe.

Figure 47. Déformation plastique et dommages subis par la masse rocheuse (Sloss) à l'aide de deux isosurfaces.

La figure 48 présente la contrainte principale majeure (S1) et les isosurfaces des dommages subis par la masse rocheuse en vue en plan. Des zones localisées de déformation plastique élevée sont observées dans le gisement, avec un fléchissement autour des chantiers d'abattage, dans les points de traction et dans plusieurs sections des galeries de transport.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

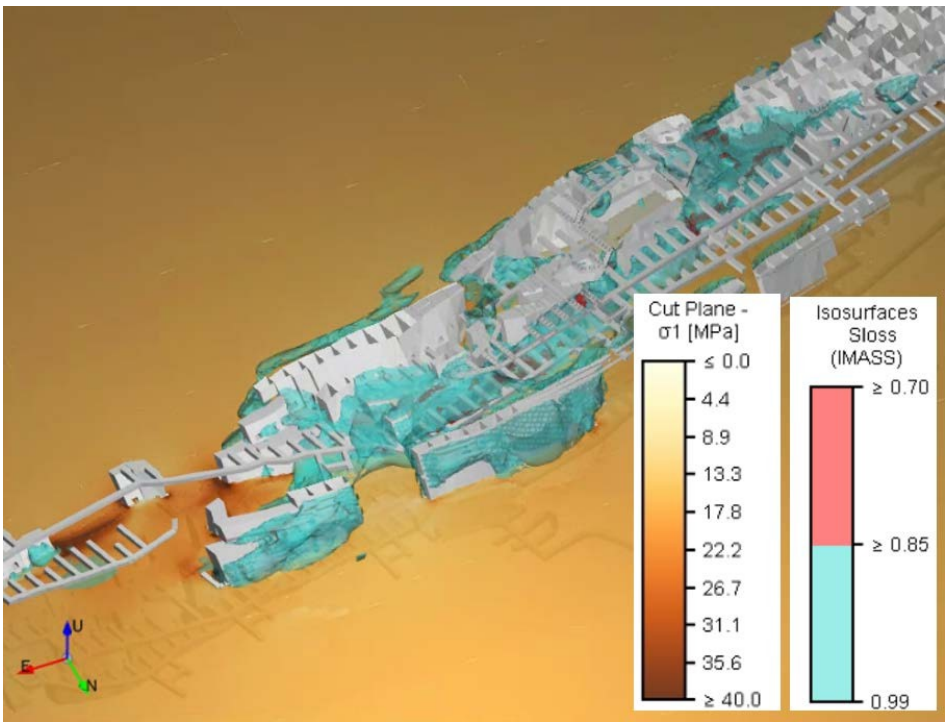


Figure 48. Contrainte principale majeure représentée sur une vue en plan et des isosurfaces des dommages subis par la masse rocheuse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.5 Remblayage

Les chantiers seront remblayés à l'aide d'un remblai en pâte cimentée (CPB) afin d'éviter de laisser des piliers latéraux. La méthodologie d'évaluation de la résistance requise du remblai en pâte cimentée combine des approches empiriques et la validation de modèles numériques. Les résistances recommandées pour le remblai sont présentées dans cette section.

8.5.1 Méthodes de conception

Des méthodes empiriques ont été utilisées pour définir les exigences minimales en matière de résistance du remblai en fonction de la géométrie de la chambre, des propriétés supposées du remblai et de la séquence d'exploitation prévue. De plus, pour les chambres exploitées sous un remblai déjà en place (c'est-à-dire sous la main), un modèle numérique a été utilisé pour confirmer la stabilité du remblai en pâte cimentée, garantissant ainsi la stabilité globale de la chambre.

L'évaluation empirique repose sur une comparaison de trois méthodes établies : l'approche de Mitchell et al. (1982), la méthode modifiée d'excavation et de remblayage proposée par Li et Aubertin (2012) et la solution généralisée développée par Belem et al. (2022). La figure 49 présente les paramètres géométriques utilisés dans ces méthodes. L'approche de Mitchell et al. (1982) est décrite ci-dessous, tandis que les autres méthodes sont détaillées à l'annexe G.

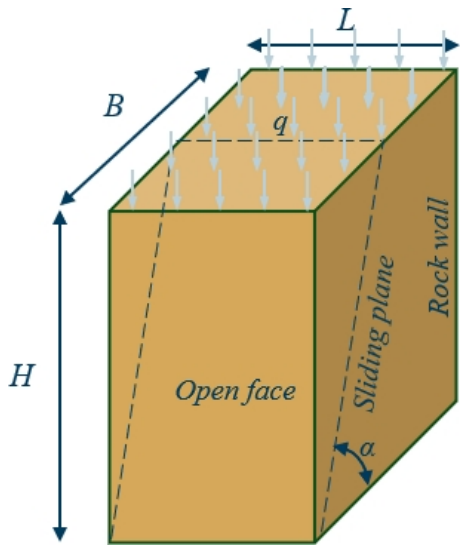


Figure 49. Configuration de la chambre adoptée pour l'évaluation des exigences en matière de résistance du remblai (reproduite à partir de Li et Aubertin, 2012).

L'approche de Mitchell et al. (1982) repose sur un critère de validité défini en fonction du rapport hauteur/largeur de la chambre et de l'angle de frottement du remblai :

$$Critère : \frac{H}{B} \geq \tan \alpha \qquad \textit{(équation 38)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Où H = hauteur de la chambre (m) B = largeur de la chambre (m) $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$ (°)

ϕ = angle de frottement interne du remblai (°)

Si ce critère est satisfait, la résistance requise du remblai peut être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$\sigma_F = \frac{\gamma L H L}{+ H} \quad \textit{(équation 39)}$$

Où σ_F = Résistance à la compression du remblai (kPa)

γ = Poids unitaire du remblai (kN/m^3)

L = longueur de la chambre (m)

Pour chaque type de chambre (transversale et longitudinale), les trois méthodes ont été appliquées, et les exigences finales recommandées en matière de résistance du CPB ont été établies en comparant les valeurs obtenues à partir de chaque approche.

Afin d'évaluer les exigences de résistance du CPB pour la séquence d'exploitation par sous-coupe, un modèle numérique 3D simplifié a été développé dans *FLAC3D* pour les chantiers transversaux et longitudinaux. La résistance du CPB a été réduite progressivement dans le modèle jusqu'à ce qu'une déformation notable du remblai soit observée. Un coefficient de sécurité cible de 2,0 a été utilisé pour l'évaluation.

Les analyses empiriques et numériques ont été réalisées à partir des données suivantes :

01. **Remblai en pâte cimentée**
    - → Facteur de sécurité cible : 1,5 – 2,0
    - → Densité : 20 kN/m^3
    - → Angle de frottement interne : 30°
02. **Dimensions de la chambre**
    - → Transversales : 17 mL × 25 mW × 30–36 m
    - → Longitudinal : 17 mL × 7 mW × 30–36 m

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.5.2 Résultats

Les résultats des analyses empiriques sont présentés dans le tableau 59 pour des FoS compris entre 1,5 et 2,0.

Tableau 59. Comparaison des exigences en matière de résistance CPB obtenues à partir d'analyses empiriques.

Type de chambre – Surface	Méthode	Facteur de sécurité (–)			
		2,0	1,85	1,7	1,5
Transversal – EW	Mitchell et al. (1982)	590	546	502	443
	Li et Aubertin (2012)	537	511	483	441
	Belem et al. (2022)	533	506	476	432
Transversal – HW/FW	Mitchell et al. (1982)	462	427	393	346
	Li et Aubertin (2012)	405	388	369	339
	Belem et al. (2022)	464	434	402	357
Longitudinal	Mitchell et al. (1982)	234	217	199	176
	Li et Aubertin (2012)	236	231	225	215
	Belem et al. (2022)	227	221	214	202

Codes CPB Remblai en pâte cimentée, EW Parois d'extrémité, HW–FW Toit et mur.
Remarques Les critères de la méthode de Mitchell et al. (1982) n'étaient pas valables pour le transversal – HW/FW.

Les résultats du modèle numérique pour les chantiers transversaux et longitudinaux étaient probablement optimistes pour l'étude. Sur la base de l'expérience et des comparaisons avec d'autres sites miniers, des valeurs plus prudentes ont été jugées appropriées à des fins de conception.

La figure 50 présente le déplacement prévu dans la chambre transversale remblayée. Dans ce modèle, un bouchon de 7 mH composé d'un remplissage en pâte d'une résistance de 800 kPa est représenté à la base de la chambre, tandis que le reste du remblayage est constitué d'un remblayage en pâte cimentée (CPB) d'une résistance assignée de 590 kPa.

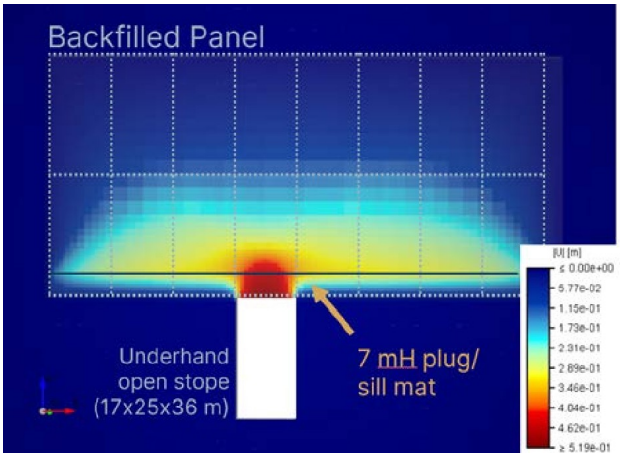


Figure 50. Vue longitudinale des résultats de la modélisation numérique pour l'exploitation souterraine sous une chambre ou un panneau remblayé.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.5.3 Lignes directrices

Le tableau 60 présente les exigences recommandées en matière de résistance pour le remblayage à la pâte cimentée (CPB). Le CPB devrait être utilisé pour tous les chantiers, à l'exception des chantiers isolés, qui peuvent être remplis avec du remblai en roche non cimentée (URF). Si l'URF ne peut pas être utilisé et que le CPB est nécessaire à la place, une résistance minimale de 100 kPa doit être adoptée.

Pour les chantiers transversaux primaires et secondaires, ainsi que pour les chantiers longitudinaux, le tableau 60 présente une gamme d'exigences en matière de résistance du CPB. Cela reflète la décision d'adopter un coefficient de sécurité (FoS) de 2,0 au début de la durée de vie de la mine, pour le réduire progressivement à 1,5 après trois ans d'exploitation, conformément aux pratiques d'optimisation techniques conventionnelles. Le tableau 61 résume les exigences de résistance annuelles correspondantes pour les deux types de chantiers.

Pour l'exploitation minière souterraine, il est recommandé d'utiliser des résistances CPB conservatrices. Bien que ces valeurs puissent être optimisées pendant les opérations, cela nécessiterait une surveillance et des analyses supplémentaires.

Des exigences différentes en matière de résistance du CPB s'appliquent dans les zones où les chantiers souterrains interagissent avec la mine à ciel ouvert. Ce sujet est abordé à la section 8.10 ; toutefois, les recommandations associées en matière de résistance du CPB sont toujours incluses dans le tableau 60 par souci d'exhaustivité.

Tableau 60. Résumé des exigences en matière de résistance du remblai en pâte cimentée.

ChantierType	**Exigence de résistance** (kPa)	**Période de durcissement pour atteindre la résistance requise** (jours)
Retrait longitudinal	210–240 [1,2]	28 [1]
Retrait longitudinal – dernier front (capacité minimale si URF impossible)	100	14
Transversal primaire et secondaire	440–540 [1,2]	28 [1
Secondaire transversal – dernier front de taille (capacité minimale si l'URF n'est pas possible)	100	14
Zone d'interaction puits-chambre	2 000	56
Exploitation souterraine	Chantier de 5 à 15 mW : 1 200 Chantier de 15 à 25 mW : 1 600	56
Exploitation minière supérieure [3]	100	14

Codes CPB Remblai en pâte cimentée, URF Remblai en pierres non cimentées.
Remarques [1] Résistance de 200 kPa requise après 3 jours de durcissement.
[2] Voir le tableau 61 pour les valeurs détaillées.
[3] Exploitation par la partie supérieure : lorsque les chantiers sont exploités à partir d'une seule galerie située sous le chantier.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 61. Exigences en matière de résistance du remblai en pâte cimentée pendant la durée de vie de la mine.

Année	Exigence de résistance (kPa)	
	Longitudinal	Transversal
0	2	540
1	230	510
2	220	480
3+	210	440

À ce stade, les barricades de remplissage sont considérées comme étant constituées soit de murs en béton projeté, soit de barricades en boue. Pour les barricades en boue, on suppose une géométrie trapézoïdale conformément à (Yang et al., 2017) :

→ Longueur arrière : 5,5 m

→ Longueur de base : 17,0 m

→ Volume : 310 m^3

Aucun résultat d'essai sur le remblai en pâte cimentée (CPB) n'était disponible au moment où ces analyses ont été réalisées. À des fins budgétaires, il est proposé de supposer une teneur en liant de 3 % dans la boue pour les chantiers longitudinaux et de 5 % pour les chantiers transversaux. Il convient de supposer une période de durcissement de 14 jours avant le dynamitage au-dessus d'une chambre remblayée et de 28 jours avant l'exposition des parois CPB. Ces directives devront être révisées dès que les résultats des essais en laboratoire sur le remblayage en pâte seront disponibles.

Il faut également tenir compte des exigences supplémentaires en matière de résistance. Une résistance au bouchon supérieure à 150 kPa est requise avant de placer le remblai résiduel. De plus, une résistance résiduelle supérieure à 75 kPa est requise avant de placer une couche de déblais sur le CPB, et une résistance résiduelle supérieure à 100 kPa est requise avant de procéder à des travaux de dynamitage dans un rayon de 25 m autour des chantiers.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.6 Pilier de couronne

Les sections suivantes présentent l'analyse du pilier de couronne en surface. Cette section traite uniquement du pilier vertical.

8.6.1 Méthodes de conception

La mine souterraine Shaakichiuwaanaan CV5 se trouve dans un environnement particulier, car elle est destinée à être exploitée sous un lac. Conformément au Règlement sur la santé et la sécurité du travail dans les mines du Québec (Éditeur officiel du Québec, 2025) :

> *Article 76*
>
> *Aux fins de la présente subdivision :*
> → *Une excavation souterraine est sous l'influence d'une masse d'eau lorsque l'excavation se trouve à moins de 100 m (328,1 pi) du contour rocheux sous la masse d'eau à son point le plus élevé ;*
> → *Une mine à ciel ouvert est sous l'influence d'un plan d'eau lorsque la largeur du mur de protection est inférieure à 100 m (328,1 pieds) à partir du point le plus élevé du plan d'eau.*

À la suite de discussions avec PMET, une évaluation préliminaire de la stabilité d'un pilier de couronne de surface de moins de 100 m d'épaisseur a été réalisée afin d'offrir une plus grande souplesse de conception à ce stade du projet. Cette

> *Article 77*
>
> *Une excavation souterraine sous l'influence d'une masse d'eau ne peut être commencée sans avoir obtenu d'un ingénieur les plans et devis accompagnés d'études couvrant les éléments suivants :*
> → *Une étude de la surface du site sous laquelle seront situés les piliers de surface ;*
> → *Une étude de la répartition des sols ;*
> → *Une étude des propriétés mécaniques du sol ;*
> → *Une étude des propriétés mécaniques de la roche à excaver ;*
> → *Une étude des conditions hydrogéologiques ;*
> → *Les données nécessaires au système de vérification et d'entretien des piliers de surface.*
> *Les plans et spécifications ainsi que les études qui les accompagnent doivent être conservés sur le site minier et être disponibles à tout moment.*

évaluation a été menée à bien malgré l'absence de certaines études complémentaires nécessaires pour satisfaire pleinement aux exigences réglementaires. Par comparaison avec des sites similaires au Québec, une épaisseur de pilier supposée de 85 m a été retenue pour l'évaluation. Il convient de noter que cette valeur ne représente pas nécessairement un scénario de conception optimisé.

La conception du pilier de couronne a été évaluée à l'aide de deux approches complémentaires :

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

01. Méthode empirique à échelle réduite (Carter, 2014)
02. Modélisation numérique tridimensionnelle (3D) par différences finies

Les méthodes et leurs résultats sont présentés ci-dessous.

Tout d'abord, la méthode de la portée échelonnée a été utilisée pour évaluer la stabilité de l'épaisseur des piliers de couronne. Les données requises sont l'indice de classification de la masse rocheuse Q et la portée effective C_s , qui permettent ensemble d'estimer la probabilité de rupture (PoF) du pilier. Les équations pertinentes sont définies ci-dessous :

$$Q = Q' \times Jw/SRF \qquad \textit{(équation 40)}$$

où Jw = facteur de réduction de l'eau dans les joints SRF = facteur de réduction des contraintes

$$C_s = S \times \sqrt{\frac{\gamma}{T \times (1 + S_r) \times (1 - 0{,}4 \cos \vartheta)}} \qquad \textit{(équation 41)}$$

où S = portée du pilier de couronne (ou portée de l'excavation souterraine) (m) T = épaisseur du pilier (m)
L = longueur de la couronne (m)
γ = densité de la masse rocheuse (t/m^3) S_r = S/L = rapport d'envergure (S/L)
ϑ = inclinaison du pilier/de la foliation/de la minéralisation (°)

$$PoF\ (\%) = \frac{100}{1 + (440 \times \exp(-1{,}7 \times \frac{Cs}{Q^{0{,}44}}))} \qquad \textit{(équation 42)}$$

Les principales unités rocheuses composant le pilier de couronne en surface sont l'amphibolite, les métasédiments et la pegmatite. Étant donné que ces trois unités sont présentes dans le pilier, on suppose que le type de roche de moindre qualité est le plus susceptible de déterminer la stabilité du pilier de couronne. En conséquence, les paramètres d'entrée pour l'analyse sont basés sur l'unité de pegmatite, car elle présente les valeurs Q' les plus faibles (c'est-à-dire le premier quartile, Q1). Les valeurs minimales et maximales adoptées pour les différentes entrées de l'analyse sont détaillées ci-dessous :

01. Classification géomécanique Q

→ Q' – les valeurs correspondent respectivement aux ^{25e} et ^{50e} centiles des séries analysées : 7 et 18, respectivement.

→ J_w – la valeur minimale est établie comme étant l'écoulement du jet ou la haute pression dans une roche compétente avec des joints non remplis, tandis que la valeur maximale tient compte d'un écoulement moyen et d'un lavage occasionnel des joints. Des valeurs comprises entre 0,50 et 0,66 ont été supposées.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ SRF – le facteur de réduction de contrainte correspond à un niveau de contrainte moyen pour une masse rocheuse compétente : 1,0.

02. Portée des piliers

→ L'excavation correspond à une taille de chambre de 17 mL × 25 mW × 30-36 mH. Par conséquent, une largeur minimale et maximale de 17 m a été supposée.

03. Longueur de la couronne

→ Comme pour la portée des piliers, étant donné que l'excavation correspond à une taille de chambre de 17 mL × 25 mW × 30-36 mH, une largeur minimale et maximale de 25 m est utilisée.

04. Densité de la masse rocheuse

→ La densité de la masse rocheuse est supposée être de 2 800 kg/m^3 .

05. Inclinaison des piliers

→ Des valeurs comprises entre 45° et 55° sont utilisées et tiennent compte de l'inclinaison de la foliation dans cette zone.

06. Épaisseur du pilier (hauteur verticale)

→ Une épaisseur comprise entre 80 et 90 m est utilisée.

Le modèle numérique présenté à la section 8.2 a été utilisé pour évaluer la stabilité du pilier de couronne en surface. Dans ce modèle, la mine à ciel ouvert, les chantiers et les morts-terrains ont été inclus, tandis que le barrage et le plan d'eau n'ont pas été représentés explicitement. De plus, le modèle n'intégrait pas les ouvertures de développement ni la pression interstitielle.

Les résultats du modèle ont été examinés afin de déterminer si une déformation plastique – indicative d'une déformation permanente (par exemple, une fracturation) – se développe à l'intérieur du pilier de couronne au cours de la période 2031-2049.

8.6.2 Résultats

L'analyse empirique, qui intègre à la fois les paramètres d'entrée inférieurs et supérieurs, indique qu'une épaisseur de pilier de 85 m serait acceptable du point de vue de la stabilité. Cette évaluation repose sur l'hypothèse prudente qu'aucun soutènement du sol ne sera installé, ce qui offre une marge de sécurité adéquate. Dans ces hypothèses, le pilier de surface présente une probabilité moyenne de défaillance (PoF) de 1,5 %, avec une fourchette minimale-maximale de 1,0 à 3,7 %. Sur la base de ces résultats, le pilier correspond à une catégorie de stabilité « Classe F ».

Selon les directives d'acceptation de l'exposition au risque présentées dans le tableau 62, un pilier de « classe F » est recommandé compte tenu de la durée pendant laquelle la travée restera exposée. Cette classe correspond à une structure à long terme dont la durée de vie est comprise entre 50 et 100 ans. L'épaisseur du pilier adoptée dans la conception est donc considérée comme appropriée pour cette classification.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 62. Lignes directrices pour une exposition au risque acceptable. Reproduit à partir de Carter et Miller (1995).

Classe	Probabilité de défaillance		FS min.	Max. Échelle	Directives de conception pour l'acceptabilité des piliers / Durée de vie utile des piliers couronnes				
	min %	Max %			Espérance	Années	Accès public	Position réglementaire sur la fermeture	Surveillance opérationnelle requise
A	50	100	< 1	$11,31 \times Q^{0,44}$	Effectivement nul.	< 0,5	Interdit	Totalement inacceptable	Inefficace
B	20	50	1,0	$3,58 \times Q^{0.45}$	Très court terme [1]	1,0	Empêché de force	Inacceptable	Surveillance sophistiquée continue
C	10	20	1,2	$2,74 \times Q^{0,46}$	Très court terme[2]	2-5	Prévention active	Élevé niveau de concernant	Continu surveillance concerna instruments
D	5	10	1,5	$2,33 \times Q^{0.47}$	Court terme[3]	5-10	Prévenu	Niveau de préoccupation modéré	Surveillance simple continue
E	1,5	5	1,8	$1,84 \times Q^{0,48}$	Moyen terme[4]	15-20	Découragé	Faible à modéré niveau modéré Préoccupant	Surveillance consciente superficielle
F	0,5	1,5	2	$1,12 \times Q^{0.49}$	Long terme[5]	50-100	Autorisé	Préoccupation limitée	Surveillance superficielle occasionnelle
G	0	0,5	> 2	$0,69 \times Q^{0.50}$	Très long terme [6]	>100	Libre	Sans préoccupation	Aucune surveillance requise

[1] À des fins d'exploitation minière temporaire uniquement.
[2] Indésirable pour les travaux publics temporaires.
[3] Couronnes semi-temporaires, par exemple sous des infrastructures minières non sensibles.
[4] Couronnes semi-permanentes.
[5] Couronnes quasi permanentes, portails civils.
[6] Couronnes permanentes au-dessus de tunnels civils.

Le graphique de stabilité intégrant les paramètres décrits ci-dessus est présenté à la figure 51. Le rectangle orange illustre ce qui suit :

→ Il s'agit de la plage de valeurs possibles pour le pilier de couronne.

→ Le coin supérieur gauche du rectangle correspond au scénario qui intègre toutes les valeurs de paramètres les plus conservatrices utilisées dans l'analyse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ Le coin inférieur droit du rectangle correspond au scénario qui intègre toutes les valeurs de paramètres les moins conservatrices.

Le losange rouge représente l'estimation la plus réaliste du pilier de couronne de surface proposé, sur la base des paramètres et des hypothèses sélectionnés.

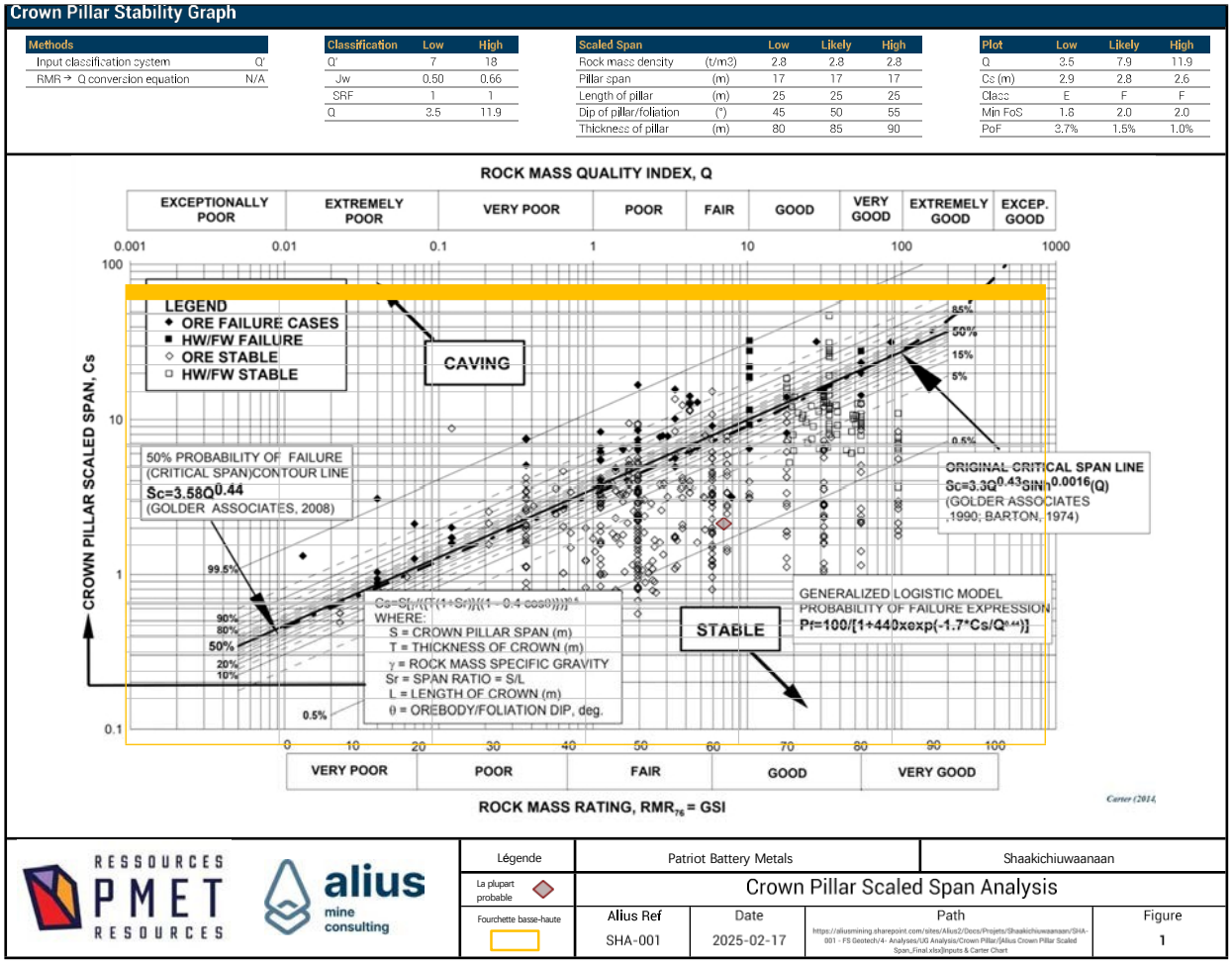


Figure 51. Tableau de stabilité des portées à l'échelle avec les données proposées pour le pilier central.

Les résultats de la modélisation sont présentés à la figure 52. Le modèle numérique indique que la déformation plastique commence à se développer dans le pilier de couronne très tard dans la séquence d'exploitation (années 2046-2049). Cette déformation se produit après l'extraction des chantiers les plus élevés situés directement sous le plan d'eau. Des investigations et des améliorations supplémentaires, y compris des ajustements potentiels de la séquence d'exploitation, seront nécessaires pour atténuer ce risque.

Plus précisément, en 2047, on observe un déconfinement autour des chantiers et à l'intérieur du pilier. À ce stade, le risque associé reste faible et acceptable. En 2049, une déformation plastique est clairement présente dans le pilier de couronne. Cela nécessitera une analyse supplémentaire afin de garantir des conditions d'exploitation sûres lors de l'exploitation minière sous le lac.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



Année 2031 – Aucune déformation plastique



Année 2033 – Aucune déformation plastique



Année 2035 – Aucune déformation plastique



Année 2037 – Fin du plastique



Année 2039 – Pas de contrainte plastique



Année 2041 – Pas de contrainte plastique



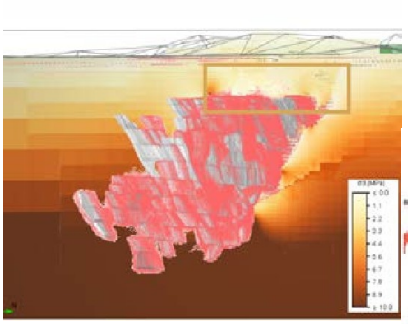
Année 2043 – Pas de contrainte plastique



Année 2045 – Légère contrainte plastique visible



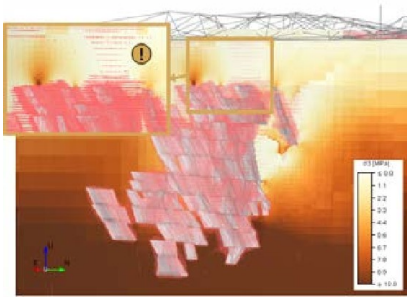
Année 2047 – Déformation plastique quelque peu visible



Année 2047 – Contrainte principale mineure (S3) et déformation plastique



Année 2049 – Déformation plastique visible



Année 2049 – Contrainte principale mineure (S3) et déformation plastique

Figure 52. Évolution de la déformation plastique dans le pilier de couronne pour la période 2031-2049. Les années 2047 et 2049 comprennent une contrainte principale mineure (S3).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.6.3 Lignes directrices

La conception du pilier de couronne a été évaluée à l'aide d'une méthode empirique combinée à une modélisation numérique en 3D. L'analyse empirique, qui intègre des paramètres d'entrée inférieurs et supérieurs, indique qu'une épaisseur minimale de pilier de 85 m est requise. Si l'épaisseur du pilier est réduite à moins de 85 m, des mesures d'atténuation supplémentaires seront nécessaires pour gérer le risque opérationnel. Celles-ci peuvent inclure des techniques de forage à distance et d'autres contrôles techniques.

La modélisation numérique montre que la déformation plastique commence à se développer dans le pilier de couronne à la fin de la séquence d'exploitation (années 2047-2049). Cette déformation se produit après l'extraction des chantiers situés près du sommet de la séquence, directement sous le plan d'eau. Des investigations et des améliorations supplémentaires, notamment l'optimisation de la séquence d'exploitation des chantiers supérieurs, seront nécessaires pour atténuer ce risque.

Sur la base des observations issues des dernières étapes de modélisation, il est recommandé d'optimiser la séquence d'exploitation des chantiers supérieurs afin de réduire les effets de la charge et de la déformation sur le pilier de couronne.

Les recommandations relatives à l'utilisation d'un pilier de couronne de 85 m sont fondées sur les données et les analyses actuellement disponibles. Des études techniques supplémentaires, notamment celles portant sur les sols géotechniques, la résistance des masses rocheuses, la conception structurelle et l'hydrogéologie, seront nécessaires pour satisfaire pleinement aux exigences de l'article 77 du Règlement sur la santé et la sécurité du travail dans les mines, à mesure que le projet avancera vers sa réalisation. Il est recommandé d'installer des instruments de surveillance afin de suivre les déformations et les changements de contrainte dans le pilier et de valider la stabilité continue du pilier de couronne. Les outils de sensibilisation opérationnelle, tels que la surveillance en direct et un plan d'intervention en cas de déclenchement (TARP), constituent des mesures supplémentaires qui peuvent contribuer à garantir la sécurité et la durabilité des opérations, en particulier lorsque l'exploitation minière se déroule à moins de 100 m d'un plan d'eau.

Afin de réduire le risque qu'une défaillance du bouchon se propage vers la surface, il convient de placer un remblai dans la galerie en surcreusement afin de limiter l'extension verticale de toute défaillance localisée. Pendant l'aménagement des chantiers, deux chantiers peuvent être ouverts simultanément, à condition de maintenir entre eux un espacement minimum correspondant à au moins la largeur d'un chantier (17 m). Pendant la phase de surcreusage, les déblais doivent être placés à moins de 2 à 3 m de l'arrière du surcreusage. En supposant un vide de 3 m et un facteur de gonflement de 25 %, la hauteur maximale potentielle de l'effondrement est estimée à 12 m. Pour un pilier de couronne de 85 m, cela représente environ 15 % de l'épaisseur totale du pilier.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.7 Conception du soutènement

Les directives relatives au soutènement pour le développement souterrain ont été évaluées afin de garantir des conditions sûres et fiables. Les méthodes et directives de conception sont présentées ci-dessous.

8.7.1 Méthodes de conception

Les recommandations initiales en matière de soutènement ont été élaborées à partir de lignes directrices empiriques, d'expériences pratiques et de jugements techniques. La stabilité des systèmes de soutènement proposés a été évaluée à l'aide de scripts et d'outils internes, en visant un coefficient de sécurité de 1,5. Pour les intersections, les analyses ont été vérifiées à l'aide *du calculateur de coefficient de sécurité du soutènement au sol du National Institute for Occupational Safety and Health* (NIOSH), qui applique la méthode tridimensionnelle (cône) (Pakalnis, 2015). À titre d'exemple, une intersection à trois voies de 10 m a été évaluée à l'aide du logiciel afin de déterminer le coefficient de sécurité pour la configuration de soutien recommandée (figure 53), ce qui a donné un coefficient de sécurité de 1,51. Lorsque cela était nécessaire, les configurations de soutien ont été affinées de manière itérative afin d'obtenir un coefficient de sécurité acceptable tout en équilibrant la sécurité, la constructibilité et l'efficacité opérationnelle.

L'évaluation du soutènement du sol pour le développement du portail n'a pas encore été réalisée en détail (section 8.8) ; toutefois, cette question sera traitée de manière exhaustive lors de la phase d'ingénierie détaillée du projet.

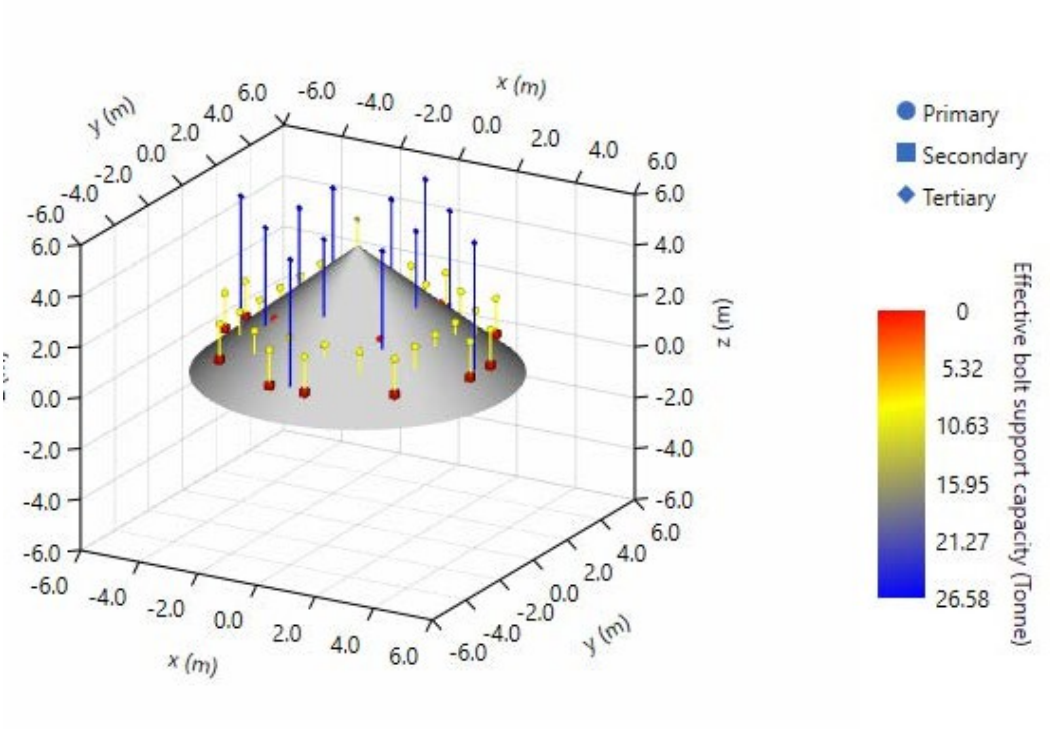


Figure 53. Exemple de soutènement pour une intersection type de 10 m (à trois voies).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

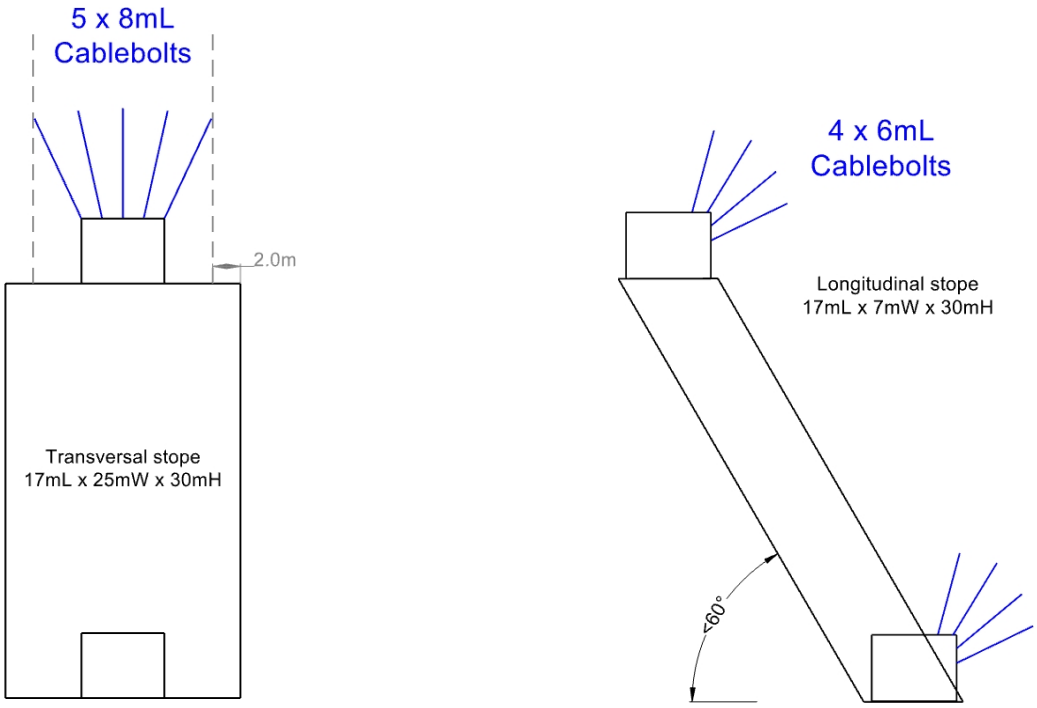
Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.7.2 Lignes directrices

Il est prévu de soutenir l'aménagement permanent à l'aide de barres d'armature en résine de 2,4 m (à l'arrière) et de boulons à friction de 1,5 m (murs), selon un motif de 1,2 × 1,2 m, avec un treillis métallique de 4 po × 4 po de calibre 6. Les zones d'exploitation temporaires, telles que les points d'extraction et les filons, devraient être soutenues par le même soutènement que l'exploitation permanente, compte tenu de leur durée de vie prolongée et de leur proximité avec les chantiers. Des directives détaillées sur le soutènement sont fournies dans le tableau 63.

Les intersections de soutènement nécessitent des boulons de câble de 6 m. Il est recommandé d'éviter de prévoir des intersections à quatre voies, car le coefficient de sécurité (1,39) est inférieur à l'objectif de 1,5 fixé dans les recommandations de conception actuelles.

Le soutènement arrière des chantiers transversaux a été évalué pour différentes largeurs. Les chantiers de moins de 10 m de large ne nécessitent pas de boulonnage ou de soutènement long. Cependant, pour les chantiers plus larges (jusqu'à 25 m), un soutènement avec des boulons de câble (jusqu'à 8 m) est nécessaire. En moyenne, tous les soutènements arrière des chantiers doivent être réalisés à l'aide de boulons de câble de 8 m, installés selon un schéma de 2 × 2 m. En outre, il est recommandé d'utiliser des soutènements longs pour les fronts de taille, avec une certaine flexibilité pour une utilisation dans d'autres zones si nécessaire. Enfin, les chantiers dont la pente de la paroi supérieure est inférieure à 60° doivent être boulonnés sur la paroi supérieure. Là encore, des directives détaillées sur le soutènement du sol sont fournies dans le tableau 63, tandis que la figure 54 montre une représentation schématique du soutènement du sol pour l'arrière, à partir de la galerie de déversement.



(a) Exemple de boulonnage arrière dans une galerie transversale de 25 mW.

(b) Exemple de boulonnage HW dans une chambre longitudinale de 7 mW (inclinaison < 60°).

Figure 54. Représentation schématique du soutènement des chantiers (non à l'échelle).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 63. Résumé des directives relatives au soutènement.

Excavation Type	Détails	Typique Dimensions (m)		Max Portée	Support arrière		Support mural	
		Hauteur	Largeur	(m)	Type	Détails	Type	Détails
Latéral	Développement	5,5	5,5	7,5	Primaire	RB 2,4 m ; 1,2 × 1,2 m	Primaire	SS 1,5 m ; 1,2 × 1,2 m
					Secondaire	SS 1,0 m ; 1,2 × 1,2 m	Secondaire	SS 1,0 m ; 1,2 × 1,2 m
Latéral	Développement large	5,5	8,0	10	Primaire	RB 2,4 m ; 1,2 × 1,2 m	Primaire	SS 1,5 m ; 1,2 × 1,2 m
					Secondaire	RB 3,0 m ; 1,2 × 1,2 m	Secondaire	SS 1,0 m ; 1,2 × 1,2 m
Latéral	Remblayage Développement	5,5	5,5	6	Primaire	SC ; 2 × 2 pouces + WWM + SX 2,1 m ; 1,2 × 1,2 m	Primaire	SC ; 2 × 2 pouces + WWM + SS 1,8 m ; 1,2 × 1,2 m (jusqu'au sol)
Intersections	Typique (3 voies)	5,5	5,5	10	Secondaire	CB 6,0 m ; 2,0 × 2,0 m	–	–
Intersections	Grande (4 voies)	5,5	5,5	12	Secondaires	CB 6,0 m ; 1,8 × 1,8 m	–	–
Vertical	Élévation	–	<3,0	3,0	–	–	Primaire	SS 1,8 m ; 1,2 × 1,2 m
Verticale	Élévation	–	<5,0	5,0	–	–	Primaire	RB 2,4 m ; 1,2 × 1,2 m
Verticale	Élévation	–	<5,0	5,0	–	–	Secondaire	SS 1,0 m ; 1,2 × 1,2 m
Chambres	Front	–	–	RSG	Secondaire	9 × CB 5 m	–	–
Stopes	Arrière	–	–	RSG	Secondaire	RSG	–	–

Codes CB Boulon de câble de 15 mm, RB Barre d'armature de 20 mm (#6), SC Deux couches de béton projeté de 2 pouces, SS Split Set 35 mm, SX 12 t Swellex, WWM Treillis métallique soudé, RSG Se reporter aux directives relatives aux chantiers.

Remarques Si un soutien secondaire est recommandé, le soutien principal doit d'abord être ajouté (en utilisant le type d'excavation recommandé).
Par exemple, une intersection de 10 m dans la rampe nécessite un support arrière de RB 2,4 m sur un motif de 1,2 × 1,2 m (primaire), suivi d'un CB 6,0 m sur un motif de 2,0 × 2,0 m (en deuxième passage).
Développement latéral : suppose un support mural à 1,5 m du sol, sauf indication contraire. Développement latéral : suppose un WWM galvanisé de 1,5 × 2,7 m, calibre n° 6.

Développement vertical : suppose un maillage ou un WWM.
Utiliser des plaques de dôme de 10 tonnes, sauf pour les câbles (utiliser des plaques de 17 tonnes).
Les galeries inaccessibles au personnel pendant et après le développement ne nécessitent pas de soutien (par exemple, les galeries de descente ou les galeries de ventilation temporaires).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.8 Portail (coupe en boîte)

Cette section présente les recommandations relatives au portail (encadré), notamment la rampe d'accès et les pentes des murs, la face du portail et le pilier de surface. L'équipe GMS a déterminé l'emplacement du portail principal, ainsi que ses dimensions et la conception de la rampe d'accès. Ces paramètres ont été utilisés comme données d'entrée pour l'évaluation de l'encadré. La terminologie utilisée dans cette section est illustrée à la figure 55.

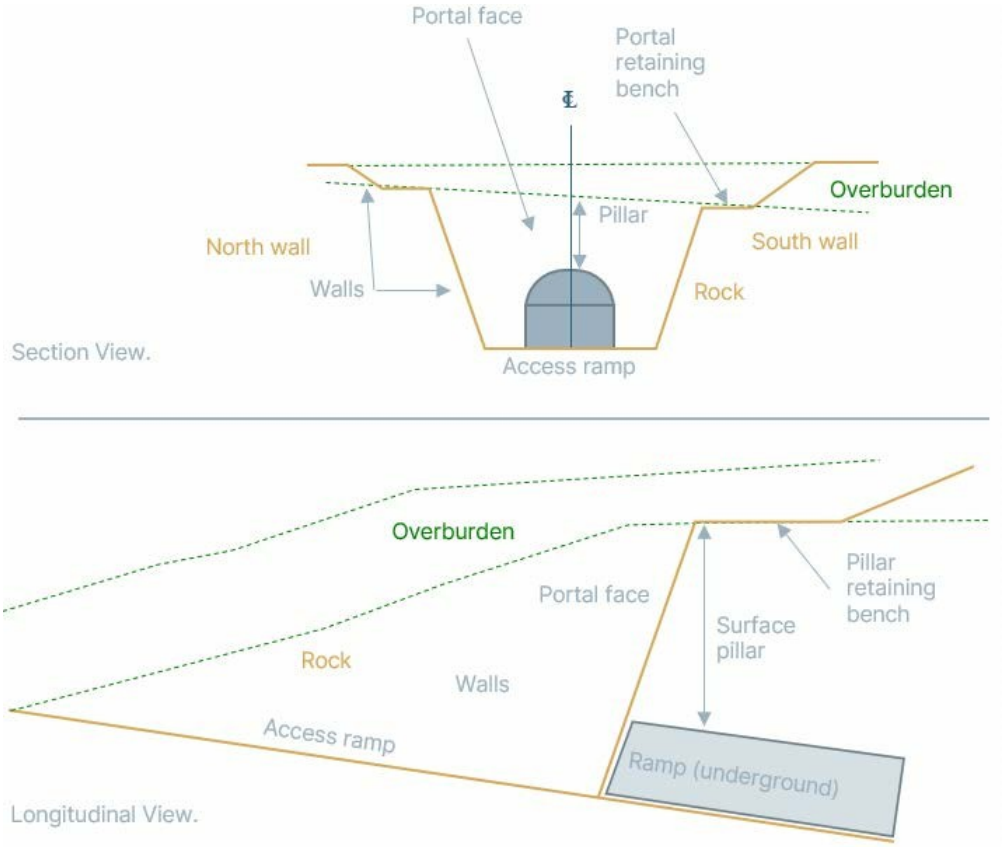


Figure 55. Terminologie relative à l'infrastructure générale d'un portail (non à l'échelle).

L'emplacement du portail est prévu à environ 400 m au nord de la fosse et encore plus loin de la zone principale des chantiers souterrains, comme le montre la figure 56.

Les paramètres de conception des pentes de l'excavation en caisson (dans les morts-terrains et la roche) et les recommandations associées en matière de soutènement ont été élaborés sur la base des données limitées disponibles.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

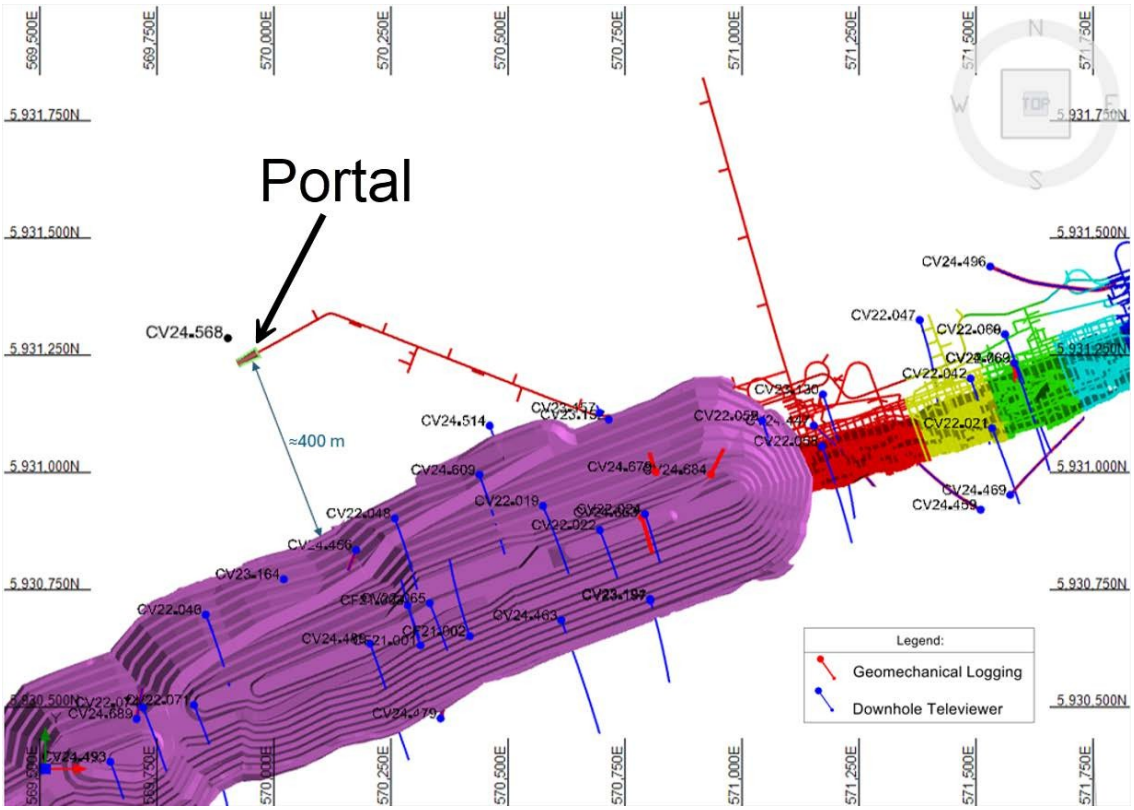


Figure 56. Emplacement prévu du portail.

Pentes des morts-terrains

En ce qui concerne la détermination des pentes recommandées pour les morts-terrains, aucune donnée spécifique au site n'est actuellement disponible. Les hypothèses suivantes ont donc été formulées : sur la base du modèle lithologique et de la topographie de surface, l'épaisseur des morts-terrains à l'emplacement du portail est estimée à environ 5 m. On suppose en outre que la composition des morts-terrains est similaire à celle caractérisée ailleurs sur le site, consistant principalement en till. À ce stade, une pente de 2H:1V est recommandée pour les morts-terrains entourant la zone du portail.

Pentes rocheuses

Un seul trou de forage (CV24-568) est situé dans un rayon de 50 m autour du site proposé pour le portail. Aucune description géomécanique des carottes ni aucune étude par téléviseur n'est disponible pour ce trou de forage, ni pour aucun autre trou de forage situé à moins de 400 m environ du site du portail. Par conséquent, les données provenant de trous de forage situés plus loin du portail ont été utilisées pour étayer l'analyse. Le tableau 64 résume les hypothèses et les paramètres d'entrée adoptés pour la conception de la tranchée rectangulaire du portail. La figure 57 illustre les principaux éléments de la configuration du portail.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 64. Hypothèses et données d'entrée pour la conception de la tranchée en caisson du portail.

Paramètre	Valeur
Lithologie de la roche	Métasédiments (d'après CV24-568 et modèle lithologique)
Hauteur de la rampe (m)	5,0
Largeur de l'ouverture de la rampe (m)	5,0–6,0
Azimut de la rampe (°)	61
Direction d'inclinaison de la face du portail (°)	241
Direction de l'inclinaison de la paroi gauche (nord) du portail (°)	151
Direction d'inclinaison du mur du portail droit (sud) (°)	331
Enquêtes auprès des téléspectateurs prises en compte	**(CV22-)** 019, 048 **(CV23-)** 152, 157, 164 **(CV24-)** 456, 514, 609

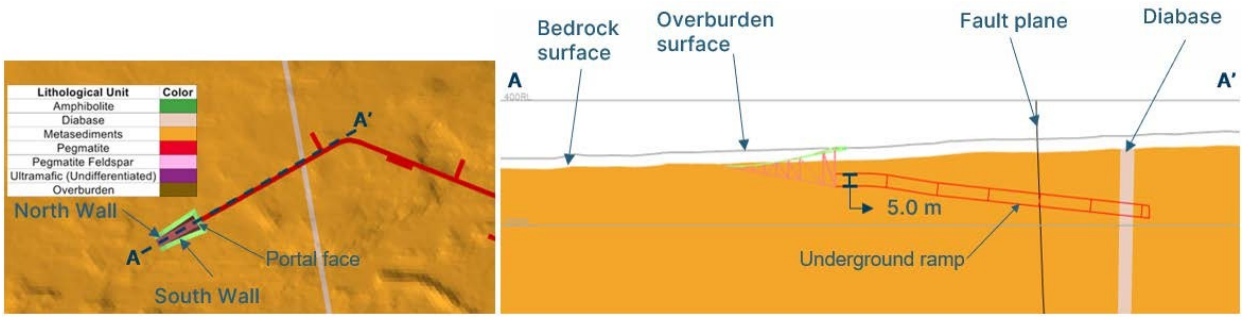


Figure 57. Vue en plan (à gauche) et vue en coupe (à droite) du portail principal.

À partir des levés télévueurs pris en compte, un stéréogramme des discontinuités dans les métasédiments a été préparé dans *Dips* (Rocscience, 2024a) afin de déterminer les principaux ensembles de joints. Les ensembles de joints obtenus sont présentés dans le tableau 65. Un ensemble de joints (JS1) est considéré comme majeur, tandis que l'autre (JS2) est considéré comme mineur en raison de son espacement élevé. La figure 58 montre les projections stéréographiques des discontinuités et des ensembles de joints interprétés. Il convient de noter que la correction de pondération de Terzaghi est appliquée dans cette figure.

À partir des levés télévisés pris en compte, un stéréogramme des discontinuités dans les métasédiments a été préparé afin d'identifier les principaux ensembles de joints. Les ensembles de joints obtenus sont présentés dans le tableau 65. Un ensemble de joints (JS1) est interprété comme un ensemble majeur, tandis que l'autre (JS2) est classé comme mineur en raison de son espacement important. La figure 58 illustre les projections stéréographiques des discontinuités et des ensembles de joints interprétés (y compris la correction de pondération de Terzaghi).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 65. Ensembles de joints interprétés dans les métasédiments – Secteur du portail principal.

Lithologie	Ensemble de joints	Inclinaison (°)	Direction de la pente (°)	Espacement moyen des joints (m)	Nombre de poteaux
Métasédiments	JS1	50	165	1,72	133
	js2	49	342	4,66	43

Notes JS majuscule : ensemble articulaire majeur. js minuscule : ensemble articulaire mineur.

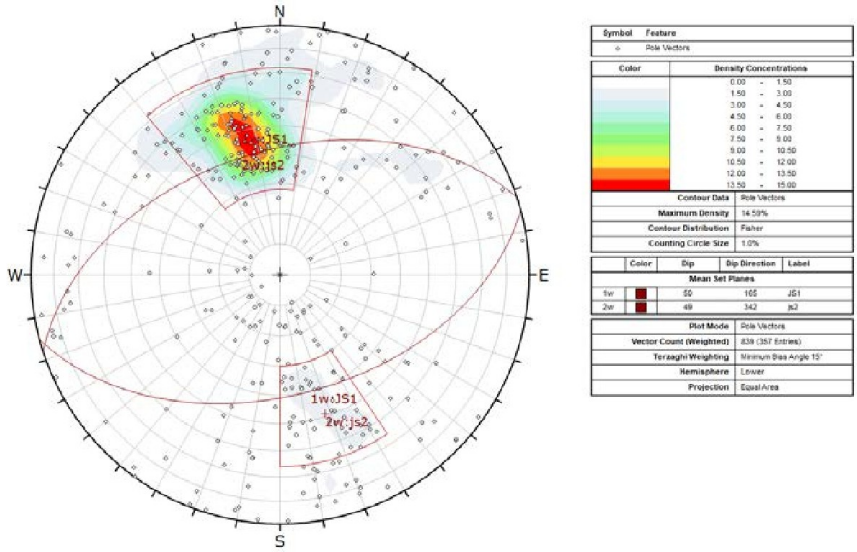


Figure 58. Projections stéréographiques des discontinuités dans les métasédiments pris en compte dans l'analyse du portail et ensembles de joints interprétés.

Des analyses de stabilité en équilibre limite ont été réalisées afin d'évaluer le potentiel de rupture plane et en coin à l'aide des *logiciels RocPlane* (Rocscience, 2025a) et *SWedge* (Rocscience, 2024b), respectivement. Les propriétés des joints utilisées dans les analyses correspondent à celles des métasédiments (ϕ = 23,5° ; voir section 5.1.2). Une valeur de cohésion nulle a été supposée, reflétant les conditions de roche mère peu profonde dans la zone du portail, où la masse rocheuse devrait être plus fracturée et soumise à l'altération superficielle. Une densité de roche de 2 876 kg/m^3 a été adoptée. Dans les analyses présentées ci-dessous, l'inclinaison de la pente a été évaluée à un angle de 80°.

Les conclusions suivantes ont été tirées :

01. Glissement plan

→ La pente du mur nord est contrôlée par la présence de JS1. La pente recommandée pour le mur nord est donc fixée à la valeur moyenne de l'inclinaison de JS1, soit 50°.

→ Pour le mur sud, aucune limitation n'est requise : js2 est considéré comme un ensemble de joints mineurs avec un espacement important entre les joints, et le glissement plan ne détermine donc pas la stabilité de la face du portail ni du mur sud.

→ Le tableau 66 résume les résultats de l'évaluation du glissement plan :

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 66. Évaluation du glissement plan des pentes du portail.

Pente	Direction de la pente (°)	Ensemble de joints critiques	Facteur de Sécurité	Remarques
Mur nord	151	JS1	0,37	Différence de direction d'inclinaison avec JS1 de 14°.
Mur sud	3	js2	0,38	Différence dans la direction du pendage avec js2 de 11° ; espacement élevé des joints mesuré.
Face du portail	241	Aucune	—	Aucun ensemble de joints critiques identifié.

02. Glissement du coin

→ Le glissement du coin ne limite la pente d'aucune des faces.

→ Le tableau 67 résume les résultats de l'évaluation du glissement du coin :

Tableau 67. Évaluation du glissement en coin des pentes des portails.

Pente	Direction de la pente (°)	Ensembles de joints critiques	Facteur de Sécurité	Remarques
Mur nord	151	JS1 et JS2	—	Aucun coin formé.
Mur sud	331	JS1 et js2	21,8	—
Face du portail	241	JS1 & js2	21,8	—

Surface Pilier

L'évaluation des piliers de surface a été réalisée à l'aide de la méthode Scaled Span de Carter (2014), telle que présentée à la section 8.6. Les paramètres d'entrée utilisés pour l'analyse sont résumés ci-dessous, en tenant compte de la présence probable de roches métasédimentaires dans la zone des piliers :

01. Classification géomécanique Q

→ Q' – En l'absence de données proches du portail, on suppose que la qualité de la roche à l'emplacement du portail est équivalente à celle des métasédiments dans la zone souterraine. Cependant, lors de la conception des portails, il est recommandé de multiplier le paramètre J_n par 2, ce qui a un effet direct sur la valeur Q déterminée. Les valeurs ajustées correspondent respectivement aux ^{25e} et ^{50e} centiles des séries analysées (c'est-à-dire 5 et 8).

→ J_w – les valeurs minimale et maximale tiennent compte d'un faible afflux d'eau. Une valeur de 1 est supposée.

→ SRF – Le facteur de réduction des contraintes est fixé au niveau le plus bas possible pour une masse rocheuse compétente, soit 2,5. Le pilier se trouvant en surface, on s'attend à des composantes de contrainte très faibles.

→ Q – Conformément à l'équation eq. 6, la classification Q est obtenue à partir des données précédentes, ce qui donne des valeurs de 2,0 et 3,2. Une fois que le pilier de couronne est considéré comme soutenu, les valeurs Q de 7 et 9 sont obtenues.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

02. Portée du pilier

→ Une largeur minimale de 5 m est utilisée, car il s'agit de la largeur prévue pour la rampe souterraine. Une largeur maximale de 7 m est utilisée pour tenir compte d'un scénario prudent (par exemple, surcreusement).

03. Longueur de la couronne

→ Une longueur d'influence comprise entre 50 et 100 m est utilisée. Cette donnée a très peu d'impact sur les résultats.

04. Densité de la masse rocheuse

→ La densité de la masse rocheuse est supposée être de 2 800 kg/m^3 .

05. Inclinaison des piliers

→ Des valeurs comprises entre 45 et 55° sont utilisées et tiennent compte de l'inclinaison de la foliation dans ce secteur.

06. Épaisseur du pilier (hauteur verticale)

→ Une épaisseur comprise entre 8 et 12 m est utilisée.

Le tableau de stabilité intégrant les paramètres mentionnés ci-dessus est présenté à la figure 59. La signification du rectangle orange et du losange rouge est présentée à la section 8.6.2.

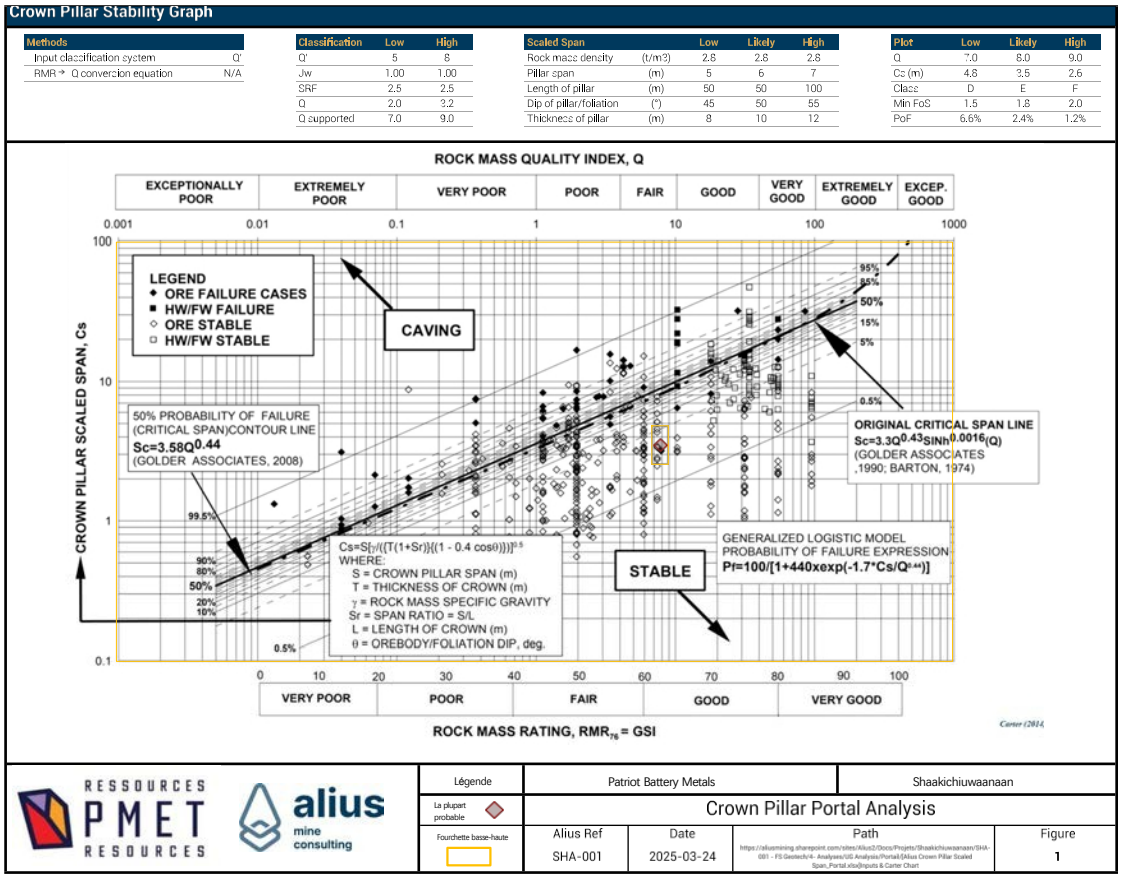


Figure 59. Tableau de stabilité de portée à l'échelle avec les données proposées pour le pilier de surface du portique.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Avec un soutien, le pilier de surface a une probabilité moyenne de défaillance (PoF) de 2,4 %, avec une fourchette minimale-maximale de 1,2 à 6,6 %. Sur la base de ces résultats, le pilier correspond à une catégorie de stabilité « Classe E ».

Selon les directives d'acceptation des risques présentées dans le tableau 62, un pilier de « classe E » est recommandé compte tenu de la durée à long terme pendant laquelle la portée restera exposée. L'épaisseur du pilier adoptée dans la conception est donc considérée comme appropriée pour cette classification.

8.8.1 Directives

Le tableau 68 résume les dimensions et la configuration de la conception de la coupe du portique. Des recommandations générales sont fournies pour le soutènement au sol du portique (pilier et faces).

Tableau 68. Dimensions et configuration de la conception du portique.

Paramètre	Valeur
Largeur de la rampe d'accès (m)	10
Épaisseur des piliers (m)	10
Support de pilier	Soit boulonné à partir de la surface (foré vers le bas), soit à partir de la rampe (foré vers le haut) à l'aide de câbles de 6 m selon un schéma de 2 × 2 m (idéalement plaqué, s'il est foré à partir de la rampe)
Banc de retenue des piliers (m)	20
Banc de soutènement du portique (m)	2 (RSSTM art. 41-1a)
Pente rocheuse – paroi nord (°)	50
Pente rocheuse – paroi sud (°)	80
Pente rocheuse – face du portail (°)	80 ou 90[1]
Support temporaire pour visage et mur	Split-Set (FS35) 1,8 m et mailles de chaîne
Pente de recouvrement	2H:1V

Remarques [1] La pente du front de taille dépend des conditions d'excavation.

La présence de la faille FLT_1525 et du dyke de diabase peut être associée à une qualité de roche localement réduite. En raison de l'absence de forages dans cette zone, la qualité de la roche reste incertaine et les positions exactes de ces deux structures majeures n'ont pas été confirmées. D'après la modélisation actuelle, ces structures devraient croiser la rampe souterraine à environ 90-120 m de la face du portail. Compte tenu des données limitées disponibles pour la conception de la tranchée du portail, les paramètres d'entrée et les recommandations qui en découlent devraient être revus et affinés au cours de la phase d'ingénierie détaillée.

Les besoins en matière d'assistance au sol pour le développement du portail n'ont pas encore été évalués en détail ; cette évaluation devra être réalisée au cours de la phase d'ingénierie détaillée du projet.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

8.9 Infrastructures

Les distances de sécurité des infrastructures souterraines ont été évaluées à l'aide du modèle numérique global. Les infrastructures clés comprennent les rampes, les galeries de remontée et les galeries de transport.

Dans le plan d'aménagement proposé par GMS en mars 2025, la rampe principale est systématiquement située à plus de 100 m des chantiers d'abattage. Cette distance doit être maintenue comme exigence minimale afin d'éviter tout dommage potentiel lié à l'excavation. Pour les galeries de transport, une distance minimale de 20 m par rapport aux chantiers d'abattage est recommandée afin d'assurer la stabilité. Enfin, les puits de remontée doivent être situés à au moins 40 m des chantiers d'abattage afin de préserver l'intégrité structurelle et de minimiser l'interaction avec les zones exploitées.

Des distances de sécurité par rapport à l'excavation à ciel ouvert sont également requises pour certaines excavations souterraines. La rampe principale et le puits de ventilation L305 ont fait l'objet d'une étude, car ce sont les deux infrastructures les plus proches de la fosse à ciel ouvert. Les figures 60 et 61 présentent la contrainte principale mineure (S3) et les dommages causés à la masse rocheuse autour d'un puits de ventilation et de la rampe principale, où ces ouvertures sont les plus proches de la fosse à ciel ouvert.

La figure 60 montre qu'aucune déformation plastique ni aucun dommage à la roche n'est observé autour du puits à son emplacement. De même, la figure 61 indique que, bien qu'un certain déconfinement se produise près de la zone de la fosse, aucun dommage plastique n'est détecté à proximité de la rampe. Comme cette section représente la distance la plus courte entre la fosse à ciel ouvert et la rampe souterraine principale, il est recommandé d'installer des instruments tels que le MPBX dans cette zone afin de surveiller la réponse potentielle du sol au fil du temps.

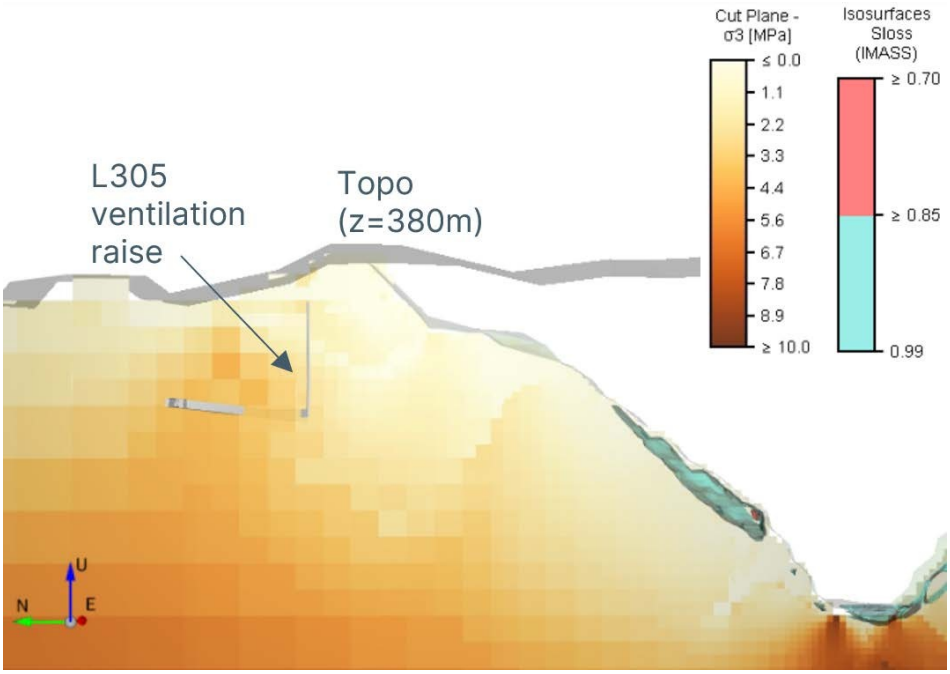


Figure 60. Contrainte principale mineure (S3) et dommages à la masse rocheuse autour de la montée de ventilation L305.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

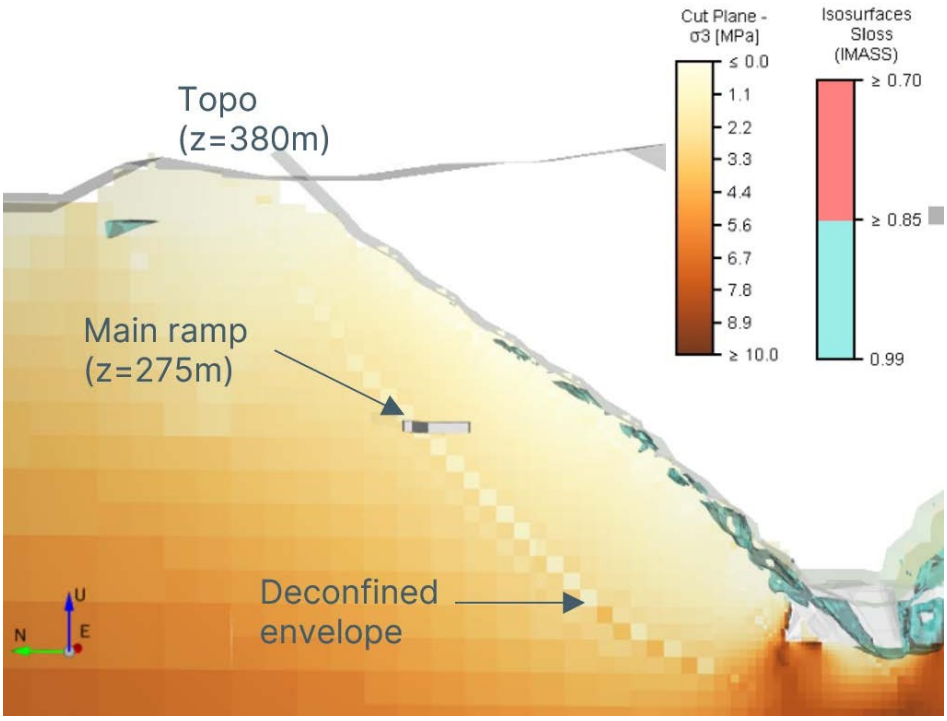


Figure 61. Contrainte principale mineure (S3) et dommages subis par la masse rocheuse autour de la rampe principale située le plus près de la fosse.

8.10 Interaction entre la mine à ciel ouvert et la mine souterraine

La conception de la mine souterraine s'étend vers l'extrémité nord-est de la fosse à ciel ouvert, où plusieurs chantiers d'abattage sont situés immédiatement à côté de la paroi prévue de la fosse. Il est donc nécessaire d'évaluer les interactions potentielles entre la pente de la fosse à ciel ouvert et les excavations souterraines. En particulier, une évaluation de la résistance requise du remblai et de la stabilité globale du système combiné est essentielle pour garantir que les chantiers souterrains puissent être exposés en toute sécurité sur la paroi de la fosse. Cette analyse soutient l'objectif qui consiste à permettre une récupération précoce du minerai dans cette partie du gisement tout en maintenant la stabilité de la fosse à ciel ouvert et des travaux souterrains. Outre la définition des exigences en matière de résistance du remblai, l'évaluation a également examiné la distance minimale derrière la paroi de la fosse à laquelle des chantiers renforcés par remblai doivent être mis en œuvre.

Pour mener à bien cette évaluation, deux approches complémentaires ont été adoptées :

01. Modélisation bidimensionnelle (2D) de l'équilibre limite

→ Conçu pour évaluer la stabilité des pentes locales en déterminant à la fois les exigences en matière de résistance du remblai et le schéma des chantiers qui doivent être renforcés.

02. Modélisation numérique tridimensionnelle (3D) par différences finies

→ Conçue pour valider les conclusions du modèle 2D en appliquant les lignes directrices recommandées à une géométrie 3D représentative. Cette approche tient compte des effets de confinement associés à la configuration tridimensionnelle réelle de la fosse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

L'analyse d'équilibre limite en 2D a été réalisée à l'aide du logiciel *Slide2* (Rocscience, 2025b). Elle comprend la coque optimisée de la fosse, la disposition des chantiers DSO (datée du 13 février 2025) et le modèle lithologique (daté du 13 janvier 2025). Une section type a été modélisée pour évaluer la stabilité, en supposant que les chantiers sont entièrement remblayés. Cette section 2D type a été modifiée par rapport à la conception réelle du chantier afin de représenter la section la plus défavorable, en tenant compte des modifications mineures apportées aux lithologies actuelles et de l'étendue des chantiers. En effet, cette section type correspond à une géométrie critique, où environ trois (3) chantiers à ciel ouvert, équivalant à environ 90 m de hauteur, sont exposés sur la paroi de la fosse.

Compte tenu d'une densité de remblai de 1 960 kg/m^3 et d'un angle de frottement de 30°, une résistance minimale à la compression uniaxiale de 2,0 MPa est requise pour que le remblai maintienne un coefficient de sécurité (FoS) > 1,3. Une valeur FoS de 1,3 est visée en raison de la géométrie conservatrice évaluée. De plus, l'épaisseur requise de ce remblai en pâte à haute résistance derrière le mur pour assurer la stabilité de la pente est de 100 m (équivalent à six chantiers). La figure 62 présente le coefficient de sécurité obtenu sur la section type analysée par analyse d'équilibre limite en 2D.

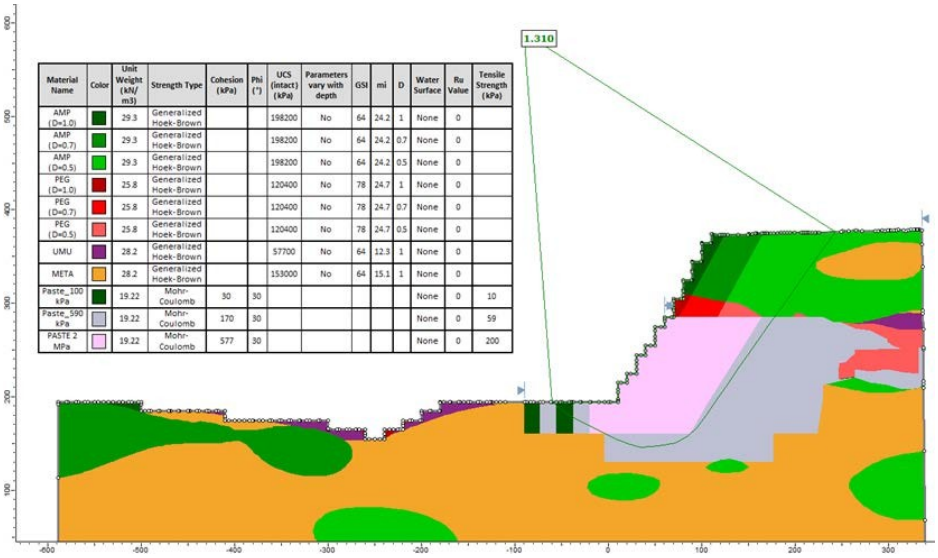


Figure 62. Modélisation 2D de l'interaction OP-UG d' – rupture non circulaire dans la masse rocheuse et le remblai.

Plus précisément, les chantiers concernés par l'exigence de résistance du remblai de 2,0 MPa sont les suivants :

→ Les chantiers situés à moins de 100 m à l'horizontale de la paroi de la mine à ciel ouvert, y compris ceux du niveau 170.

→ Les chantiers sous le fond de la fosse situés à environ 35 m à l'horizontale (environ deux chantiers) du pied de la fosse.

À ce stade, le modèle 2D présente plusieurs limites. L'analyse comprend trois galeries d'exploitation à ciel ouvert. Si d'autres galeries devaient être exploitées à ciel ouvert, les résultats devraient être révisés. Le modèle suppose des conditions purement bidimensionnelles et ne tient donc pas compte des effets de confinement tridimensionnels, qui auraient une influence stabilisatrice compte tenu de la courbure de la fosse. La section analysée représente la géométrie la plus défavorable, légèrement ajustée par rapport à la conception actuelle

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

afin de refléter des hypothèses prudentes. Cette analyse doit être validée et affinée au cours de la phase d'ingénierie détaillée.

Afin de valider les conclusions de la modélisation 2D, un modèle numérique 3D a été construit dans *FLAC3D* en utilisant les mêmes paramètres d'entrée que le modèle global, à quelques exceptions près. La principale différence entre les deux modèles est que seuls les chantiers situés à moins de 100 m des parois de la fosse à ciel ouvert ont été inclus. Cette approche a permis de réduire le temps de calcul tout en concentrant l'analyse sur l'interaction entre la fosse et le sous-sol. L'objectif de ce modèle était de valider le coefficient de sécurité associé à une défaillance potentielle à grande échelle à l'interface entre la fosse à ciel ouvert et les chantiers souterrains. Le coefficient de sécurité a été évalué en réduisant progressivement la résistance du remblai en pâte cimentée.

Comme le montre la figure 63, un déplacement inférieur à 0,9 cm est prévu, sans signe de dommage au massif rocheux, lorsqu'une résistance de remblai de 2,0 MPa est utilisée. Les propriétés du remblai ont ensuite été revues à la baisse à 1,0 MPa. Étant donné que la stabilité globale a été maintenue à cette résistance inférieure, le coefficient de sécurité est considéré comme supérieur à 2. Bien qu'une optimisation supplémentaire soit possible, la résistance recommandée du remblai de 2,0 MPa est confirmée comme étant appropriée.

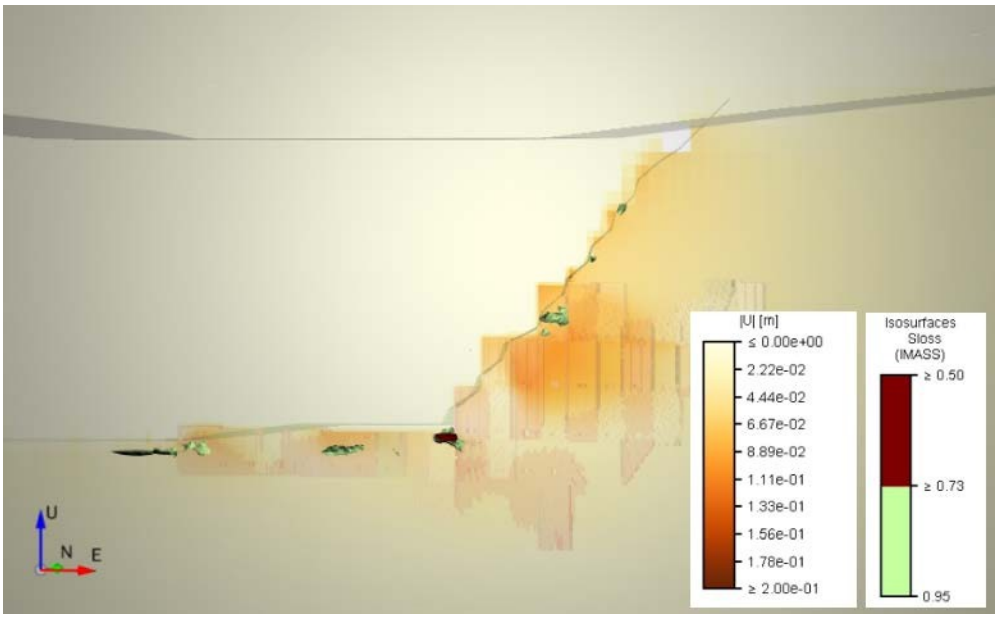


Figure 63. Modélisation 3D de l'interaction OP-UG d' – Isosurfaces des dommages et du déplacement de la masse rocheuse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

9 Considérations opérationnelles

Cette section résume les principales pratiques opérationnelles à prendre en compte lors de la planification, de la conception et de l'exécution de la mine. Ces considérations visent à soutenir la sécurité opérationnelle, à maintenir les performances des pentes et à permettre l'optimisation du plan minier à mesure que de nouvelles informations deviennent disponibles. La section est divisée en trois (3) sous-sections :

01. Pentes de recouvrement
02. Exploitation à ciel ouvert
03. Exploitation minière souterraine

9.1 Pentes de morts-terrains

Les considérations suivantes s'appliquent à la construction, à l'exploitation et à la performance à long terme des pentes de morts-terrains :

01. Mises à jour de conception

→ Des critères de conception ont été proposés pour les pentes locales et globales. En cas de modification de la résistance des matériaux, de la stratigraphie, des conditions hydrologiques souterraines ou de la géométrie de l'excavation, les critères de conception doivent être revus.

02. Eaux souterraines

→ Les analyses de stabilité actuelles partent du principe que le till présente une conductivité hydraulique relativement élevée et que l'excavation entraîne un abaissement local du niveau phréatique. Étant donné que les eaux souterraines devraient affleurer au pied du till, celui-ci doit être sécurisé et un canal de drainage doit être creusé afin d'assurer un drainage adéquat. Il est alors nécessaire de mettre en œuvre des mesures proactives de gestion de l'eau afin de limiter la pression hydraulique au-dessus de la couche de till.

→ Il est recommandé d'installer des piézomètres à corde vibrante derrière les pentes de recouvrement afin de confirmer les hypothèses relatives à la pression interstitielle et de faciliter la détection précoce des changements dans les conditions hydrogéologiques.

→ Les variations saisonnières (par exemple, les cycles de gel-dégel et l'infiltration des précipitations) doivent être surveillées, car elles peuvent avoir une incidence sur les pressions interstitielles et la résistance du sol.

→ Toute nouvelle apparition d'un afflux d'eau ou tout changement dans un point d'infiltration existant sur les surfaces des parois doit être surveillé et documenté.

03. Considérations relatives à la construction

→ L'excavation des morts-terrains devrait de préférence être effectuée pendant les mois d'hiver, lorsque le gel du sol améliore généralement la résistance et la maniabilité du sol. Bien que les conditions hivernales facilitent souvent les opérations, l'excavation peut tout de même être effectuée pendant l'été si le matériau le permet.

→ Si le décapage a lieu pendant la période de dégel, les perturbations causées par les équipements doivent être minimisées afin de réduire le ramollissement des sols supérieurs.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

04. Surveillance des pentes

→ Lorsque l'épaisseur du sol est importante (c'est-à-dire supérieure à 10 m), il est recommandé de mettre en place un programme de surveillance proactive à toutes les étapes de l'excavation. La surveillance doit, au minimum, reposer sur des inspections visuelles régulières et doit également tenir compte de mesures quantitatives telles que :

- Surveillance par prisme
- Radar de stabilité des pentes (systèmes SSR ou LiDAR)
- Mesures piézométriques

→ Des ressources humaines suffisantes doivent être affectées à la collecte, au traitement et à l'interprétation des données géotechniques. L'identification rapide des tendances de mouvement ou des fissures de tension est essentielle pour maintenir la stabilité des pentes.

→ Les résultats doivent être communiqués régulièrement aux équipes d'exploitation et d'ingénierie afin de les aider à optimiser la géométrie des pentes et à valider les hypothèses de conception.

9.2 Exploitation à ciel ouvert

Les pentes à ciel ouvert proposées sont sensibles aux pratiques opérationnelles. Les considérations suivantes sont recommandées pour maintenir la stabilité des parois :

01. Pratiques d'ingénierie et conception de la mine

→ Une cartographie géomécanique et géologique doit être réalisée à mesure que les gradins sont exposés afin de documenter la qualité et la structure des masses rocheuses, les contacts lithologiques et les conditions des eaux souterraines.

→ Les informations issues de la cartographie doivent être intégrées dans un modèle géomécanique évolutif afin d'évaluer si les conditions exposées restent conformes aux hypothèses de conception.

→ Les apports d'eau observés dans les trous de forage doivent être consignés (date, profondeur et débit approximatif) et compilés dans une base de données géoréférencée. Les trous de forage en surface situés au-dessus des chantiers souterrains doivent être cimentés ou scellés afin d'empêcher toute connexion hydraulique avec les travaux souterrains.

→ Les restrictions et limitations liées aux transitions d'angle de pente doivent être prises en compte lors de l'ajustement de la géométrie des parois. Des changements brusques d'angle ou d'orientation des parois (par exemple, des profils de parois arrondis ou convexes) peuvent avoir un impact sur le confinement de la masse rocheuse et la stabilité locale.

02. Forage et dynamitage

→ Le dynamitage dans la roche supérieure fortement fracturée de la fosse peut générer d'importants projections de roches ; la conception du dynamitage doit être ajustée si nécessaire pour garantir la sécurité.

→ Un dynamitage contrôlé est nécessaire pour minimiser les excès de taille, protéger les crêtes des gradins et réduire le développement de surplombs locaux ou d'instabilités des blocs clés.

→ Il est recommandé de procéder à un dynamitage préalable le long des parois finales afin d'obtenir des surfaces lisses et continues et de minimiser la perturbation de la masse rocheuse.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ Les dommages derrière la ligne de conception doivent être minimisés grâce à des charges optimisées, une charge réduite et un délai approprié.

→ Les pentes provisoires peuvent tolérer un dynamitage moins strict, mais il convient néanmoins de veiller à minimiser les excès inutiles.

→ Les parois de phase et les gradins initiaux doivent être utilisés pour affiner les conceptions de dynamitage grâce à des tests itératifs et à l'examen des performances.

→ Lorsque l'exploitation minière se déroule à proximité d'une mine souterraine ou d'autres infrastructures de surface, le dynamitage doit être surveillé à l'aide de géophones ou d'accéléromètres afin d'évaluer les impacts des vibrations.

03. Stabilité des parois de la fosse

→ Il est essentiel de surveiller l'évolution des ensembles de joints susceptibles d'influencer les critères de conception. Les critères de conception recommandés représentent les conditions moyennes du mur, et une vérification continue est donc nécessaire pour garantir leur validité au fur et à mesure de l'avancement de l'exploitation minière.

→ Un écaillage efficace doit permettre d'éliminer les matériaux instables des parois et des crêtes avant de commencer le forage sur la plate-forme sous-jacente.

→ Le détachement doit se concentrer sur l'élimination des matériaux instables dangereux tout en préservant la roche intacte et en minimisant les perturbations inutiles.

→ Il convient d'éviter les sous-coupes pendant les opérations de déblaiement afin de limiter le développement de ravines et de défaillances planes/en coin à faible inclinaison.

→ Les bancs doivent rester dégagés et fonctionnels, notamment en ce qui concerne l'entretien des canaux de drainage et l'accès pour l'inspection. Ils doivent toujours être nettoyés avant de perdre leur accès.

→ Il convient d'éviter les coupes enfoncées à proximité des parois finales afin de réduire les perturbations de la masse rocheuse.

04. Eaux souterraines

→ Les eaux de ruissellement doivent être détournées des crêtes des fosses à l'aide de fossés ou de bermes afin de réduire l'infiltration.

→ Les puisards dans la fosse et la capacité de pompage doivent être mis en place dès le début de l'exploitation minière.

→ L'accumulation d'eau sur les gradins augmente le risque de chutes de pierres et les dommages causés par le gel et le dégel ; le drainage doit être maintenu.

05. Surveillance des pentes

→ Une surveillance continue est recommandée, notamment :

- Inspections visuelles
- Surveillance par prisme
- Radar de stabilité des pentes (systèmes SSR ou LiDAR)
- Mesureurs de fissures ou extensomètres là où des fissures de tension peuvent apparaître

→ Les données de surveillance géotechnique doivent être examinées quotidiennement, et des rapports officiels doivent être publiés à une fréquence adaptée au niveau de risque.

06. Contrôle qualité

→ Des programmes de contrôle qualité et des observations des tâches doivent être mis en œuvre pour les processus opérationnels et d'ingénierie minière clés, notamment :

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

- Pratiques de forage et de dynamitage
- Écaillage des parois de la fosse
- Comparaison des parois de la fosse conçues avec les géométries réelles

9.3 Exploitation minière souterraine

Les considérations opérationnelles relatives à l'exploitation minière souterraine sont présentées ci-dessous. Ces recommandations portent principalement sur la stabilité de l'excavation, le séquençage et l'interaction avec la mine à ciel ouvert.

01. Pratiques d'ingénierie et conception de la mine

→ Les infiltrations d'eau rencontrées pendant le développement ou le forage doivent être systématiquement enregistrées, quantifiées et stockées dans une base de données 3D partagée avec l'ingénierie minière.

→ Les trous de forage d'exploration en surface qui croisent les développements souterrains doivent être cimentés ou scellés afin d'éviter les afflux incontrôlés ou les risques liés aux explosions.

→ Les excavations souterraines situées sous ou à proximité de la fosse à ciel ouvert prévue doivent être séquencées afin d'éviter de compromettre la stabilité des pentes.

→ Le séquençage du remblayage doit favoriser la stabilité des parois et des piliers et minimiser l'exposition des grandes portées non soutenues.

02. Forage et dynamitage

→ Les plans de dynamitage souterrain doivent limiter la transmission des vibrations vers les pentes des carrières à ciel ouvert et les infrastructures critiques.

→ Le dynamitage périphérique peut être envisagé pour les galeries d'exploitation situées à proximité de lithologies fragiles, de structures importantes ou d'excavations critiques afin de maintenir la stabilité.

→ Lorsque l'exploitation minière se déroule à proximité de la fosse ou d'autres infrastructures de surface, les impacts des vibrations causées par les explosions doivent être surveillés à l'aide de géophones et/ou d'accéléromètres.

03. Stabilité de l'excavation et soutènement du sol

→ Le choix du soutènement doit être basé sur la qualité de la masse rocheuse, sa structure, les conditions de contrainte in situ et la durée d'exposition prévue ; le soutènement peut comprendre des boulons, des câbles, des treillis et du béton projeté.

→ La réhabilitation des anciens fronts d'abattage doit être envisagée s'ils restent dans les zones d'influence des nouvelles excavations ou des zones de production.

→ Le remblayage doit généralement suivre la séquence d'abattage afin de minimiser le nombre de chantiers non remplis et de contrôler la redistribution des contraintes.

→ Le contrôle de la qualité du soutènement est essentiel et doit être effectué dès les premières étapes, notamment par l'observation des tâches et des essais de traction sur des tendons de soutènement représentatifs.

04. Gestion des eaux souterraines et de l'eau

→ Une stratégie de drainage à l'échelle de la mine doit être mise en œuvre, comprenant des puisards à plusieurs niveaux, un pompage par étapes et une surveillance, en fonction des apports prévus.

→ Les sources d'infiltration (par exemple, les failles, les zones de fracture et les trous de forage) doivent être colmatées ou scellées si nécessaire afin de maintenir des conditions de travail sûres.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

05. Surveillance et instrumentation

→ Un système de surveillance adapté aux conditions souterraines doit être mis en place, pouvant inclure :

- Surveillance de la convergence (par exemple, stations de convergence dans les zones à forte contrainte, bien que cela soit peu probable)
- Installations MPBX dans les infrastructures critiques ou les grandes portées

→ Les données doivent être examinées régulièrement, avec des seuils et des plans d'action déclencheurs (TARP) guidant les réponses opérationnelles.

06. Contrôle qualité

→ Des programmes de contrôle qualité et des observations des tâches doivent être mis en œuvre pour les activités souterraines clés, notamment :

- Installation de soutènement (par exemple, boulons, câbles, béton projeté)
- Production et mise en place de remblai en pâte cimentée
- Construction de barricades de remblayage (par exemple, clôtures en béton projeté ou barricades anti-boue)

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

10 Conclusion

L'évaluation géomécanique réalisée pour le projet Shaakichiuwaanaan fournit une base complète pour la conception d'une mine à ciel ouvert et d'une mine souterraine au niveau de l'étude de faisabilité. Grâce à des analyses géologiques, structurelles, en laboratoire et diverses autres analyses intégrées, l'étude définit les domaines géomécaniques, caractérise le comportement des masses rocheuses et établit des lignes directrices pour la conception des pentes, des chantiers, du remblayage et du soutènement.

Pour la **mine à ciel ouvert**, une méthodologie de conception des gradins basée sur les risques a été appliquée, ce qui a permis d'obtenir des angles de front de taille, des largeurs de gradins et des angles entre rampes spécifiques à chaque secteur, qui permettent d'atteindre des niveaux acceptables de probabilité de défaillance et de confinement des déversements. La modélisation numérique tridimensionnelle confirme que, avec les géométries recommandées, les pentes globales de la fosse répondent aux critères de stabilité du projet dans des conditions statiques. Les zones de déformation localisées, principalement associées à l'unité ultramafique et aux transitions abruptes des parois, ne posent pas de problèmes de stabilité importants, mais doivent être surveillées pendant les opérations.

La conception de la mine souterraine s'est appuyée sur des évaluations de la stabilité des chantiers à l'aide de méthodes empiriques, ce qui a permis d'obtenir des dimensions standardisées des chantiers qui concilient le contrôle de la dilution et la praticité opérationnelle. Les exigences en matière de résistance du remblai ont été définies à l'aide d'équations empiriques et vérifiées à l'aide d'une modélisation numérique, avec des coefficients de sécurité conservateurs appliqués dès le début de la durée de vie de la mine. L'analyse numérique de la séquence d'exploitation indique que la stratégie de développement souterrain et d'abattage peut être mise en œuvre en toute sécurité, seuls des dommages localisés étant attendus à proximité des chantiers actifs.

L'interaction entre la mine à ciel ouvert et les travaux **souterrains** a été évaluée à l'aide d'une analyse d'équilibre limite en deux dimensions et d'une modélisation numérique en 3D, confirmant qu'une résistance minimale du remblai en pâte cimentée de 2,0 MPa et une extension de 100 m du remblai renforcé derrière la paroi de la fosse sont nécessaires pour maintenir la stabilité des pentes dans les chantiers de taille remplis de pâte.

Une évaluation préliminaire du **pilier de couronne** en surface indique qu'un pilier de 85 m pourrait satisfaire aux exigences de stabilité ; toutefois, cette épaisseur ne respecte pas le seuil réglementaire minimum établi par le RSSTM du Québec (article 77). Des études géotechniques, hydrogéologiques et géomécaniques supplémentaires seront donc nécessaires lors des phases futures du projet afin de développer une conception de pilier entièrement conforme.

En ce qui concerne le **portail principal et la tranchée**, les analyses indiquent qu'un programme ciblé de caractérisation du site sera essentiel au cours de la prochaine étape du projet. Cette étude devrait porter spécifiquement sur la profondeur et la composition des matériaux de recouvrement dans la zone du portail, y compris le long du tracé prévu de la rampe, afin d'affiner les paramètres de conception des pentes et les exigences en matière de soutènement du sol.

Dans l'ensemble, les analyses démontrent que les conceptions proposées pour la mine à ciel ouvert et la mine souterraine sont techniquement réalisables et répondent à leurs critères de sécurité respectifs, à condition que les recommandations présentées dans cette étude soient mises en œuvre et soutenues par une surveillance continue, un affinement du modèle géomécanique et structurel, et une étude continue à mesure que le projet avance vers sa réalisation.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

11 Recommandations et limites

11.1 Recommandations relatives à la conception au niveau de la faisabilité

Des directives de conception à l'appui de l'étude de faisabilité ont été fournies dans plusieurs domaines clés. Un résumé est présenté ci-dessous.

01. Mine à ciel ouvert – Directives de conception

Appliquer les directives présentées à la section 7.7, résumées comme suit :

→ Des angles inter-rampes de 36° sont recommandés dans les sols.

→ La conception des pentes rocheuses suppose un double terrassement (hauteur de terrasse de 20 m).

→ Les angles entre les rampes varient entre 32 et 55°, en fonction du domaine géomécanique :

- Angles de la face des gradins compris entre 40 et 75°.
- Largeurs de bancs comprises entre 8,5 et 12 m pour retenir plus de 70 % des déversements potentiels en général

→ Des bermes géotechniques (16 m de large) sont recommandées pour les parois de plus de 160 m de hauteur, commençant 80 m sous la surface et se terminant 80 m au-dessus du fond de la fosse.

02. Sous-sol – Conception des chantiers et estimations de dilution

Appliquer les lignes directrices présentées à la section 8.3.4, résumées comme suit :

→ Adopter les dimensions recommandées pour les chantiers :

- Chantiers transversaux 17 mL × 25 mW × 30–36 mH
- Chambres longitudinales 17 mL × 7 mW × 30–36 mH

→ Les parois des chantiers doivent être boulonnées afin de limiter l'instabilité et la dilution.

→ Appliquer les valeurs de dilution (ELOS) suivantes pour les surfaces transversales et longitudinales des galeries :

- Paroi suspendue 0,75 m
- Mur de fond 1,25 m / 0,50 m
- Arrière Aucun (ancrage par câbles)
- Parois d'extrémité Aucun (minerai)
- Remblai 0,50 m

03. Sous-sol – Séquence minière

Appliquez les directives présentées à la section 8.4, résumées comme suit :

→ Minimiser le développement précoce et adopter une approche « juste à temps » dans la mesure du possible.

→ Donner la priorité à l'exploitation des points d'extraction déjà développés avant d'en créer de nouveaux afin de réduire les besoins de réhabilitation.

→ Pour les panneaux de galeries transversales, adopter une séquence primaire-secondaire qui maintient une forme d'extraction pyramidale (voir figure 46).

→ Pour les panneaux de taille plus étroits, adoptez une séquence de recul longitudinal et évitez les fronts convergents ou les piliers décroissants.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

04. Sous terre – Remblayage

Appliquez les directives de conception présentées à la section 8.5.3, résumées comme suit :

→ Des résistances résiduelles CPB comprises entre 210 et 540 kPa sont généralement requises, en fonction du type de chambre et de la séquence.

→ Un coefficient de sécurité plus élevé (FoS = 2,0) est recommandé au début de la durée de vie de la mine, puis ramené à 1,5 à mesure que l'expérience est acquise.

→ L'abattage par sous-coupe nécessite des résistances CPB plus conservatrices (1,2 à 1,6 MPa) et doit être réduit au minimum dans la mesure du possible.

05. Sous terre – Pilier de couronne

Appliquez les directives de conception présentées à la section 8.6.3, résumées comme suit :

→ Utilisez une épaisseur minimale de 85 m pour les piliers de couronne.

→ Considérez cette épaisseur comme **préliminaire** en attendant des études complémentaires.

→ Appliquez une surveillance renforcée (instrumentation et TARP) si l'exploitation minière se poursuit sous un pilier de moins de 100 m d'épaisseur sous un plan d'eau.

06. Sous-sol – Conception du soutènement

Appliquer les directives de conception présentées à la section 8.7.2, résumées comme suit :

→ Les types de soutènement proposés sont adéquats pour l'établissement d'un budget au niveau de l'étude de faisabilité.

→ Un développement latéral typique (portée < 7,5 m) nécessite 2,4 m d'armature (20 mm) sur un motif de 1,2 × 1,2 m, avec des ensembles fendus de 1,5 m dans les rangées secondaires, complétés par un treillis métallique soudé galvanisé de calibre 6 (ouverture de 4 pouces).

→ Les intersections typiques nécessitent des boulons de câble de 6 m sur un motif de 2 × 2 m.

→ Les parois et les fronts de taille nécessitent des boulons de câble (6 m, trame de 2 × 2 m).

→ Les exigences en matière de soutènement du sol pour le portail et certaines excavations d'infrastructure restent à définir.

07. Sous-sol – Portail (coupe en boîte)

Appliquez les directives de conception présentées à la section 8.8.1, résumées comme suit :

→ Des pentes de recouvrement de 2H:1V sont recommandées.

→ Pente de la paroi nord : 50°.

→ Pentes de la paroi sud et de la face du portail : 80°.

→ Une épaisseur de pilier de surface de 10 m est appropriée à ce stade.

08. Sous-sol – Infrastructures

Appliquer les directives de conception présentées à la section 8.9, résumées comme suit :

→ Maintenir l'emplacement de la rampe à au moins 100 m des chantiers.

→ Planifier les galeries de transport à 20 m des chantiers d'abattage.

→ Localiser les montées à au moins 40 m des chantiers.

09. Interaction entre la mine à ciel ouvert et la mine souterraine

Appliquez les directives de conception présentées à la section 8.10, résumées comme suit :

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ Exploiter les chantiers avant d'excaver la paroi de la fosse à proximité afin d'éviter toute perte de minerai.

→ Utiliser du béton à haute résistance à la compression (CPB) d'une résistance à la compression de 2,0 MPa pour tous les chantiers situés à moins de 100 m des parois de la mine à ciel ouvert.

11.2 Limites des directives de conception

Sur la base des analyses réalisées et des informations actuellement disponibles, les limites suivantes doivent être prises en compte lors de l'application des directives de conception.

01. Modèle lithostructurel

→ Les contacts lithologiques ont été modélisés sur la base des interprétations actuelles et de la densité de forage ; des révisions sont à prévoir à mesure que l'exploitation minière progresse.

→ L'emplacement et la continuité des structures principales (par exemple, FLT_1525, dyke de diabase) restent incertains dans les zones où les forages sont rares, en particulier près de la tranchée du portail.

→ Le modèle structurel ne couvre que la zone à ciel ouvert ; les conditions structurelles de la mine souterraine n'ont pas été modélisées.

→ L'unité UMU est relativement peu caractérisée, ce qui réduit la fiabilité des paramètres de conception là où cette lithologie est exposée.

→ L'orientation de la foliation varie le long de la fosse et peut différer localement des ensembles moyens supposés. Bien que cela ait été pris en compte en définissant plusieurs domaines géomécaniques, la variabilité réelle peut être plus importante et devrait être confirmée à mesure que les affleurements se développent.

02. Caractérisation géotechnique

→ Aucun essai en laboratoire n'a été effectué sur les sols ; les enveloppes de résistance des morts-terrains reposent uniquement sur les résultats du SPT et des corrélations empiriques.

→ Les forages autour de la fosse à ciel ouvert sont limités, en particulier près du portail et des limites de la fosse, ce qui augmente l'incertitude quant à l'épaisseur et aux propriétés du sol.

03. Caractérisation géomécanique

→ Les valeurs de persistance des joints sont supposées être de 15 m jusqu'à ce qu'elles soient validées par des mesures sur le terrain (par exemple, cartographie des parois de la fosse, LiDAR).

→ Les paramètres de résistance des plans de foliation restent incertains.

→ Les ensembles de joints observés sur la paroi sud sont considérés comme moins restrictifs par rapport aux critères de conception que ceux de la paroi nord, en raison de leur espacement plus large.

→ Les excavations ont été supposées sèches ou avec un afflux mineur ; les pressions des eaux souterraines n'ont pas été explicitement prises en compte dans la classification ou la modélisation.

04. Conception de la fosse à ciel ouvert

→ Les facteurs de perturbation de la masse rocheuse (dommages causés par les explosions, relâchement des contraintes) n'ont pas été pris en compte dans les enveloppes de stabilité.

→ Pour obtenir les largeurs de gradins recommandées, il est nécessaire de contrôler le forage et le dynamitage ; un effondrement excessif peut réduire la capacité des gradins de réception.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ Les structures à grande échelle n'ont pas été incluses dans les modèles numériques ; les instabilités potentielles associées à ces caractéristiques ne sont donc pas prises en compte.

→ Les conditions hydrogéologiques ont été considérées comme ayant un impact limité sur la base des données actuelles ; les pressions interstitielles n'ont pas été prises en compte dans les analyses numériques.

→ Les lignes directrices s'appliquent uniquement aux géométries et lithologies évaluées ; tout écart peut nécessiter une réévaluation.

05. Conception des mines souterraines

→ Les structures à grande échelle n'ont pas été incluses dans les modèles numériques continus, ce qui limite l'évaluation des mécanismes de rupture contrôlés par la structure.

→ Les hypothèses relatives aux contraintes in situ introduisent une incertitude ; les variations de l'orientation ou de l'amplitude des contraintes principales peuvent affecter la stabilité des chantiers et les performances des piliers de toit.

→ Les effets hydrogéologiques n'ont pas été explicitement modélisés ; les pressions hydrauliques peuvent affecter la stabilité de l'excavation.

→ Le risque sismique n'a pas été évalué en raison de la profondeur relativement faible de la mine, mais des concentrations de contraintes localisées peuvent néanmoins se développer à proximité des chantiers ou dans les piliers.

→ La zone du portail manque de forages géotechniques et nécessite des investigations supplémentaires avant la conception finale et l'exécution.

→ La stabilité des grandes infrastructures souterraines n'a pas été évaluée.

→ L'épaisseur actuelle du pilier de couronne de 85 m ne répond pas aux exigences réglementaires de l'article 77 du RSSTM du Québec et doit être réévaluée au moyen des études techniques requises avant que l'exploitation minière (ou le développement) sous le plan d'eau puisse commencer.

06. Variabilité opérationnelle

→ Les performances des pentes dépendent fortement de la précision du forage, de la qualité du dynamitage et des pratiques de nivellement. Les bonnes pratiques ont été prises en compte tout au long des évaluations.

→ Une perte excessive de crête ou un surcreusement peuvent réduire la largeur effective des bancs de retenue en dessous des hypothèses de conception.

→ Les écarts opérationnels peuvent réduire la stabilité et nécessiter des modifications de la conception.

11.3 Recommandations pour les travaux futurs

Sur la base des analyses réalisées dans le cadre de cette étude, les travaux suivants sont recommandés afin de faire avancer le projet vers la phase d'ingénierie détaillée et d'exécution.

01. Modèle lithostructurel

→ Améliorer la définition des contacts lithologiques, en particulier ceux dont l'orientation est défavorable.

→ Acquérir des données structurelles supplémentaires (cartographie de surface, carottes orientées) dans les secteurs clés des parois de la fosse.

→ Mettre à jour le modèle structurel afin de mieux définir les structures à grande échelle, en particulier dans les zones où la couverture de forage est limitée (par exemple, l'empreinte de la mine souterraine).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

→ Mener un programme de caractérisation ciblé du site pour la zone du portail. Cette étude doit permettre de confirmer la profondeur des morts-terrains près de la tranchée et le long de l'axe de la rampe, ainsi que les pentes de sol et de roche à utiliser dans la conception.

02. Caractérisation géotechnique

→ Développer un modèle géotechnique spécifique au site pour les morts-terrains dans les zones du portail et de la périphérie de la fosse.

→ Planifier une campagne d'études géotechniques afin d'augmenter la densité des données et d'améliorer la compréhension de la stratigraphie des sols autour de la fosse à ciel ouvert.

→ Réaliser des essais en laboratoire sur des sols représentatifs afin d'établir des enveloppes de résistance au cisaillement appropriées.

03. Caractérisation géomécanique

→ Donner la priorité à la collecte de données pour l'unité UMU, qui présente actuellement le plus grand degré d'incertitude.

→ Étendre les essais en laboratoire (résistance intacte, résistance au cisaillement) pour l'UMU, la pegmatite, les zones altérées et les plans de foliation.

04. Conception de la mine à ciel ouvert

→ Mettre à jour les modèles numériques 3D à mesure que les interprétations lithostructurales sont affinées.

→ Réévaluer les hypothèses de persistance structurelle (actuellement 15 m) une fois que les parois exposées de la fosse permettront une mesure directe (par exemple, balayage LiDAR).

→ Pour le secteur F-2, évaluer les failles observées et les joints ouverts par rapport au modèle structurel mis à jour afin de confirmer leur impact potentiel sur les paramètres de conception.

→ À mesure que l'exploitation minière expose les parois sud, évaluer plus en détail l'impact réel des joints inclinés vers le nord sur l'intégrité des parois à l'échelle des gradins, et revoir l'hypothèse selon laquelle ces joints n'ont pas d'influence significative sur l'IRA prévu.

05. Conception de la mine souterraine

→ Mettre à jour les modèles numériques 3D à mesure que de nouvelles informations lithostructurales deviennent disponibles.

→ Intégrer les structures principales dans les évaluations de stabilité souterraine une fois leur géométrie confirmée.

→ L'épaisseur actuelle de 85 m du pilier de couronne **n'**est **pas** conforme à l'article 77 du RSSTM du Québec pour l'exploitation minière sous un plan d'eau. Des études techniques supplémentaires (hydrogéologie, mécanique des sols, géomécanique) sont légalement requises avant l'obtention de l'autorisation. Ces études doivent être soumises à la CNESST avant toute excavation sous l'influence du plan d'eau.

→ Pour la conception du portail, forer au moins trois (3) trous de forage supplémentaires (environ 90 m au total) afin de confirmer les conditions de la masse rocheuse à l'emplacement du portail.

→ Envisager d'effectuer des mesures de contrainte in situ (par exemple, test Doorstopper) dès le début du développement afin de valider le tenseur de contrainte en champ lointain.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

06. Surveillance et contrôles opérationnels

→ Élaborez un plan de gestion du contrôle du sol (GCMP) spécifique au site qui formalise les exigences en matière de surveillance géotechnique, la fréquence d'examen des données et les protocoles décisionnels.

→ Élaborer des plans d'intervention en cas de déclenchement (TARP) pour les opérations à ciel ouvert et souterraines, en définissant les niveaux d'action et les réponses requises en cas de changements dans le déplacement, la pression interstitielle ou les conditions du sol observées.

→ Mettre à jour le GCMP et les TARP en fonction des observations opérationnelles et des résultats de la surveillance.

→ Mettre en œuvre des systèmes de surveillance en temps réel (prismes, radar, LiDAR) dans les secteurs influencés par des structures importantes ou des géométries de fosse sensibles.

→ Mettre en œuvre un programme de surveillance hydrogéologique afin de suivre les niveaux des eaux souterraines et les pressions interstitielles dans les mines à ciel ouvert et souterraines :

- Installer des piézomètres à corde vibrante (VWP) à des endroits clés, notamment sur les parois de la fosse, le pilier de couronne et les zones où l'afflux d'eau souterraine pourrait influencer la stabilité.
- Mettre en place un système automatisé d'enregistrement des données et de seuils d'alarme afin de détecter rapidement toute tendance anormale de la pression interstitielle.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Références

Alius Mine Consulting. (2025). *Étude géomécanique du pegmatite CV5* (rapport factuel n° SHA-001-F-20251114-01). Shaakichiuwaanaan.

ASTM. (2014). Méthodes d'essai standard pour la résistance à la compression et les modules d'élasticité d'échantillons de carottes de roche intactes sous différents états de contrainte et de température. https://doi.org/10.1520/ D7012-14E01

ASTM. (2016). Méthode d'essai standard pour la détermination de l'indice de résistance à la charge ponctuelle des roches et application à la classification de la résistance des roches.

Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Classification technique des masses rocheuses pour la conception du soutènement des tunnels d' .

BBA. (2023a). *Bases géomécaniques pour la conception des pentes PEA* (rapport technique n° 7535006-000000-40-ERA- 0001-RAA). Shaakichiuwaanaan.

BBA. (2023b). *Étude hydrogéologique de référence – Future mine à ciel ouvert CV5, propriété Corvette Lithium,* (rapport technique n° 7535001-001900-41-ERA-0002-RAA). Shaakichiuwaanaan.

BBA. (2024a). *Rapport factuel de l'étude géotechnique au forage au diamant de 2024, site Corvette CV-5* (rapport technique n° 7535017-000000-4M-ERA-0001-RAA). Shaakichiuwaanaan.

BBA. (2024b). *Rapport factuel sur l'étude géotechnique au forage au diamant de 2024, site CV5* (rapport technique n° 7535017-000000-4M-ERA-0003-R00). Shaakichiuwaanaan.

BBA. (2024c). *Campagne géotechnique pour la phase 2* (rapport factuel n° 7535009-020001-4G-ERA- 0003-RAA). Shaakichiuwaanaan.

BBA. (2024d). *Base de conception géotechnique des pentes, projet Shaakichiuwaanaan CV5 - PROJET* (rapport technique n° 75350017-00000-40-ERA-0002 / RAB). Shaakichiuwaanaan.

BBA. (2024e). *Rapport technique NI 43-101, Évaluation économique préliminaire du projet Shaakichi- uwaanaan* (PEA n° 7535006-000000-40-ERA-0002-R00). Shaakichiuwaanaan.

Belem, T., Gélinas, L. P., & Oke, J. (2022). Une nouvelle solution généralisée pour la résistance requise des trois types de remblai minier cimenté. *Article ARMA 22-878*, 13.

Bewick, R. P., Amann, F., Kaiser, P. K., & Martin, C. D. (2015). Interprétation des résultats des essais UCS pour la conception technique de l' .

Bieniawski, Z. T. (1976). Classification des masses rocheuses en génie civil. *Actes*, *1*, 97–106. Bieniawski, Z. T. (1989). *Classification des masses rocheuses en génie civil*. Wiley.

Carter, T. G. (2014). Guidelines for use of the Scaled Span Method for Surface Crown Pillar Stability Assessment, 34.

Carter, T. G., & Miller, R. (1995). Évaluation des risques liés aux piliers de couronne - aide à la planification pour une remise en état rentable des mines. *Institut des matériaux, des minéraux et des mines*.

Clark, L. M. (1998). *Minimiser la dilution dans l'exploitation minière à ciel ouvert en mettant l'accent sur la conception des chantiers et l' s dynamitage à trous longs dans les veines étroites* [Thèse de doctorat].

Coulomb, C. (1776). Essais sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *7*, 343–387.

Day. (2005). *Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with 2006 International Building Code* (1st). McGraw-Hill Professional.

Deere, D., Hendron, A., Patton, F., & Cording, E. (1967). Conception de la construction d' s en surface et en proximité de surface dans la roche. *Actes du 8e Symposium américain sur la mécanique des roches*, 237–302.

Éditeur officiel du Québec. (2025). Règlement sur la santé et la sécurité du travail dans les mines (RSSTM). https://www.legisquebec.gouv.qc.ca/fr/document/rc/S-2.1,%20r.%2014%20/

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Gibson, W., De Bruyn, I. A., & Walker., D. J. H. (2007). Considérations relatives à l'optimisation de l'angle des bancs d' , de l'angle des fronts de taille et de la largeur des bermes dans les mines à ciel ouvert.

Goodman, R. E. (1989). *Introduction à la mécanique des roches* (2e édition). John Wiley & Sons.

Guido, S. (2019). *Contributions à la conception géomécanique des chantiers à l'aide d'approches statistiques : Le cas de la mine Éléonore* [Thèse de doctorat, Université Laval].

Heidbach, O., Rajabi, M., Di Giacomo, D., Harris, J., Lammers, S., Morawietz, S., Pierdominici, S., Reiter, K., von Specht, S., Storchak, D., & Ziegler, M. O. (2025). Publication de la base de données World Stress Map 2025. https://doi.org/doi.org/10.5880/WSM.2025.001

Hoek, E. (2006). *Practical Rock Engineering*.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Excavations souterraines dans la roche*. CRC Press.

Hoek, E., & Brown, E. T. (2018). Le critère de rupture de Hoek-Brown et GSI – édition 2018. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *11*(3), 445–463. https://doi.org/10.1016/j.jrmge (Indice de résistance géologique). 2018.08.001

Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013). Quantification de l'indice de résistance géologique Chart. *47e symposium américain sur la mécanique des roches / géomécanique*.

Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Estimation empirique du module de masse rocheuse. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *43*(2), 203–215. https://doi.org/10.1016/j. ijrmms.2005.06.005

ISRM. (1978). *Méthodes suggérées par l'ISRM pour la description quantitative des discontinuités dans les masses rocheuses* (Vol. Int. J Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.). Pergamon Press Ltd.

ISRM. (2007). *Méthodes complètes suggérées par l'ISRM pour la caractérisation, les essais et la surveillance des roches : 1974-2006*. Commission sur les méthodes d'essai, Société internationale de mécanique des roches. Itasca Consulting Group. (2025a). FLAC3D — Analyse lagrangienne rapide des milieux continus en trois dimensions.

Itasca Consulting Group. (2025b). IMASS. https://www.itasca.ca/software/imass

Li, L., & Aubertin, M. (2012). Une solution modifiée pour évaluer la résistance requise du remblai exposé dans les chantiers miniers. *Revue canadienne de géotechnique*, *49*(8), 994–1002. https://doi.org/10.1139/t2012- 056

Lorig, L., & Varona, P. (2013). Lignes directrices pour la modélisation numérique du soutènement des roches dans les mines. *Actes du septième symposium international sur le soutènement des sols dans les mines et la construction souterraine* , 81–105. https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1304_04_Lorig

Mathews, K. E. (1980). *Prediction of stable excavation spans for mining below 1000 m in hard rock* (rapport technique). Golder Associates.

Mitchell, R., Olsen, R., & Smith, J. (1982). Études de modèles sur les résidus cimentés utilisés dans le remblayage des mines [Pastefill (également utilisé pour le CRF !)], (19), 14–28.

Pakalnis, R. (2015). Méthodes de conception empiriques en pratique [pastefill]. *Actes du séminaire international sur les méthodes de conception dans l'exploitation minière souterraine*, 37–56. https://doi.org/10.36487/ACG_rep/ 1511_0.3_Pakalnis

Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2014). A Review of the Tensile Strength of Rock: Concepts and Testing [BTS not to be used in Hoek-Brown]. *Geotechnical and Geological Engineering*, *32*(2), 525–546. https://doi.org/10.1007/s10706-014-9732-0

Potvin, Y. (1988). *Empirical open stope design in Canada* [Thèse de doctorat]. Université de Colombie-Britannique.

Read, J., & Stacey, P. (Eds.). (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. CSIRO Publishing. Rocscience. (2024a). Dips [avril 2024].

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Rocscience. (2024b). SWedge [juillet 2024]. Rocscience.
(2025a). RocPlane [février 2025]. Rocscience. (2025b). Slide2
[mars 2025].
Rose, N. D., Scholz, M., Burden, J., King, M., Maggs, C., & Havaej, M. (2018). Quantification de la perturbation transitoire de la masse rocheuse dans les pentes à ciel ouvert liée à l'excavation minière, 17.
Ryan, T. M., & Pryor, P. R. (2000). Conception des bancs de retenue et des pentes entre les rampes. Dans *Slope Stability in Surface Mining* (pp. 27–38).
Stewart, S. B. V., & Forsyth, W. W. (1995). La méthode de Mathew pour la conception des chantiers à ciel ouvert. *CIM*, *88*(992), 9.
Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Mécanique des sols dans la pratique de l'ingénierie*. John Wiley & Sons.
Yang, P., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M., & Ouellet, S. (2017). Analyses de stabilité des barricades de stériles conçues pour retenir le remblai en pâte. *International Journal of Geomechanics*, *17*(3), 04016079. https://doi.org/10.1061/ (ASCE) GM.1943-5622.0000740

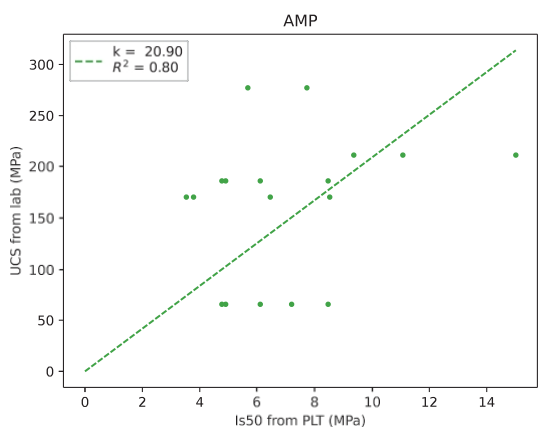
Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

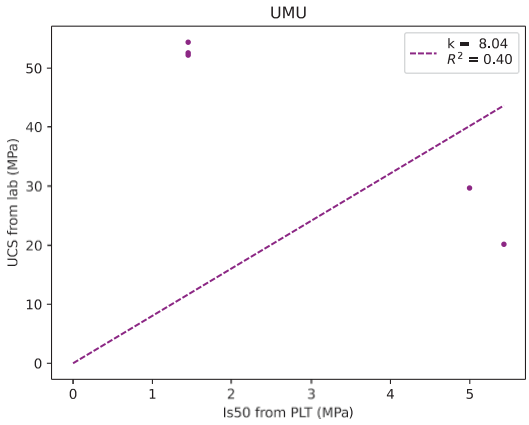
Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

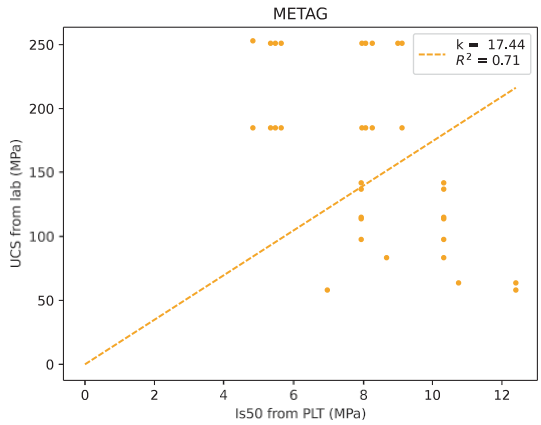
Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

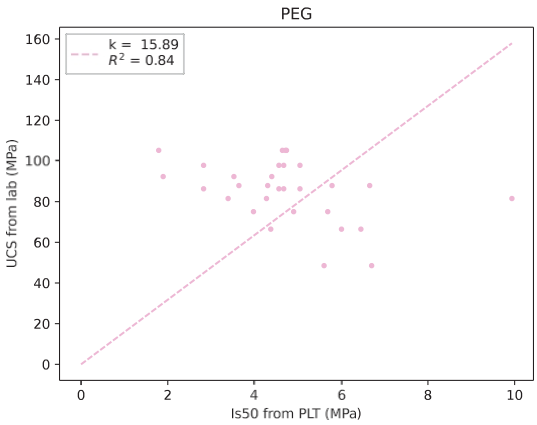
A Facteurs de conversion PLT en UCS

Les données utilisées pour déterminer les facteurs de conversion UCS-PLT (k) sont présentées dans les figures ci-dessous, ainsi que les paramètres de régression linéaire qui en résultent, où k correspond à la pente.









Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

B Projections stéréographiques

Les figures 64 à 77 présentent les projections stéréographiques (hémisphère inférieur) des pôles des discontinuités étudiées et les ensembles de joints interprétés pour chacun des domaines géomécaniques dans la roche fraîche de la mine à ciel ouvert. Il convient de noter que la correction de pondération de Terzaghi est appliquée dans toutes les figures.

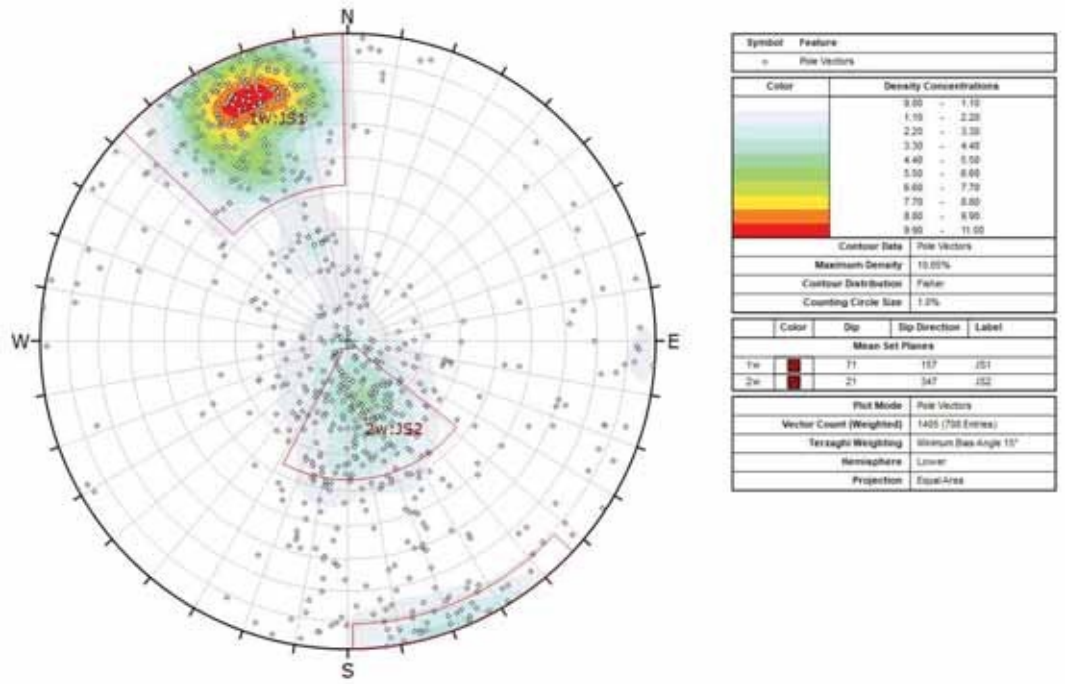


Figure 64. Projections stéréographiques des discontinuités GMD WAll-AMP dans l'amphibolite et ensembles de joints interprétés pour la zone ouest (paroi nord et paroi sud).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

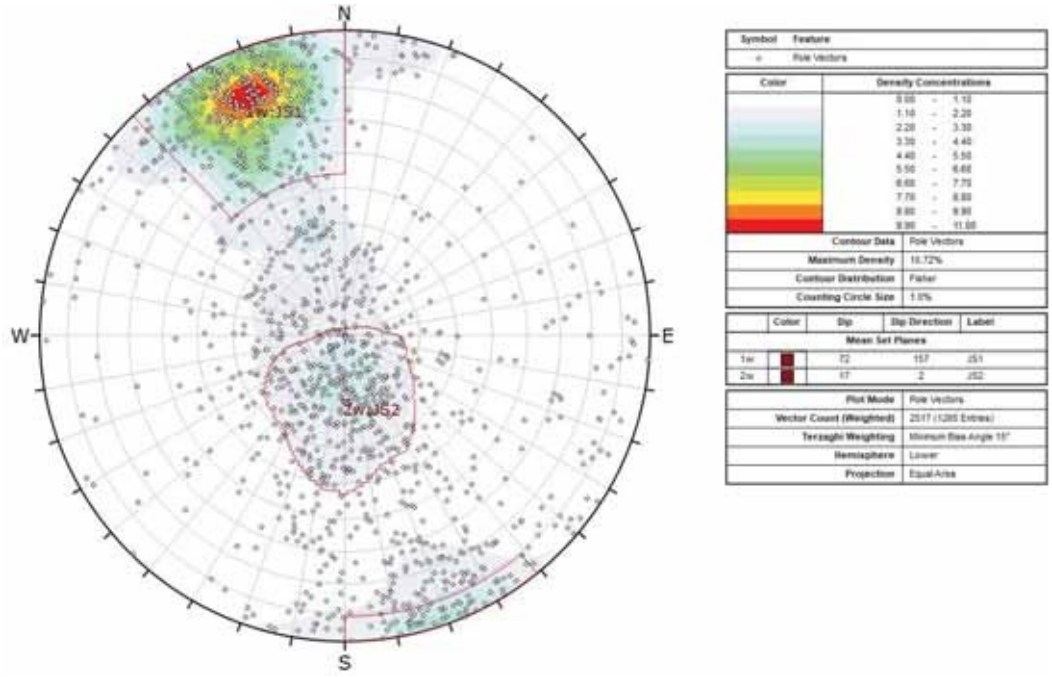


Figure 65. Projections stéréographiques des discontinuités GMD WW-APU dans toutes les lithologies pour la zone ouest (paroi ouest).

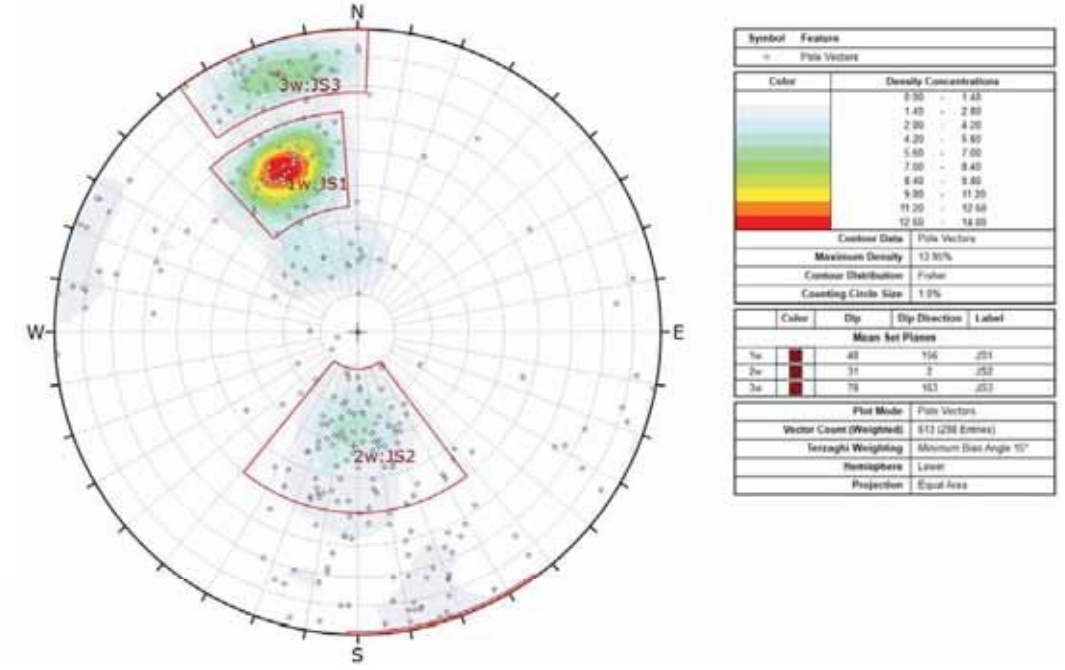


Figure 66. Projections stéréographiques des discontinuités GMD WS-META dans les métasédiments et ensembles de joints interprétés pour la zone ouest (paroi sud).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

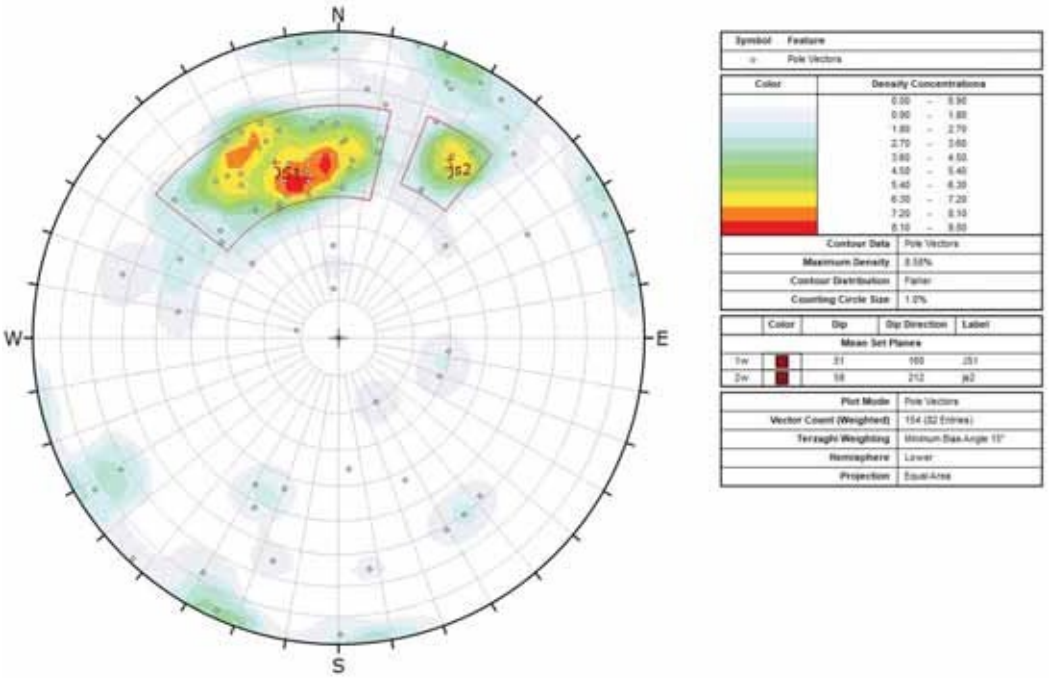


Figure 67. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CN-UMU dans les roches ultramafiques et les ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi nord).

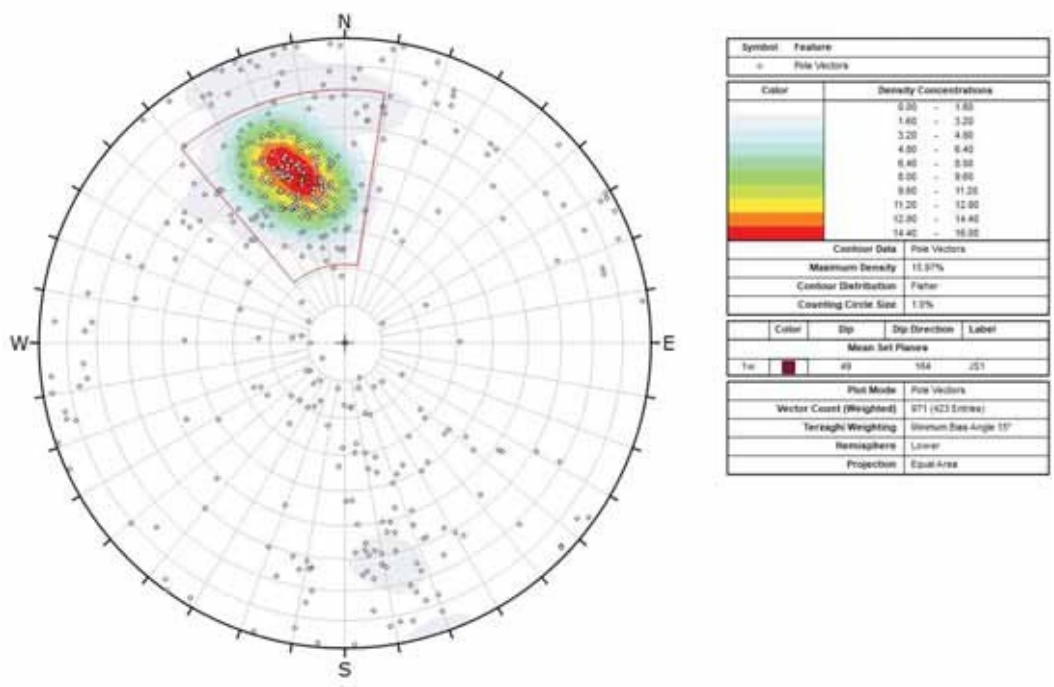


Figure 68. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CN-META dans les métasédiments et ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi nord).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

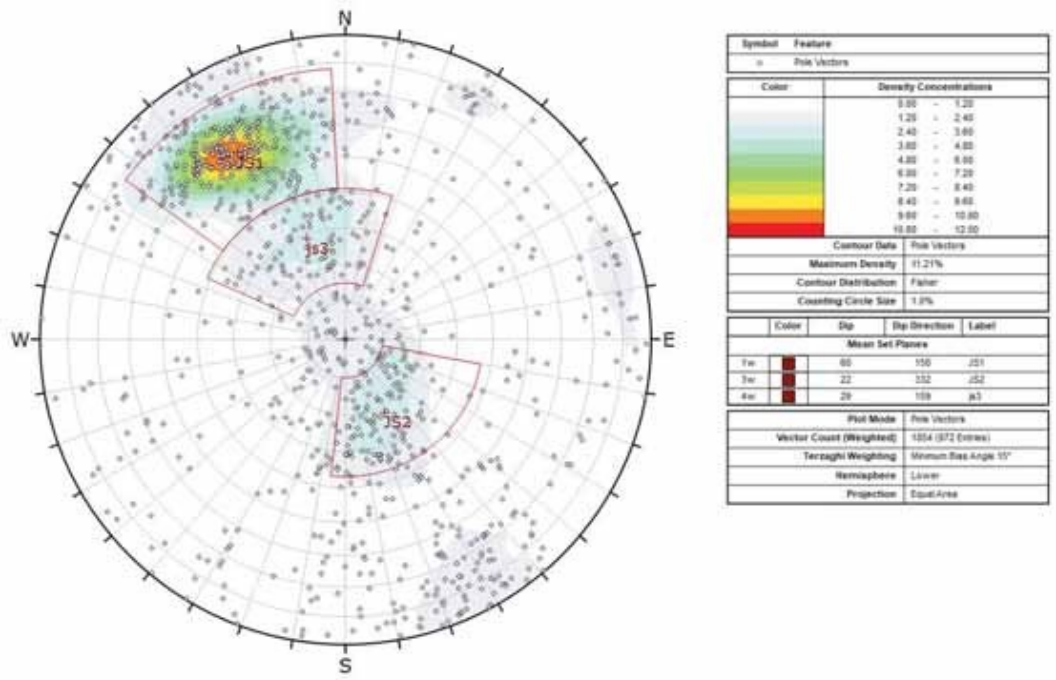


Figure 69. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CN-AMP dans l'amphibolite et ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi nord).

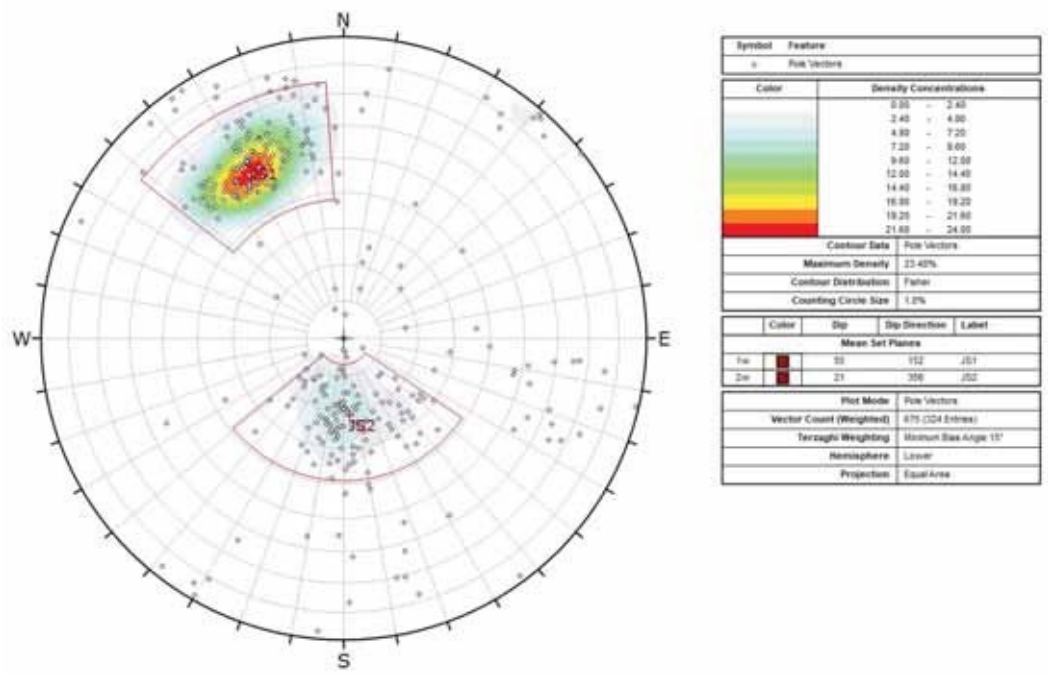


Figure 70. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CS-META dans les métasédiments et ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi sud).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

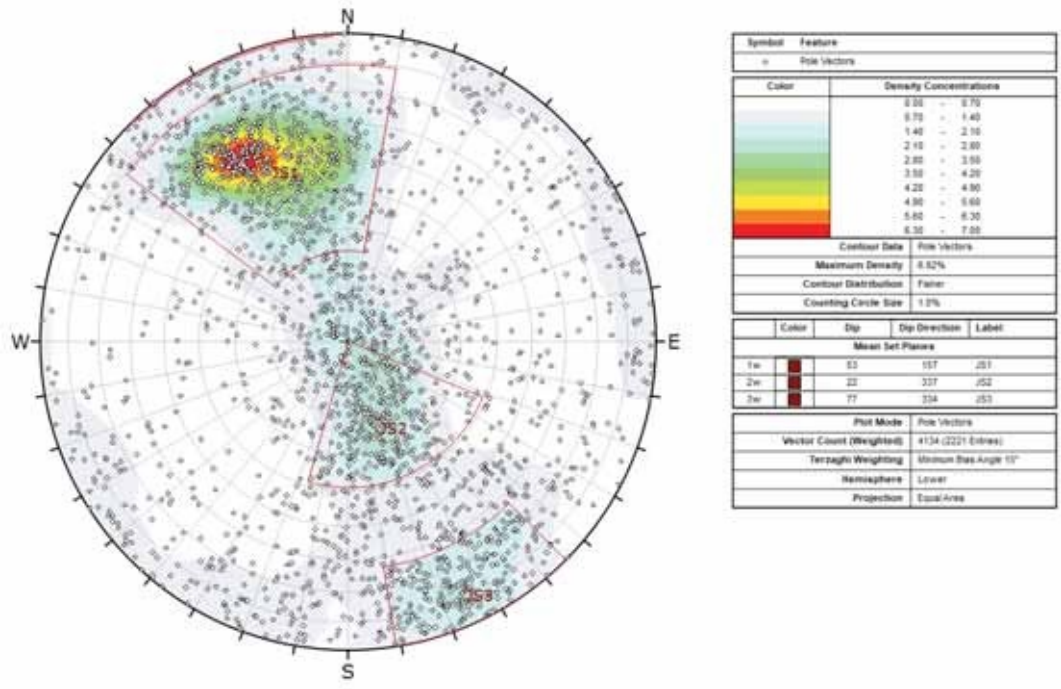


Figure 71. Projections stéréographiques des discontinuités GMD CS-AMP dans l'amphibolite et ensembles de joints interprétés pour la zone centrale (paroi sud).

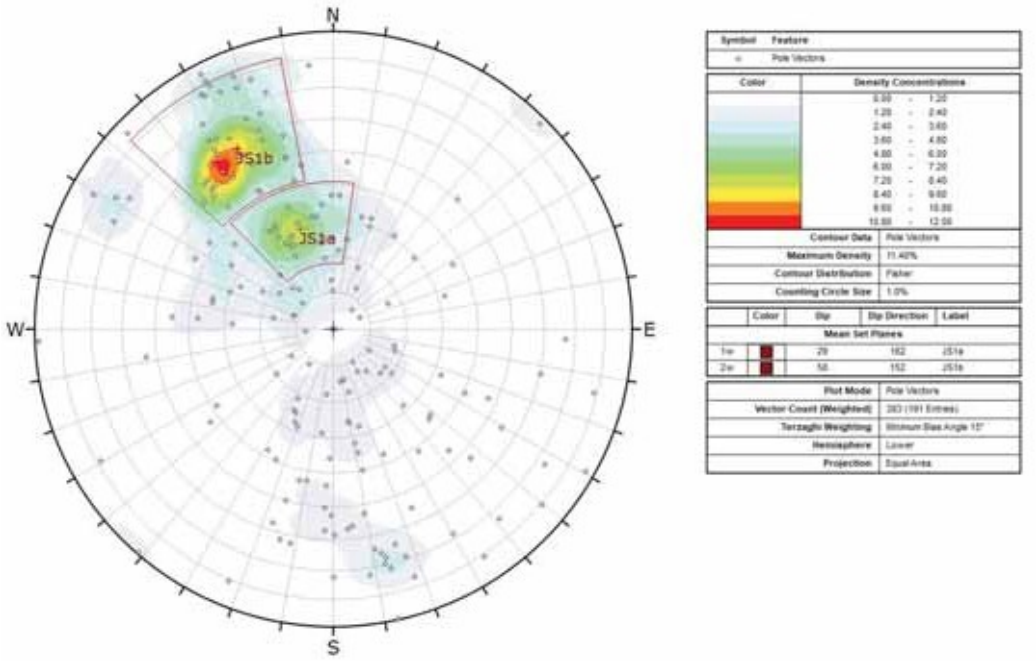


Figure 72. Projections stéréographiques des discontinuités GMD EN-UMU dans les roches ultramafiques et ensembles de joints interprétés pour la zone est (paroi nord).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

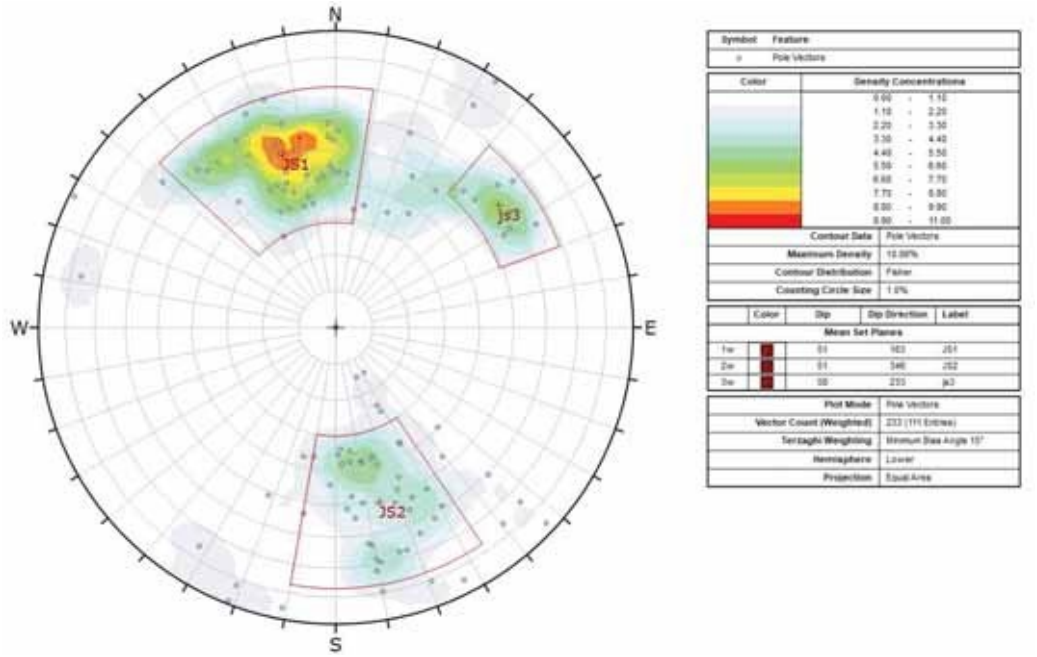


Figure 73. Projections stéréographiques des discontinuités GMD EN-META dans les métasédiments et ensembles de joints interprétés pour la zone est (paroi nord).

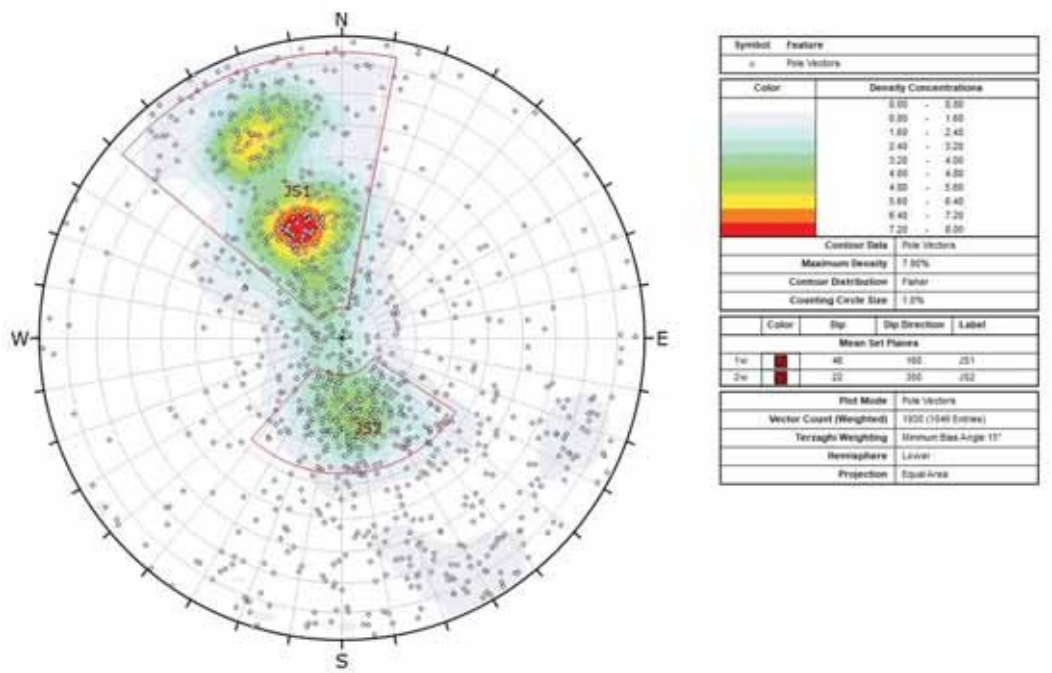


Figure 74. Projections stéréographiques des discontinuités GMD EE-AMPU dans toutes les lithologies pour la zone est (paroi est).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

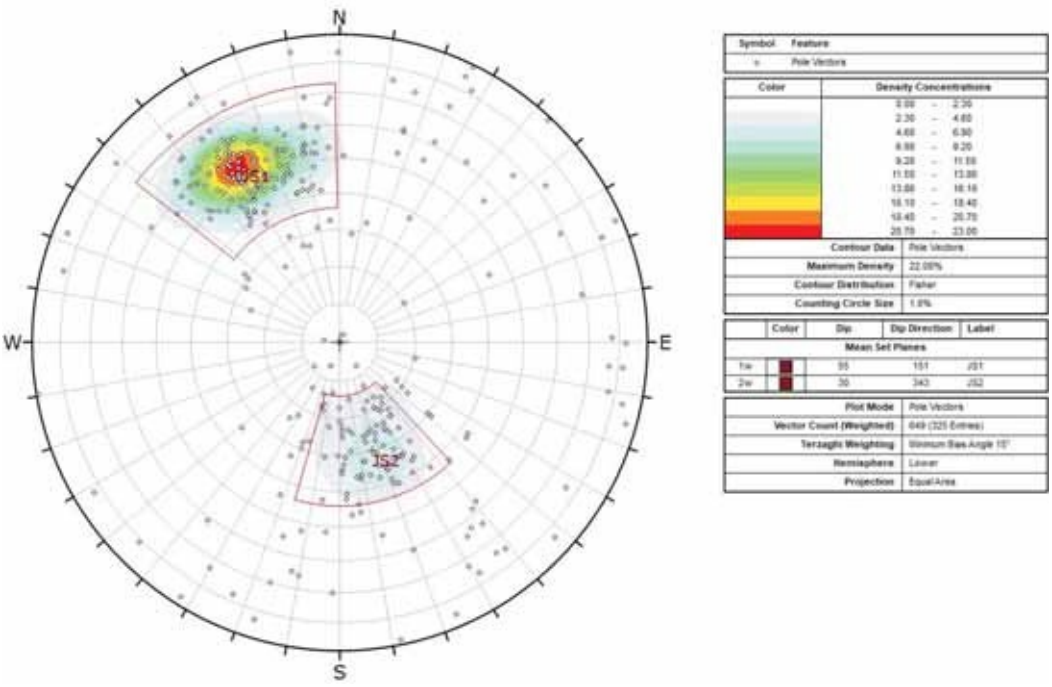


Figure 75. Projections stéréographiques des discontinuités GMD ES-META dans les métasédiments et ensembles de joints interprétés pour la zone est (paroi sud).

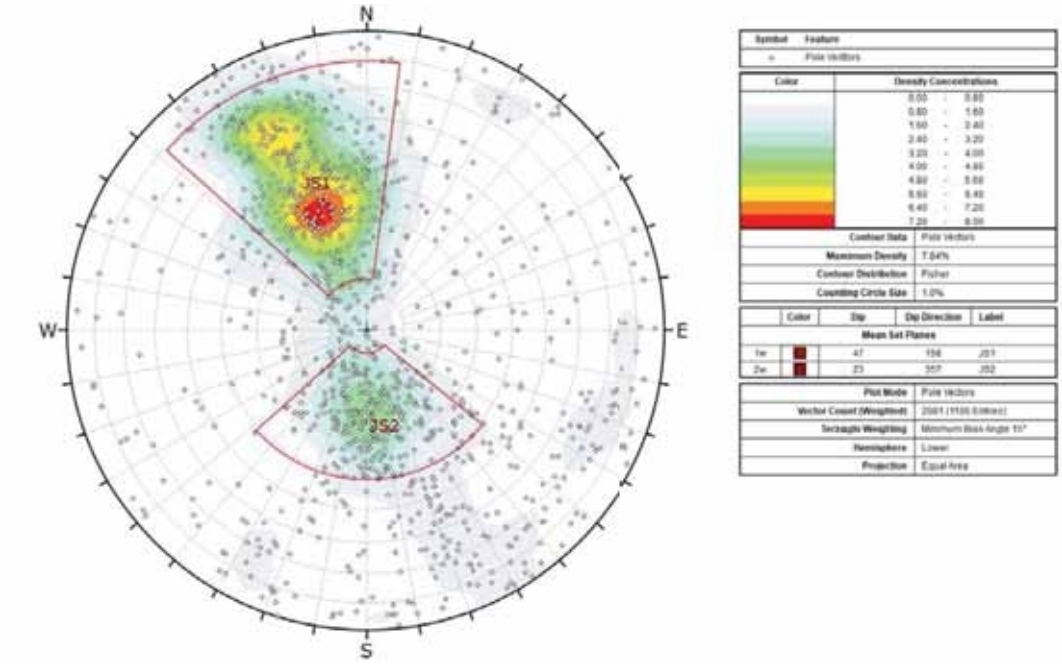


Figure 76. Projections stéréographiques des discontinuités GMD EAll-AMP dans l'amphibolite et ensembles de joints interprétés pour la zone est (paroi nord et paroi sud).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

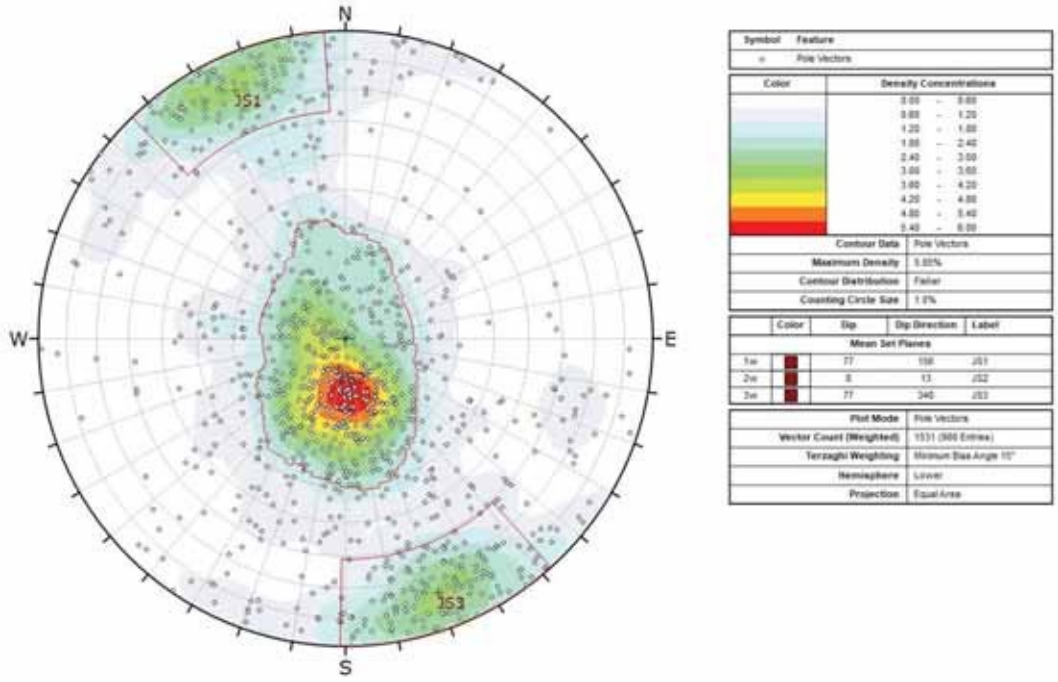


Figure 77. Projections stéréographiques des discontinuités GMD WCE-PEG dans la pegmatite et ensembles de joints interprétés pour les zones ouest, centrale et est.

Les figures 79 à 81 montrent les projections stéréographiques des discontinuités étudiées et des ensembles de joints interprétés. Il convient de noter que la correction de pondération de Terzaghi est appliquée dans toutes les figures.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

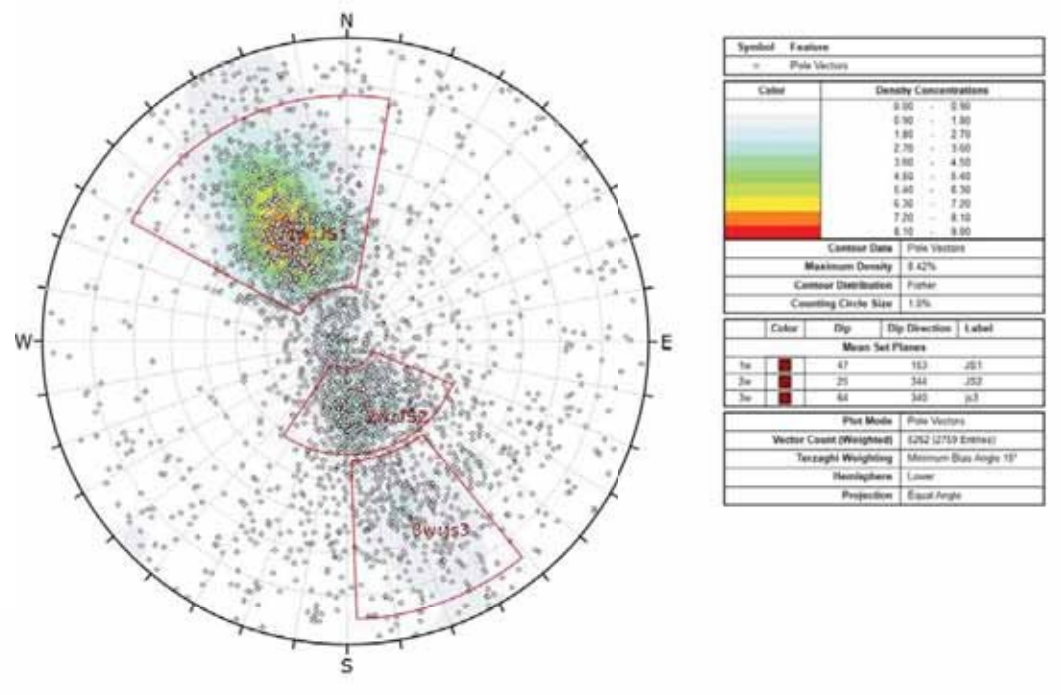


Figure 78. Projections stéréographiques des discontinuités dans l'amphibolite dans la zone de la mine souterraine et ensembles de joints interprétés.

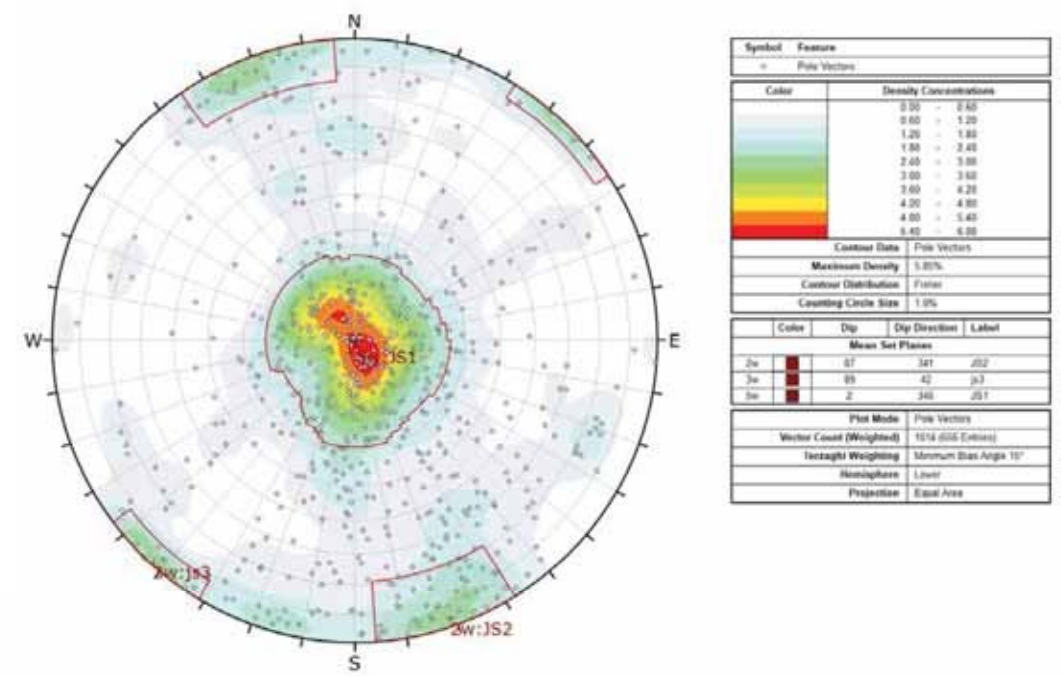


Figure 79. Projections stéréographiques des discontinuités dans la pegmatite dans la zone minière souterraine et ensembles de joints interprétés.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

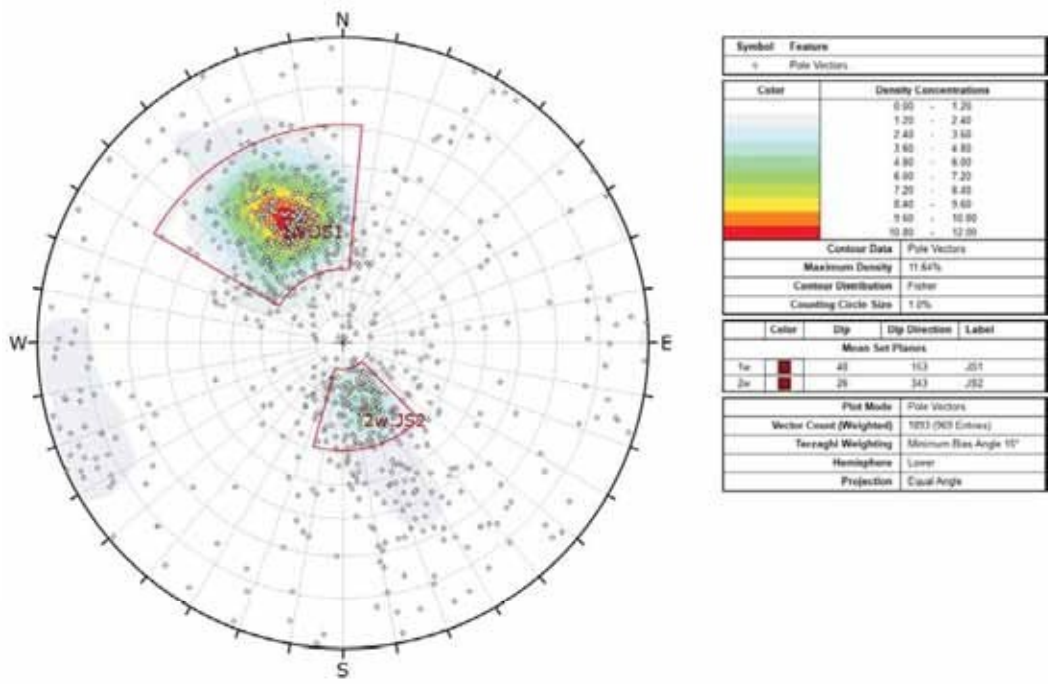


Figure 80. Projections stéréographiques des discontinuités dans les métasédiments de la zone minière souterraine et ensembles de joints interprétés.

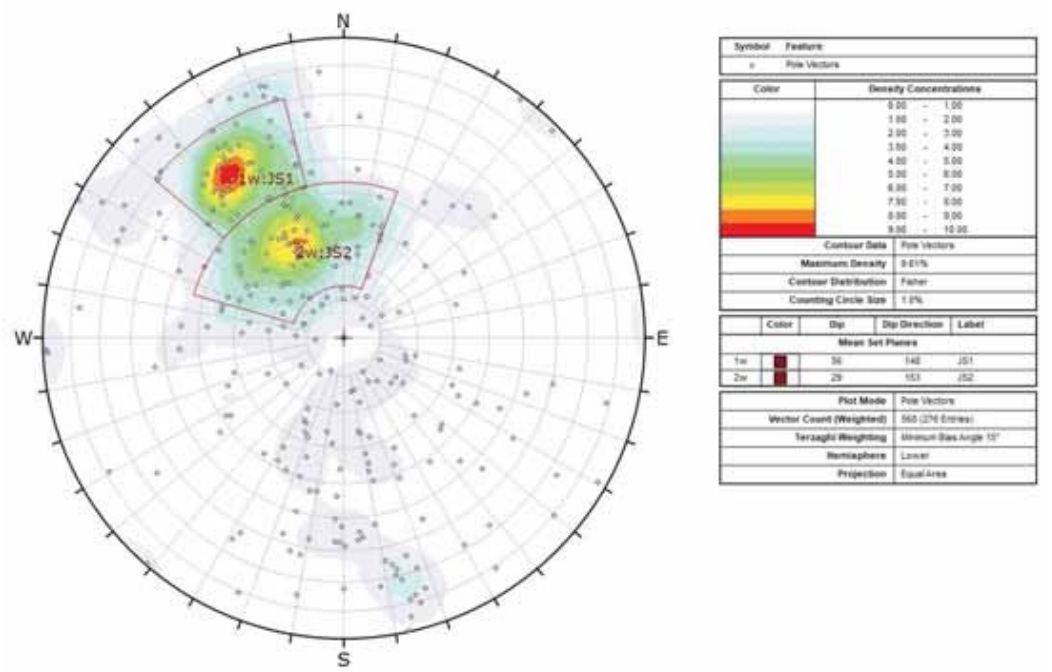


Figure 81. Projections stéréographiques des discontinuités dans les roches ultramafiques de la zone minière souterraine et ensembles de joints interprétés.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

C Caractérisation structurelle détaillée à ciel ouvert

Cette annexe présente la projection stéréographique (hémisphère inférieur) des pôles des discontinuités étudiées par lithologie pour chacune des huit (8) zones définies le long de la longueur de la fosse à des fins de caractérisation. Il convient de noter que certaines zones ne disposent pas de stéréogramme en raison du manque de données collectées dans ces zones ou de l'absence d'unité lithologique dans la zone.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

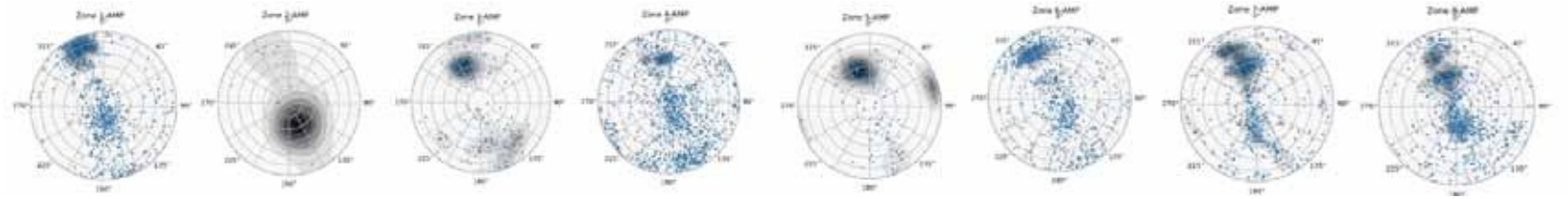


Figure 82. Réseau stéréographique pour les zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Amphibolite

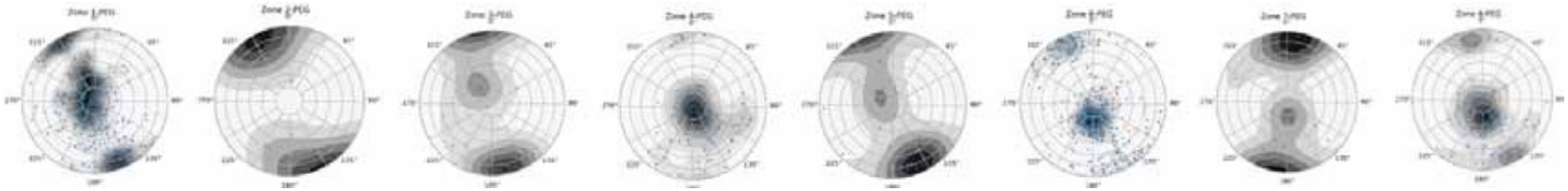


Figure 83 Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Pegmatite

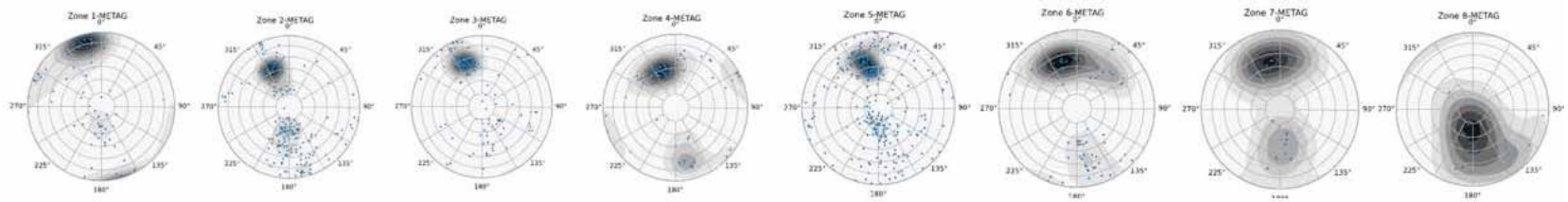


Figure 84. Stéréonet pour les zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Guyer)

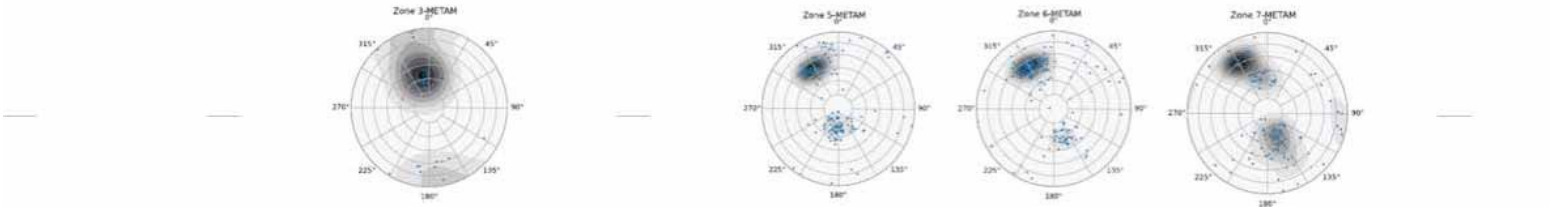


Figure 85. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Marbot)

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

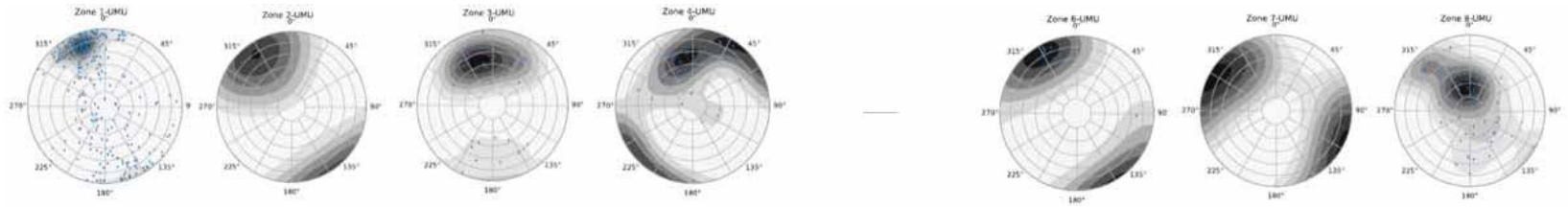


Figure 86. Stéréogramme des zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Ultramafique

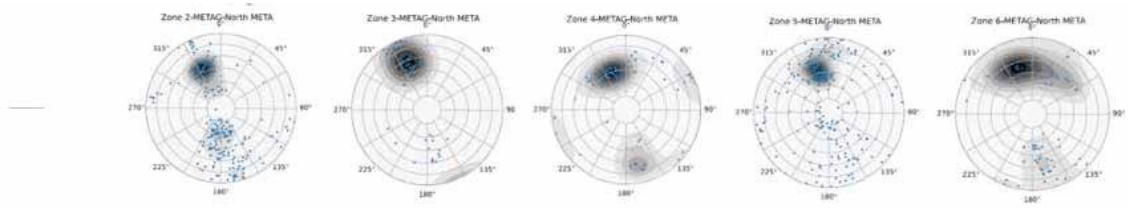


Figure 87. Stéréonet pour les zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Guyer) - Nord

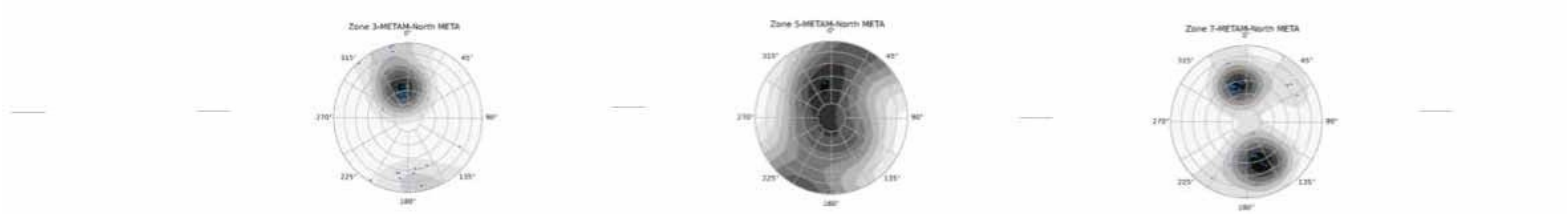


Figure 88. Stéréogramme pour les zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Marbot) - Nord

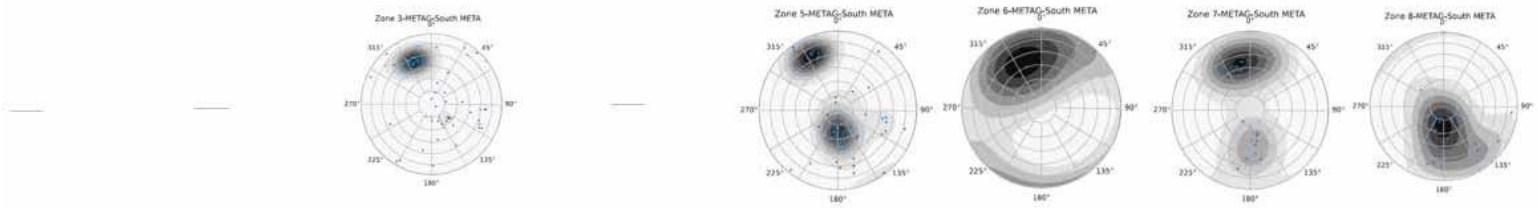


Figure 89. Stéréogramme pour les zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Guyer) - Sud

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

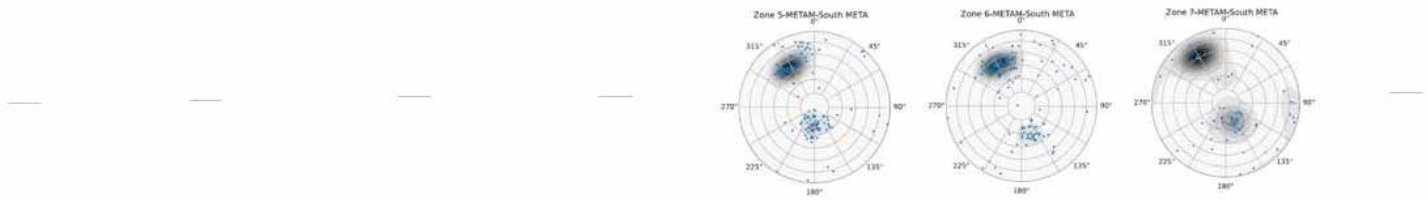


Figure 90. Stéréonet pour les zones 1 à 8 de la mine à ciel ouvert - Métasédiments (Marbot) - Sud

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

D Directives relatives à la mine à ciel ouvert – Mise à jour 2025

En mars 2025, la conception de la mine à ciel ouvert a été optimisée d'un point de vue économique, comme le montre la figure 91, ce qui a entraîné une modification des affleurements lithologiques le long des parois finales de la mine (figure 92). Dans cette configuration mise à jour, la partie ouest de la mine est plus étroite et comprend désormais environ quatre à cinq gradins en hauteur. La géométrie des parois a également évolué, passant d'une configuration précédemment droite à un profil ondulé plus optimisé.

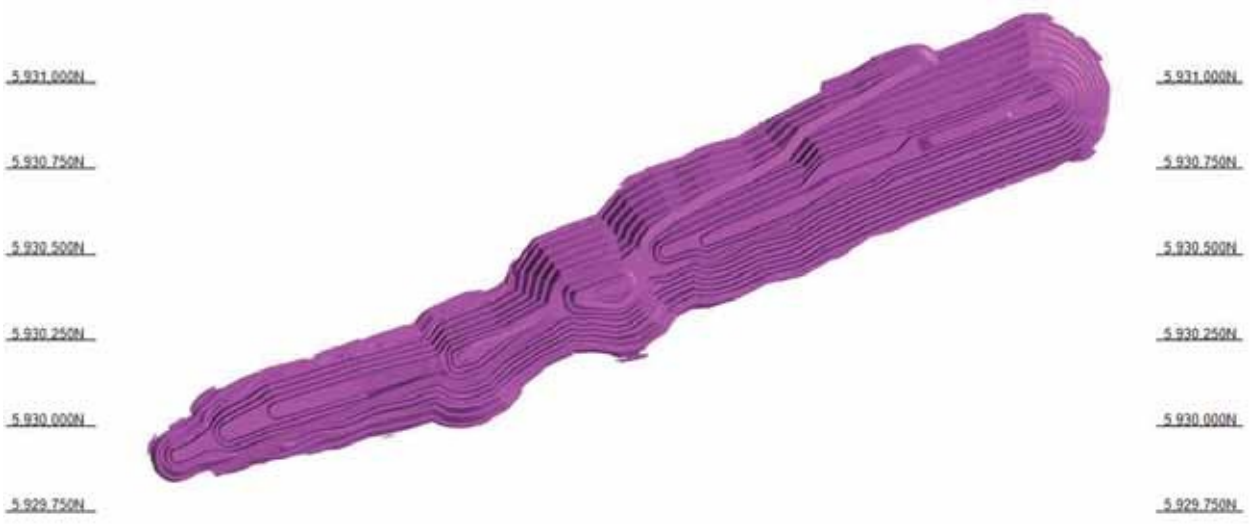
Cette géométrie ondulée introduit des segments convexes locaux le long de la paroi de la fosse. Ces convexités peuvent réduire le confinement de la masse rocheuse et augmenter le risque d'instabilité par rapport aux géométries planes ou concaves. De plus, ces nouvelles orientations de la paroi exposent localement des lithologies dans des directions qui n'avaient pas été analysées auparavant.

Malgré ces changements, l'impact global sur les performances de la paroi devrait rester limité, car la courbure est localisée et ne s'étend pas de manière continue le long du périmètre de la fosse. D'un point de vue opérationnel, on prévoit que le profil de la paroi telle qu'elle sera exploitée sera plus lisse et moins ondulé que la représentation de la conception, ce qui facilitera le fonctionnement des équipements et réduira les effets géométriques localisés.

Compte tenu de ces considérations, la géométrie proposée pour les parois devrait être réévaluée lors de l'ingénierie détaillée afin de confirmer sa faisabilité géotechnique et de s'assurer que les contraintes opérationnelles et les exigences de stabilité sont correctement prises en compte.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



(a) Vue en plan.



(b) Vue latérale depuis le sud-est.

Figure 91. Conception FS à ciel ouvert fournie par GMS en mars 2025.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Les directives de conception ont été mises à jour pour les secteurs de la fosse, comme le montrent la figure 92 et le tableau 69, qui présentent les directives de conception des pentes pour chaque secteur de la fosse. Ces directives comprennent un (1) secteur pour le domaine des morts-terrains et dix (10) secteurs pour le domaine des roches fraîches.

En raison de la bonne qualité générale et de la résistance de la roche fraîche, la stabilité des pentes devrait être contrôlée principalement par les caractéristiques structurelles plutôt que par la résistance de la masse rocheuse. Toutefois, une attention particulière doit être accordée aux zones de la fosse où l'UMU est exposée, car la conception actuelle de l'étude de faisabilité entraîne une exposition localisée de ce type de roche. Les conceptions futures devraient viser à minimiser l'exposition de l'UMU, soit en exploitant ces zones, soit en évitant complètement les secteurs d'UMU. En outre, il est recommandé de prévoir des bermes géotechniques de 16 m de large autour du milieu des pentes rocheuses d'au moins 160 m de haut afin de réduire l'angle global des pentes et d'offrir une marge de manœuvre supplémentaire pour la conception.

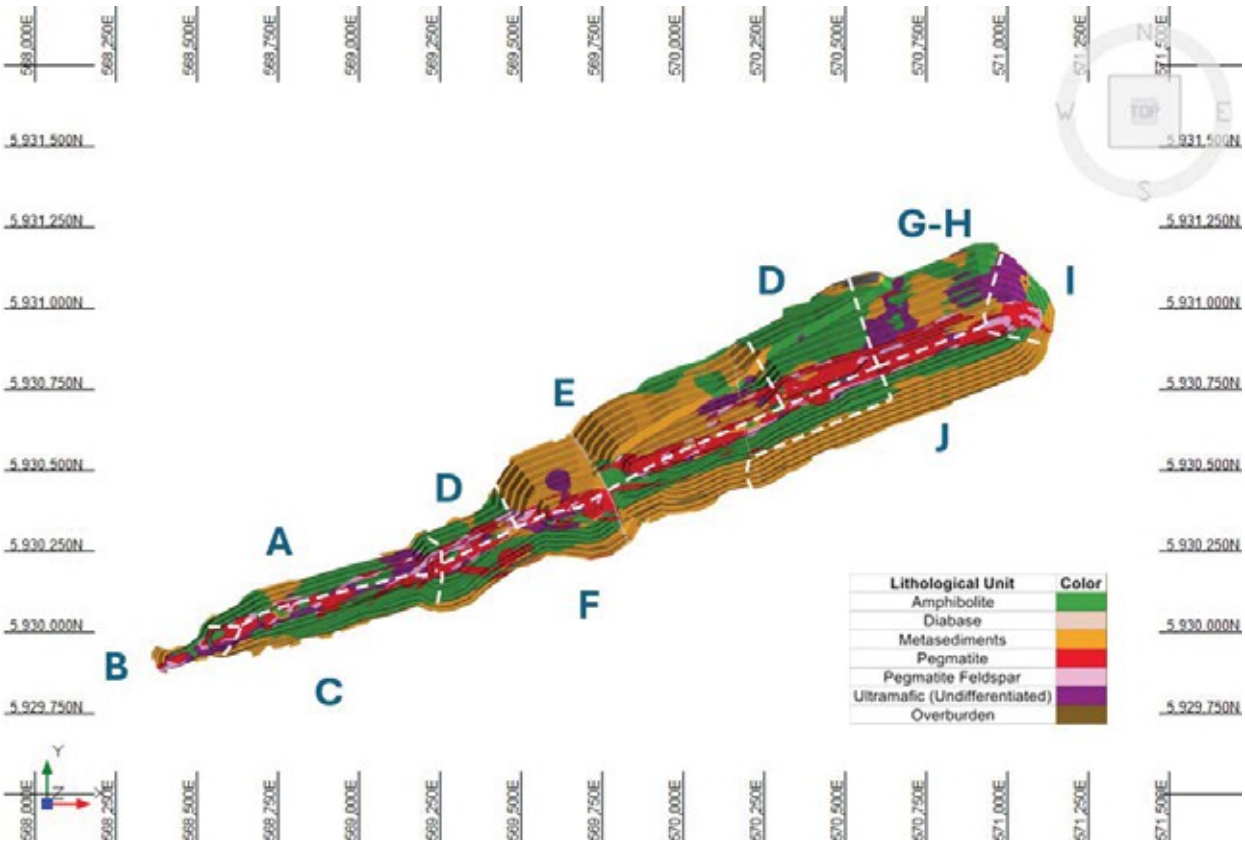


Figure 92. Secteurs à ciel ouvert basés sur la conception de la fosse de mars 2025.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 69. Directives de conception des pentes à ciel ouvert.

Secteur	GTD/GMD	Critères FS recommandés					
		BH (m)	**BW** (m)	**BFA** (°)	**IRA** (°)	**DD** (°)	**Berme géotechnique**
1	OVB	< 25	0,0	36	36	N/A	10 m entre les morts-terrains et la roche
A	WAll-AMP	20	10,5	68	47	130–200	Au milieu du mur si H > 160 m. Largeur = 16 m (total)
B	WW-APU	20	8,5	75	55	005–130	
C	WAll-AMP, WS-META	20	11,0	75	51	340–005	
D	CN-AMP	20	8,5	59	44	150–165	
E	CN-META, CN-UMU	20	8,5	50	38	140–155	
F	CS-AMP, CS-META	20	11,0	75	51	330–350	
G	EAll-AMP, EN-META	20	8,5	47	36	165–180	
H	EN-UMU	20	8,5	40	32	165–180	
I	EE-AMPU	20	8,5	75	55	180–310	
J	EAll-AMP, ES-AMP	20	12,0	75	49	310–335	

Codes GTD BH Hauteur du banc, BW Largeur du banc, BFA Angle de la face du banc, IRA Angle entre les rampes, DD Plage de direction de la descente, H Hauteur, Domaine géotechnique, GMD Domaine géomécanique.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E Évaluations détaillées à l'échelle du banc d'essai

Les résultats des analyses à l'échelle du banc obtenus à l'aide de l'approche géomécanique fondée sur les risques sont présentés pour chaque secteur de la fosse dans la série de figures 93 à 107. Les paramètres de conception optimisés sont présentés dans les tableaux 70 à 84. La configuration finale adoptée pour le banc peut différer des résultats optimisés en raison de la normalisation. Il convient de noter que les directives de conception sont également fondées sur des jugements techniques, des hypothèses et l'expérience.

E.1 Secteur A – AMP, mur nord – zone ouest

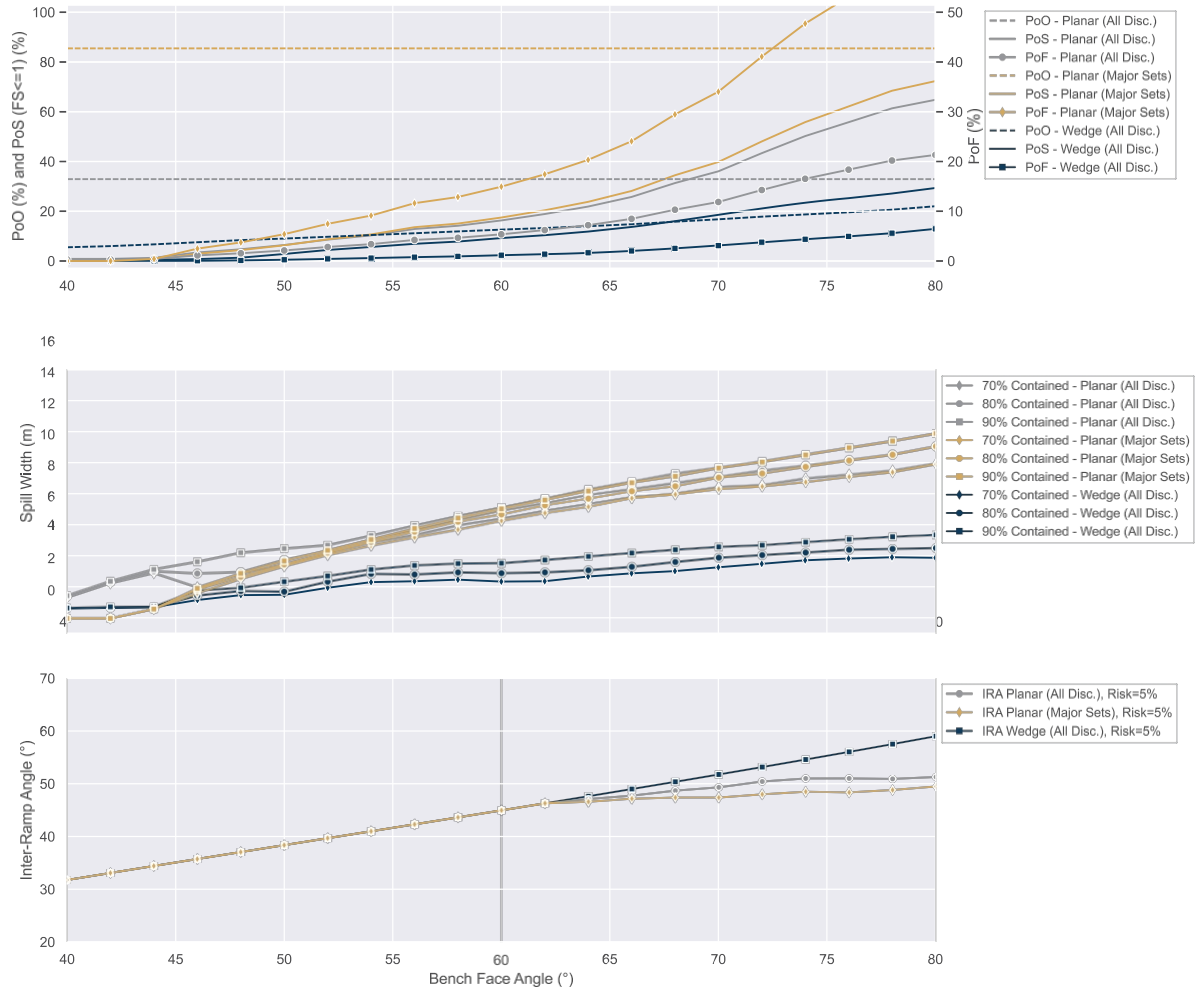


Figure 93. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur A (AMP).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 70. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur A (AMP)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	85,5
	PoS	31,3
	PoF	29,5
Wedge	PoO	15,8
	PoS	16,0
	PoF	2,5
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan et largeur minimale du banc
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		68
Confinement du déversement (% confiné, largeur) [3]		85 %, 9,0 m
Largeur du banc (BW)		10,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 9,0 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		47

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan, soit à partir d'un glissement en coin.

Pour le secteur A dans l'amphibolite, un seul ensemble de discontinuités majeures (JS1) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS1 est principalement composé de foliations, de joints ouverts et fermés, et présente un espacement moyen de 2,3 m entre les joints. Le glissement en coin n'a pas été identifié comme un facteur limitant pour ce secteur et cette lithologie. Le choix du BFA est donc basé sur le PoF plan, et le banc de retenue a été ajusté pour retenir 85 % de la longueur du déversement. Avec ces paramètres, le risque évalué (équation 28) est de 4,4 %.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.2 Secteur B – AMP, PEG, UMU, West Wall – Zone ouest.

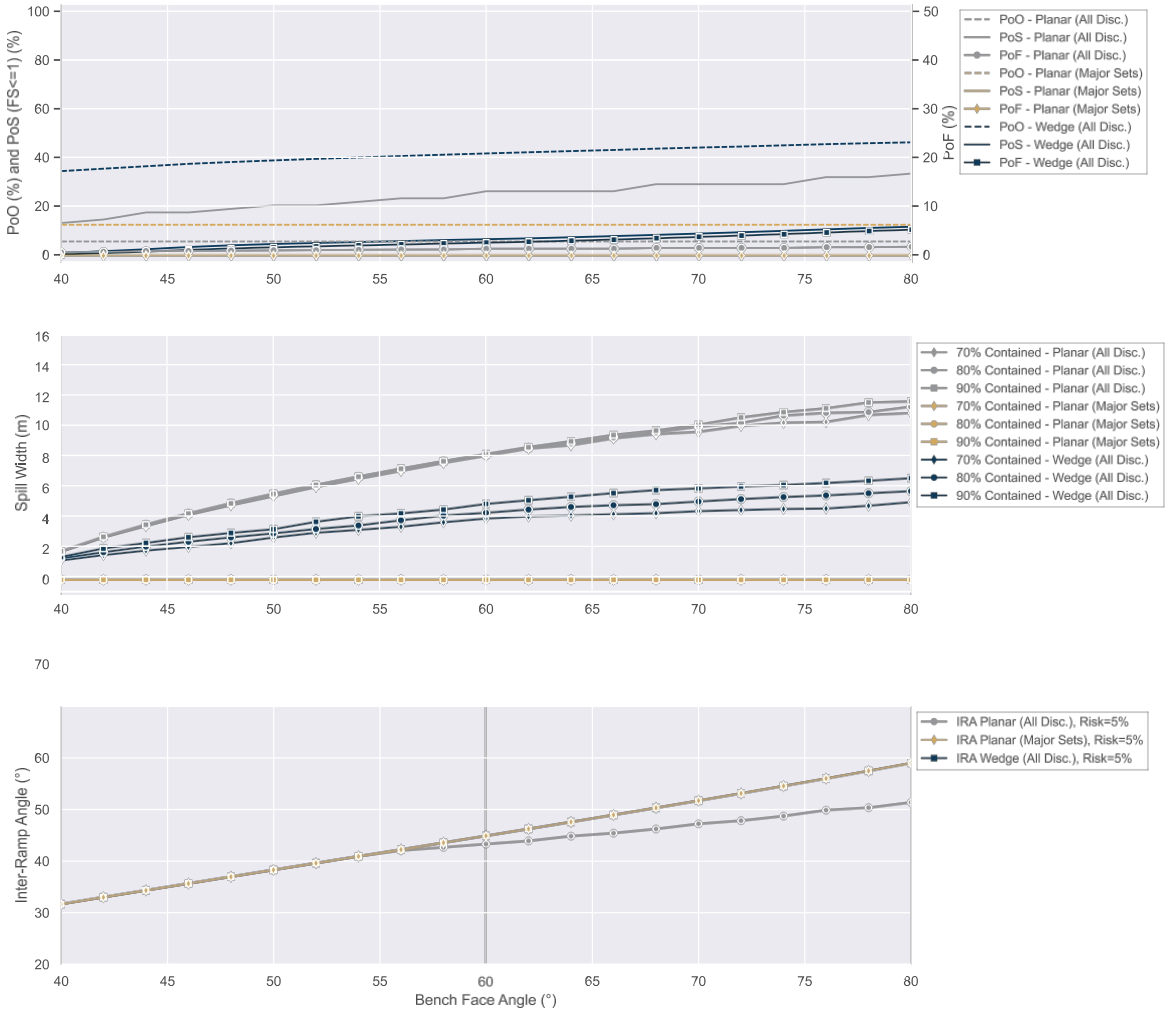


Figure 94. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur B (AMP, PEG, UMU).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 71. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur B (AMP, PEG, UMU)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planar [2]	PoO	12,3 %
	PoS	0,0
	PoF	0,0
Wedge	PoO	45,1
	PoS	10,1
	PoF	4,6
Contraintes de conception		
Limitation		BFA max.
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		75
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		70 %, 4,7 m
Largeur du banc (BW)		8,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 4,7 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		55

Remarques [1] Probabilités données pour le BFA sélectionné.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basées sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, à partir d'un glissement plan ou en coin.

Pour le secteur B, dans les lithologies intercalées exposées sur la paroi, à savoir l'amphibolite, la pegmatite et l'ultramafique, aucun ensemble de discontinuités étudié ne devrait poser de problème du point de vue du glissement plan. Étant donné que le glissement en coin n'a pas non plus été identifié comme un facteur limitant dans ce secteur, l'angle de la face de la plate-forme recommandé est égal à l'angle maximal autorisé, soit 75°.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.3 Secteur C-1 – AMP, paroi sud – zone ouest.

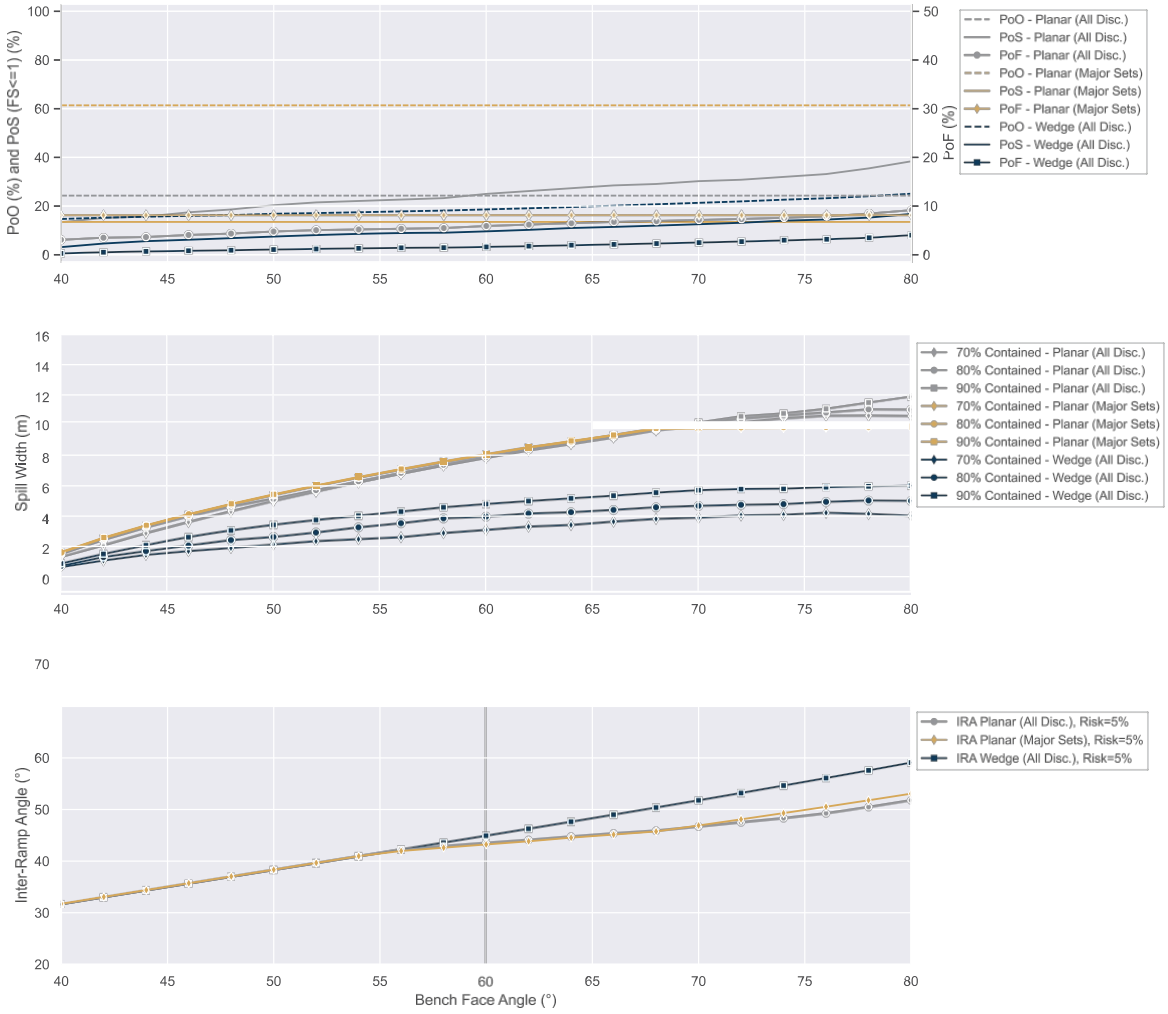


Figure 95. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur C-1 (AMP).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 72. Paramètres d'optimisation de la conception des gradins – Secteur C-1 (AMP)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	61,4
	PoS	13,5
	PoF	8,3
Wedge	PoO	22,9
	PoS	14,2
	PoF	3,3
Contraintes de conception		
Limitation minimale du banc		Largeur maximale du BFA et largeur
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		75
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		70 %, 10,0 m
Largeur du banc (BW)		11,5 m[4] *de max(8,5 ; 10,0 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		50°[4]

Remarques [1] Probabilités données pour le BFA sélectionné.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles majeurs.
[3] Basées sur la longueur maximale de déversement au BFA sélectionné, à partir d'un glissement plan ou en coin.
[4] Avant normalisation.

Pour le secteur C-1, dans l'amphibolite, un ensemble de discontinuités (JS2) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS2 est principalement composé de joints ouverts et fermés et présente un espacement moyen de 4,86 m. Le glissement en coin n'a pas été identifié comme limitant pour ce secteur et cette lithologie. En raison de l'espacement relativement élevé des joints et afin de normaliser la mise en œuvre des lignes directrices, une largeur de banc de 11 m est recommandée pour ce secteur au lieu de 11,5 m, ce qui donne un IRA de 51° pour ce secteur.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.4 Secteur C-2 – META, mur sud – zone ouest.

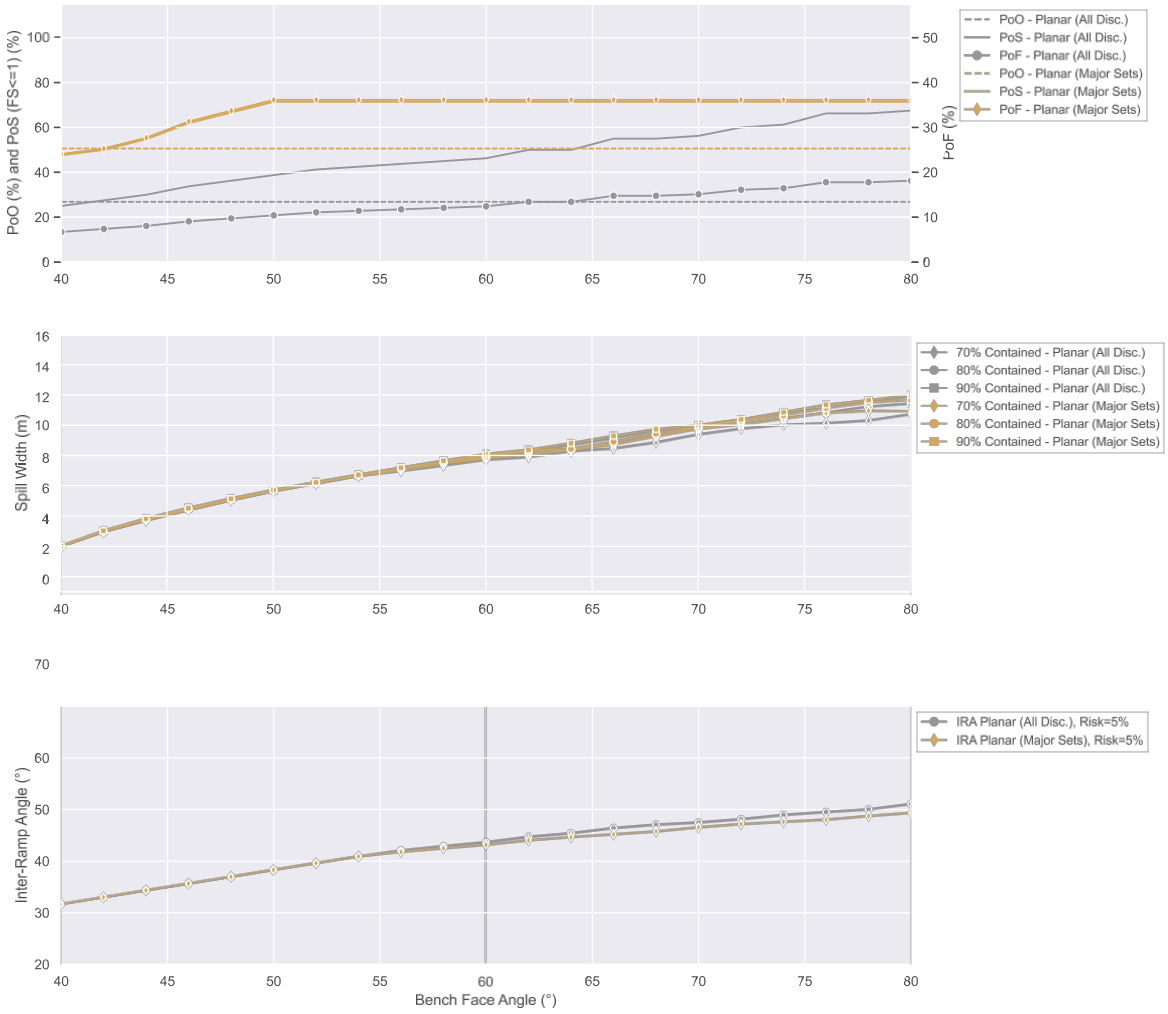


Figure 96. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur C-2 (META).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 73. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur C-2 (META)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	50,6
	PoS	71,4
	PoF	36,1
Wedge	PoO	–
	PoS	–
	PoF	–
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan et largeur minimale du banc
Résultats de conception		
Angle de face de banc (BFA)		75
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		90 %, 11,0 m
Largeur du banc (BW)		12,5 m[4] *de max(8,5 ; 11,0 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		48°[4]

Remarques [1] Probabilités données pour le BFA sélectionné.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan, soit à partir d'un glissement en coin.
[4] Avant la normalisation.

Pour le secteur C-2, dans les métasédiments, un ensemble de discontinuités (JS2) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS2 est principalement composé de joints ouverts et fermés et présente un espacement moyen de 3,90 m. Un PoF de 36 % est atteint à un BFA de 75°, ce qui est légèrement supérieur à l'objectif de 30 %. Cependant, comme le montre la figure 96, le PoF atteint 30 % à 45° et reste à 36 % pour un BFA supérieur à 50°. De plus, seuls un à trois bancs devraient exposer les métasédiments sur la paroi de la fosse. Par conséquent, en raison de l'espacement relativement élevé des joints de JS2, de l'exposition limitée prévue de cette lithologie sur la paroi de la fosse et de la normalisation visant à faciliter la mise en œuvre des lignes directrices, il a été jugé acceptable de recommander un BFA de 75° et une largeur de gradin de 11 m pour ce secteur (au lieu de 12,5 m), ce qui donne un IRA de 51° pour ce secteur. De cette manière, la conception est cohérente dans tout le secteur C. Avec un BFA de 75°, le risque évalué (équation 28) est supérieur à 10 %, ce qui n'est acceptable qu'en raison de l'exposition limitée de cette lithologie sur la paroi de la fosse dans le secteur C.

Le glissement détaillé des coins n'a pas été évalué pour ce secteur et cette lithologie, car il n'a pas été jugé limitatif pour la conception de ce secteur sur la base de l'analyse de la projection stéréographique.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.5 Secteur D – AMP, paroi nord – zone centrale.

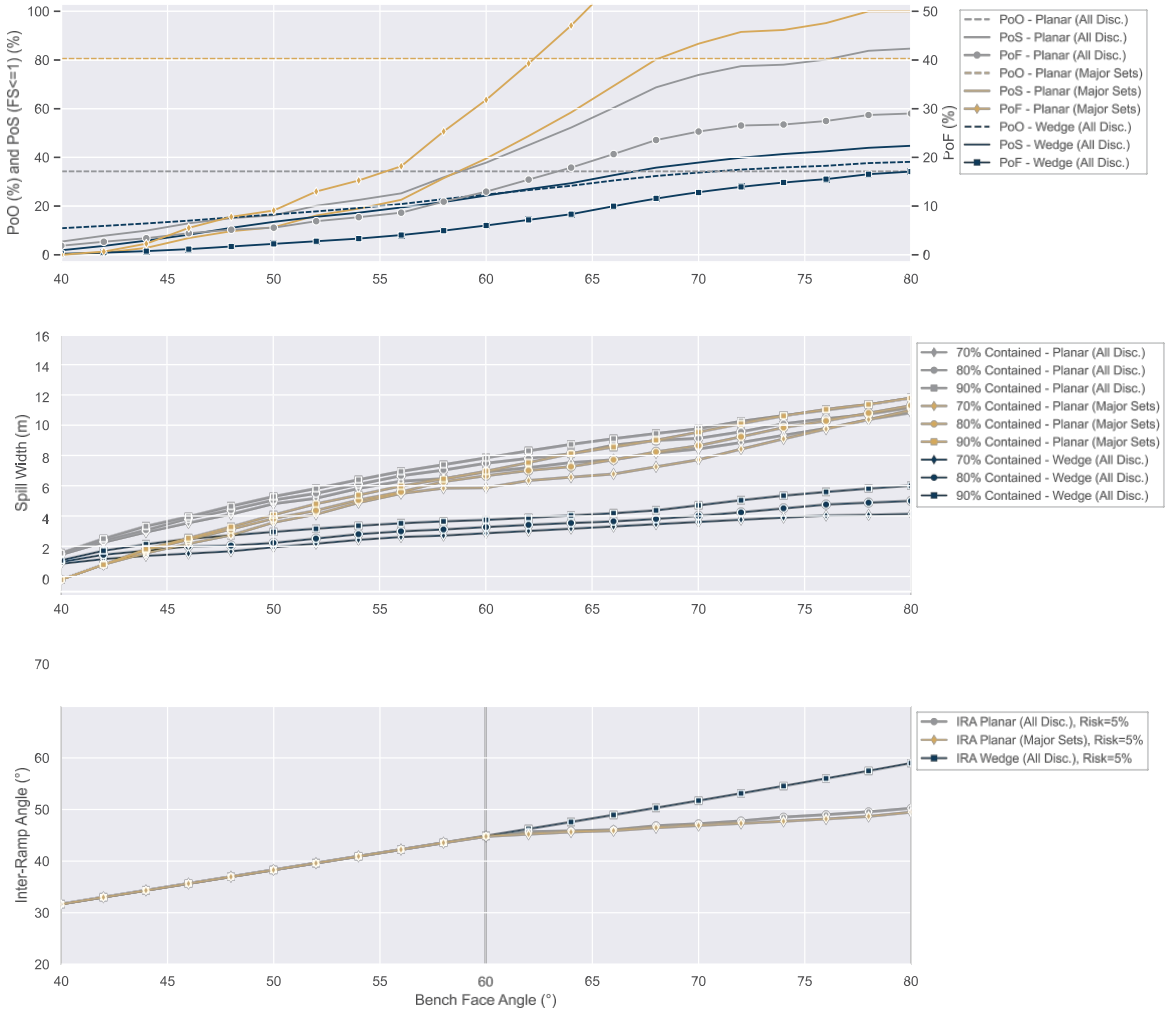


Figure 97. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur D (AMP).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 74. Paramètres d'optimisation de la conception des gradins – Secteur D (AMP)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	80,5
	PoS	35,5
	PoF	29,8
Wedge	PoO	23,8
	PoS	23,0
	PoF	5,5
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		59
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		85 %, 6,8 m
Largeur du banc (BW)		8,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 6,8 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		44

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles majeurs.
[3] Sur la base de la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, à partir d'un glissement plan ou en coin.

Pour le secteur D, dans les amphibolites, deux ensembles de discontinuités (JS1 et js3) peuvent poser des problèmes du point de vue du glissement plan. Cependant, en raison de l'espacement plus important des joints dans js3 (3,44 m) et de son inclinaison moyenne (29°) inférieure à l'angle de frottement de l'amphibolite (32°), l'analyse n'a pris en compte que l'ensemble JS1. L'ensemble de joints JS1 est principalement composé de foliations, de joints ouverts et fermés, et présente un espacement moyen des joints de 1,58 m. Le glissement en coin n'a pas été identifié comme limitant pour ce secteur et cette lithologie.

Bien qu'il ne soit pas considéré comme limitatif pour la conception, l'ensemble de joints js3 doit être surveillé en raison de son angle d'inclinaison relativement faible. Un certain biais d'échantillonnage est suspecté, car sept des douze poteaux de cet ensemble peuvent donner l'impression d'un double ensemble de joints avec JS1. Néanmoins, deux forages stratégiquement situés n'ont enregistré aucune mesure structurelle correspondant à JS3, ce qui suggère que cette caractéristique a une importance limitée. Toutefois, une surveillance continue est recommandée.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.6 Secteur E-1 – META, paroi nord – zone centrale.

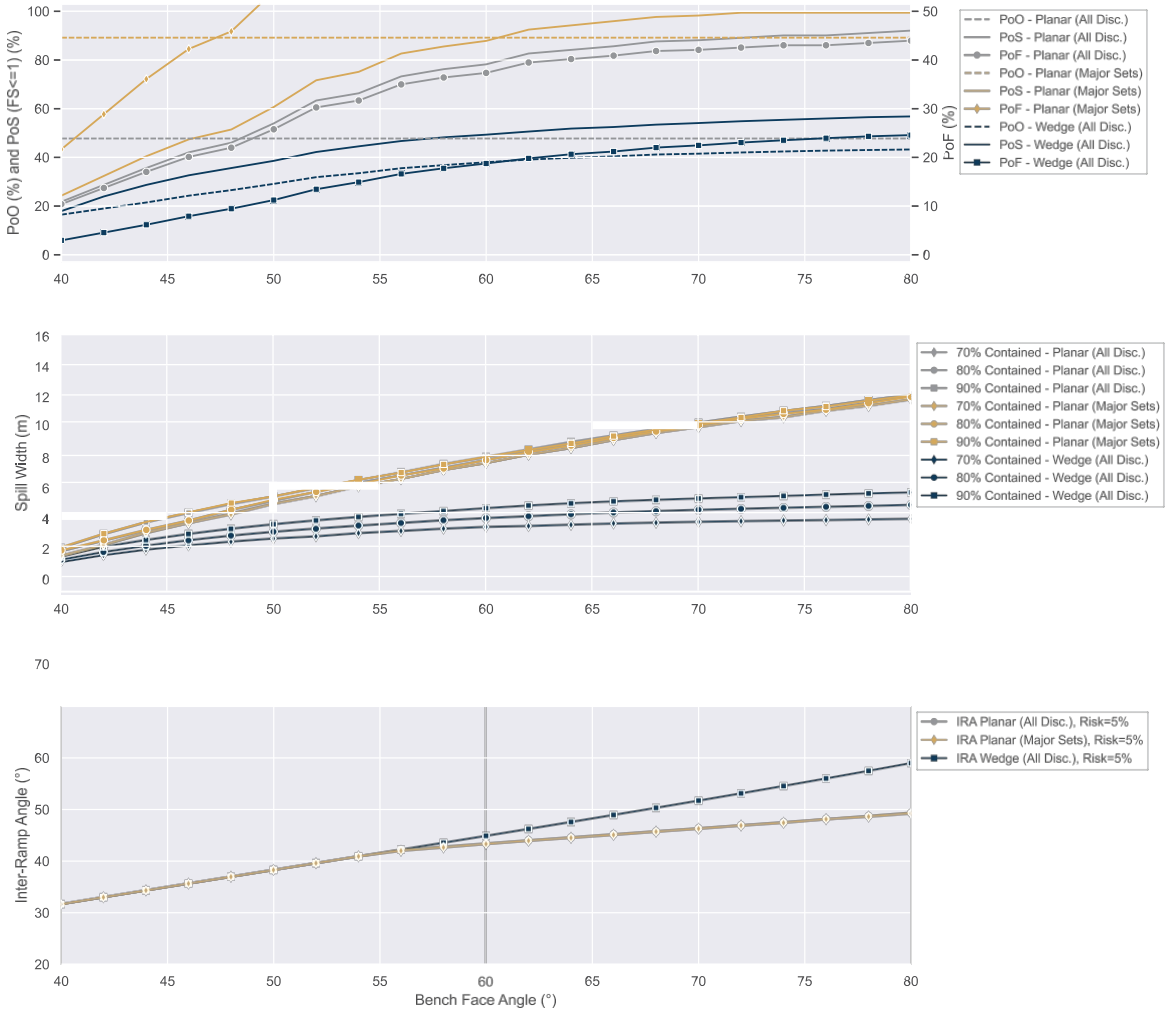


Figure 98. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur E-1 (META).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 75. Paramètres d'optimisation de la conception du banc d'essai – Secteur E-1 (META)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	89,2
	PoS	60,7
	PoF	54,1
Wedge	PoO	29,1
	PoS	38,6
	PoF	11,2
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		50
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		95 %, 5,8 m
Largeur du banc (BW)		8,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 5,8 + 1,5)*
Angle inter-rampe (IRA)		38

Remarques [1] Probabilités données pour les BFA sélectionnés.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan ou en coin.

Pour le secteur E-1 dans les métasédiments, un ensemble de discontinuités majeur (JS1) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS1 est principalement composé de foliations, de joints ouverts et fermés, et présente un espacement moyen des joints de 1,02 m.

Un PoF de 54 % est atteint à un BFA de 50°, ce qui dépasse l'objectif de 30 %. Cependant, comme le montre la figure 98, le PoF atteint 30 % à 42°, ce qui serait très limitatif du point de vue de la conception. L'espacement des joints étant faible (1,02 m), la prudence est de mise avec cet ensemble. En ce qui concerne la composition de cet ensemble, les joints de faille et les joints ouverts ont pour la plupart un pendage plus élevé que le pôle moyen de l'ensemble. Sur la projection stéréographique, les pôles de foliation et les joints fermés sont situés autour du pôle moyen de l'ensemble ou en dessous (pendage inférieur). Compte tenu de cela, il est jugé approprié de concevoir ce secteur de fosse avec le pôle moyen de l'ensemble JS1 (inclinaison d'environ 50°). Il est également important de mentionner que dans les deux cas (BFA de 42° et 50°), le risque évalué (équation 28) reste inférieur à l'objectif de 5 %.

Le glissement en coin n'a pas été identifié comme un facteur limitant pour ce secteur et cette lithologie.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.7 Secteur E-2 – UMU, paroi nord – zone centrale.

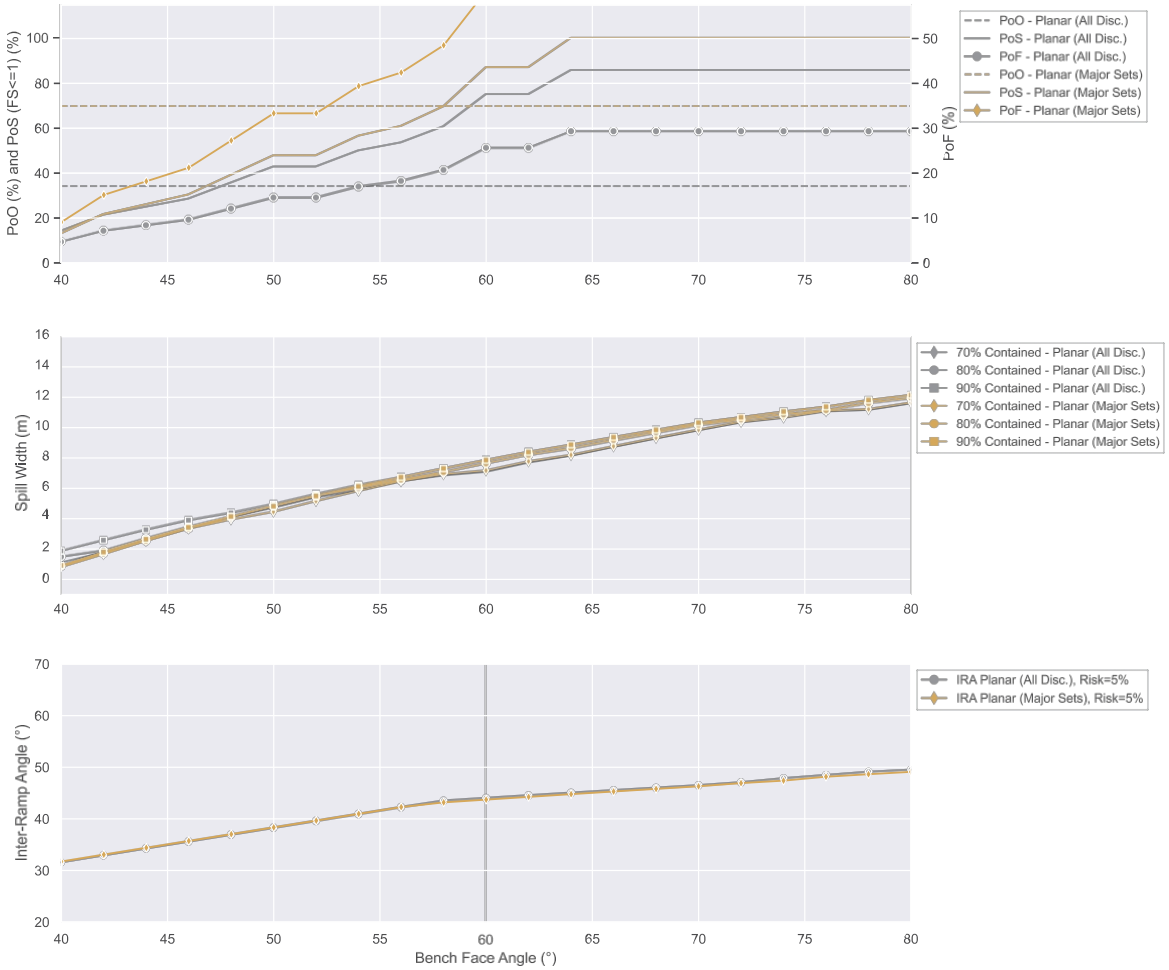


Figure 99. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur E-2 (UMU).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 76. Paramètres d'optimisation de la conception des gradins – Secteur E-2 (UMU)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	70,0
	PoS	48,0
	PoF	33,0
Wedge	PoO	–
	PoS	–
	PoF	–
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan
Résultats de conception		
Angle de face de banc (BFA)		50
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		85 %, 4,2 m
Largeur du banc (BW)		8,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 4,2 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		38

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan, soit à partir d'un glissement en coin.

L'unité ultramafique indifférenciée ne devrait pas être exposée sur une grande partie de la paroi de la fosse ; toutefois, une brève analyse a été effectuée pour la poche d'UMU exposée dans le secteur E. Si une plus grande partie de l'UMU venait à être exposée, cette analyse devrait être réévaluée.

Pour le secteur E-2, dans la roche ultramafique indifférenciée, un seul ensemble de discontinuités (JS1) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS1 est principalement composé de foliations, de failles, de joints ouverts et fermés, et présente un espacement moyen des joints de 0,53 m. Un PoF de 33 % est atteint à un BFA de 50°, ce qui est légèrement supérieur à l'objectif de 30 %. Comme le montre la figure 99, le PoF atteint 30 % à 48°. Seuls un à trois bancs devraient être exposés de manière très localisée sur la paroi de la fosse. Par conséquent, en raison de l'exposition limitée prévue de cette lithologie sur la paroi de la fosse et afin de normaliser la mise en œuvre des lignes directrices, il a été jugé acceptable de recommander un BFA de 50° pour ce secteur. De cette façon, la conception est cohérente dans tout le secteur E. À un BFA de 50°, le risque évalué (équation 28) reste d'environ 5 %.

Le glissement détaillé des coins n'a pas été évalué pour ce secteur et cette lithologie, car il n'a pas été jugé limitatif pour la conception de ce secteur d'après l'analyse de la projection stéréographique.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.8 Secteur F-1 – AMP, paroi sud – zone centrale.

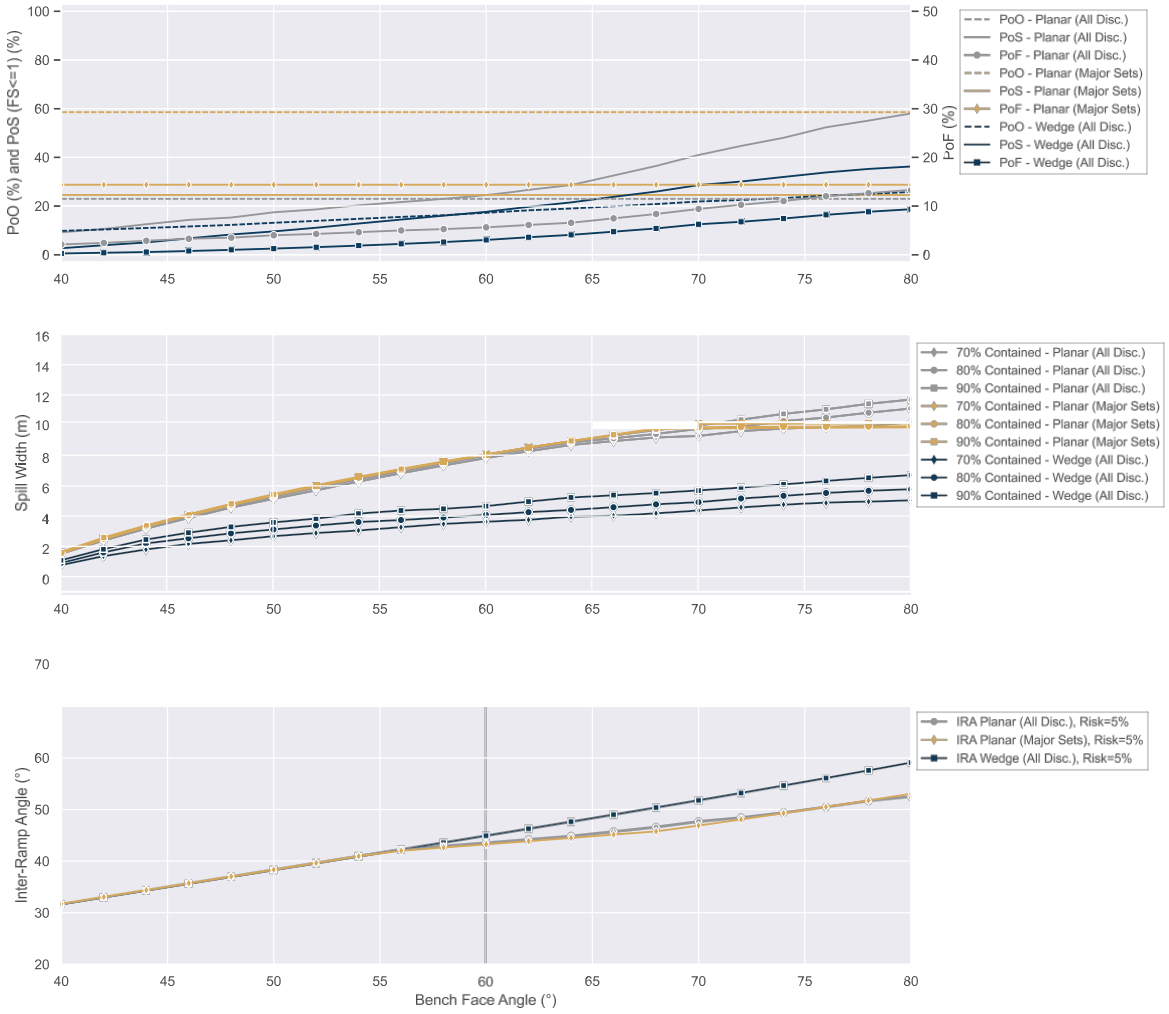


Figure 100. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur F-1 (AMP).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 77. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur F-1 (AMP)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	58,6
	PoS	24,6
	PoF	14,4
Wedge	PoO	23,8
	PoS	32,9
	PoF	7,8
Contraintes de conception		
Limitation		BFA max.
Puissances nominales		
Angle de la face du banc (BFA)		75
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		70 %, 10,0 m
Largeur du banc (BW)		11,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 10,0 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		50

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles majeurs.
[3] Sur la base de la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, à partir d'un glissement plan ou en coin.

Pour le secteur F-1, dans les amphibolites, deux ensembles de discontinuités (JS2 et js3) peuvent poser des problèmes du point de vue du glissement plan. Cependant, étant donné que l'inclinaison moyenne de js3 (77°) est supérieure à la BFA maximale autorisée (75°), l'analyse n'a pris en compte que l'ensemble JS2. L'ensemble de joints JS2 est principalement composé de joints ouverts et fermés et présente un espacement moyen de 5,49 m.

En raison de l'espacement élevé des joints du JS2 (5,49) et dans un souci de normalisation visant à faciliter la mise en œuvre des lignes directrices, il a été jugé acceptable de recommander une largeur de banc de 11 m pour ce secteur (au lieu de 11,5 m), ce qui donne un IRA de 51° pour ce secteur. De cette manière, la conception est cohérente dans tout le secteur F et les parois sud du secteur C. Avec cette largeur de banc suggérée, à un angle de pente de 75°, le risque évalué (équation 28) est légèrement supérieur à 5 %, ce qui est jugé acceptable en raison de l'espacement élevé des joints et des faibles résultats de PoF (14,4 %) pour cette lithologie sur la paroi de la fosse dans le secteur F-1. Le glissement des coins n'a pas été identifié comme un facteur limitant pour ce secteur et cette lithologie.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.9 Secteur F-2 – META, mur sud – zone centrale.

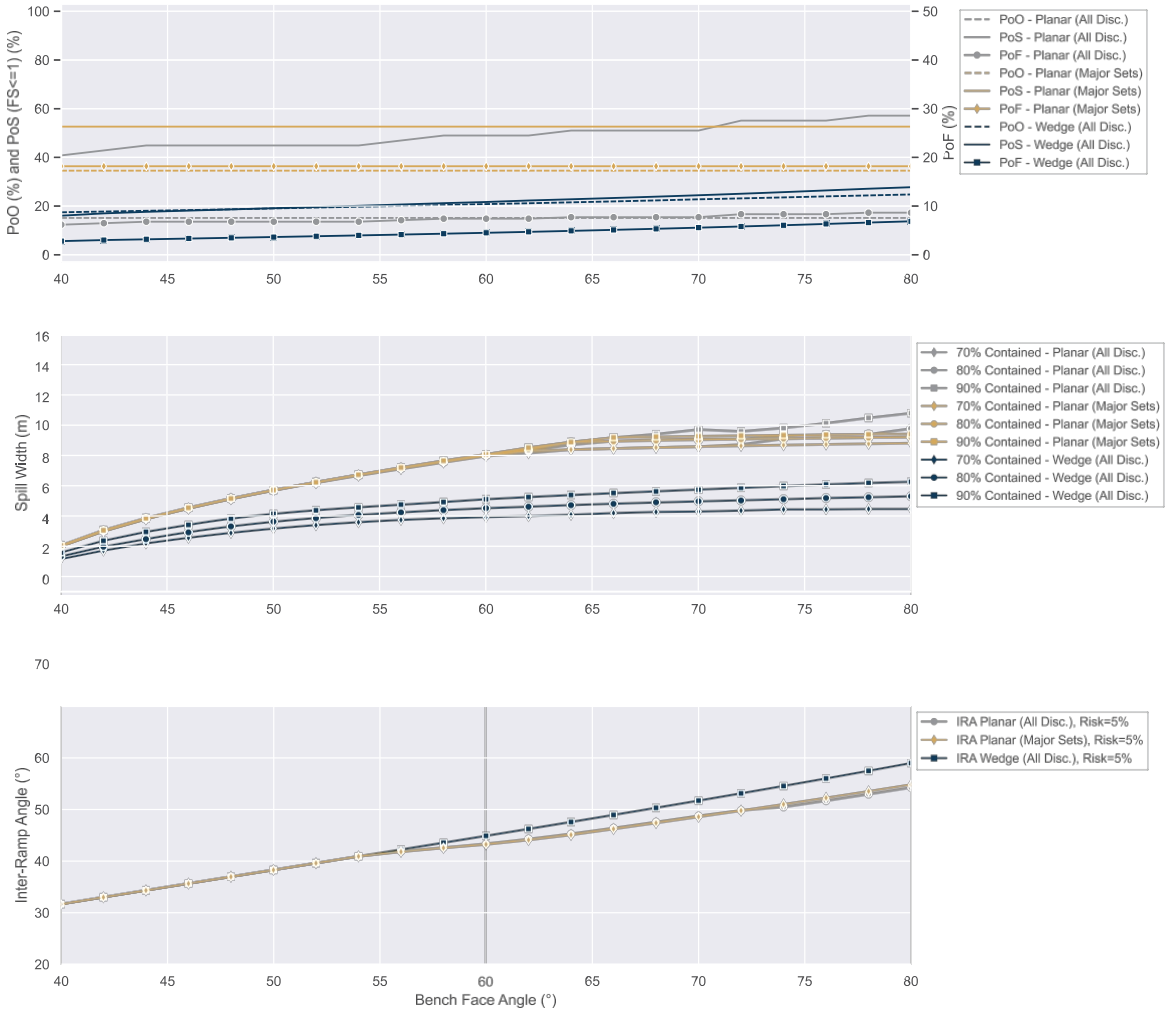


Figure 101. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur F-2 (META).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 78. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur F-2 (META)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	34,6
	PoS	52,6
	PoF	18,2
Wedge	PoO	23,8
	PoS	26,1
	PoF	6,2
Contraintes de conception		
Limitation		BFA max.
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		75
Confinement du déversement (% confiné, largeur) [3]		75 %, 9,0 m
Largeur du banc (BW)		10,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 9,0 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		51,6

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles majeurs.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan, soit à partir d'un glissement en coin.

Pour le secteur F-2 dans les métasédiments, un seul ensemble de discontinuités (JS2) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS2 est principalement composé de failles, de joints ouverts et fermés, et présente un espacement moyen des joints de 0,98 m.

À des fins de normalisation, il a été jugé acceptable de recommander une largeur de banc de 11 m pour ce secteur (au lieu de 10,5 m), ce qui donne un angle d'inclinaison relatif (IRA) de 51° pour ce secteur. De cette façon, la conception est cohérente dans tout le secteur F et les parois sud du secteur C. Le glissement en coin n'a pas été identifié comme un facteur limitant pour ce secteur et cette lithologie.

Il convient de noter que le JS2 contient plusieurs failles et joints ouverts ; il est recommandé de le comparer avec le modèle structurel final afin d'évaluer les impacts potentiels sur les hypothèses de conception.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.10 Secteur G-1 – AMP, paroi nord – zone est.

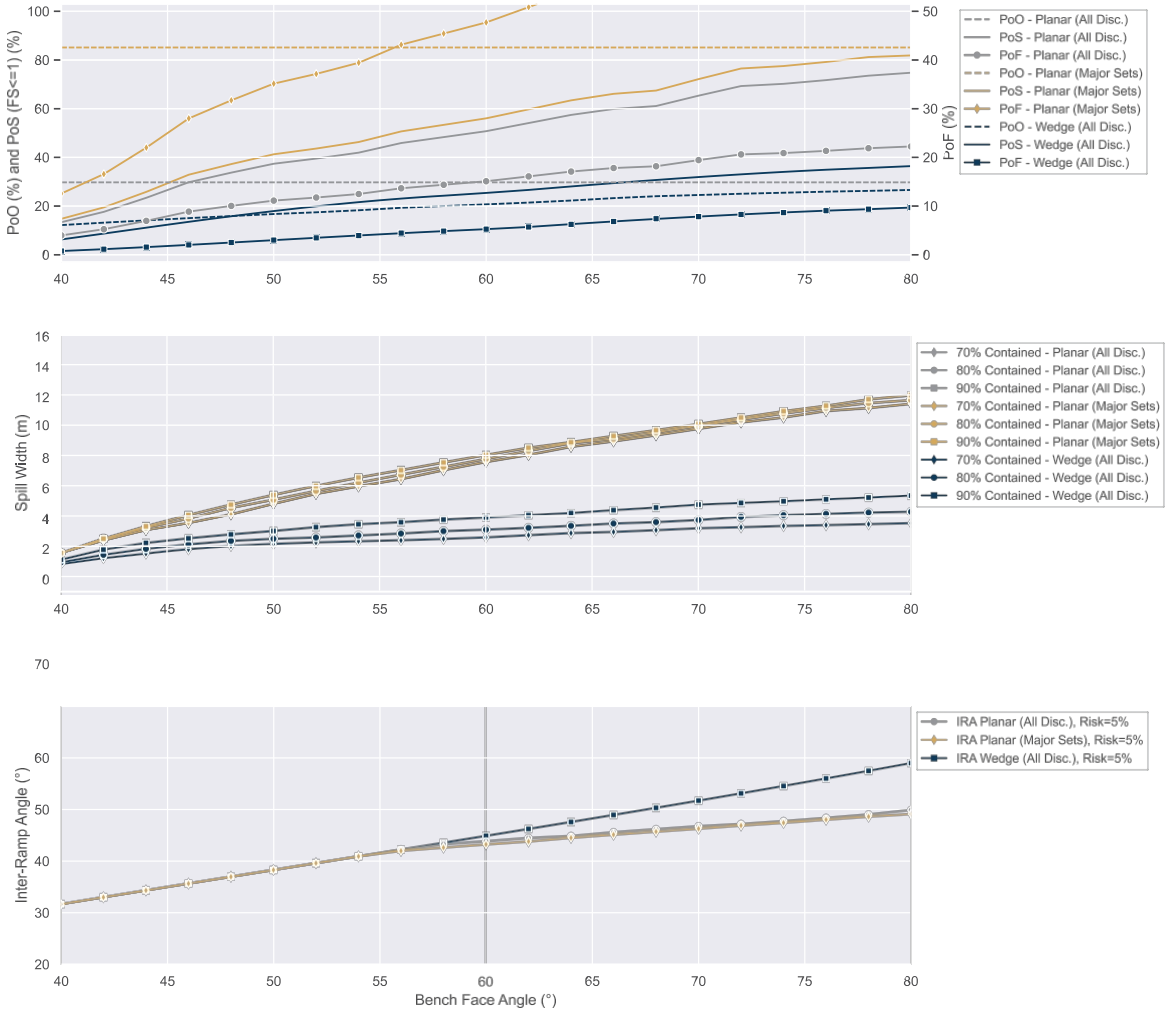


Figure 102. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur G-1 (AMP).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 79. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur G-1 (AMP)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	29,7
	PoS	35,0
	PoF	29,8
Wedge	PoO	15,5
	PoS	14,6
	PoF	2,3
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		47
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		85 %, 4,5 m
Largeur du banc (BW)		8,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 4,5 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		36

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan, soit à partir d'un glissement en coin.

Pour le secteur G-1, dans les amphibolites, un seul ensemble de discontinuités (JS1) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. Il a tendance à être divisé en deux groupes de pôles avec des inclinaisons légèrement différentes, mais a été traité comme un seul ensemble pour l'analyse. L'ensemble de joints JS1 comprend des joints de foliation, de faille, ouverts et fermés. Si l'on ne considère que les joints ouverts, la division en deux groupes est plus apparente (62°/153° et 37°/164°). Cet ensemble limite la conception en raison du problème de glissement plan ; le BFA recommandé est égal à l'inclinaison moyenne des pôles de JS1. Le glissement en coin n'a pas été identifié comme limitant pour ce secteur et cette lithologie.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.11 Secteur G-2 – META, mur nord – zone est.

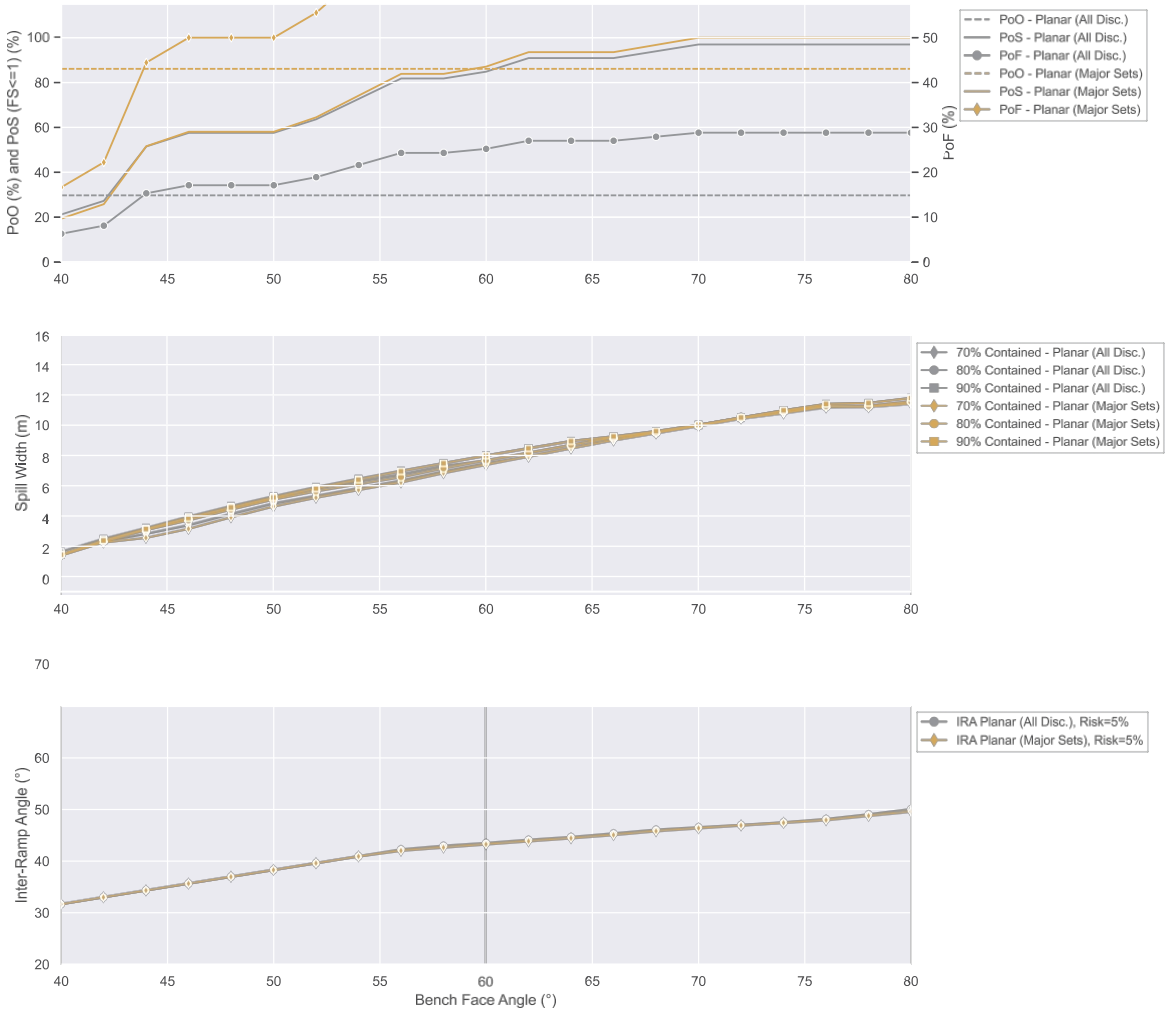


Figure 103. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur G-2 (META).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 80. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur G-2 (META)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	86,1
	PoS	58,6
	PoF	50
Wedge	PoO	–
	PoS	–
	PoF	–
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		47
Confinement du déversement (% confiné, largeur) [3]		90 %, 4,4 m
Largeur du banc (BW)		8,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 4,4 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		36

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan ou en coin.

Pour le secteur G-2 dans les métasédiments, un seul ensemble de discontinuités (JS1) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS1 est principalement contrôlé par la foliation et présente un espacement moyen des joints de 2,36 m.

Un PoF de 50 % est atteint à un BFA de 47°, ce qui est supérieur à l'objectif de 30 %. Comme le montre la figure 103, le PoF atteint 30 % à un peu plus de 42°. Il est jugé acceptable de dépasser le PoF de 30 %, car le BFA de 47° reste inférieur à la pente moyenne du pôle JS1 (51°) (car le type de joint principal est la foliation). Cela permettra d'obtenir une conception plus naturelle, avec une pente suivant approximativement le pôle moyen de la foliation. Par conséquent, dans un souci de normalisation visant à faciliter la mise en œuvre des lignes directrices, il a été jugé acceptable de recommander un BFA de 47° pour ce secteur. De cette manière, la conception est cohérente dans tout le secteur de conception G. Avec un BFA de 47°, le risque évalué (équation 28) reste d'environ 5 %.

Le glissement détaillé des coins n'a pas été évalué pour ce secteur et cette lithologie, car il n'a pas été jugé limitatif pour la conception de ce secteur sur la base de l'analyse de la projection stéréographique.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.12 Secteur H – UMU, paroi nord – zone est.

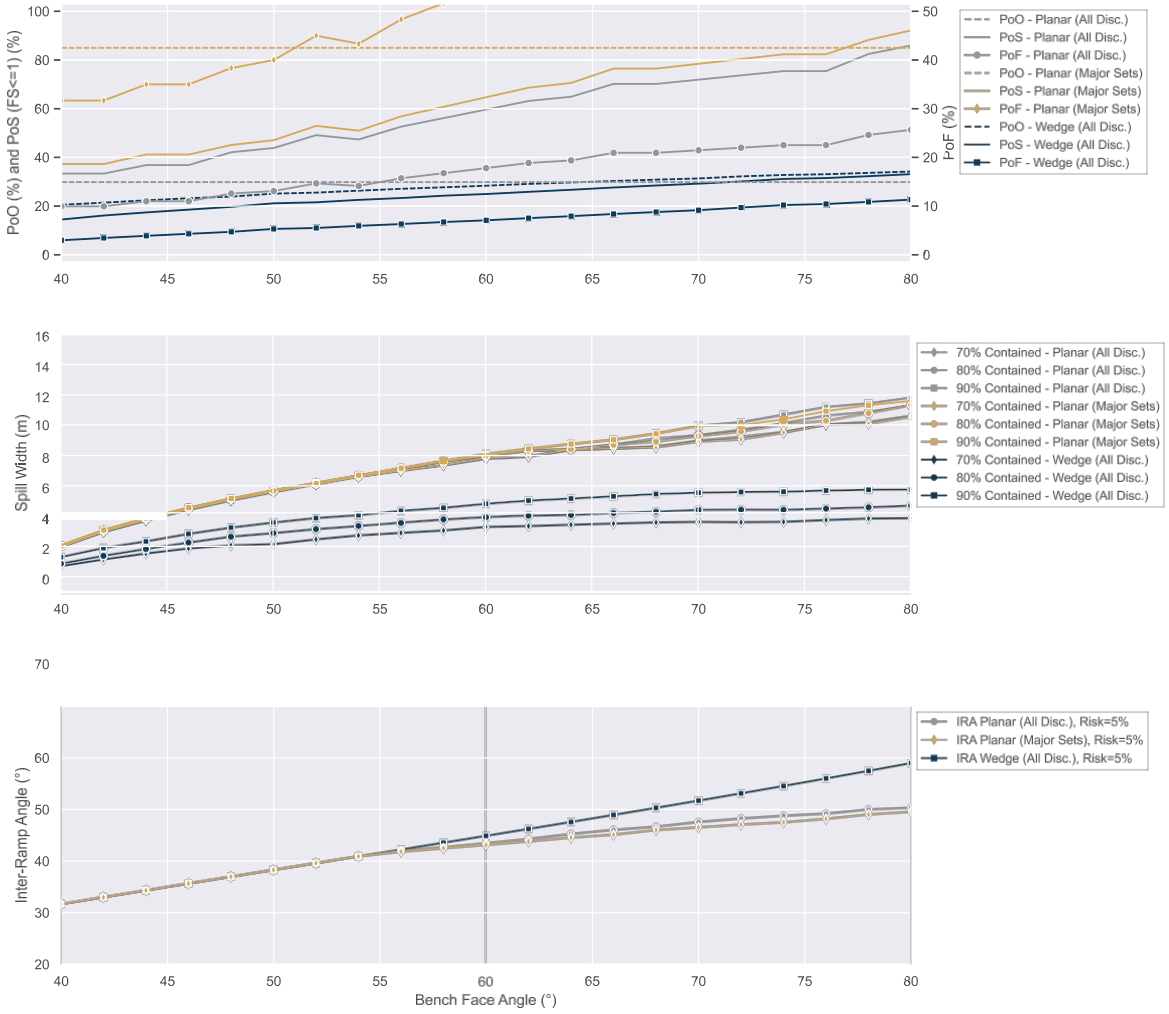


Figure 104. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur H (UMU).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 81. Paramètres d'optimisation de la conception des gradins – Secteur H (UMU)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	85
	PoS	37,2
	PoF	31,6
Wedge	PoO	20,9
	PoS	15,3
	PoF	3,2
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		40
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		85 %, 2,5 m
Largeur du banc (BW)		8,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 2,5 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		32

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles majeurs.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan ou en coin.

Pour le secteur H, dans l'ultramafique indifférencié, un seul ensemble de discontinuités (JS1a/JS1b) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. Cet ensemble est divisé en deux groupes de pôles avec des inclinaisons différentes, qui ont tous deux été pris en compte pour l'analyse. Les ensembles se composent de joints de faille, ouverts et fermés, et ont des espacements de joints de 1,23 m (JS1a) et 0,42 m (JS1b). Si l'on ne tient compte que des joints ouverts, ils présentent un pendage moyen de 29°, ce qui est légèrement supérieur à l'angle de frottement pour l'ultramafique (22°). Cet ensemble limite la conception en raison du problème de glissement plan. Le BFA recommandé est de 40°, bien que le PoF associé soit légèrement supérieur à l'objectif de 30 %, car le risque évalué (équation 28) reste inférieur à 5 %. Le glissement en coin n'a pas été identifié comme un facteur limitant pour ce secteur et cette lithologie.

Il convient de noter que peu d'informations sont disponibles pour ce secteur et cette lithologie, et que les informations disponibles indiquent des problèmes potentiels liés aux discontinuités. De plus, le contact avec l'amphibolite s'incline vers la fosse (44,3°).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.13 Secteur I – AMP, PEG, UMU, META, paroi est – zone est.

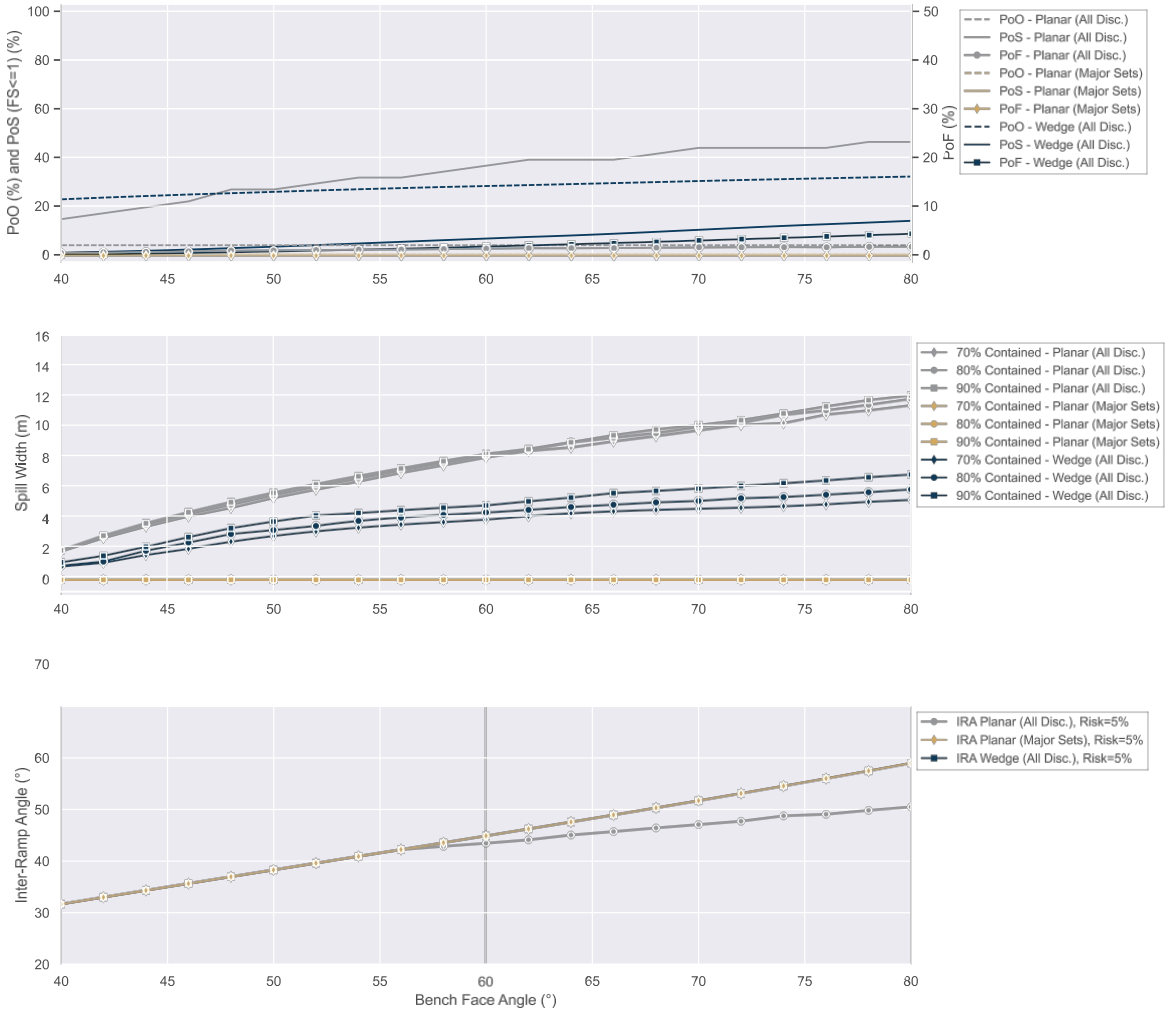


Figure 105. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur I (AMP, PEG, UMU, META).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 82. Paramètres d'optimisation de la conception des gradins – Secteur I (AMP, PEG, UMU, META)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	0,0
	PoS	0,0
	PoF	0,0
Wedge	PoO	31,2
	PoS	12,2
	PoF	3,8
Contraintes de conception		
Limitation		BFA max.
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		75
Confinement du déversement (% confiné, largeur) [3]		70 %, 4,9 m
Largeur du banc (BW)		8,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 4,9 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		55

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan, soit à partir d'un glissement en coin.

Pour le secteur I, dans les lithologies intercalées exposées sur le mur, à savoir l'amphibolite, la pegmatite, les métasédiments et les roches ultramafiques indifférenciées, aucun ensemble de discontinuités relevées ne devrait poser de problème du point de vue du glissement plan. Étant donné que le glissement en coin n'a pas non plus été identifié comme un facteur limitant dans ce secteur, l'angle de face de banc recommandé est égal à l'angle maximal autorisé, soit 75°.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.14 Secteur J-1 – AMP, paroi sud – zone est.

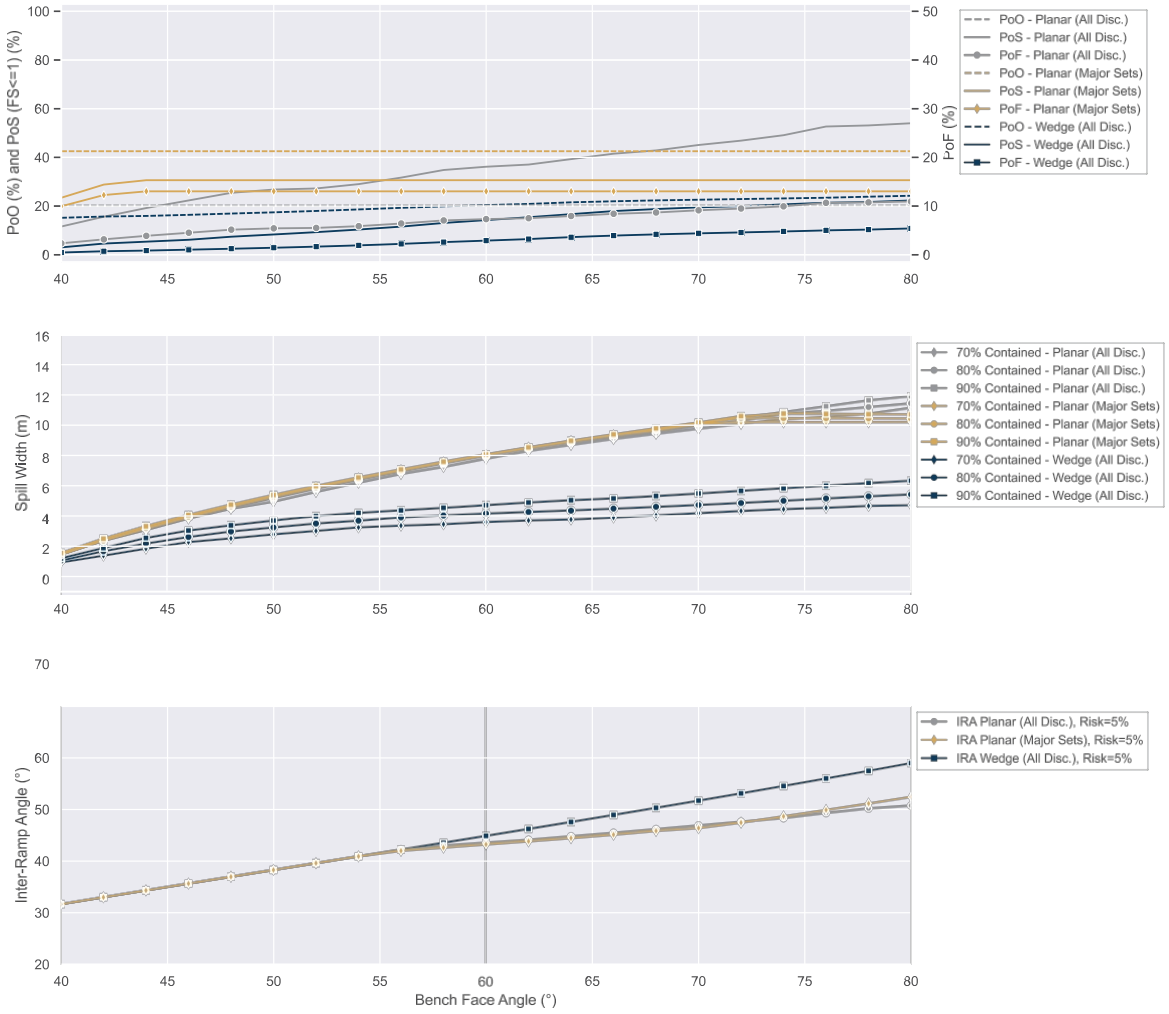


Figure 106. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc – Secteur J-1 (AMP).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 83. Paramètres d'optimisation de la conception des gradins – Secteur J-1 (AMP)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	42,5
	PoS	30,6
	PoF	13,0
Wedge	PoO	23,3
	PoS	21,0
	PoF	4,9
Contraintes de conception		
Limitation		BFA max.
Puissances nominales		
Angle de la face du banc (BFA)		75
Confinement des déversements (% confiné, largeur) [3]		70 %, 10,5 m
Largeur du banc (BW)		12 m *à partir du maximum (8,5 ; 10,5 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		49

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles majeurs.
[3] Sur la base de la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, à partir d'un glissement plan ou en coin.

Pour le secteur J-1 dans les amphibolites, un seul ensemble de discontinuités (JS1) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS1 est principalement composé de failles, de joints ouverts et fermés, et présente un espacement moyen des joints de 3,74 m. Cependant, le PoF plan ne limite pas la conception, car il reste inférieur à l'objectif de 30 %. Étant donné que le glissement en coin n'a pas non plus été identifié comme limitant dans ce secteur, l'angle de face de banc recommandé est égal à l'angle maximal autorisé, soit 75°.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

E.15 Secteur J-2 – META, mur sud – zone est.

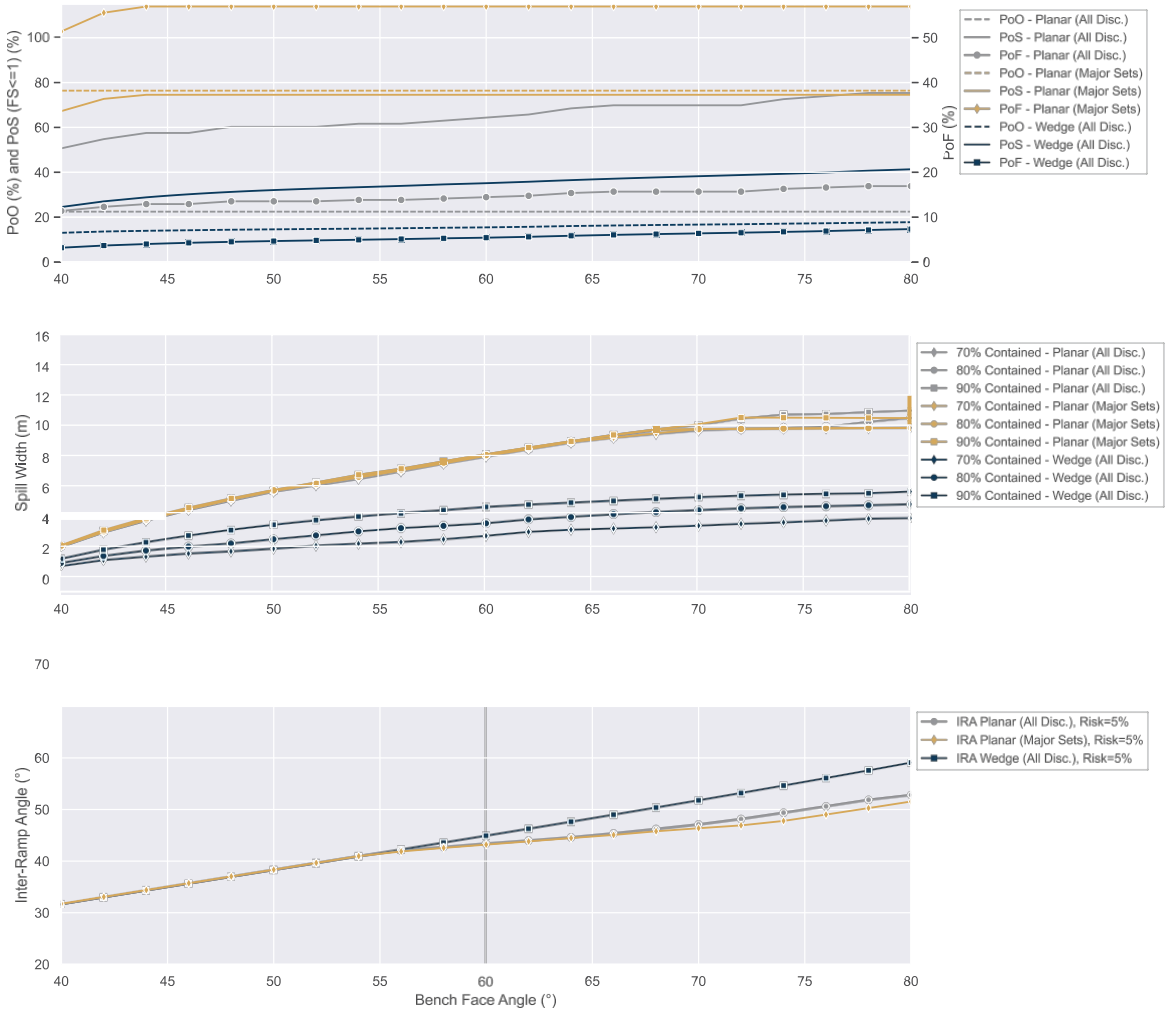


Figure 107. Résultats des analyses de stabilité à l'échelle du banc d'essai – Secteur J-2 (META).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Tableau 84. Paramètres d'optimisation de la conception du banc – Secteur J-2 (META)

Paramètre		Valeur
Probabilités [1]		
Planaire [2]	PoO	76,4
	PoS	74,5
	PoF	56,9
Wedge	PoO	17,2
	PoS	39,7
	PoF	6,8
Contraintes de conception		
Limitation		Glissement plan
Résultats de conception		
Angle de la face du banc (BFA)		75
Confinement du déversement (% confiné, largeur) [3]		95 %, 11,0 m
Largeur du banc (BW)		12,5 m *à partir du maximum (8,5 ; 11,0 + 1,5)*
Angle entre les rampes (IRA)		48

Remarques [1] Probabilités données pour la BFA sélectionnée.
[2] Probabilités données pour l'analyse des ensembles principaux.
[3] Basé sur la longueur limite de déversement au BFA sélectionné, soit à partir d'un glissement plan, soit à partir d'un glissement en coin.

Pour le secteur J-2 dans les métasédiments, un seul ensemble de discontinuités (JS2) peut poser des problèmes du point de vue du glissement plan. L'ensemble de joints JS2 est principalement composé de joints ouverts et fermés et présente un espacement moyen de 5,75 m entre les joints.

Un PoF de 56,6 % est atteint à un BFA de 47°, ce qui dépasse l'objectif de 30 %. Comme le montre la figure 107, même à un BFA de 40°, le PoF atteint plus de 50 %. Compte tenu de l'espacement important entre les joints, il convient de concevoir la fosse avec un BFA de 75°. De plus, à un BFA de 75°, le risque évalué (équation 28) reste inférieur à 5 %.

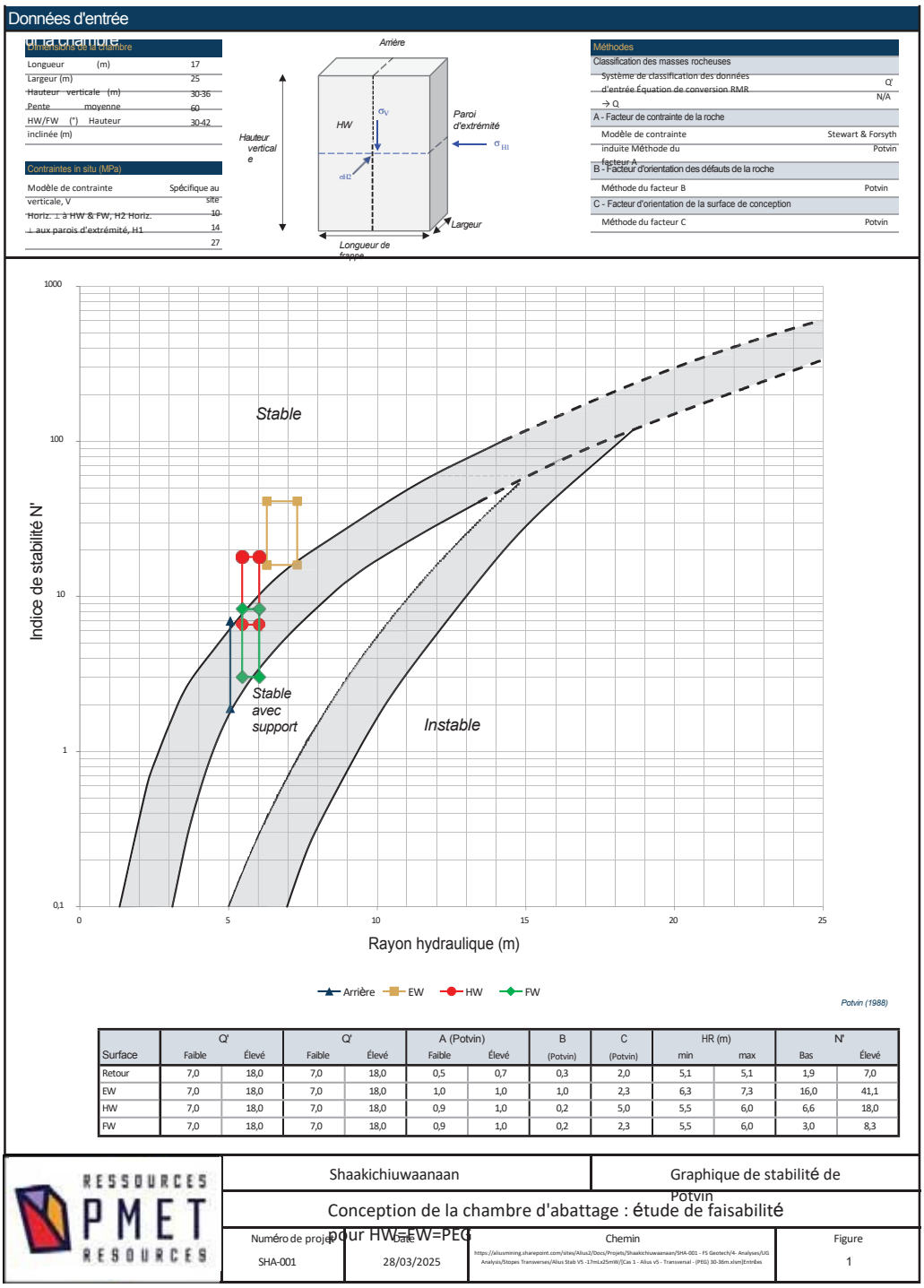
Une bonne surveillance des performances des pentes est recommandée dans cette zone, mais aucune limitation de l'angle de pente maximal (BFA) n'est incluse dans les directives de conception basées sur les analyses. À des fins de normalisation, il a été jugé acceptable de recommander une largeur de gradins de 12 m pour ce secteur (au lieu de 12,5 m), ce qui donne un angle d'inclinaison maximal (IRA) de 49° pour ce secteur. De cette façon, la conception est cohérente dans tout le secteur de conception J. Le glissement en coin n'a pas été identifié comme un facteur limitant pour ce secteur et cette lithologie.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

F Analyses de la stabilité et de la dilution des chantiers ouverts (ELOS)

Les figures 108 à 117 présentent les diagrammes de stabilité des chantiers ouverts de Potvin pour les chantiers transversaux.



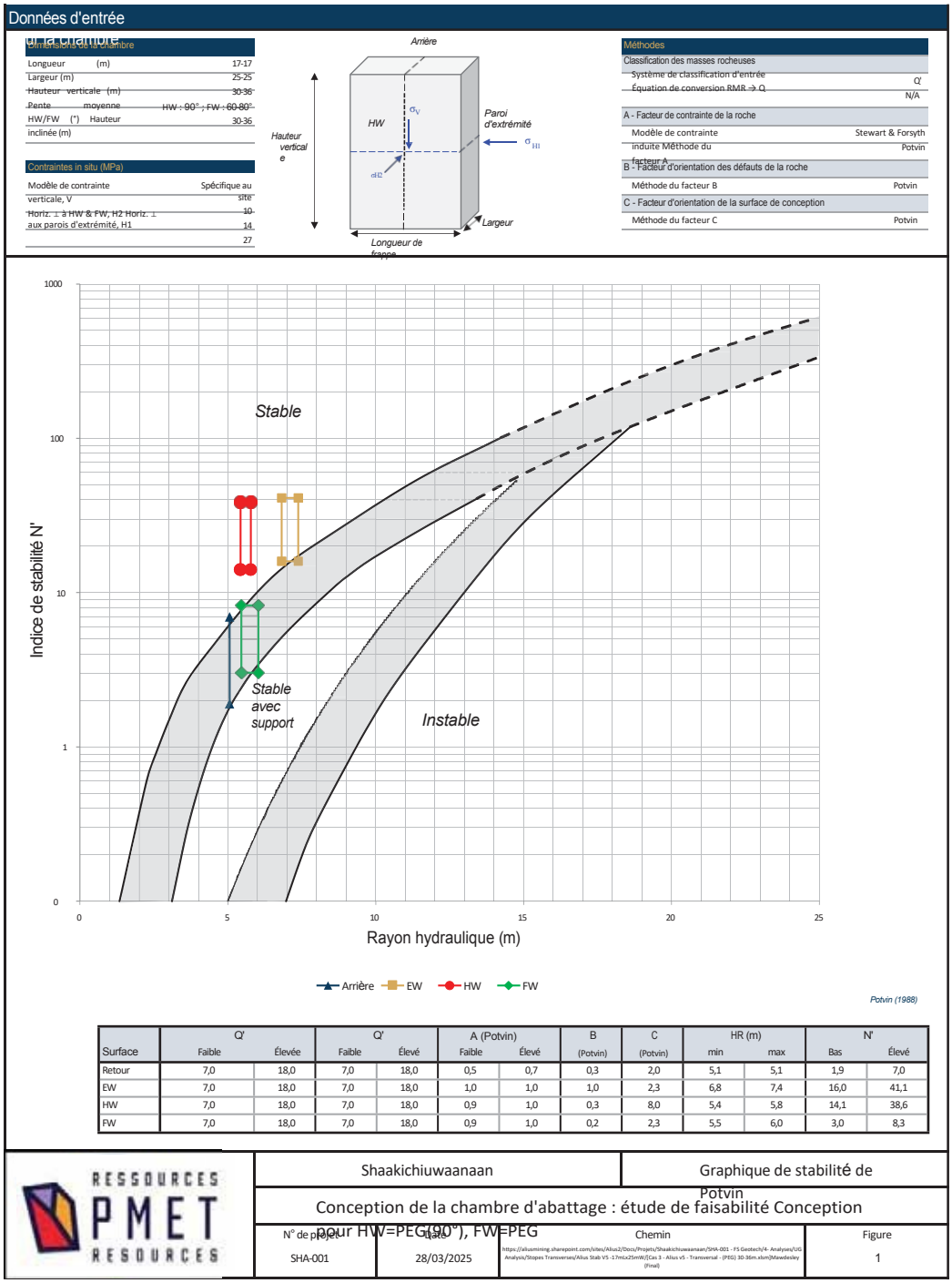
Surface	Q' Faible	Q' Élevé	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	5,0	5,5	6,0	6,6	18,0
FW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	2,3	5,5	6,0	3,0	8,3

RESSOURCES PMET RESOURCES	Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité de Potvin
	Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité pour HW-FW=PEG	
	Numéro de projet: SHA-001	Date: 28/03/2025
	Chemin: https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4- Analyses/UG Analysis/Stopes Transverses/Alius Stab V5 -17mLx25mW/[Cas 1 - Alius v5 - Transversal - (PEG) 30-36m.xlsm]Entrées	Figure: 1

Figure 108. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite ; FW : pegmatite.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,3	8,0	5,4	5,8	14,1	38,6
FW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	2,3	5,5	6,0	3,0	8,3

RESSOURCES PMET RESOURCES

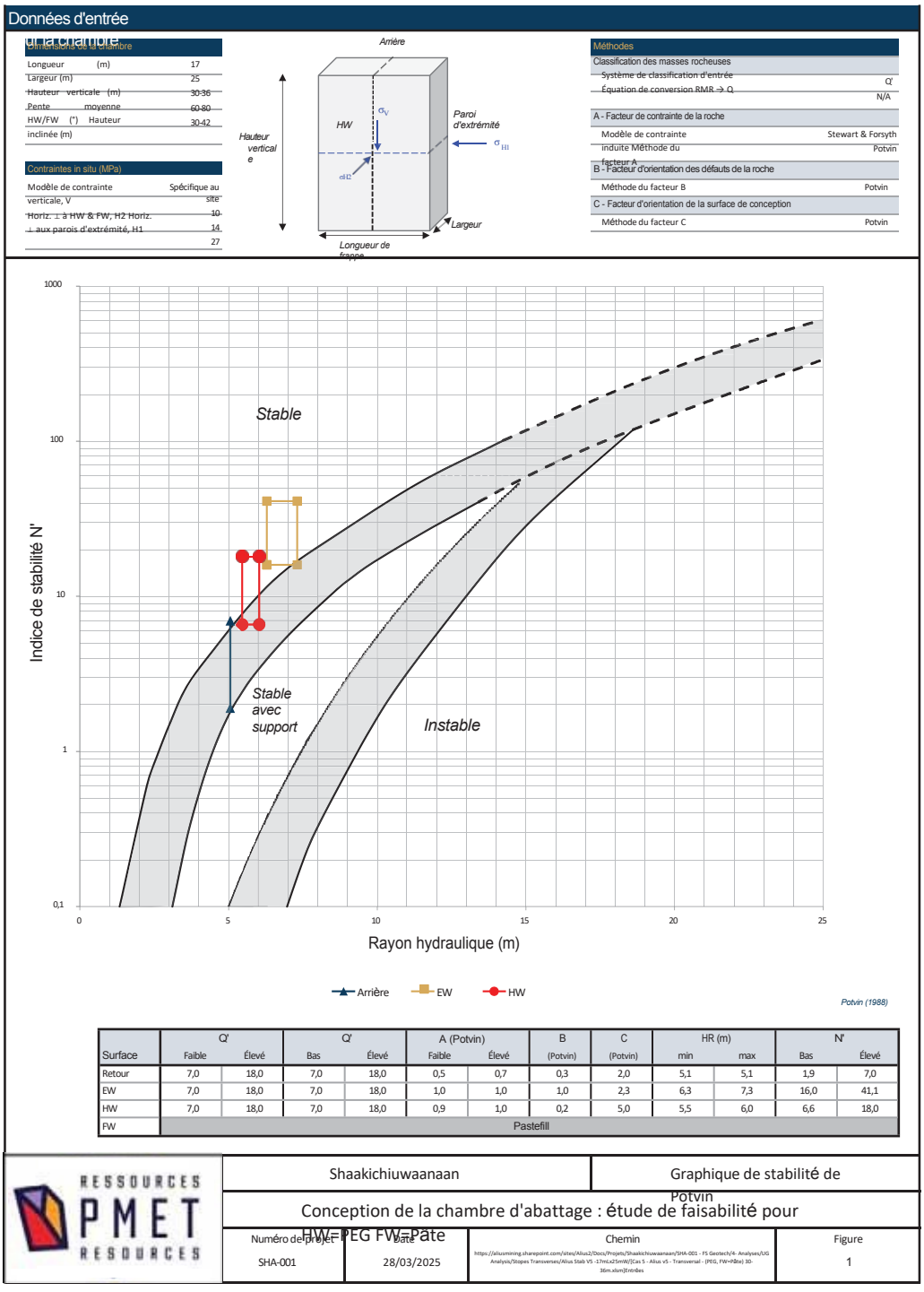
Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité de Potvin
Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité Conception pour HW=PEG(90°), FW=PEG	

N° de projet	Date	Chemin	Figure
SHA-001	28/03/2025	https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4- Analyses/UG Analysis/Stopes Transverses/Alius Stab V5 -17mLx25mW/[Cas 3 - Alius v5 - Transversal - (PEG) 30-36m.xlsm]Mawdesley (Final)	1

Figure 109. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite (90°) ; FW : pegmatite.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



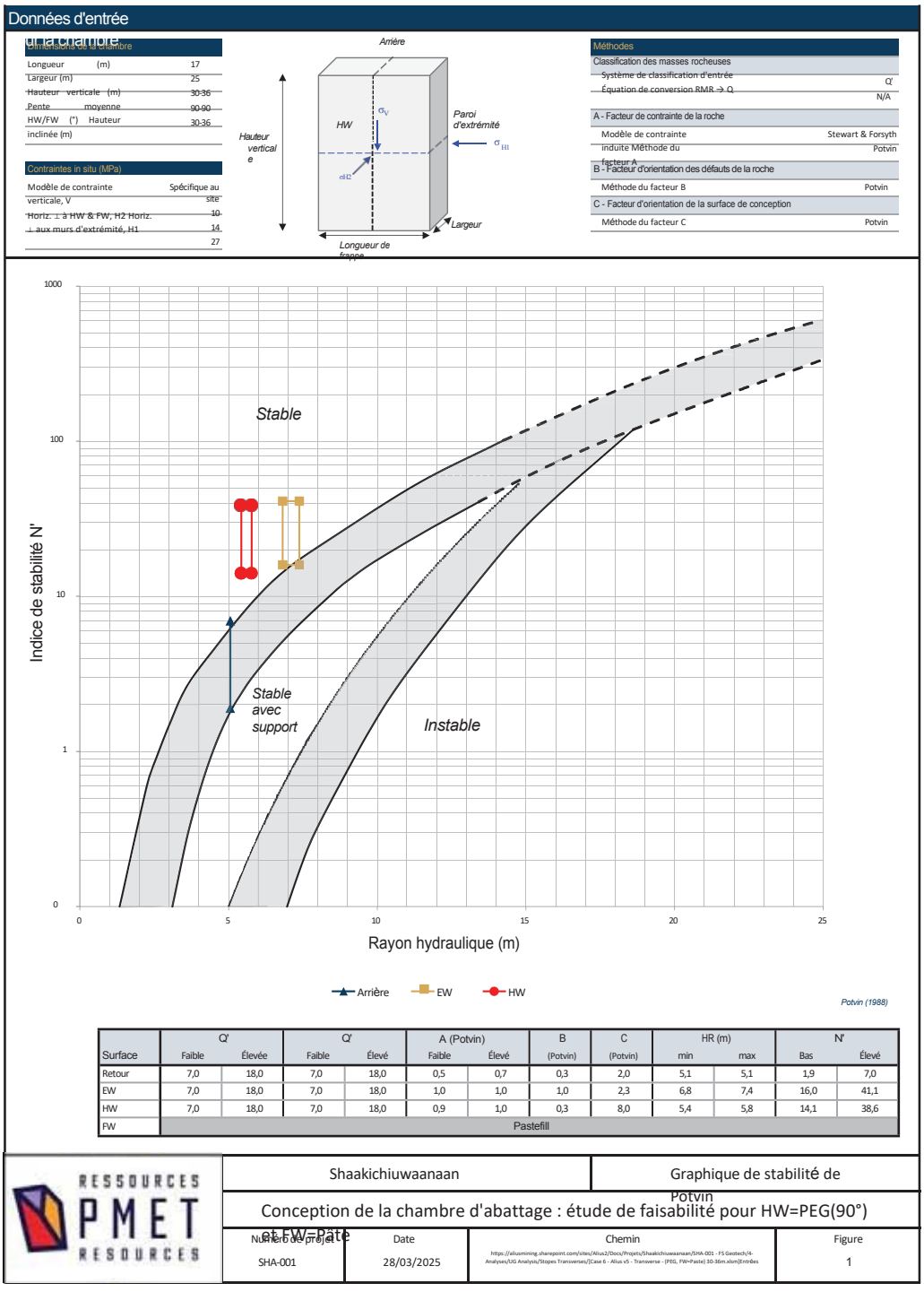
Surface	Q' Faible	Q' Élevé	Q' Bas	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	5,0	5,5	6,0	6,6	18,0
FW	Pastefill											

RESSOURCES PMET RESOURCES	Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité de Potvin
	Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité pour HW=PEG FW=Pâte	
Numéro de projet SHA-001	Date 28/03/2025	Chemin https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4- Analyses/UG Analysis/Stopes Transverses/Alius Stab V5 -17mLx25mW/[Cas 5 - Alius v5 - Transversal - (PEG, FW=Pâte) 30-36m.slim]Entrées
		Figure 1

Figure 110. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite ; FW : remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



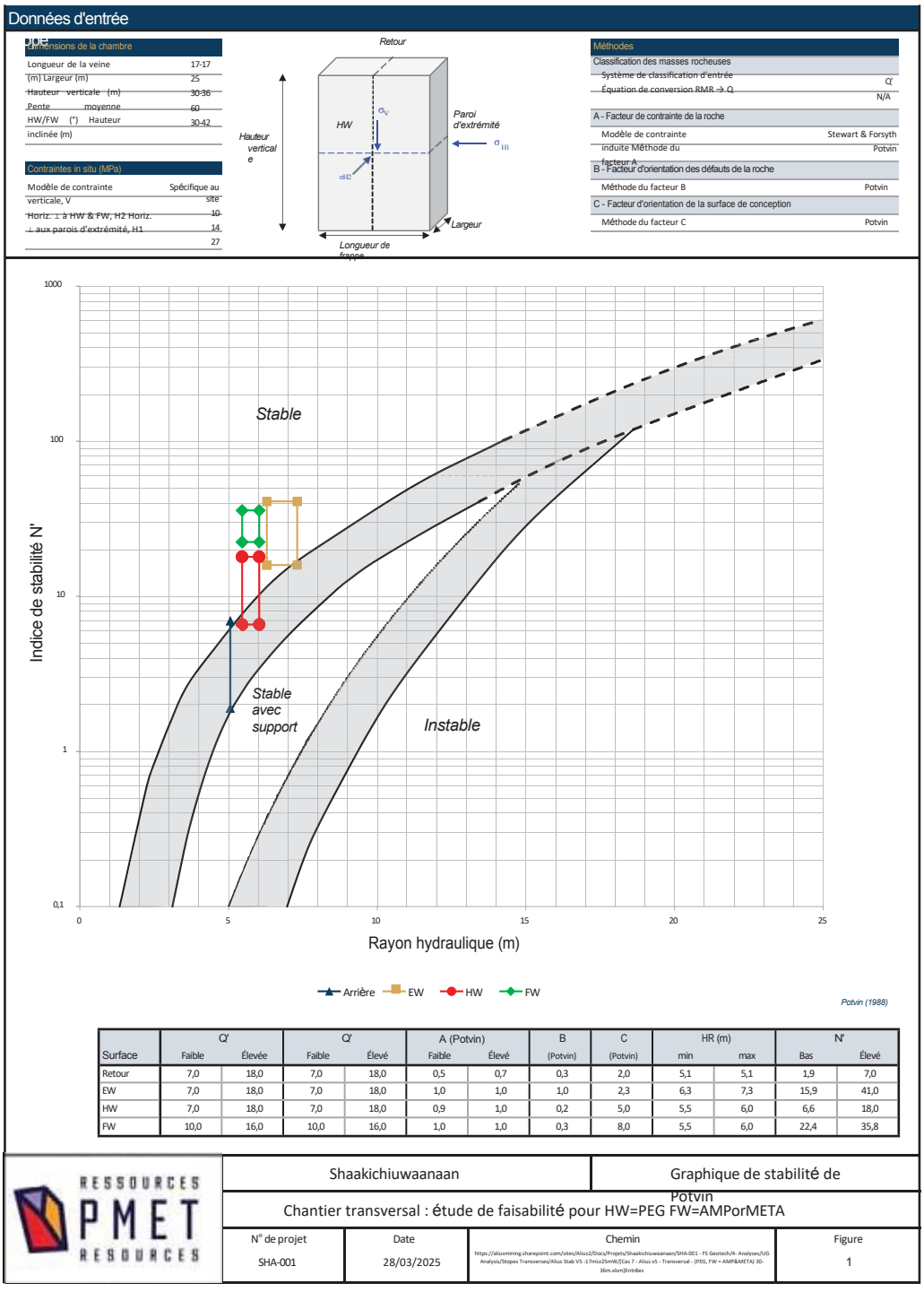
Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,3	8,0	5,4	5,8	14,1	38,6
FW	Pastefill											

RESSOURCES PMET RESOURCES	Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité de Potvin
	Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité pour HW=PEG(90°) et FW=Pate	
Numéro de projet SHA-001	Date 28/03/2025	Chemin https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4-Analyses/UG Analysis/Stopes Transversals/[Case 6 - Alius v5 - Transverse - (PEG, FW=Paste) 30-36m.xlsm]Entrées	Figure 1

Figure 111. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite (90°) ; FW : remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

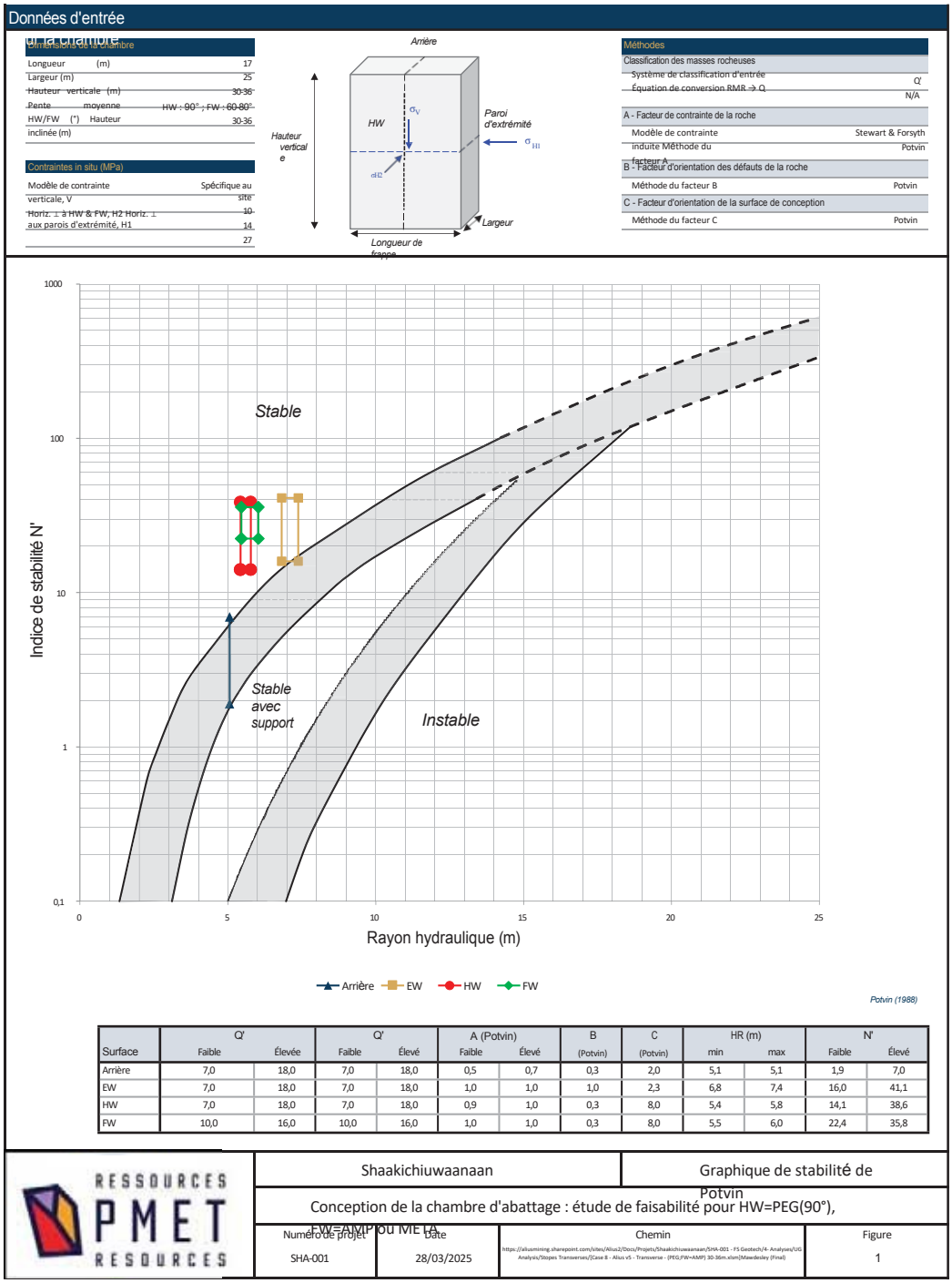


Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	15,9	41,0
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	5,0	5,5	6,0	6,6	18,0
FW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	8,0	5,5	6,0	22,4	35,8

Figure 112. Tableau de stabilité des chambres ouvertes de Potvin – HW : pegmatite ; FW : amphibolite ou métasédiments.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Faible	N' Élevé
Arrière	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,3	8,0	5,4	5,8	14,1	38,6
FW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	8,0	5,5	6,0	22,4	35,8

RESSOURCES PMET RESOURCES

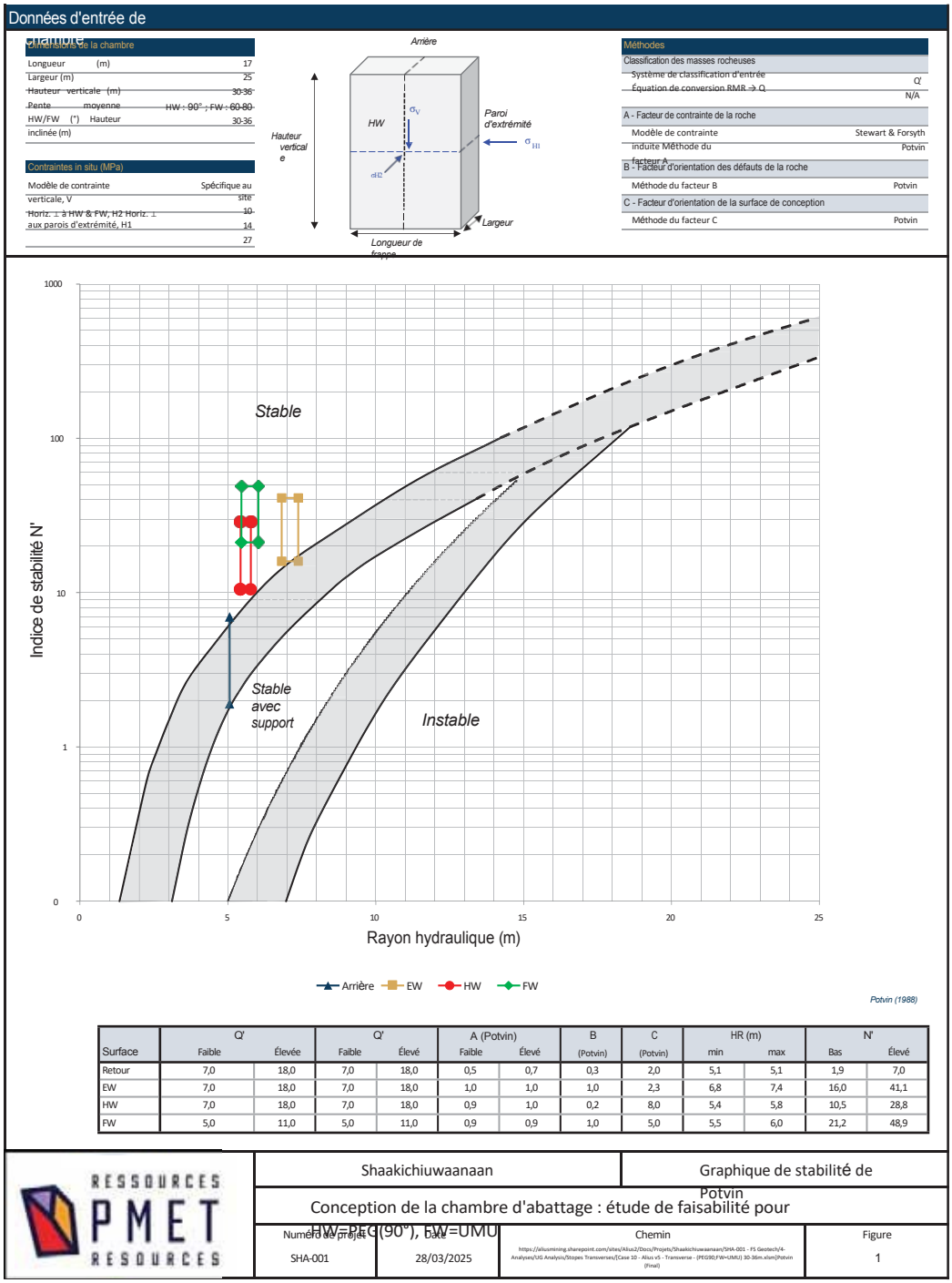
Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité de Potvin
Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité pour HW=PEG(90°), FW=AMP ou MET (A	

Numéro de projet	Date	Chemin	Figure
SHA-001	28/03/2025	https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4- Analyses/UG Analysis/Stopes Transverses/[Case 8 - Alius v5 - Transverse - (PEG,FW=AMP) 30-36m.xlsm]Mawdesley (Final)	1

Figure 113. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite (90°) ; FW : amphibolite ou métasédiments.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

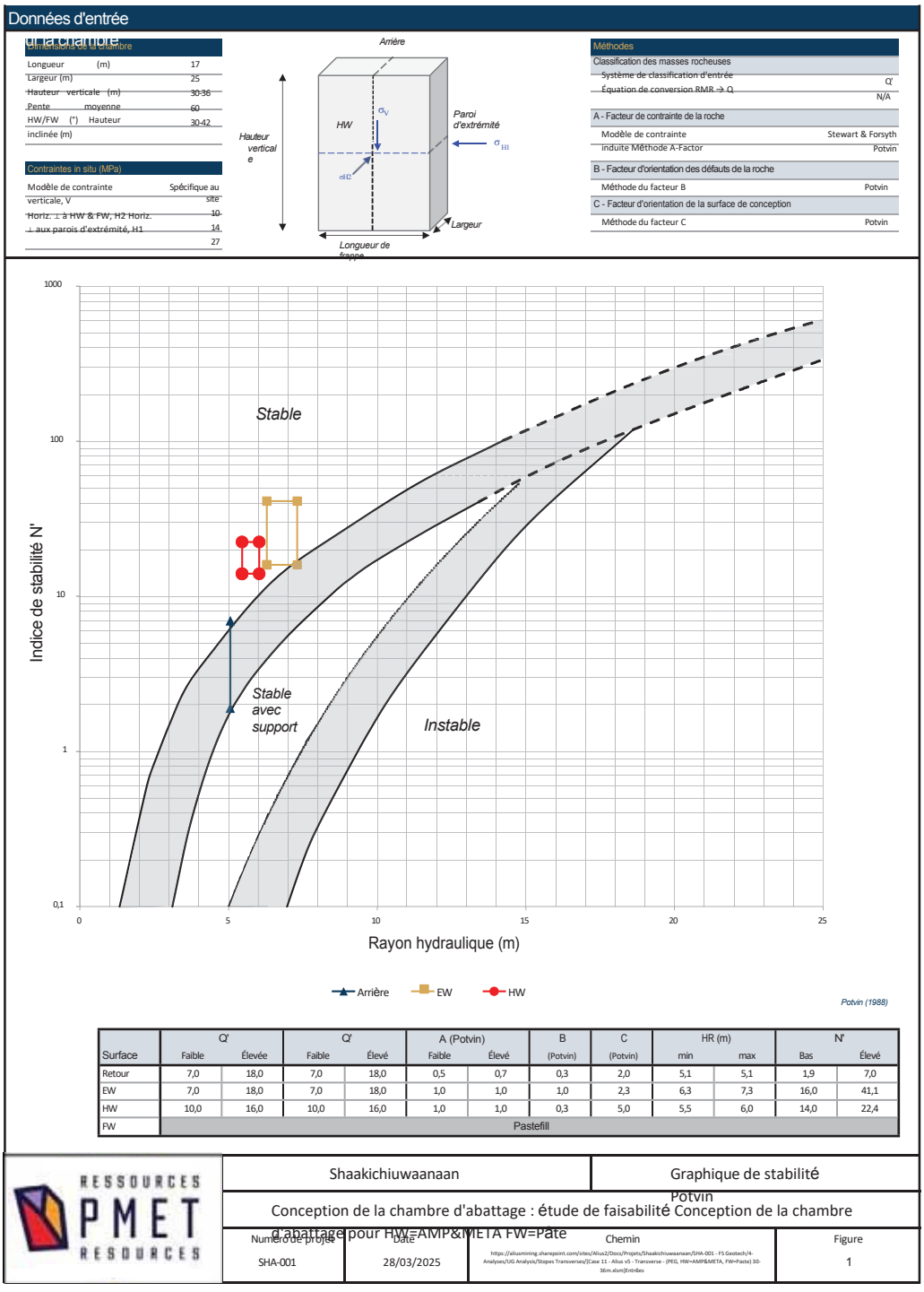


Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	8,0	5,4	5,8	10,5	28,8
FW	5,0	11,0	5,0	11,0	0,9	0,9	1,0	5,0	5,5	6,0	21,2	48,9

Figure 114. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : pegmatite (90°) ; FW : ultramafique indifférencié.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	5,0	5,5	6,0	14,0	22,4
FW	Pastefill											

RESSOURCES PMET RESSOURCES

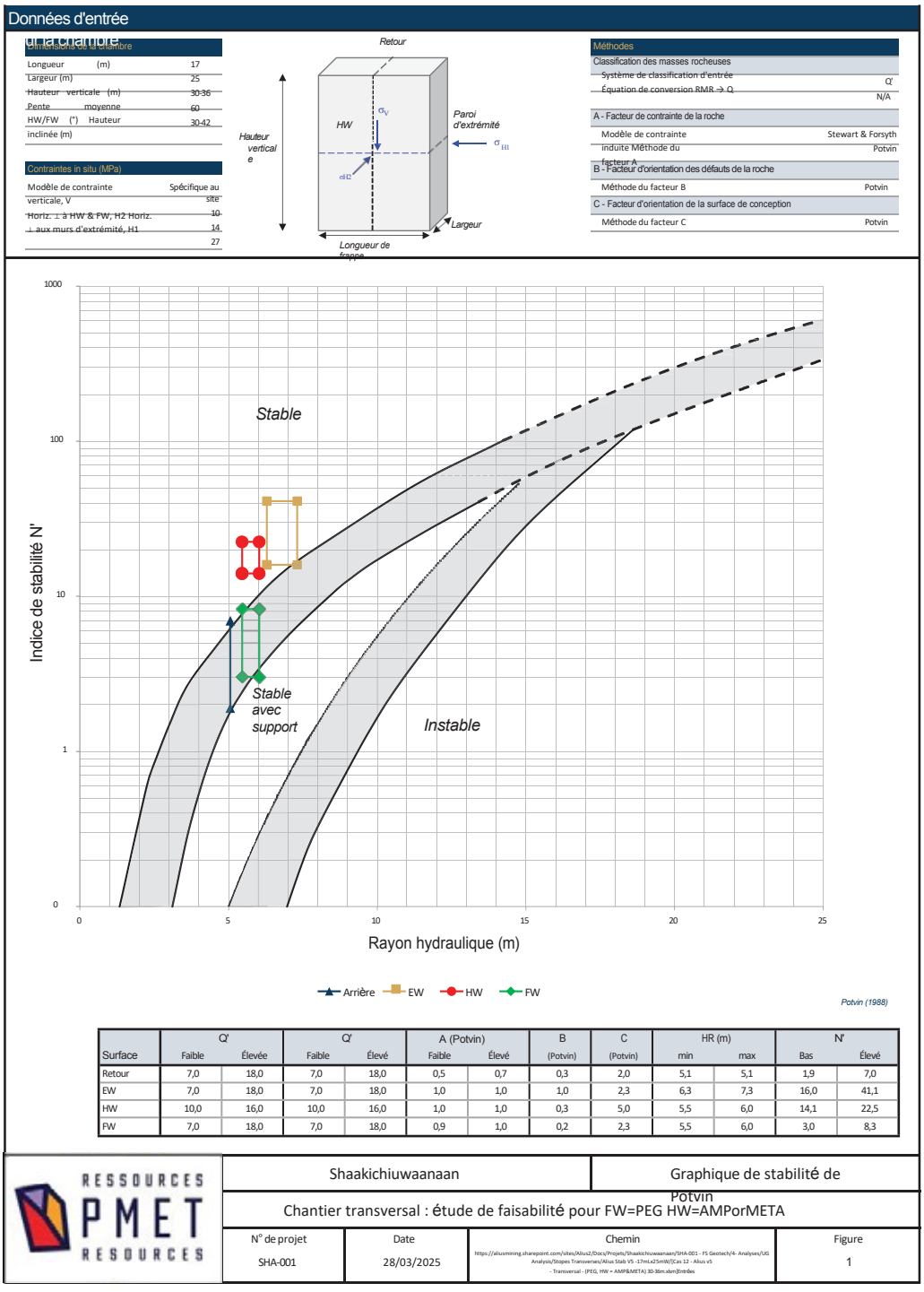
Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité Potvin
Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité Conception de la chambre d'abattage pour HW=AMP&META FW=Pâte	

Numéro de projet	Date	Chemin	Figure
SHA-001	28/03/2025	https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4-Analyses/UG Analysis/Stopes Transversales/[Case 11 - Alius v5 - Transverse - (PEG, HW=AMP&META, FW=Paste) 30-36m.xlsm]Entrées	1

Figure 115. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

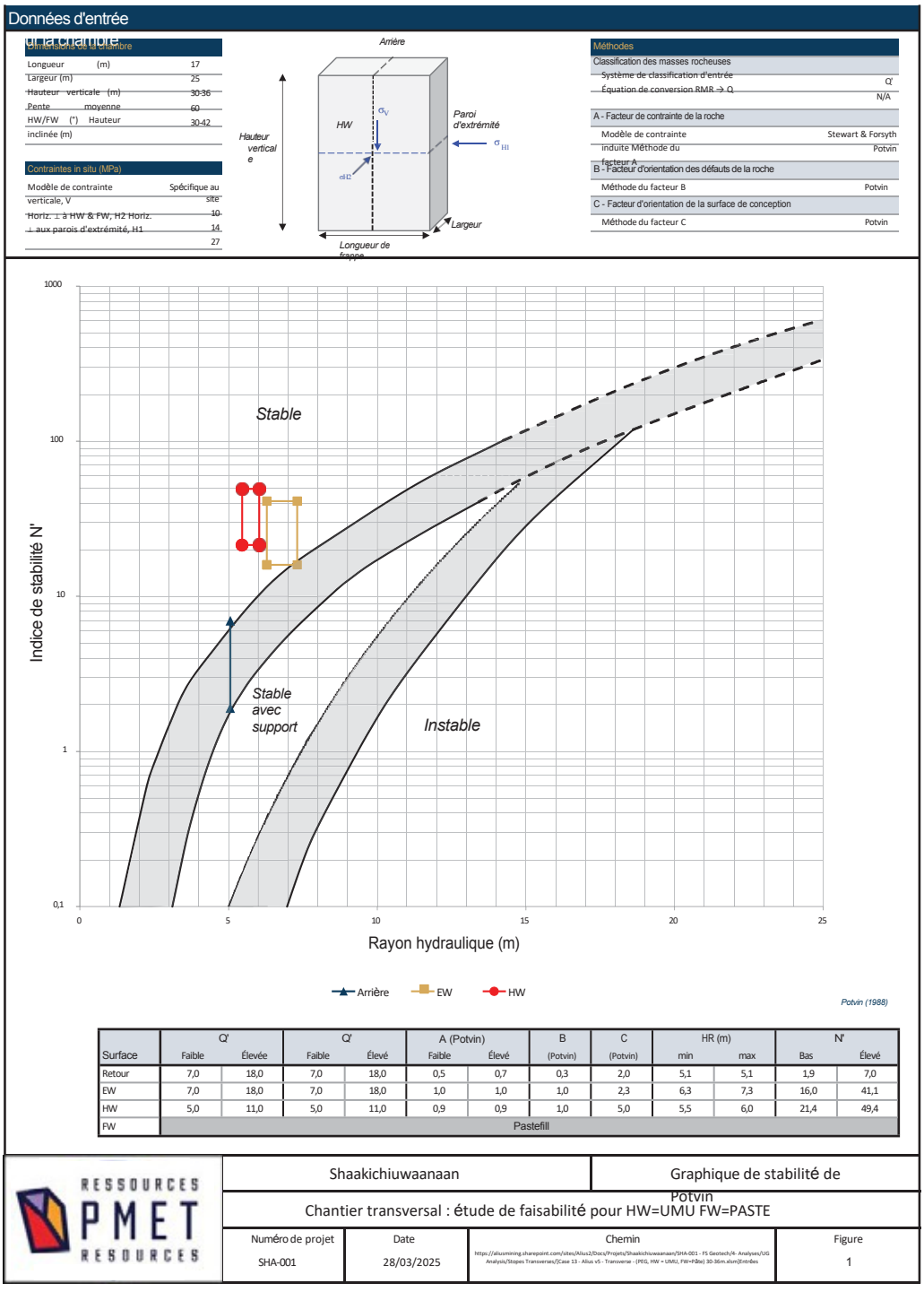


Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	5,0	5,5	6,0	14,1	22,5
FW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	2,3	5,5	6,0	3,0	8,3

Figure 116. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : pegmatite.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



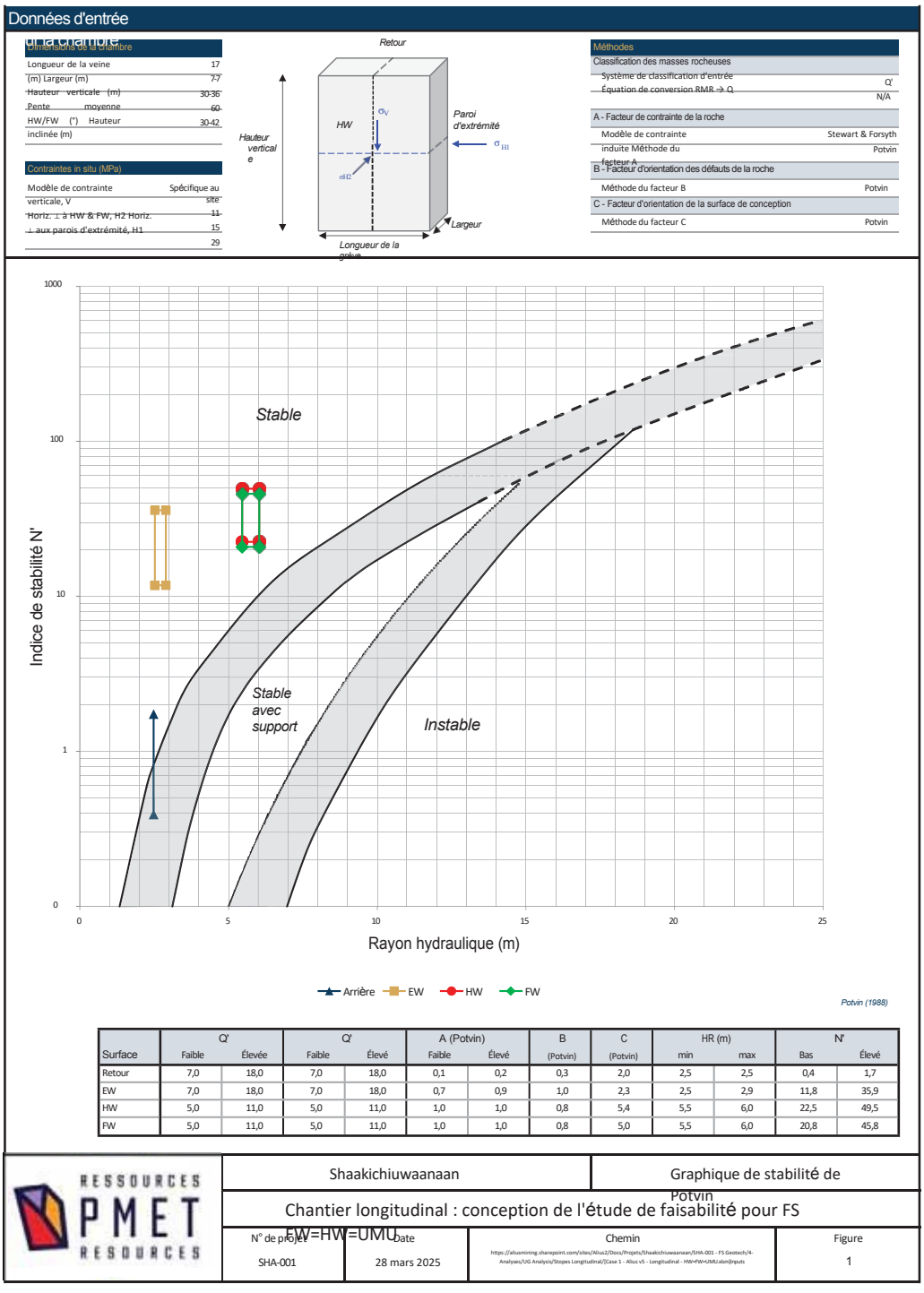
Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	5,0	11,0	5,0	11,0	0,9	0,9	1,0	5,0	5,5	6,0	21,4	49,4
FW	Pastefill											

Figure 117. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : ultramafique indifférencié ; FW : remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Les figures 118 à 119 présentent la stabilité des galeries ouvertes pour les chantiers longitudinaux.



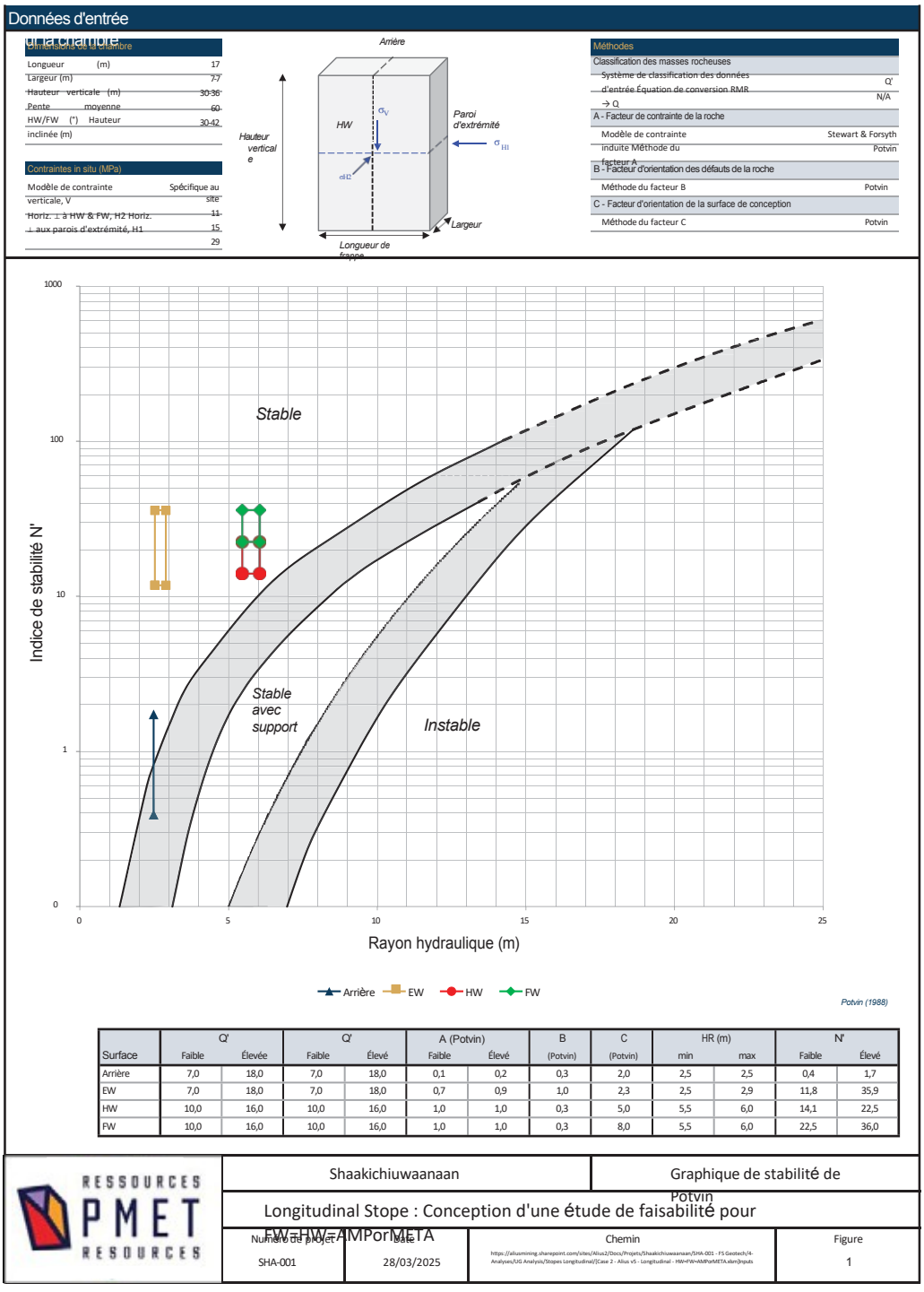
Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,1	0,2	0,3	2,0	2,5	2,5	0,4	1,7
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,7	0,9	1,0	2,3	2,5	2,9	11,8	35,9
HW	5,0	11,0	5,0	11,0	1,0	1,0	0,8	5,4	5,5	6,0	22,5	49,5
FW	5,0	11,0	5,0	11,0	1,0	1,0	0,8	5,0	5,5	6,0	20,8	45,8

RESSOURCES PMET RESOURCES	Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité de Potvin
	Chantier longitudinal : conception de l'étude de faisabilité pour FS	
	FW=HW=UMU	
N° de projet: SHA-001	Date: 28 mars 2025	Chemin: https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4-Analyses/UG Analysis/Stopes Longitudinal/[Case 1 - Alius v5 - Longitudinal - HW=FW=UMU.xlsm]Inputs
		Figure: 1

Figure 118. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : ultramafique indifférencié ; FW : ultramafique indifférencié.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



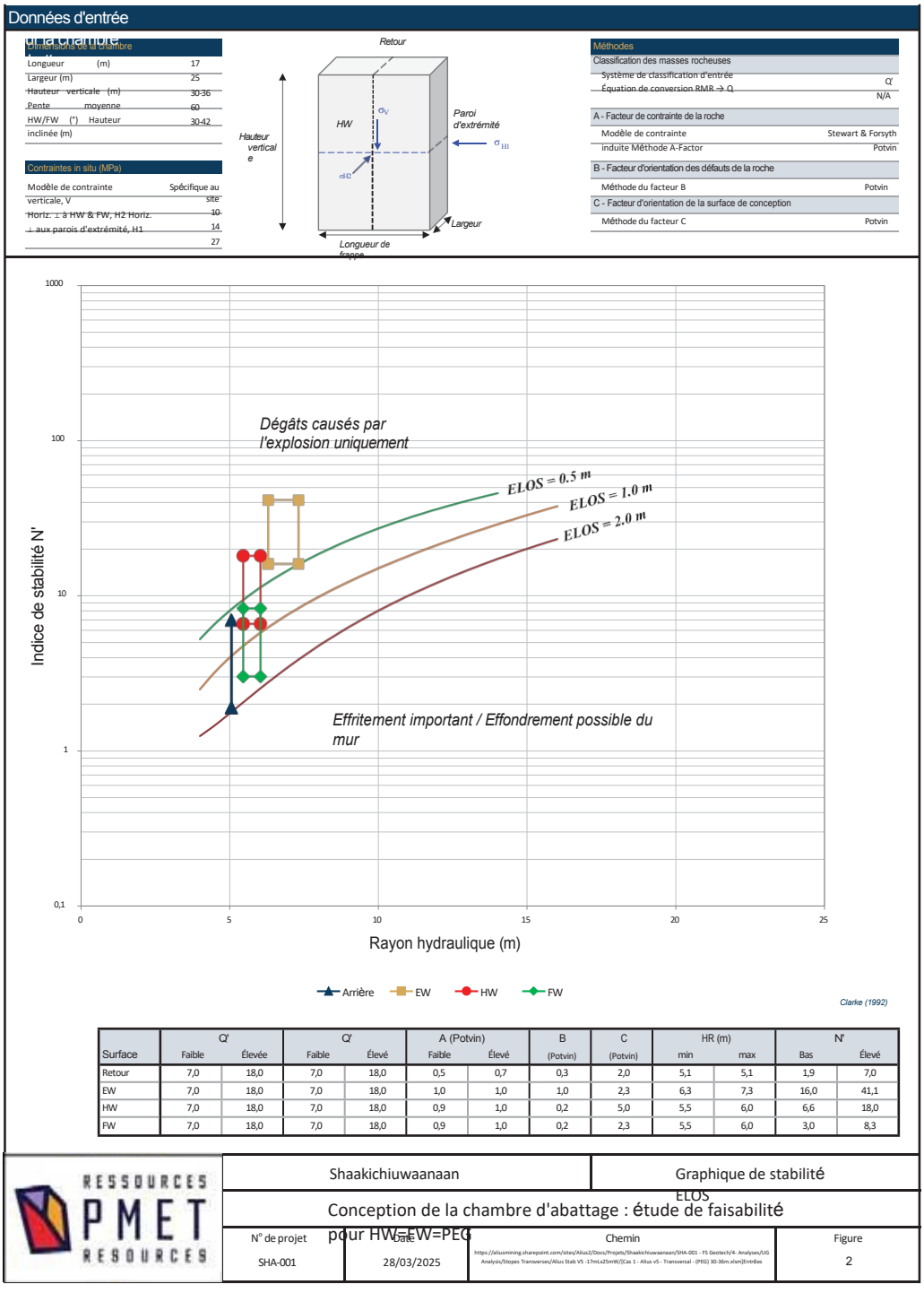
Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Faible	N' Élevé
Arrière	7,0	18,0	7,0	18,0	0,1	0,2	0,3	2,0	2,5	2,5	0,4	1,7
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,7	0,9	1,0	2,3	2,5	2,9	11,8	35,9
HW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	5,0	5,5	6,0	14,1	22,5
FW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	8,0	5,5	6,0	22,5	36,0

Figure 119. Tableau de stabilité des chantiers à ciel ouvert de Potvin – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : amphibolite ou métasédiments.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Les figures 120 à 129 présentent le diagramme ELOS pour les chantiers transversaux.



Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	5,0	5,5	6,0	6,6	18,0
FW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	2,3	5,5	6,0	3,0	8,3

Figure 120. Tableau ELOS – HW : pegmatite ; FW : pegmatite.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

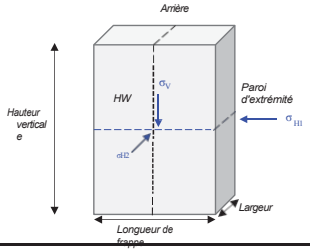
Données d'entrée

Dimensions de la chambre

Longueur (m)	17
Largeur (m)	25
Hauteur verticale (m)	30
Pente moyenne HW/FW (°)	HW : 90° ; FW : 60-80°
Hauteur inclinée (m)	30

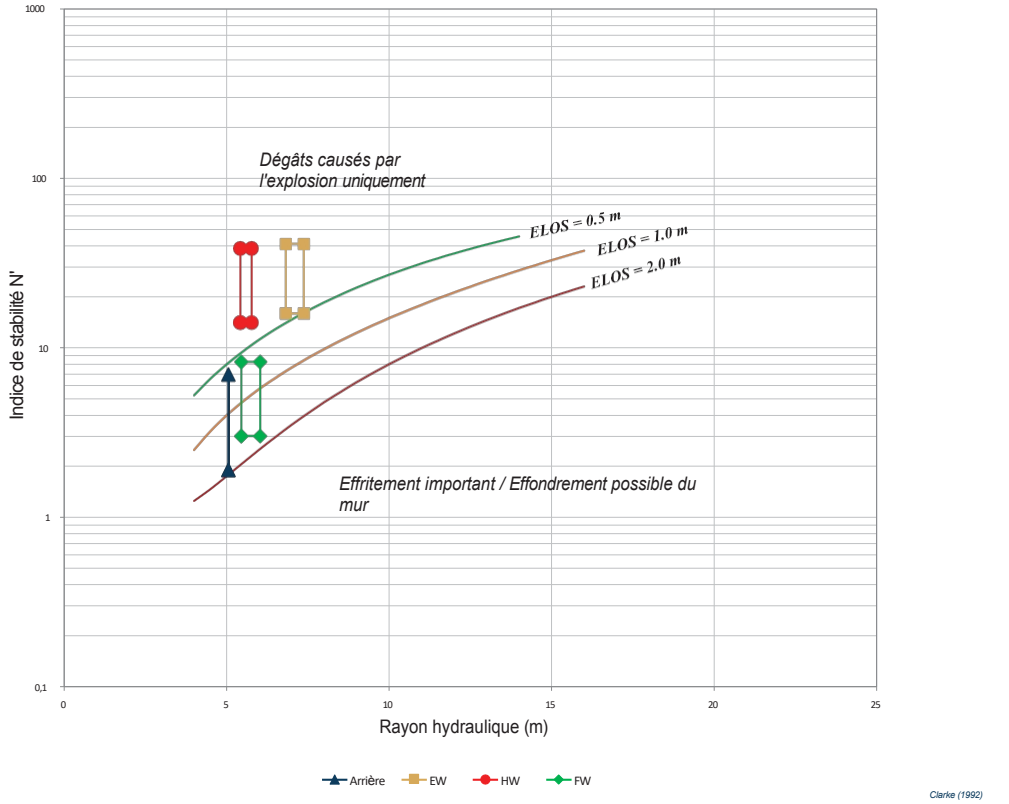
Contraintes in situ (MPa)

Modèle de contrainte	Spécifique au site
verticale, V	10
Horiz. 1 à HW & FW, H2 Horiz. 1 aux murs d'extrémité, H1	14
	27



Méthodes

Classification des masses rocheuses	
Système de classification d'entrée	Q'
Équation de conversion RMR → Q	N/A
A - Facteur de contrainte de la roche	
Modèle de contrainte induite	Stewart & Forsyth
Méthode du facteur A	Potvin
B - Facteur d'orientation des défauts de la roche	
Méthode du facteur B	Potvin
C - Facteur d'orientation de la surface de conception	
Méthode du facteur C	Potvin



Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,3	8,0	5,4	5,8	14,1	38,6
FW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	2,3	5,5	6,0	3,0	8,3

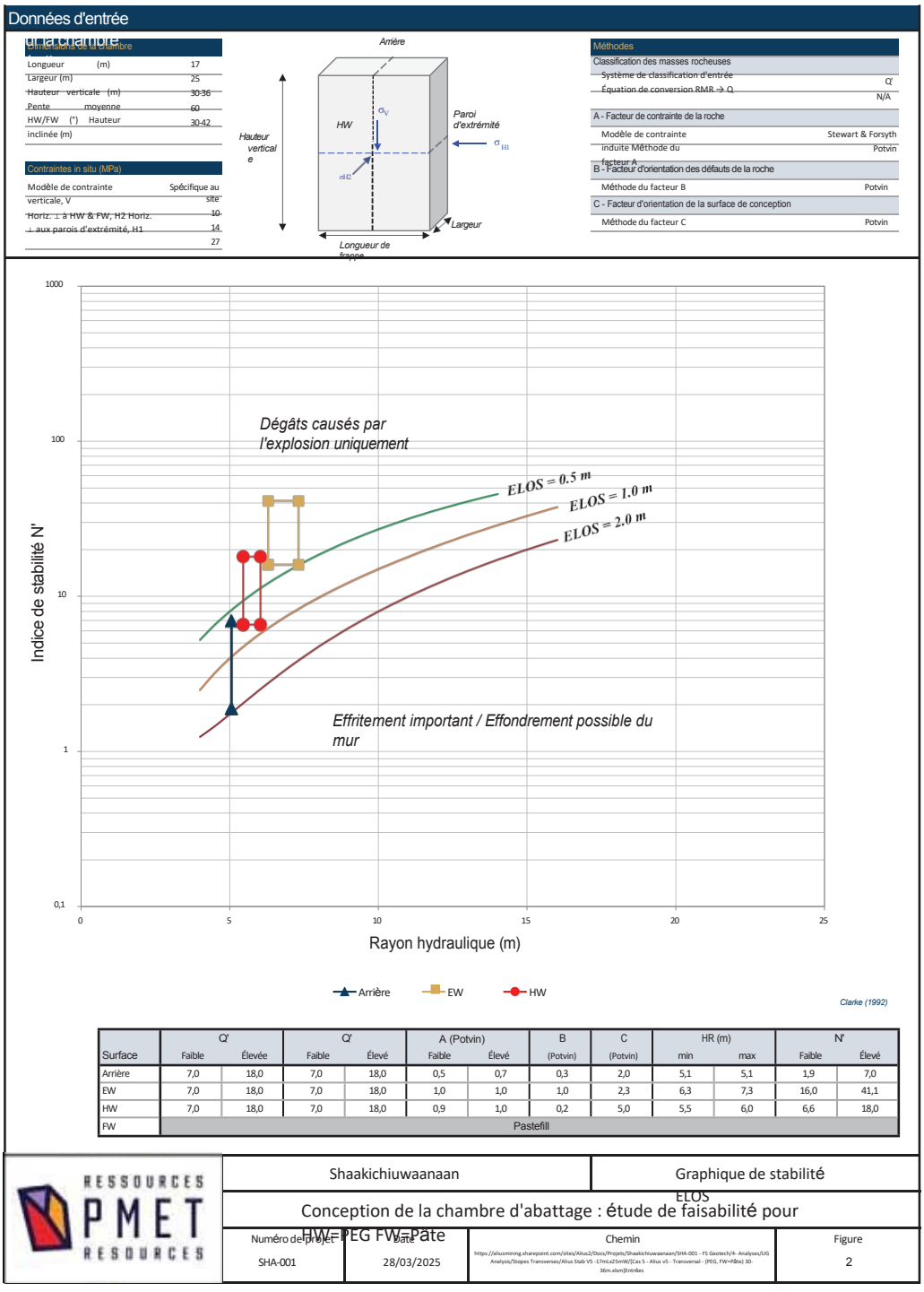
RESSOURCES PMET RESSOURCES

Shaakichiuwaanaan		Graphique de stabilité ELOS	
Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité pour HW=PEG(90°), FW=PEG			
N° de projet	Date	Chemin	Figure
SHA-001	28/03/2025	https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4- Analyses/UG Analysis/Stopes Transverses/Alius Stab V5 -17mLx25mW/[Cas 3 - Alius v5 - Transversal - (PEG) 30-36m.xlsm]Mawdesley (Final)	2

Figure 121. Tableau ELOS – HW : pegmatite (90°) ; FW : pegmatite.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

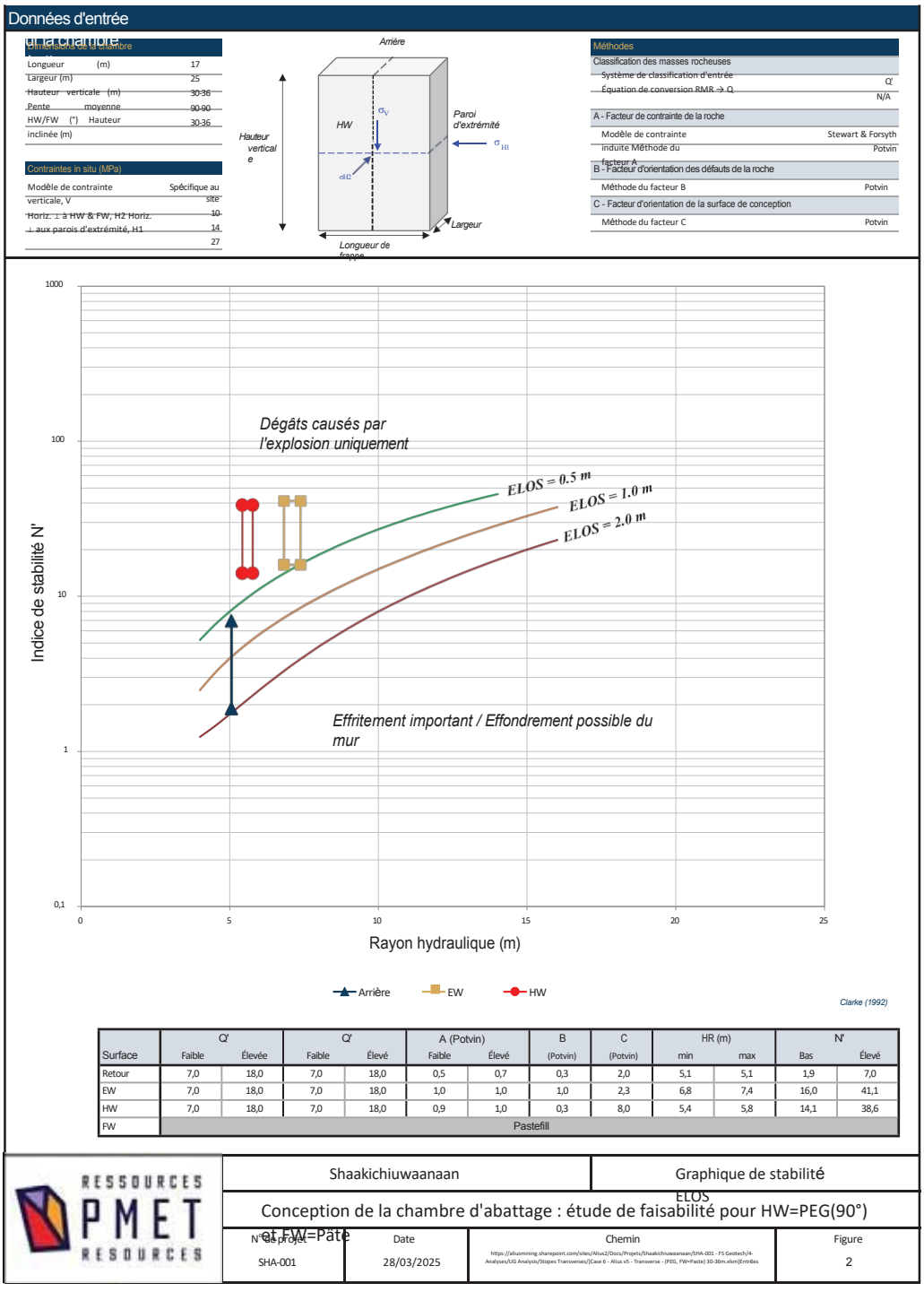


Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Faible	N' Élevé
Arrière	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	5,0	5,5	6,0	6,6	18,0
FW	Pastefill											

Figure 122. Tableau ELOS – HW : pegmatite ; FW : remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

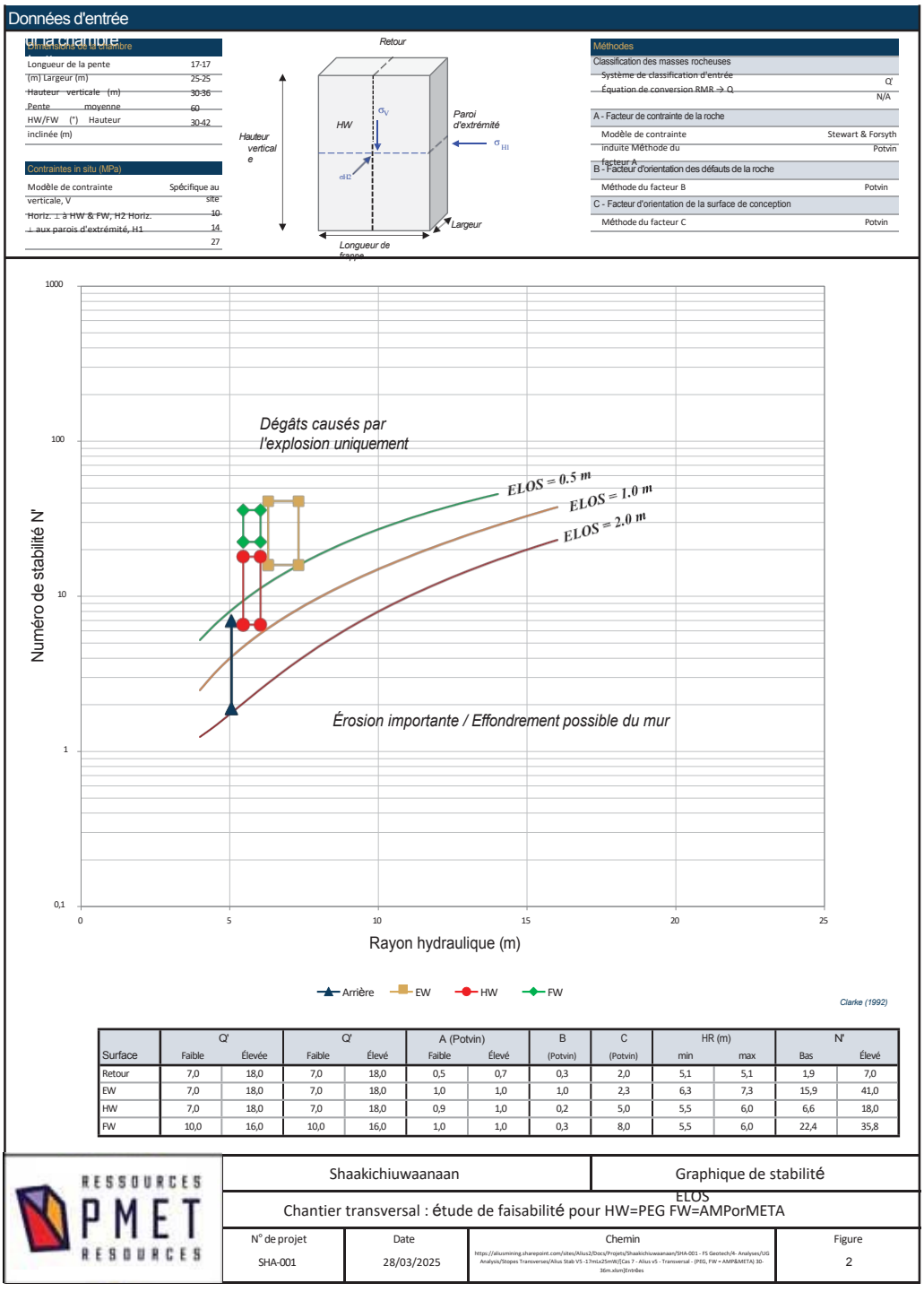


Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,3	8,0	5,4	5,8	14,1	38,6
FW	Pastefill											

Figure 123. Tableau ELOS – HW : pegmatite (90°) ; FW : remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

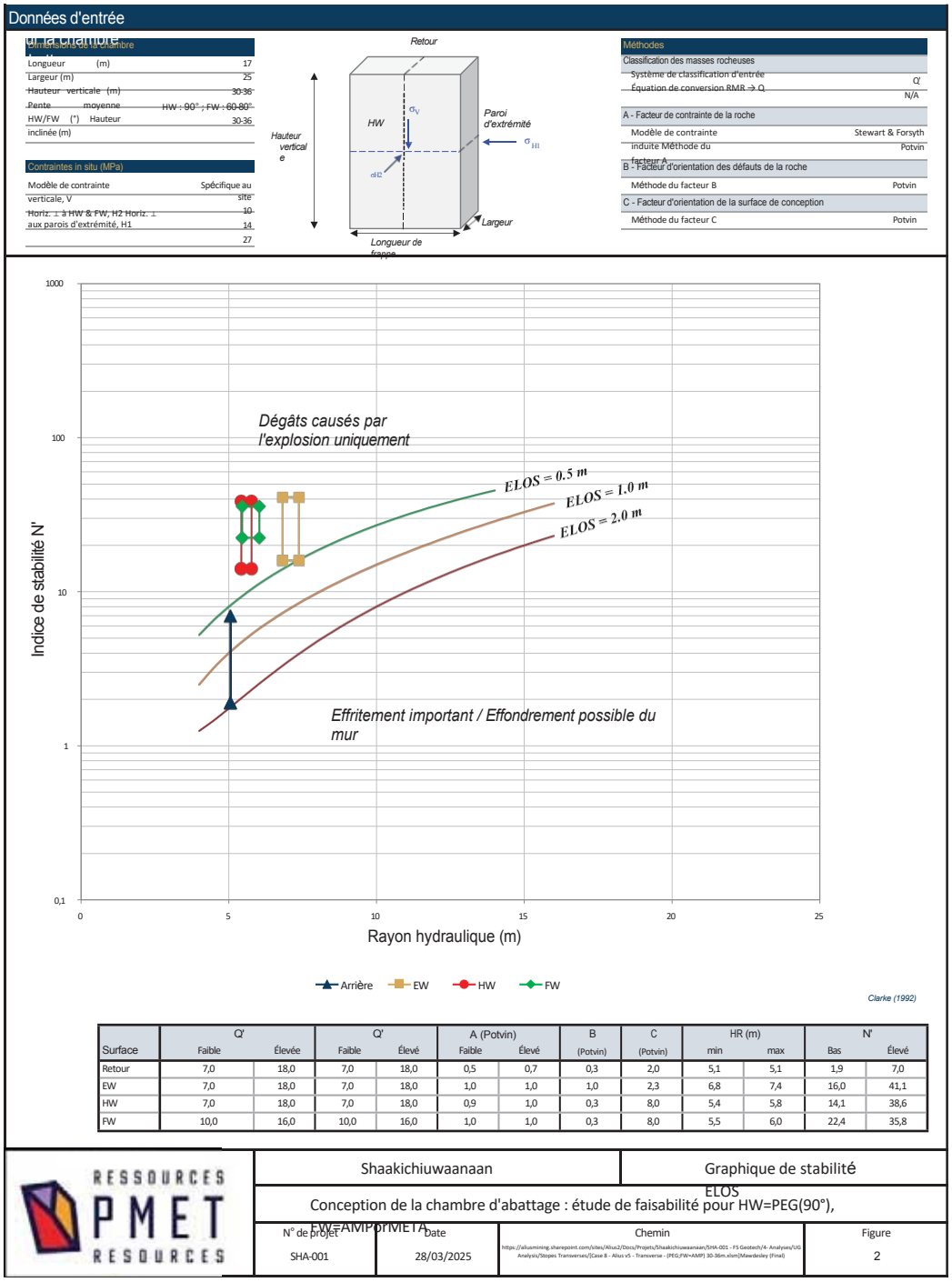


Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	15,9	41,0
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	5,0	5,5	6,0	6,6	18,0
FW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	8,0	5,5	6,0	22,4	35,8

Figure 124. Tableau ELOS – HW : pegmatite ; FW : amphibolite ou métasédiments.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



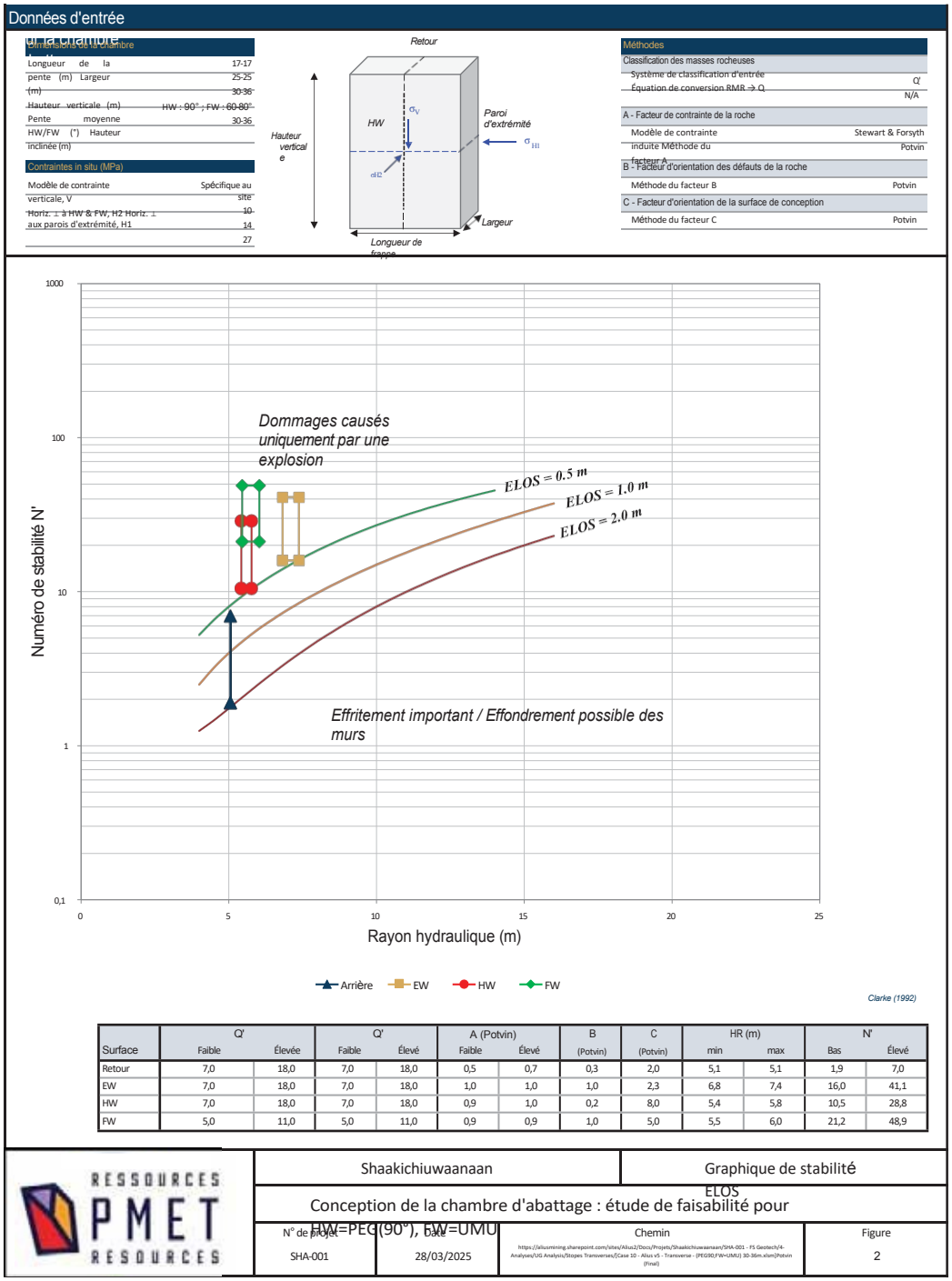
Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,3	8,0	5,4	5,8	14,1	38,6
FW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	8,0	5,5	6,0	22,4	35,8

RESSOURCES PMET RESOURCES	Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité ELOS
	Conception de la chambre d'abattage : étude de faisabilité pour HW=PEG(90°), FW=AMP/PMETA	
N° de projet: SHA-001	Date: 28/03/2025	Chemin: https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4- Analyses/UG Analysis/Stopes Transverses/[Case 8 - Alius v5 - Transverse - (PEG,FW=AMP) 30-36m.xlsm]Mawdesley (Final)
		Figure: 2

Figure 125. Tableau ELOS – HW : pegmatite (90°) ; FW : amphibolite ou métasédiments.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

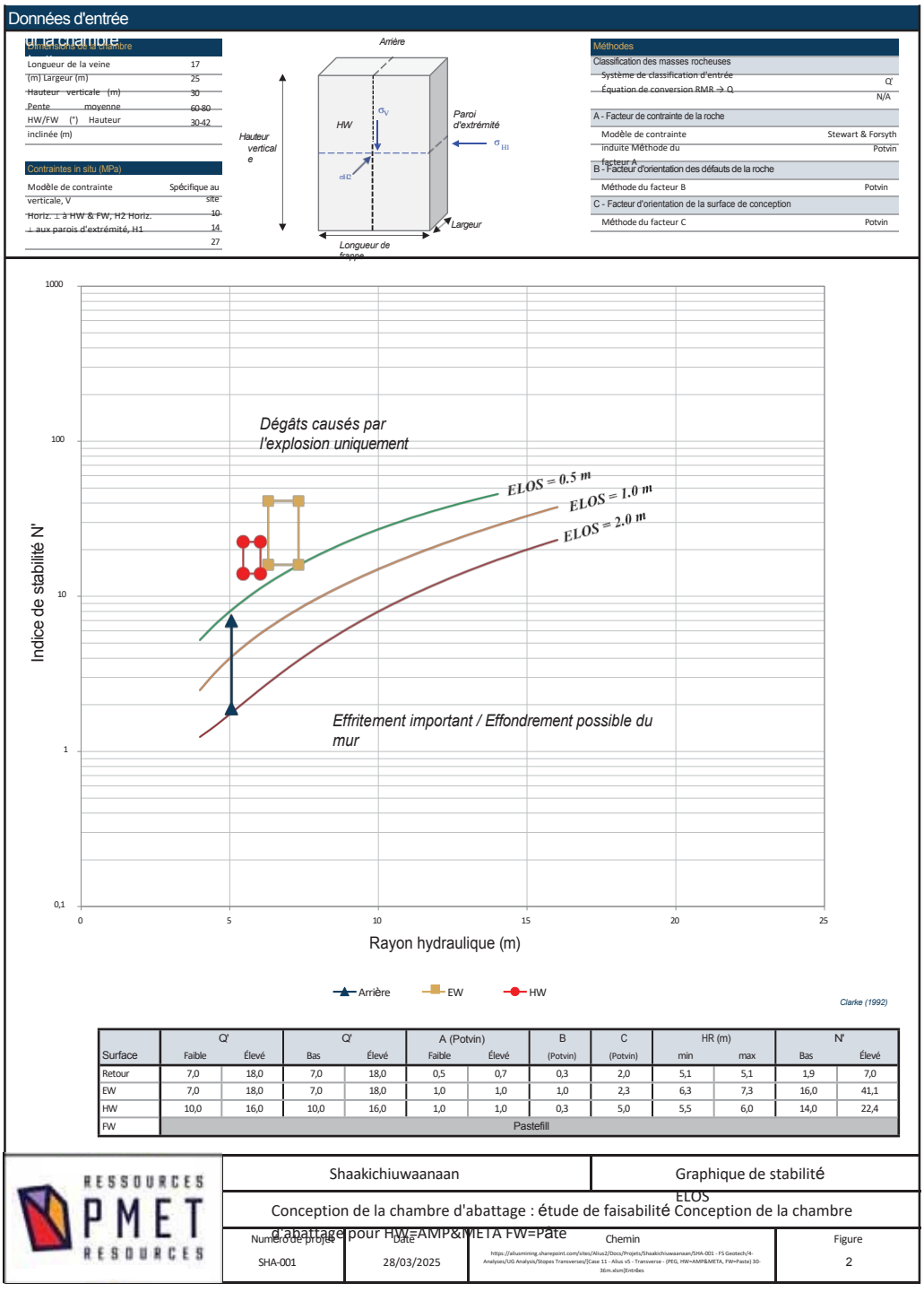


Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,8	7,4	16,0	41,1
HW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	8,0	5,4	5,8	10,5	28,8
FW	5,0	11,0	5,0	11,0	0,9	0,9	1,0	5,0	5,5	6,0	21,2	48,9

Figure 126. Tableau ELOS – HW : pegmatite (90°) ; FW : ultramafique indifférencié.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

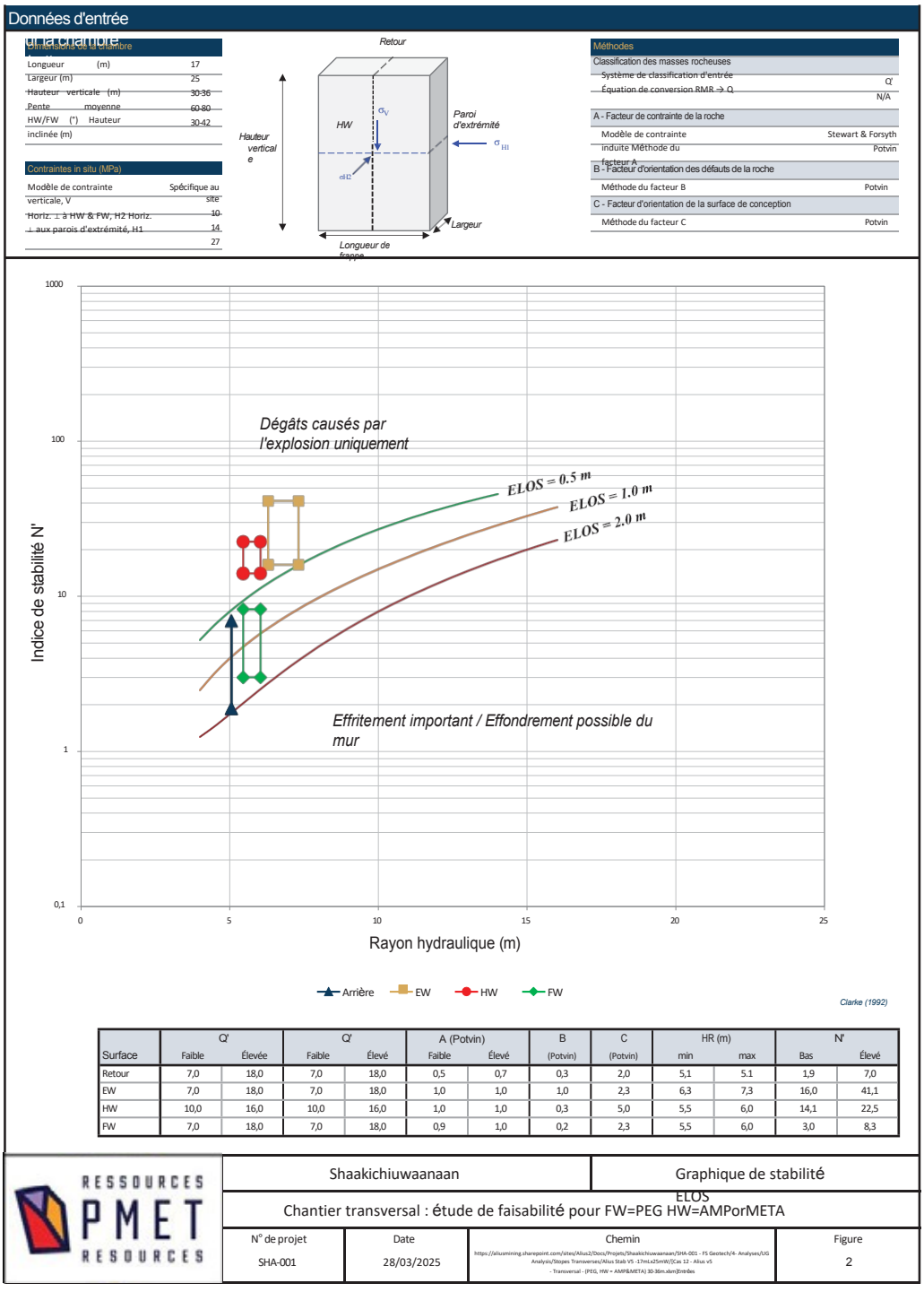


Surface	Q' Faible	Q' Élevé	Q' Bas	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	5,0	5,5	6,0	14,0	22,4
FW	Pastefill											

Figure 127. Tableau ELOS – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

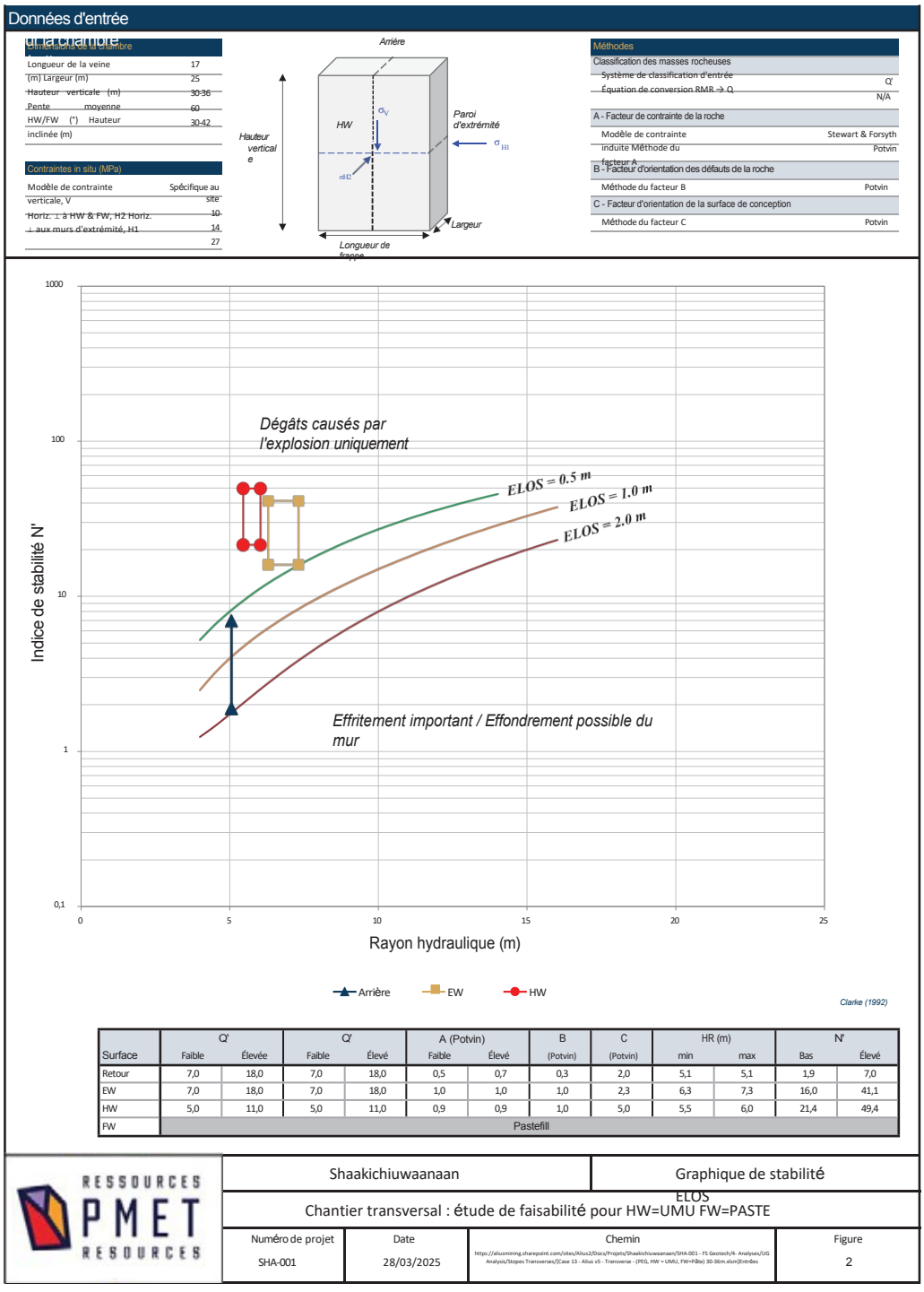


Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	5,0	5,5	6,0	14,1	22,5
FW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,9	1,0	0,2	2,3	5,5	6,0	3,0	8,3

Figure 128. Tableau ELOS – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : pegmatite.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



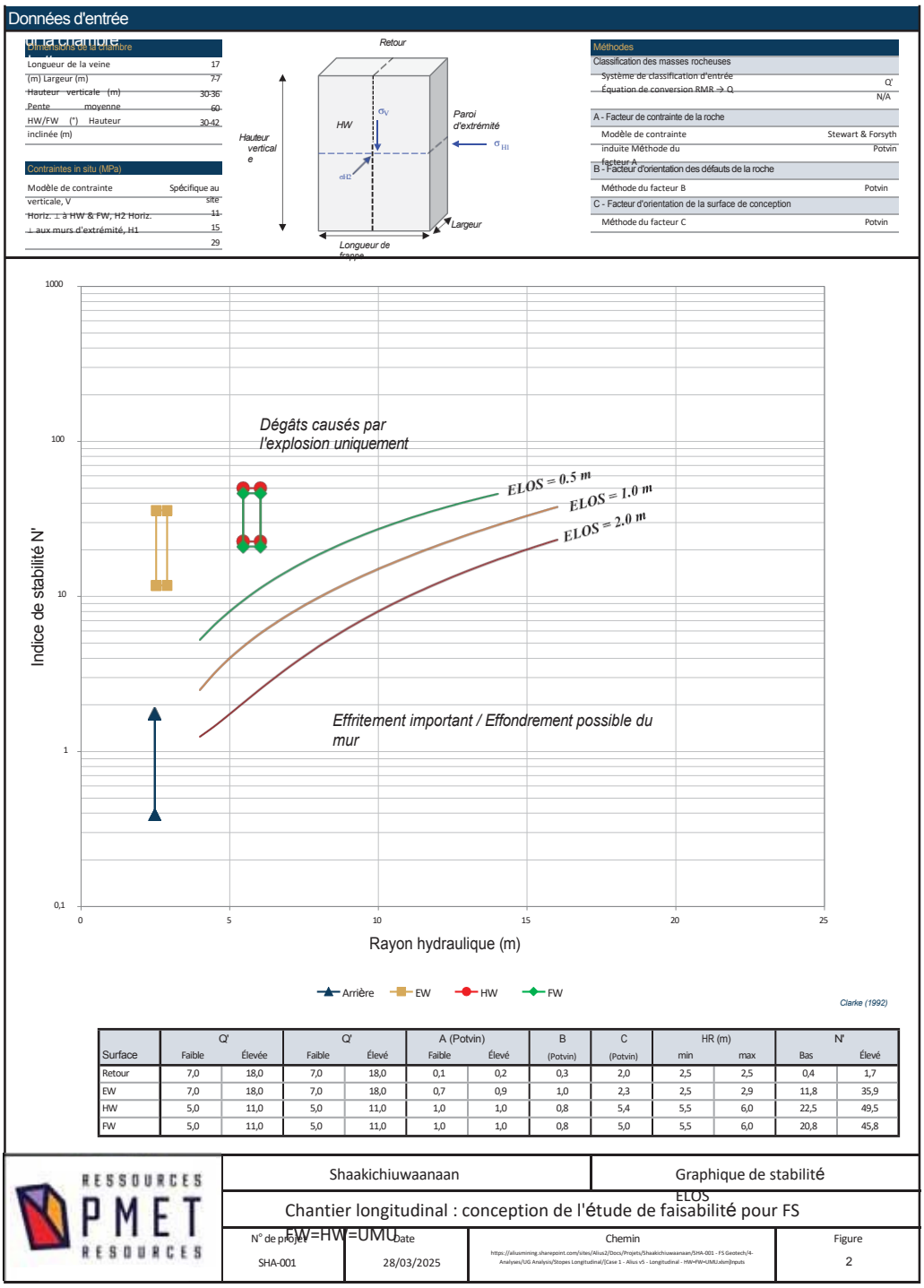
Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,5	0,7	0,3	2,0	5,1	5,1	1,9	7,0
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	1,0	1,0	1,0	2,3	6,3	7,3	16,0	41,1
HW	5,0	11,0	5,0	11,0	0,9	0,9	1,0	5,0	5,5	6,0	21,4	49,4
FW	Pastefill											

Figure 129. Tableau ELOS – HW : ultramafique indifférencié ; FW : remblai.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Les figures 130 à 131 présentent le tableau ELOS pour les chantiers longitudinaux.



Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,1	0,2	0,3	2,0	2,5	2,5	0,4	1,7
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,7	0,9	1,0	2,3	2,5	2,9	11,8	35,9
HW	5,0	11,0	5,0	11,0	1,0	1,0	0,8	5,4	5,5	6,0	22,5	49,5
FW	5,0	11,0	5,0	11,0	1,0	1,0	0,8	5,0	5,5	6,0	20,8	45,8

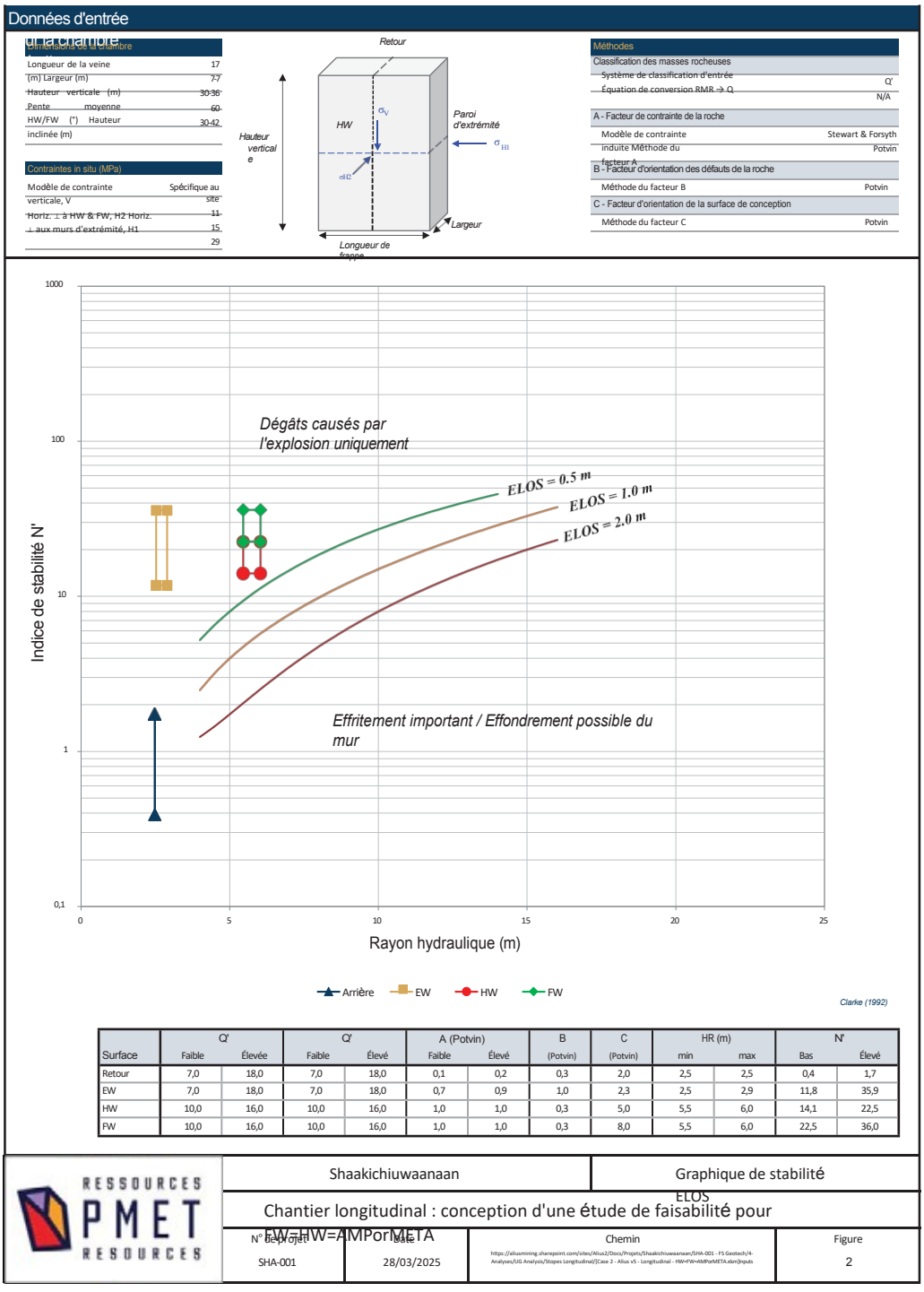
RESSOURCES PMET RESOURCES	Shaakichiuwaanaan	Graphique de stabilité ELOS
	Chantier longitudinal : conception de l'étude de faisabilité pour FS	
	N° de projet: SHA-001	Date: 28/03/2025
	Chemin: https://aliusmining.sharepoint.com/sites/Alius2/Docs/Projets/Shaakichiuwaanaan/SHA-001 - FS Geotech/4-Analyses/UG Analysis/Stopes Longitudinal/[Case 1 - Alius v5 - Longitudinal - HW=FW=UMU.xlsm]Inputs	Figure: 2

FW=HW=UMU

Figure 130. Tableau ELOS – HW : ultramafique indifférencié ; FW : ultramafique indifférencié.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



Surface	Q' Faible	Q' Élevée	Q' Faible	Q' Élevé	A (Potvin) Faible	A (Potvin) Élevé	B (Potvin)	C (Potvin)	HR (m) min	HR (m) max	N' Bas	N' Élevé
Retour	7,0	18,0	7,0	18,0	0,1	0,2	0,3	2,0	2,5	2,5	0,4	1,7
EW	7,0	18,0	7,0	18,0	0,7	0,9	1,0	2,3	2,5	2,9	11,8	35,9
HW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	5,0	5,5	6,0	14,1	22,5
FW	10,0	16,0	10,0	16,0	1,0	1,0	0,3	8,0	5,5	6,0	22,5	36,0

Figure 131. Tableau ELOS – HW : amphibolite ou métasédiments ; FW : amphibolite ou métasédiments.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

G Évaluation de la résistance du remblai cimenté

La méthode modifiée du remblai exposé proposée par Li et Aubertin (2012) et la solution généralisée développée par Belem et al. (2022) sont présentées ci-dessous sur la base de la terminologie utilisée dans la figure 132.

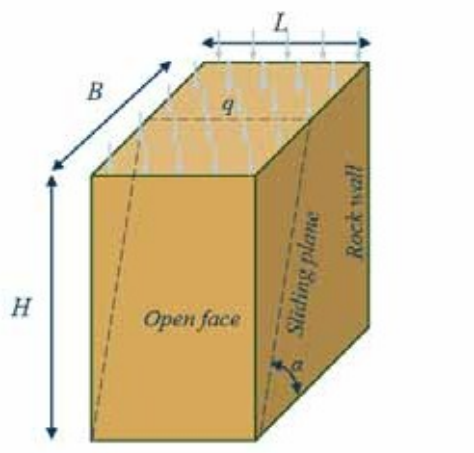


Figure 132. Configuration de la chambre adoptée pour l'évaluation des exigences en matière de résistance du remblai (reproduite à partir de Li et Aubertin (2012)).

La méthode proposée par Li et Aubertin (2012) estime la résistance requise du remblai en pâte cimentée pour les chantiers où le remblai est exposé. L'approche repose sur deux critères de validité basés sur le rapport hauteur/largeur du chantier et la pente du remblai :

$$Critère : \frac{H}{B} \geq \tan \alpha \qquad \textit{(équation 43)}$$

Où H = hauteur de la chambre (m) B = largeur de la chambre (m) $\alpha = 45^{2}+ \varphi$ (°)
φ = Angle de frottement interne du remblai (°)

Dans ce cas, la cohésion requise du remblai est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$c = \frac{(p_0 + \gamma \cdot H^*)/2}{FoS - \frac{\tan\varphi}{\tan\alpha} \cdot \sin(2\alpha)^{-1} + \frac{\rho b \cdot H^*}{L}} \qquad \textit{(équation 44)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Où c = Cohésion du remblai (kPa)
$H^* = H - \frac{B\tan\alpha}{2}$ est la hauteur équivalente du bloc en coin (m)
p_0 = Charge supplémentaire sur le remblai (kN) γ = Poids unitaire du remblai (kN/m^3) FoS = Facteur de sécurité cible (–)
r_b = Rapport d'adhérence de l'interface remblai-roche (–)
L = Longueur de la chambre (m)

Si le critère ci-dessus n'est pas respecté, le critère suivant s'applique :

$$Critère : \frac{H}{B} < \tan\alpha \quad \textit{(équation 45)}$$

Dans ce cas, la cohésion est calculée à l'aide d'une autre expression :

$$c = \frac{p_0 + (\gamma \cdot H)/2}{2\left(FoS - \frac{\tan\varphi}{\tan\alpha}\cdot\sin(2\alpha)\right)^{-1} + \frac{r_b \cdot H}{L}} \quad \textit{(équation 46)}$$

Une fois la cohésion déterminée pour l'un ou l'autre critère, la résistance à la compression non confinée requise du remblai peut être évaluée comme suit :

$$\text{UCS} = 2c \cdot \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \textit{(équation 47)}$$

Où UCS = résistance à la compression non confinée du remblai (kPa)

La solution généralisée de Belem et al. (2022) s'applique à tous les types de chantiers. La résistance CPB requise est obtenue à l'aide de cette expression simplifiée :

$$\text{UCS} = \frac{q \cdot S + \gamma \cdot H^* \cdot W}{F^{-1} + C + T} \quad \textit{(eq.48)}$$

Où S = Facteur de surcharge, équation 49 W = Facteur de poids du bloc, équation 50 F = Facteur de sécurité, équation 51
$C + T$ = Facteur de cohésion et de traction, équation 52
q = Charge supplémentaire sur le remblai (kPa)
γ = Poids unitaire du remblai (kPa/m)

Les variables S, W, F et $C + T$ sont définies ci-dessous :

$$S = 1 - m \cdot f \quad \textit{(équation 49)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Où m = nombre de contacts latéraux (0, 1 ou 2)

f = coefficient, $f = \frac{H^*}{L \cdot (K \cdot \tan \delta)}$

K = Coefficient de pression du sol (–)

δ = Angle de frottement interne du remblai (°)

$$W = 1 - 0{,}5\, m \cdot f \qquad \textit{(équation 50)}$$

$$F = \text{FoS} \cdot \tan \alpha - \tan \varphi^{J} \cdot \sin(2\alpha) \qquad \textit{(équation 51)}$$

Où $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ (°)

φ^* = Angle de frottement effectif du remblai, $\varphi^* = \frac{\delta}{R_f}$

R_f = Facteur de réduction/dégradation $\frac{\delta}{\phi}$ (–)

$$C + T = \frac{R_c}{\tan \alpha} \quad 0{,}5\, m \, \frac{H^*}{L} + \frac{nH^J}{B} \cdot \tan \beta \qquad \textit{(équation 52)}$$

Où R_c = rapport adhérence-cohésion, $R_c = \frac{C_b}{c'}$

C_b = Cohésion à l'interface (°)

c^* = Cohésion interne du remblai (°)

n = Nombre de contacts avec la paroi arrière (0 ou 1)

$H^* = H - (B \cdot \tan \alpha)\, \beta$

$= \frac{\pi}{4} + \frac{\delta}{2}$ (°)

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc. Tous droits réservés.

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification

Ce rapport a été traduit de l'anglais par PMET au moyen d'outils d'intelligence artificielle et le contenu n'a pas fait l'objet d'une vérification



TECHNICAL REPORT

Feasibility-Level Geomechanical Design Study of the CV5 Pegmatite

Shaakichiuwaanaan Project
Québec, Canada

Submitted to	John Drapack P.Eng, PMP Director Studies PMET Resources
Date	February 2 2026
Reference	SHA-001-R-20260202-03

alius mine consulting

Page left blank intentionally.

alius

Feasibility-Level Geomechanical Design Study of the CV5 Pegmatite

Shaakichiuwaanaan Project
Québec, Canada

Client: PMET Resources

February 2, 2025

Disclaimer

This document and its contents are for the private information and benefit only of PMET Resources ("**PMET**"), for whom it was prepared and for the particular purpose which PMET previously described to Alius Mine Consulting Inc ("**Alius**"). The contents of this document are not to be reused in whole or in part, by or for the benefit of others, without prior adaptation by, and the prior specific written permission of Alius.

Copyright

© 2026 Alius Mine Consulting Inc.

Alius refers to Alius Mine Consulting Inc. and its global affiliates. All rights reserved.

Contact

Alius Mine Consulting
985 rue du Mont-Saint-Denis
Québec, QC
G1S 1B4, Canada

Alius Rock Mechanics Laboratory
2189 rue Léon-Harmel
Québec, QC
G1N 4N5, Canada

Incorporated in Québec, Canada and British Columbia, Canada.

Website: www.aliusmining.com
Email: info@aliusmining.com

Changelog

Type	Alius Reference	Date	Log
Draft 1	SHA-001-R-20251205-01	2025-12-05	Preliminary version issued for GMS review.
Draft 2	SHA-001-R-20251215-02	2025-12-15	Version issued for PMET.
Final 1	SHA-001-R-20260202-03	2026-02-02	Final version. This version supersedes all previous versions.

Signatures

This report was prepared, reviewed and approved by the following personnel. All authors are members in good standing with the *Ordre des ingénieurs du Québec* (OIQ).

STÉPHANIE ROBERT CEP, M.A.Sc.

Candidate to the Engineering Profession
OIQ #6048396

stephanie@aliusmining.com

MAXIME LAMOTHE P. Eng.

Senior Engineer, Geotechnical
OIQ #5040733

maxime@aliusmining.com

SEBASTIEN GUIDO P. Eng., M. Sc.

Senior Engineer, Rock Mechanics
OIQ #5067847

sebastien@aliusmining.com
www.aliusmining.com

Copies (alphabetical order)

PMET Resources – John Drapack, Jonathan Houle, Frédéric Mercier-Langevin, Darren Smith.

G Mining Services – Pascal Droz, Alex Landry, Carl Michaud, Hind Zniber, Doc Control.

Alius Mine Consulting – **Files**.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Executive Summary

Introduction

PMET Resources is advancing the development of the Shaakichiuwaanaan CV5 Pegmatite Project, a spodumene-bearing lithium deposit located within the Shaakichiuwaanaan Property in the James Bay region of Québec, Canada. The CV5 spodumene pegmatite lies approximately 220 km east of Radisson and 240 km north-northeast of Nemaska. The Shaakichiuwaanaan CV5 open pit (OP) design extends southwest–northeast over 2.8 km in length and up to 480 m in width, with depths up to 200 m, partially under Lake 001. The underground mine (UG) follows the strike of the CV5 pegmatite orebody extending from the open pit mine at the east for nearly 1,900 m. Most of the underground mine is located under Lake 001 and extends to approximately 490 m below surface.

Alius Mine Consulting was retained by G Mining Services in September 2024 to provide geomechanical support for the Feasibility Study of this project mine design. This work was intended to build upon the recommendations provided in the Preliminary Economic Assessment of the Project (BBA, 2024e), which relied on the work initially provided by BBA (BBA, 2023a; BBA, 2024d).

The present study encompassed a series of complementary geomechanical investigations, including core logging and laboratory testing based on BBA (2024a), BBA (2024b) and Alius Mine Consulting (2025). The objective of these investigations was to generate a comprehensive geomechanical dataset to support the geomechanical characterization and the development of FS-level design guidelines for both the future open pit and underground mine included in the mine plan.

Mine Plan

The Shaakichiuwaanaan project comprises both an open pit and an underground mine, with a combined production rate of approximately 5.1 Mtpa (14,000 tpd). The open pit will be mined using conventional methods, while the underground operation will employ mechanized long-hole open stoping. Most stopes (90-95%) will follow a transverse orientation in the wider portions of the orebody, with longitudinal stopes (5-10%) applied in narrower sections.

Underground access will be provided via a surface portal and ramp system. Ore will be extracted from a series of sublevels at a targeted spacing of 30 m, with multiple crosscuts developed to access the orebody.

Because underground mining will progress concurrently with open pit operations, interaction between the two is expected and has been assessed in this study.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Site Characterization

All available information was reviewed and consolidated to update the geotechnical and geomechanical characterization of the soils and rock masses associated with the Project. Key conclusions are summarized below (detailed discussion is provided in Sections 4 and 5):

01. **Soils**
    - → Soils in the vicinity of the open pit have not been thoroughly investigated.
    - → Residual soils are predominantly coarse-grained, with localized thin layers of silt, sand, and gravel.
    - → Given the granular and loose nature of the material, shear strength was assessed using Standard Penetration Tests (SPT) only; no laboratory strength testing was performed.
02. **Rock Units / Lithologies**
    - → Four (4) principal lithologies were the focus of the rock mass characterization: amphibolite (AMP), metasediments (META), undifferentiated ultramafic (UMU), and pegmatite (PEG).
    - → The open pit walls will predominantly expose amphibolite and metasediments, with localized exposures of ultramafic rock and pegmatite.
    - → Underground mine excavations, particularly stope surfaces, are expected to expose pegmatite, with AMP, META, and UMU forming the hanging wall and footwall.
03. **Geomechanical Domains**
    - → Structural data and discontinuity characterization were used to define representative geomechanical domains for the open pit. Sixteen (16) geomechanical domains were identified (Section 6).
    - → For the underground mine, four (4) geomechanical domains were defined, each corresponding to the major lithological units. Additional spatial subdivision was not required due to relatively uniform rock mass conditions.
04. **Discontinuity Orientations**
    - → Discontinuities – including joints, foliation, faults, shears, and contacts – were logged for spacing, roughness, alteration, and infill. Direct shear testing of 21 discontinuities provided peak and residual shear strength parameters.
    - → High-resolution structural data from sixty-five (65) televiewer surveys were incorporated (forty-four for the open pit assessments, twenty-six for the underground assessments).
    - → Spatial variability in joint orientations was evaluated by subdividing the open pit into eight (8) structural zones; metasediments were further subdivided spatially relative to pegmatite intrusion.
    - → Joint sets were interpreted using stereonets for each geomechanical domain.
    - → Foliation within AMP, META, and UMU is one of the dominant structural features, dipping moderately to steeply toward the south–southeast.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

05. Rock Mass Quality

- Rock mass quality was evaluated using fourteen (14) geomechanical drillholes. RMR_{76}, Q', Q, and GSI classifications were applied using first and second quartiles to bracket variability.
- Across all four major lithologies, rock mass conditions range from FAIR to GOOD in both the open pit and underground areas.
- The 315 drillholes logged by Dahrouge Geological exhibit Q' distributions that are consistent with those obtained from the geomechanical logging completed by Alius.

06. Large-Scale Structural Model

- The CV5 Project area has experienced multiple tectonic events; the regional Guyer Group fabric generally dips moderately to steeply south, whereas the CV5 pegmatite is non-concordant and dips steeply north. No significant pegmatite deformation has been observed (refer to Section 2.2.3).
- Six subvertical faults intersect the open pit, with FLT_1025 (NW–SE trending, central pit) showing the most significant displacement.
- Fault characterization is limited by the predominant drillhole orientation.
- Large-scale structural modelling was completed only for the open pit; no model is yet available for the underground mine.

Design Guidelines

Design guidelines to support the updated Feasibility Study was provided in a number of key areas. A summary is provided below.

01. Open Pit – Design Guidelines

Bench-scale and global-scale analyses were performed for ten design sectors using stereographic interpretation, kinematic analysis, bench-scale probabilistic modelling, and 3D numerical modelling. Key findings include:

- Bench face angles range from 40 to 75°, depending on lithology and structural setting.
- Double benching (20 m bench height) is feasible across most sectors due to good rock mass conditions.
- Bench widths ranging from 8.5 to 12 m are required to retain, in most cases, more than 70% of potential spills.
- Resulting inter-ramp angles vary between 32 and 55°, depending on the geomechanical domain and wall location.
- Geotechnical berms (16 m wide) are recommended for walls exceeding 160 m in height, starting 80 m below surface and ending 80 m above pit bottom.
- 3D modelling results confirm factors of safety greater than 1.5 for all pit walls in fresh rock. Localized shallow damage near sharp wall transitions and areas where UMU is exposed should be monitored during operations.
- Inter-ramp angles of 36° are recommended in soils.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

02. Underground – Stope Design and Dilution Estimates

Stope stability was assessed using the Potvin stability chart and ELOS (Equivalent Linear Overbreak/Slough). Key results:

- A uniform stope design is recommended:
  - Transverse stopes 17 mL × 25 mW × 30–36 mH
  - Longitudinal stopes 17 mL × 7 mW × 30–36 mH
- Stope backs should be cablebolted to limit instability and dilution.
- Planed dilution (ELOS) for transverse and longitudinal stope surfaces is:
  - Hanging wall 0.75 m
  - Footwall 1.25 m / 0.50 m
  - Back None (cablebolted)
  - Endwalls None (ore)
  - Backfill 0.50 m

03. Underground – Mine Sequence

- Approximately 90-95% of stopes are transverse, following a primary-secondary sequence; 5-10% are mined using a longitudinal retreat sequence.
- The full-sequence 3D numerical modelling (years 2031–2049) indicates that stress redistribution results primarily in localized yielding near mined stopes, with no large-scale instabilities expected under the planned sequence.
- Continued refinement of the sequence is recommended as the design progresses, particularly in upper mining areas where crown pillar interactions occur.

04. Underground – Backfill

A combination of empirical methods and numerical modelling was used to define cemented paste backfill (CPB) strength:

- CPB strengths between 210–540 kPa are typically required, depending on stope type and sequencing.
- A higher factor of safety (FoS = 2.0) is recommended at the start of mine life, reducing to 1.5 over time as operational experience is gained.
- Underhand stoping requires conservative backfill strength at this stage (1.2–1.6 MPa), and should be minimized, when possible.
- Stopes located within 100 m of exposed open pit walls require a strength of 2.0 MPa (Section 8.10).

05. Underground – Crown Pillar

A surface crown pillar overlies underground workings, beneath Lake 001. A pillar height of 85 m was evaluated using the Scaled Span empirical method and 3D numerical modelling.

- Empirical results estimate an average probability of failure of approximately 1.5%, within the range for Class F (long-term) pillars.
- Numerical modelling indicates the development of minor plastic strain late in the mining sequence (years 2047–2049), suggesting a need for sequencing refinement.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

→ Monitoring systems and operational controls (instrumentation and TARPs) will be required.

Important Regulatory Note: Although the empirical and numerical evaluations indicate that an 85 m pillar can meet stability requirements with appropriate monitoring and sequencing controls, the mine plan does not currently comply with Article 77 of Québec's Regulation Respecting Occupational Health and Safety in Mines (RSSTM). This regulation specifies that when a crown pillar is less than 100 m thick and located beneath a body of water, specific engineering studies must be completed – studies that have not yet been undertaken at this stage of the Project.

Accordingly, the 85 m value should be regarded as a preliminary assessment for mine-planning flexibility, rather than a regulatory-compliant design. Additional studies will be required in the next project phase to establish a fully compliant crown pillar design.

06. Underground – Ground Support Design

Ground support recommendations were developed using empirical design charts, engineering judgment, and in-house analytical tools.

→ Typical lateral development (<7.5 m span) requires 2.4 m rebar (20 mm) on a 1.2 × 1.2 m pattern, with 1.5 m split-sets in the secondary rows, supplemented by 6-gauge, galvanized welded-wire mesh (4 inch aperture).

→ Typical intersections require 6 m cablebolts on a 2 × 2 m pattern.

→ Stope backs and brows require cablebolting (6 m, 2 × 2 m pattern).

→ Portal and major infrastructure support design will need to be completed during detailed engineering.

07. Underground – Portal (Box Cut)

The portal is located where overburden thickness is approximately 5 m, with limited local geomechanical data.

→ Overburden slopes of 2H:1V are recommended.

→ Portal slope angles are controlled by the major joint set (JS1), requiring a 50°dip on the north wall; the south wall may remain steeper (80°).

→ A 10 meter thick crown pillar above the portal was assessed using Scaled Span, showing acceptable PoF (2.4%) with support.

08. Underground – Infrastructures

The stability of underground infrastructures—including haulage drifts, ore passes, draw-points, and access ramps—was evaluated using a 3D *FLAC3D* numerical model incorporating the open pit and underground stopes:

→ Yielding and deformation are limited to areas immediately surrounding stopes, draw-points, and certain development headings.

→ No large-scale deformation zones or global instabilities were identified.

→ Infrastructure stability should be revisited as additional geotechnical and sequencing data become available during detailed engineering.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

09. Open Pit–Underground Interaction

2D limit equilibrium analyses (Slide2) were used to evaluate the stability of pit walls where underground stopes daylight, followed by a validation through 3D numerical modelling:

- → Exposed backfill on the pit wall requires a minimum strength of 2.0 MPa.
- → A strengthened paste zone extending 100 m behind the pit wall is required to achieve a global FoS > 1.5.
- → This corresponds to reinforcing a width of approximately six stopes from the pit–UG interface.

Design Guideline Limitations

Based on the completed analyses and the current level of available information, the following limitations should be recognized when applying the design guidelines.

01. Litho-Structural Model

- → Lithological contacts were modelled based on current interpretations and drilling density; revisions should be expected as mining advances.
- → The location and continuity of major structures (e.g., FLT_1525, diabase dyke) remain uncertain in areas with sparse drilling, particularly near the portal box cut.
- → The structural model covers only the open pit area; structural conditions in the underground mine have not been modelled.
- → The UMU unit is comparatively under-characterized, reducing confidence in design parameters where this lithology is exposed.
- → Foliation orientation varies along the pit and may differ locally from the assumed averaged sets. Although this was accounted for by defining multiple geomechanical domains, real variability may be greater and should be confirmed as exposures develop.

02. Geotechnical Characterization

- → No laboratory testing of soils was performed; strength envelopes for overburden rely solely on SPT results and empirical correlations.
- → Limited drilling exists around the open pit, especially near the portal and pit boundaries, increasing uncertainty in soil thickness and properties.

03. Geomechanical Characterization

- → Joint persistence values are assumed to be 15 m until validated by field measurements (e.g., pit wall mapping, LiDAR).
- → Strength parameters for foliation planes remain uncertain.
- → Joint sets observed on the south wall are considered less restrictive with respect to the design criteria than those on the north wall, due to their wider spacing.
- → Excavations were assumed dry or with minor inflow; groundwater pressures were not explicitly incorporated in classification or modelling.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

04. Open Pit Design

- → Rock mass disturbance factors (blast damage, stress relief) were not incorporated into the stability envelopes.
- → Achieving the recommended bench widths requires controlled drilling and blasting; excessive backbreak may reduce catch bench capacity.
- → Large-scale structures were not included in the numerical models; potential instabilities associated with these features are therefore not captured.
- → Hydrogeological conditions were assumed to have limited impact based on current data; pore pressures were not included in the numerical analyses.
- → Guidelines apply only to the geometries and lithologies evaluated; deviations may require reassessment.

05. Underground Mine Design

- → Large-scale structures were not included in the continuum numerical models, limiting assessment of structurally controlled failure mechanisms.
- → In-situ stress assumptions introduce uncertainty; variations in the major principal stress orientation or magnitude may affect stope stability and crown pillar performance.
- → Hydrogeological effects were not explicitly modelled; water pressures may affect excavation stability.
- → Seismic hazard was not assessed due to the relatively shallow mine depth, but localized stress concentrations may still develop near stopes or in pillars.
- → The portal area lacks geotechnical drilling and requires additional investigation before final design and execution.
- → Stability of large underground infrastructure was not evaluated.
- → The current 85 m crown pillar thickness does not meet the regulatory requirements of Québec's RSSTM Article 77 and must be re-evaluated through the required engineering studies before mining (or development) beneath the water body can commence.

06. Operational Variability

- → Slope performance is highly dependent on drilling accuracy, blasting quality, and scaling practices. Good practices were assumed throughout the assessments.
- → Excessive crest loss or overbreak may reduce effective catch bench widths below design assumptions.
- → Operational deviations may reduce stability and require design modifications.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Recommendations for Future Work

Based on the analyses completed in this study, the following work is recommended to advance the Project toward detailed engineering and execution.

01. **Litho-Structural Model**
    - → Improve the definition of lithological contacts, particularly those with unfavourable orientations.
    - → Acquire additional structural data (surface mapping, oriented core) in key pit wall sectors.
    - → Update the structural model to better define large-scale structures, especially in areas with limited drill coverage (e.g., underground mine footprint).
    - → Conduct a focused site characterization program for the portal area. This investigation should confirm overburden depth near the box cut and along the ramp axis, as well as the soil and rock slopes to be used in the design.

02. **Geotechnical Characterization**
    - → Develop a site-specific geotechnical model for overburden in the portal and pit-periphery areas.
    - → Plan a geotechnical investigation campaign to increase data density and improve the understanding of soil stratigraphy around the open pit.
    - → Perform laboratory testing on representative soils to establish appropriate shear strength envelopes.

03. **Geomechanical Characterization**
    - → Prioritize data collection for the UMU unit, which currently has the greatest uncertainty.
    - → Expand laboratory testwork (intact strength, shear strength) for UMU, pegmatite, altered zones and foliation planes.

04. **Open Pit Design**
    - → Update the 3D numerical models as litho-structural interpretations are refined.
    - → Reassess structural persistence assumptions (currently 15 m) once exposed pit walls allow direct measurement (e.g., LiDAR scanning).
    - → For Sector F-2, evaluate the observed faults and open joints against the updated structural model to confirm their potential impact on design parameters.
    - → As mining exposes south walls, further assess the actual impact of the north-dipping joint sets on bench-scale wall integrity, and review the assumption that these joints do not significantly influence the expected IRA.

05. **Underground Mine Design**
    - → Update the 3D numerical models as new litho-structural information becomes available.
    - → Incorporate major structures into the underground stability assessments once their geometries are confirmed.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

- → The current 85 m crown pillar thickness does **not** comply with Québec RSSTM Article 77 for mining beneath a water body. Additional engineering studies (hydrogeology, soil mechanics, geomechanics) are legally required before approval. These studies must be submitted to the CNESST before any excavation under the influence of the water body.
- → For the portal design, drill at least three (3) additional drillholes (approx. 90 m total) to confirm the rock mass conditions at the portal location.
- → Consider performing in-situ stress measurements (e.g., Doorstopper testing) early in development to validate the far-field stress tensor.

06. Operational Monitoring and Controls

- → Develop a site-specific Ground Control Management Plan (GCMP) that formalizes geotechnical monitoring requirements, data review frequency, and decision-making protocols.
- → Develop Trigger Action Response Plans (TARPs) for both open pit and underground operations, defining action levels and required responses for changes in displacement, pore pressure, or observed ground conditions.
- → Update the GCMP and TARPs according to operational observations and monitoring results.
- → Implement real-time monitoring systems (prisms, radar, LiDAR) in sectors influenced by major structures or sensitive pit geometries.
- → Implement a hydrogeological monitoring program to track groundwater levels and pore pressures in both the pit and underground mines:
  - Install vibrating-wire piezometers (VWP) in key locations, including pit walls, the crown pillar, and areas where groundwater inflow could influence stability.
  - Establish automated data logging and alarm thresholds to support early detection of abnormal pore-pressure trends.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table of Contents

Signatures ..... **v**

Copies ..... **v**

Executive Summary ..... **vi**

Table of Contents ..... **xvii**

List of Appendices ..... **xviii**

List of Figures ..... **xxiv**

List of Tables ..... **xxviii**

1 Introduction **29**

1.1 Project Description and Stage 29

1.2 Scope of Work 30

1.3 Available Information 31

2 General Context and Site Conditions **32**

2.1 Site Description 32

2.2 Geological Conditions 36

2.2.1 Regional Geology 36

2.2.2 Local Geology 37

2.2.3 Structural Geology 39

2.3 Hydrogeology 40

3 Investigation Campaigns **41**

3.1 Geotechnical Programs 41

3.1.1 Fieldwork 41

3.1.2 Laboratory Testwork 42

3.2 Geomechanical Programs 42

3.2.1 Fieldwork 43

3.2.2 Laboratory Testwork 49

4 Geotechnical Characterization **50**

4.1 Stratigraphic Units 50

4.2 In-Situ Testing 51

4.3 Laboratory Testing 53

4.4 Geotechnical Design Parameters 53

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

5 Geomechanical Characterization 54
5.1 Rock Mass Characterization 54
5.1.1 Intact Rock Properties 54
5.1.2 Rock Mass Classification 63
5.1.3 Rock Mass Structures 70
5.1.4 Rock Mass Properties 80
5.2 In Situ Stress Conditions 83
6 Geotechnical and Geomechanical Domains 85
6.1 Open Pit 85
6.2 Underground Mine 87
7 Open Pit Design Guidelines 88
7.1 Terminology and Definitions 88
7.2 Design Acceptance Criteria 91
7.3 Methodology 93
7.4 Overburden Stability Assessment 97
7.4.1 Design Methods 97
7.4.2 Results 97
7.5 Bench Stability Assessment 99
7.5.1 Design Methods 99
7.5.2 Open Pit Sectorization 99
7.5.3 Results 102
7.6 Inter-Ramp and Overall Slope Stability 108
7.6.1 Design Methods 108
7.6.2 Numerical Model 108
7.6.3 Results 113
7.7 Open Pit Design Guidelines 113
8 Underground Mine Design Guidelines 115
8.1 Terminology and Input Parameters 115
8.2 Numerical Model 117
8.3 Stope Dimensions and Dilution 118
8.3.1 Design Methods 118
8.3.2 Open Stope Stability Charts 118

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8.3.3 Dilution (ELOS) Chart. . . . 126
8.3.4 Guidelines 130
8.4 Mine Sequence. . . . 131
8.4.1 Development and Stope Sequence 131
8.4.2 Numerical Modelling Results 132
8.5 Backfill. . . . 135
8.5.1 Design Methods 135
8.5.2 Results 137
8.5.3 Guidelines 138
8.6 Crown Pillar 140
8.6.1 Design Methods 140
8.6.2 Results 142
8.6.3 Guidelines 146
8.7 Ground Support Design 147
8.7.1 Design Methods 147
8.7.2 Guidelines 148
8.8 Portal (Box cut) 150
8.8.1 Guidelines 156
8.9 Infrastructures 157
8.10 Open Pit–Underground Interaction 158
9 Operational Considerations 161
9.1 Overburden Slopes 161
9.2 Open Pit Mining 162
9.3 Underground Mining 164
10 Conclusion 166
11 Recommendations and Limitations 167
11.1 Feasibility-Level Design Recommendations 167
11.2 Design Guideline Limitations 169
11.3 Recommendations for Future Work 170

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

List of Appendices

Appendix A. PLT to UCS conversion factors

Appendix B. Stereographic Projections

Appendix C. Open Pit Detailed Structural characterization

Appendix D. Open Pit Guidelines – 2025 Update

Appendix E. Detailed Bench Scale Assessments

Appendix F. Open Stope Stability and Dilution (ELOS) Analyses

Appendix G. Cemented Backfill Strength Assessment

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

List of Figures

Figure 1. General location of Shaakichiuwaanaan property (BBA, 2024e). 29
Figure 2. Approximate extent of the open pit and underground mine with the surrounding lakes. 32
Figure 3. Open pit designs as provided by GMS – Plan views. 34
Figure 4. Underground mine designs as provided by GMS – Plan views. 35
Figure 5. Underground mine designs as provided by GMS – FS design. 36
Figure 6. Regional geology surrounding the Shaakichiuwaanaan Project (BBA, 2024e). 37
Figure 7. Ultimate pit shell coloured according to lithologies exposed in walls. 39
Figure 8. Location of the six sub-vertical faults intersecting the open pit. 40
Figure 9. Plan view of the FS open pit and soil geotechnical drillholes. 41
Figure 10. Geomechanical drillholes and televiewer surveys location on the FS open pit and underground mine design. 45
Figure 11. Logged lithology distribution. 47
Figure 12. Lithology logged length per hole. 48
Figure 13. Distribution of point-load test failure types. 57
Figure 14. Intact rock Hoek-Brown failure envelopes. 62
Figure 15. Evaluated Q' distribution from Dahrouge logged holes. 67
Figure 16. Modelled low RQD zones (<40%) in relation to the PEA open pit design. 69
Figure 17. Modelled low RQD zones (<40%) within the underground mine area. 69
Figure 18. Direct shear test results for peak (green) and residual (blue) failures. 71
Figure 19. Foliation visible on the core picture of different rock types. 74
Figure 20. Characterization of discontinuities by lithology. 75
Figure 21. Open pit zones used for geomechanical domain definition. 76
Figure 22. Open pit general area division. 77
Figure 23. Rock mass failure envelopes. 82
Figure 24. Comparison of the resulting k-ratio (σ_H/σ_v) at a depth of 400 meters against two nearby sites and literature. 84

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Figure 25. Pit wall terminology used in the report (modified from Read and Stacey, 2009)..... 88
Figure 26. Bench scale design optimization flow chart..... 95
Figure 27. Typical risk matrices..... 96
Figure 28. Stability analyses result for a typical overburden slope..... 98
Figure 29. Open pit design sectors. 100
Figure 30. Bench scale stability analyses results - Sector A AMP. 103
Figure 31. Risk representation for the design sectors compared to design criteria. 107
Figure 32. View of the open pit numerical model structured (octree) mesh. 109
Figure 33. Terms and definitions associated with a strain-softening material. 110
Figure 34. Projection of factor of safety and damage (SLOSS) on planned open pit. 111
Figure 35. Total displacement across section A-A'..... 112
Figure 36. Total displacement across section B-B' with nearby ultramafic unit. 112
Figure 37. Summary of open pit sector guidelines (based on March 2025 pit design)..... 114
Figure 38. Stope terminology used in the report (not to scale). 115
Figure 39. View of the global numerical model structured (octree) mesh. 117
Figure 40. Potvin open stope stability chart (reproduced from Potvin, 1988)..... 119
Figure 41. Schematic plan view of the transversal stope sequence. 122
Figure 42. Example of a Potvin open stope stability chart assessment. In this example, the HW and FW are considered to be pegmatite and backfill, respectively. 124
Figure 43. Percentage of stable stopes with respect to stope dimensions. 126
Figure 44. ELOS open stope stability chart (reproduced from Potvin, 1988 and Clark, 1998).... 127
Figure 45. Example of an ELOS assessment. In this example, the HW and FW are considered to be pegmatite and backfill, respectively. 128
Figure 46. Isometric view of the proposed mining sequence. 132
Figure 47. Plastic strain and rock mass damage (Sloss) using two isosurfaces. 133
Figure 48. Major principal stress presented on a plan view and isosurfaces of rock mass damage. 134
Figure 49. Stope configuration adopted for the backfill strength requirement assessment (reproduced from Li and Aubertin, 2012)..... 135

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Figure 50. Longitudinal view of numerical modelling results for underhand mining beneath a backfilled stope or panel. 137
Figure 51. Scaled span stability chart with proposed inputs for the crown pillar. 144
Figure 52. Plastic strain development in the crown pillar for the period 2031–2049. Years 2047 and 2049 include minor principal stress (S3). 145
Figure 53. Example of the ground support for a typical 10 m intersection (3-way). 147
Figure 54. Schematic representation of ground support for stopes (not to scale). 148
Figure 55. Terminology related to the general infrastructure of a portal (not to scale). 150
Figure 56. Planned portal location. 151
Figure 57. Plan view (left) and section view (right) of the main portal. 152
Figure 58. Stereographic projections of discontinuities in the metasediments considered in the portal analysis and interpreted joint sets. 153
Figure 59. Scaled span stability chart with proposed inputs for the portal surface pillar. 155
Figure 60. Minor principal stress (S3) and rock mass damage around L305 ventilation raise. 157
Figure 61. Minor principal stress (S3) and rock mass damage around the main ramp located nearest to the pit. 158
Figure 62. OP-UG interaction 2D modelling – non-circular failure in rock mass and backfill. 159
Figure 63. OP-UG interaction 3D modelling – Isosurfaces of rock mass damage and displacement. 160
Figure 64. Stereographic projections of GMD WAll-AMP discontinuities in amphibolite and interpreted joint sets for the west area (north wall and south wall). 177
Figure 65. Stereographic projections of GMD WW-APU discontinuities in all lithologies for the west area (west wall). 178
Figure 66. Stereographic projections of GMD WS-META discontinuities in metasediments and interpreted joint sets for the west area (south wall). 178
Figure 67. Stereographic projections of GMD CN-UMU discontinuities in ultramafic rocks and interpreted joint sets for the central area (north wall). 179
Figure 68. Stereographic projections of GMD CN-META discontinuities in metasediments and interpreted joint sets for the central area (north wall). 179
Figure 69. Stereographic projections of GMD CN-AMP discontinuities in amphibolite and interpreted joint sets for the central area (north wall). 180

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Figure 70. Stereographic projections of GMD CS-META discontinuities in metasediments and interpreted joint sets for the central area (south wall). 180

Figure 71. Stereographic projections of GMD CS-AMP discontinuities in amphibolite and interpreted joint sets for the central area (south wall). 181

Figure 72. Stereographic projections of GMD EN-UMU discontinuities in ultramafic rocks and interpreted joint sets for the east area (north wall)..... 181

Figure 73. Stereographic projections of GMD EN-META discontinuities in metasediments and interpreted joint sets for the east area (north wall)..... 182

Figure 74. Stereographic projections of GMD EE-AMPU discontinuities in all lithologies for the east area (east wall)..... 182

Figure 75. Stereographic projections of GMD ES-META discontinuities in metasediments and interpreted joint sets for the east area (south wall). 183

Figure 76. Stereographic projections of GMD EAll-AMP discontinuities in amphibolite and interpreted joint sets for the east area (north wall and south wall). 183

Figure 77. Stereographic projections of GMD WCE-PEG discontinuities in pegmatite and interpreted joint sets for the west, central and east areas..... 184

Figure 78. Stereographic projections of discontinuities in the amphibolite in the underground mine area and interpreted joint sets..... 185

Figure 79. Stereographic projections of discontinuities in the pegmatite in the underground mine area and interpreted joint sets. 185

Figure 80. Stereographic projections of discontinuities in the metasediments in the underground mine area and interpreted joint sets..... 186

Figure 81. Stereographic projections of discontinuities in the ultramafic in the underground mine area and interpreted joint sets. 186

Figure 82. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Amphibolite 188

Figure 83. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Pegmatite..... 188

Figure 84. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Metasediments (Guyer)..... 188

Figure 85. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Metasediments (Marbot)..... 188

Figure 86. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Ultramafic..... 189

Figure 87. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Metasediments (Guyer) - North..... 189

Figure 88. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Metasediments (Marbot) - North..... 189

Figure 89. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Metasediments (Guyer) - South 189

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Figure 90. Stereonet for Zones 1-8 of the open pit - Metasediments (Marbot) - South. 190
Figure 91. Open pit FS design as provided by GMS in March 2025. 192
Figure 92. Open pit sectors based on the March 2025 pit design. 193
Figure 93. Bench scale stability analyses results – Sector A (AMP). 195
Figure 94. Bench scale stability analyses results – Sector B (AMP, PEG, UMU). 197
Figure 95. Bench scale stability analyses results – Sector C-1 (AMP). 199
Figure 96. Bench scale stability analyses results – Sector C-2 (META). 201
Figure 97. Bench scale stability analyses results – Sector D (AMP). 203
Figure 98. Bench scale stability analyses results – Sector E-1 (META). 205
Figure 99. Bench scale stability analyses results – Sector E-2 (UMU). 207
Figure 100. Bench scale stability analyses results – Sector F-1 (AMP). 209
Figure 101. Bench scale stability analyses results – Sector F-2 (META). 211
Figure 102. Bench scale stability analyses results – Sector G-1 (AMP). 213
Figure 103. Bench scale stability analyses results – Sector G-2 (META). 215
Figure 104. Bench scale stability analyses results – Sector H (UMU). 217
Figure 105. Bench scale stability analyses results – Sector I (AMP, PEG, UMU, META). 219
Figure 106. Bench scale stability analyses results – Sector J-1 (AMP). 221
Figure 107. Bench scale stability analyses results – Sector J-2 (META). 223
Figure 108. Potvin open stope stability chart – HW: pegmatite; FW: pegmatite. 225
Figure 109. Potvin open stope stability chart – HW: pegmatite (90°); FW: pegmatite. 226
Figure 110. Potvin open stope stability chart – HW: pegmatite; FW: backfill. 227
Figure 111. Potvin open stope stability chart – HW: pegmatite (90°); FW: backfill. 228
Figure 112. Potvin open stope stability chart – HW: pegmatite; FW: amphibolite or metasediments. 229
Figure 113. Potvin open stope stability chart – HW: pegmatite (90°); FW: amphibolite or metasediments. 230
Figure 114. Potvin open stope stability chart – HW: pegmatite (90°); FW: ultramafic undifferentiated. 231

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Figure 115. Potvin open stope stability chart – HW: amphibolite or metasediments; FW: backfill. 232
Figure 116. Potvin open stope stability chart – HW: amphibolite or metasediments; FW: pegmatite. 233
Figure 117. Potvin open stope stability chart – HW: ultramafic undifferentiated; FW: backfill. 234
Figure 118. Potvin open stope stability chart – HW: ultramafic undifferentiated; FW: ultramafic undifferentiated. 235
Figure 119. Potvin open stope stability chart – HW: amphibolite or metasediments; FW: amphibolite or metasediments. 236
Figure 120. ELOS chart – HW: pegmatite; FW: pegmatite. 237
Figure 121. ELOS chart – HW: pegmatite (90°); FW: pegmatite. 238
Figure 122. ELOS chart – HW: pegmatite; FW: backfill. 239
Figure 123. ELOS chart – HW: pegmatite (90°); FW: backfill. 240
Figure 124. ELOS chart – HW: pegmatite; FW: amphibolite or metasediments. 241
Figure 125. ELOS chart – HW: pegmatite (90°); FW: amphibolite or metasediments. 242
Figure 126. ELOS chart – HW: pegmatite (90°); FW: ultramafic undifferentiated. 243
Figure 127. ELOS chart – HW: amphibolite or metasediments; FW: backfill. 244
Figure 128. ELOS chart – HW: amphibolite or metasediments; FW: pegmatite. 245
Figure 129. ELOS chart – HW: ultramafic undifferentiated; FW: backfill. 246
Figure 130. ELOS chart – HW: ultramafic undifferentiated; FW: ultramafic undifferentiated. 247
Figure 131. ELOS chart – HW: amphibolite or metasediments; FW: amphibolite or metasediments. 248
Figure 132. Stope configuration adopted for the backfill strength requirement assessment (reproduced from Li and Aubertin (2012)). 249

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

List of Tables

Table 1. Codes for main lithologies. 38
Table 2. Geotechnical drillhole details. 42
Table 3. Geomechanical drillhole details. 44
Table 4. Geomechanical logged lengths per hole. 46
Table 5. Logged lengths per lithology type. 46
Table 6. Summary of laboratory test frequencies on rock samples by lithology. 49
Table 7. Location information and top depth of each stratigraphic unit in geotechnical drillholes. 50
Table 8. Thickness of each stratigraphic unit in geotechnical drillholes. 51
Table 9. Average thickness of each stratigraphic unit in geotechnical drillholes. 51
Table 10. Number of SPT performed in each stratigraphic unit per geotechnical drillholes and average N-values. 52
Table 11. Correlation between friction angle and N-value (adapted from Terzaghi et al., 1996 and Day, 2005). 52
Table 12. Strength parameters of stratigraphic units. 53
Table 13. Summary of soil properties used for stability analyses. 53
Table 14. Summary of average density and unit weight per lithology. 55
Table 15. PLT to UCS conversion factors. 56
Table 16. Uniaxial compressive strength from on-site point load testing. 56
Table 17. Summary of uniaxial compressive strengths – All failure types. 57
Table 18. Summary of uniaxial compressive strengths – Intact and combined failure types. 58
Table 19. Uniaxial compressive strength distribution from laboratory testing – Intact and combined failure types. 58
Table 20. Summary of triaxial compressive strength tests. 59
Table 21. Summary of Brazilian tensile strength – All failure types. 60
Table 22. Summary of Brazilian tensile strength – Intact failure types. 60
Table 23. Summary of elastic properties. 61
Table 24. Summary of intact rock strength properties of main lithologies. 63

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 25. Summary of drillholes used in the open pit and underground mines rock mass quality assessment. 63
Table 26. Summary of RQD – Open pit. 65
Table 27. Rock mass classifications – Open pit. 65
Table 28. Rock mass classification ratings – Open pit. 66
Table 29. Summary of RQD – Underground mine. 66
Table 30. Rock mass classifications – Underground mine. 66
Table 31. Rock mass classification ratings – Underground mine. 67
Table 32. Summary of shear strength properties. 72
Table 33. Summary of televiewer surveys used for structural analysis of the open pit and underground mine sectors. 72
Table 34. Summary of structural data available per discontinuity type. 73
Table 35. Summary of structural data available for the main lithology type. 73
Table 36. Interpreted joint sets per geomechanical domain – Open pit. 79
Table 37. Interpreted joint sets per geomechanical domain – Underground mine. 80
Table 38. Summary of rock mass strength properties of main lithologies. 83
Table 39. In situ stress state assumptions. 84
Table 40. Open pit geotechnical and geomechanical domains. 86
Table 41. Underground mine geomechanical domains. 87
Table 42. Design acceptance criteria (reproduced from Read and Stacey, 2009). 91
Table 43. Summary of adopted bench design criteria and assumptions. 92
Table 44. Design guidelines for overburden. 98
Table 45. Wedge failure analysis – Joints combinations. 99
Table 46. Pit design sector characteristics. 101
Table 47. Bench design optimization parameters – Sector A (AMP) 104
Table 48. Material properties of the open pit numerical model. 110
Table 49. Summary of open pit design guidelines. 114
Table 50. Material properties of the global numerical model. 118

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 51. Details of exposed rock and material type for transverse and longitudinal stopes. . 121
Table 52. Stope surface orientations. 122
Table 53. Optimized transverse stope sizes and limitations. 125
Table 54. Optimized longitudinal stope sizes and limitations. 125
Table 55. Dilution (ELOS) evaluation for transverse stopes. 129
Table 56. Dilution (ELOS) evaluation for longitudinal stopes. 129
Table 57. Stope design guidelines. 130
Table 58. Summary of simplified ELOS assumptions for planning purposes. 130
Table 59. Comparison of CPB strength requirements obtained from empirical analyses. 137
Table 60. Summary of cemented paste backfill strength requirements. 138
Table 61. Cemented paste backfill strength requirement over mine life. 139
Table 62. Guidelines for acceptable risk exposure. Reproduced from Carter and Miller (1995). 143
Table 63. Summary of ground support guidelines. 149
Table 64. Assumptions and inputs for portal box cut design. 152
Table 65. Interpreted joint sets in the metasediments – Main portal sector. 153
Table 66. Planar sliding assessment of portal slopes. 154
Table 67. Wedge sliding assessment of portal slopes. 154
Table 68. Portal box cut design dimensions and configuration. 156
Table 69. Open pit slope design guidelines. 194
Table 70. Bench design optimization parameters – Sector A (AMP) 196
Table 71. Bench design optimization parameters – Sector B (AMP, PEG, UMU) 198
Table 72. Bench design optimization parameters – Sector C-1 (AMP) 200
Table 73. Bench design optimization parameters – Sector C-2 (META) 202
Table 74. Bench design optimization parameters – Sector D (AMP) 204
Table 75. Bench design optimization parameters – Sector E-1 (META) 206
Table 76. Bench design optimization parameters – Sector E-2 (UMU) 208
Table 77. Bench design optimization parameters – Sector F-1 (AMP) 210

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 78. Bench design optimization parameters – Sector F-2 (META) 212
Table 79. Bench design optimization parameters – Sector G-1 (AMP) 214
Table 80. Bench design optimization parameters – Sector G-2 (META) 216
Table 81. Bench design optimization parameters – Sector H (UMU) 218
Table 82. Bench design optimization parameters – Sector I (AMP, PEG, UMU, META) 220
Table 83. Bench design optimization parameters – Sector J-1 (AMP) 222
Table 84. Bench design optimization parameters – Sector J-2 (META) 224

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

1 Introduction

1.1 Project Description and Stage

In 2024, Alius Mine Consulting ("**Alius**") was mandated by G Mining Services ("**GMS**") to complete the feasibility-level geomechanical study ("**FS**") of the Shaakichiuwaanaan CV5 Project ("**Shaakichiuwaanaan**" or "**Project**") for PMET Resources ("**PMET**"), located in the James Bay region of Québec, Canada. The objective of the mandate is to develop geomechanical recommendations to support the NI 43-101 feasibility study prepared by GMS. As part of this work, Alius completed complementary geomechanical core logging, laboratory testing, and the development of design guideline recommendations for both the open pit and underground mine.

The CV5 spodumene pegmatite is part of the Shaakichiuwaanaan Property, which lies approximately 220 km east of Radisson and 240 km north-northeast of Nemaska, in the province of Québec, as shown in Figure 1.

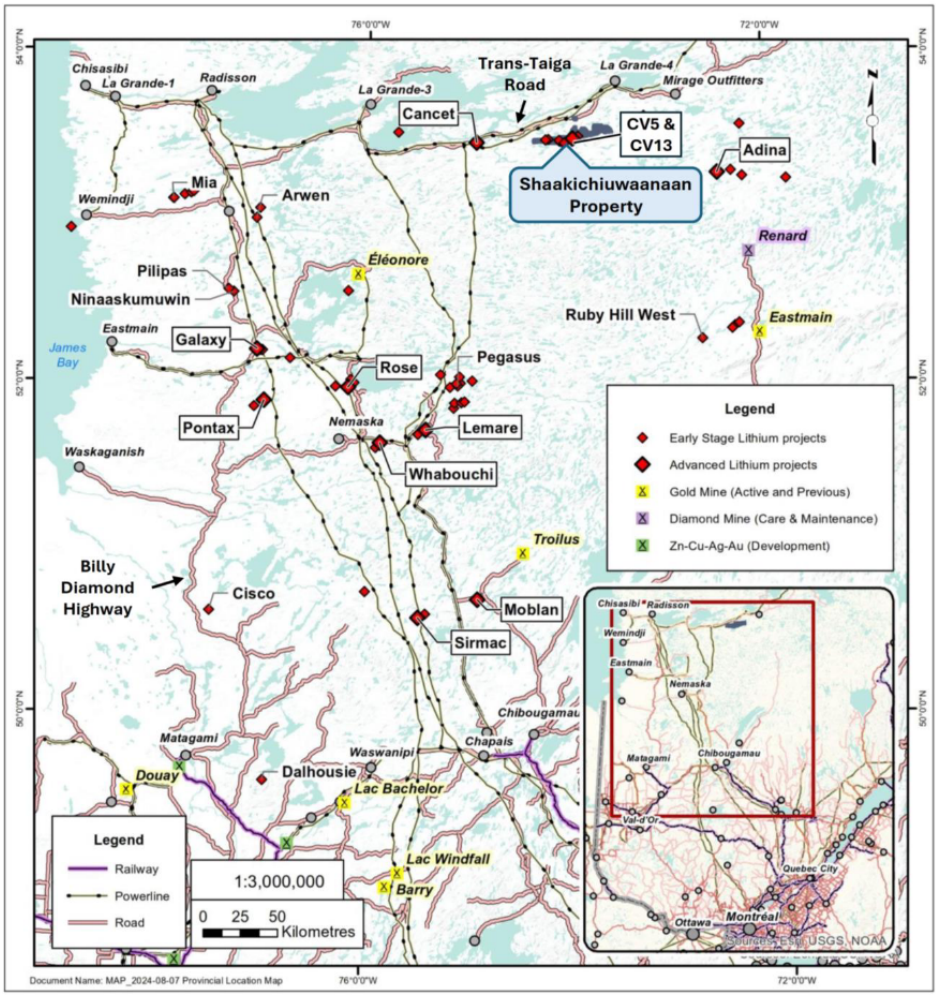


Figure 1. General location of Shaakichiuwaanaan property (BBA, 2024e).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

According to the project development framework presented by Read and Stacey (2009), the present project stage and its general objectives are defined as follows:

> ***Stage 3 – Feasibility Design***
>
> *The objective of this stage is to establish a clear picture of the anticipated costs of mine development and operation. At the completion of the study, alternative interpretations may be possible, but in the view of a 'competent person', these would be unlikely to affect the potential economic viability of the project. To achieve this level of accuracy, overall slope designs in the order of ±5° are necessary.*

The main objectives of this technical report are therefore to provide design criteria for the proposed open pit and underground mines, to identify and assess key geomechanical risks and opportunities that influence the business case and to recommend additional work to further increase confidence in the design.

1.2 Scope of Work

The scope of work includes:

- Planning and executing a complementary geomechanical drilling campaign, conducting laboratory rock testing, and confirming that the available data is sufficient to provide FS-Level recommendations.
- Updating the geotechnical and geomechanical domain definitions.
- Providing FS-Level soil and rock engineering slope design guidelines for the open pit (OP) mine based on kinematic, limit equilibrium analyses, and numerical modelling. Recommendations should cover bench, inter-ramp and overall slope configurations.
- Providing FS-Level rock engineering design guidelines for the underground (UG) mine based on empirical methods and numerical modelling, covering:
  - Stope design and dilution
  - Backfill requirements
  - Mining sequence
  - Ground support
  - Pillars design
  - Main portal
  - Underground infrastructures
  - Interaction with the open pit

Design recommendations for both the open pit and underground mines are presented in this report. Details of the complementary geomechanical investigation are provided in a separate factual report (Alius Mine Consulting, 2025).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

1.3 Available Information

The study relies on the following sources of information:

01. **Geological Model**
    - → Lithological units include amphibolite (composed of Amphibolite 01 to 03), the metasediments group, the ultramafic undifferentiated and pegmatite (composed of the solids named Pegmatite, Pegmatite CV and Pegmatite Feldspar). Smaller diabase and iron formation units (Marbot and garnet + Fe-ox) are also present.
    - → Latest lithological model received on January 29, 2025.
    - → CV5 structural model (i.e., faults) received on January 27, 2025 (modelled only in the open pit area).
    - → RQD wireframes received on December 23, 2024.
02. **Geotechnical and Geomechanical Investigations and Characterization**
    - → Geotechnical:
        - Phase 2 investigation campaign (BBA, 2024c)
    - → Geomechanical:
        - PEA-level geomechanical characterization (BBA, 2023a).
        - Additional geomechanical investigation campaigns (BBA, 2024a; BBA, 2024b).
03. **Open Pit Design**
    - → PEA pit design (Figure 3a) for design guideline assessment.
    - → Final FS pit design (Figure 3b) received March 17, 2025 , used for numerical modelling.
04. **Underground Mine Design**
    - → PEA underground mine design (Figure 4a) used for design guideline assessment.
    - → Intermediate stope design (Figure 4b) based on the July 2024 block model (inferred and indicated resources), excluding stopes south of the main zone.
    - → Final FS underground design (Figure 5) received March 5, 2025, used for numerical modelling.

Unless stated otherwise, the design guidelines presented in this report are based on PEA or intermediate designs, while numerical modelling incorporates the final FS designs that include updated slope and stope recommendations.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

2 General Context and Site Conditions

This section provides a site description and a description of the geological conditions.

2.1 Site Description

The Project site is located in a sub-arctic climate. Climate data from La Grande Rivière Airport (LG2) near Radisson, Quebec, about 220 km west of the site, indicate annual temperatures ranging from -27 to 20°C, with occasional extremes of -35 and 26°C. Rainfall peaks in late August and early September with an average monthly maximum of approximately 90 mm, while snow cover typically persists from mid-October to late May (BBA, 2024e).

The terrain in the area of Shaakichiuwaanaan consists of gently undulating, forested hills interspersed with streams and wetlands, with elevations ranging from approximately 260 to 350 m, characteristic of the James Bay Region. The future Project area is partially located over a lake and is surrounded by numerous waterbodies, as shown in Figure 2.

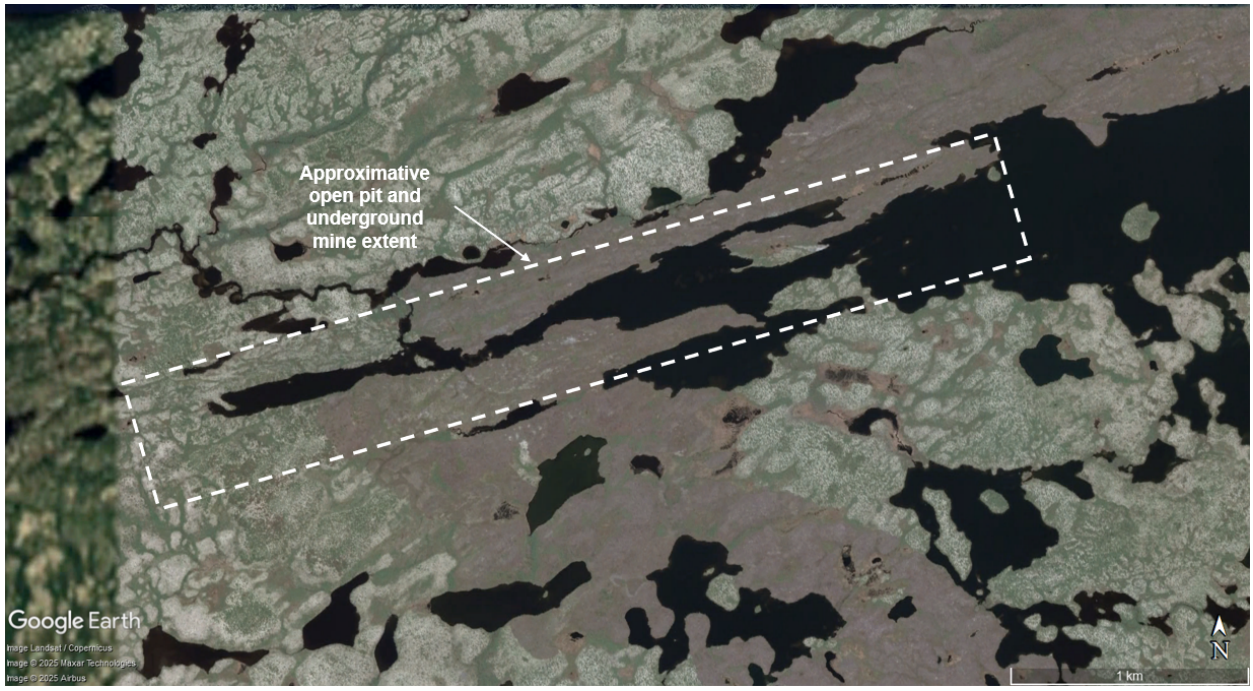


Figure 2. Approximate extent of the open pit and underground mine with the surrounding lakes.

The Project deposit consists of a large main pegmatite dyke (CV5), accompanied by several smaller dykes striking approximately east–west. Planned mining operations will incorporate both conventional open pit mining and mechanized long-hole open stoping for the underground mine. The pegmatite dykes dip at approximately 80° to the north. The deposit extends over a strike length of approximately 4.6 km with mineralization modelled from surface to a depth of 650 m.

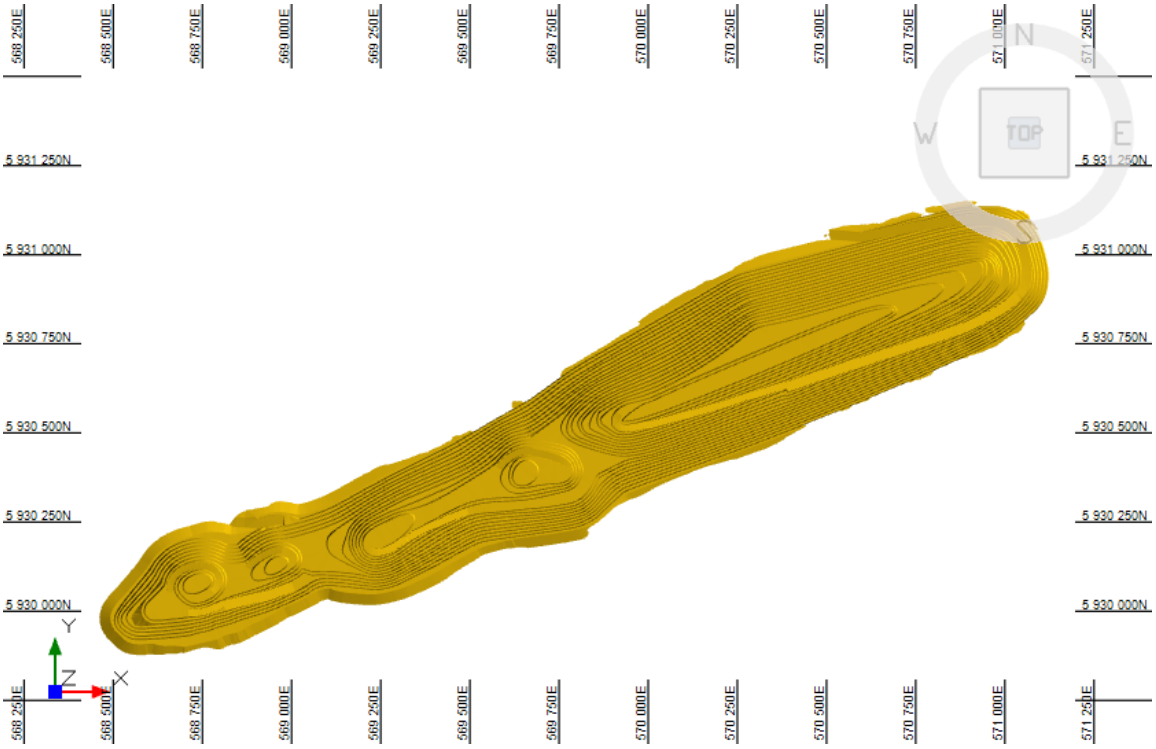
According to the PEA design shown in Figure 3a, the open pit orientation is southwest–northeast

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

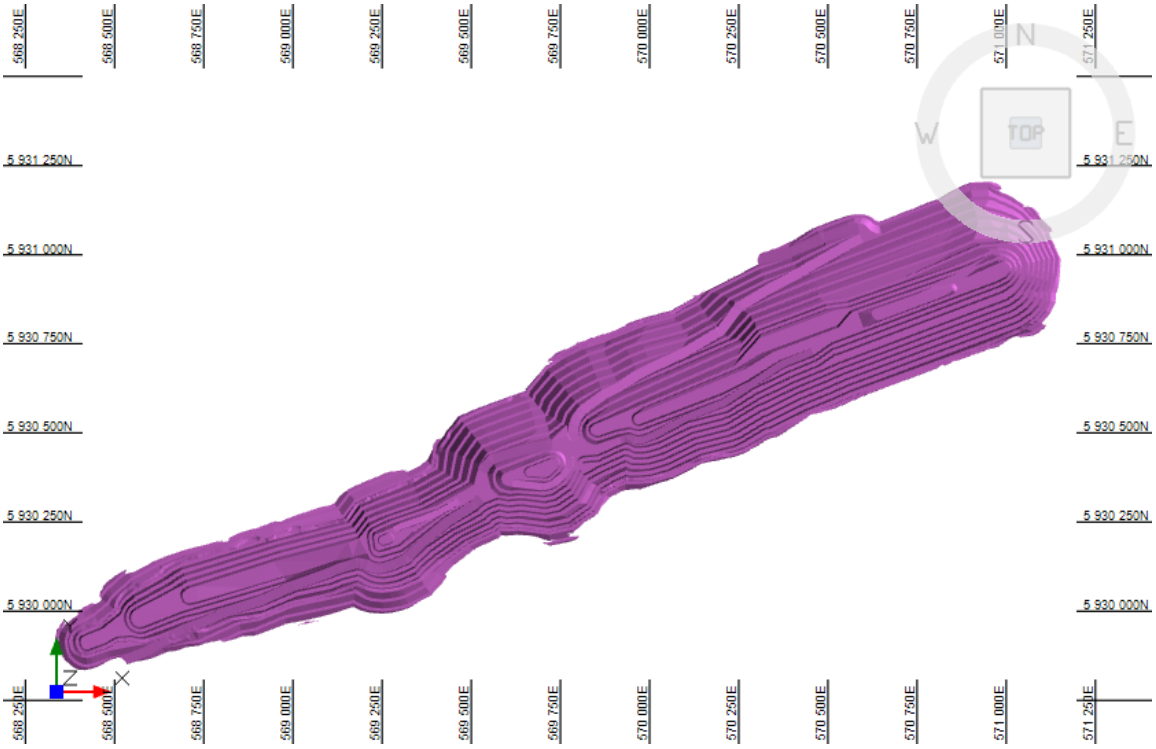
and measures approximately 2.8 km in length and up to 480 m in width. The southwest zone of the pit is about 70–150 m deep, while the northeast zone is wider and deeper, reaching a depth of approximately 200 m. As previously noted, a significant portion of the orebody lies beneath Lake 001 and will therefore require dewatering to enable open pit mining. Given that surface water generally flows westward, water diversion and management will be important aspects of the Project.

According to the PEA underground design shown in Figure 4a, the underground mine is located at the northeast end of the pit and extends to a depth of approximately 490 m below surface.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.



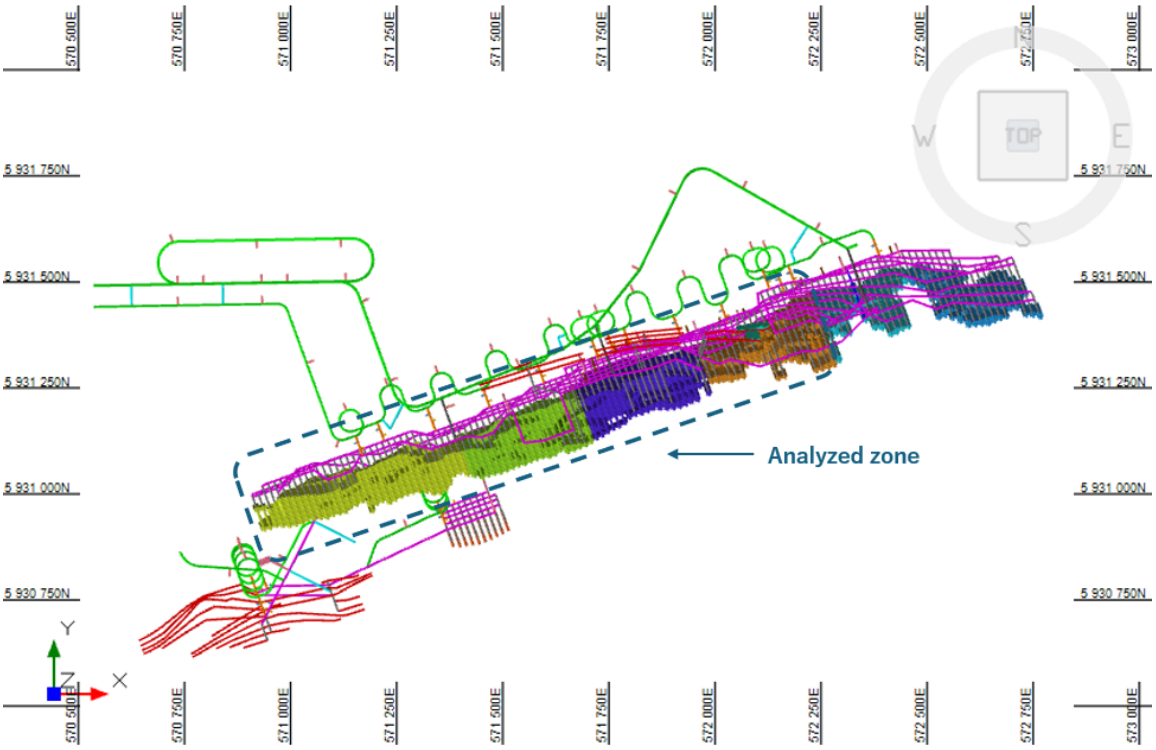
(a) PEA design.



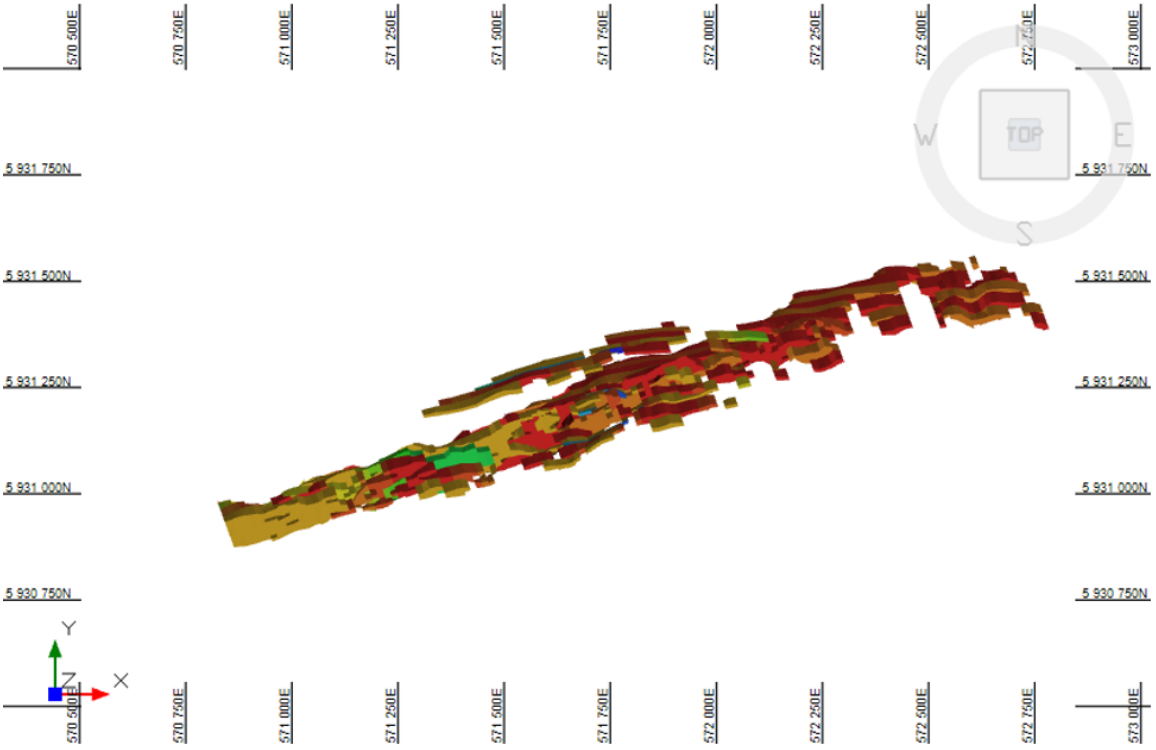
(b) FS design.

Figure 3. Open pit designs as provided by GMS – Plan views.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.



(a) PEA design.



(b) Intermediary design (based on July 2024 block model).

Figure 4. Underground mine designs as provided by GMS – Plan views.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

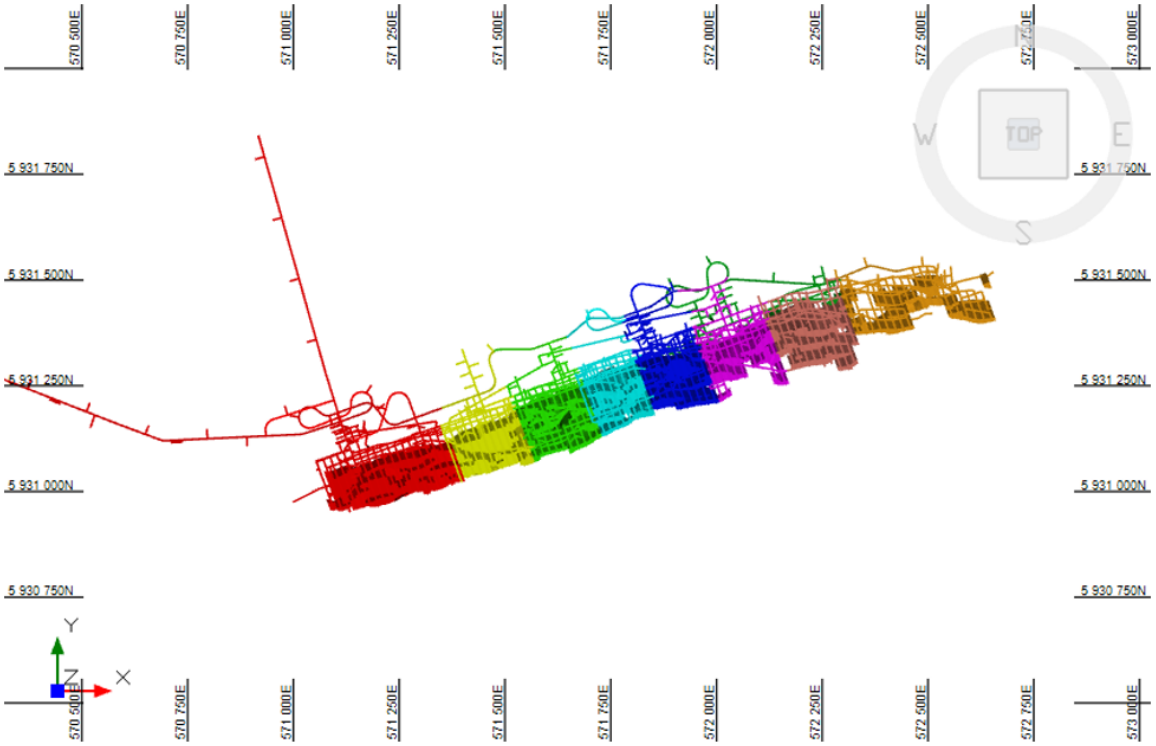


Figure 5. Underground mine designs as provided by GMS – FS design.

2.2 Geological Conditions

2.2.1 Regional Geology

Regionally, the CV5 Pegmatite orebody is located within the La Grande subprovince of the Archean Superior Province in the Canadian Shield, as shown in Figure 6 (BBA, 2024e). The Project area lies within the La Grande River Greenstone Belt, a volcano-sedimentary assemblage dominated by basaltic to felsic volcanic rocks interlayered with metasedimentary units that have been metamorphosed to amphibolite facies.

The La Grande subprovince trends parallel to the Wemindji–Caniapiscau structural corridor and is bounded to the south by the Opinaca subprovince. The transition zone between La Grande and Opinaca hosts several spodumene-bearing pegmatites, including the CV5 Pegmatite.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

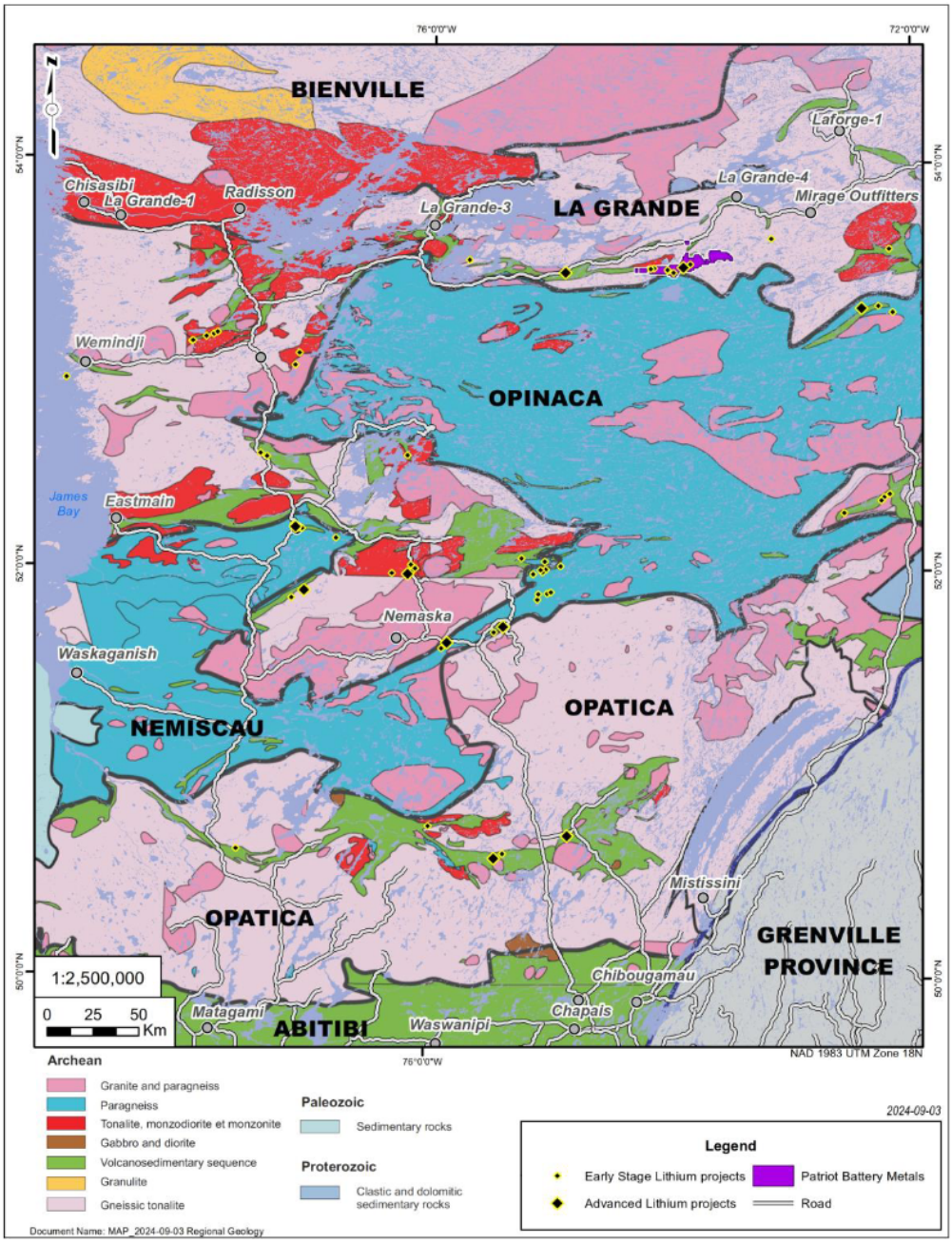


Figure 6. Regional geology surrounding the Shaakichiuwaanaan Project (BBA, 2024e).

2.2.2 Local Geology

Locally, the CV5 Pegmatite orebody is hosted within the Guyer Group of the Lac Guyer Greenstone Belt, part of the broader La Grande River Greenstone Belt (BBA, 2024e). The Guyer Group consists of a volcano-sedimentary sequence dominated by amphibolite, metasedimentary rocks, and intermediate to mafic volcanic rocks, along with minor ultramafic units such as peridotite, pyroxenite, and komatiite, and felsic volcanic tuffs. These units generally trend east–west

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

and dip moderately to steeply to the south. The Guyer Group is bounded to the north by the Magin Formation and to the south by tonalite, granodiorite, and diorite intrusions, as well as the metasedimentary rocks of the Marbot Group. Proterozoic gabbroic dykes of the Lac Spirt and Senneterre swarms locally intrude these units.

The CV5 Pegmatite lies within the CV Lithium Pegmatite Trend, an approximately 1-km-wide and more than 25-km-long east–west corridor hosting lithium-bearing Li-Cs-Ta (LCT) pegmatites. The CV5 dyke has an approximate strike length of 4.6 km and is primarily hosted within amphibolite and metasedimentary rocks. At surface, the pegmatite appears either as high-relief “whale back” outcrops or as low-relief flat exposures.

Based on the January 2025 lithological model, the codes of the main lithological units are presented in Table 1, as well as the lithology-coding scheme used throughout this report. Note that when the expression "ultramafic" is used in this report, it refers specifically to the ultramafic undifferentiated group.

Table 1. Codes for main lithologies.

Code	Description
AMP	Amphibolite
DIA	Diabase
IRONF	Iron formation
META	Metasediments
OVB	Overburden
PEG	The pegmatite and the spodumene pegmatite are modelled separately but are grouped in this report.
UMU	Undifferentiated ultramafic ("ultramafic")

As illustrated in Figure 7, the ultimate pit walls primarily expose amphibolite and metasediments. Ultramafic rocks are exposed locally, while pegmatite occurrences are expected near the pit bottom and in isolated sections of the walls. Underground stopes are mainly within the pegmatite, but various lithologies may be present within the immediate hanging wall and footwall. The geomechanical characterization, therefore, focuses on the four principal units: AMP, META, UMU, and PEG.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

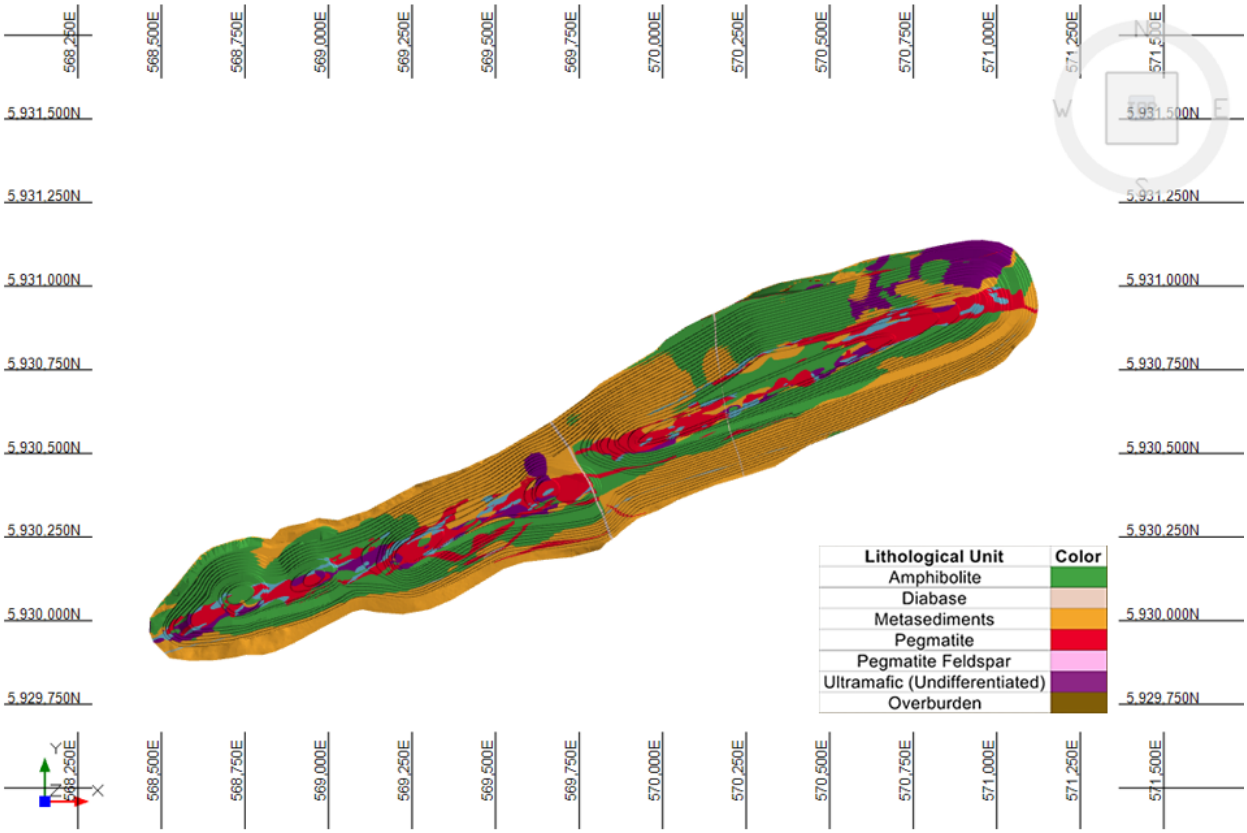


Figure 7. Ultimate pit shell coloured according to lithologies exposed in walls.

2.2.3 Structural Geology

The Shaakichiuwaanaan Project area has undergone multiple tectonic events that produced major east–west–trending shear zones, including the Pontois-Sud Fault to the north and the Nochet Shear Zone to the south. Within this structural framework, the apparent fabric of the metasediments (Guyer Group) generally dip moderately to steeply south. The CV5 pegmatite is non-concordant to the regional foliation and dips steeply to the north. No significant deformation of the pegmatite has been identified to date, aside from minor folding observed elsewhere on the property (BBA, 2024e).

In the geological model provided by GMS, six interpreted sub-vertical faults intersect the open pit, as shown in Figure 8. Among these, fault FLT_1025 – a northwest–southeast-trending structure passing through the central part of the pit – shows measurable displacement within the modelled lithologies and is the only fault exhibiting a significant interpreted offset.

At this stage, it is difficult to accurately define the position and extent of several structures, as many of their traces are subparallel to the orientation of the geological drillholes. This geometry reduces the likelihood that faults intersect the core, potentially leading to underrepresentation or uncertainty in fault characterization. Faults oriented approximately perpendicular to the pit walls should therefore be interpreted with caution and closely monitored during pit development. This

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

limitation does not apply to faults oriented perpendicular to the drillhole traces.

Currently, structural modelling covers only the open pit area; no structures have yet been modelled for the underground mine. Developing a more detailed structural model will be important to ensure that no major fault zones adversely affect open pit or underground operations.

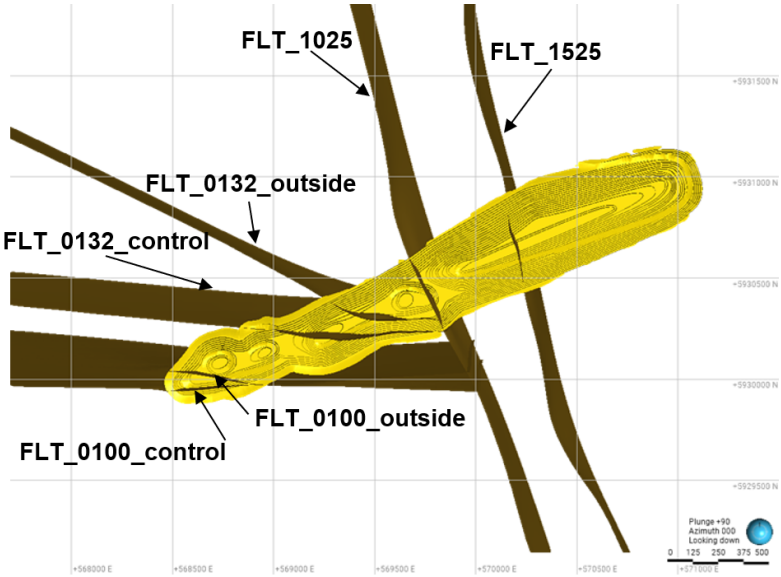


Figure 8. Location of the six sub-vertical faults intersecting the open pit.

2.3 Hydrogeology

The hydrogeology baseline for the Project is established in BBA (2023b). This study focuses on the footprint of the planned open pit mine at CV5, which at the time (2023), corresponded to a pit encompassing both the current feasibility study open pit and underground mine designs.

The report covers the hydraulic conductivity, groundwater-level, and groundwater-quality for three main hydrostratigraphic units: overburden, lake sediments, and bedrock. The characteristics of each unit presented by BBA (2023b) are the following:

- Overburden: Thin overburden deposits form the vadose zone. Given the nature of the materials encountered (largely surface glacial deposits/unconsolidated till composed of boulders and cobbles in a matrix of sand, silt, and gravel), the loose surface deposits are assumed to have high permeability.
- Lake sediments: This unit was not characterized during the mentioned study.
- Bedrock: Bedrock constitutes the main aquifer at the site, characterized as an unconfined aquifer within fractured rock. The rock mass generally exhibits low-intensity fracturing, with an average hydraulic conductivity of 3.2×10^{-7} m/s, indicative of medium permeability. Groundwater in the northern and southern parts of the (2023) planned pit generally flows toward the lake located at the center of the pit, whereas in the western portion of the site, groundwater flows northwest toward the lake outlet.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

3 Investigation Campaigns

To support the feasibility study, the available investigations are grouped into two main categories: geotechnical investigations for soil characterization and geomechanical investigations for rock mass characterization. Both investigation types are summarized in the following subsections.

3.1 Geotechnical Programs

The geotechnical investigation program was prepared by BBA, and soil sample laboratory testing was undertaken by Englobe in 2024.

3.1.1 Fieldwork

A geotechnical field campaign was conducted during the summer and fall of 2024 to support soil characterization and hydrogeological investigations (BBA, 2024c). The program, initiated and logged by BBA, involved the description and classification of sixty-seven (67) drillholes. Among these, eleven (11) drillholes located within 250 m of the PEA open pit footprint were identified as representative of the regional overburden conditions and were considered as inputs for the process to determine the geotechnical design guidelines. The locations of the selected drillholes are shown in Figure 9, and their details are provided in Table 2.

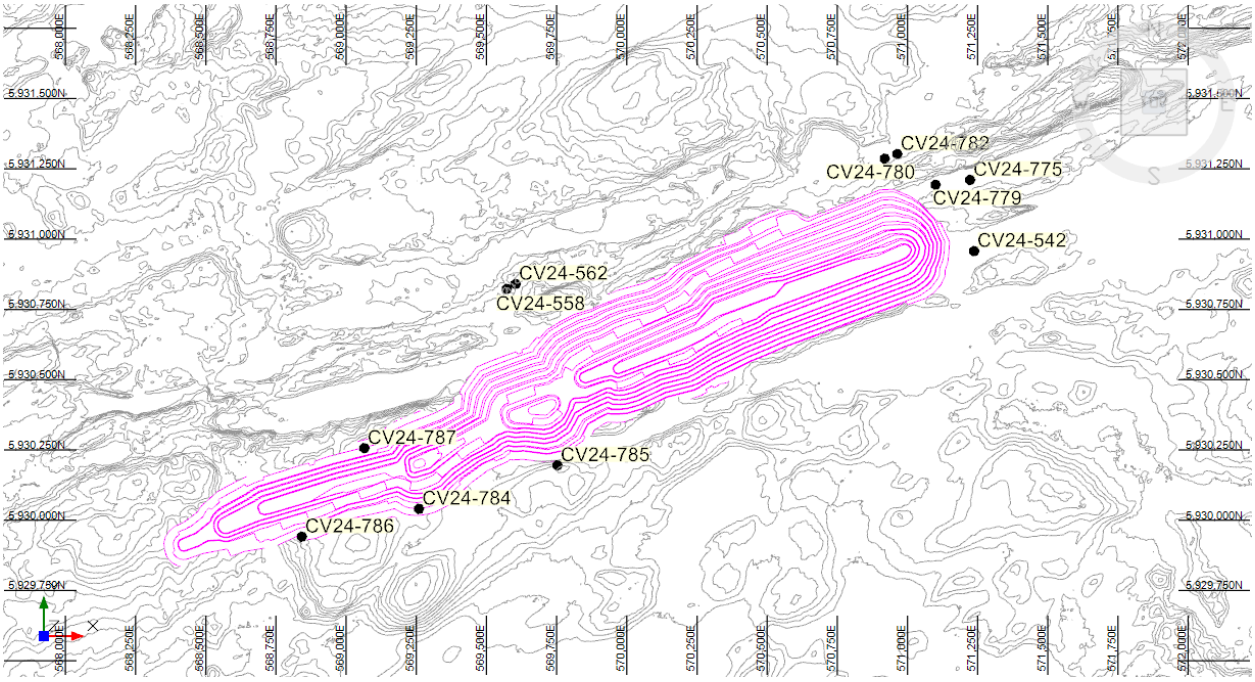


Figure 9. Plan view of the FS open pit and soil geotechnical drillholes.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 2. Geotechnical drillhole details.

DH ID	Collar Coordinates			Core	Azimuth	Plunge	Length
(CV24–)	**East** (m)	**North** (m)	**Elev.** (m)	**Size**	(°)	(°)	(m)
542	571 235.6	5 930 959.1	94.86	NQ	0	-90	11.3
558	569 570.6	5 930 824.8	94.86	HQ	0	-90	11.1
562	569 602.1	5 930 842.2	112.10	HQ	0	-90	11.0
775	571 221.3	5 931 212.4	102.07	NTW	0	-90	11.0
779	571 098.5	5 931 194.9	81.42	NTW	0	-90	13.0
780	570 917.1	5 931 288.1	140.26	NTW	0	-90	9.1
782	570 962.2	5 931 304.3	132.56	HQ	0	-90	10.2
784	569 258.0	5 930 042.0	75.38	HQ	0	-90	32.0
785	569 751.0	5 930 197.0	79.69	NQ	0	-90	3.8
786	568 840.8	5 929 943.0	115.20	NQ	0	-90	25.4
787	569 063.2	5 930 258.0	106.99	NQ	0	-90	18.5

Codes **DH ID** Identification of drillhole.
Notes Coordinates in NAD83 / UTM zone 18N.
HQ diameter: 63.5mm; NQ diameter: 47.6mm; NTW diameter: 64.0mm.

The field program consisted of conducting Standard Penetration Tests (SPT) along each drillhole until bedrock was encountered, as well as visually classifying the materials recovered from the split-spoon samplers. Soil and rock samples were also collected during the campaign for subsequent laboratory testing.

3.1.2 Laboratory Testwork

Laboratory testing of soil samples from the selected drillholes was limited to grain-size distribution, sedimentation, and water content analyses. These tests were primarily performed to validate the material classification.

3.2 Geomechanical Programs

In 2024, several logging campaigns were conducted to acquire data to support the development of a geomechanical model suitable for both pit slope and underground stability analyses. One program, planned and logged by BBA, was carried out early during the feasibility study phase (BBA, 2024a; BBA, 2024b). The most recent geomechanical investigation program was designed and executed by Alius, with field logging performed by Alius personnel (Alius Mine Consulting, 2025). The objective of the Alius complementary investigation program was to address data gaps identified in the previous rock mass characterization.

Laboratory testing of samples collected during the Alius geomechanical logging campaign was completed at the Alius Rock Mechanics Laboratory in Québec City (Québec), except for direct shear tests, which were performed by WSP. Samples collected by BBA during their campaign were tested at the Queen's University Rock Mechanics Laboratory in Kingston (Ontario), except for direct shear

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

tests, which were also performed by WSP.

A historical database of drillholes drilled between 2021 and 2024 is also available. The geology team of PMET and Dahrouge Geological Consulting Ltd. ("**Dahrouge**") logged this core and collected high-level geomechanical data. This database comprises a geomechanical quick-log: RQD, estimated joint set number, joint roughness and alteration, and field intact rock strength, as determined by geological hammer testing. Alius did not implement QA/QC procedures to thoroughly review this historical database. Nevertheless, these data were used for comparison purposes with the results of the 2024 geomechanical investigations.

3.2.1 Fieldwork

Since the Shaakichiuwaanaan Project encompasses both open-pit and underground mining operations, geomechanical drilling targeted specific areas accordingly, based on the PEA pit shell and PEA stope extents at the time. The geomechanical field investigations were carried out in three successive phases:

01. **Phase 1**
    - → By BBA in April 2024
    - → Six (6) drillholes were logged: CV24-447, CV24-456, CV24-459, CV24-469, CV24-479 and CV24-496
    - → Details in BBA (2024a)
02. **Phase 2**
    - → By BBA in September 2024
    - → Four (4) drillholes were logged: CV24-663, CV24-679, CV24-684 and CV24-689
    - → Details in BBA (2024b)
03. **Phase 3**
    - → By Alius in October 2024
    - → Four (4) drillholes were logged: CV24-769, CV24-777, CV24-781, and CV24-783
    - → Details in Alius Mine Consulting (2025)

Field data collection consisted primarily of geomechanical core logging, rock core sampling, intact rock strength estimation using a geological hammer and on-site point load testing (PLT), and the characterization of discontinuities intersecting the NQ and NQ3 core recovered from the fourteen (14) non-oriented drillholes. The identification of natural versus mechanical joints was carried out directly at the drill rig by the Dahrouge geological team, using split-tube core handling to ensure optimal differentiation. During geomechanical logging, this identification ensured that data were collected exclusively from natural joints. Faults and natural rubble or broken core were not marked; therefore, their inclusion in the geomechanical log is based on the loggers' interpretation.

Details of these drillholes are provided in Table 3. Note that the logged intervals do not always correspond to the full drilled length, as logging focused on the most relevant core sections and was not consistently performed over the entire hole.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

During the core logging campaigns, the core was not oriented; therefore, no manual joint orientation measurements were taken. Instead, structural information was obtained through Televiewer surveys carried out by DGI Geoscience Inc. A total of sixty-five (65) Televiewer (TV) surveys – both optical (OTV) and acoustic (ATV) – were completed, primarily in geological drillholes. Additional details are provided in Section 5.1.2. Figure 10 presents the locations of the drillholes and associated downhole Televiewer surveys relative to the FS open-pit and underground mine designs.

Table 3. Geomechanical drillhole details.

DDH ID	**Collar Coordinates**			**Core**	**Azimuth**	**Plunge**	**Length**
(CV24–)	**E** (m)	**N** (m)	**Z** (m)	**Size**	(°)	(°)	(m)
447	571 152.3	5 931 101.1	375.1	NQ	130	-55	308.0
456	570 174.5	5 930 836.0	378.3	NQ	200	-55	456.9
459	571 508.9	5 930 921.8	374.6	NQ	296	-60	314.1
469	571 572.0	5 930 953.4	373.2	NQ	40	-60	407.0
479	570 355.0	5 930 476.9	379.2	NQ	16	-55	467.1
496	571 529.1	5 931 440.2	390.7	NQ	113	-55	509.0
663	570 784.8	5 930 905.2	371.8	NQ	160	-60	215.0
679	570 814.8	5 931 002.4	372.0	NQ	340	-60	124.9
684	570 932.4	5 930 996.7	371.9	NQ	27	-60	161.0
689	569 705.4	5 930 476.0	380.2	NQ	11	-51	167.0
769	571 579.6	5 931 234.4	374.9	NQ3	170	-68	374.0
777	568 849.4	5 930 131.6	395.1	NQ3	340	-75	101.1
781	569 283.5	5 930 125.5	388.4	NQ3	330	-84	200.1
783	571 927.4	5 931 447.3	377.6	NQ3	145	-68	416.0

Codes **DDH ID** Identification of diamond drillhole.
Notes Coordinates in NAD83 / UTM zone 18N.
NQ Diameter: 47.6mm; NQ3 diameter: 45.0mm.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

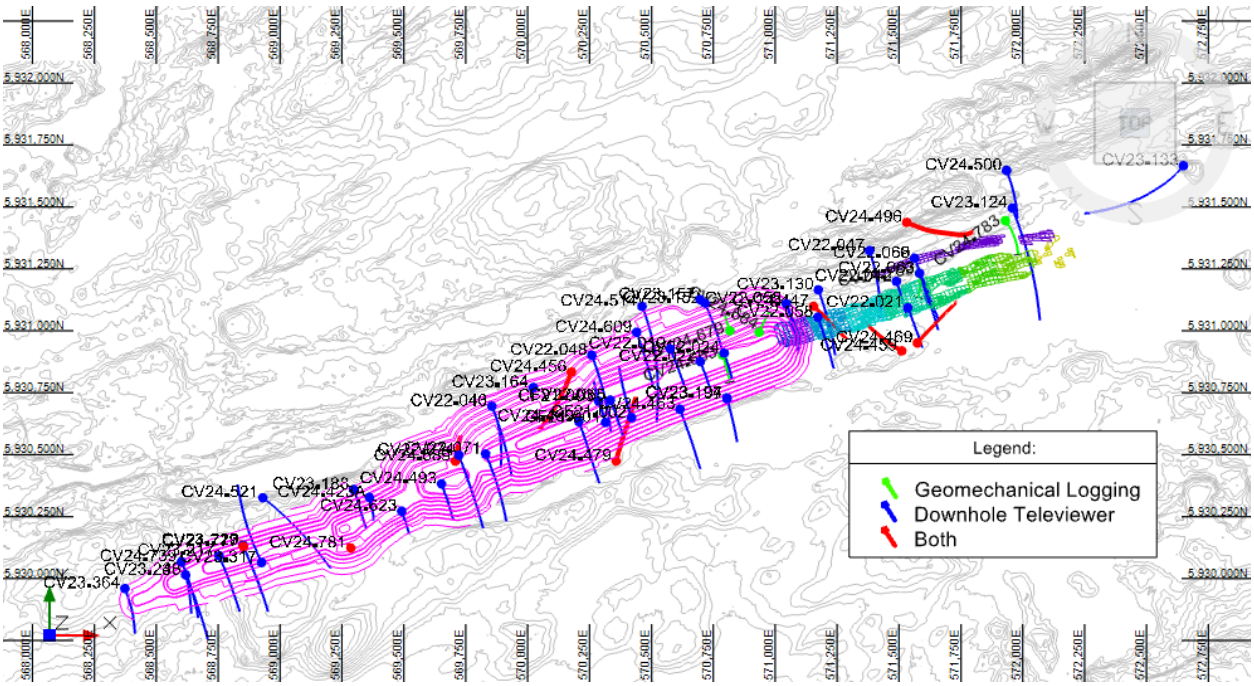


Figure 10. Geomechanical drillholes and televiewer surveys location on the FS open pit and underground mine design.

The geomechanical core logging includes the collection of the following data:

- Interval logging (position, lithology, total core recovery (TCR), rock quality designation (RQD), weathering and alteration, feature count, joint set number and field intact rock strength)
- Discontinuity logging (depth, type, aperture, alteration, roughness and condition)
- Punctual data (point load tests)

During the 2024 geomechanical campaigns, the total logged core length is approximately 3 575 m. Table 4 presents the logged length per hole, along with the corresponding factual reports covering each hole.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 4. Geomechanical logged lengths per hole.

DDH ID (CV24–)	Logged Intervals			Source
	Depth From (m)	**Depth To** (m)	**Length** (m)	
447	11	308	297	BBA (2024a)
456	6	457	451	BBA (2024a)
459	5	314	309	BBA (2024a)
469	8	407	399	BBA (2024a)
479	5	467	462	BBA (2024a)
496	8	509	501	BBA (2024a)
663	8	215	207	BBA (2024b)
679	8	125	117	BBA (2024b)
684	8	161	153	BBA (2024b)
689	14	167	153	BBA (2024b)
769	92	318	226	Alius Mine Consulting (2025)
777	25	101	76	Alius Mine Consulting (2025)
781	22	167	145	Alius Mine Consulting (2025)
783	257	413	156	Alius Mine Consulting (2025)

Codes **DDH ID** Identification of diamond drillhole.

The four main lithologies logged are amphibolite, pegmatite, metasediments, and ultramafic, which are also the four main lithologies exposed on the pit and stope walls. Table 5 and Figure 11 present the logged length per lithology type. Figure 12 summarizes the lithologies intersected in each logged hole.

Table 5. Logged lengths per lithology type.

Lithology	Logged Core	
	Total Length (m)	**Relative Frequency** (%)
Metasediments	1 555.5	43.5
Amphibolite	1 319.4	36.9
Pegmatite	456.2	12.8
Ultramafic	169.2	4.7
Iron formation	63.3	1.8
Diabase	9.1	0.3
Overburden	3.0	0.1
Total	**3 575.7**	**100**

Notes Discrepancies in calculations might occur due to round-off errors.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

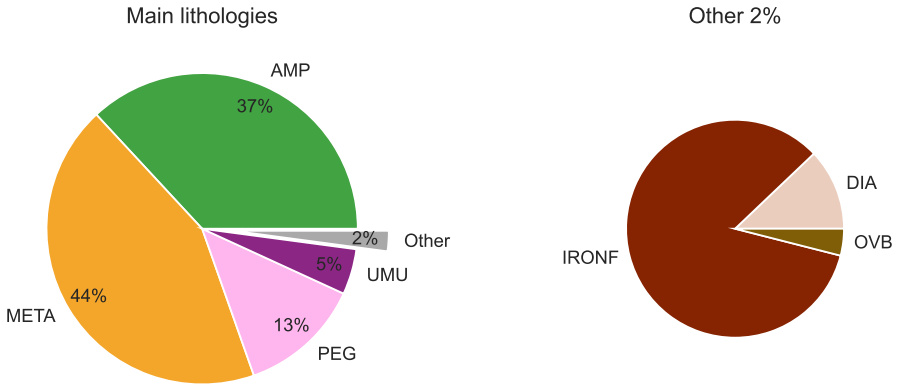


Figure 11. Logged lithology distribution.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

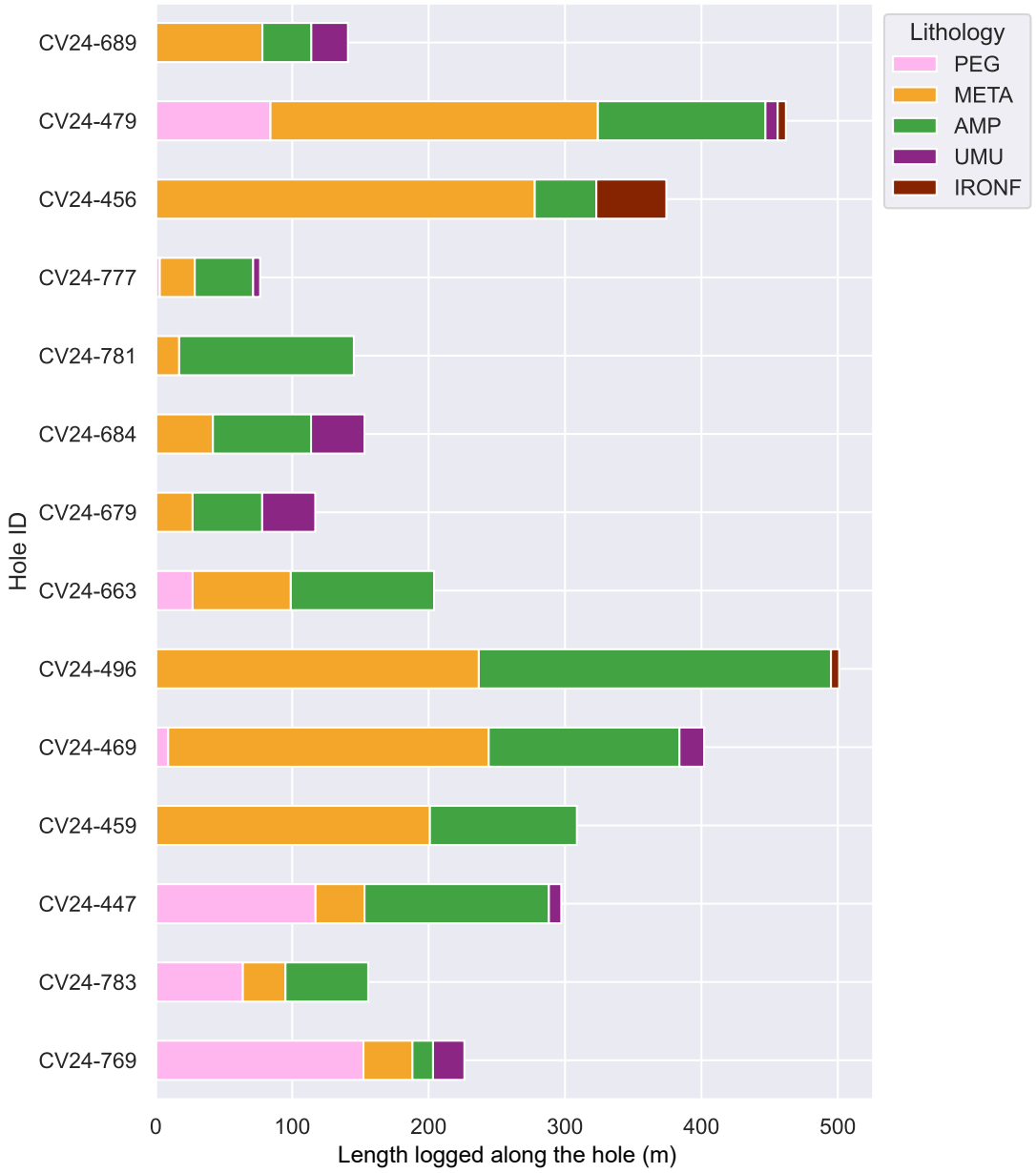


Figure 12. Lithology logged length per hole.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

3.2.2 Laboratory Testwork

Representative samples of each lithology were collected from the geomechanical drillholes by BBA and Alius personnel during core logging for laboratory testing on intact rock and open discontinuities. The program included axial and diametral point-load testing (PLT), Brazilian tensile strength (BTS) tests, uniaxial compressive strength (UCS) tests, triaxial compressive strength (TCS) tests on rock samples and direct shear tests (DST) on open discontinuities.

The factual reports of BBA (2024a), BBA (2024b), and Alius Mine Consulting (2025) present the complete laboratory results. The total number of tests available, by type and lithology, for all failure types, is presented in Table 6.

Table 6. Summary of laboratory test frequencies on rock samples by lithology.

Lithology	BTS	UCS	TCS	PLT		DST
				Axial	Diametral	
Amphibolite	44	17	23	2	5	12
Metasediments	36	23	27	3	7	4
Pegmatite	20	14	15	10	6	0
Ultramafic	26	17	16	0	0	6

Codes **BTS** Brazilian tensile strength, **UCS** Uniaxial compressive strength, **TCS** Triaxial compressive strength, **PLT** Point-Load test, **DST** Direct shear test.
Notes Total number of PLT's does not include the tests performed directly on site.
The DST were performed with 3 or 4 stages each.
The total number of tests is based on valid test results only.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

4 Geotechnical Characterization

This section presents the physical and mechanical properties of the overburden materials located in the vicinity of the mine.

4.1 Stratigraphic Units

The overburden materials present on site were classified into distinct stratigraphic units based on their composition and characteristics. The identified stratigraphic units are listed below:

- Organic soil
- Silt and sand
- Sand and gravel
- Till

The bedrock is located beneath the till layer. Drilling was extended by an average of four (4) metres into the rock to confirm that the underlying material was indeed bedrock rather than a large boulder. The stratigraphic units were primarily differentiated based on grain size. Stratigraphic columns were established for all geotechnical drillholes considered in the study, and the depth and position of each unit are presented in Table 7. This table also includes the distance of each drillhole from the slope and its position relative to the water bodies.

Table 7. Location information and top depth of each stratigraphic unit in geotechnical drillholes.

DH ID (CV24–)	Distance From Slope (m)	Drilled on Water	Stratigraphic Top Depth (m)					
			Water	Organic Soil	Silt and Sand	Sand and Gravel	Till	End of Overburden
542	120	Yes	0	–	5.0	–	–	5.7
558	250	No	–	0	–	0.1	–	2.6
562	250	No	–	0	–	0.4	–	1.3
775	100	Yes	0	–	4.0	4.8	5.8	7.5
779	100	Yes	0	–	4.0	–	5.1	9.1
780	150	No	–	0	–	0.1	–	0.4
782	170	No	–	0	–	0.1	–	0.4
784	0	No	–	0	0.1	1.8	12.2	27.4
785	0	No	–	0	0.1	–	–	0.3
786	0	No	–	0	0.1	–	3.3	20.6
787	30	No	–	0	0.2	–	1.4	14.0

Codes **DH ID** Drillhole identification.

Based on the top depth of each stratigraphic unit, the corresponding thicknesses were calculated and are presented in Table 8.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 8. Thickness of each stratigraphic unit in geotechnical drillholes.

DH ID (CV24–)	Thickness of Stratigraphy (m)			
	Organic Soil	Silt and Sand	Sand and Gravel	Till
542	–	0.8	–	–
558	0.1	–	2.5	–
562	0.4	–	1.0	–
775	–	0.9	1.0	1.7
779	–	1.1	–	4.0
780	0.1	–	0.3	–
782	0.1	–	0.3	–
784	0.1	1.8	10.4	15.3
785	0.1	0.2	–	–
786	0.1	3.2	–	17.3
787	0.2	1.2	0	12.6

Codes **DH ID** Drillhole identification.

The proportions of each stratigraphic unit in the overburden columns are generally similar, and the average values provide a reasonable representation of the site conditions. The average thickness of each stratigraphic unit is presented in Table 9.

Table 9. Average thickness of each stratigraphic unit in geotechnical drillholes.

Stratigraphic Unit	Average Thickness (m)	Relative Presence (%)
Organic soil	0.1	2
Silt & sand	0.8	12
Sand & gravel	1.4	20
Till	4.6	66

Grain size, a key criterion for distinguishing stratigraphic units, also influences the strength characteristics of the materials in the context of slope stability. The following section describes the approach used to determine the strength parameters for each stratigraphic unit.

4.2 In-Situ Testing

The only in situ testing conducted in the geotechnical drillholes consisted of Standard Penetration Tests (SPT), which provided N-values along the drillhole profiles. These N-values were subsequently used to estimate the strength parameters of the various stratigraphic units. Table **??** summarizes the number of SPT tests performed in each drillhole and the corresponding average N-values.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 10. Number of SPT performed in each stratigraphic unit per geotechnical drillholes and average N-values.

DH ID (CV24–)	Standard Penetration Resistance (N-Value)							
	Organic Soil		Silt & Sand		Sand & Gravel		Till	
	N	Avg.	N	Avg.	N	Avg.	N	Avg.
542	–	–	1	10	–	–	–	–
558	–	–	–	–	4	51	–	–
562	1	33	–	–	1	61	–	–
775	–	–	1	6	2	7	1	60
779	–	–	2	2	–	–	1	64
780	–	–	–	–	1	71	–	–
782	–	–	–	–	1	51	–	–
784	–	–	3	11	10	37	1	59
785	–	–	1	54	–	–	–	–
786	–	–	3	49	–	–	–	–
787	–	–	2	25	–	–	–	–
Total	**1**	**33**	**13**	**23**	**19**	**41**	**3**	**61**

Codes DH ID Identification of drillhole, N number of SPTs, Avg. average N-value.

To carry out the stability analyses, strength parameters are required for each stratigraphic unit. As no laboratory shear strength testing was performed to directly establish the strength envelopes of the stratigraphic materials, the envelopes were derived from correlations between the average N-values obtained from the Standard Penetration Tests and reference values from the literature (Terzaghi et al., 1996). The correlation tables used for this purpose are summarized in Table 11.

Table 11. Correlation between friction angle and N-value (adapted from Terzaghi et al., 1996 and Day, 2005).

N-Value	Associated Friction Angle (°)		
	Sand	Silt	Sand and Gravel
4	28	–	–
10	30	28	36
30	36	30	40
50	41	34	48

Note that the field N-values were used directly, without correction for hammer efficiency or overburden pressure. As a result, the derived friction angles should be considered approximate and suitable for preliminary design levels.

The strength parameters used to model soil slopes are presented in Table 12.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 12. Strength parameters of stratigraphic units.

Stratigraphic Unit	Cohesion (kPa)	Friction Angle (°)
Silt & sand	0	28
Sand & gravel	0	40
Till	0	44

4.3 Laboratory Testing

In the area surrounding the open pit, residual soils are predominantly coarse-grained, with localized thin layers of silt, sand and gravel. Considering the granular and loose nature of the material on site, soil shear strength was assessed using SPT tests only; no laboratory strength testing was performed. Instead, laboratory testing of soil samples was conducted to validate the material characterization. The soil samples were collected from split spoons and sent to Englobe for laboratory testing. A total of 31 tests were performed on 11 relevant drillholes to determine particle-size distribution and water content. As the purpose of those tests was to validate the material type, and was part of the process to provide good stratigraphic log, the results are not presented in this report.

4.4 Geotechnical Design Parameters

The geotechnical parameters used in the stability analyses are summarized in Table 13.

Table 13. Summary of soil properties used for stability analyses.

Stratigraphic Unit	Density [1] (kN/m^3)	Cohesion (kPa)	Friction Angle (°)
Silt & sand	20.5	0	28
Sand & gravel	21.1	0	40
Till	22.8	0	44

Notes [1] The material densities were evaluated based on literature (Terzaghi et al., 1996).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

5 Geomechanical Characterization

This section outlines the physical and mechanical properties of the rock mass present at the Shaakichiuwaanaan Project, as determined from the investigation campaigns conducted by BBA (2024a), BBA (2024b), and Alius Mine Consulting (2025).

Geomechanical characterization was carried out for the four main lithologies, namely amphibolite, pegmatite, metasediments, and ultramafic rock. These units are composed of sub-lithologies; for example, there are several types of pegmatite, including spodumene, feldspar, and tourmaline. It was therefore assumed that all sub-lithologies included in these units have similar geomechanical properties.

5.1 Rock Mass Characterization

A rock mass is a natural geological material composed of two primary components: the intact rock matrix and its discontinuities. The following sections present the intact rock properties, the rock mass classification, and the orientation and characteristics of discontinuities. Rock mass strength estimates and final design parameters are then outlined. The resulting geomechanical domains are provided in Section 6.

5.1.1 Intact Rock Properties

Intact rock properties are generally assessed using a combination of field observations and laboratory testing. The laboratory-derived parameters apply to both the open-pit and underground mine designs. The key intact rock parameters include:

- Density
- Uniaxial compressive strength
- Triaxial compressive strength components: σ_{ci} and m_i
- Tensile strength
- Elastic properties: Young's modulus and Poisson's ratio

Density

Density (ρ) was measured in the laboratory as part of rock testing preparation. The number of samples tested and average densities are presented in Table 14, as well as the corresponding unit weights.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 14. Summary of average density and unit weight per lithology.

Lithology	N	Density (kg/m^3)	Unit Weight (kN/m^3)
Amphibolite	42	2 984	29.3
Metasediments	27	2 876	28.2
Pegmatite	39	2 636	25.8
Ultramafic	21	2 875	28.2

Codes **N** number of samples.

Field Intact Rock Strength

Intact rock strength is generally quantified using the uniaxial compressive strength (UCS) parameter. UCS may be obtained from field tests or through laboratory testing (ASTM, 2014). The most common field methods include the field intact rock strength (FIRS) hammer test, as described by ISRM (1978), and point-load testing (PLT) on core samples (ASTM, 2016). Whenever possible, PLT results are preferred, as they provide a more consistent and reliable assessment of intact rock strength.

The point-load tests were conducted in accordance with ASTM D5731: *Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications* (ASTM, 2016). The tests were performed on each logging interval directly on site. Because the point-load strength index (I_s) depends on the equivalent core diameter, a size correction was applied to normalize it to a reference diameter of 50 mm, yielding the standard value Is_{50}. The size-corrected point-load strength index is calculated as follows:

$$Is_{50} = \frac{P}{De^2} \times \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45} \qquad \textit{(eq. 1)}$$

Where Is_{50} = point-load strength index corrected to 50 mm (MPa)
P = failure load (N)
De = equivalent core diameter (mm)

The uniaxial compressive strength can be estimated from Is_{50} using a conversion factor k:

$$UCS = k \times Is_{50} \qquad \textit{(eq. 2)}$$

Using laboratory UCS results together with both laboratory and on-site PLTs, conversion factors were derived for each lithological unit and are presented in Table 15. Although typical conversion factors range from 20 to 25, greater variability may occur in anisotropic rocks (ISRM, 2007), where values may fall within the 15–50 range.

The conversion factor obtained for the ultramafic undifferentiated unit is lower than commonly expected. This is attributed to the scattered nature of the data and the absence of a clear trend,

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

as reflected by the relatively low coefficient of determination (R^2 = 0.40). Additional details on the derivation of conversion factors are provided in Appendix A.

Table 15. PLT to UCS conversion factors.

Lithology	Conversion Factor	R^2
Amphibolite	20.90	0.80
Metasediments	17.44	0.71
Pegmatite	15.89	0.84
Ultramafic	8.04	0.40

Codes R^2 R-squared statistical measure.

Applying these conversion factors to the measured I_{s50} values, a total of 205 diametral PLT tests were converted to UCS estimates. This dataset forms the basis for the lithology-based statistical analysis of UCS. Results for the ultramafic unit were calculated but not used in design due to insufficient data. Table 16 summarizes the first (Q1), second (Q2, median), and third (Q3) quartiles of the UCS values derived from the PLT data.

The high coefficients of variation reflect significant variability in intact rock strength. Based on the median values (Q2), and in accordance with the ISRM (1978) rock strength classification, the amphibolite and metasediments are classified as *very strong* rocks, the pegmatite as a *strong* rock, and the ultramafic as a *medium–strong* rock.

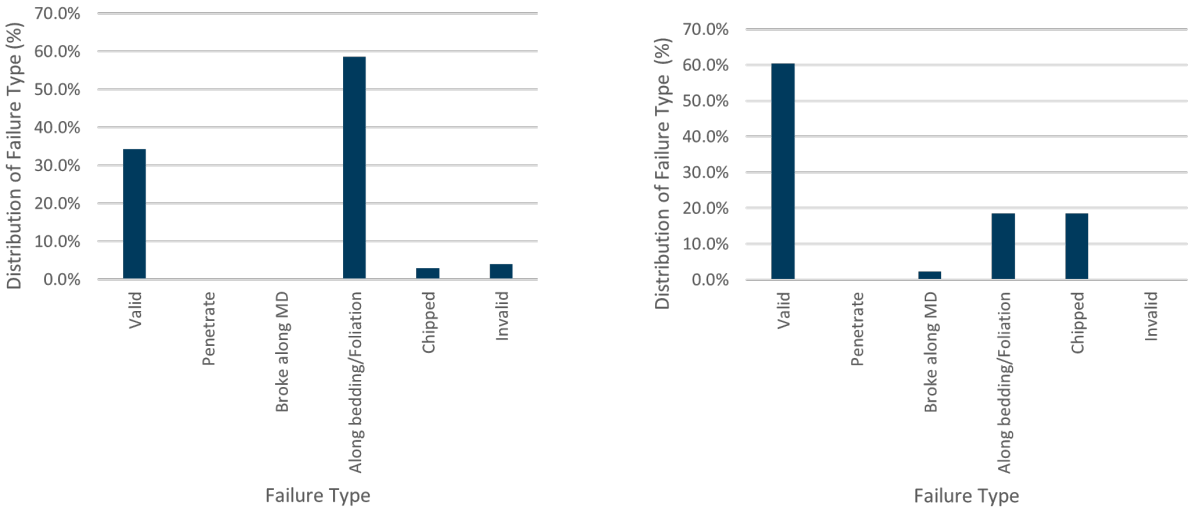
Table 16. Uniaxial compressive strength from on-site point load testing.

Lithology	UCS from PLT (MPa)					
	N	Q1	Q2	Q3	Avg.	COV (%)
Amphibolite	92	107	152	190	154	42
Metasediments	35	76	133	193	134	53
Pegmatite	70	62	73	90	79	46
Ultramafic	8	14	30	41	28	60

Codes **N** number of tests, **Q1** First quartile, **Q2** Median, **Q3** Third quartile, **Avg.** Average, **COV** coefficient of variation.
Notes **Low** 0% < COV < 10%. **Moderate** 10% < COV < 30%. **High** COV > 30%.
UCS values are obtained with the conversion factors presented in Table 15.

When examining failure types from the PLT program, a significant proportion occurred along foliation planes. Figures 13a and 13b illustrate the distribution of failure types for the amphibolite and metasediments.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.



(a) Amphibolite. *(b) Metasediments.*

Figure 13. Distribution of point-load test failure types.

Uniaxial Compressive Strength

To define representative uniaxial compressive strength (UCS) values for each lithological unit, all available laboratory test results were compiled (Alius Mine Consulting, 2025; BBA, 2024a; BBA, 2024b). A total of seventy-one (71) valid UCS results were retained for analysis. All UCS values were normalized to a reference specimen diameter of 50 mm following the size-correction approach of Hoek and Brown (1980).

In accordance with the interpretation framework proposed by Bewick et al. (2015), the UCS laboratory results were categorized according to failure mode (e.g., splitting, shear, failure along a discrete feature, or specimen-scale matrix failure). These were subsequently grouped into three failure-type classes: intact, combined, and discrete failure. Only UCS values associated with intact and combined failure types were retained for geomechanical characterization. A summary of all tests is presented in Table 17, while the filtered data set (intact + combined failures) is summarized in Table 18.

Table 17. Summary of uniaxial compressive strengths – All failure types.

Lithology	N	Laboratory UCS (MPa)			COV [1]
		Min.	Max.	Avg.	(%)
Amphibolite	17	16	277	171	38
Metasediments	23	58	251	129	38
Pegmatite	14	20	105	70	35
Ultramafic	17	11	202	66	80

Codes **N** number of valid tests, **Min** minimum (MPa), **Max** maximum (MPa), **Avg** average (MPa), **COV** coefficient of variation.
Notes [1] COV = σ/μ = standard deviation (MPa) / average (MPa).
Low 0% < COV < 10%. **Moderate** 10% < COV < 30%. **High** COV > 30%.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 18. Summary of uniaxial compressive strengths – Intact and combined failure types.

Lithology	$N_i + N_c = N$	Laboratory UCS (MPa)			COV [1]
		Min.	Max.	Avg.	(%)
Amphibolite	10 + 5 = 15	107	277	188	24
Metasediments	7 + 5 = 12	58	251	142	42
Pegmatite	6 + 3 = 9	51	105	80	25
Ultramafic	8 + 3 = 11	30	202	88	62

Codes **N** number of valid tests, N_i number of tests with intact failure type, N_c number of tests with combined failure type, **Min** minimum (MPa), **Max** maximum (MPa), **Avg** average (MPa), **COV** coefficient of variation.
Notes **[1]** COV = σ/μ = standard deviation (MPa) / average (MPa).
Low 0% < COV < 10%. **Moderate** 10% < COV < 30%. **High** COV > 30%.

Table 19 presents the first and second quartiles for laboratory UCS values derived from tests exhibiting intact or combined failure types.

Table 19. Uniaxial compressive strength distribution from laboratory testing – Intact and combined failure types.

Lithology	Laboratory UCS (MPa)	
	Q1	Q2
Amphibolite	167	186
Metasediments	101	130
Pegmatite	62	86
Ultramafic	48	55

Codes **Q1** First quartile. **Q2** Median.

Comparison of the laboratory UCS results with the field-scale intact strength estimates derived from point-load tests (Section 5.1.1) indicates generally good agreement across the amphibolite, metasediment, and pegmatite units. Slight discrepancies in the ultramafic unit, where PLT-derived strengths tend to be lower.

Triaxial Compressive Strength

In triaxial compressive strength (TCS) tests, specimens are loaded axially to failure under constant confining pressure. From multiple TCS tests, a curve-fitting procedure can be used to determine the unconfined compressive strength (σ_{ci}) and m_i, two intact rock material constants required to assess the intact rock strength as well as the rock mass strength (more details in Section 5.1.4). As suggested by Hoek and Brown (2018), laboratory tests were conducted using the single-stage method rather than the multi-stage method. The tests were conducted across a range of confining pressures (σ_3), yielding a well-distributed dataset, representative of the expected stress levels.

TCS tests were completed on the four main lithological units. Table 20 summarizes the valid results from BBA (2024a) and BBA (2024b), and Alius Mine Consulting (2025). The results presented for

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

the amphibolite, metasediments, and pegmatite reflect only tests exhibiting intact-type failure. In contrast, the results for the ultramafic unit include all observed failure modes (intact, combined, and discrete). These results form the basis for developing the failure envelopes.

Table 20. Summary of triaxial compressive strength tests.

Lithology	Confinement, σ_3 (MPa)	Peak Axial Stress, σ_1 (MPa)		
		N	Avg.	COV [1] (%)
Amphibolite	1.0	2	265.6	30
Amphibolite	1.5	1	170.3	–
Amphibolite	2.0	1	270.6	–
Amphibolite	3.0	2	194.6	21
Amphibolite	5.0	4	237.3	34
Amphibolite	15.0	2	392.7	2
Amphibolite	25.0	2	408.1	18
Metasediments	1.3	1	126.3	–
Metasediments	1.5	1	189.8	–
Metasediments	5.0	1	234.2	–
Metasediments	15.0	3	250.1	36
Pegmatite	1.3	1	63.6	–
Pegmatite	1.5	2	125.8	52
Pegmatite	1.7	1	132.8	–
Pegmatite	5.0	3	254.5	5
Pegmatite	25.0	3	300.3	43
Ultramafic	1.0	2	84.2	87
Ultramafic	1.2	2	23.9	21
Ultramafic	1.3	2	39.8	31
Ultramafic	5.0	3	119.8	13
Ultramafic	15.0	2	129.5	21
Ultramafic	25.0	3	164.9	5

Codes **N** number of valid tests, **Avg** average (MPa), **COV** coefficient of variation.
Notes [1] COV = σ/μ = standard deviation (MPa) / average (MPa).
Low 0% < COV < 10%. **Moderate** 10% < COV < 30%. **High** COV > 30%.
Amphibolite, Metasediments and Pegmatite: Intact failure type. Ultramafic: All failure types.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Tensile Strength

Indirect tensile strength can be measured in laboratory using the Brazilian Tensile Strength (BTS) test. To estimate the direct tensile strength (DTS) from BTS tests, a correction factor must be applied, as BTS results tend to overestimate true tensile capacity. Perras and Diederichs (2014) suggests DTS/BTS correction ratios of 0.86, 0.82 and 0.70 for metamorphic, igneous and sedimentary rocks, respectively. Although the corrected DTS values may be used when developing failure envelopes, Hoek and Brown (2018) notes that applying a tension cutoff is generally more appropriate than directly incorporating tensile strength data into the Hoek-Brown envelope-fitting process.

As part of the BBA (2024a), BBA (2024b), and Alius Mine Consulting (2025) campaigns, a total of 126 BTS tests were performed (Table 21). Only a limited number of tests yielded valid results, as many samples failed diagonally across the loading points or along foliation planes. Sixteen (16) valid results were obtained and are summarized in Table 22. The corresponding DTS values, derived using the correction factors above, are presented at the end of this section, in Table 24.

Table 21. Summary of Brazilian tensile strength – All failure types.

Lithology	N	Laboratory BTS (MPa)			COV [1]
		Min.	Max.	Avg.	(%)
Amphibolite	44	4	25	10	48
Metasediments	36	2	14	10	22
Pegmatite	20	3	10	7	25
Ultramafic	26	3	14	8	40

Codes **N** number of valid tests, **Min** minimum (MPa), **Max** maximum (MPa), **Avg** average (MPa), **COV** coefficient of variation.
Notes [1] COV = σ/μ = standard deviation (MPa) / average (MPa).
Low 0% < COV < 10%. **Moderate** 10% < COV < 30%. **High** COV > 30%.

Table 22. Summary of Brazilian tensile strength – Intact failure types.

Lithology	N	Laboratory BTS (MPa)			COV [1]
		Min.	Max.	Avg.	(%)
Amphibolite	6	8	16	11	26
Metasediments	6	8	13	10	18
Pegmatite	4	6	10	8	23

Codes **N** number of valid tests, **Min** minimum (MPa), **Max** maximum (MPa), **Avg** average (MPa), **COV** coefficient of variation.
Notes [1] COV = σ/μ = standard deviation (MPa) / average (MPa).
Low 0% < COV < 10%. **Moderate** 10% < COV < 30%. **High** COV > 30%.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Elastic Properties

Elastic properties, namely Young's modulus (E_i) and Poisson ratio (ν), are typically obtained by measuring axial and lateral strains during uniaxial compression tests.

For the Shaakichiuwaanaan project, the intact Young's modulus was estimated based on modulus ratios (MR) and the unconfined compressive strengths (σ_{ci}). The modulus ratios were estimated from the literature, based on guidelines (Hoek, 2006), and σ_{ci} was obtained from failure envelopes (presented in the upcoming section) using average UCS values and individual TCS test results, as presented in previous sections. In summary, the intact Young's modulus is calculated using:

$$E_i = MR \times \sigma_{ci} \qquad \textit{(eq. 3)}$$

Where E_i = intact Young's modulus
MR = modulus ratio
σ_{ci} = unconfined compressive strength

Finally, the resulting intact Young's moduli were compared to literature values (Read and Stacey, 2009), as shown in Table 23.

Poisson's ratio for lithological units interpreted using the IMASS constitutive model was assigned as a function of GSI (see equation eq. 4). For other materials – such as overburden and host rock – Poisson's ratio was assumed to be 0.20, based on Read and Stacey (2009), and project experience.

$$v = 0.32 - 0.0015 \times GSI \qquad \textit{(eq. 4)}$$

Where GSI = Geological Strength Index rock mass classification (section 5.1.2)

Table 23. Summary of elastic properties.

Lithology	Modulus Ratio (–)		Intact Young's Modulus (GPa)		Similar Rock Type Found in Literature
	Literature [1]	Retained	Obtained [2]	Literature [3]	
Amphibolite	400–500	450	89.2	30-90	Amphibolites
Metasediments	200–1 100	250	38.3	N/A	Metasandstone/ Schistes
Pegmatite	300–550	425	51.2	35-75	Granite
Ultramafic	250–300	275	15.9	N/A	Igneous/Peridotite

Codes N/A no data available.
Notes [1] From Hoek (2006).
[2] Calculated from eq. 3.
[3] From Read and Stacey (2009).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Failure Envelopes

The intact Hoek–Brown failure envelopes developed for this study are presented in Figure 14. The resulting Hoek–Brown parameters – uniaxial compressive strength (σ_{ci}) and the material constant m_i – are summarized in Table 24.

The intact Hoek-Brown failure envelopes were developed for each relevant lithology of the Project, using valid triaxial compressive strength test data, including intact failure type for the amphibolite, metasediments, and pegmatite; and all failure types for the ultramafic unit. Through comparison with combination of different failure types and with values from literature for the resulting σ_{ci} and the m_i, the above-mentioned failure types were used to establish the most representative failure envelopes. Although the inclusion of discrete failures is not a conventional approach, doing so for the ultramafic unit resulted in a more realistic failure envelope, consistent with the expected mechanical behaviour of this lithology. The failure envelope was elaborated using average uniaxial compressive strength values for both intact and combined failure types for each lithology.

Failure envelopes were developed for each relevant lithology of the Shaakichiuwaanaan project using valid triaxial compressive strength test data. Only intact-type failures were used for amphibolite, metasediments, and pegmatite. For the ultramafic unit, all failure types (intact, combined, and discrete) were included due to the limited number of tests with intact and combined failure types.

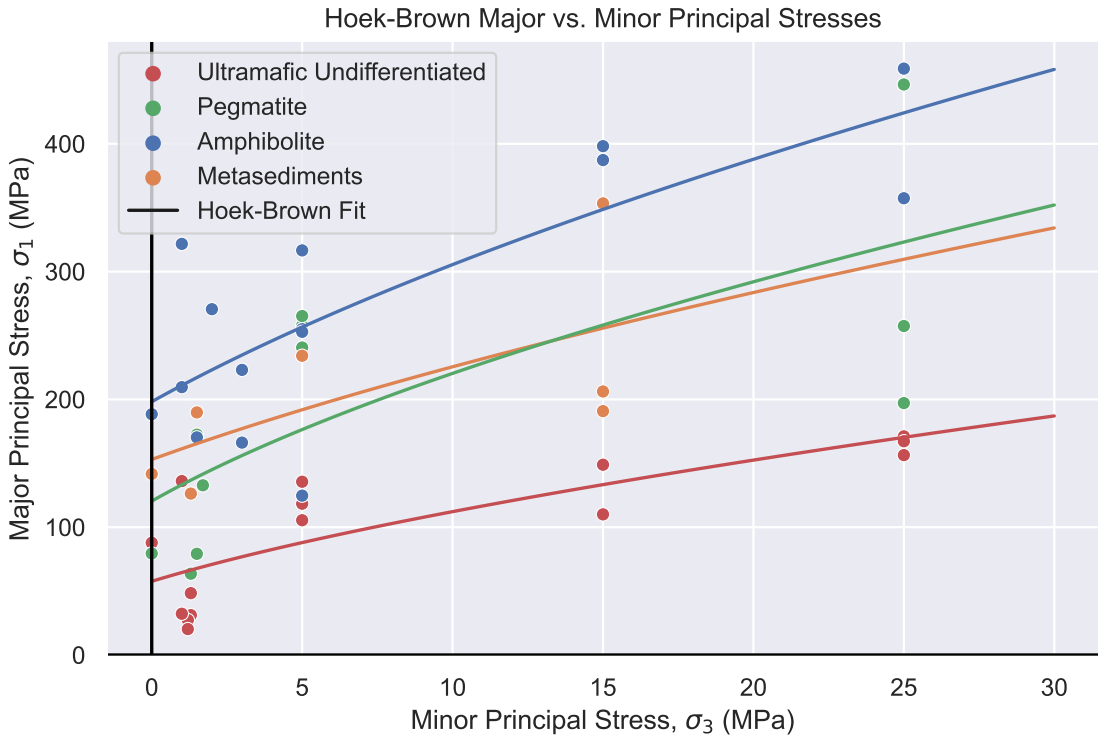


Figure 14. Intact rock Hoek-Brown failure envelopes.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Summary of Intact Rock Properties

A summary of the intact rock properties of the main lithologies is presented in Table 24.

Table 24. Summary of intact rock strength properties of main lithologies.

Lithology	Density (kg/m^3)	Compressive Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)	Young Modulus (GPa)	σ_{ci} (MPa)	Constant m_i (–)
Amphibolite	2 984	188	9.5	89.2	198	24.2
Metasediments	2 636	142	8.6	38.3	153	15.1
Pegmatite	2 876	80	6.6	51.2	120	24.7
Ultramafic	2 875	88	–	15.9	57.7	12.3

Codes σ_{ci} intact rock unconfined compressive strength, m_i Hoek-Brown intact rock constant.
Notes Compressive strength corresponds to the average uniaxial compressive strength from intact or combined failure types only. Tensile strength corresponds to the corrected average Brazilian tensile strength with suggested ratios of Perras and Diederichs (2014).

5.1.2 Rock Mass Classification

The quality of rock masses can be assessed from core logging of geomechanical drillholes or from mapping, using one or more classification methods. For the Shaakichiuwaanaan project, the quality of the rock masses was assessed from core logging of the fourteen (14) geomechanical drillholes presented in Section 3.2. Given that this Project includes both open pit and underground mines with an extent of 4.2 km, separate rock mass classifications were developed for each. Although the two mining areas are largely spatially distinct, local interaction occurs near the northeastern end of the open pit where underground workings approach the pit footprint (see Section 8.10). The drillholes used to establish the rock mass classifications are listed in Table 25.

Table 25. Summary of drillholes used in the open pit and underground mines rock mass quality assessment.

Mine	Drillholes Considered
Open pit	**(CV24-)** 456, 479, 663, 679, 684, 689, 777, 781
Underground	**(CV24-)** 447, 459, 469, 496, 663, 679, 684, 769, 783

Notes Some drillholes are considered in both the open pit and underground mine analyses due to their location.

The rock mass quality was evaluated using three classification systems:

- Rock Mass Rating, or RMR_{76} (Bieniawski, 1976)
- Q' and Q indices (Barton et al., 1974)
- Geological Strength Index, or GSI (Hoek, Carter, and Diederichs, 2013)

Details of RMR_{76} (Bieniawski, 1976) and the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) Q' and Q systems (Barton et al., 1974) are presented below, starting with the equations used to compute

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

each classification.

$$RMR_{76} = A + B + C + D + E \quad \textit{(eq. 5)}$$

Where A = rating for intact rock strength
B = rating for drill core rock quality designation (RQD)
C = rating for spacing of discontinuities
D = rating for condition of discontinuities
E = rating for groundwater

$$Q = Q' \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad \textit{(eq. 6)}$$

Where RQD = rock quality designation
J_n = joint set number
J_r = joint roughness number
J_a = joint alteration number
J_w = joint water reduction factor
SRF = stress reduction factor

For simplification, a J_w/SRF ratio of 1/1 was used for both open pit and underground classifications.

In this study, the GSI was evaluated using the joint condition rating and RQD, using the following equations:

$$GSI = 1.5 \times JCond_{89} + \frac{RQD}{2} \quad \textit{(eq. 7)}$$

Where $JCond_{89}$ = joint condition rating as defined by Bieniawski (1989)
RQD = rock quality designation as defined by Deere et al. (1967); the RQD value shall not exceed 80

$$JCond_{89} = 1.3 \times JCond_{76} \quad \textit{(eq. 8)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Where $JCond_{76}$ = joint condition rating as defined by Bieniawski (1976)
and $JCond_{76}$ = 25, Very rough surf.; not continuous; no separation; hard joint wall
= 20, Slightly rough surfaces; separation < 1 mm; hard joint wall
= 12, Slightly rough surfaces; separation < 1 mm; soft joint wall
= 06, Slickensided surfaces or gouges < 5 mm thick
or
Open joints 1-5 mm; continuous joints
= 00, Soft gouge > 5 mm thick
or
Open joints > 5 mm; continuous joints

Finally, RMR_{76}, GSI, Q, and Q' values were weighted by run length to reflect variation in logged interval lengths. To account for inherent rock mass variability, classification inputs are presented using lower and upper bounds (first and second quartiles). When sufficient data were available, the 25th and 50th percentiles of the cumulative distribution functions were used to support the underground mine design recommendations.

Open Pit

Tables 26, 27 and 28 summarize the rock mass classifications for the four main lithologies expected to be exposed in the final open pit walls.

Table 26. Summary of RQD – Open pit.

Lithology	RQD (%)				
	Q1	Q2	Q3	Avg.	COV [1] (%)
Amphibolite	69.0	87.5	96.4	79.4	28
Metasediments	56.9	77.3	89.7	68.8	41
Pegmatite	85.7	89.0	93.8	87.5	11
Ultramafic	62.5	74.6	84.7	72.1	26

Codes **RQD** rock quality designation, **Q1** first quartile, **Q2** median, **Q3** third quartile, **Avg.** average, **COV** coefficient of variation.
Notes [1] COV = σ/μ = standard deviation (MPa) / average (MPa).
Low 0% < COV < 10%. **Moderate** 10% < COV < 30%. **High** COV > 30%.

Table 27. Rock mass classifications – Open pit.

Lithology	RMR_{76}		GSI		Q		Q'	
	Q1	Q2	Q1	Q2	Q1	Q2	Q1	Q2
Amphibolite	60	64	64	71	8	12	8	12
Metasediments	50	59	50	64	4	12	4	12
Pegmatite	56	64	64	64	11	15	11	15
Ultramafic	53	60	59	64	6	9	6	9

Codes **Q1** First quartile, **Q2** Second quartile.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 28. Rock mass classification ratings – Open pit.

Lithology	RMR_{76} Rating		Q Rating	
	Q1	Q2	Q1	Q2
Amphibolite	Fair	Good	Fair	Good
Metasediments	Fair	Fair	Fair	Good
Pegmatite	Fair	Good	Good	Good
Ultramafic	Fair	Fair	Fair	Fair

Codes Q1 First quartile, Q2 Second quartile.

Underground Mine

During rock mass characterization of the underground mine area, trends in Q' indices were examined along the planned stopes, and no clear trend was established for lower values. The rock mass classification presented below is therefore deemed applicable across the entire underground area and and forms the basis for defining the geomechanical domains associated with the lithological units. Tables 29, 30, and 31 summarize the rock mass classifications for the four main lithologies in the underground mine area.

Table 29. Summary of RQD – Underground mine.

Lithology	RQD (%)				
	Q1	Q2	Q3	Avg.	COV [1] (%)
Amphibolite	78.2	88.8	95.6	83.8	20
Metasediments	71.3	84.5	93.7	80.1	22
Pegmatite	54.5	89.3	98.7	75.0	40
Ultramafic	59.9	78.8	91.1	76.1	24

Codes RQD rock quality designation, Q1 First quartile, Q2 Median, Q3 Third quartile, Avg. Average, COV coefficient of variation.
Notes [1] COV = σ/μ = standard deviation (MPa) / average (MPa).
Low 0% < COV < 10%. Moderate 10% < COV < 30%. High COV > 30%.

Table 30. Rock mass classifications – Underground mine.

Lithology	RMR_{76}		GSI		Q		Q'	
	Q1	Q2	Q1	Q2	Q1	Q2	Q1	Q2
Amphibolite	61	68	64	64	11	18	11	18
Metasediments	56	59	62	64	10	16	10	16
Pegmatite	46	69	44	78	7	18	7	18
Ultramafic	52	60	61	64	5	11	5	11

Codes Q1 first quartile, Q2 second quartile.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 31. Rock mass classification ratings – Underground mine.

Lithology	RMR_{76} Rating		Q Rating	
	Q1	Q2	Q1	Q2
Amphibolite	Good	Good	Good	Good
Metasediments	Fair	Fair	Fair	Good
Pegmatite	Fair	Good	Fair	Good
Ultramafic	Fair	Fair	Fair	Good

Codes Q1 first quartile, Q2 second quartile.

Although the rock mass quality classifications were derived from the geomechanical logging of BBA (2024a), BBA (2024b) and Alius Mine Consulting (2025) geomechanical logging, they were compared against the quick-log performed by Dahrouge on 315 drillholes from 2022-2024 covering the underground area. The comparison showed similar Q' values, supporting the adopted classification. Figure 15 shows shows the distribution of Q' values for the drillholes evaluated by Dahrouge, regardless of the lithology. The majority of the Q' values range from 4 to 40.

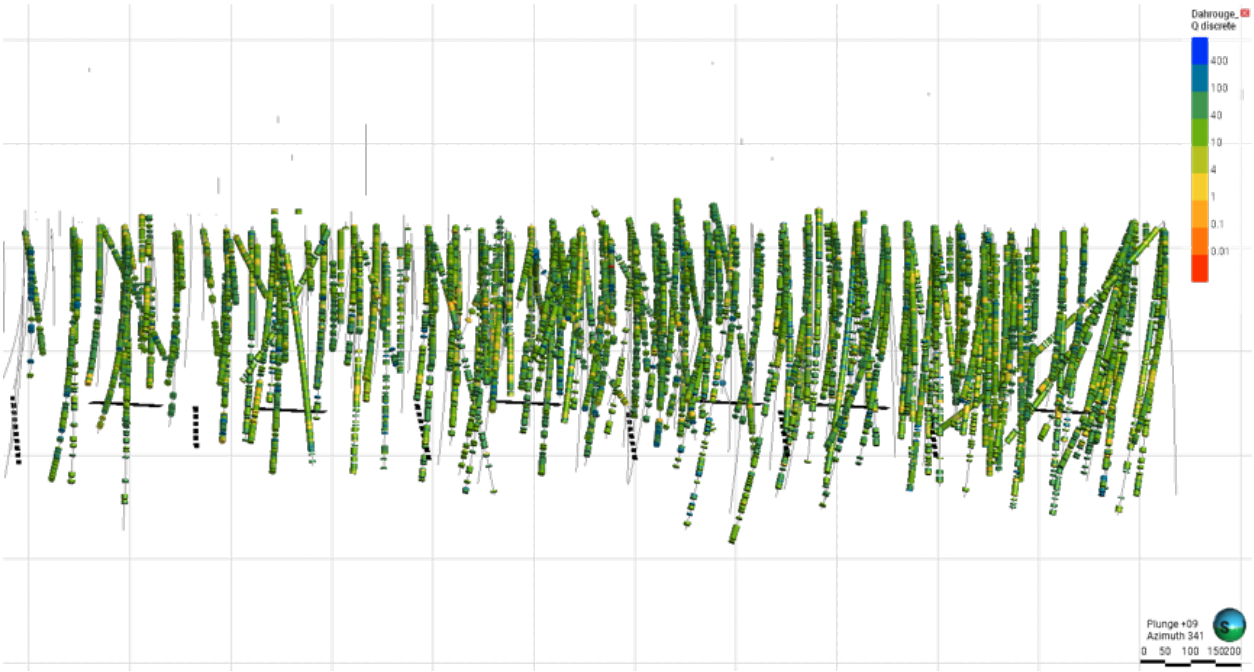


Figure 15. Evaluated Q' distribution from Dahrouge logged holes.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

RQD Model

RQD wireframes were provided by Dahrouge to represent zones of lower rock quality, defined as areas with RQD values below 40%. The model was built using the entire geological database (approximately 228 000 m of logged core). Several limitations were noted:

- Some low-RQD intervals observed in drillholes do not correspond to any modelled low-RQD lenses.
- Certain modelled lenses are not directly supported by low RQD measurements in adjacent drillholes, potentially overstating their lateral continuity.
- Most low-RQD lenses are oriented east–west, whereas the dominant fault trends strike northwest–southeast.

Despite these limitations, the model was used to examine the extent and continuity of low-RQD zones across both the open pit and underground mine areas. It is noted that the majority of the geological database displays high RQD values (Q1 = 97%; Q2 = 99%). The model is expected to be refined further during the detailed engineering phase.

For the open pit, when compared with the PEA pit design shown in Figure 16, some low RQD zones intersect the pit wall, though their extent is generally limited. The exception is a large lens extending from the top to the bottom of the pit along the north wall, which approximately corresponds to the location of fault plane FLT_1025. A review of the drillhole logs in the vicinity of this lens indicates that very few drillholes are drilled behind the pit wall. Indeed, only one hole behind the pit wall display a small interval with RQD values below 40%. Nevertheless, due to its spatial association with the fault, this feature should be taken into account during mining operations to adapt working practices accordingly.

For the open pit, comparison with the PEA pit design (Figure 16) shows that some low-RQD zones intersect the pit walls, but these occurrences are generally limited in size. The main exception is a larger lens extending from the top to the bottom of the north wall, spatially associated with fault plane FLT_1025.

A review of the drillhole logs in the vicinity of this lens indicates that very few holes are drilled behind the pit wall. Indeed, only one drillhole behind the pit wall displays a small interval with RQD values below 40%. Nonetheless, due to its spatial association with the fault, this feature should be taken into account during mining operations so that mining practices can be adjusted as needed.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

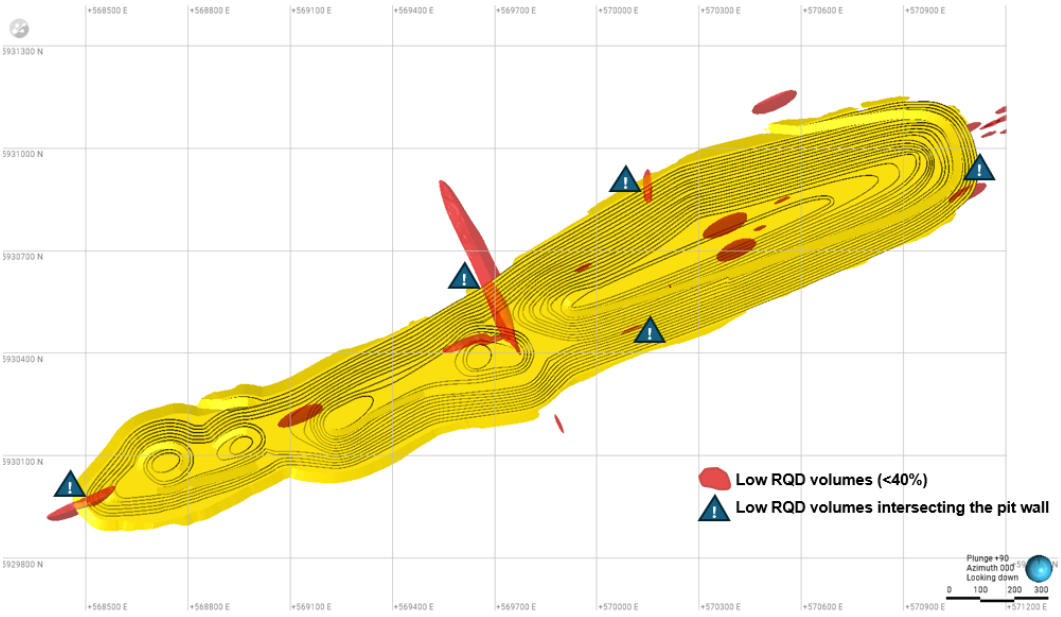


Figure 16. Modelled low RQD zones (<40%) in relation to the PEA open pit design.

In the underground mine area (Figure 17), several discontinuous low-RQD lenses are present, which is consistent with the scattered nature of low-RQD measurements in the drillhole data. No coherent structural or spatial trend can be established based on the available information.

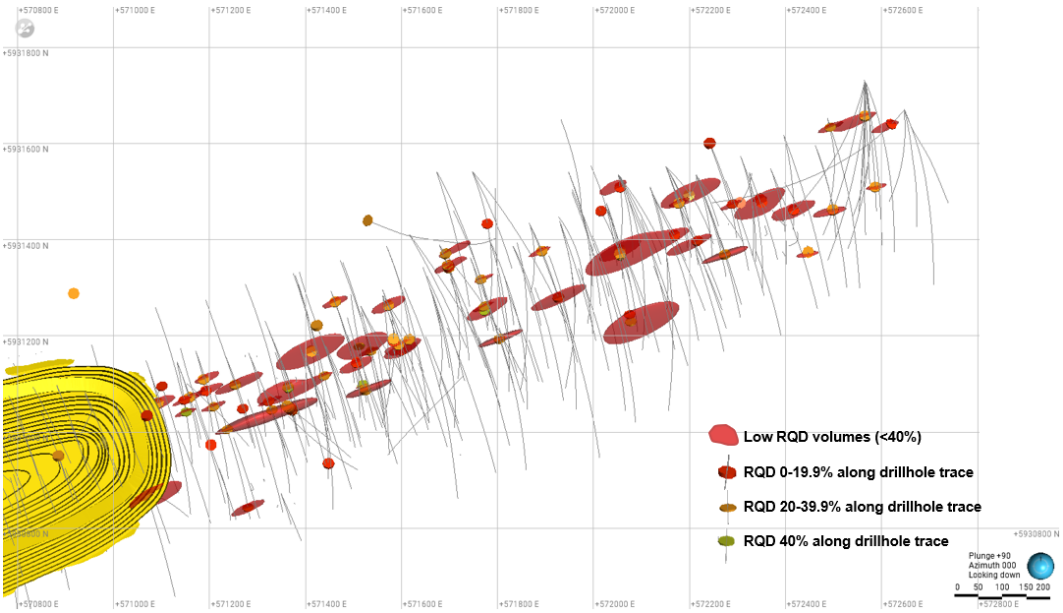


Figure 17. Modelled low RQD zones (<40%) within the underground mine area.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

5.1.3 Rock Mass Structures

Rock mass structures can be divided into two main categories: major structures – such as faults, folds, and metamorphic layering – and minor structures, including micro-bedding, small-scale folding, minor faults, joints, schistosity, and cleavage (Read and Stacey, 2009). Whereas major structures are discussed in Section 2.2.3, this section focuses on the discontinuities present within the rock mass, describing their properties, orientations, and general characteristics.

Shear Strength Properties

Shear strength of discontinuities is generally defined in terms of peak friction angle and cohesion, following the Mohr-Coulomb failure criterion (eq. 10). These parameters are determined through laboratory direct shear (DS) testing, in which a normal load is applied (perpendicular) to a discontinuity between two rock blocks while the shear stress required to induce relative displacement is continuously recorded.

$$\tau_{dp} = \sigma_N \cdot \tan \phi_{dp} + c_{dp} \qquad \textit{(eq. 9)}$$

Where τ_{dp} = discontinuity peak shear strength (MPa)
c_{dp} = discontinuity peak cohesion (MPa)
φ_{dp} = discontinuity peak friction angle (°)

In the residual condition – after peak strength has been exceeded and significant displacement has occurred along the discontinuity – the shear strength is given by:

$$\tau_{dr} = \sigma_N \cdot \tan \phi_{dr} + c_{dr} \qquad \textit{(eq. 10)}$$

Where τ_{dr} = discontinuity residual shear strength (MPa)
c_{dr} = discontinuity residual cohesion (MPa)
φ_{dr} = discontinuity residual friction angle (°)

For the Shaakichiuwaanaan project, twenty-one (21) discontinuities were tested in the amphibolite, metasediments, and ultramafic units (Alius Mine Consulting, 2025; BBA, 2024a; BBA, 2024b). No samples were collected from the pegmatite due to its relatively limited exposure on the final pit wall. Figure 18 presents the direct shear test results together with the interpreted peak and residual friction angles. The regression analyses shown in the figure were constrained to a y-intercept of 0 (i.e., zero cohesion), consistent with bench-scale conditions where blast-induced damage, fractured surface conditions, and low confining stresses are expected (Read and Stacey, 2009).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

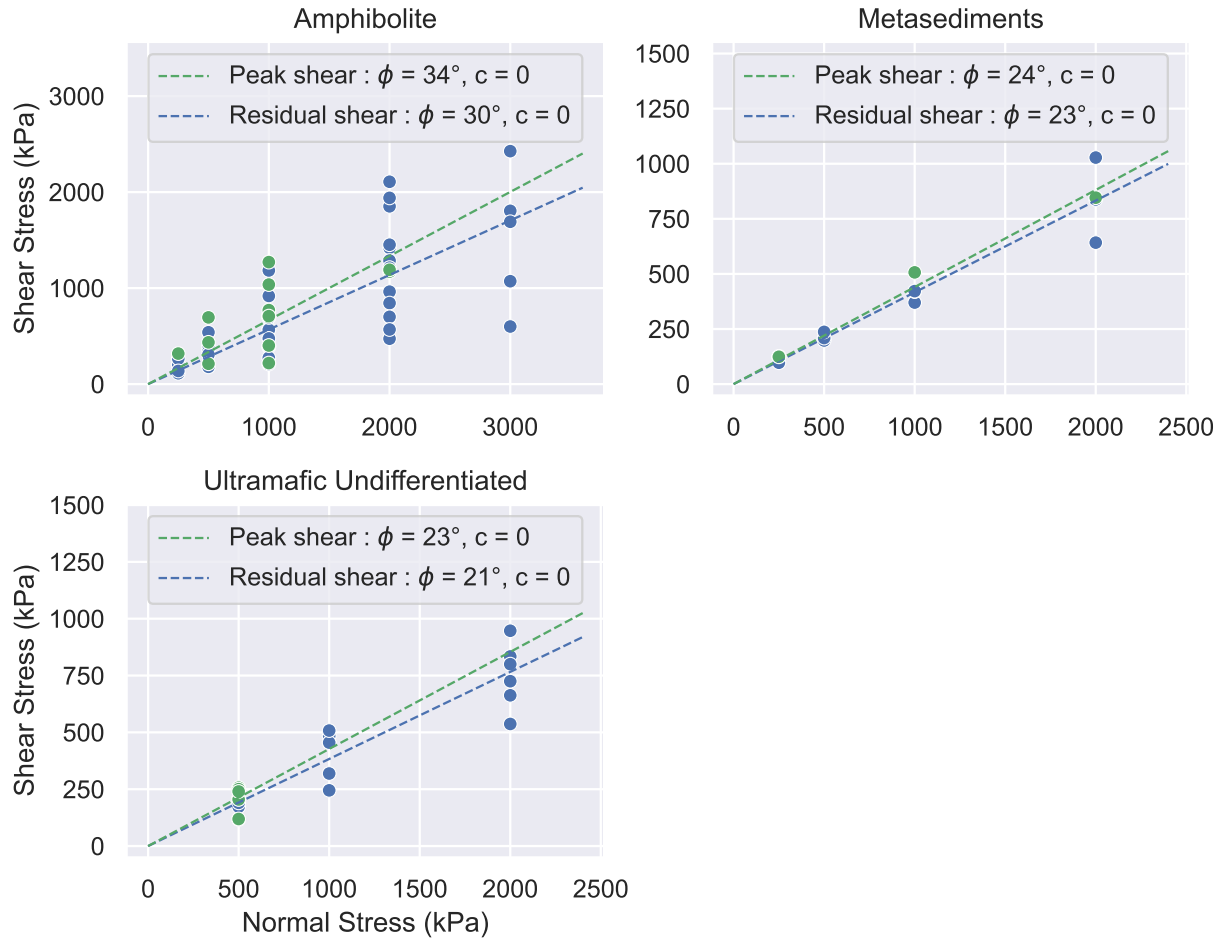


Figure 18. Direct shear test results for peak (green) and residual (blue) failures.

Table 32 summarizes the retained friction angles, defined as the average of the peak and residual values. Where multiple lithologies are interlayered along an exposed pit wall and cannot be reasonably distinguished in the analysis, a retained friction angle of 30° is applied. This assumption is particularly relevant for the eastern and western end walls of the pit.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 32. Summary of shear strength properties.

Lithology	Cohesion (kPa)	Peak Friction Angle (°)	Residual Friction Angle (°)	Retained Friction Angle (°)
Amphibolite	0	34	30	32
Metasediments	0	24	23	23.5
Pegmatite	0	N/A	N/A	32 [1]
Ultramafic	0	23	21	22.5

Codes N/A not applicable.
Notes [1] From conservative assumption based on Read and Stacey (2009): $\phi_{\text{Coarse-grained igneous rocks}}$ = 31-48°.

Orientation and Description

Televiewer surveys – optical televiewer (OTV) and acoustic televiewer (ATV) – are widely used to acquire high-resolution structural data directly from drillholes, including fracture orientations, spacing, and aperture characteristics. These data are used to define the geomechanical domains.

For the Shaakichiuwaanaan project, sixty-five (65) televiewer surveys were completed across both the open pit and underground mine areas. Table 33 summarizes the surveys considered in the structural analyses.

In the open pit area, forty-four (44) surveys from drillholes located within the pit footprint or within 100 m of the pit limit were included. In addition, three surveys from drillholes CV22-042, CV22-066, and CV22-069 were incorporated specifically to characterize the ultramafic undifferentiated unit. Although these drillholes are situated approximately 400–500 m east of the pit boundary, they were included due to the limited structural information available for this lithology.

For the underground mine area, twenty-six (26) televiewer surveys were available and included in the analysis.

Table 33. Summary of televiewer surveys used for structural analysis of the open pit and underground mine sectors.

Mine Sector	Drillholes Considered
Open pit	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 019, 022, 024, 040, 043, 048, 052, 055, 058, 065, 071, 074 **(CV23-)** 130, 152, 157, 164, 188, 194, 197, 217, 219, 223, 236, 243, 317, 364 **(CV24-)** 423A, 447, 456, 463, 479, 489, 493, 514, 521, 609, 623, 689, 739, 777, 781
Underground	**(CV22-)** 019, 021, 022, 024, 042, 047, 052, 055, 058, 063, 066, 069 **(CV23-)** 124, 130, 133, 152, 157, 194, 197 **(CV24-)** 447, 459, 463, 469, 496, 500, 514

Notes Some drillholes are considered in both the open pit and underground mine analyses due to their location.

Irrelevant features, such as veins, water levels, and casing bottoms, were excluded from the database because they do not contribute to the structural interpretation. The analysis focused on the following discontinuity types: open joints, closed joints, foliation, broken zones, faults, shears,

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

and contacts.

Table 34 presents the number of entries associated with each discontinuity type, while Table 35 summarizes the total number of entries for the four main lithologies. Both tables compile data from the sixty-five (65) televiewer surveys.

Table 34. Summary of structural data available per discontinuity type.

Discontinuity Type	Number of Entries
Closed joint	6 725
Open joint	1 906
Foliation	1 535
Fault	436
Contact	417

Note From the 65 televiewer surveys.

Table 35. Summary of structural data available for the main lithology type.

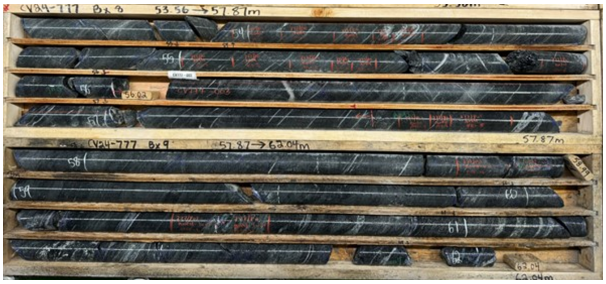
Lithology	Number of Entries
Amphibolite	9 785
Metasediments	2 969
Pegmatite	1 853
Ultramafic	856

Note From the 65 televiewer surveys.

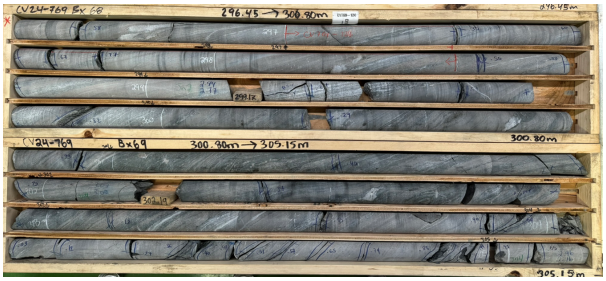
Foliation is a structural fabric that introduces anisotropy in the rock mass and can significantly affect the stability of mine excavations. As shown in Table 34, foliation was identified during the televiewer surveys; however, the actual occurrence is likely higher due to limitations inherent to the picking process during televiewer data interpretation. This primarily affects the estimation of average joint spacing for joint sets composed of foliation planes. In practice, when foliation is present, the true joint spacing is typically smaller than indicated, resulting in less favourable conditions for stability analysis.

At the Shaakichiuwaanaan project, foliation was identified across all lithological units, but is most prominent in the amphibolite, metasedimentary rocks, and the ultramafic undifferentiated unit. Figures 19a to 19c show representative core photographs where foliation is clearly visible.

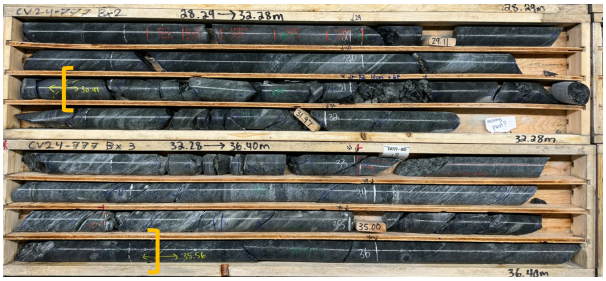
Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.



(a) Amphibolite.



(b) Metasediments.



(c) Ultramafic undifferentiated.

Figure 19. Foliation visible on the core picture of different rock types.

The description of discontinuities, including surface shape, roughness, alteration, infill thickness, and the number of joint sets, was recorded during logging. Figure 20 presents the distributions of the joint roughness (J_r), the joint alteration (J_a) and the joint set rating (J_n) by lithology, compiled from the fourteen (14) geomechanical drillholes.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

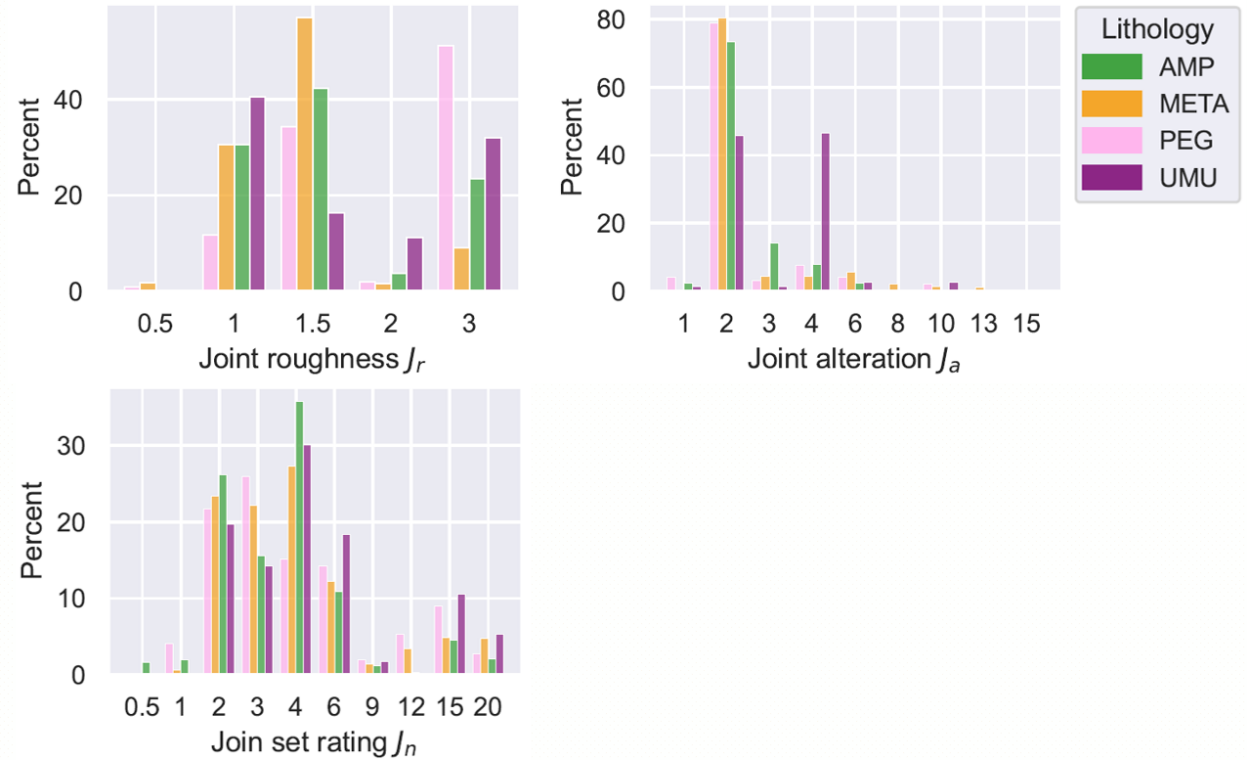


Figure 20. Characterization of discontinuities by lithology.

Open Pit

The interpretation of surveyed discontinuities is a critical component of the structural analyses required to support pit design. This section presents the structural characterization of the rock that will be exposed in the open pit walls and forms the basis for defining the geomechanical domains described in Section 6.

The Shaakichiuwaanaan open pit extends approximately 2.8 km in length. Given this scale, a detailed assessment of the spatial variability in joint set orientations (dip and dip direction) was required. To facilitate this analysis, the pit was subdivided into eight (8) zones, as shown in Figure 21. For each zone, stereographic projections of discontinuity poles were generated for the four main lithological units. The results indicate that joint-set orientations vary spatially across the pit, particularly from west to east.

The pegmatite unit exhibits a steep dip that effectively divides the host rock into a hanging wall to the northwest (north pit wall) and a footwall to the southeast (south pit wall). To evaluate potential differences in joint set orientations across this intrusive body, drillholes were classified based on whether they intersected the host rock north or south of the pegmatite. This approach allowed comparison of discontinuity orientations within the same lithology on both sides of the intrusion and supported subdividing the metasedimentary unit into northern and southern domains.

Appendix C presents the stereonets generated for each zone and lithological unit.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

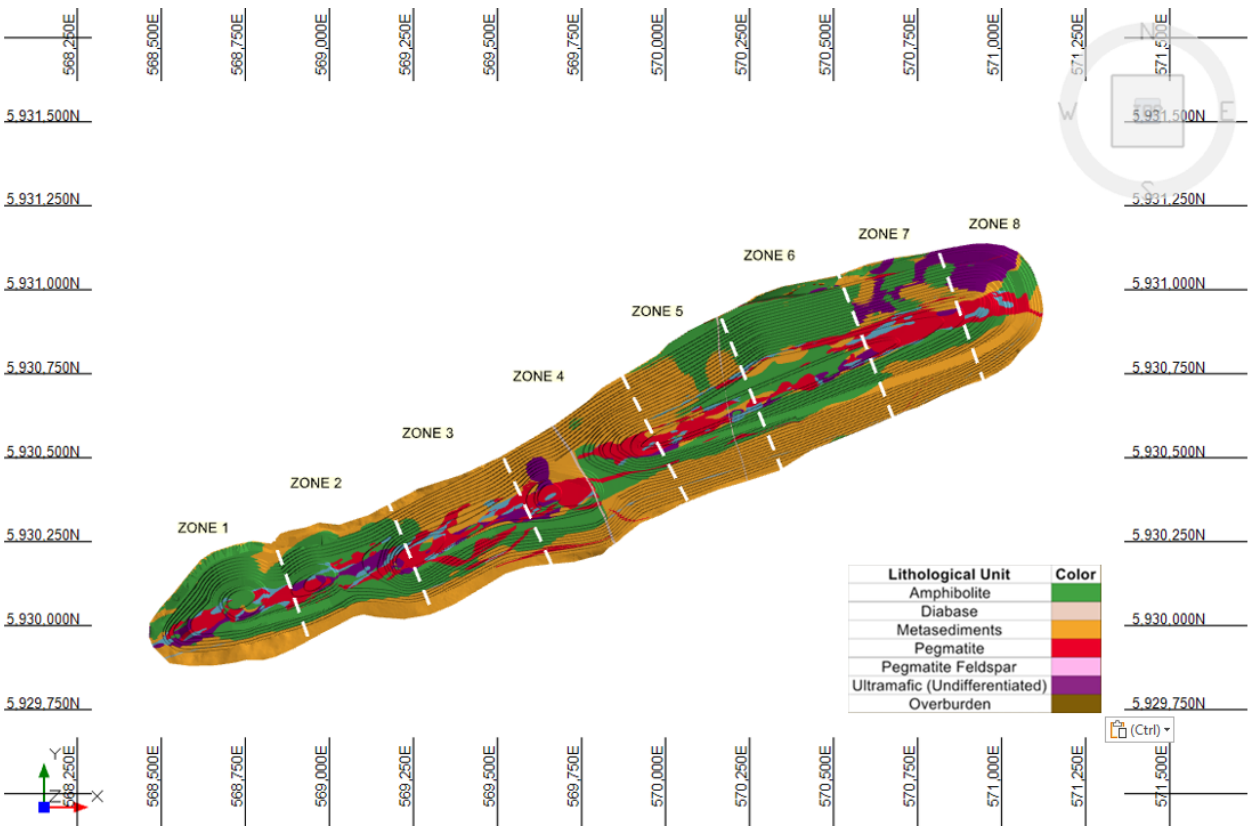


Figure 21. Open pit zones used for geomechanical domain definition.

This detailed spatial analysis of joint set orientations provided the basis for establishing geomechanical domains and for determining which televiewer surveys should be combined to develop representative structural datasets for subsequent kinematic analyses. For reference, the defined geomechanical domains and associated televiewer surveys are listed in Table 40 of Section 6. To spatially locate the geomechanical domains, the open pit was divided into three (3) general areas, as shown in Figure 22. The following nomenclature is adopted:

$$X_1X_2 - Lithology$$

Where X_1: general area (W=West, C=Central, E=East).
X_2: open pit wall (N=North, S=South, E=East, W=West, All= both south and north walls).
Lithology: corresponds to the lithology code; if more than one lithology is concerned, combination of first code letters is used, APU (**A**MP, **P**EG, **U**MU) and AMPU (**A**MP, **M**ETA, **P**EG, **U**MU).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

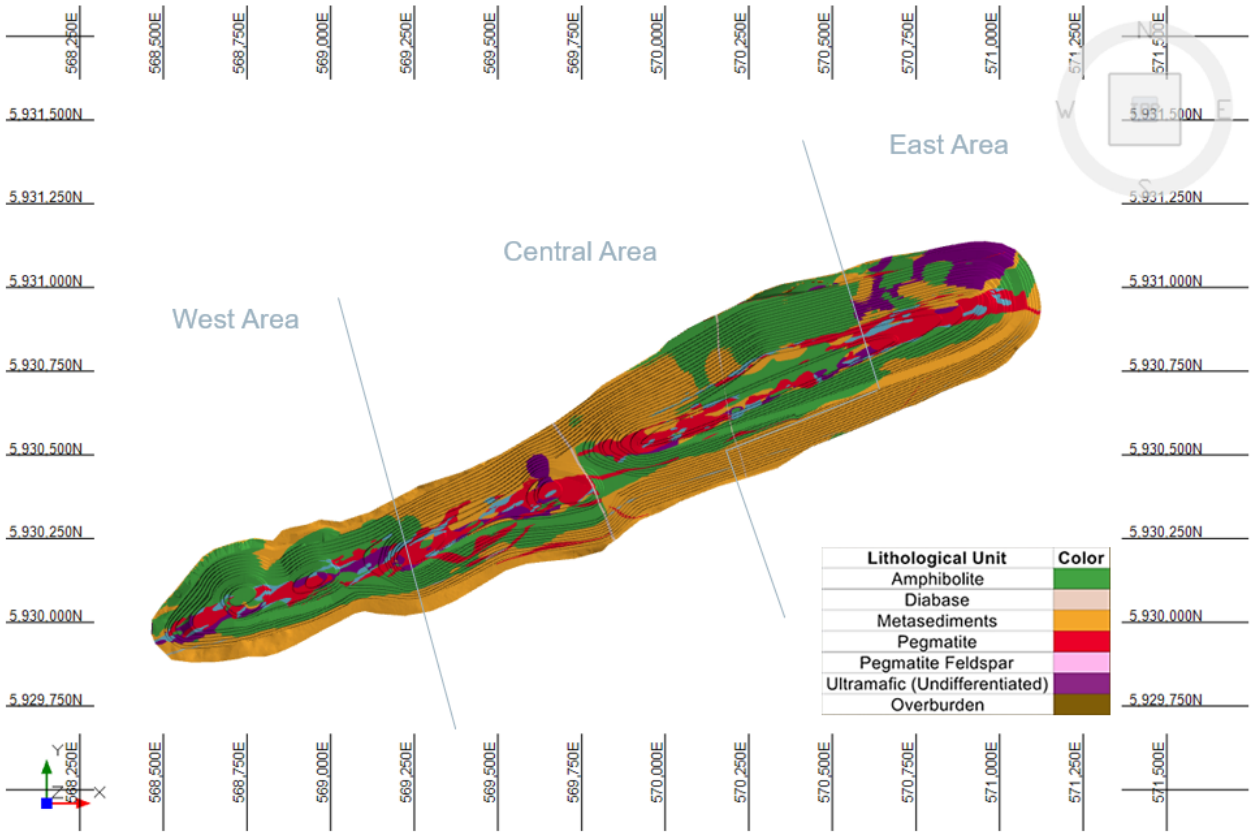


Figure 22. Open pit general area division.

The subdivision into eight (8) zones, together with the separation of the metasedimentary units into northern and southern sectors relative to the pegmatite intrusion, highlighted several areas with limited structural data. In several cases, these gaps occur because the televiewer-surveyed drillholes do not intersect the lithological units that will be exposed in the final pit wall. Consequently, for some geomechanical domains, data from adjacent zones were used to supplement the available information.

- → WS-META — No data available for Zones 1 and 2 META (South); data from Zones 1 and 2 META (North) were used instead.
- → CN-UMU & EN-UMU — Data for the UMU are limited; information from adjacent zones was used where available.

Table 36 presents a summary of the interpreted joint sets within the geomechanical domains. Along with the average pole dip and dip direction of the joint sets, this table displays the mean joint spacing and the number of poles for each defined set. These values, combined with other factors, such as comparisons with the previous geomechanical characterization (PEA), were used to classify the joint sets as major or minor. During the analysis, greater emphasis was placed on the major sets due to their significant influence on bench design, while the minor sets were considered to have limited potential impact. Note that JS1 sets typically include foliation planes; therefore, the

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

true average joint spacing for these sets is likely smaller than the value shown in this table.

Table 36 summarizes the interpreted joint sets within the geomechanical domains. The table includes the mean dip and dip direction for each joint set, mean joint spacing, and the number of poles used to define each set. These parameters, along with comparisons with previous geomechanical characterizations (PEA), were used to classify joint sets as major or minor. For the analyses, greater emphasis was placed on the major sets, while minor sets were assumed to have a limited impact. Note that JS1 typically includes foliation planes; therefore, the true average spacing of this set is likely smaller than the values shown.

Appendix B presents the stereographic projections (lower hemisphere) of the discontinuities and the interpreted joint sets for each of the geomechanical domains within the open pit.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 36. Interpreted joint sets per geomechanical domain – Open pit.

GMD (Fresh Rock)	Joint Set	Dip (°)	Dip Direction (°)	Mean Joint Spacing (m)	Number of Poles
WAll-AMP	JS1	71	157	2.30	241
	JS2	21	347	4.86	145
WW-APU	JS1	72	157	1.31	400
	JS2	17	002	3.40	284
WS-META	JS1	48	156	1.47	50
	JS2	31	002	3.90	83
	JS3	78	163	1.21	43
CN-META	JS1	49	164	1.03	194
CN-AMP	JS1	60	150	1.59	308
	JS2	22	332	3.03	112
	js3	29	159	2.27	89
CN-UMU	JS1	51	160	0.53	33
	js2	58	212	2.31	5
CS-META	JS1	55	152	0.71	125
	JS2	21	356	0.98	110
CS-AMP	JS1	53	157	1.50	604
	JS2	22	337	5.49	292
	JS3	77	334	3.59	227
EN-UMU	JS1a	29	162	1.24	21
	JS1b	58	152	0.42	39
EAll-AMP	JS1	47	158	1.31	350
	JS2	23	357	3.74	261
EN-META	JS1	51	163	2.37	36
	JS2	51	346	3.19	35
	js3	58	233	2.75	8
EE-AMPU	JS1	46	160	1.09	299
	JS2	22	350	3.87	243
ES-META	JS1	55	151	2.30	140
	JS2	30	343	5.76	72
WCE-PEG	JS1	77	156	3.47	92
	JS2	08	013	2.00	427
	JS3	77	340	3.26	137

Codes GMD geomechanical domain. Refer to Table 40 for GMD presentation.
Notes Capitalized JS: major joint set. Lowercase js: minor joint set.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Underground Mine

The main lithology considered for the underground analysis is the pegmatite; however, amphibolite, metasediments, and ultramafic rocks can also be exposed in the hanging wall and footwall. To identify the relevant joint sets, only the discontinuities surveyed in the twenty-six (26) drillholes that are located in the underground mine area were considered. Table 37 presents the interpreted joint sets defined for the underground analysis. Again, note that JS1 sets are usually the ones that include the foliation planes. Consequently, the average joint spacing for these sets is expected to be smaller than the value presented in this table.

Appendix B also shows the stereographic projections (lower hemisphere) of the discontinuities and the interpreted joint sets for each of the geomechanical domains in the area of the underground mine, prepared with *Dips* (Rocscience, 2024a).

Table 37. Interpreted joint sets per geomechanical domain – Underground mine.

GMD (Fresh Rock)	Joint Set	Dip (°)	Dip Direction (°)	Mean Joint Spacing (m)	Number of Poles
Metasediments	JS1	48	153	2.56	422
	JS2	26	343	4.66	145
Amphibolite	JS1	47	153	2.44	885
	JS2	25	344	7.97	568
	js3	64	340	10.73	310
Ultramafic	JS1	56	148	2.35	39
	JS2	29	153	3.73	63
Pegmatite	JS1	02	346	2.41	258
	JS2	87	341	4.78	62
	js3	89	042	6.80	14

Codes GMD Geomechanical Domain (fresh rock). Refer to Table 41 for GMD definitions.
Notes Capitalized JS: major joint set. Lowercase js: minor joint set.

5.1.4 Rock Mass Properties

Rock mass properties include the Young's modulus, Poisson's ratio and strength properties. The Young's modulus of the rock mass can be estimated using the following equation (Hoek and Diederichs, 2006):

$$E_{RM} = E_i \times \left[0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + \exp\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11} \right)} \right] \qquad \textit{(eq. 11)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Where E_{RM} = Young's modulus of rock mass (GPa)
E_i = Young's modulus of intact rock (GPa)
D = disturbance factor (due to stress redistribution and blasting damage)
Where D = 0.5, Controlled presplit or smooth wall blasting
= 0.7, Mechanical excavation effects of stress redistribution damage
= 1.0, Production blasting
* a transitional D relationship can be utilized (Rose et al., 2018)

The rock mass and intact rock Poisson's ratio are assumed to be equal. The resulting elastic rock mass properties are presented in Table 38.

The rock mass strengths are represented by either the Mohr-Coulomb or the Hoek-Brown criteria. The former criterion can be represented as follows (Coulomb, 1776):

$$\tau = \sigma_N \cdot \tan\ \phi + c \qquad \textit{(eq. 12)}$$

Where τ= shear strength (MPa)
σ_N = normal stress (MPa)
φ= friction angle (°)
c = cohesion (MPa)

In terms of the major and minor principal stresses (i.e., σ_1 and σ_3), the Mohr-Coulomb criterion is given by:

$$\sigma_1 = k \cdot \sigma_3 + \sigma_{cm} = \left(\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\right) \cdot \sigma_3 + \left(\frac{2\ c\ \cos\phi}{1-\sin\phi}\right) \qquad \textit{(eq. 13)}$$

Where σ_1 = major principal effective stress at failure (MPa)
σ_3 = minor principal effective stress at failure (MPa)
σ_{cm} = rock mass compressive strength (MPa)

The Hoek-Brown criterion takes the following form (Hoek and Brown, 2018):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \qquad \textit{(eq. 14)}$$

Where σ_{ci} = unconfined compressive strength of intact rock (MPa)
m_b, s, a = rock mass material constants

With

$$m_b = m_i\ \exp\left[\frac{GSI-100}{28-14D}\right] \qquad \textit{(eq. 15)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

$$s = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right] \quad \textit{(eq. 16)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left[\exp\left(\frac{-GSI}{15}\right) - \exp\left(\frac{-20}{3}\right)\right] \quad \textit{(eq. 17)}$$

Where m_i = intact rock material constant.

The rock mass compressive strength (σ_{RM}) and the rock mass tensile strength derived from the Hoek-Brown criterion can be evaluated using the following equations:

$$\sigma_{RM} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad \textit{(eq. 18)}$$

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad \textit{(eq. 19)}$$

The rock mass failure envelopes were derived using disturbance factors of 0.0 (undisturbed) and 0.7, combined with the GSI values obtained for the underground mine rock mass quality assessment. The resulting rock mass envelopes are presented in Figure 23.

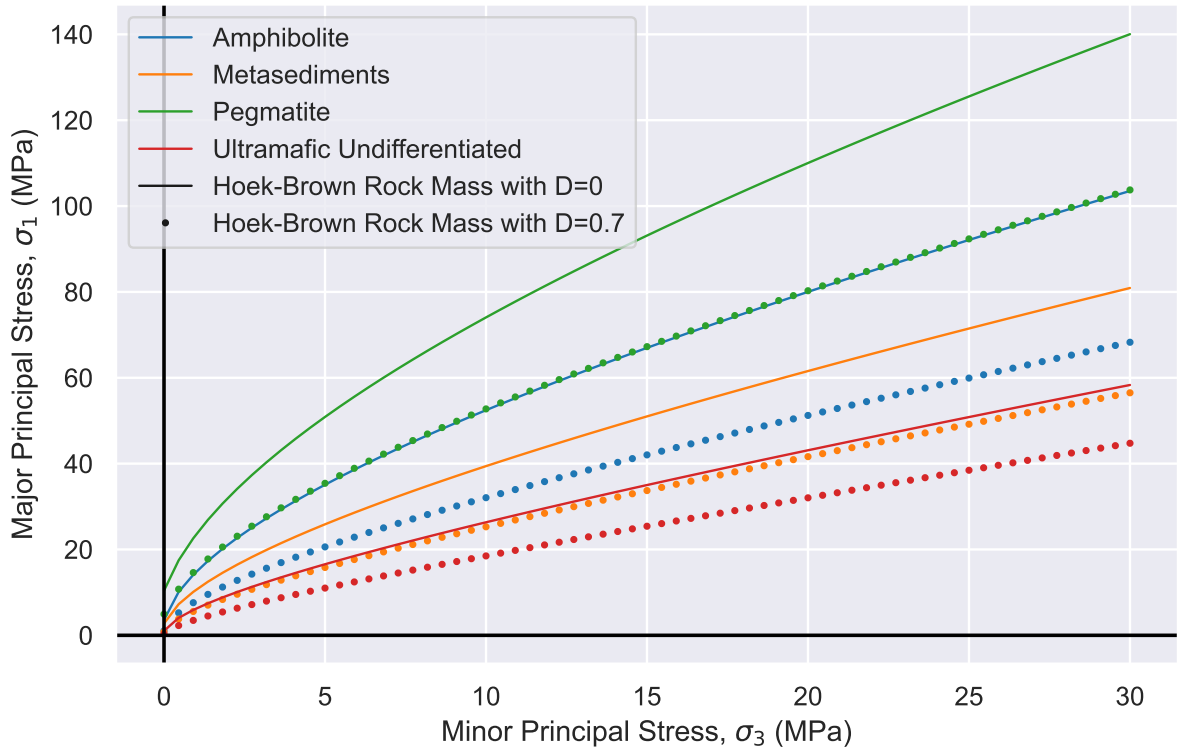


Figure 23. Rock mass failure envelopes.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Summary of Rock Mass Properties

The resulting rock mass properties are presented in Table 38.

Table 38. Summary of rock mass strength properties of main lithologies.

Lithology	Disturbance Factor (–)	s (–)	a (–)	Tensile Strength (MPa)	σ_{RM} (MPa)	Constant m_b (–)	E_{RM} (GPa)
Amphibolite	0.0	0.0183	0.502	-0.54	26.59	6.69	54.4
	0.7	0.0054	0.502	-0.32	14.43	3.35	22.4
Metasediments	0.0	0.0183	0.502	-0.67	20.53	4.17	23.3
	0.7	0.0054	0.502	-0.40	11.12	2.09	9.6
Pegmatite	0.0	0.0868	0.501	-0.93	35.41	11.26	43.9
	0.7	0.0412	0.501	-0.67	24.40	7.37	23.1
Ultramafic	0.0	0.0129	0.502	-0.31	7.74	3.40	9.7
	0.7	0.0054	0.502	-0.18	4.20	1.70	4.0

Codes **s, a** Hoek-Brown rock mass material constant, σ_{RM} rock mass compressive strength, m_b Hoek-Brown rock mass constant, E_{RM} Young's modulus of the rock mass.
Notes Rock mass tensile strength obtained from eq. 19.

5.2 In Situ Stress Conditions

As no in situ stress measurements were conducted at Shaakichiuwaanaan, stress states have been estimated based on two (2) nearby sites: Éléonore mine (Guido, 2019) and Hydro-Quebec's LG2 Project (Heidbach et al., 2025). The major principal stress (S1) is assumed to be horizontal and oriented parallel to the orebody, with a magnitude of 1.48 times the vertical stress component (σ_V), with a locked-in value of 10 MPa. The intermediate principal stress (S2) is assumed to be horizontal and perpendicular to the orebody, with a magnitude of 0.7 times the vertical stress component and a locked-in value of 7 MPa. The minor stress (S3), defined as the vertical stress (σ_V), is calculated from the material weight. Table 39 summarizes the in situ stress tensor considered for the Project. Figure 24 presents the retained k-ratio (i.e., σ_H/σ_v) against nearby measurements and literature.

Note that the principal stress being expected to be parallel to the orebody is favourable from a stope stability perspective. When the maximum principal stress aligns with the orebody, the potential for stress-induced block detachment or kinematic failure along joints is reduced, and the rock mass is generally better supported by the in situ stress field. This orientation, therefore, contributes to enhanced overall stability.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 39. In situ stress state assumptions.

Stress Component	Principal Stress Component	Magnitude Gradient (MPa)	Orientation	
			Trend (°)	**Plunge** (°)
Horizontal max (σ_H)	Major (S1)	0.040 × Z + 10	070	00
Horizontal min (σ_h)	Intermediate (S2)	0.019 × Z + 7	160	00
Vertical (σ_v)	Minor (S3)	0.027 × Z	–	90

Codes Z depth below surface, in meters.

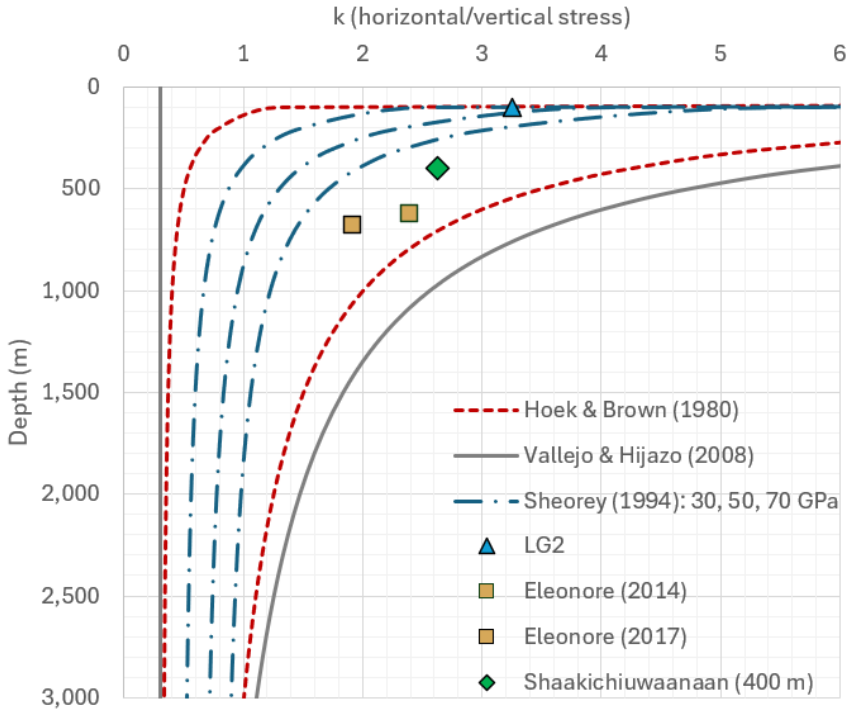


Figure 24. Comparison of the resulting k-ratio (σ_H/σ_v) at a depth of 400 meters against two nearby sites and literature.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

6 Geotechnical and Geomechanical Domains

Geotechnical and geomechanical domains refer to the division of the geotechnical/geomechanical model into several zones within the proposed limits of open pit and underground mines, which are also within the main weathering domains (i.e., soil and fresh rock). Geotechnical domains refer to materials that exhibit soil-like behaviour and share similar geological, structural, and material characteristics. Geomechanical domains refer to rock materials categorized based on one or several of the following: rock mass classifications, structure orientations (interpreted from stereographic projections), laboratory-derived strength envelopes, and/or expected rock mass behaviour. This section summarizes the geotechnical and geomechanical domains for open pit and underground mines.

Geotechnical and geomechanical domains represent subdivisions of the geotechnical/geomechanical model within the limits of the proposed open pit and underground mines, corresponding to the main weathering units (i.e., soil and fresh rock). *Geotechnical domains* refer to materials that exhibit soil-like behaviour and share similar geological, structural, and other characteristics. *Geomechanical domains* refer to rock materials expected to behave similarly based on rock mass classifications, structural orientations (interpreted from stereographic projections), and laboratory-derived strength envelopes. This section summarizes the geotechnical and geomechanical domains defined for the open pit and underground mines.

6.1 Open Pit

Within the pit footprint, only one geotechnical domain was identified, as the overburden materials across the site share similar characteristics. In contrast, several geomechanical domains were defined, each assigned to more than one lithological unit. These distinctions reflect spatial variations in geomechanical properties across the site, particularly related to structural orientations. Details of the open pit geotechnical and geomechanical domains are presented in Table 40.

The geomechanical domains were defined through a detailed analysis of spatial variations in discontinuity orientations across the open pit. The methodology involved subdividing the 2.8 km pit into eight zones and generating stereographic projections for each major lithological unit within each zone. Because the pegmatite intrusion separates the host rock into distinct north and south sectors, drillholes were classified accordingly, allowing comparison of structural orientations within the same lithology across the intrusion. This approach helped identify structural differences, which guided the subdivision into geomechanical domains, and highlighted areas with limited data coverage. Further details are presented in Section 5.1.3.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 40. Open pit geotechnical and geomechanical domains.

Domain (GTD/GMD)	Weathering Domain	Lithology Code	Considered Drillholes
GTD-ALL	Overburden	N/A	**(CV24-)** 542, 558, 562, 775, 779, 780, 782, 784, 785, 786, 787
WAll-AMP	Fresh rock	AMP	**(CV23-)** 217, 219, 223, 236, 243, 317, 364 **(CV24-)** 521, 739, 777
WW-APU	Fresh rock	AMP, PEG, UMU	**(CV23-)** 217, 219, 223, 236, 243, 364 **(CV24-)** 739, 777
WS-META	Fresh rock	META	**(CV23-)** 217, 219, 223, 236, 243, 317, 364 **(CV24-)** 521, 739, 777
CN-AMP	Fresh rock	AMP	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 048, 065 **(CV23-)** 164 **(CV24-)** 456, 463, 479, 489, 514, 609
CN-META	Fresh rock	META	**(CV22-)** 040, 043 **(CV23-)** 164, 188 **(CV24-)** 423A, 456, 689
CS-AMP	Fresh rock	AMP	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 040, 043, 048, 065, 071, 074 **(CV23-)** 164, 188 **(CV24-)** 423A, 456, 463, 479, 489, 493, 514, 609, 623, 689, 781
CS-META	Fresh rock	META	**(CV22-)** 071, 074 **(CV24-)** 489, 493, 623, 781
CN-UMU	Fresh rock	UMU	**(CV22-)** 040, 043, 071, 074 **(CV23-)** 188 **(CV24-)** 423A, 493, 623, 689, 781
EAll-AMP	Fresh rock	AMP	**(CV22-)** 019, 022, 024, 055, 058 **(CV23-)** 130, 152, 157, 194, 197 **(CV24-)** 447
EN-UMU	Fresh rock	UMU	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 019, 022, 024, 055, 058, 048, 065, 066, 069, 042 **(CV23-)** 130, 152, 157, 194, 197 **(CV24-)** 447, 463, 479, 514, 609
EN-META	Fresh rock	META	**(CV22-)** 048, 052, 055 **(CV23-)** 152, 157 **(CV24-)** 514, 609
ES-META	Fresh rock	META	**(CF21-)** 002 **(CV22-)** 022, 024, 058, 065 **(CV23-)** 194, 197 **(CV24-)** 447, 463, 479
EE-AMPU	Fresh rock	AMP, PEG, META, UMU	**(CV22-)** 024, 052, 055, 058 **(CV23-)** 130, 152 **(CV24-)** 447
WCE-PEG	Fresh rock	PEG	**(CF21-)** 001, 002, 003 **(CV22-)** 022, 024, 040, 043, 048, 052, 055, 058, 065, 071, 074 **(CV23-)** 130, 188, 194, 197, 217, 219, 223, 236, 243, 317, 364 **(CV24-)** 423A, 447, 456, 463, 479, 489, 493, 521, 609, 739

Codes N/A Not applicable; GTD Geotechnical Domain; GMD Geomechanical Domain.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

6.2 Underground Mine

As described in Section 5.1.2, the geomechanical domains for the underground mine are based solely on rock mass classification and are therefore directly aligned with the lithological units, without further spatial subdivision. Details of the underground mine geomechanical domains are provided in Table 41.

Table 41. Underground mine geomechanical domains.

Domain (GMD)	Lithology Code	Weathering Domain	Considered Drillholes
UG-AMP	AMP	Fresh rock	**(CV24-)** 447, 459, 469, 496, 663, 679, 684, 769, 783
UG-META	META		
UG-PEG	PEG		
UG-UMU	UMU		

Code GMD Geomechanical Domain.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

7 Open Pit Design Guidelines

The development of slope design guidelines for open pits aims to achieve the steepest feasible slope angles to maximize resource recovery and reduce waste handling, while managing safety risks to personnel and equipment. These guidelines are established using a risk-based approach to derive slope recommendations that align with an acceptable level of risk. The open pit stability analyses incorporate this framework by applying design targets for factors of safety (FoS), spill containment requirements (catch bench sizing), and probabilities of failure (PoF), recognizing that zero risk is neither realistic nor desirable. In practice, open pit slopes are often considered overly conservative if no instabilities occur during operations. Consequently, a certain level of instability is expected and should be managed appropriately throughout the pit's development, operation, and closure phases.

7.1 Terminology and Definitions

The open pit wall terminology used in the upcoming sections is detailed in Figure 25.

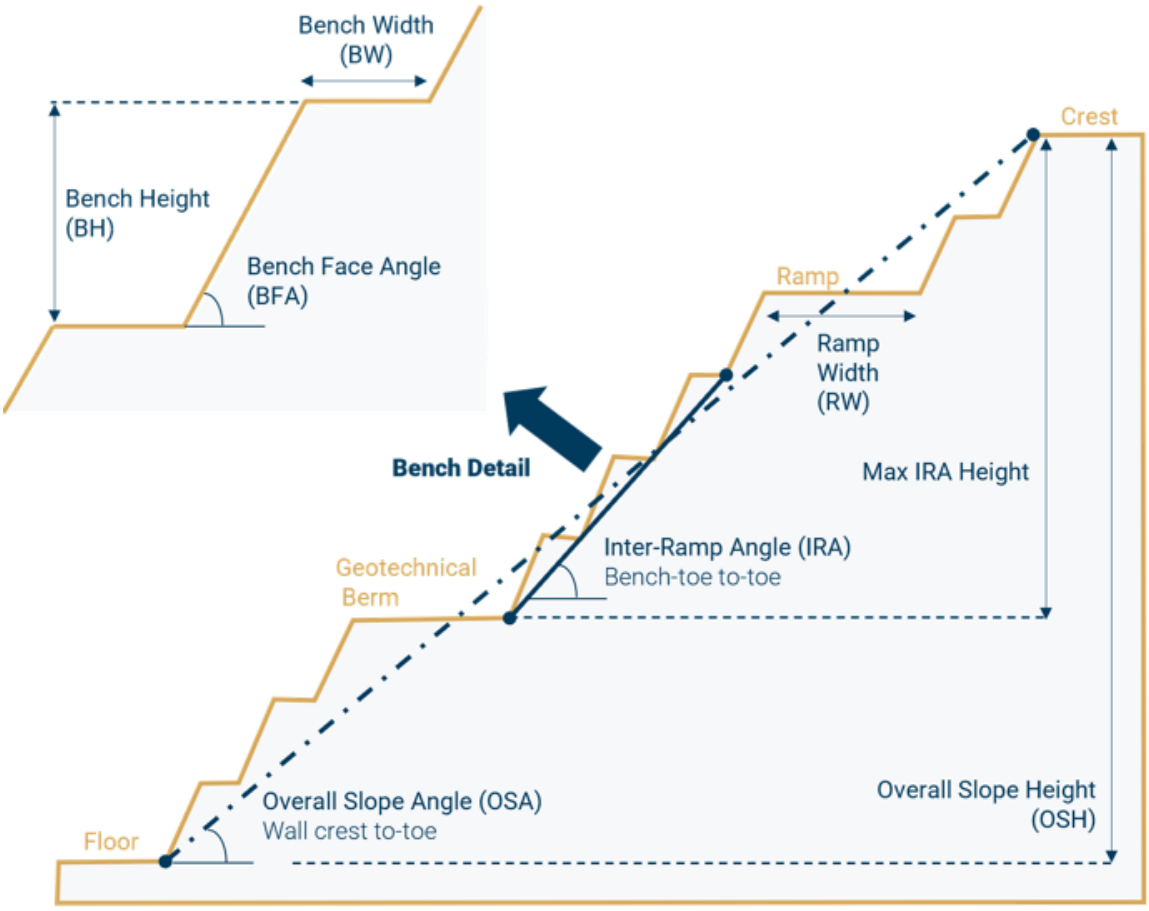


Figure 25. Pit wall terminology used in the report (modified from Read and Stacey, 2009).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

In addition to the terminology described above, the proposed design approach relies on several key concepts and probability definitions:

- **Blocks** – Used as a generic term for either planar or wedge failures.
- **Crest Loss** (backbreak) – Represents the portion of the catch bench width removed during blasting or scaling operations. This lost width is deducted from the designed bench width to determine the effective catch bench width available to retain rockfall debris.
- **Probability of Occurrence** (PoO) – Defined as the probability of encountering kinematically valid blocks. The criteria for kinematic validity depend on the failure mechanism. For planar failures, a block is considered valid if the strike of the discontinuity falls within a lateral tolerance of 20° from the slope orientation (Goodman, 1989), and if the dip of the plane is shallower than the bench face angle. For wedge failures, a block is valid if the line of intersection formed by two discontinuities daylights toward the interior of the pit and if its plunge is shallower than the bench face angle. The approach does not assume an initial bench face angle, allowing a full range of geometries to be kinematically tested.

$$PoO = \frac{N_v}{N_t} = \frac{Number\ of\ valid\ blocks}{Total\ number\ of\ blocks} \qquad \textit{(eq. 20)}$$

- **Probability of Sliding** (PoS) – Defined as the probability of a kinematically valid block to fall, which corresponds to a factor of safety below one (1). The factor of safety of each valid block is calculated using a limit-equilibrium method.

$$PoS = \frac{N_f}{N_v} = \frac{Number\ of\ sliding\ blocks\ (FoS < 1)}{Number\ of\ valid\ blocks} \qquad \textit{(eq. 21)}$$

- **Probability of Failure** (PoF) – Defined as the product of the probability of occurrence and the probability of sliding, representing the probability of generating unstable blocks.

$$PoF = PoO \times PoS = \frac{N_f}{N_t} = \frac{Number\ of\ sliding\ blocks\ (FoS < 1)}{Total\ number\ of\ blocks} \qquad \textit{(eq. 22)}$$

- **Spill Contained** – Refers to the probability that failed blocks (i.e., falling blocks) are completely retained on the effective catch bench.

$$Spill\ Contained = \frac{Number\ of\ contained\ blocks\ on\ catch\ bench}{Total\ number\ of\ failed\ blocks} \qquad \textit{(eq. 23)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

→ **Spill Length for a Planar Failure** (S_p) – The distance travelled downslope by failed material following a planar sliding event.

$$S_p = H \times \left(\frac{\sin(90° - \phi)}{\tan(\phi)} + \cos(90° - \phi) \right) \quad \textit{(eq. 24)}$$

Where H = maximum length perpendicular to hypotenuse of the failed material (m)
ϕ = angle of repose of failed material (°)

$$H = \sqrt{\frac{2 \times A_S}{\frac{1}{\tan(\phi)} + \frac{1}{\tan(\theta - \phi)}}} \quad \textit{(eq. 25)}$$

Where A_S = area of the failing plane section (m^2)
θ = bench face angle (°)

→ **Spill Length for a Wedge Failure** is defined as the distance reached by the broken material if the block fails and is calculated as the largest of the two potential spill lengths, S_{w1} and S_{w2}, as described in Gibson et al. (2007):

$$S_{w_1} = \sqrt[3]{\frac{6KV}{\pi} \times \left(\frac{\tan\theta - \tan\phi}{\tan\phi \times \tan\theta} \right)} \quad \textit{(eq. 26)}$$

$$S_{w_2} = \sqrt{\frac{6KV}{L} \times \left(\frac{\tan\theta - \tan\phi}{\tan\phi \times \tan\theta} \right)} \quad \textit{(eq. 27)}$$

Where S_{w_1} = spill length corresponding to a conical spill (m)
S_{w_2} = spill length corresponding to a pyramidal spill (m)
K = swell factor
V = volume of block (m^3)
L = length of wedge (m)
θ = bench face angle (°)

→ **Risk** is defined as the probability that a failed block will travel beyond the effective catch bench width. It represents the combined likelihood of a block both failing and not being retained on the catch bench. It is calculated as:

$$Risk\ (\%) = \frac{PoF\ (\%) \times [100 - Spill\ Contained\ (\%)]}{100} \quad \textit{(eq. 28)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

7.2 Design Acceptance Criteria

The design criteria used for the stability analyses are presented below.

Overburden

A minimum factor of safety (FoS) of 1.3 was targeted for the static analyses (1.1 for dynamic analyses), as the soil slopes pose a limited risk to the overall pit stability due to their relatively low height and the possibility of implementing corrective measures after excavation, if required. In addition, since the lower and thickest stratigraphic unit is till, it is assumed that the groundwater level will gradually decline as mining progresses, remaining within the base of the till layer.

Fresh Rock

The recommendations for the open pit slope angles are developed in accordance with the design acceptance criteria proposed by Read and Stacey (2009). Table 42 presents the static and pseudo-static (dynamic) factor of safety (FoS) and the probability of failure (PoF) criteria for various scales (i.e., bench, inter-ramp and overall).

Table 42. Design acceptance criteria (reproduced from Read and Stacey, 2009).

Slope Scale	Consequences of Failure [2]	Acceptance Criteria [1]		
		Minimum Static FoS	Minimum Dynamic FoS	Maximum PoF P[FoS<1]
Bench	Low-High	1.1	N/A	25–50%
Inter-ramp (IRA)	Low	1.15–1.2	1.0	25%
	Medium	1.2	1.0	20%
	High	1.2.–1.3	1.1	10%
Overall (OSA)	Low	1.2–1.3	1.0	15–20%
	Medium	1.3	1.05	5–10%
	High	1.3-1.5	1.1	<5%

Codes N/A not applicable, FoS factor of safety, PoF probability of failure.
Notes [1] Needs to meet all acceptance criteria.
[2] Acceptable risk can be defined using a semi-qualitative risk matrix: consequence vs. likelihood.

Regarding the catch bench containment, Read and Stacey (2009) state that: "In the case of retention capacity, it is neither practicable nor economical to design the benches to contain the spillage from every potential sliding plane or wedge failure in the benches above. Instead, the limit is set to the failed volume that can reasonably be contained on the bench. Usually, this is 70–85% of the potential failed volumes.".

When designing benches, the bench width (BW) is the principal parameter used to ensure adequate catchment and containment of potential rockfall. Bench width (BW) is generally assessed using the empirical equation proposed by Ryan and Pryor (2000):

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

$$BW = 0.2 \times BH + 4.5 \quad \textit{(eq. 29)}$$

Where BH = bench height (m)

A minimum safety factor of 1.5 is targeted for both the IRA and the OSA. Compliance with this requirement is verified through modelling that incorporates bench parameters and ramp design for the IRA, as well as geotechnical berms for the OSA.

Through a risk-based approach, presented in section 7.3, bench design parameters aim to meet several design criteria:

- As indicated in Table 42, the target probability of failure (PoF) for planar or wedge failures in bench design is limited to a maximum of 25 to 50%.
- At least 70% of spills resulting from failed blocks must be fully contained on the catch benches.
- The minimum recommended bench width is 8.5 m, based on eq. 29, assuming a bench height of 20 m.
- The maximum bench face angle, as defined in accordance with PMET, is set to 75°.
- The maximum acceptable risk – which governs the spill containment requirements in eq. 28 – is defined in accordance with PMET and set to 5%.

For the Project, the adopted bench design criteria are summarized in Table 43.

Table 43. Summary of adopted bench design criteria and assumptions.

Design Criteria	Criteria
Bench face angle range	40–80°
Maximum predefined BFA	75° for the main pit walls
Maximum PoF	Target of 30% [1]
Backbreak assumption	1.5 m [2]
Bench height	20 m (double bench configuration)
Minimum bench width	8.5 m
Minimum spill containment	70% of spills to be completely retained
Maximum acceptable risk	5% [2]

Notes [1] Can be higher depending on other factors: risk evaluated, unit exposure on wall, spill width evaluation.
[2] For the design criteria standardization step, a backbreak of 1 m was assumed acceptable on the south walls.
[3] Can be higher depending on other factors: unit exposure on wall, involved joint sets' characteristics.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

7.3 Methodology

For the purposes of this Project, different design approaches have been applied depending on the material type and the scale of analysis. The materials are divided into two primary domains: soils (overburden) and fresh rock. Accordingly, the open pit slope stability has been assessed using the following methodology:

01. **Soils – Overburden Slopes**
    → Limit equilibrium analysis (LEA)
02. **Rock – Bench Scale**
    → Kinematic analyses
    → Limit equilibrium analysis (LEA)
03. **Rock – Inter-Ramp Scale & Overall Scale**
    → 3D numerical modelling

Details of the analyses methodology are presented in the following sections.

Overburden Slopes

Slope design criteria for the overburden were established through 2D limit equilibrium analyses using *Slide2* (Rocscience, 2025b). This software enables the evaluation of slope stability under a range of geological, groundwater, and loading conditions by incorporating the geometry, stratigraphy, and shear strength parameters of each material unit. External forces such as pore pressures, seismic loading, and reinforcement elements can also be included.

The analyses were performed using the Spencer and GLE/Morgenstern-Price methods, both of which account for interslice forces. These methods provide a realistic representation of complex geometries and variable material conditions, enabling a reliable estimate of the factor of safety.

Because the stratigraphic layers were not sufficiently defined to support realistic cross-sections around the pit area, stability analyses were completed using theoretical slope profiles. A slope height of 20 m was adopted, representing the typical maximum height expected near the mine. However, the specific height has limited influence on the results, as cohesion was not included in the material properties.

Bench Scale

Understanding and identifying the potential failure modes at the bench scale is a key component of an appropriate design. The three (3) basic mechanisms of structurally controlled failures in rock slopes are planar failures, wedge failures and toppling failures, as described below:

01. **Planar Failure** is kinematically possible when a discontinuity plane is less inclined than the slope face (daylights) and at an angle steeper than the friction angle. Planar failures will generally only develop to a significant extent if the strike of the joint is within ±20° from the strike of the rock slope.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

02. **Wedge Failure** is kinematically possible when the plunge of the intersection of two planes (sliding vector) is less inclined than the slope face (daylights) and at an angle greater than the combined friction angle, which is determined from the characteristics of each plane that forms the wedge. Wedge failures will develop to a significant extent if the azimuth of the line of intersection is within ±45º from the dip direction of the slope face.

03. **Toppling Failure** may develop when a rock mass contains multiple, parallel, steeply dipping continuous geological structures, such as continuous joints/foliation planes, that strike nearly parallel to the strike of the rock slope face. Toppling failure will generally only develop when the strike of the structures is within ±20º from the azimuth of the slope face. Kinematically, the potential for toppling failure is determined by the spacing (separation), inclination, and continuity of the toppling blocks, as well as the slope angle. Wide spacing or discontinuous structures will mitigate the potential for toppling.

A clear understanding of the geomechanical context is required before performing bench-scale stability assessments. For the Shaakichiuwaanaan project, geomechanical characterization (Section 5) identified the geomechanical domains and major discontinuity sets through stereographic projection analysis. Expected lithologies along the pit walls were then reviewed to subdivide the pit into sectors based on both geomechanical domains and slope orientations.

Following this sectorization, bench-scale stability analyses were completed using the risk-based approach described below and illustrated in Figure 26.

01. **Assessment of PoO, PoS and PoF**
    - → For a defined range of bench face angles, the probabilities of planar and wedge occurrence, sliding and failure (eq. 20, eq. 21 and eq. 22) are calculated using limit equilibrium analyses. Planar failures are evaluated using an Alius in-house *Python* code, while wedge failures are evaluated using *SWedge* (Rocscience, 2024b). Post-processing of all results is also completed using an in-house *Python* script.
    - → For planar sliding assessments, all surveyed discontinuities are initially considered, followed by a targeted analysis that includes only discontinuities belonging to major sets.
    - → For wedge analyses, when a sector contains more than 500 discontinuities, random sampling is used to reduce the dataset to 500 entries for computational efficiency. The sampled dataset is validated to ensure major joint sets remain adequately represented.

02. **Evaluation of Potential Spill Length**
    - → At each BFA, spill lengths are computed for both planar and wedge failures (eq. 24, eq. 26, and eq. 27). Only wedges exceeding 2 m^3 are considered at this stage, as smaller blocks are assumed to be manageable operationally.

03. **Identification of the Limiting Design Factor**
    - → The limiting factor corresponds to one of the following:
        - Planar or wedge failure probabilities exceed an acceptance criterion.
        - Spill width requirements exceed the minimum allowable bench width.
        - The predefined maximum bench face angle is reached.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

04. **Selection of Bench Face Angle**
    - → The BFA associated with the higher IRA that respects all predefined criteria is retained as the "Selected BFA".
05. **Bench Width Requirement**
    - → The evaluation of spill containment requirement is obtained using the risk equation (eq. 28), based on the maximum acceptable risk and the PoF associated with the Selected BFA.
    - → The required bench width is the greater of the minimum catch bench width (i.e., 8.5 m), and the spill containment requirement plus a 1.5 m allowance for crest loss (backbreak).
06. **Evaluation of the Inter-Ramp Angle**
    - → The resulting IRA can be calculated using the parameters retained above.

A distinct workflow is executed for each pit sector. Within this framework, the bench face angle is the principal variable being optimized. After optimization, the proposed design guidelines are standardized within a design sector or, when appropriate, with an adjacent design sector.

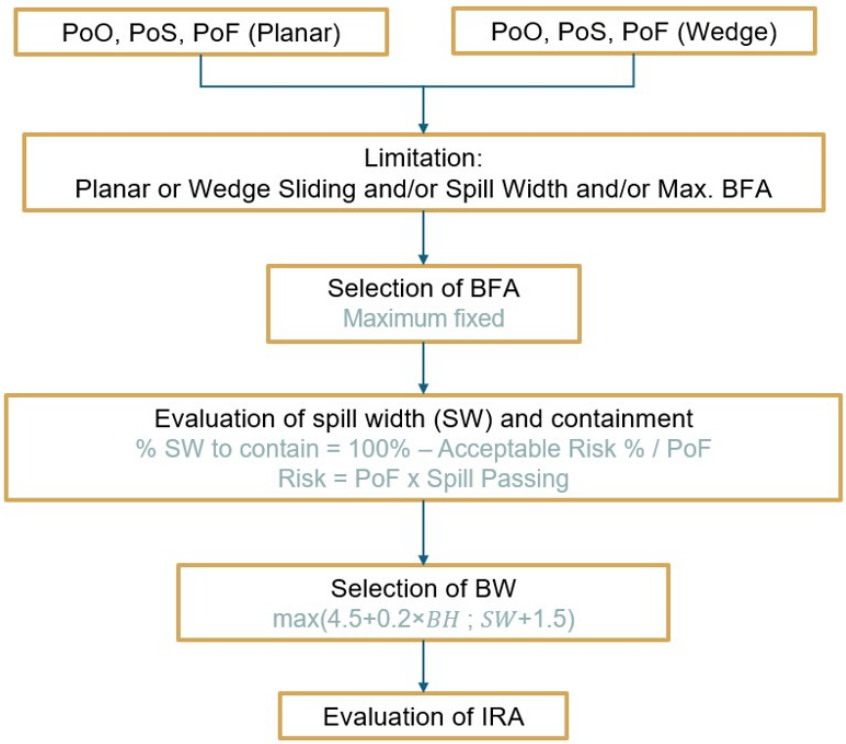


Figure 26. Bench scale design optimization flow chart.

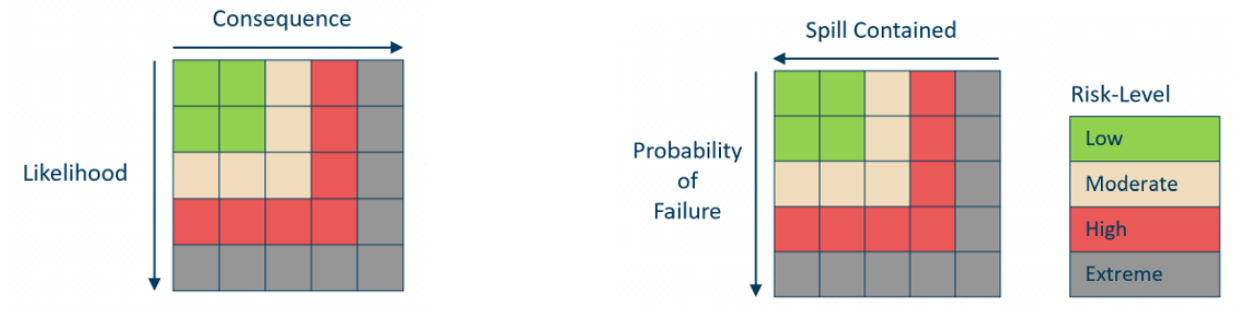
Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

In summary, the geomechanical risk-based approach evaluates risk as a function of two key components:

01. **Probability of failure (PoF), representing the likelihood of a block failing,**
02. **Containment capacity of the catch bench, representing the consequence of failure.**

This relationship is typically illustrated using a risk matrix, as shown in Figure 27. Likelihood is derived from the PoF associated with a given wall orientation and its structural data. The consequence is assessed by comparing the estimated failure volume with the effective width of the catch bench. When failure volumes exceed the bench's containment capacity, the consequence level increases, thereby increasing operational hazard.

The matrix allows for both quantitative and qualitative risk classification. Quantitatively, risk can be computed as the product of PoF and containment effectiveness (Spill Contained). Risk can also be presented using qualitative terms (e.g., low, moderate, high, extreme), both typically represented using a colour-coded scheme. The risk tolerance thresholds can be modified to reflect the acceptable level of operational risk.



(a) Conceptual matrix. *(b) Qualitative risk matrix.*

Figure 27. Typical risk matrices.

Other relevant assumptions and/or limitations include:

- Depending on the continuity of structural features, kinematic failures may affect slopes at multiple scales, from bench to overall. Persistence is therefore an important consideration when evaluating failure potential. Until mining exposes the structures and their actual persistence can be measured, a default persistence of 15 m is assumed for design purposes.
- The primary failure mechanisms considered are planar and wedge sliding. Although toppling is acknowledged as a potential mechanism, it is treated as an operational hazard rather than a design-limiting mode for bench geometry.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Inter-Ramp & Overall Scale

Given the good rock mass conditions, design limitations are expected to be structurally controlled. After applying the risk-based framework and defining the bench design parameters, no further optimization of the inter-ramp or overall slopes was undertaken, as steeper configurations are not feasible with the fixed bench height and required catch bench widths. Nonetheless, verification of pit stability remains essential. Inter-ramp and overall slope stability were evaluated using 3D numerical modelling to confirm that the proposed design meets the required factors of safety. Compared with traditional 2D methods, the 3D analysis provides a more realistic representation of the pit geometry and the influence of the spatial distribution of geological units. It also enables assessment of potential failure mechanisms associated with structural features – such as contacts or weaker units – that may extend across multiple pit sectors. The modelling results were used to confirm global pit stability under static conditions, provided in Section 7.6.

7.4 Overburden Stability Assessment

7.4.1 Design Methods

Overburden slope stability was evaluated using numerical modelling. An initial model was developed by combining all stratigraphic units according to their average proportions observed on site. Additional models were prepared for each stratigraphic unit individually, as well as for the lake-bottom sediments alone, to account for scenarios in which a single unit dominates the slope profile. The slope geometry was then iteratively adjusted until the target factor of safety (FoS) was achieved.

7.4.2 Results

Figure 28 presents the representative section and the limit equilibrium analysis results used to support the slope design optimization. An inter-ramp angle (IRA) of 36° meets the target factor of safety of 1.3.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

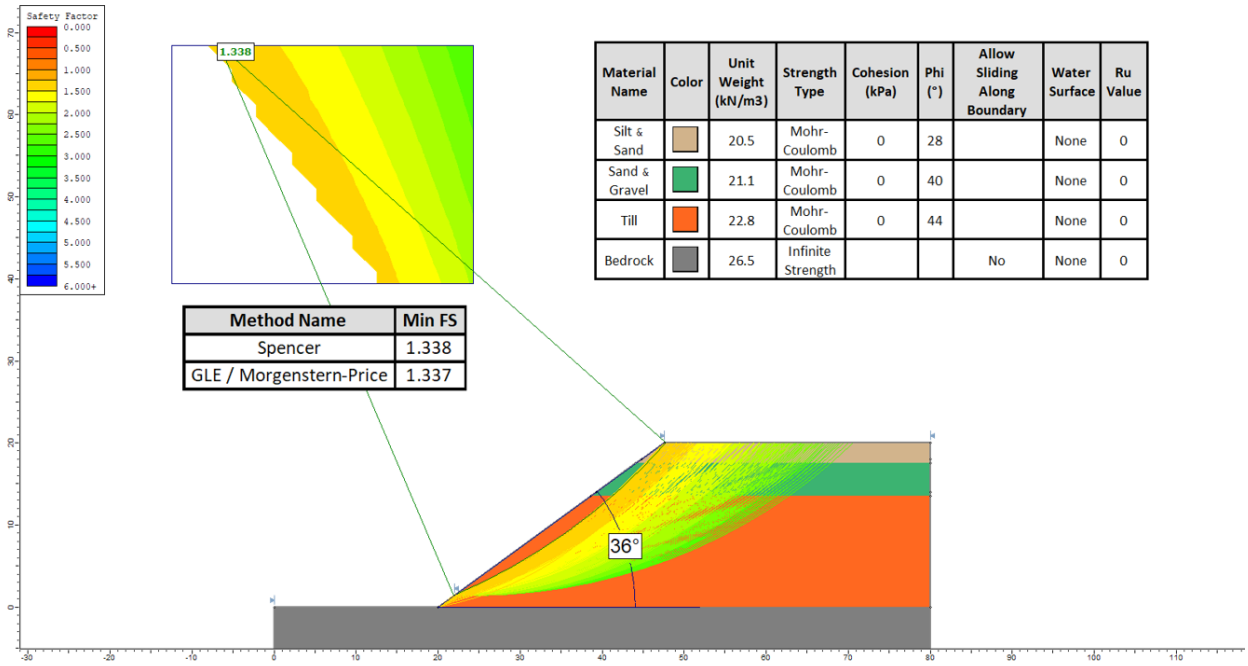


Figure 28. Stability analyses result for a typical overburden slope.

The recommended overburden slope design is presented in Table 44. These guidelines ensure that a FoS of 1.3 is reached under static conditions and 1.1 under dynamic conditions. In addition, it is recommended to establish and maintain a catch bench at the interface between the overburden and the bedrock. The bench width should be 5 m when the overburden thickness is less than 5 m, and 10 m when the overburden thickness exceeds 5 m. This feature will facilitate the installation of a collector berm and help prevent overburden exposure at the pit crest if the bedrock surface differs from the anticipated geometry.

Table 44. Design guidelines for overburden.

Slope Composition	**BFA** (°)	**Max BH** (m)	**BW** (m)	**IRA** (°)
Typical Section	36	25	0	36
Silt & sand only	24	25	0	24
Sand & gravel only	34	25	0	34
Till only	38	25	0	38
Lake bottom sediments	38	25	0	38

Codes **BFA** bench face angle, **Max BH** maximum bench height, **BW** bench width, **IRA** inter-ramp angle.
Notes For bench heights over 25 m, include a 5 m width catch bench at mid-slope.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

7.5 Bench Stability Assessment

7.5.1 Design Methods

For each sector presented in the following section, the potential for both planar and wedge failures was evaluated and used as a basis for the bench design optimization.

For planar failures, a distinction is made between major, minor, and random joint sets. The analysis is therefore carried out in two steps: first, using all available poles; and second, focusing specifically on the poles belonging to major sets that present failure potential within the considered sector. In both cases, only poles satisfying the kinematic criteria are included. Ultimately, the design recommendations are derived from the analysis restricted to the major sets.

For wedge failures, the number of discontinuity combinations assessed in each geomechanical domain is summarized in Table 45.

Table 45. Wedge failure analysis – Joints combinations.

GMD	Lithology Unit Code	Number of Discontinuities	Number of Discontinuities After Sampling	Number of Combinations
WAll-AMP	AMP	708	500	124 750
WW-APU	AMP, PEG, UMU	1 265	500	124 750
CN-AMP	AMP	972	500	124 750
CN-META	META	423	423	89 253
CS-AMP	AMP	2 221	500	124 750
CS-META	META	324	324	52 326
EAll-AMP	AMP	1 106	500	124 750
EN-UMU	UMU	191	191	18 145
ES-META	META	325	325	52 650
EE-AMPU	AMP, PEG, UMU, META	1 046	500	124 750

Codes GMD Geomechanical Domain (fresh rock).
Notes Note that the wedge analysis was not performed for GMD WS-META, CN-UMU, EN-META and WCE-PEG. Refer to Table 40 for GMD presentation.

7.5.2 Open Pit Sectorization

The open pit sectorization is based on the pit slope orientation and the exposed geomechanical domains. The PEA 3D design and the lithological model provided by GMS on January 29, 2025, were used to define the design sectors presented in this section. The pit sectors are illustrated in Figure 29 and summarized in Table 46. A total of fifteen (15) sectors were evaluated during the bench-scale analyses; however, where appropriate, these sectors were subsequently grouped to provide simplified design guidelines for the pit walls.

An updated version of the open pit design guidelines reflecting the latest FS pit design available in March 2025 is provided in Appendix D. This version, which also forms the baseline case for the numerical modelling, is further discussed in Section 7.6.2.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

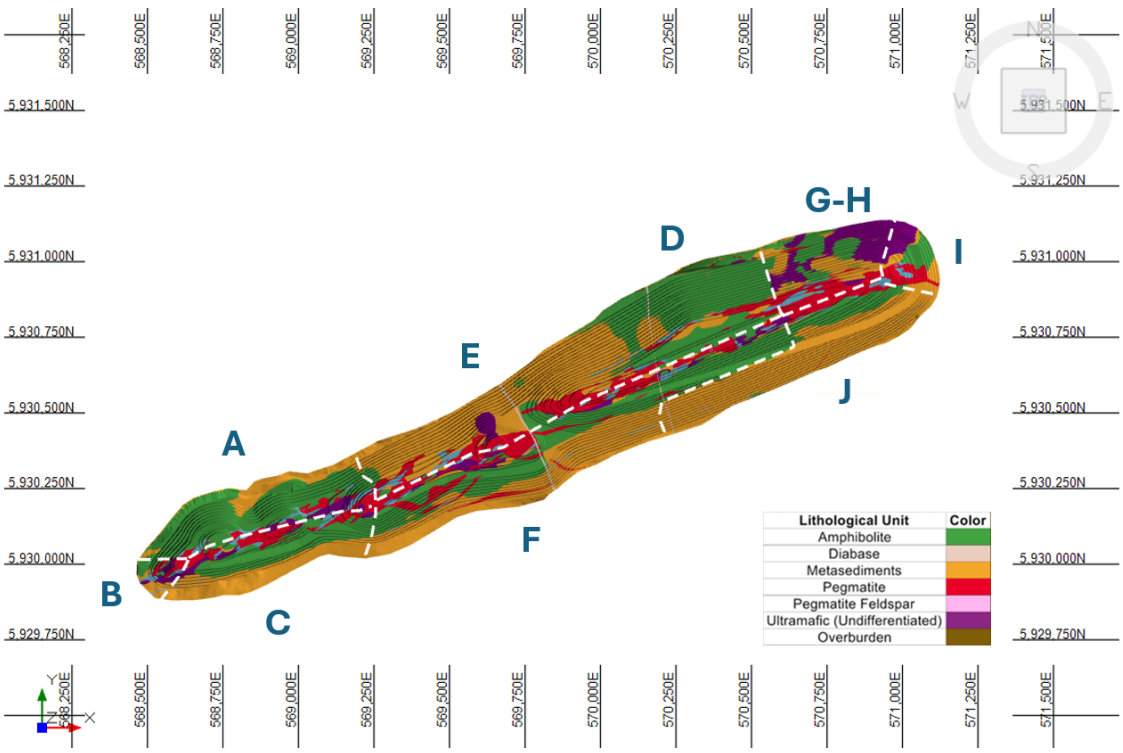


Figure 29. Open pit design sectors.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 46. Pit design sector characteristics.

Sector	Lithology	Location	Main Dip Direction (°)	Dip Direction Range (°)	Corresponding GMD
A	AMP	North wall (West)	160	130–200	WAll-AMP
B	AMP, PEG, UMU	West wall (West)	060	005–130	WW-APU
C-1	AMP	South wall (West)	340	340–005	WAll-AMP
C-2	META	South wall (West)	340	340–005	WS-META
D	AMP	North wall (Central)	160	150–165	CN-AMP
E-1	META	North wall (Central)	155	140–155	CN-META
E-2	UMU	North wall (Central)	155	140–155	CN-UMU
F-1	AMP	South wall (Central)	335	330–350	CS-AMP
F-2	META	South wall (Central)	335	330–350	CS-META
G-1	AMP	North wall (East)	165	165–180	EAll-AMP
G-2	META	North wall (East)	165	165–180	EN-META
H	UMU	North wall (East)	165	165–180	EN-UMU
I	AMP, PEG, UMU, META	East wall (East)	250	180–310	EE-AMPU
J-1	AMP	South wall (East)	335	310–335	EAll-AMP
J-2	META	South wall (East)	335	310–335	ES-META

Codes GMD Geomechanical Domain (fresh rock).
Notes Main Dip Direction: Dip direction used in the kinematic analysis.
Refer to Table 40 for GMD presentation.

As shown in Figure 29, pegmatite exposure along the final pit walls is relatively limited. It is primarily present on the two end walls (sectors B and I), although it is interlayered with other lithological units. Pegmatite also occurs locally in the central wall area, where it appears as a thin intrusive band over only a few benches. Due to the impracticality of applying different guidelines to such small-scale exposures, pegmatite was not used as a basis for defining sectors. Nevertheless, the stability of benches within the WCE-PEG geomechanical domain was evaluated using practical experience, and guidance for localized pegmatite exposures is provided should operational implementation be

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

considered feasible.

Figure 29 also shows that certain geomechanical domains – such as UMU in sector E, META in sector D, and UMU in sector H – occur only locally along pit walls otherwise dominated by other domains. These minor occurrences were also included in the stability assessment.

Finally, faults and the diabase dyke were not included in the sectorization process.

7.5.3 Results

For each open pit design sector, the workflow illustrated in Figure 26 was applied to determine BFA results ranging from 40 to 80°, in 2° increments. When the recommended BFA fell between the evaluated angles, interpolation was performed. Detailed results for all sectors are provided in Appendix E.

Overall, design constraints are primarily driven by the potential for planar failures – particularly along the north wall, where foliation is expected to control the bench face angles. Minor wedge failures may occur throughout the pit, but they do not limit the design in any sector.

An example of the stability analysis process is presented in Figure 30, which illustrates the results for Sector A (AMP) in the west area of the north wall. The upper plot shows the PoO, PoS, and PoF; the middle plot shows the spill width of the failed material; and the lower plot presents the resulting inter-ramp angle. Together, these plots highlight the trade-off between inter-ramp angle (IRA) and bench stability as a function of the bench face angle (BFA). While a steeper BFA may increase the IRA and improve project economics, it also increases both the probability of failure and the likelihood that failed material will exceed the bench containment width. In such cases, the bench width must be increased to ensure containment. Table 47 presents the retained design parameters for this sector, along with all associated inputs and results.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

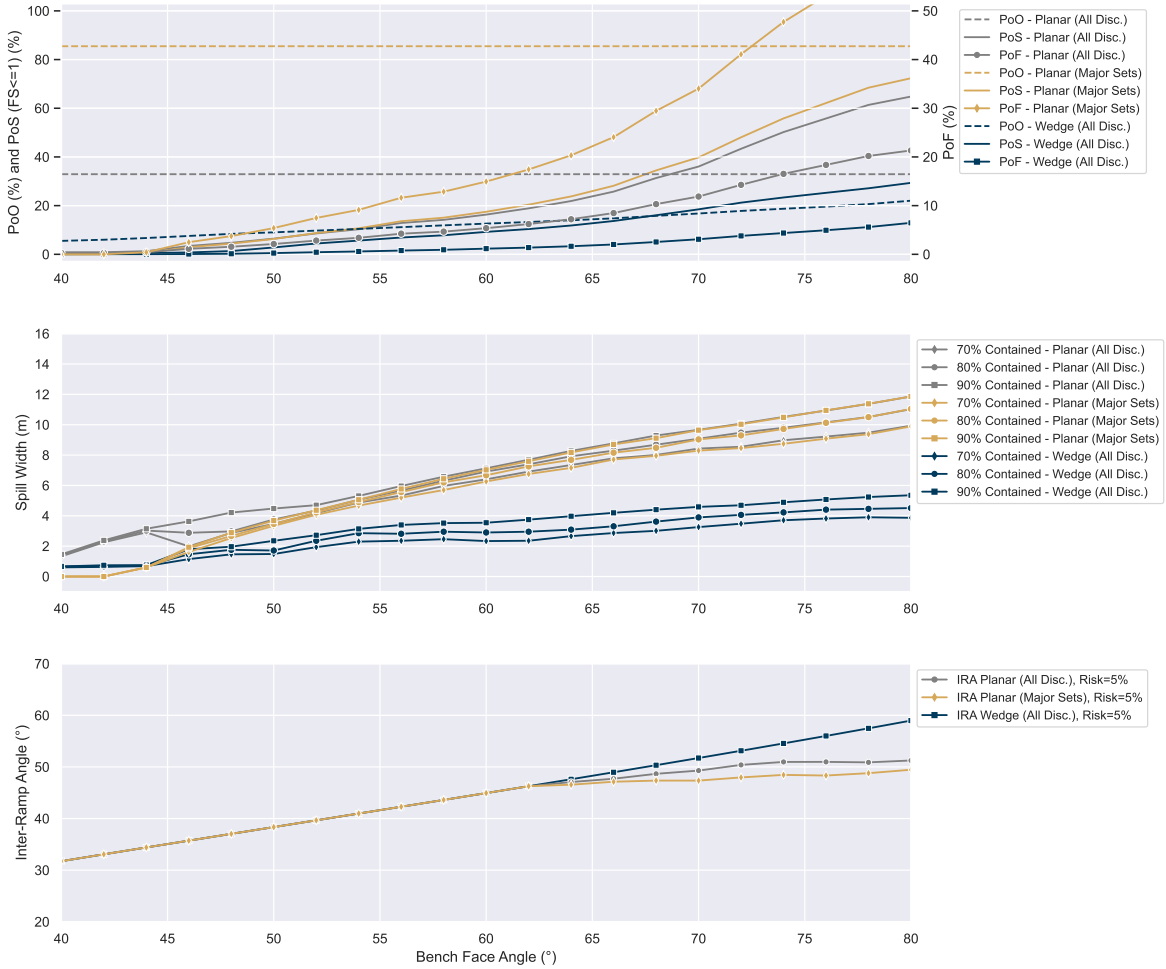


Figure 30. Bench scale stability analyses results - Sector A AMP.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 47. Bench design optimization parameters – Sector A (AMP)

Parameter	Sub-Parameter	Value
Probabilities [1]		
Planar Failures [2]	PoO	85.5%
	PoS	31.3%
	PoF	29.5%
Wedge Failures	PoO	15.8%
	PoS	16.0%
	PoF	2.5%
Design Constraints		
Limitation		Planar sliding & Minimum bench width
Design Outputs		
Bench Face Angle (BFA)		68°
Spill Contained (% Contained, Width) [3]		85%, 9.0 m
Bench Width (BW)		10.5 m *from max(8.5 ; 9.0 + 1.5)*
Inter-Ramp Angle (IRA)		47°

Notes [1] Probabilities for selected BFA.
[2] Probabilities considering the major joint set assessment.
[3] Based on the limiting spill length at the selected BFA, either from planar or wedge failure.

In **Sector A**, within the amphibolite:

- One major discontinuity set (JS1) poses potential issues from a planar-sliding perspective. JS1 consists primarily of foliation, open joints, and closed joints, with an average spacing of 2.3 m.
- Wedge sliding is not identified as a limiting mechanism for this sector and lithology. The selected BFA is therefore governed by the planar PoF, and the catch bench width is adjusted to retain 85% of spill events.
- Under these conditions, the resulting risk (eq. 28) is 4.4%.

Within the pegmatite geomechanical domain (WCE-PEG):

- A bench face angle of 75° is considered acceptable over a limited extent, based on stereonet projection review.
- Three joint sets were interpreted within this geomechanical domain.
  - Joint sets JS1 and JS3 may represent the same structural set with variable dip directions around 90°. However, for conservatism, they were treated as two distinct sets with an average dip of 77°.
  - JS2 has an average dip of 8°. Based on the interpreted joint set orientations, no kinematic structural limitations are anticipated for the proposed bench design.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

- Nevertheless, the pegmatite should be closely monitored during operations, as its coarse-grained texture and pronounced mineral cleavage provide preferential planes of weakness that can contribute to localized breakage when exposed on the pit wall.

For the ultramafic undifferentiated unit:

→ Kinematic analysis indicates significant design limitations due to unfavourable joint orientations.

→ In addition, this lithology exhibits lower rock mass quality than the other units; therefore, ultramafic exposures on the pit walls should be minimized wherever practical.

The following content summarizes the bench-scale design guidelines and the associated risks:

01. **Recommendations on Bench Width**

→ For a double benching configuration, with total bench heights of 20 m, recommended bench widths vary from 8.5 m to 12 m, depending on the pit sector.

→ The proposed bench widths account for a non-usable width of 1.5 m, which includes crest losses and hard-toes. For the standardized design criteria, a backbreak of 1 m was considered acceptable on the south walls. Achieving the recommended widths will rely on the consistent application of best practices in drilling and blasting. Backbeak should be monitored closely, and design adjustments evaluated based on operational performance.

02. **Recommendations on Bench Face Angle**

→ Based on available structural data, recommended bench face angles vary from 40° to 75° depending on the pit sector.

Figure 31 presents the risk representation for the pit design sectors, based on the relationship between the probability of failure derived from the stability analyses and the percentage of spills contained, which reflects the efficiency of the catch bench in retaining material in the event of failure. Each sector is shown as a data point indicating its PoF and spill containment for both the optimized and standardized design. To identify the sectors on the chart, the pit sector ID (A-H) is used, with the associated geomechanical domain indicated. If the geomechanical domain exists for both the north and south walls, the position is specified on the graph.

If standardized design guidelines differ from the optimized guidelines, an arrow linking the two points is shown on the chart. The risk curves displayed are derived as a function of PoF and spill containment (eq. 28) and represent reference thresholds corresponding to different risk levels: **very low** (2.5%), **low** (5%), **moderate** (10%), and **high** (15%). Risk is visually assessed by comparing each sector's position relative to these coloured curves.

Therefore, the position of each point on the chart reflects the relative risk of each design sector, with higher PoF values and lower spill containment indicating greater overall risk. Based on the plotted data, most design sectors lie within the very low to low risk range, demonstrating that the proposed design guidelines generally achieve acceptable risk levels. A few points fall outside the light-green envelope, indicating that they exceed the acceptable design criteria related to PoF or

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

spill containment, as defined in the referenced guidelines and in Table 43. One point also plots within the "high" risk zone, above the "moderate" risk curve. However, when considering operational constraints and the applied risk-management approach, the design guidelines associated with these sectors are still deemed acceptable, despite their location outside the reference thresholds:

Accordingly, the position of each point on the chart reflects the relative risk of each design sector, with higher PoF values and lower spill containment indicating greater overall risk. Based on the plotted data, most design sectors fall within the very low to low risk range, highlighting that the proposed design guidelines generally achieve acceptable risk levels. A few points lie outside the light-green envelope, indicating that they exceed one or more of the acceptable design criteria related to PoF or spill containment, as defined in the guidelines and in Table 43. One point also lies within the "high" risk category, above the moderate risk curve. However, given operational constraints and the overall risk-management approach, the associated design guidelines are still considered acceptable, despite falling outside the reference thresholds:

- **C-1** and **F-1** – Corresponding to amphibolite exposures on the south walls in the west and central areas. Their spill containment reduced after the standardization process; however, it is deemed reasonable due to the low planar and wedge PoF associated with these sectors. The resulting evaluated risks are 3.3% and 5.8%, respectively.
- **C-2** – This sector corresponds to metasediment exposed on the south wall of the western area. It exhibits an high PoF, and the standardization process results in 70% spill containment. This combination yields a high risk rating (10.8%). Nonetheless, the limited exposure along the final pit wall reduces its overall significance from a design-risk perspective.
- **E-1** and **J-2** – These sectors correspond to metasediment exposures on the north wall of the central area and the south wall of the eastern area. Both sectors have PoF values exceeding 50%. However, the higher PoF is mitigated by applying spill containment targets of 95% and 87.5%, respectively, which keep the resulting evaluated risks within the moderate to very low ranges.

Design Sector E-2 (CN-UMU) is not included in this chart because it is recommended to remove the ultramafic unit locally exposed along the walls of Sector E.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

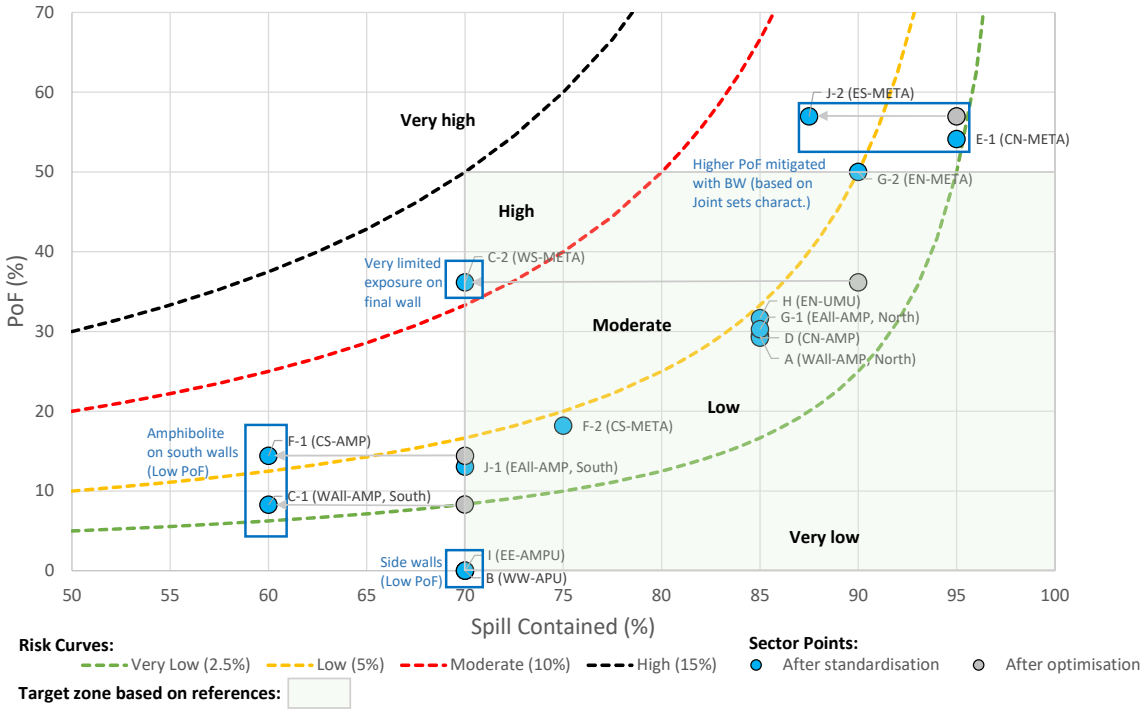


Figure 31. Risk representation for the design sectors compared to design criteria.

Double Benching

Double benching, resulting in a total bench height of 20 m, is considered feasible given the generally good rock quality and relatively low fracture frequency. Double benching is not appropriate in the following situations (Ryan and Pryor, 2000):

- The geological structures vary widely in dip. In this case, it is often difficult to get final dig faces to match from one working level to another, creating offsets between working levels, local overhangs, and other safety hazards.
- The rock mass is so fractured that it can be freely dug without the aid of blasting.
- There are many long joints or faults that daylight in the slope, which increase the potential for large failure geometries to develop when mining the lower bench level. Such failure geometries can be readily accommodated in operation when the slope height in failure is 15 m, as the equipment can readily scale the full bench height. However, when daylighted structures cause a slope failure of up to 30 m in height, the entire face cannot be adequately scaled, posing a safety hazard. For a given sliding plane, the failure volume actually increases geometrically rather than proportionally. The failure volume for a double bench can be three to four times that of a single bench for the same structures.

At this stage of the Project, none of the above conditions are considered likely. This conclusion is supported by the results of the numerical modelling at the inter-ramp and overall scales, presented in the following sections.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

7.6 Inter-Ramp and Overall Slope Stability

Slope stability at both the inter-ramp and overall scales was assessed using a numerical model, as described in the following sections.

7.6.1 Design Methods

The 3D numerical modelling conducted in this Project to assess the inter-ramp and overall slope stability was completed using *FLAC3D* (Itasca Consulting Group, 2025a), a modelling software designed to simulate the response of rock mass to stress variations induced by excavation, making it particularly suitable for mining applications. The IMASS (Itasca Model for Advanced Strain Softening) constitutive model (Itasca Consulting Group, 2025b) was used to characterize the strength behaviour of the rock masses surrounding the pit area. This model accounts for the progression of damage, from intact rock to disintegrated material, taking into consideration the effects of dilatancy and bulking during plastic deformation. The progressive weakening of properties in two stages distinguishes plastic damage from subsequent fracturing, allowing for a realistic representation of the rock mass post-peak behaviour. Overburden was modelled using an elastic model.

7.6.2 Numerical Model

A 3D model was built, and extents along the E-N-Z axes are approximately 4.9 $\times$ 3.0 $\times$ 0.6 km. This model incorporates the lithological model and the planned open pit. Additionally, host rock material is added as a filler around the model to ensure that boundary conditions are far away and do not affect the results.

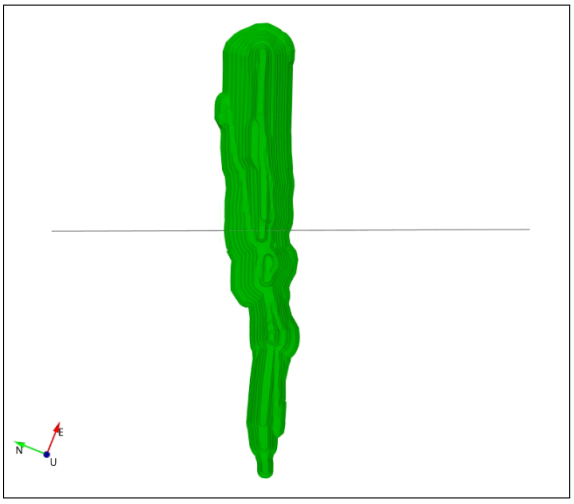
Geometry

The modelled open pit geometry is based on the March 2025 pit design. Geological solids derived from the lithological model were used to assign appropriate material properties to each zone within the numerical model. Faults identified on site were not incorporated in the current model due to their predominant northwest strike, which is approximately perpendicular to the pit slopes. Moreover, structural characterization of these faults is still in progress. It is recommended that the final interpretation of the fault network be integrated into a subsequent 3D model to assess and validate its potential impact on overall slope stability.

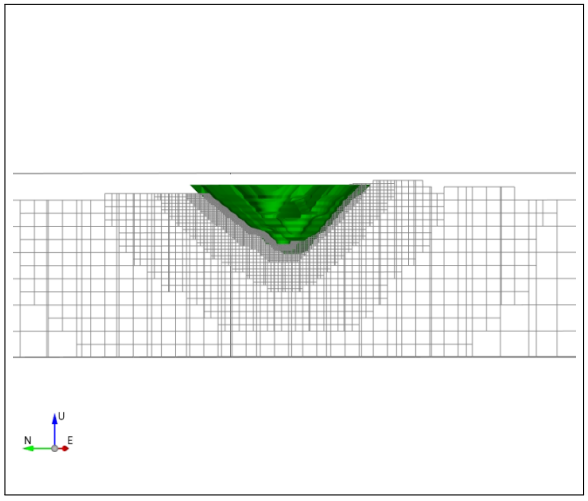
Mesh and Boundary Conditions

A structured cubic (octree) mesh was used to build the model. The zones adjacent to the pit walls have edges of 2.5 m, and the zones gradually increase in size to reach 80 m edges at a distance of more than 310 m from the pit. Figure 32 shows a section view where the mesh is visible for the pit area.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.



(a) Section location intersecting the pit.



(b) Mesh refinements on the section plane.

Figure 32. View of the open pit numerical model structured (octree) mesh.

The in-situ stresses used in the numerical model are those presented in Table 39 (Section 5.2). Boundary conditions were applied by fixing all model boundaries except for the positive Z axis, which was assigned a free (unrestrained) condition.

Material Properties

Material properties used in the numerical model were derived from the geomechanical characterization, with the exception of the host rock. Mohr-Coulomb is modelled as a perfectly-plastic material, while Hoek-Brown is modelled using the IMASS constitutive model, an elasto-plastic model that accounts for cohesion and tension weakening, frictional strengthening, post-peak brittleness, and dilational behaviour. The overall process, known as "strain softening," results from strain-dependent material properties.

An example of a material exhibiting strain-softening behaviour is illustrated in Figure 33. Finally, the parameter known as the "critical plastic strain" (*critical plastic shear strain* in English) – that is, the amount of inelastic deformation required for the material to transition from peak to residual strength – is evaluated as follows (Lorig and Varona, 2013):

$$\epsilon^{p}_{cr_1} = \frac{12.5 - 0.125 \times GSI}{100 \times d} \qquad \textit{(eq. 30)}$$

Where $\epsilon^{p}_{cr_1}$ = critical plastic shear strain.
d = dimension of a numerical zone (m).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

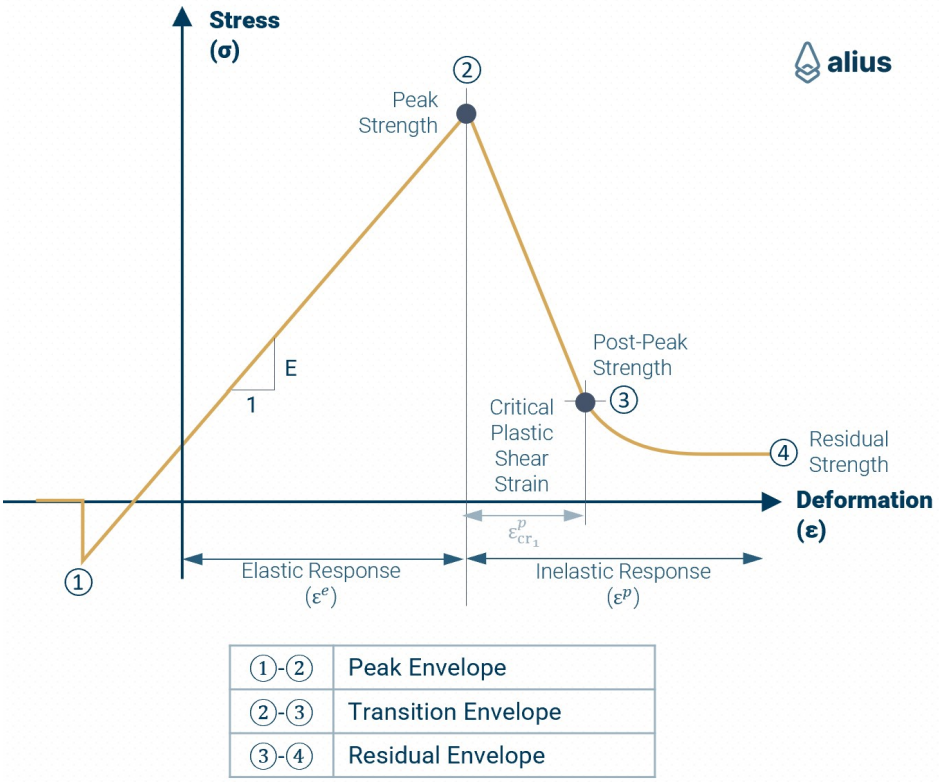


Figure 33. Terms and definitions associated with a strain-softening material.

The numerical model parameters are summarized in Table 48.

Table 48. Material properties of the open pit numerical model.

Unit	Constitutive Model	Density (kg/m^3)	E_i (GPa)	ν (–)	σ_i (MPa)	m_i (–)	GSI (–)
AMP	Hoek-Brown	2 984	89.2	0.22	198.2	24.2	71
Host rock	Elastic	2 700	70.0	0.20	–	–	–
META	Hoek-Brown	2 876	38.3	0.22	153.0	15.1	64
OVB	Elastic	2 321	1.0	0.20	–	–	–
PEG	Hoek-Brown	2 636	51.2	0.20	120.4	24.7	64
UMU	Hoek-Brown	2 874	15.9	0.22	57.7	12.3	64

Notes Hoek-Brown is modelled using the IMASS constitutive model.
Codes E_i Young's modulus of the rock mass, ν Poisson's ratio, σ_i unconfined compressive strength of intact rock,m_i Hoek-Brown intact rock constant, **GSI** Geological Strength Index, φ friction angle, **c** cohesion.

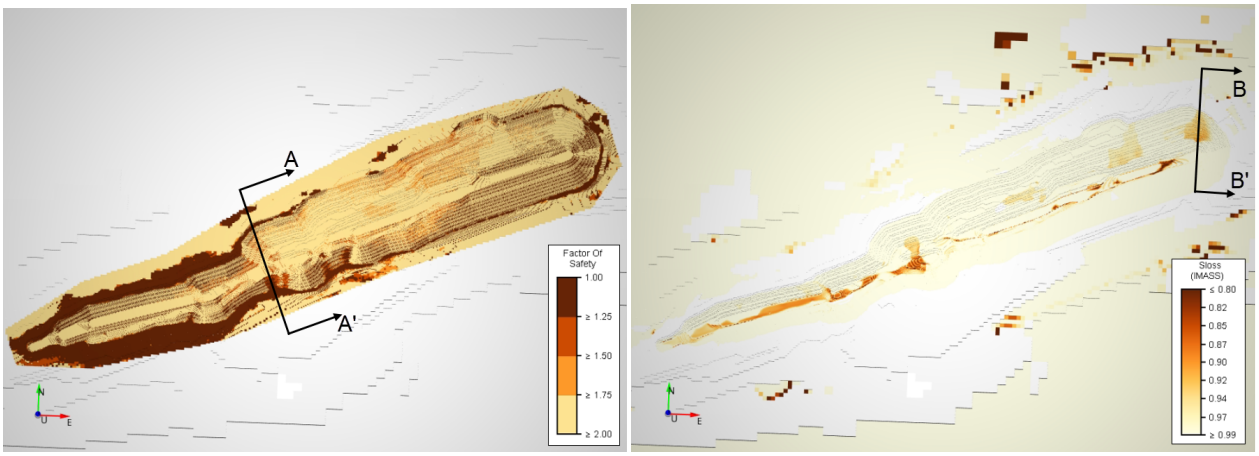
Sequence

Given the shallow depth of the planned pit, the mining sequence was modelled as a single stage corresponding to the full excavation of the pit.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Modelling Results – Open Pit

The final open pit design was evaluated using numerical modelling to verify that the resulting factors of safety meet the target criteria. Figure 34 presents the distribution of static Factors of Safety (FoS) projected onto the pit walls, together with the associated damage indicator (*SLOSS*, for strength loss).



(a) Factor of safety. *(b) Damage (SLOSS).*

Figure 34. Projection of factor of safety and damage (SLOSS) on planned open pit.

All global FoS values exceed 1.5, with two exceptions. The first occurs in pit sectors where overburden is exposed, mainly in the southwest pit area. As the overburden was modelled as a perfectly elastic material for simplification, a FoS of 1.0 was obtained in these areas. The second exception is observed in tight pit corners, such as along section A–A', visible in Figure 34a. This area was analyzed in more detail to assess the extent of the potential instability. Figure 35 shows the total displacement along section A–A'. Displacement is mainly concentrated near the surface, with a maximum magnitude of less than 0.03 m within the fresh rock. These small movements are interpreted as minor deformations resulting from local stress relaxation associated with sharp changes in wall orientation and do not constitute a stability issue. This topic is further discussed in Section **??**.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

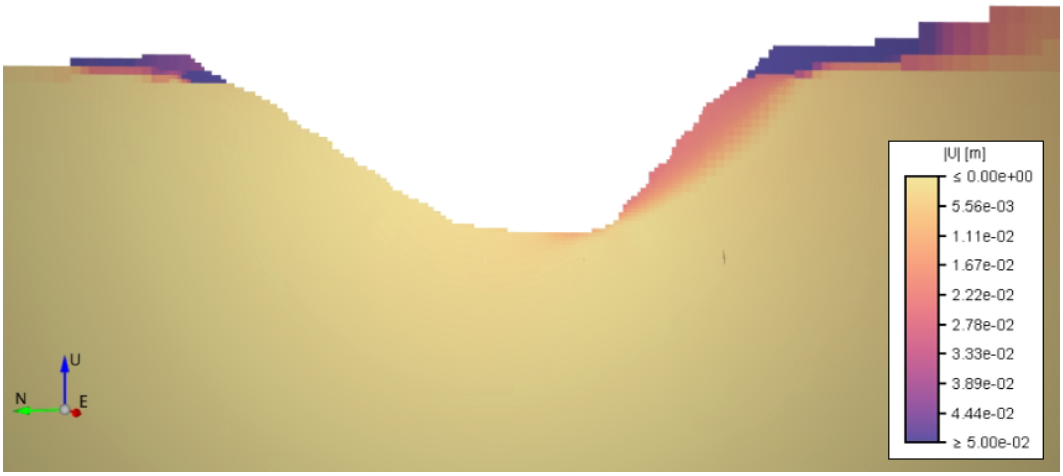


Figure 35. Total displacement across section A-A'.

Figure 34b highlights areas with lower SLOSS values, such as along section B–B', indicating localized damage along the pit wall. This section was similarly reviewed to evaluate the significance of the response. Figure 36 shows the total displacement along section B–B', overlaid with the UMU lithological solid. Displacements are again shallow and limited in magnitude (less than 0.02 m), indicating minor deformation. The key observation in this case is the correlation between zones of higher damage indicators and the presence of the UMU unit on the north wall. Although all FoS values remain above 1.5, these areas may be more susceptible to localized degradation and should be prioritized for monitoring. Additional recommendations related to these zones are provided in Section **??**.

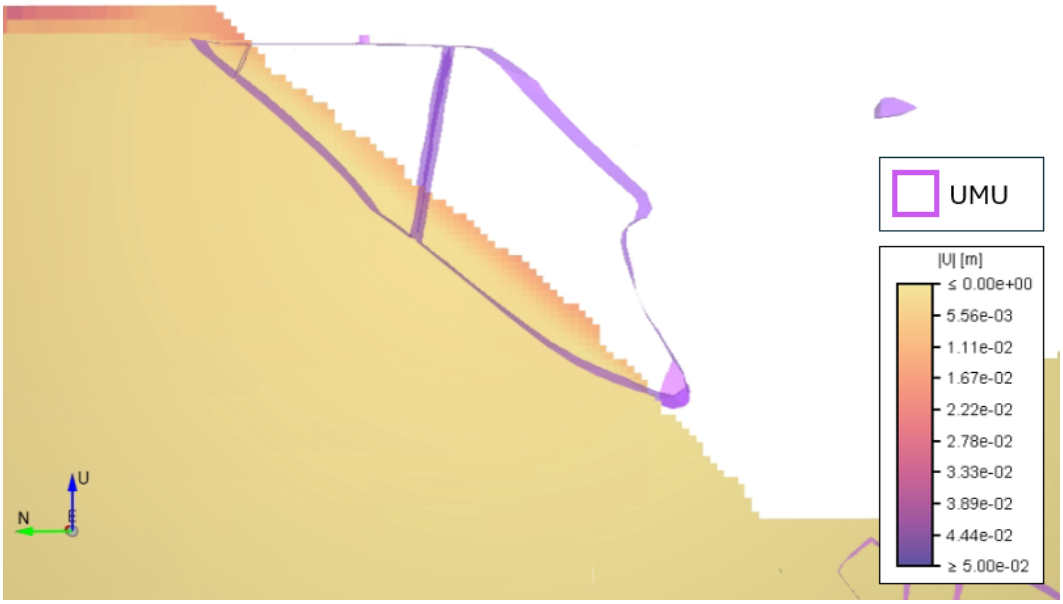


Figure 36. Total displacement across section B-B' with nearby ultramafic unit.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

7.6.3 Results

This section summarizes the guidelines provided at the multi-bench scale while integrating bench-scale recommendations.

01. **Employing Double Benching Practices**
    → Double benching can be implemented to increase the IRA and OSA.
02. **Recommendations on Inter-Ramp Angle**
    → Considering double benching, bench widths ranging from 8.5 to 12.0 m and bench face angles between 40 to 75°, the resulting IRAs are in the range of 32 to 55°, depending on the pit sector.
03. **Recommendations on Overall Scale Angle**
    → The integration of geotechnical berms into the design is strongly recommended.
    - A 16 m wide geotechnical berm is recommended around mid-slope for walls exceeding approximately 160 m in height.
    - Incorporating geotechnical berms also ensures that wider catch benches are present to intercept potential large rockfalls.
    - Berms should begin once 80 m of rock is exposed and should terminate approximately 80 m above the pit bottom.
    - Several strategies may be considered for integrating berms into the design:
        - Integrated to an existing bench, e.g., increasing the width from 8.5 m to 16.0 m.
        - Attaching the berm to a ramp, ensuring a minimum clear width of 7.5 m between the pit wall and the haul road. Haul road widths should follow Québec mining standards, which require a width equal to three times the truck width (Éditeur officiel du Québec, 2025).

Major geological structures, including faults and diabase dykes, can influence pit stability at both the IRA and overall scale. These structures have been modelled as sub-vertical planes intersecting the pit. Due to their near-vertical orientation, they are not expected to trigger large-scale failures individually. However, they can create localized zones of reduced rock quality, which may affect stability at a smaller scale. Where multiple modelled faults and dykes intersect, weaker rock conditions should be expected. The potential impact of several major structures occurring in close proximity should be carefully evaluated during the detailed engineering phase.

7.7 Open Pit Design Guidelines

Following the stability analyses, design guidelines were developed for both the overburden and the fresh rock at the relevant design scales. Table 49 presents the recommended guidelines for soils and fresh rock at the bench and inter-ramp scales, as well as the recommendations for geotechnical berms considered at the overall slope scale. The proposed design criteria represent the maximum values to be adopted and do not account for interactions between different sectors. Figure 37 illustrates the position of the geomechanical sectors relative to the pit design.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 49. Summary of open pit design guidelines.

Sector	Area–Wall	Recommended FS Criteria						
		Lithology	BH (m)	BW (m)	BFA (°)	IRA (°)	DD (°)	Geotechnical Berm
1	All	OVB	< 25	0.0	36	36	N/A	10 m between overburden and rock
A	West–North	AMP	20	10.5	68	47	130–200	At mid-wall if H > 160 m. Width = 16 m (total)
B	West–West	AMP, UMU, META	20	8.5	75	55	005–130	
C	West–South	AMP, META	20	11.0	75	51	340–005	
D	Central–North	AMP	20	8.5	59	44	150–165	
E	Central–North	META	20	8.5	50	38	140–155	
F	Central–South	AMP, META	20	11.0	75	51	330–350	
G	East–North	AMP, META	20	8.5	47	36	165–180	
H	East–North	UMU	20	8.5	40	32	165–180	
I	East–East	AMP, PEG, UMU, META	20	8.5	75	55	180–310	
J	East–South	AMP, META	20	12.0	75	49	310–335	

Codes BH bench height, BW bench width, BFA bench face angle, IRA inter-ramp angle, DD dip direction range, H height.

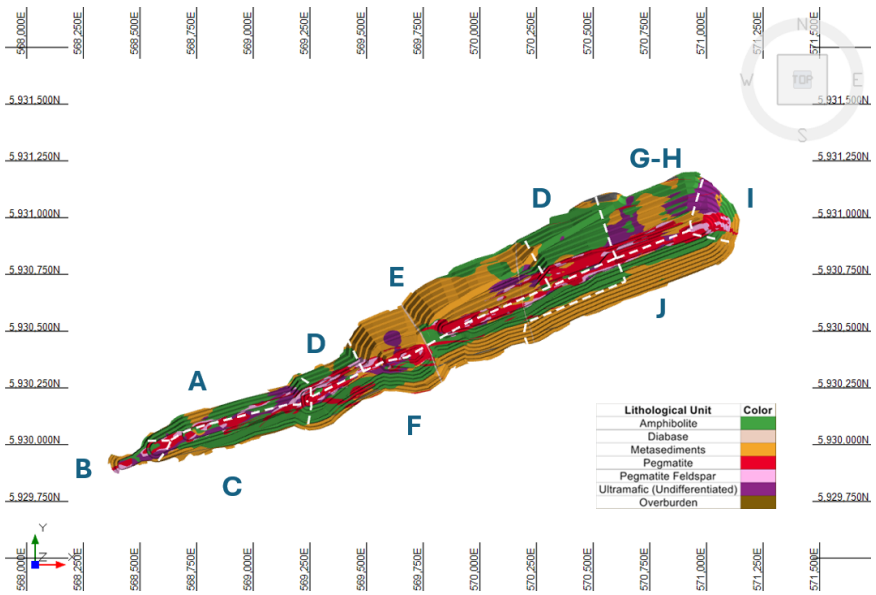


Figure 37. Summary of open pit sector guidelines (based on March 2025 pit design).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8 Underground Mine Design Guidelines

Design guidelines were developed for multiple aspects of the underground (UG) mine:

01. **Stope Dimensions and Dilution**
02. **Mine Sequence**
03. **Backfill**
04. **Crown Pillar**
05. **Ground Support**
06. **Portal (Box Cut)**
07. **Infrastructures**
08. **Open Pit–Underground Interaction**

These are detailed in the following sections.

8.1 Terminology and Input Parameters

The underground mine stope terminology used in the following sections is illustrated in Figure 38.

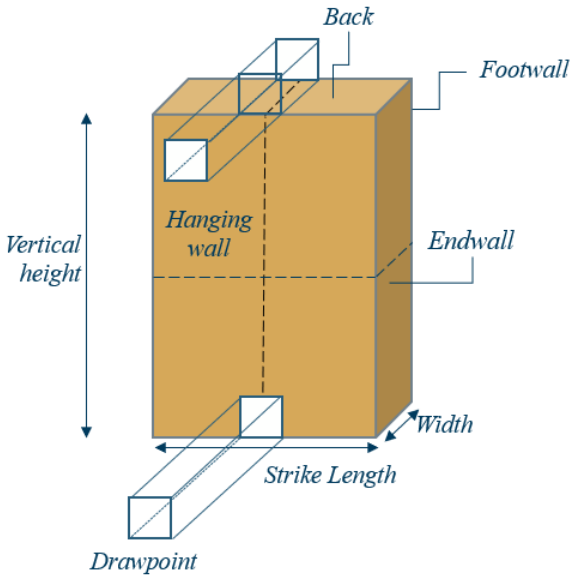


Figure 38. Stope terminology used in the report (not to scale).

As some of the input parameters used for the design of the open pit and the underground mine differ, the parameters adopted for the underground analyses are summarized below:

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

01. **Rock Density**
    - → Refer to Section 5.1.1, Table 14.
    - → Densities range from 2.64 to 2.98 t/m^3.
02. **Uniaxial Compressive Strength**
    - → Refer to Section 5.1.1, Table 19.
    - → As a reminder, first and second quartiles of the UCS distribution for amphibolite, metasediments, pegmatite, and ultramafic units are 167–186, 101–130, 62–96 and 48–55 MPa, respectively.
03. **Rock Mass Classification**
    - → Refer to Section 5.1.2, Table 30.
    - → As a reminder, the first and second quartiles of the Q' distribution are presented below:

Lithology	Q'	
	Q1	Q2
Amphibolite	11	18
Metasediments	10	16
Pegmatite	7	18
Ultramafic	5	11

04. **Joint Sets**
    - → Refer to Section 5.1.2, Table 37.
    - → As a reminder, between two and three joint sets were identified per geomechanical domain.
05. **In-Situ Stress State**
    - → Refer to Section 5.2, Table 39.
    - → As a reminder, the major principal stress component is assumed to be oriented at 70°, which is parallel to the orebody.
    - → The depth of the underground mine below the surface ranges from 100 m to 450 m; a general value of 400 m is considered for the analyses.
06. **Stope Design**
    - → Stope configuration: Approximately 91% of the stopes are transverse, while the remaining 9% are longitudinal retreat stopes (based on the intermediary design from the July 2024 block model).
    - → The global dip direction of both the HW and FW is approximately 340°.
    - → The HW and FW dip is variable; for transverse stopes, it generally ranges from 60–80°, whereas for longitudinal stopes, dips typically range from 60–75°. In some cases, the dip was found to be lower than 60°.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8.2 Numerical Model

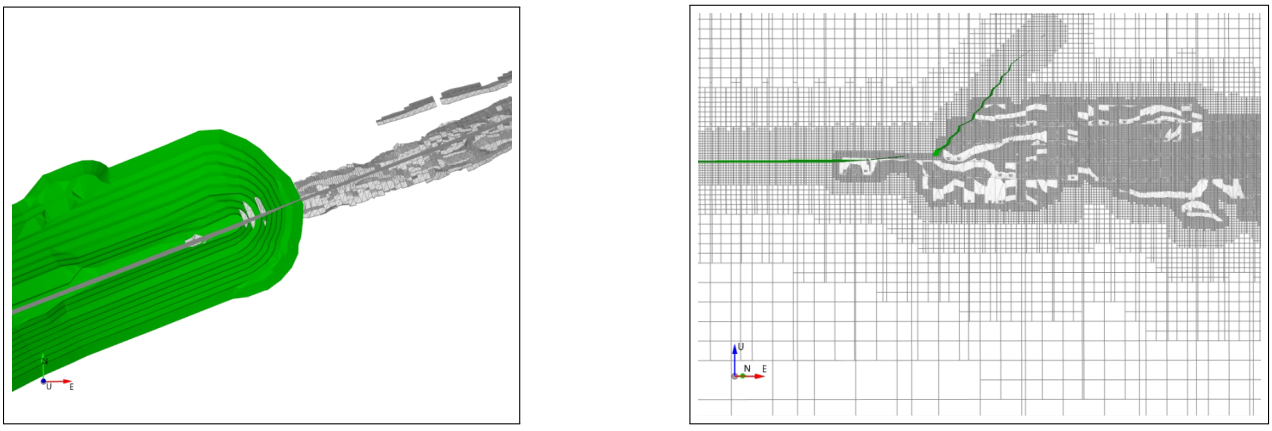
A 3D model was built, and extents along the E-N-Z axes are approximately 6.2 × 3.1 × 0.9 km. This global model incorporates the lithological model, as well as the planned open pit and underground excavations. Additionally, host rock material is added as a filler around the model to ensure that boundary conditions are far away and do not affect the results.

Geometry

The modelled open pit geometry is based on the March 2025 pit design, and the underground excavations are based on the March 2025 underground mine design. Geological solids derived from the lithological model were used to assign appropriate material properties to each zone within the numerical model. Faults identified on site were not incorporated in the current model, as their interpretation in the underground area was still ongoing when the numerical model was created. Moreover, structural characterization of these faults is still in progress. It is recommended that the final interpretation of the fault network be integrated into a subsequent 3D model to assess and validate its potential impact on overall slope and underground stability.

Mesh and Boundary Conditions

A structured cubic (octree) mesh was used to build the model. The zones adjacent to the stopes and pit walls have edges of 2 and 4 m, respectively, and the zones gradually increase in size to reach 64 m edges at a distance of more than 186 m. Figure 32 shows a section view where the mesh is visible for both the pit area and some stopes.



(a) Section location intersecting the stopes and the open pit.

(b) Mesh refinements on a section plane.

Figure 39. View of the global numerical model structured (octree) mesh.

The in-situ stresses used in the numerical model are those presented in Table 39 (Section 5.2). Boundary conditions were applied by fixing all model boundaries except for the positive Z axis, which was assigned a free (unrestrained) condition.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Material Properties

Material properties used in the numerical model were derived from the geomechanical characterization, with the exception of the host rock. The global numerical model parameters are summarized in Table 50.

Table 50. Material properties of the global numerical model.

Unit	Constitutive Model	Density (kg/m^3)	E_i (GPa)	ν (–)	σ_i (MPa)	m_i (–)	GSI (–)	φ (°)	c (kPa)
AMP	Hoek-Brown	2 984	89.2	0.22	198.2	24.2	64	–	–
META	Hoek-Brown	2 876	38.3	0.22	153.0	15.1	64	–	–
OVB	Mohr-Coulomb	2 321	5.0	0.20	–	–	–	45	0
PEG	Hoek-Brown	2 636	51.2	0.20	120.4	24.7	78	–	–
UMU	Hoek-Brown	2 874	15.9	0.22	57.7	12.3	64	–	–
Backfill	Mohr-Coulomb	1 800	1.5	0.30		–	–	30	156
Host rock	Elastic	2 700	70.0	0.20	–	–	–	–	–

Notes Hoek-Brown is modelled using the IMASS constitutive model.
Codes E_i Young's modulus of the rock mass, ν Poisson's ratio, σ_i unconfined compressive strength of intact rock,m_i Hoek-Brown intact rock constant, GSI Geological Strength Index, φ friction angle, c cohesion.

Sequence

The mining sequence implemented in the model begins in 2031, incorporating the open pit mine plan up to that year. From 2031 to 2049, the model includes annual mining steps representing both open pit production and underground stope extraction.

8.3 Stope Dimensions and Dilution

8.3.1 Design Methods

Stope dimensions and dilution were assessed using empirical open stope stability charts, including Potvin (1988), as well as the Equivalent Linear Overbreak/Slough (ELOS) chart (Clark, 1998) for dilution estimates. For the ELOS method, a probabilistic approach was applied. The methodologies used for both assessments are summarized below.

No explicit stope-scale continuum or discontinuum numerical modelling was conducted.

8.3.2 Open Stope Stability Charts

The empirical charts consider rock mass classification, induced stress conditions, intact rock strength, joint orientations, and stope geometry (i.e., hydraulic radius) and orientation to predict stope surface stability. The input parameters required for the analyses, as well as the outputs, are presented in this section. All open stope stability charts prepared for the Project are presented in Appendix F.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Theory

The open stope stability charts were used to assess the stability of individual surfaces – i.e., back, hanging wall, footwall and endwalls. The charts rely on the two following inputs:

01. **Hydraulic Radius (i.e., dimension)**
02. **Stability Number, N'**

An example of the Potvin open stope stability chart is shown in Figure 40.

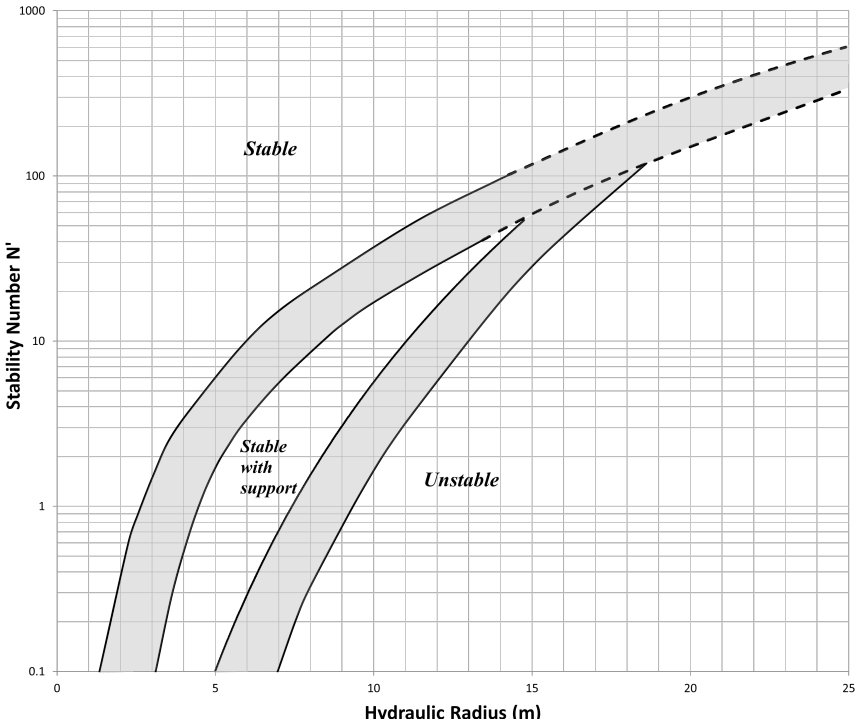


Figure 40. Potvin open stope stability chart (reproduced from Potvin, 1988).

The hydraulic radius (HR) of a stope surface is defined as follows:

$$HR = \frac{Area}{Perimeter} = \frac{W \times H}{2(W + H)} \qquad \textit{(eq. 31)}$$

Where HR = Hydraulic radius (m)
W = Surface width (m)
H = Surface height (m)

While the stability number (N') is defined as follows:

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

$$N' = Q' \times A \times B \times C \quad \textit{(eq. 32)}$$

Where Q' = rock mass classification
A = rock stress factor
B = joint orientation factor
C = gravity adjustment factor

With factors A, B and C defined accordingly:

$$A = \begin{cases} 0.1 & \text{if } SR < 2 \\ 0.1125 \times SR - 0.125 & \text{if } 2 < Ratio < 10 \\ 1 & \text{if } SR > 10 \end{cases} \quad \textit{(eq. 33)}$$

Where SR = $\frac{UCS}{\sigma_{max}}$
UCS = uniaxial compressive strength (MPa)
σ_{max} = maximum induced tangential stress acting on the stope surface, based on the Stewart and Forsyth (1995) approach (MPa)

$$B = \begin{cases} 0.3 - 0.01\alpha & \text{if } \alpha < 10° \\ 0.2 & \text{if } 10° < \alpha < 30° \\ -0.4 + 0.02\alpha & \text{if } 30° < \alpha < 60° \\ 0.4 + 0.0066\alpha & \text{if } \alpha > 60° \end{cases} \quad \textit{(eq. 34)}$$

Where α = angle between stope surface and joint (°)

$$C_{Gravity\ Fall\ \&\ Slabbing} = 8 - 6\cos(dip_{surface}) \quad \textit{(eq. 35)}$$

$$C_{Sliding} = \begin{cases} 8 & \text{if } dip_{joint} < 30° \\ 11 - 0.1 \times dip_{joint} & \text{if } dip_{joint} > 30° \end{cases} \quad \textit{(eq. 36)}$$

Generally, stope surface dimensions can be maximized as long as they remain within the *stable zone* of the Potvin stability chart. The back surfaces can lie within the *stable with support zone* as these can be cablebolted from the overcut.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Inputs

When applicable, the analyses were conducted using Low–High sets of values, generally consisting of the 25th and 50th percentiles – or the first quartile (Q1) and the median (Q2) – of the cumulative distribution functions (CDF). Stopes were differentiated between transverse and longitudinal mining methods, and the planned exposed lithologies were considered.

Assuming that a retreating sequence from the footwall to the hanging wall will be adopted (refer to Section 8.4), the lithologies exposed in the primary and secondary stopes of transversal mining areas can differ. Due to the orebody's significant thickness, blasted stopes may expose different lithologies. As summarized in Table 51, transverse stope endwalls and backs are always assumed to be in pegmatite. The footwall of the first stope of every drawpoint (the footwall side of the orebody) exposes rock. Once the first stopes are backfilled, subsequent stopes within a given drawpoint will expose backfill on the footwall (refer to Section 8.5). Hanging walls can expose pegmatite if the orebody is sufficiently thick to include multiple stopes. If this is not the case, typical waste rock lithologies are exposed. Again, this information is summarized in Table 51, and shown in Figure 41. Surfaces composed of pastefill are not evaluated directly using the Potvin charts.

A "case" is defined as a specific combination of lithologies exposed on the stope surfaces. For transverse stopes, ten cases with a frequency greater than 2% were identified, representing the relative occurrence of lithology combinations on the exposed surfaces, and their stability was assessed. For longitudinal stopes, four cases were identified; however, only two required direct evaluation using the Potvin chart, as the remaining two corresponded to previously assessed configurations.

Table 51. Details of exposed rock and material type for transverse and longitudinal stopes.

Code	Stope Type & Sequence	Exposed Material or Rock Type			
		Back	EW	FW	HW
P_1	Transverse – Initial primary	PEG	PEG	PEG/AMP/ META/UMU	PEG/AMP/ META/UMU
P_i	Transverse – Subsequent prim.	PEG	PEG	CPB	PEG/AMP/ META/UMU
P_n	Transverse – Last primary	PEG	PEG	CPB	PEG/AMP/ META/UMU
S_1	Transverse – Initial secondary	PEG	CPB	PEG/AMP/ META/UMU	PEG/AMP/ META/UMU
S_i	Transverse – Subsequent sec.	PEG	CPB	CPB	PEG/AMP/ META/UMU
S_n	Transverse – Last secondary	PEG	CPB	CPB	PEG/AMP/ META/UMU
P_{1-i}	Longitudinal – All	PEG	PEG/CPB	AMP/META/UMU	AMP/ META/UMU

Codes AMP amphibolite, CPB cemented paste backfill, META metasediments, PEG pegmatite, UMU ultramafic, HW hanging wall, FW footwall, EW endwalls.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

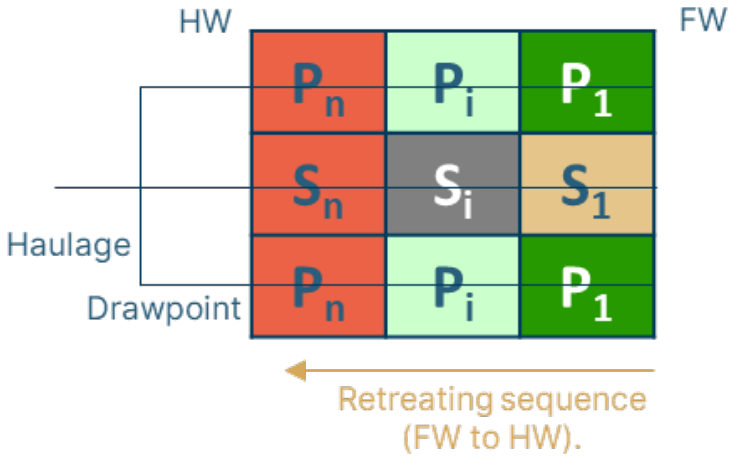


Figure 41. Schematic plan view of the transversal stope sequence.

A summary of the input assumptions is detailed below, assessed individually for each stope surface (and corresponding lithology):

01. **Q'**
    - → Low First quartile (25th percentile) of the Q' cumulative distribution function (CDF)
    - → High Median (50th percentile) of the Q' cumulative distribution function (CDF)
02. **A Factor**
    - → Low Ratio of the first quartile of the UCS CDF with respect to the induced stress (σ_{max})
    - → High Ratio of the median of the UCS CDF with respect to the induced stress (σ_{max})
03. **B Factor**
    - → Comparing the stope surface orientations with regard to all the joint sets identified for the exposed lithology (refer to Section 5.1.2). The lowest B factor is used to identify the critical joint.
    - → The surfaces dip and dip directions used for the analyses are presented in Table 52:

Table 52. Stope surface orientations.

Stope Surface	Transverse Stope		Longitudinal Stope	
	Dip (°)	Dip Direction (°)	Dip (°)	Dip Direction (°)
Back	00	000	00	000
HW	60–80	340	60–75	340
FW	60–80	340	60–75	340
EW	90	070	90	070

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

04. **C Factor**
    - → Orientation (dip/dip direction) of the critical joint identified previously.
05. **Hydraulic Radius**
    - → Based on stope surface dimensions (i.e., length and height). This parameter is an input in the method, and also corresponds to a parameter to be optimized through an iterative process, while ensuring that the stope surfaces remain stable.
    - → Stope height of 30–36 m was used, as this value was initially provided to the mine engineering team, for preliminary designs, based on the PEA available information. Alius deemed acceptable to maintain this assumption moving forward.
    - → As a result of applying gradients to mine development, approximately 85% of stopes have heights varying from 30 to 36 m.

For simplification purposes, and given their comparable strength characteristics and structural orientations, the amphibolite and metasediments were grouped for the open stope stability analyses. The metasediment properties were selected to represent the group, as they exhibit slightly lower Q' values and UCS, providing a conservative basis for design. Conversely, the joint set orientations from the amphibolite were adopted, as their dip angles are marginally lower, representing the more critical structural configuration.

Results

The outputs of the methods consist of stope stability predictions. Again, stope surface dimensions were maximized while ensuring that they remain within the *stable zone* of the Potvin stability chart. The back surfaces can lie within the *stable with support zone*, as they can be supported easily (i.e., cablebolted) from the overcut.

An example of the Potvin open stope stability chart process is presented in Figure 42. The upper portion of the figure presents the assessment inputs, including stope dimensions and in-situ stresses. The bottom table presents the rock mass classifications, factors A, B, and C, the hydraulic radii, and the stability numbers resulting from the assessment. Footwall stability is not assessed in this example, as it is considered engineered backfill; only the hanging wall, endwalls, and back are included. It can be seen that the endwalls are the limiting surface as they lie on the edge of the stable zone. The stope back is located at the edge of the *stable with support zone*, indicating the need for cablebolting.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

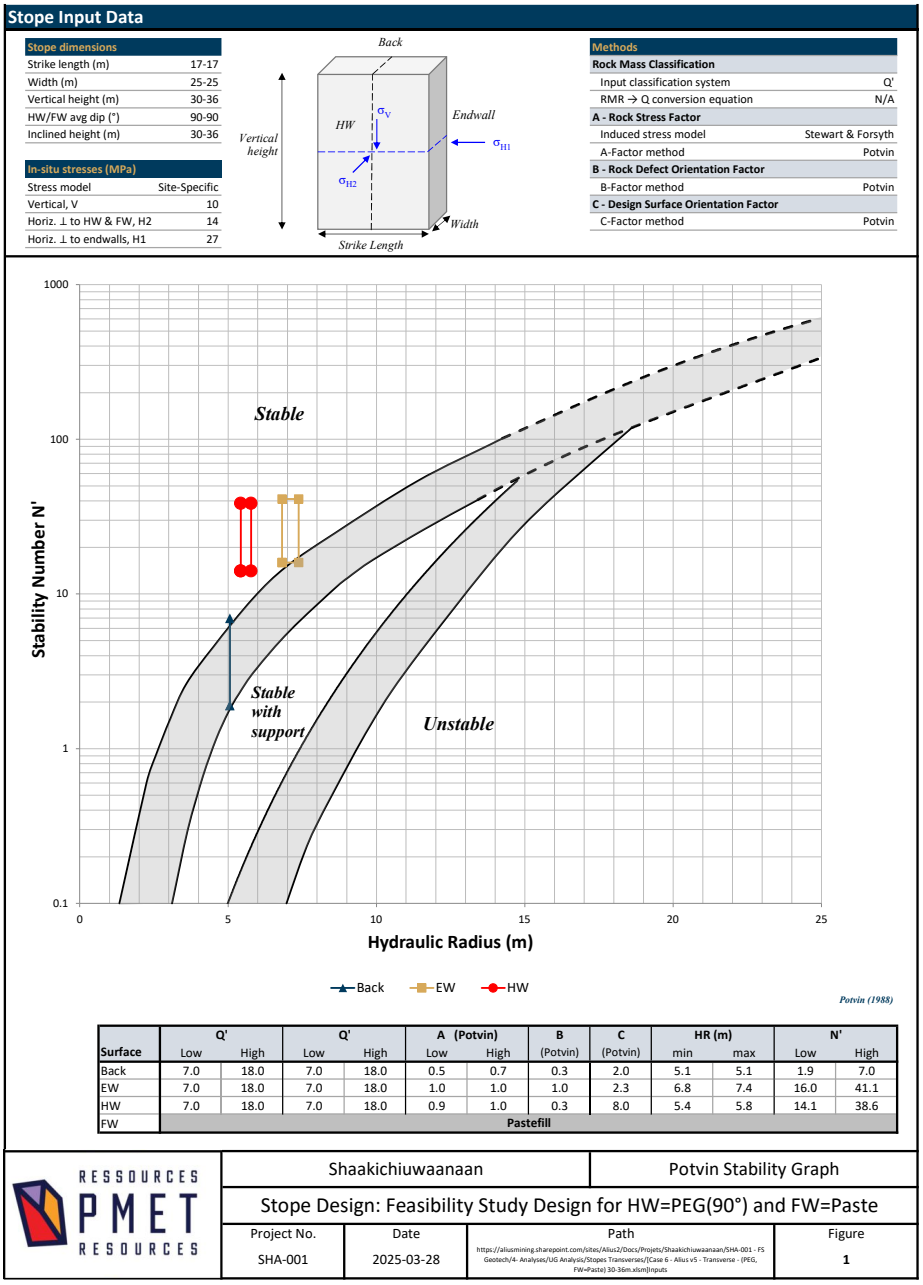


Figure 42. Example of a Potvin open stope stability chart assessment. In this example, the HW and FW are considered to be pegmatite and backfill, respectively.

The optimized dimensions for the different cases are presented in Table 53 for transverse stopes and in Table 54 for longitudinal stopes. Each table row represents a case. Backfilled endwalls are not evaluated as they are not critical. Therefore, no secondary stope types are listed in the table below, as endwalls are always backfilled.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 53. Optimized transverse stope sizes and limitations.

Type	Freq.[1]	Lithology			Max Stope Size (mL × mW × mH)	Limitation
		HW	FW	Back & EW		
P_i	26%	PEG (90°)	CPB	PEG	17 × 25 × 30–36	Back & EW
P_n	19%	AMP/META	CPB	PEG	17 × 25 × 30–36	HW & Back & EW
P_1	18%	PEG (90°)	AMP/META	PEG	17 × 25 × 30–36	Back & EW
P_1	10%	PEG (90°)	PEG	PEG	10 × 22 × 30–36	FW
P_n	8%	PEG	CPB	PEG	15 × 22 × 30–36	HW
P_1	6%	PEG	AMP/META	PEG	15 × 22 × 30–36	HW
P_1	5%	AMP/META	PEG	PEG	10 × 22 × 30–36	FW
P_1	3%	PEG	PEG	PEG	10 × 22 × 30–36	FW
P_n	3%	UMU	CPB	PEG	17 × 25 × 30–36	Back & EW
P_1	2%	PEG (90°)	UMU	PEG	17 × 25 × 30–36	Back & EW

Codes **Freq.** frequency, **HW** hanging wall, **FW** footwall, **EW** endwalls, **CPB** cemented paste backfill.
Notes **[1]** Frequency was established based on the analyzed zone of the PEA stope design (Figure 4a).

Table 54. Optimized longitudinal stope sizes and limitations.

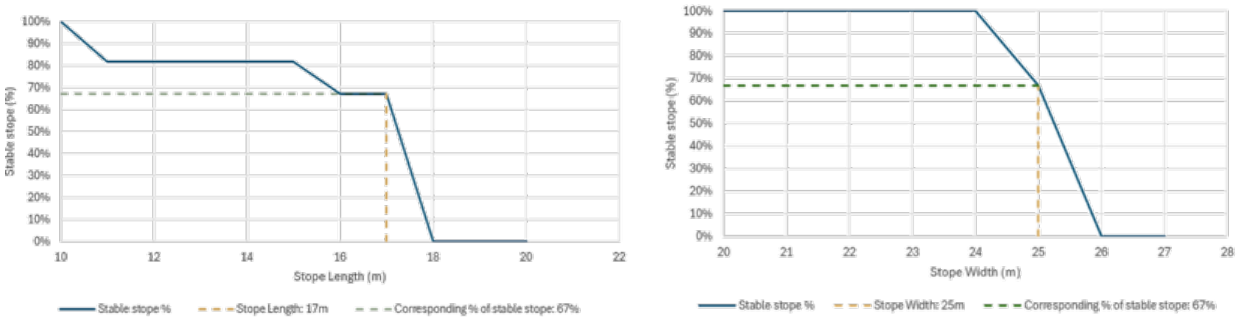
Type	Freq.[1]	Lithology			Maximum Stope Size (mL × mW × mH)	Limitation
		HW	FW	Back & EW		
P_{1-i}	45%	UMU	UMU	PEG or CPB	25 × 7 × 30–36	FW & Back
P_{1-i}	39%	AMP/META	AMP/META	PEG or CPB	17 × 7 × 30–36	HW & Back
P_{1-i}	9%	AMP/META	UMU	PEG or CPB	17 × 7 × 30–36	HW & Back
P_{1-i}	7%	UMU	AMP/META	PEG or CPB	22 × 7 × 30–36	FW & Back

Codes **Freq.** frequency, **HW** hanging wall, **FW** footwall, **EW** endwalls, **CPB** cemented paste backfill.
Notes **[1]** Frequency was established based on the intermediary DSO from the July 2024 block model (Figure 4b).

To facilitate the stope-size design process, a uniform stope size was evaluated for both transverse and longitudinal stopes. For the longitudinal stopes, a stope size of 17 mL × 7 mW × 30–36 mH was recommended.

As shown in Figure 43, for a stope length of 17 m, approximately 67% of the stopes are stable, and for a stope width of 25 m, approximately 67% of the stopes are stable. This includes the primary cases (those with a frequency exceeding 11%). After standardizing the stope size to 17 mL × 25 mW × 30–36 mH, several cases fall within the *stable with support* zone; however, no case falls within the *unstable* zone. The Potvin stability charts corresponding to this standardized stope size are presented in Appendix F.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.



(a) Variation in stope length. *(b) Variation in stope width.*

Figure 43. Percentage of stable stopes with respect to stope dimensions.

8.3.3 Dilution (ELOS) Chart

The methodology underlying the ELOS chart (Clark, 1998) follows principles similar to those of the Potvin (1988) stability chart and is briefly introduced below.

Theory

In underground mining, quantifying overbreak and assessing stope stability are essential for operational planning, safety, and cost control. One of the most widely used measures to evaluate overbreak is the Equivalent Linear Overbreak/Slough (ELOS) parameter (Clark, 1998). ELOS represents the average linear extent of overbreak per unit area of a stope surface. For any given surface (e.g., footwall, hanging wall, end wall or back), it is calculated as:

$$ELOS\ (m) = \frac{Volume\ of\ overbreak\ (m^3)}{Surface\ area\ of\ stope\ (m^2)} \qquad \textit{(eq. 37)}$$

A widely used approach for correlating stope stability with overbreak is the stability design chart overlaid with ELOS curves developed by Clark (1998). These charts are based on the original stability chart by Mathews (1980) and have been calibrated or modified by several authors, including Potvin (1988). Therefore, following the same approach as the Potvin chart calculations presented in Section 8.3.2, the stability number (eq. 32) and the hydraulic radius (eq. 31) are plotted on the chart:

The position of each surface relative to the ELOS curves serves as a predictive tool for estimating overbreak and support design. An empty ELOS stability chart is shown in Figure 44.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

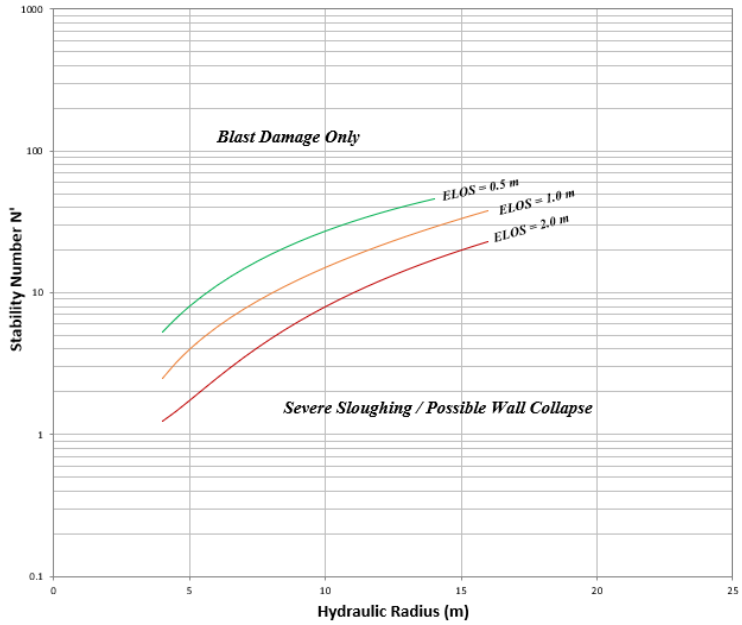


Figure 44. ELOS open stope stability chart (reproduced from Potvin, 1988 and Clark, 1998).

Recognizing that using only 0.5 m (green curve), 1.0 m (orange curve), and 2.0 m (red curve) values can be overly conservative, the adopted approach considers intermediate values between the curves.

Inputs

The inputs are the same as those presented in Section 8.3.2.

Results

The outputs of the method are ELOS predictions. ELOS values are assessed after determining the maximized stope surface dimensions using the Potvin charts. For certain stope surfaces, ELOS values are assumed without reference to the ELOS chart, as some concepts are not captured by this method. For instance:

- **Backfill surfaces** – All backfilled surfaces are assumed to have an ELOS of 0.5 m.
- **Endwalls and Back** – Since mineralized material is expected on these surfaces, and support is recommended for the back, the recommended ELOS for mine planning purposes are 0 m for EW and the back.

An example of the resulting ELOS chart is presented in Figure 45. The upper portion of the figure shows the assessment inputs, including the stope dimensions and in-situ stresses. The bottom table presents the rock mass classifications; the A, B, and C factors; the hydraulic radii; and the stability numbers obtained from the assessment. Footwall stability is not evaluated in this example, as it is represented by engineered backfill; therefore, only the hanging wall, endwalls, and back are

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

assessed.

In this example, the endwalls plot on the green curve, corresponding to an ELOS of 0.5 m. The hanging wall plots close to the orange curve, yielding an interpreted ELOS of 1.0 m. The footwall, consisting of backfill, is assigned an ELOS of 0.5 m. The back plots on the red curve, which corresponds to an interpreted ELOS of 2.0 m; however, as previously noted, the ELOS for the back is ultimately assumed to be 0.0 m (i.e., ore).

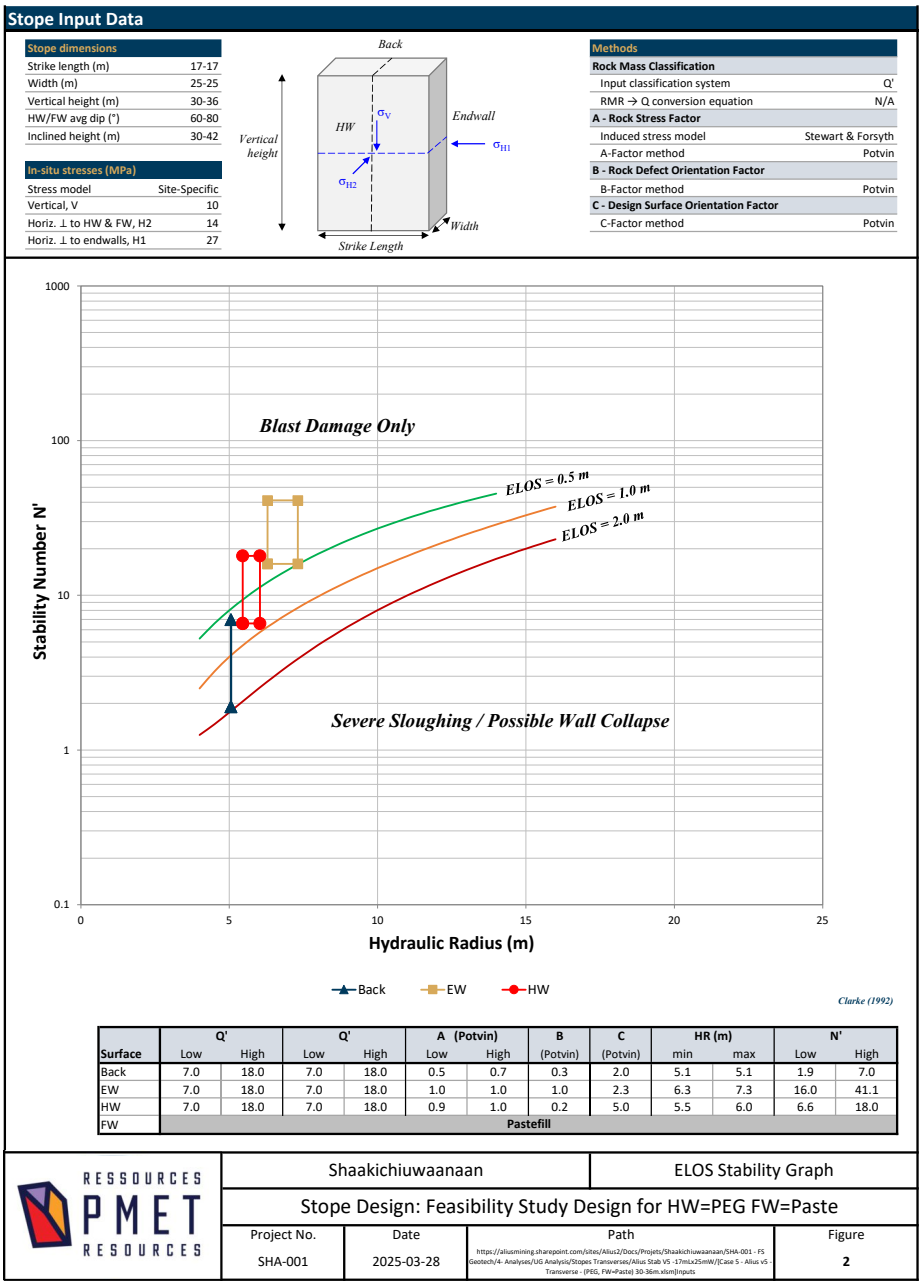


Figure 45. Example of an ELOS assessment. In this example, the HW and FW are considered to be pegmatite and backfill, respectively.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

The expected dilution estimates associated with the stope design are presented in Table 55 for transverse stopes and in Table 56 for longitudinal stopes.

Table 55. Dilution (ELOS) evaluation for transverse stopes.

Type	Freq.[1]	Lithology			Stope Size (mL x mW x mH)	ELOS			
		HW	FW	Back & EW		HW	FW	EW	Back[2]
P_i	26%	PEG (90°)	CPB	PEG	17 × 25 × 30–36	0.5	–	0.5	2.0
P_n	19%	AMP/META	CPB	PEG		0.5	–	0.5	2.0
P_1	18%	PEG (90°)	AMP/META	PEG		0.5	0.5	0.5	2.0
P_1	10%	PEG (90°)	PEG	PEG		1.0	2.0	0.5	2.0
P_n	8%	PEG	CPB	PEG		1.0	–	0.5	2.0
P_1	6%	PEG	AMP/META	PEG		1.0	0.5	0.5	2.0
P_1	5%	AMP/META	PEG	PEG		0.5	2.0	0.5	2.0
P_1	3%	PEG	PEG	PEG		1.0	2.0	0.5	2.0
P_n	3%	UMU	CPB	PEG		0.5	–	0.5	1.0
P_1	2%	PEG (90°)	UMU	PEG		0.5	0.5	0.5	2.0

Codes N/A Not available or indicated, **Freq.** Frequency, **HW** Hanging wall, **FW** Footwall, **EW** Endwalls, **CPB** Cemented CPB backfill.
Notes [1] The frequency was established based on the analyzed zone of the PEA stope design (Figure 4a).
[2] The back ELOS values presented are direct readings from the ELOS charts. However, for planning purposes, and considering the recommended support and expected mineralization on this surface, the final ELOS is taken as 0.0 m.

Table 56. Dilution (ELOS) evaluation for longitudinal stopes.

Type	Freq.[1]	Lithology			Stope Size (mL x mW x mH)	ELOS (m)			
		HW	FW	Back & EW		HW	FW	EW	Back[2]
P_{1-i}	45%	UMU	UMU	PEG or CPB	17 × 7 × 30–36	0.5	0.5	0.5	2.0
P_{1-i}	39%	AMP/META	AMP/META	PEG or CPB		1.0	0.5	0.5	2.0
P_{1-i}	9%	AMP/META	UMU	PEG or CPB		1.0	0.5	0.5	2.0
P_{1-i}	7%	UMU	AMP/META	PEG or CPB		0.5	0.5	0.5	2.0

Codes N/A Not available or indicated, **Freq.** Frequency, **HW** Hanging wall, **FW** Footwall, **EW** Endwalls, **CPB** Cemented CPB backfill.
Notes [1] The frequency was established based on the intermediary DSO from July 2024 block model, (Figure 4b).
[2]The back ELOS values presented are direct readings from the ELOS charts. However, for planning purposes, and considering the recommended support and expected mineralization on this surface, the final ELOS is taken as 0.0 m.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8.3.4 Guidelines

The stope design guidelines are presented in Table 57, alongside those from the previous geomechanical study (PEA). This table also introduces the recommended support measures for the back and hanging wall stope surfaces. Note that for longitudinal stopes, the backs are considered stable, as they are supported during development.

Table 57. Stope design guidelines.

Stope Parameter	Transverse Stopes		Longitudinal Stopes	
	PEA	FS	PEA	FS
Vertical height (m)	30	30–36	30	30–36
Strike length (m)	15	17	15	17
Width (m)	20	25	6	7
Back stability	Cablebolted	Cablebolted	Cablebolted	Cablebolted
HW stability	N/A	Cablebolted if dip <60°	N/A	Cablebolted if dip <60°

Codes N/A Not available or indicated.
Notes PEA BBA (2023a). FS Current Feasibility Study.

Table 58 presents the recommended dilution (ELOS), after weighting by the relative frequency of each stope type and after simplification for planning purposes.

Table 58. Summary of simplified ELOS assumptions for planning purposes.

ELOS	Surface	ELOS (m)	
		Transverse Stopes	Longitudinal Stopes
From chart	Endwalls	0.5	0.5
	Footwall	1.25	0.5
	Hanging wall	0.75	0.75
	Back	2.0	2.0
	All surfaces (backfill)	0.5	0.5
Simplified	Endwalls[1]	0.0	0.0
	Endwalls (backfill)	0.5	0.5
	Footwall	1.25	0.5
	Footwall (backfill)	0.5	0.5
	Hanging wall	0.75	0.75
	Back[1]	0.0	0.0

Notes [1] Assuming mineralized material and/or support.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8.4 Mine Sequence

The selected long-hole open stoping mining method, adopted in both transverse and longitudinal configurations, is a productive and widely used technique in hard rock mining for subvertical and thick ore bodies. This method allows for various mining sequences, particularly in transverse configurations.

Selecting an appropriate mining sequence is critical to ensure safe and efficient underground mine development. The recommended mining sequence for the Project was developed based on the following key objectives:

01. **Simultaneous Mining Fronts** – The sequence must allow mining multiple adjacent zones concurrently (typically two zones), progressing from west to east.
02. **Limit Early Development** – The sequence prioritizes the development of the lower portions of each zone before advancing to the upper portions, minimizing the amount of early development required at higher levels.
03. **Minimize Open Drawpoints** – Mining should be prioritized at already-developed drawpoints (DPs) before initiating new ones, to reduce potential rehabilitation requirements.

8.4.1 Development and Stope Sequence

A typical transverse stope panel, adopting a primary-secondary mine sequence that maintains a pyramidal shape, is presented in Figure 46. Based on preliminary optimization conducted by GMS, each mining zone was defined with a width of 9 stopes (approximately 150 m in strike length), to ensure efficient production. The vertical extent of the zones range between 120 and 280 m.

Contrary to what is illustrated below, no pillar is left between the lower and upper portions of the stopes; the separation is only intended to distinguish two mining fronts. As shown in Figure 46, the proposed sequence focuses primarily on the lower portion of the ore zone to minimize development requirements while maintaining a pyramidal mining sequence. This proposed sequence serves as a general guideline and should be further optimized based on local stope geometries and geotechnical conditions.

For narrower stope panels, adopt a longitudinal retreat sequence. Avoid convergent fronts and diminishing pillars.

Regarding mine development, the following practices are recommended:

- → When possible, minimize early development and adopt a "just-in-time" development strategy to reduce exposure of unused excavations.
- → Prioritize mining in already-developed drawpoints (DPs) before initiating new ones, thereby reducing the risk of deterioration and limiting rehabilitation requirements.
- → Limit the time required to support development headings, and ensure ground support installation keeps pace with advances to maintain excavation stability.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

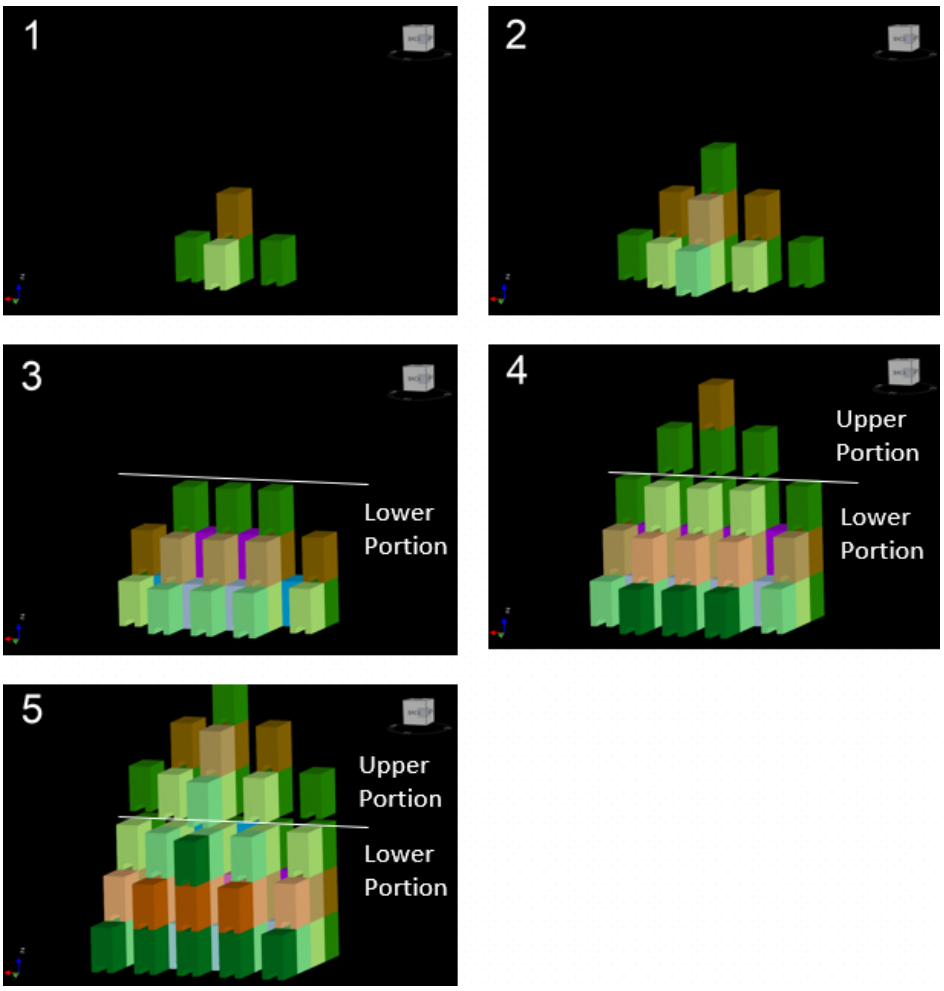


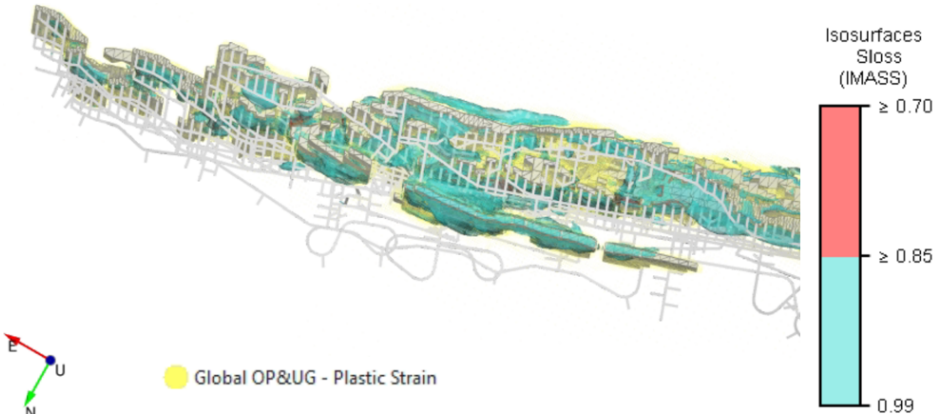
Figure 46. Isometric view of the proposed mining sequence.

8.4.2 Numerical Modelling Results

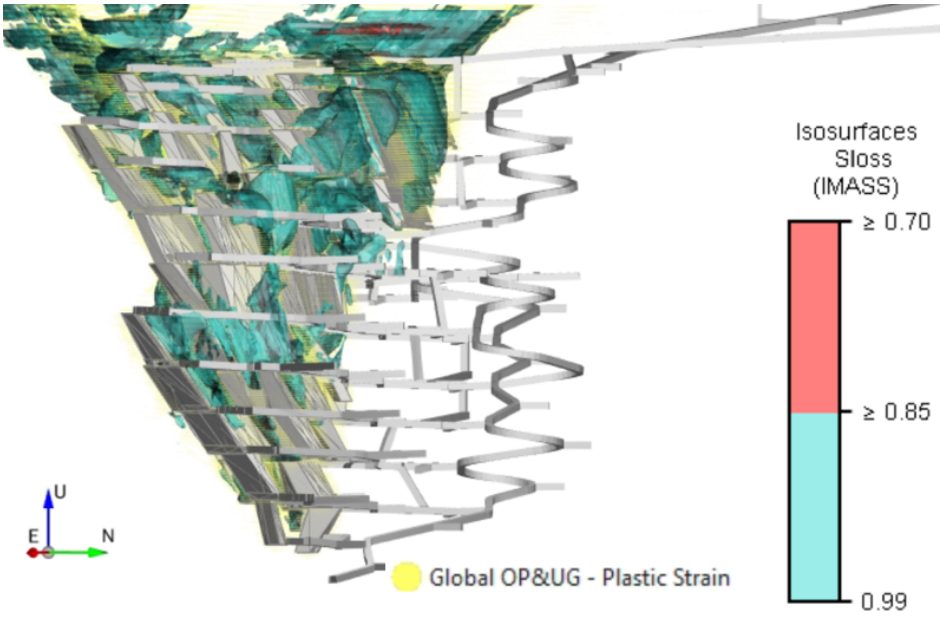
To assess the stability of the underground excavations, the mining sequence was incorporated into the numerical model to simulate the progressive extraction of stopes and the associated stress redistribution throughout the planned mine schedule.

Stability was evaluated using several key indicators derived from the model results. Figure 47 presents plan and section views showing the degree of rock mass damage (SLOSS, for strength loss) and the distribution of plastic strain after Year 2049. These outputs provide insight into localized instability around excavations and the overall stability of underground workings throughout the mining sequence. Based on the modelled response, only minor damage is anticipated, primarily confined to the immediate vicinity of the stoping areas.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.



(a) Plan view.



(b) Section view.

Figure 47. Plastic strain and rock mass damage (Sloss) using two isosurfaces.

Figure 48 presents the major principal stress (S1) and the isosurfaces of rock mass damage in plan view. Localized zones of elevated plastic strain are observed within the orebody, with yielding occurring around the stopes, within the drawpoints, and in several sections of the haulage drifts.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

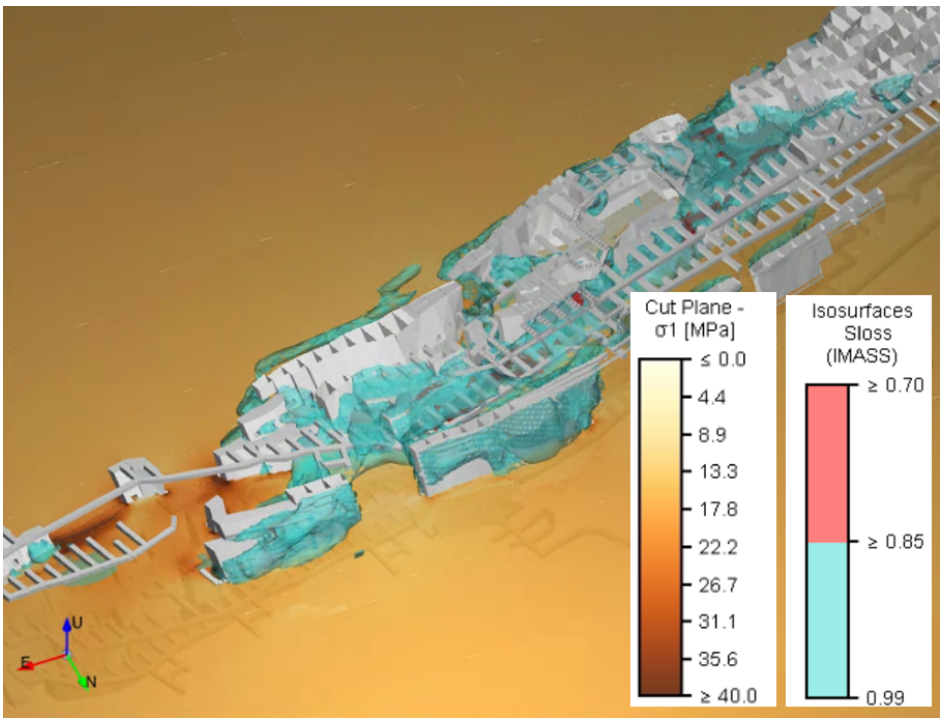


Figure 48. Major principal stress presented on a plan view and isosurfaces of rock mass damage.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8.5 Backfill

Stopes will be backfilled using cemented paste backfill (CPB) to avoid leaving rib pillars. The methodology for assessing the required cemented paste backfill strength combines empirical approaches with numerical model validation. The recommended backfill strengths are presented in this section.

8.5.1 Design Methods

Empirical methods were used to define the minimum backfill strength requirements based on stope geometry, assumed backfill properties, and the planned mining sequence. In addition, for stopes mined beneath previously placed backfill (i.e., underhand), a numerical model was used to confirm that the cemented paste backfill is stable, thereby ensuring overall stope stability.

The empirical assessment is based on a comparison of three established methods: the approach of Mitchell et al. (1982), the modified exposed-backfill method proposed by Li and Aubertin (2012), and the generalized solution developed by Belem et al. (2022). Figure 49 presents the geometric parameters used in these methods. The Mitchell et al. (1982) approach is described below, whereas the other methods are detailed in Appendix G.

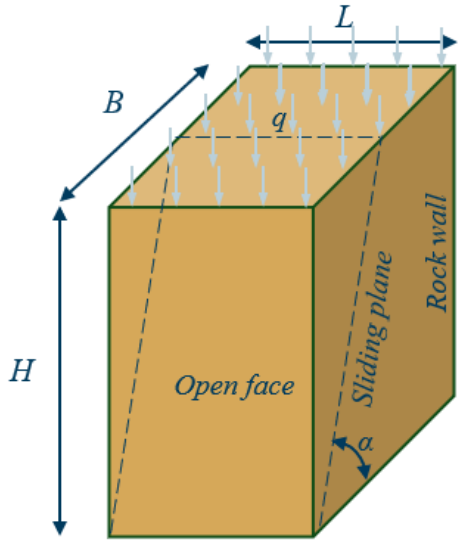


Figure 49. Stope configuration adopted for the backfill strength requirement assessment (reproduced from Li and Aubertin, 2012).

The Mitchell et al. (1982) approach relies on a validity criterion defined as a function of the stope height-to-width ratio and the backfill friction angle:

$$Criterion: \frac{H}{B} \geq \tan\alpha \qquad \textit{(eq. 38)}$$

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Where H = Stope height (m)
B = Stope width (m)
α = 45 + $\frac{\phi}{2}$ (°)
ϕ = Internal friction angle of backfill (°)

If this criterion is satisfied, the required backfill strength can be calculated using the following equation:

$$\sigma_F = \frac{\gamma L H}{L + H} \qquad \textit{(eq. 39)}$$

Where σ_F = Compressive strength of backfill (kPa)
γ = Unit weight of backfill (kN/m^3)
L = Stope length (m)

For each stope type (i.e., transverse and longitudinal), all three methods were applied, and the final recommended CPB strength requirements were established by comparing the values derived from each approach.

To evaluate the CPB strength requirements for the underhand mining sequence, a simplified 3D numerical model was developed in *FLAC3D* for both transverse and longitudinal stopes. The CPB strength was incrementally reduced in the model until noticeable backfill deformation was observed. A target factor of safety of 2.0 was used for the assessment.

The empirical and numerical analyses were conducted using the following inputs:

01. **Cemented Paste Backfill**
    - → Target factor of safety: 1.5 – 2.0
    - → Density: 20 kN/m^3
    - → Internal friction angle: 30°
02. **Stope Dimensions**
    - → Transverse: 17 mL × 25 mW × 30–36 m
    - → Longitudinal: 17 mL × 7 mW × 30–36 m

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8.5.2 Results

The empirical analyses results are presented in Table 59 for FoS ranging from 1.5 to 2.0.

Table 59. Comparison of CPB strength requirements obtained from empirical analyses.

Stope Type – Surface	Method	Factor of Safety (–)			
		2.0	1.85	1.7	1.5
Transverse – EW	Mitchell et al. (1982)	590	546	502	443
	Li and Aubertin (2012)	537	511	483	441
	Belem et al. (2022)	533	506	476	432
Transverse – HW/FW	Mitchell et al. (1982)	462	427	393	346
	Li and Aubertin (2012)	405	388	369	339
	Belem et al. (2022)	464	434	402	357
Longitudinal	Mitchell et al. (1982)	234	217	199	176
	Li and Aubertin (2012)	236	231	225	215
	Belem et al. (2022)	227	221	214	202

Codes **CPB** Cemented paste backfill, **EW** Endwalls, **HW–FW** Hanging wall and footwall.
Notes The criteria for Mitchell et al. (1982) method was not valid for the Transverse – HW/FW.

The numerical model results for both transverse and longitudinal stopes were likely optimistic for the study. Based on experience and comparisons with other mine sites, more conservative values were deemed appropriate for design purposes.

Figure 50 presents the predicted displacement within the backfilled transverse stope. In this model, a 7 mH plug composed of pastefill with a strength of 800 kPa is represented at the base of the stope, while the remaining backfill consists of cemented paste backfill (CPB) with an assigned strength of 590 kPa.

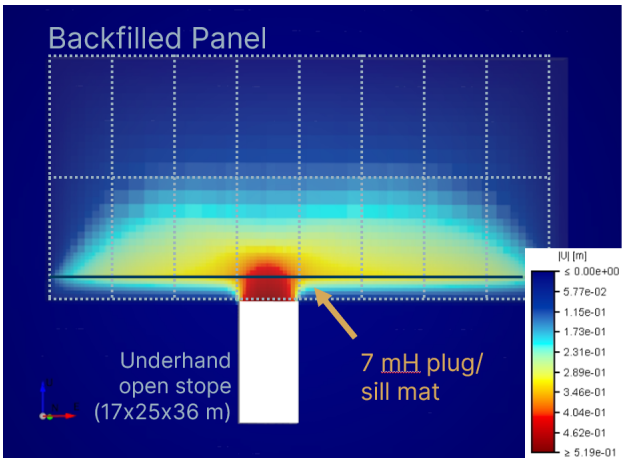


Figure 50. Longitudinal view of numerical modelling results for underhand mining beneath a backfilled stope or panel.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8.5.3 Guidelines

Table 60 presents the recommended strength requirements for cemented paste backfill (CPB). CPB is expected to be used for all stopes, with the exception of isolated stopes, which may be filled with uncemented rockfill (URF). If URF cannot be used and CPB is required instead, a minimum strength of 100 kPa should be adopted.

For the transverse primary and secondary stopes, and the longitudinal stopes, Table 60 provides a range of CPB strength requirements. This reflects the decision to adopt a factor of safety (FoS) of 2.0 at the start of the mine life, gradually reducing it to 1.5 after three years of operation, in line with conventional engineering optimization practices. Table 61 summarizes the corresponding annual strength requirements for both stope types.

For underhand mining, conservative CPB strengths are recommended. While these values may be optimized during operations, doing so would require monitoring and additional analysis.

Different CPB strength requirements apply in areas where the underground stopes interact with the open pit. This topic is discussed in Section 8.10; however, the associated CPB strength recommendations are still included in Table 60 for completeness.

Table 60. Summary of cemented paste backfill strength requirements.

Stope Type	**Strength Requirement** (kPa)	**Curing Period to Reach Required Strength** (days)
Longitudinal retreated	210–240 [1,2]	28 [1]
Longitudinal retreated – last stope (minimum capacity if URF not possible)	100	14
Transverse primary and secondary	440–540 [1,2]	28 [1]
Transverse secondary – last stope (minimum capacity if URF not possible)	100	14
Pit–stope interaction zone	2 000	56
Underhand mining	5–15 mW stope: 1 200 15–25 mW stope: 1 600	56
Upper mining [3]	100	14

Codes **CPB** Cemented paste backfill, **URF** Uncemented rockfill.
Notes [1] Strength of 200 kPa required after 3 days of curing.
[2] Refer to the Table 61 for detailed values.
[3] Upper mining: when stopes are mined from a single drift beneath the stope.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 61. Cemented paste backfill strength requirement over mine life.

Year	**Strength Requirement** (kPa)	
	Longitudinal	**Transverse**
0	240	540
1	230	510
2	220	480
3+	210	440

At this stage, fill barricades are considered to consist either of shotcrete walls or muck barricades. For muck barricades, a trapezoidal geometry is assumed following (Yang et al., 2017):

- Back length: 5.5 m
- Base length: 17.0 m
- Volume: 310 m^3

No cemented paste backfill (CPB) testwork results were available at the time these analyses were completed. For budgeting purposes, it is proposed to assume a binder content of 3% in the slurry for longitudinal stopes and 5% for transverse stopes. A curing period of 14 days should be assumed prior to blasting above a backfilled stope, and 28 days prior to exposing CPB walls. These guidelines should be reviewed once laboratory test results for the paste backfill become available.

Additional strength requirements must also be considered. A plug strength greater than 150 kPa is required before placing the residual fill. Furthermore, a residual strength exceeding 75 kPa is required before placing a muck layer over the CPB, and a residual strength greater than 100 kPa is required before blasting within a 25 m radius of the stopes.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

8.6 Crown Pillar

The following sections present the analysis of the surface crown pillar. This section addresses only the vertical pillar.

8.6.1 Design Methods

The Shaakichiuwaanaan CV5 underground mine is in a particular setting, as it is intended to be developed beneath a lake. Following Quebec's Regulation respecting occupational health and safety in mines (Éditeur officiel du Québec, 2025):

> ***Article 76***
>
> *For the purposes of this Subdivision:*
> - *An underground excavation is under the influence of a body of water where the excavation is less than 100 m (328.1 ft) from the rock contour below the body of water at its highest point;*
> - *An open pit mine is under the influence of a body of water where the width of the protective wall is less than 100 m (328.1 ft) from the body of water at its highest point.*

> ***Article 77***
>
> *An underground excavation under the influence of a body of water may not be begun without there being obtained from an engineer plans and specifications accompanied by studies covering the following elements:*
> - *A study of the surface of the site under which the surface pillars will be located;*
> - *A soil distribution study;*
> - *A study of the mechanical properties of the soil;*
> - *A study of the mechanical properties of the rock to be excavated;*
> - *A study of the hydrogeological conditions;*
> - *The data necessary for a surface pillar verification and maintenance system.*
>
> *The plans and specifications and the accompanying studies shall be kept at the mine site and shall be available at all times.*

Based on discussions with PMET, a preliminary stability assessment of a surface crown pillar less than 100 m thick was undertaken to provide increased design flexibility at this stage of the Project. This assessment was completed despite some supporting studies not yet being available to fully satisfy regulatory requirements. By comparison with similar sites in Québec, an assumed pillar thickness of 85 m was selected for evaluation. It should be noted that this value does not necessarily represent an optimized design scenario.

The crown pillar design was evaluated using two complementary approaches:

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

01. **Scaled Span Empirical Method (Carter, 2014)**
02. **Three-Dimensional (3D) Finite Difference Numerical Modelling**

The methods and their results are presented below.

First, the Scaled span method was used to complete the crown pillar thickness stability assessment. The required inputs are the rock mass classification index Q and the effective span C_s, which together allow an estimate of the probability of failure (PoF) of the pillar. The relevant equations are defined below:

$$Q = Q' \times Jw/SRF \qquad \textit{(eq. 40)}$$

where Jw = joint water reduction factor
SRF = stress reduction factor

$$C_s = S \times \sqrt{\frac{\gamma}{T \times (1 + S_r) \times (1 - 0.4\cos\theta)}} \qquad \textit{(eq. 41)}$$

where S = crown pillar span (or underground excavation span) (m)
T = pillar thickness (m)
L = length of crown (m)
γ = rock mass density (t/m^3)
S_r = S/L = span ratio (S/L)
θ = dip of pillar/foliation/mineralisation (°)

$$PoF\ (\%) = \frac{100}{1 + (440 \times \exp(-1.7 \times \frac{C_s}{Q^{0.44}}))} \qquad \textit{(eq. 42)}$$

The main rock units composing the surface crown pillar are amphibolite, metasediments, and pegmatite. Since all three units are present within the pillar, it is assumed that the lower-quality rock type is most likely to govern crown pillar stability. Accordingly, the input parameters for the analysis are based on the pegmatite unit, as it exhibits the lowest Q' values (i.e., first quartile, Q1). The minimum and maximum values adopted for the various inputs to the analysis are detailed below:

01. **Geomechanical Classification Q**
    - → Q' – the values correspond respectively to the 25th and 50th percentiles of the runs analyzed: 7 and 18, respectively.
    - → J_w – the minimum value is established as jet inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints, while the maximum value considers a medium inflow and occasional outwash of joints. Values ranging from 0.50 to 0.66 were assumed.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

→ SRF – the stress reduction factor corresponds to a medium stress level for a competent rock mass: 1.0.

02. **Pillar Span**
    → The excavation corresponds to a stope size of 17 mL × 25 mW × 30-36 mH. Therefore, a minimum and maximum width of 17 m was assumed.
03. **Length of Crown**
    → Similarly to the pillar span, since the excavation corresponds to a stope of size 17 mL × 25 mW × 30-36 mH, a minimum and maximum width of 25 m is used.
04. **Rock Mass Density**
    → The rock mass density is assumed to be 2 800 kg/m^3.
05. **Pillar Dip**
    → Values between 45° and 55° are used and take into account the foliation dip in this area.
06. **Pillar Thickness (vertical height)**
    → A thickness between 80 and 90 m is used.

The numerical model introduced in Section 8.2 was used to evaluate the stability of the surface crown pillar. In this model, the open pit, the stopes, and the overburden were included, whereas the dam and the water body were not explicitly represented. In addition, the model did not incorporate development openings or pore pressure.

The model results were examined to determine whether plastic strain –indicative of permanent deformation (e.g., fracturing) – develops within the crown pillar during the period 2031–2049.

8.6.2 Results

The empirical analysis, incorporating both lower- and upper-bound input parameters, indicates that a pillar thickness of 85 m would be acceptable from a stability perspective. This assessment is based on the conservative assumption that no ground support will be installed, thereby providing an adequate safety margin. Under these assumptions, the surface pillar exhibits an average probability of failure (PoF) of 1.5%, with a minimum–maximum range of 1.0–3.7%. Based on these results, the pillar corresponds to a “Class F” stability category.

According to the risk exposure acceptance guidelines presented in Table 62, a "Class F" pillar is recommended given the length of time for which the span will remain exposed. This class corresponds to a long-term structure with a service life of 50 to 100 years. The pillar thickness adopted in the design is therefore considered appropriate for this classification.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

Table 62. Guidelines for acceptable risk exposure. Reproduced from Carter and Miller (1995).

Class	Probability of Failure		FS min.	Max. Scaled Span	Design Guidelines for Pillar Acceptability / Serviceable Life of Crown Pillar				
	Min %	Max %			Expectancy	Years	Public Access	Regulatory Position on Closure	Operating Surveillance Required
A	50	100	< 1	$11.31 \times Q^{0.44}$	Effectively zero.	< 0.5	Forbidden	Totally unacceptable	Ineffective
B	20	50	1.0	$3.58 \times Q^{0.45}$	Very short-term [1]	1.0	Forcibly prevented	Not acceptable	Continous sophisticated monitoring
C	10	20	1.2	$2.74 \times Q^{0.46}$	Very short-term[2]	2-5	Actively prevented	High level of concern	Continous monitoring with instruments
D	5	10	1.5	$2.33 \times Q^{0.47}$	Short-term[3]	5-10	Prevented	Moderate level of concern	Continous simple monitoring
E	1.5	5	1.8	$1.84 \times Q^{0.48}$	Medium-term[4]	15-20	Discouraged	Low to moderate level of concern	Conscious superficial monitoring
F	0.5	1.5	2	$1.12 \times Q^{0.49}$	Long-term[5]	50-100	Allowed	Of limited concern	Incidental superficial monitoring
G	0.0	0.5	> 2	$0.69 \times Q^{0.50}$	Very long-term[6]	>100	Free	Of no concern	None required

[1] Temporary mining purposes only.
[2] Undesirable for temporary civil works.
[3] Semi-temporary crowns, e.g., under non-sensitive mine infrastructure.
[4] Semi-permanent crowns.
[5] Quasi-permanent crowns, civil portals.
[6] Permanent crowns over civil tunnels.

The stability chart incorporating the parameters described above is presented in Figure 51. The orange rectangle illustrates the following:

→ This is the range of possible values for the crown pillar.

→ The top-left corner of the rectangle corresponds to the scenario that incorporates all the most conservative parameter values used in the analysis.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.

→ The bottom-right corner of the rectangle corresponds to the scenario that incorporates all the least conservative parameter values.

The red diamond represents the most realistic estimate of the proposed surface crown pillar, based on the selected parameters and assumptions.

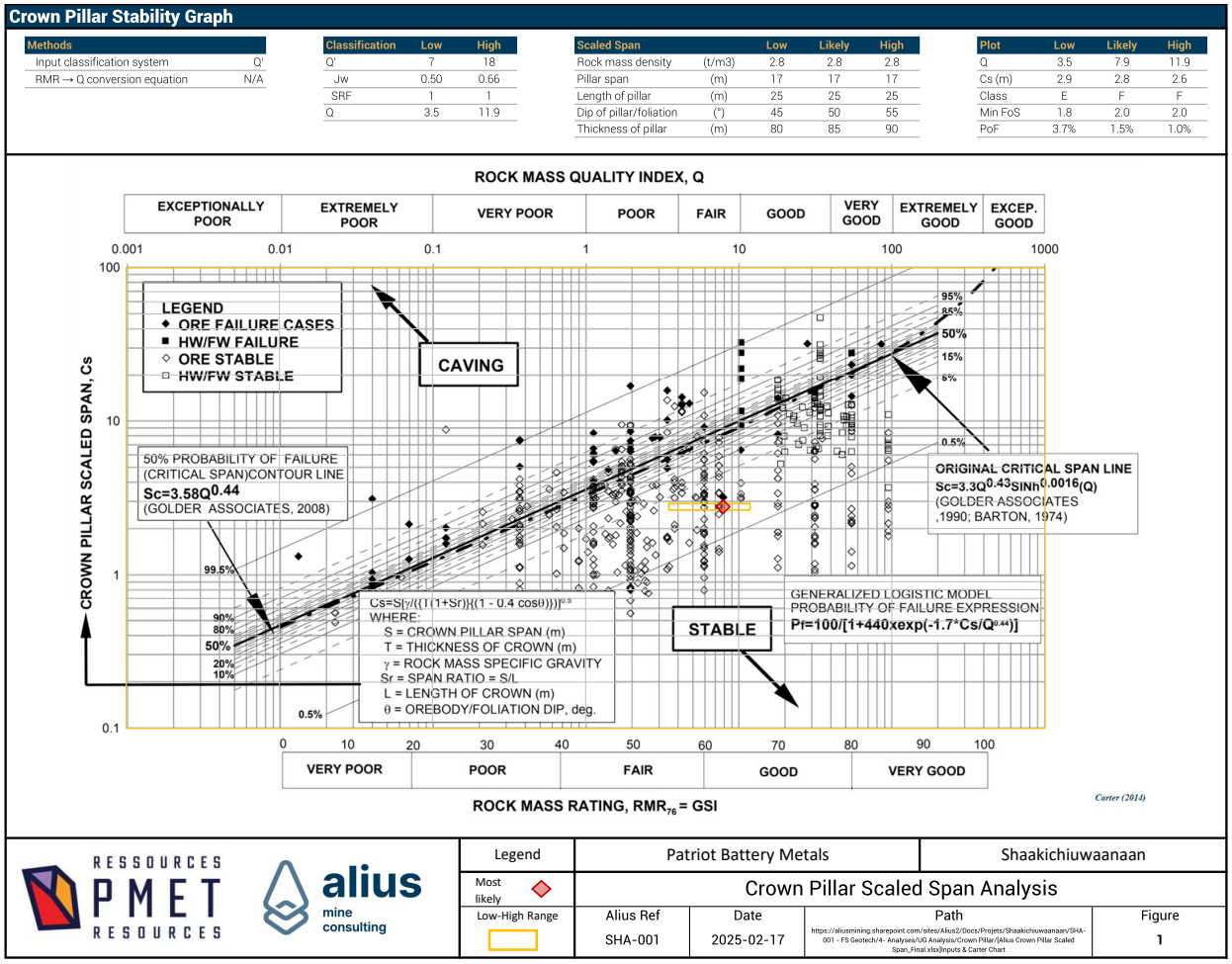


Figure 51. Scaled span stability chart with proposed inputs for the crown pillar.

The modelling results are presented in Figure 52. The numerical model indicates that plastic strain begins to develop in the crown pillar very late in the mining sequence (Years 2046–2049). This deformation occurs following the extraction of the uppermost stopes located directly beneath the water body. Further investigations and refinements – including potential adjustments to the mining sequence – will be required to mitigate this risk.

More specifically, in Year 2047, deconfinement is observed around the stopes and within the pillar. At this stage, the associated risk remains low and acceptable. By Year 2049, plastic strain is clearly present in the crown pillar. This will require additional analysis to ensure safe operating conditions when mining beneath the lake.

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.



Year 2031 – No plastic strain



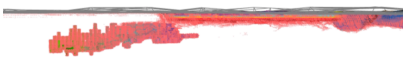
Year 2033 – No plastic strain



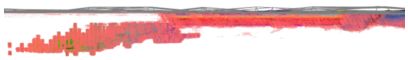
Year 2035 – No plastic strain



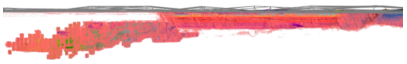
Year 2037 – No plastic strain



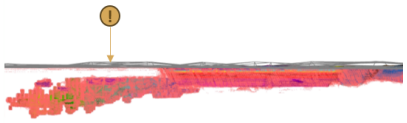
Year 2039 – No plastic strain



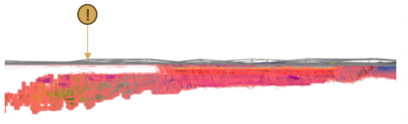
Year 2041 – No plastic strain



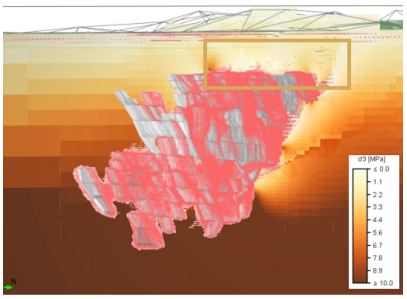
Year 2043 – No plastic strain



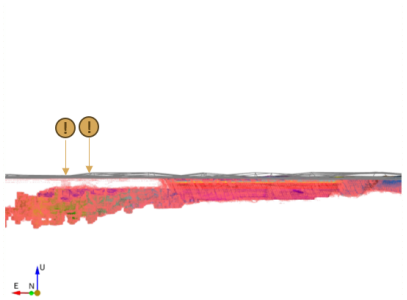
Year 2045 – Slightly visible plastic strain



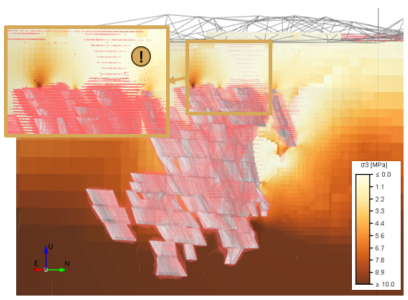
Year 2047 – Some visible plastic strain



Year 2047 – Minor principal stress (S3) & plastic strain



Year 2049 – Visible plastic strain



Year 2049 – Minor principal stress (S3) & plastic strain

Figure 52. Plastic strain development in the crown pillar for the period 2031–2049. Years 2047 and 2049 include minor principal stress (S3).

Copyright © 2026 Alius Mine Consulting Inc.
All rights reserved.