

RAPPORT D'ENQUÊTE**EN004493**

**Accident ayant causé la mort d'un travailleur de
l'entreprise Preco-MSE inc., survenu le 20 mai 2025
sur un chantier de construction
situé au 1275, boulevard Michèle-Bohec à Blainville.**

Version dépersonnalisée

Service de la prévention-inspection – Laurentides

Inspecteur :

Dominique Côté

Inspecteur :

Amadou Ba

Date du rapport : 02/07/2026

Rapport distribué à :

- Madame Mélissa Robitaille, présidente-directrice générale, Syscomax inc.
- Madame Caroline Théorêt, présidente-directrice générale, Preco-MSE inc.
- Maître Steeve Poisson, coroner
- Docteure Gabrielle Bureau, directrice de la santé publique, Centre intégré de santé et de services sociaux des Laurentides (CISSS Laurentides)
- Monsieur Alexandre Ricard, président, Fédération des travailleurs et travailleuses du Québec (FTQ-Construction)
- Monsieur Carl Dufour, président, Confédération des syndicats démocratiques (CSD Construction)
- Monsieur Pierre Brassard, président, Confédération des syndicats nationaux (CSN-Construction)
- Monsieur Sylvain Gendron, président, Syndicat québécois de la Construction (SQC)
- Monsieur Michel Trépanier, président, Conseil provincial du Québec des métiers de la construction -International (CPQMCI)

TABLE DES MATIÈRES

<u>1</u>	<u>RÉSUMÉ DU RAPPORT</u>	<u>1</u>
<u>2</u>	<u>ORGANISATION DU TRAVAIL</u>	<u>3</u>
2.1	STRUCTURE GÉNÉRALE DU CHANTIER	3
2.2	ORGANISATION DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ DU TRAVAIL	3
2.2.1	ORGANISATION DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ DU TRAVAIL POUR LE MAÎTRE D'ŒUVRE	3
2.2.2	ORGANISATION DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ DU TRAVAIL POUR PRECO-MSE INC.	4
<u>3</u>	<u>DESCRIPTION DU TRAVAIL</u>	<u>7</u>
3.1	DESCRIPTION DU LIEU DE TRAVAIL	7
3.2	DESCRIPTION DU TRAVAIL À EFFECTUER	9
3.2.1	TRAVAUX D'EXCAVATION	9
3.2.2	CONSTRUCTION DE LA PAROI BERLINOISE	10
3.2.3	ASSÈCHEMENT DES SOLS	17
<u>4</u>	<u>ACCIDENT : FAITS ET ANALYSE</u>	<u>20</u>
4.1	CHRONOLOGIE DE L'ACCIDENT	20
4.2	CONSTATATIONS ET INFORMATIONS RECUEILLIES	22
4.2.1	CONCEPTION DE LA PAROI BERLINOISE	22
4.2.2	MATÉRIAUX UTILISÉS ET MÉTHODES DE CONSTRUCTION	23
4.2.3	GESTION DES EAUX	23
4.2.4	SURCHARGES RÉELLES	24
4.2.5	INFORMATIONS SUR L'EFFONDREMENT	25
4.2.6	RAPPORT D'EXPERTISE	27
4.2.7	GESTION DES ANOMALIES CONSTATÉES LE MATIN DE L'ACCIDENT	31
4.2.8	LOI, RÈGLEMENT ET NORMES APPLICABLES	31
4.3	ÉNONCÉS ET ANALYSE DES CAUSES	34
4.3.1	TROIS TRAVAILLEURS INSTALLANT DU BOISAGE SUR LA PAROI BERLINOISE, AU FOND DE L'EXCAVATION, SONT ENSEVELIS À LA SUITE DE L'EFFONDREMENT DE LA PAROI ET DU SOL QU'ELLE RETIENT.	34
4.3.2	UNE SOUS-ESTIMATION DES POUSSÉES DERRIÈRE LA PAROI BERLINOISE, COMBINÉE À UNE SURESTIMATION DE LA CAPACITÉ STRUCTURALE DES PIEUX SOLDATS À LA CONCEPTION, CRÉE UNE INSTABILITÉ ENTRAINANT L'EFFONDREMENT D'UNE PARTIE DE LA PAROI BERLINOISE.	34

- 4.3.3 L'ÉVALUATION DU DANGER D'EFFONDREMENT DE LA PAROI BERLINOISE EST INADÉQUATE EN CE QU'ON LAISSE DES TRAVAILLEURS EFFECTUER LEURS TÂCHES À PROXIMITÉ ET AU FOND DE L'EXCAVATION, ALORS QUE DES SIGNES D'INSTABILITÉ SONT PRÉSENTS. 35

5 CONCLUSION 37

5.1 CAUSES DE L'ACCIDENT 37

5.2 SUIVIS DE L'ENQUÊTE 37

6 ANNEXES 38

ANNEXE A-ACCIDENTÉS 38

ANNEXE B-RAPPORT D'EXPERTISE 39

ANNEXE C-RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES 136

SECTION 1

1 RÉSUMÉ DU RAPPORT

Description de l'accident

Le 20 mai 2025 en avant-midi, des travailleurs de Preco-MSE inc. effectuent des travaux de mise en place de madriers de bois sur une paroi berlinoise située dans la partie nord du chantier, à une profondeur d'environ 10 m sous le niveau du sol. Alors qu'ils effectuent leurs opérations, une section de la paroi berlinoise et des sols qu'elle retient s'effondrent, ensevelissant trois travailleurs et entraînant avec elle des véhicules, des conteneurs et une roulotte de chantier occupée situés en bordure.

Conséquences

Parmi les travailleurs ensevelis, l'un décède alors qu'un autre subit de graves blessures.



Figure 1 : *Lieu de l'accident*
Source : CNESST

Libellé des causes

- Trois travailleurs installant du boiserie sur la paroi berlinoise, au fond de l'excavation, sont ensevelis à la suite de l'effondrement de la paroi et du sol qu'elle retient.
- Une sous-estimation des poussées derrière la paroi berlinoise, combinée à une surestimation de la capacité structurale des pieux soldats à la conception, crée une instabilité entraînant l'effondrement d'une partie de la paroi berlinoise.

- L'évaluation du danger d'effondrement de la paroi berlinoise est inadéquate en ce qu'on laisse des travailleurs effectuer leurs tâches à proximité et au fond de l'excavation, alors que des signes d'instabilité sont présents.

Mesures correctives

Le 20 mai 2025, dans le rapport d'intervention RAP1512414, la CNESST ordonne l'arrêt complet des travaux sur le chantier et exige au maître d'œuvre :

- d'obtenir d'un ingénieur une attestation à l'effet que les sections d'étaçonnement qui demeurent en place sont sécuritaires;
- d'élaborer une procédure de travail sécuritaire signée et scellée par un ingénieur compétent pour effectuer les travaux de sécurisation, le cas échéant, des sections de l'étaçonnement toujours en place;
- d'élaborer une procédure de travail sécuritaire signée et scellée par un ingénieur pour le ramassage des décombres dans la section où un glissement de terrain a eu lieu;
- d'élaborer une procédure de travail sécuritaire signée et scellée par un ingénieur pour la reconstruction de l'étaçonnement et la poursuite des travaux.

Le 22 décembre 2025, dans le rapport d'intervention RAP1539546, la CNESST autorise la reprise des travaux dans la partie sud du chantier puisque le maître d'œuvre a réalisé des travaux de sécurisation selon des procédures établies par des ingénieurs et a fourni une attestation d'un ingénieur à l'effet que les sections d'étaçonnement sont sécuritaires à cet endroit.

Le 8 mai 2026, les travaux de sécurisation de la partie nord du chantier sont toujours en cours.

Le présent résumé n'a pas de valeur légale et ne tient lieu ni de rapport d'enquête, ni d'avis de correction ou de toute autre décision de l'inspecteur. Il constitue un aide-mémoire identifiant les éléments d'une situation dangereuse et les mesures correctives à apporter pour éviter la répétition de l'accident. Il peut également servir d'outil de diffusion dans votre milieu de travail.

SECTION 2

2 ORGANISATION DU TRAVAIL

2.1 Structure générale du chantier

Il s'agit d'un chantier sur lequel s'effectuent des travaux de construction d'un nouveau bâtiment de 15 étages qui comprendra des appartements locatifs ainsi qu'un stationnement souterrain de trois niveaux. Syscomax inc. est le maître d'œuvre du chantier.

Syscomax inc. est un entrepreneur général effectuant des travaux dans les domaines commerciaux, industriels et résidentiels à haute densité (immeubles à condominiums et à logements). L'entreprise emploie quelques travailleurs de la construction et fait principalement appel à des sous-traitants pour la réalisation des travaux sur ses chantiers.

L'avis écrit d'ouverture de chantier de construction transmis par le maître d'œuvre indique que le coût total des travaux est de 100 000 000 \$ et qu'un maximum de 100 travailleurs de la construction seront présents simultanément sur le chantier de construction.

Syscomax inc. emploie un directeur de chantier, un chargé de projet et un surintendant pour gérer le chantier. Le surintendant est présent à temps plein sur les lieux, alors que le directeur de chantier et le chargé de projet s'y rendent selon les besoins. Les équipes de travailleurs sur le site sont gérées au quotidien par les surintendants et les contremaîtres de leurs employeurs respectifs.

Preco-MSE inc. est engagée en sous-traitance par Syscomax inc. pour réaliser la conception et la construction d'un ouvrage de soutènement de type paroi berlinoise au chantier, de même que pour la mise en place des pieux de fondation du bâtiment. Elle emploie notamment un ingénieur, qui réalise la conception de la paroi berlinoise, un chargé de projet et un surintendant pour la gestion du projet, ainsi que des contremaîtres et des travailleurs de la construction pour la réalisation des travaux.

2.2 Organisation de la santé et de la sécurité du travail

2.2.1 Organisation de la santé et de la sécurité du travail pour le maître d'œuvre

2.2.1.1 Mécanismes de participation

Trois mécanismes de participation propres aux chantiers de construction doivent obligatoirement être mis en place pour des travaux de cette envergure :

- Un comité de chantier doit être formé dès le début des travaux par le maître d'œuvre, puisqu'il est prévu que le chantier occupe au moins 20 travailleurs simultanément.
- Un coordonnateur en santé et sécurité (CoSS) doit être présent à temps plein au chantier, puisqu'il est prévu que le chantier occupe au moins 100 travailleurs de la construction simultanément et que le coût des travaux excède 12 000 000 \$.

- Un représentant en santé et sécurité (RSS) doit être présent à temps plein au chantier, puisqu'il est prévu que le chantier occupe au moins 100 travailleurs de la construction simultanément et que le coût des travaux excède 12 000 000 \$.

Les mécanismes requis sont en place. Un comité de chantier est formé par le maître d'œuvre et se réunit toutes les deux semaines. Une CoSS et un RSS sont présents à temps plein sur le chantier.

2.2.1.2 Gestion de la santé et de la sécurité

La CoSS effectue un accueil avec tout nouveau travailleur qui se présente sur le chantier. Elle demande à chacun des sous-traitants de lui remettre une analyse sécuritaire de tâche (AST) au début de chaque journée de travail.

Lorsqu'il est prévu qu'un chantier puisse occuper au moins 10 travailleurs de la construction simultanément à un moment des travaux, le maître d'œuvre doit, en collaboration avec les employeurs sous-traitants, élaborer un programme de prévention spécifique au chantier. Syscomax inc. a rédigé un programme de prévention pour le chantier et demande à ses sous-traitants de fournir leurs programmes de prévention pour compléter celui-ci.

Le programme de prévention du maître d'œuvre pour le chantier contient une section sur les travaux d'excavation. Celle-ci comprend trois paragraphes qui rappellent essentiellement les obligations réglementaires des articles 3.15.1. (1), 3.15.3. (1) et 3.15.4. du *Code de sécurité pour les travaux de construction* (CSTC), c'est-à-dire :

- la vérification de la présence de canalisations souterraines;
- l'installation d'échelles et la surveillance de l'état des parois pour les tranchées;
- la nécessité d'étaçonner les parois d'excavation et de tranchées solidement, avec des matériaux de qualité et conformément aux plans et devis d'un ingénieur.

Le programme de prévention contient également une fiche de tolérance zéro produite par la CNESST et un formulaire de permis concernant les travaux d'excavation.

2.2.2 Organisation de la santé et de la sécurité du travail pour Preco-MSE inc.

2.2.2.1 Mécanismes de participation

Preco-MSE inc. est une entreprise qui compte un établissement. Le nombre de travailleurs à l'emploi pour celle-ci varie en fonction de la charge de travail à effectuer. Elle emploie environ 100 travailleurs lors des périodes les moins occupées et peut embaucher jusqu'à 140 travailleurs lorsque la charge de travail est plus élevée. Parmi les employés de l'entreprise, seuls les travailleurs de la construction sont membres d'une association syndicale.

Dans les établissements comptant plus de 20 travailleurs, un comité de santé et sécurité (CSS) doit être formé et au moins un représentant en santé et sécurité doit être désigné parmi les travailleurs.

Un CSS est en place pour l'établissement de Preco-MSE inc. Il n'y a pas de représentant en santé et sécurité.

2.2.2.2 Gestion de la santé et de la sécurité

Preco-MSE inc. est [REDACTED], ainsi que d'une association sectorielle paritaire, l'ASP-Construction.

L'entreprise fait partie du secteur d'activité économique *Bâtiment et travaux publics*. En vertu du *Règlement sur le programme de prévention*, elle doit mettre en place un programme de prévention pour son établissement. Preco-MSE inc. a élaboré un programme de prévention pour son établissement. Il porte sur les risques auxquels les travailleurs de l'entreprise sont exposés de façon générale.

Preco-MSE inc. a aussi élaboré un programme de prévention spécifique pour le chantier en cours. Celui-ci contient une section sur la construction des murs de soutènement et une autre sur les travaux d'excavation.

Dans la section spécifique à la construction des murs de soutènement, l'article 25.5.4 mentionne :

25.5.4 Boisage

[...]

Ensevelissement

- *S'assurer de surveiller la solidité du mur afin d'éviter l'affaissement.*

[...]

Responsable : Travailleurs et contremaître

La section portant sur les travaux d'excavation donne des directives essentiellement basées sur les articles 3.15.1. à 3.15.6. du CSTC :

26.8 Tranchées / Excavations / Creusements

[...]

Ne pas déposer de matériaux à moins de 1,2 m (48 po) du sommet des parois et ne pas circuler ou stationner de véhicules à moins de 3 m (9 pi 10 po) des parois.

[...]

Maintenir les tranchées ou excavations raisonnablement asséchées.

Signaler sans délai au supérieur immédiat toute anomalie ou défectuosité observée.

Lors de l'étañonnement, utiliser des matériaux de qualité et conformes aux plans et devis d'un ingénieur.

[...]

Au cours des travaux, inspecter ou entretenir les parois de façon à ce qu'il n'y ait jamais de pierre ou de matériaux susceptibles de s'en détacher ni de masse surplombante.

[...]

SECTION 3

3 DESCRIPTION DU TRAVAIL

3.1 Description du lieu de travail

Le chantier de construction se situe au 1275, boulevard Michèle-Bohec à Blainville. Il s'agit d'un bâtiment de 15 étages, comprenant un stationnement souterrain de trois niveaux faisant partie du projet Liria Blainville. Le terrain où s'effectuent les travaux est enclavé entre l'autoroute des Laurentides (A15) à l'ouest et le boulevard Michèle-Bohec à l'est. Au nord et au sud se trouvent respectivement un concessionnaire automobile et un immeuble à bureaux.

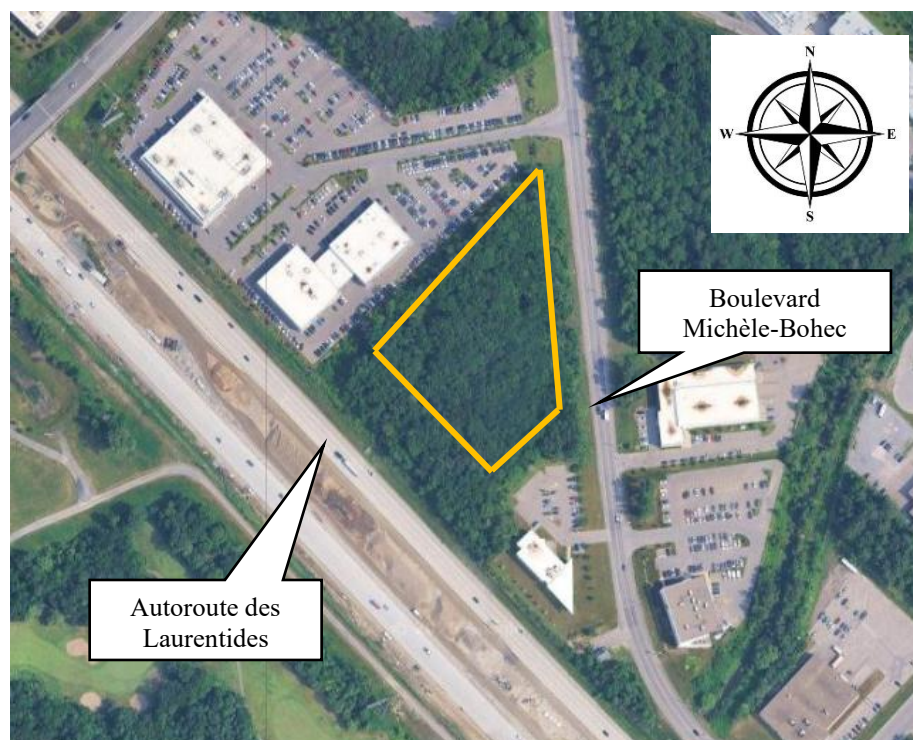


Fig. 2 : *Emplacement du chantier*
Source : Google Maps (modifiée par la CNESST)

Des études géotechniques ont été réalisées à la demande du maître d'œuvre avant le début des travaux. Celles-ci indiquent que le sol est composé des éléments suivants, du haut vers le bas :

- un couvert végétal;
- un dépôt de sable sur une épaisseur variant entre 3 m et 4,9 m;
- un dépôt d'argile sur une épaisseur de 13,6 m à 16 m;
- un dépôt d'origine glaciaire (till) à des profondeurs variant entre 17,3 m et 19,8 m;
- du roc à des profondeurs variant entre 17,96 m et 21,44 m.

L'excavation pour la construction des fondations et du stationnement souterrain est située le long du boulevard Michèle-Bohec, à environ 18 m de la chaussée asphaltée. Un chemin d'accès pour véhicules est aménagé le long de la limite nord du terrain. Celui-ci mène à la zone de stationnement des véhicules des travailleurs et à une rampe d'accès située sur le côté ouest de l'excavation permettant aux véhicules et aux engins de chantier d'atteindre le fond de celle-ci.

Quatre roulottes de chantier, un bloc sanitaire mobile ainsi que deux conteneurs à outils sont positionnés au nord-est du chantier, en bordure de l'excavation.

Une plateforme (*pad*) est aménagée en bordure de la paroi du côté est de l'excavation. Celle-ci est conçue pour recevoir des camions-pompes et des bétonnières en vue des travaux de bétonnage.

L'ensemble de l'excavation, à l'exception de la rampe d'accès, est ceinturé par un système d'assèchement de sol par pointes filtrantes.

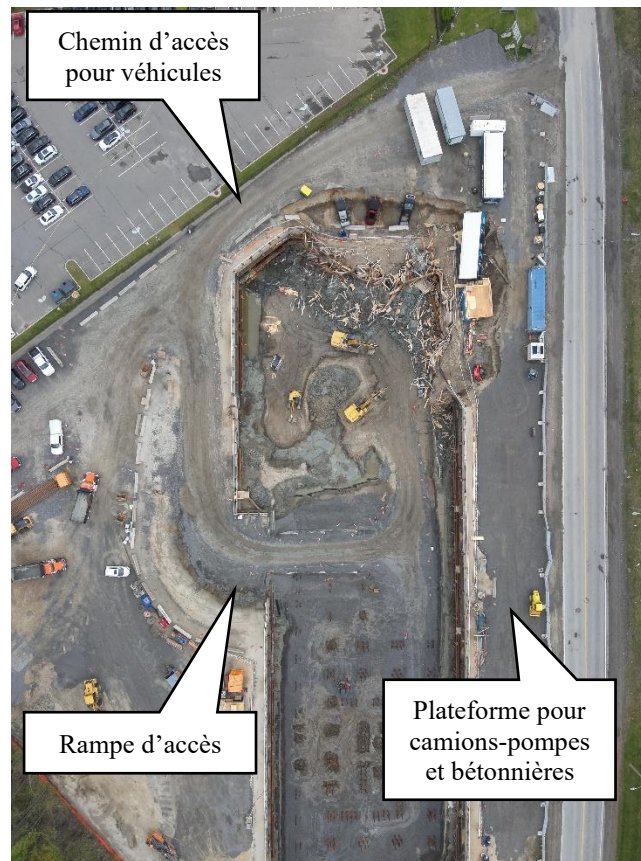


Fig. 3 : Aménagement du chantier
Source : CNESST

En date du 20 mai 2025, l'excavation est en majeure partie creusée à son niveau final, qui est d'environ 10 m sous le niveau du sol au pied de la paroi berlinoise. Les principaux sous-traitants présents au chantier sont :

- Normand Jasmin Excavation inc. pour les travaux d'excavation;
- Preco-MSE inc. pour les travaux de soutènement des parois d'excavation et les travaux d'installation des pieux;
- Draina-Sol 2008 inc. pour l'assèchement des sols autour de l'excavation.

Le matin de l'accident, la température est de 10 °C. Selon Agrométéo Québec, à la station Sainte-Anne-des-Plaines, environ 28 mm de pluie sont tombés au total lors des trois journées précédentes.

3.2 Description du travail à effectuer

Pour permettre la construction du stationnement souterrain et des fondations du bâtiment, des travaux d'excavation sont nécessaires sur une profondeur d'environ 10 m. Ces travaux sont réalisés dans du sable jusqu'à une profondeur variant de 3 m à 4,9 m, puis dans l'argile jusqu'au niveau d'excavation finale.

Le rapport d'étude géotechnique daté du 9 juillet 2024 (ci-après nommé le rapport d'étude géotechnique), réalisé pour le maître d'œuvre, prévoit deux scénarios afin de réaliser les travaux d'excavation de façon sécuritaire : excaver les parois dans un angle de 27° (un vertical pour deux horizontal) ou soutenir les parois avec un étançonnement. Le maître d'œuvre a opté pour la réalisation d'un étançonnement de type paroi berlinoise. Sa fonction est de retenir les sols autour de l'excavation pour empêcher qu'ils ne s'effondrent pendant les travaux.

Le maître d'œuvre a également mis en place une méthode pour assécher les sols durant les travaux. Cette méthode consiste en l'installation d'un système de pompage relié à des pointes filtrantes enfoncées dans le sol autour de l'excavation.

3.2.1 Travaux d'excavation

Les travaux d'excavation à l'intérieur de la paroi berlinoise ont débuté en décembre 2024. Ils consistent à évacuer le sable et l'argile à l'aide de pelles mécaniques et de camion-bennes. Le sable excavé est déposé sur le côté ouest du chantier, alors que l'argile est évacuée à l'extérieur du site. Le sable accumulé est périodiquement étendu sur le fond de l'excavation pour constituer des plateformes de travail temporaires, car l'argile a une trop faible consistance pour supporter le poids de la machinerie et des travailleurs. Une plateforme permanente est réalisée à l'aide de gravier au niveau final de l'excavation.

Deux pelles mécaniques de marque Toromont-Cat, modèle 336 Tier-4/Stage V, d'une capacité de 36 tonnes, sont utilisées pour effectuer l'excavation de masse. Une pelle mécanique de marque Toromont-Cat, modèle 310 Tier-4/Stage V, ayant une capacité de 10 tonnes, est utilisée pour réaliser le creusage en bordure de la paroi berlinoise et entre les pieux soldats puisqu'un travail de précision est requis à ces endroits. Des camions-bennes à 12 roues sont utilisés pour le transport des matières.

Du début des travaux jusqu'au jour de l'accident, environ 5 700 voyages de camion-benne ont été effectués pour évacuer l'argile excavée du chantier. Le 20 mai 2025, l'excavation est rendue au niveau final à l'exception de la section entre le côté ouest de la paroi berlinoise et la bordure nord de la rampe d'accès.



Fig. 4 : *Avancement de l'excavation le 20 mai 2025*
Source : CNESST

Une plateforme permanente est en place au fond de l'excavation dans la section au sud de la rampe d'accès. Du côté nord, une plateforme de travail temporaire en sable est en place.

3.2.2 Construction de la paroi berlinoise

La paroi berlinoise est réalisée selon un plan d'ingénieur (ci-après nommé le plan) et est composée des éléments suivants :

- pieux soldats;
- boisage;
- moises;
- tirants;
- fixations des tirants;
- étais.

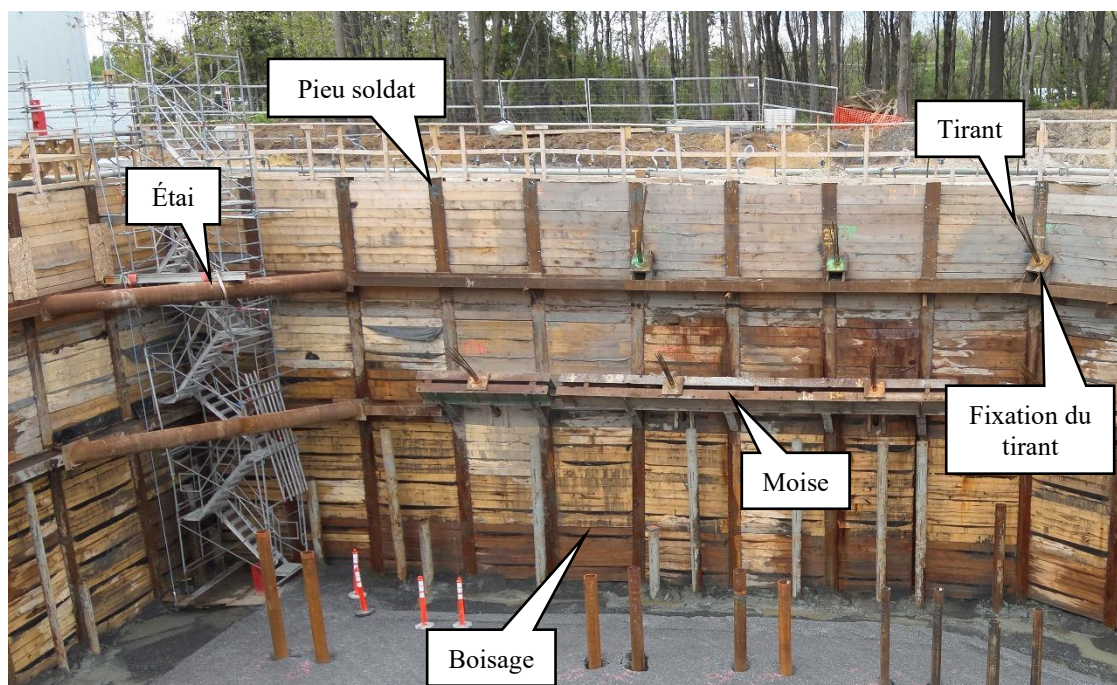


Fig. 5 : Composantes de la paroi berlinoise

Source : CNESST

Pieux soldats

La construction débute par l'installation des pieux soldats. Ceux-ci sont constitués de profilés d'acier HP 12 x 53 qui sont enfoncés dans le sol par battage, à l'aide d'une grue munie d'un marteau-pilon, jusqu'au refus¹. Le plan prévoit l'installation d'un total de 150 pieux soldats à des intervalles variant entre 2,17 m et 2,43 m. Les pieux soldats sont enfoncés avant le début des travaux d'excavation. Lorsqu'ils sont tous installés, un arpentage est réalisé pour déterminer leur positionnement exact.

¹ Le refus est l'arrêt de l'enfoncement d'un tube ou d'un pieu sous l'effet des coups d'un outil de battage. Selon le document *Calcul de battage selon la formule de Hiley* de l'ingénieur concepteur, le refus est considéré atteint lorsque l'enfoncement du pieu ne dépasse pas 1 po pour trois coups de marteau-pilon.



Fig. 6 : *Installation de pieux soldats*

Source : Syscomax inc. (rognée par la CNESST)

Boisage

Les travaux de boisage consistent à installer des madriers de bois entre les pieux soldats. Le plan prévoit l'utilisation de madriers de tremble d'une épaisseur de 76 mm (3 po). Les madriers s'appuient sur les semelles des profilés d'acier utilisés comme pieux soldats.

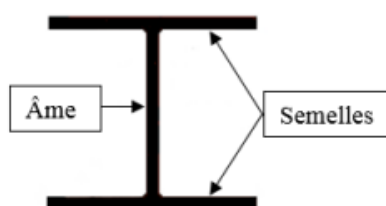


Fig. 7 : *Coupe latérale d'un profilé d'acier (pieu soldat)*

Source : CNESST

L'installation du boisage se fait au fur et à mesure de l'avancement du creusage. Un maximum de 1,2 m de profondeur peut être excavé à la fois avant de procéder à l'installation des madriers, afin d'empêcher les parois de s'effondrer sur les travailleurs.



Fig. 8 : *Creusage et boisage par section de 1,2 m de profondeur*

Source : Syscomax inc. (rognée par la CNESST)

Lorsqu'une section est prête pour l'installation du boisage, les travailleurs commencent par installer de deux à quatre madriers un derrière l'autre au point le plus bas excavé. Ceux-ci sont fixés aux pieux soldats avec des boulons. Par la suite, ils installent une membrane géotextile derrière le boisage, puis continuent l'installation des madriers vers le haut. Avant d'installer les derniers madriers, l'espace vide entre le boisage et la paroi à l'arrière de celui-ci est comblé avec un matériau granulaire (criblure), puis les derniers madriers sont installés. Le travail de boisage se poursuit de cette façon jusqu'au fond de l'excavation.



Fig. 9 : *Remplissage de l'espace vide derrière le boisage avec un matériau granulaire*

Source : Syscomax inc. (rognée par la CNESST)

Moises

Les moises sont des profilés d'acier qui sont installés horizontalement sur la façade des pieux soldats. Leur rôle est de répartir les charges provenant des pieux vers les tirants. Le plan de la paroi berlinoise prévoit l'installation de deux rangs de moises.

Le premier rang de moises est à environ 2,5 m sous le niveau du sol le long du côté nord de l'excavation. Celui-ci est constitué de profilés d'acier W24 x 68 installés de façon continue sur la presque totalité de la paroi berlinoise. Le premier rang est interrompu seulement aux abords de la rampe d'accès puisqu'à cet endroit la paroi berlinoise est plus basse.

Le deuxième rang de moises est à une profondeur d'environ 5,75 m sous le niveau du sol le long du côté nord de l'excavation. Il est constitué de plusieurs sections de deux profilés d'acier W24x68 installés côte à côte dans un angle de 45°. Les sections relient de deux à cinq pieux soldats et sont installées sur la presque totalité de la paroi berlinoise. Seuls quelques pieux soldats le long de la rampe d'accès et dans les coins de paroi formant un angle de 90° ne sont pas munis de moises de deuxième niveau. À ces endroits, des moises internes, des moises de tête et des étais sont installés.

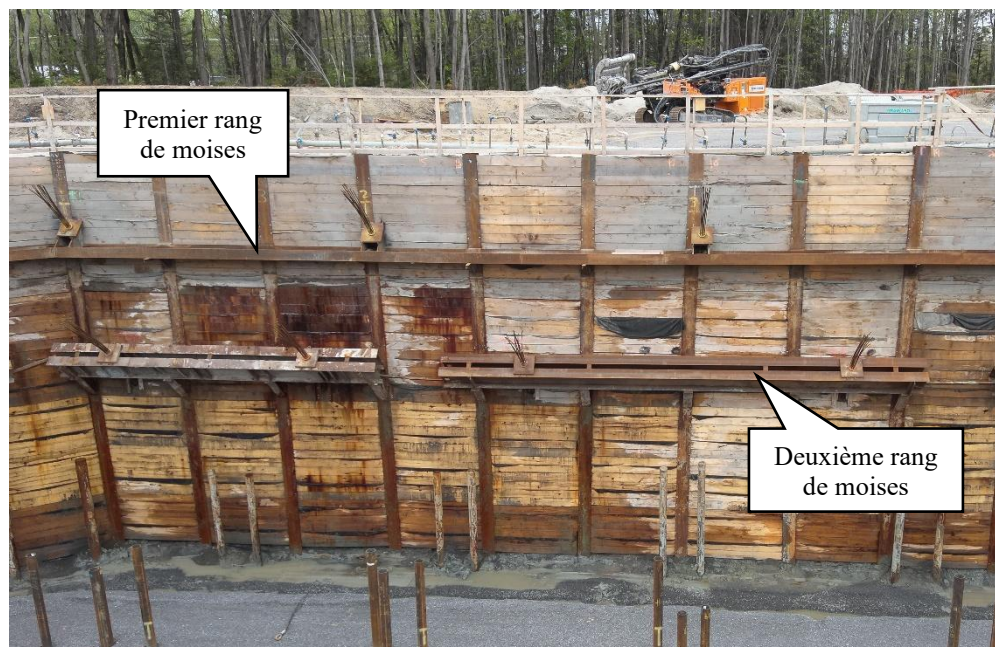


Fig. 10 : *Premier et deuxième rangs de moises*
Source : CNESST

Tirants

Les tirants sont des câbles d'acier qui sont mis en place dans le sol derrière la paroi. Leur rôle est d'augmenter la résistance du mur avec un ancrage dans le roc. Selon le plan, chaque tirant est composé de 5 à 12 câbles de 15 mm (0,6 po). Ils sont installés dans un angle de 45° et se prolongent jusqu'à une profondeur de 6 m dans le roc, qui se trouve environ 10 m plus bas que le fond de l'excavation. Pour effectuer leur installation, des forages sont réalisés à partir de l'intérieur de

l'excavation. Par la suite, les câbles d'acier sont insérés dans ceux-ci, puis un coulis cimentaire est injecté pour les fixer dans le roc.



Fig. 11 : *Forage pour l'installation de tirants*
Source : Syscomax inc. (rognée par la CNESST)

Fixations des tirants

Les tirants sont reliés à la paroi berlinoise par des fixations. Ces dernières sont constituées de diverses pièces métalliques qui sont soit soudées, soit maintenues en place par compression. Les fixations sont appuyées sur les pieux soldats et les moises. Les tirants sont mis sous tension au moment de réaliser les fixations. La mise sous tension se fait à l'aide d'un vérin hydraulique de type monotoron, c'est-à-dire que chaque câble qui constitue le tirant est mis sous tension individuellement.



Fig. 12 : *Fixation d'un tirant sur une moise*
Source : Syscomax inc. (rognée par la CNESST)

Le plan prévoit un total de 99 fixations pour l'ensemble de la paroi, soit 40 au niveau du premier rang de moises, 54 au niveau du deuxième rang de moises et 5 sur les moises internes.

Étais

Les étais sont des montages de tubes d'acier de 406 mm de diamètre par 9,5 mm d'épaisseur (16 po par 0,375 po), appuyés sur des moises ou sur des poutres d'acier et installés à l'horizontale dans les coins de paroi formant un angle de 90°. Leur rôle est de renforcer les pieux soldats dans les coins en contrebalançant les poussées provenant des deux directions. Trois coins de la paroi sont munis d'étais : le coin nord-est, le coin à l'extrémité sud et un coin sur le côté ouest, à l'endroit où la paroi est déviée pour suivre la courbure de la rampe d'accès.

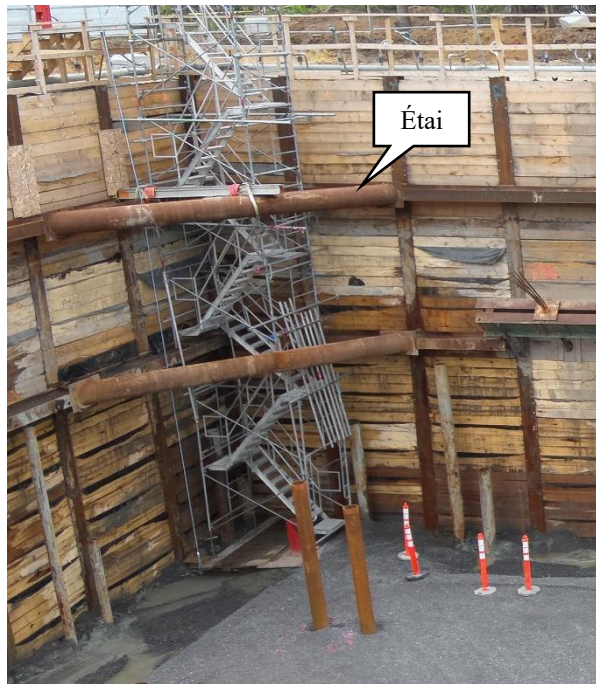


Fig. 13 : *Étais dans le coin à 90° à l'extrémité
sud de l'excavation*
Source : CNESST

Le 20 mai 2025, l'ensemble des pieux soldats, des tirants, des fixations, des moises et des étais prévus au plan sont installés. Le boisage est complété jusqu'au fond dans toute la partie de l'excavation située au sud de la rampe d'accès. Du côté nord, du boisage reste à faire à partir de la rampe d'accès, jusqu'au coin nord-est sur une hauteur d'environ 1,2 m. Quatre travailleurs de Preco-MSE inc. sont attitrés à cette tâche. Un travailleur coupe les madriers pour les ajuster aux espaces mesurés entre les pieux soldats, alors que les trois autres effectuent l'installation de ceux-ci.

3.2.3 Assèchement des sols

Le rapport d'étude géotechnique indique que les travaux d'excavation se feront sous la nappe phréatique et que des infiltrations causées par des eaux de ruissellement et des nappes d'eau souterraines occluses pourraient survenir. Le signataire du rapport affirme qu'il sera primordial de contrôler les venues d'eau en périphérie de l'excavation.

Différentes méthodes existent pour réaliser l'assèchement des sols. Celle retenue par le maître d'œuvre est le système de pompage par pointes filtrantes. Elle consiste à enfoncer dans le sol par forage des tubes dont l'extrémité inférieure se termine en pointe. La partie inférieure des tubes comporte des ouvertures sur environ 0,5 m de hauteur, dans lesquelles sont installés des filtres qui permettent le passage de l'eau et retiennent les particules solides.



Fig. 14 : *Pointes filtrantes*

Source : Syscomax inc. (rognée par la CNESST)

Chaque pointe filtrante est reliée à un tuyau collecteur de 152 mm (6 po) installé en surface via un conduit flexible et une valve manuelle. Les tuyaux collecteurs sont reliés à des pompes qui créent une pression négative dans le système. L'eau dans le sol est ainsi aspirée vers les pompes, puis est rejetée dans le réseau d'égout pluvial de la municipalité en passant préalablement par des bacs de sédimentation.

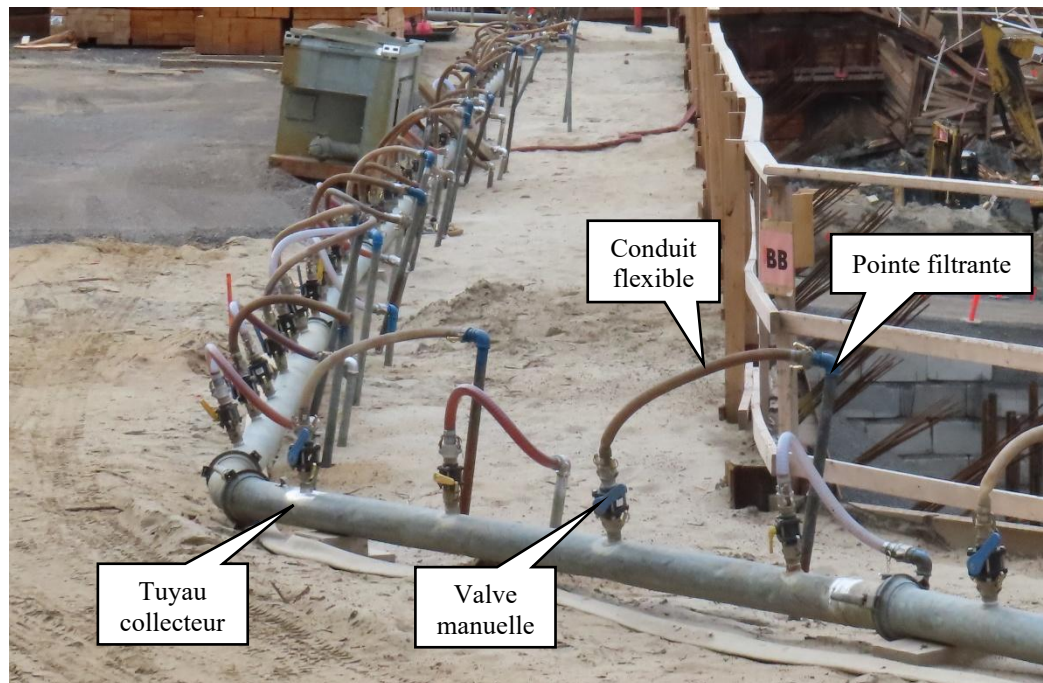


Fig. 15 : *Système de pointes filtrantes*
Source : CNESST

Le système de pointes filtrantes a été installé du 2 au 18 décembre 2024 selon un croquis fourni par Draina-Sol 2008 inc. Sa conception et sa configuration ont évolué au fil du temps en raison des enjeux survenus au cours des travaux.

Le 20 mai 2025, les pointes filtrantes sont installées tout le tour de la paroi berlinoise, à l'exception de la zone de la rampe d'accès. Elles sont positionnées de 2,4 m à 3 m horizontalement de la paroi, à raison d'une pointe par mètre linéaire. Une pointe sur deux se termine directement au niveau où commence l'argile, alors que les autres se terminent 1 m plus haut, dans le sable. Cette méthode d'installation a pour but de réduire la quantité d'eau qui descend jusqu'à l'argile et de capter l'eau qui circule directement sur celle-ci. Le système de pointes filtrantes permet d'assécher les sols au-dessus de l'argile, car il n'est pas conçu pour fonctionner directement dans ce type de sol.

Un technicien en assèchement des sols est présent sur le chantier. Sa tâche consiste à assurer la bonne marche du système et à effectuer l'ajustement des pompes et des valves en fonction des quantités d'eau présentes dans le sol. Si le système n'est pas ajusté adéquatement, certaines pointes peuvent aspirer de l'air en raison du manque d'eau dans le sol. Cette situation crée une perte de pression dans l'ensemble du système qui est relié sur la pompe et doit être évitée.

SECTION 4

4 ACCIDENT : FAITS ET ANALYSE

4.1 Chronologie de l'accident

Le lundi 19 mai 2025 étant une journée fériée, le chantier est fermé. Cependant, puisqu'il y a eu beaucoup de pluie durant la fin de semaine, **A** de Normand Jasmin Excavation inc. et **B** se rendent au chantier pour vérifier l'état de l'excavation et le fonctionnement du système de pointes filtrantes. Ceux-ci ne remarquent aucune anomalie pendant leur visite.

Le 20 mai 2025, les travailleurs du chantier arrivent sur les lieux entre 4 h 45 et 7 h 00. Ils constatent la présence de fissures au sol qui longent le sommet de la paroi berlinoise. Celles-ci partent près du centre du côté nord de la paroi et se rendent jusqu'aux conteneurs à outils situés sur le côté est, en passant sous les roulottes de chantiers installées au coin nord-est. Ils constatent également que des madriers de boisage sont bombés au fond de l'excavation, près du coin nord-est, entre les pieux soldats 69 et 81. Des madriers sont fendus sous l'effet du bombage entre les pieux soldats 79 et 81.

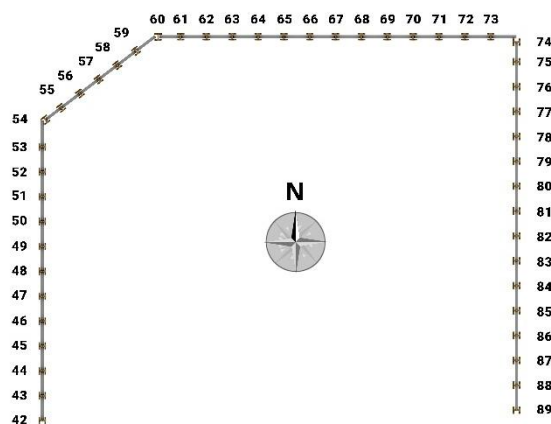


Fig. 16 : Numérotation des pieux soldats
dans le secteur nord (42 à 89)

Source : CNESST

Les travailleurs de Preco-MSE inc. ont pour tâche de continuer l'installation du boisage dans le bas de la paroi berlinoise à partir du coin nord-est (pieu soldat 79), soit dans la zone où des madriers sont bombés et fendus. Aucune personne en autorité de Preco-MSE inc. n'est arrivée au chantier au moment de débiter les travaux. Les travailleurs de Preco-MSE inc. se consultent entre eux et décident de ne pas débiter leurs tâches à l'endroit prévu en attendant d'avoir des directives. Ils se rendent sur le côté ouest de l'excavation, au nord de la rampe d'accès, et commencent l'installation du boisage à partir du pieu soldat 48. Ils poursuivent leurs travaux en se dirigeant vers le nord.

En début de matinée, **A** de Normand Jasmin Excavation inc., ainsi que **C** de Syscomax inc. et **D** constatent les anomalies relevées par les travailleurs dans le coin nord-est. Ils laissent ceux-ci continuer leur travail sur le côté ouest.

D'autres anomalies sont constatées en début de matinée. Le sol sous les conteneurs à outils près du coin nord-est s'est affaissé de 75 à 150 mm (3 à 6 po). La roulotte de chantier adjacente aux conteneurs à outils n'est plus appuyée sur les cales de support à son extrémité sud. De plus, la main courante d'un escalier temporaire en bois, situé entre cette roulotte et les conteneurs à outils, est appuyée sur le haut de la roulotte, alors qu'il y avait un espace d'environ 50 mm (2 po) lors de sa construction la semaine précédente.

C de Syscomax inc. contacte son supérieur hiérarchique, **E**, pour l'aviser de la situation. Celui-ci se présente au chantier vers 8 h 50. Il constate les anomalies et se questionne de surcroît sur l'alignement des pieux soldats le long du côté nord. Une rencontre de coordination est déjà prévue au chantier à 9 h 00 avec des représentants des sous-traitants, dont **K** et **F** de Preco-MSE inc. Les représentants de Syscomax inc. décident de rapporter la situation aux représentants de Preco-MSE inc. lors de celle-ci.

K et **F** de Preco-MSE inc. arrivent au chantier vers 9 h 00. Ils effectuent une visite des lieux avec les représentants de Syscomax inc., puis ils participent à la réunion organisée par le maître d'œuvre. Lors de celle-ci, des discussions ont lieu au sujet des anomalies constatées sur la paroi berlinoise. **E** demande qu'un nouvel arpentage des pieux soldats soit réalisé pour s'assurer qu'ils n'ont pas bougé. La rencontre se termine vers 10 h 00. Après celle-ci, **F** de Preco-MSE inc. contacte une entreprise spécialisée afin qu'un arpentage soit réalisé au courant de la journée.

J de Preco-MSE inc. arrive au chantier vers 10 h 00. Il rencontre **K** et **F** de Preco-MSE inc. Ces derniers l'informent de la situation au chantier. **J** se rend ensuite dans la roulotte de son employeur et complète des tâches administratives.

À la suite de la rencontre avec les sous-traitants, **E** continue d'observer la paroi berlinoise dans le secteur nord. Les travailleurs de Preco-MSE inc. poursuivent les travaux de boisage en direction du coin nord-est. Vers 11 h 00, ils sont rendus à installer les madriers entre les pieux soldats 63 et 66. À ce moment, ils constatent la présence de fissures sur l'argile derrière la paroi berlinoise, à l'endroit où ils doivent installer le boisage. Quelques secondes plus tard, une section de la paroi berlinoise et le sol qu'elle retient s'effondrent, puis une masse d'argile s'étend dans l'excavation.

Trois travailleurs se trouvent directement au pied de la paroi (ci-après nommés le travailleur n° 1, le travailleur n° 2 et le travailleur n° 3). Le sol, au pied de la paroi, est environ 0,5 m à 1 m plus bas que le reste de l'excavation. Les trois travailleurs s'éloignent de la paroi en courant dans des directions différentes, mais l'argile continue de s'étendre vers eux. Les travailleurs n° 2 et n° 3 sont partiellement ensevelis par l'argile, alors que le travailleur n° 1 est complètement enseveli.

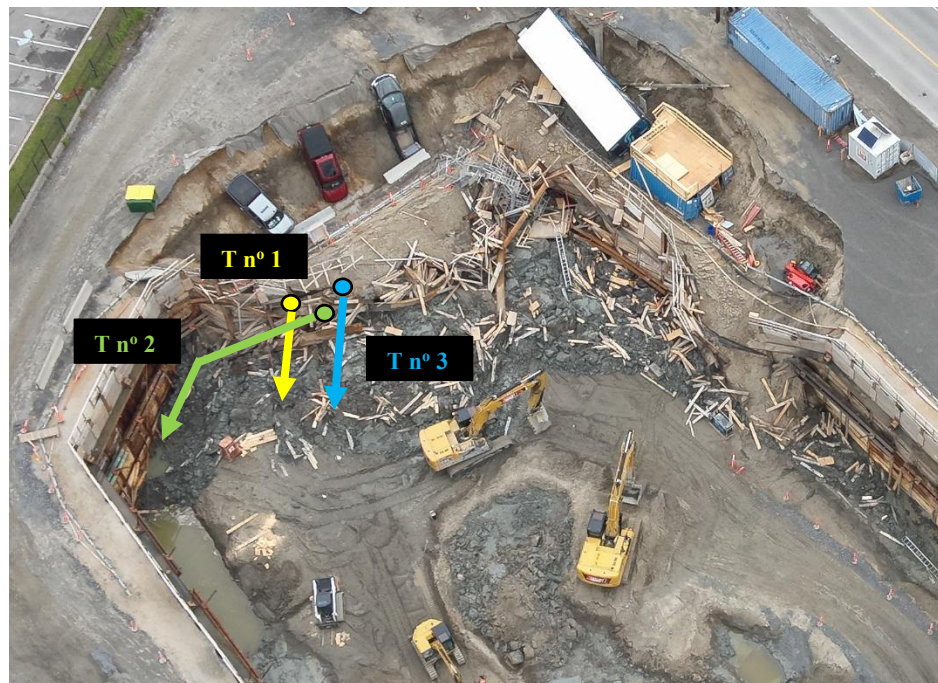


Fig. 17 : Emplacement et déplacement des travailleurs au moment de l'effondrement (T signifie travailleur)

Source : CNESST

L'effondrement de la paroi berlinoise se poursuit jusqu'au pieu soldat 62 du côté ouest et jusqu'au pieu soldat 87 du côté est. À l'arrêt de l'effondrement, les autres personnes présentes au chantier accourent pour aider les travailleurs ensevelis. Les travailleurs n° 2 et n° 3 parviennent à s'extirper de l'argile et à sortir de l'excavation. Après plusieurs minutes, le travailleur n° 1 n'a toujours pas pu être dégagé. Entretemps, les services d'urgence arrivent au chantier et demandent à toutes les personnes présentes de sortir de l'excavation, car un nouvel effondrement pourrait survenir. Les travailleurs n° 2 et n° 3 sont pris en charge par les premiers répondants pour traiter leurs blessures.

L'effondrement entraîne dans l'excavation trois camionnettes, une roulotte de chantier, des conteneurs à outils et un chariot élévateur. D se trouve à l'intérieur de la roulotte de chantier au moment de l'effondrement. Elle est évacuée lors d'une opération de sauvetage effectuée par les services d'urgence.

Les services d'urgence ne peuvent atteindre immédiatement l'emplacement où se trouve le travailleur n° 1. Une procédure de sauvetage est élaborée par un ingénieur dans le courant de l'après-midi. Le travailleur est dégagé des décombres en début de soirée. Il est transporté à l'hôpital de Saint-Jérôme, où son décès est constaté.

4.2 Constatations et informations recueillies

4.2.1 Conception de la paroi berlinoise

Le maître d'œuvre a fait réaliser des études sur le sol présent au chantier, dont une étude géotechnique préliminaire en juin 2020, un échantillonnage environnemental en août 2020, une

investigation complémentaire en février 2022 et une étude géotechnique complémentaire en juillet 2024. Ces documents contiennent des informations sur la nature du sol et sur les eaux souterraines. Ils fournissent des recommandations, notamment sur les méthodes d'excavation durant la construction, sur la gestion des eaux souterraines et sur les paramètres à considérer pour la réalisation des soutènements temporaires.

La conception et la construction de la paroi berlinoise sont réalisées par l'entreprise sous-traitante Preco-MSE inc. Les calculs et les plans sont rédigés par **G** (ci-après nommé l'ingénieur). Celui-ci dispose seulement de l'étude géotechnique complémentaire de juillet 2024 pour réaliser la conception.

L'ingénieur affirme avoir utilisé le *Manuel canadien d'ingénierie des fondations* (MCIF) pour réaliser sa conception. Il s'agit d'une norme reconnue comme règle de l'art au Québec, notamment pour la conception des fondations, des excavations et des soutènements.

Aucune pression hydraulique n'est prise en compte dans les calculs de l'ingénieur, car il considère que toute l'eau présente dans le sol autour de l'excavation sera entièrement drainée durant les travaux. Les calculs incluent une surcharge uniforme de 14,36 kPa (300 lb/pi²) autour de l'excavation.

4.2.2 Matériaux utilisés et méthodes de construction

Le plan émis pour la construction de la paroi berlinoise indique les matériaux à utiliser. Ils sont achetés et fournis par Preco-MSE inc., puis livrés sur le chantier par celle-ci ou ses fournisseurs.

Preco-MSE inc. a des procédures de travail couvrant les diverses étapes de la construction d'une paroi berlinoise. Elle réalise aussi des rapports durant la construction de la paroi, notamment des rapports :

- d'enfoncement pour les pieux soldats;
- de forage pour l'installation des tirants;
- de mise en tension des tirants.

Un arpentage des pieux soldats est réalisé le 17 janvier 2025, à la suite de leur installation, pour déterminer leur position exacte.

L'analyse des documents d'achat et de livraison des matériaux, des procédures de travail de l'employeur, des différents rapports relatifs à la construction de la paroi berlinoise et les observations faites au chantier ne permettent pas d'identifier des écarts significatifs dans la construction de la paroi berlinoise par rapport au plan de construction émis par l'ingénieur.

4.2.3 Gestion des eaux

Selon les études géotechniques réalisées pour le maître d'œuvre, la nappe phréatique se trouve à une profondeur d'environ 1,2 m sous le niveau du sol, soit dans la couche de sable au-dessus de l'argile.

Le système d'assèchement des sols par pointes filtrantes utilisé au chantier est fourni et installé par Draina-Sol 2008 inc., selon l'entente avec le maître d'œuvre. Il est conçu pour capter l'eau qui se trouve au-dessus du dépôt d'argile. Des problèmes surviennent, principalement aux mois de janvier et février 2025, en lien avec son utilisation, notamment :

- Les pointes filtrantes sont d'abord installées à environ 1 m de la paroi berlinoise. En raison de cette proximité, les extrémités des pointes sont parfois exposées à l'air libre pendant le creusage ou se trouvent très près de la surface excavée, ce qui les amène à aspirer de l'air au lieu de l'eau, créant ainsi une perte de pression dans le système.
- Après avoir rabattu la nappe phréatique, c'est-à-dire l'avoir abaissée au niveau le plus bas possible, les quantités d'eau captées par les pointes filtrantes sont plus faibles que prévu. Le faible débit, en combinaison avec les températures froides, favorise le gel de l'eau aspirée dans la tuyauterie, ce qui rend le système inopérant.
- Au début de l'hiver, **B** n'est pas présent à temps plein sur le chantier. Il ne peut donc effectuer les ajustements requis pour s'adapter aux fluctuations de quantité d'eau pompée.

En réaction à ces problèmes, plusieurs modifications sont faites pour améliorer la situation :

- Présence du **B** à temps plein à partir du mois de février.
- Remplacement des pompes initialement installées par un modèle mieux adapté au pompage de petites quantités d'eau.
- Déplacement des pointes filtrantes à environ 2 m à 3 m de la paroi berlinoise.
- Induction d'eau provenant d'une source externe dans les tuyaux collecteurs pour assurer un débit minimal en tout temps.
- Ajout de toiles de plastique en surface sur les pointes filtrantes et la tuyauterie.
- Construction d'abris chauffés autour des pompes.
- Ajout de pointes filtrantes afin d'atteindre un ratio d'une pointe par mètre linéaire.

Malgré la présence du système de pointes filtrantes, de l'eau s'accumule régulièrement au fond de l'excavation. Cette eau provient du ruissellement de surface, des pluies, du suintement de l'argile et de venues d'eau souterraine. Ces dernières se produisent principalement à trois endroits :

- sur le côté ouest de l'excavation, au sud de la rampe d'accès, entre les pieux soldats 17 à 22, à partir d'environ 4 m de profondeur;
- au coin nord-ouest et le long de la paroi nord de l'excavation, à partir d'environ 3 m de profondeur;
- sur le côté est de l'excavation, entre les pieux soldats 104 et 105, à partir d'environ 6 m de profondeur.

Les surplus d'eau sont dirigés dans des rigoles aménagées à cet effet au fond de l'excavation et sont évacués avec des pompes.

4.2.4 Surcharges réelles

Plusieurs éléments créent une surcharge sur le sol au sommet de la paroi berlinoise :

- roulottes de chantier et conteneurs, principalement près du coin nord-est (3000 à 11500 kg chacun);
- barrières en béton (*jersey*), le long du côté nord et de la rampe d'accès (+/- 2300 kg chacune);
- pompes et réservoirs du système de drainage sur les côtés nord, est et ouest (+/- 200 à 1800 kg chacun);
- stationnement de camionnettes le long du côté nord (+/- 2500 kg chacune);
- circulation de véhicules de travailleurs et de véhicules lourds sur le chemin d'accès du côté nord et sur la rampe d'accès;
- utilisation de machinerie lourde lors des travaux de déplacement des pointes filtrantes en février et mars 2025;
- plateformes en matériaux granulaires compactés sur les côtés nord et est de l'excavation;
- circulation et stationnement d'un chariot élévateur autour de l'excavation (4800 kg et charge allant jusqu'à 2500 kg).

Les éléments de surcharge fixes, soit les roulottes, les conteneurs, les pompes, les réservoirs et les barrières en béton, sont positionnés à 3 m et plus de la paroi berlinoise. Le chemin d'accès des véhicules est à environ 4 m de la paroi à son point le plus près, c'est-à-dire au coin nord-ouest de l'excavation. Le bord des plateformes de matériaux granulaires compactées est à environ 2 m de la paroi. Le chariot élévateur circule entre le système de pointes filtrantes et la bordure du chantier, soit à au moins 3 m de la paroi.

Le maître d'œuvre évalue lui-même le respect de la limite de surcharge en calculant les poids des différents équipements fixes et véhicules par rapport à leur dimension au sol. Il considère que les équipements en place ne dépassent pas la limite de surcharge prévue à la conception.

4.2.5 Informations sur l'effondrement

À la suite de l'accident du 20 mai 2025, le maître d'œuvre procède au démantèlement de la section de paroi effondrée. Lors de cette opération, tous les éléments de la paroi entre les pieux soldats 62 à 85 sont retirés et observés, à l'exception des tirants T-20 et T-74 et de la partie enterrée des pieux soldats 79 et 81.

Tous les pieux soldats retirés présentent un point de flexion vers le côté excavé à environ 2,5 m sous le fond de l'excavation. Quelques pieux soldats présentent un ou deux points de flexion supplémentaires moins prononcés à environ 6 m et 11,5 m sous le fond de l'excavation. Ils présentent également, à l'exception des pieux soldats 66, 67, 68 et 74, un point de flexion en sens inverse à environ 2 m au-dessus du fond de l'excavation.

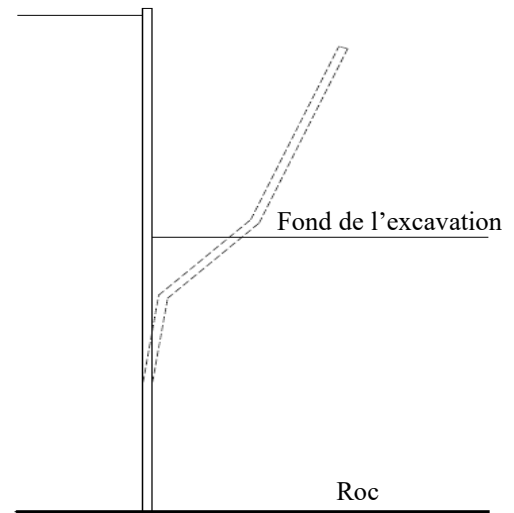
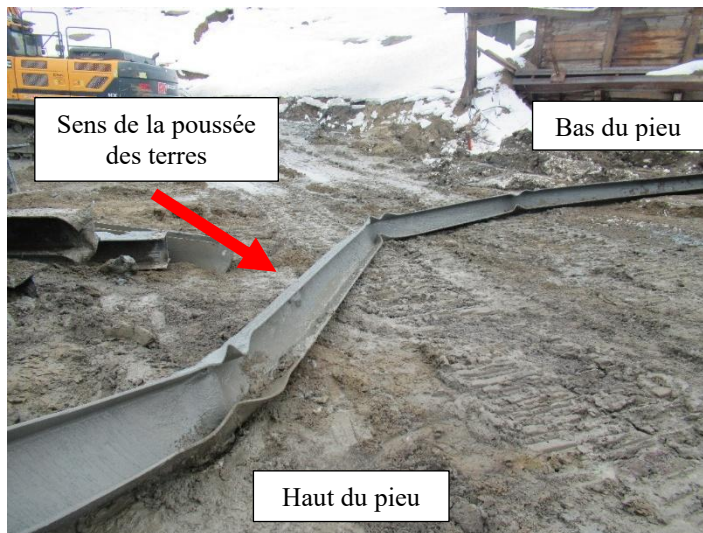


Fig.18 et 19 : *Déformation typique constatée des pieux soldats lors de l'effondrement*
Source : CNESST

La moise supérieure se casse à trois endroits durant l'effondrement, soit au niveau des soudures près des pieux soldats, 69, 81 et 85. Les deux étais du coin nord-est pivotent en sens antihoraire.

Lors de l'effondrement, la majorité des fixations de tirants sur la moise supérieure sortent de leurs appuis. En ce qui concerne les moises du bas, la majorité des fixations de tirants passent entre les profilés d'acier sur lesquels elles s'appuient. Après l'effondrement, les fixations de tirants se retrouvent derrière la paroi.

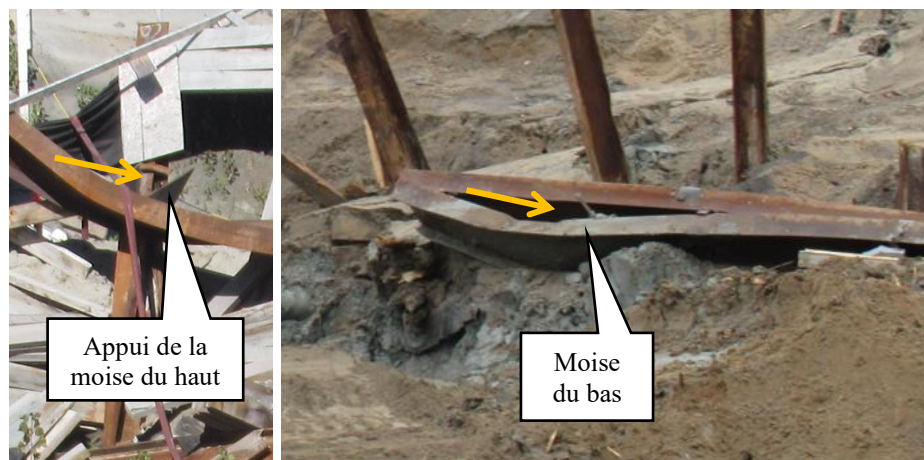


Fig.20 et 21 : *Déformation des appuis et écartement des moises doubles*
Source : CNESST

Dans la zone effondrée, 12 des 14 fixations de tirants (T-15 à T-19 et T-67 à T-73) sont tirées avec une pelle mécanique afin de vérifier si les tirants sont ancrés dans le roc. Les essais réalisés le confirment.

4.2.6 Rapport d'expertise

À la suite de l'effondrement, un rapport d'expertise est réalisé par la CNESST (ci-après nommé le rapport d'expertise), afin de valider la conformité de la conception de la paroi berlinoise.

4.2.6.1 Analyse du rapport d'expertise

Différence d'espacement vertical des tirants sur le plan par rapport à la conception

Les calculs de conception sont réalisés en considérant une distance verticale de 3,35 m (11 pi) entre les tirants sur le premier rang de moises et ceux sur le deuxième rang de moises. La distance entre les tirants sur le deuxième rang de moises et le fond de l'excavation est considérée de 4,27 m (14 pi).

Toutefois, sur le plan de construction de la paroi berlinoise, la distance entre les tirants sur le premier rang de moises et ceux sur le deuxième rang de moises est de 3,15 m. Conséquemment, la distance entre les tirants sur le deuxième rang de moises et le fond de l'excavation est supérieure d'environ 0,2 m par rapport à celle utilisée pour la conception.

Selon le rapport d'expertise, cette différence augmente le moment fléchissant maximal d'environ 5 à 7 % et l'effort de cisaillement de 1 à 2 % sur la partie des pieux soldats sous les tirants du deuxième rang de moises. Elle entraîne également une augmentation d'environ 1 % de la réaction dans les tirants sur le deuxième rang de moises.

Choix du modèle de pression des terres

Le MCIF (édition 2023) présente, à la figure 20.20, quatre modèles de calculs de poussée des terres pour réaliser la conception d'une structure de retenue des sols. Il s'agit des modèles de calcul de distribution par pressions apparentes. Les trois premiers modèles (a, b et c) s'appliquent pour des sols homogènes sur toute la hauteur de creusement. Le quatrième modèle (d) s'applique aux sols multicouches.

Fig. 20.20. Apparent earth pressure distributions (after Terzaghi et al. 1996; Peck 1969; ASCE 1997). m , modifier; σ_{zH} , overburden pressure.

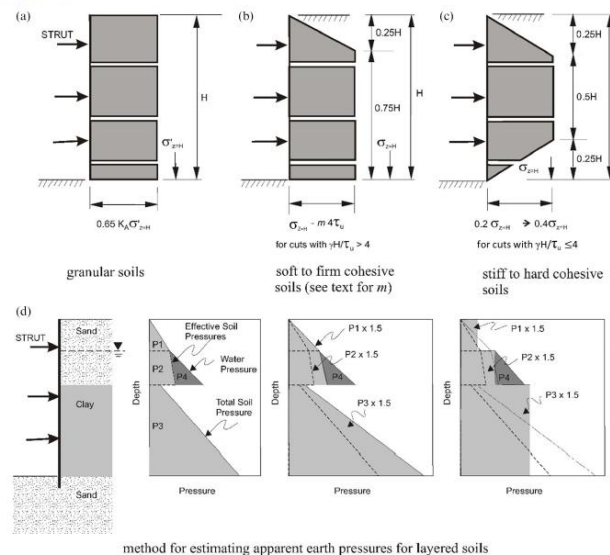


Fig.22 : Extrait du MCIF présentant les quatre modèles de calculs de poussée des terres par pressions apparentes
Source : MCIF 2023

L'ingénieur, pour ses fins de calculs, considère que le sol au chantier est constitué d'argile sur toute la profondeur de l'excavation. Il utilise un modèle de calcul s'apparentant au deuxième modèle (b) de la figure 20.20 du MCIF, c'est-à-dire pour un sol homogène. Le modèle de l'ingénieur se caractérise par le fait que la pression des terres augmente graduellement jusqu'à une profondeur de 1,82 m (6 pi), puis demeure constante jusqu'au fond de l'excavation.

Selon le rapport d'expertise, compte tenu de la nature du sol au chantier, c'est le modèle de distribution par pressions apparentes applicable aux sols multicouches (d) qui doit être utilisé pour effectuer les calculs de conception. Ceux-ci doivent également être faits avec le modèle de calcul par pressions actives (Rankine-Coulomb) et tenir compte du cas le plus défavorable entre les deux modèles. Ces modèles induisent une augmentation de la pression dans la couche d'argile.

Les forces appliquées sur la paroi berlinoise agissent différemment selon que le sol est en conditions drainées ou en conditions non drainées. Un sol à l'état naturel est en conditions non drainées. Lorsqu'un sol cohérent, tel que l'argile, est excavé, l'eau qu'il contient s'évacue graduellement avec le temps, de façon naturelle. Plus l'eau est évacuée du sol, plus il s'approche de sa condition drainée.

Les calculs de conception tiennent compte de variables différentes selon les conditions qui sont considérées. Lorsque le sol est considéré en conditions non drainées, le concepteur doit intégrer la résistance au cisaillement de l'argile (C_u) dans ses calculs. Si le sol est considéré en conditions drainées, il utilise plutôt le coefficient de poussée active (K_a). Dans le cadre du projet Liria Blainville, les calculs de conception sont réalisés en considérant le sol en conditions drainées.

Le rapport d'expertise explique que les calculs en conditions non drainées auraient également dû être faits afin de pouvoir considérer le cas le plus défavorable dans la conception de la paroi berlinoise. L'application des modèles de poussée par pressions apparentes multicouches et pressions actives, en conditions non drainées, induit des hausses de 14 à 32 % du moment fléchissant et de 12 à 13 % de l'effort tranchant sur les pieux sous le deuxième rang de tirants. Elle entraîne également jusqu'à 15 % de hausse pour la réaction des tirants de deuxième rang.

Surcharges

Le plan prévoit une surcharge maximale de 14,36 kPa (300 lb/pi²) au sommet de la paroi berlinoise. La surcharge réelle autour de l'excavation n'est pas connue de l'ingénieur au moment de la conception. La limite prévue est établie selon un standard de l'industrie.

L'étude géotechnique ne fournit pas de valeur pour le coefficient de poussée active (K_a) de l'argile. Celui-ci est nécessaire pour calculer le transfert des surcharges verticales en poussée horizontale vers la paroi berlinoise. L'ingénieur applique un coefficient de poussée active de 0,4 dans ses calculs.

Le rapport d'expertise estime la surcharge maximale autour de l'excavation à 18,4 kPa. Il précise également que, en se basant sur les données supplémentaires obtenues lors d'études de sol réalisées après l'effondrement pour le maître d'œuvre, le coefficient de poussée active (K_a) de l'argile analysée est en moyenne de 0,455 avec une valeur maximale de 0,509. En tenant compte du coefficient de poussée active moyen de 0,455 et de la surcharge maximale, les efforts de flexion et de cisaillement aux pieux augmentent de 3 % et la réaction aux tirants du deuxième rang augmente de 4 %.

Poussées sur les pieux soldats sous le fond de l'excavation

La conception ne prend en compte aucun effort sur les pieux soldats sous le fond de l'excavation pour vérifier l'impact de ces contraintes sur le comportement interne des pieux. Elle considère que les forces horizontales appliquées se contrebalancent parfaitement à partir du fond de l'excavation, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de poussée horizontale dans un sens ou dans l'autre sur les pieux à partir de ce niveau.

Selon le rapport d'expertise, le point où la pression devient nulle se situe à environ 1,5 m sous le fond de l'excavation. Il s'ensuit que la longueur non supportée de pieu soldat entre les tirants de deuxième rang et le point où la pression devient nulle est plus grande que celle prévue par l'ingénieur. L'amplitude des efforts en flexion et en cisaillement entre ces deux points devient donc supérieure à celle calculée au moment de la conception.

Un effet d'arche peut également se produire dans le sol sous le fond de l'excavation. L'effet d'arche est un phénomène physique où les pressions sont transférées d'une zone qui se déforme vers des zones adjacentes plus rigides. Il entraîne des pressions supplémentaires sur les pieux soldats. L'effet d'arche doit être inclus dans les calculs de conception en intégrant un facteur de capacité d'arche (F_a). Le rapport d'expertise établit que celui-ci est de 1,8 dans le cas présent.

Selon le rapport d'expertise, sous ces conditions, la sollicitation des pieux soldats augmente de 44 % en flexion et de 17 % en cisaillement, alors que la réaction aux tirants de deuxième rang augmente de 23 % par rapport à la conception.

Charge axiale sur les pieux soldats

Les calculs de conception ne considèrent aucune charge axiale sur les pieux soldats. La charge axiale représente les efforts appliqués dans l'axe vertical des pieux. Elle comprend notamment le transfert des forces appliquées par les tirants. Ces forces axiales ainsi exercées réduisent la capacité des pieux à résister aux efforts de flexion qu'ils subissent.

Selon le rapport d'expertise, la considération de réduction de capacité disponible en flexion pour les pieux augmente proportionnellement la sollicitation en flexion de ceux-ci de 28 à 38 %.

Pressions hydrauliques

Aucune pression due à l'eau n'est prise en compte dans les calculs de conception, puisque l'ingénieur considère que la nappe phréatique autour de l'excavation sera évacuée par un système de drainage en tout temps lors des travaux.

Même si un système de drainage est mis en place, une pression hydraulique peut subsister lors d'arrêts de pompage ou d'apports d'eau plus abondants. Le rapport d'expertise estime qu'en considérant une pression hydraulique d'environ 33 % de la valeur maximale possible, il en résulte une augmentation de 48 % sur le moment fléchissant des pieux soldats.

Pressions en lien avec le compactage

La conception de la paroi berlinoise ne tient pas compte de la présence d'une plateforme constituée de matériaux granulaires compactés dans le secteur nord du chantier. La compaction du matériau derrière un mur de soutènement peut induire des charges supplémentaires sur celui-ci. Les contraintes ajoutées par la compaction persistent après le travail de compaction lui-même.

Selon l'analyse du rapport d'expertise, l'effet du compactage entraîne une augmentation des sollicitations comprise entre 3 et 6 % du moment fléchissant des pieux soldats et entre 7 et 15 % de la réaction au premier rang de tirants.

4.2.6.2 Conclusions du rapport d'expertise

Le rapport d'expertise conclut que les erreurs et écarts observés par rapport aux règles de l'art permettent d'expliquer la faiblesse des pieux soldats et des tirants de deuxième rang par rapport aux forces appliquées sur ceux-ci :

« En considérant l'ensemble des constatations précédentes, la présente expertise confirme un contexte de rupture par flexion des pieux entre les tirants du rang 2 et le fond du creusement. Il est également possible que les tirants du rang 2 aient dépassé la limite élastique sans se rompre. L'effet combiné notamment de la sous-estimation des pressions des terres pour la couche d'argile

derrière le mur et une surestimation de la capacité structurale des pieux à la conception a produit ce contexte d'instabilité. »

Le rapport d'expertise précise également que même en ne considérant pas les pressions hydrauliques derrière la paroi berlinoise et les contraintes supplémentaires dues au compactage de la plateforme autour de l'excavation, les autres écarts relevés sont suffisants pour produire un contexte de rupture des pieux soldats en flexion et une sollicitation des tirants de deuxième rang au-delà de leur limite élastique. L'ajout de la charge hydraulique et de l'effet du compactage accentue cette instabilité.

4.2.7 Gestion des anomalies constatées le matin de l'accident

Le matin de l'accident, les travailleurs affectés à la construction de la paroi berlinoise constatent la présence des fissures au sol et des madriers bombés et fendus dans le coin nord-est. Ils décident de commencer leurs travaux au pieu soldat 48 pour éviter de se trouver dans la zone où les anomalies sont constatées.

Les dirigeants de Syscomax inc. constatent également les anomalies et décident de rapporter la situation aux représentants de Preco-MSE inc. lors de la réunion prévue le matin même.

Les représentants de Preco-MSE inc. constatent les anomalies à leur arrivée au chantier. Une discussion sur le sujet a lieu lors de la réunion avec le maître d'œuvre. Le procès-verbal indique, au point 4.0.1 de la section Densification des sols :



Les travailleurs de Preco-MSE inc. poursuivent leurs tâches au pied de la paroi berlinoise jusqu'au moment de l'effondrement.

4.2.8 Loi, règlement et normes applicables

4.2.8.1 Loi sur la santé et la sécurité du travail (LSST)

L'article 51 de la LSST prévoit les obligations de l'employeur :

51. L'employeur doit prendre les mesures nécessaires pour protéger la santé et assurer la sécurité et l'intégrité physique et psychique du travailleur. Il doit notamment:

[...]

3° s'assurer que l'organisation du travail et les méthodes et techniques utilisées pour l'accomplir sont sécuritaires et ne portent pas atteinte à la santé du travailleur;

[...]

5° utiliser les méthodes et techniques visant à identifier, contrôler et éliminer les risques pouvant affecter la santé et la sécurité du travailleur;

[...]

4.2.8.2 Code de sécurité pour les travaux de construction (CSTC)

L'article 3.15.3 du CSTC indique les exigences générales concernant les parois de tranchées et d'excavations sur les chantiers de construction. Il mentionne notamment :

3.15.3.

1. L'employeur doit s'assurer que les parois d'une excavation ou d'une tranchée sont étançonnées solidement, avec des matériaux de qualité et conformément aux plans et devis d'un ingénieur.

[...]

5. Il est interdit:

[...]

c) de laisser les parois se détériorer.

[...]

4.2.8.3 Manuel canadien d'ingénierie des fondations (MCIF)

Le MCIF est la principale norme reconnue au Québec pour la conception des ouvrages de soutènement temporaire en excavation. La section 20 de l'édition 2023 de la norme traite des structures de retenue des sols, alors que la sous-section 20.8 porte spécifiquement sur la conception des structures de retenue flexibles telles que les parois berlinoises.

La section 20.3 du MCIF traite des pressions dues à l'eau. Elle mentionne notamment que l'effet de la pression d'eau doit être considéré dans la conception des ouvrages de soutènements :

The effect of the greatest unbalanced water pressure that will act across the wall must be included in the design of soil retaining structures [...] To obtain the total pressure, or thrust, on the wall, the net water pressure must be added. [...]

[...] Seepage effects around retaining structures are more common for design and construction of flexible walls and bulkheads. When the wall is intended to prevent all leakage of groundwater, maximum exterior groundwater pressures should be used [...]

La section 20.4 concerne les surcharges, incluant les surcharges dues à la compaction des matériaux granulaires :

[...]

Compaction-induced pressures can be such that the structural capacity of walls designed to withstand K_0 or K_a can be exceeded. [...]

La section 20.8.1 porte sur les calculs de pression des terres. Elle traite notamment de l'effet d'arche et des conditions de sol drainées et non drainées :

[...]

For flexible walls, the deformation and, hence, the earth pressure are much more complex. The yield of one part of a flexible wall redistributes pressure onto the more rigid parts due to the internal shear strength of the soil — a process commonly called arching. [...]

[...] When calculating earth pressures, assumptions are made regarding whether the natural soils will behave according to undrained or drained soils mechanics principles or between these two idealized conditions. The choice of drained or undrained soil mechanics analyses can significantly influence the outcome of designs and performance. The use of the undrained strength parameters is generally associated with short-term ground support during construction.

[...] The balance between porewater pressure dissipation and anticipated construction schedule must be considered carefully when making the choice regarding whether to evaluate any particular excavation support system utilizing total stress (undrained) or effective stress (drained) geotechnical analyses, as the first condition will transition to the later condition given sufficient time. [...]

La sous-section 20.8.1.4 traite plus spécifiquement des structures de retenue des terres avec des moises. Elle donne des explications et se réfère au tableau 20.20 pour le choix des modèles de calcul de pression des terres :

[...]

The apparent earth pressure diagrams in Fig. 20.20 represent simplified ground conditions and are not readily adapted to complex stratigraphy or groundwater conditions. Many approximations have been suggested to address such situations. Theoretical active earth pressures, utilizing the Rankine or Coulomb approaches, can be utilized provided modifications to the final pressure distribution are made. [...]

La section 20.8.4 aborde la conception structurale des composantes verticales des parois de soutènement flexibles. Elle porte notamment sur le calcul des moments de flexion :

[...]

The larger of the bending moments calculated at either of the cantilever or simple spans should be used for design. [...]

4.2.8.4 Norme CSA-S16 :24 - Règles de calcul et construction des charpentes en acier

La norme *Règles de calcul et construction des charpentes en acier (CSA-S16 :24)* énonce des règles et exigences relatives au calcul, à la fabrication et au montage de charpentes d'acier. Elle fournit notamment, à la section 13.8, des exigences concernant le calcul de la charge axiale dans les éléments d'acier.

4.3 Énoncés et analyse des causes

4.3.1 Trois travailleurs installant du boisage sur la paroi berlinoise, au fond de l'excavation, sont ensevelis à la suite de l'effondrement de la paroi et du sol qu'elle retient.

Le 20 mai 2025, les travailleurs arrivent sur le chantier entre 4 h 45 et 7 h 00. Ils constatent la présence de fissures au sol autour du coin nord-est de la paroi berlinoise ainsi que des madriers de boisage bombés et fendus dans le bas de la paroi.

Quatre travailleurs de Preco-MSE inc. sont affectés à l'installation du boisage sur la paroi berlinoise. Ils sont censés commencer leur journée de travail en installant le boisage dans le bas de la paroi, dans le coin nord-est de l'excavation, soit directement dans la zone où ils constatent des anomalies. Aucune personne en autorité de Preco-MSE inc. n'est arrivée au chantier au moment de débiter leurs tâches. Les travailleurs décident donc de débiter l'installation du boisage sur le côté ouest de l'excavation.

À mesure que l'installation du boisage progresse, les travailleurs se dirigent vers le nord, puis vers l'est, le long de la paroi nord. Vers 11 h 00, ils sont rendus à installer le boisage entre les pieux soldats 63 et 66, qui se trouvent près du centre de la paroi nord. À ce moment, ils aperçoivent des fissures qui se forment dans l'argile derrière la paroi. Dans les instants suivants, la paroi berlinoise et le sol qu'elle retient s'effondrent entre les pieux soldats 62 et 87. Trois travailleurs se trouvent directement au pied de la paroi au moment de l'effondrement. Ils s'éloignent en courant, mais ils sont rattrapés par l'argile qui s'étend dans l'excavation et ils sont ensevelis.

Cette cause est retenue

4.3.2 Une sous-estimation des poussées derrière la paroi berlinoise, combinée à une surestimation de la capacité structurale des pieux soldats à la conception, crée une instabilité entraînant l'effondrement d'une partie de la paroi berlinoise.

La paroi berlinoise est conçue et construite par Preco-MSE inc., qui emploie un ingénieur pour réaliser la conception. L'ingénieur effectue des calculs pour définir les forces qui s'appliquent sur la paroi berlinoise. Il conçoit la géométrie de celle-ci et détermine les matériaux à utiliser pour sa construction.

Plusieurs erreurs et écarts par rapport aux règles de l'art sont identifiés dans le rapport d'expertise réalisé à la suite de l'effondrement :

- une différence de hauteur des tirants de deuxième rang entre les calculs de conception et le plan de construction;
- l'application d'un modèle de pression de terres pour un sol homogène d'argile en conditions drainées;
- une estimation des pressions dues aux surcharges autour de l'excavation inférieure aux pressions réelles durant les travaux;
- la non-considération des efforts sur les pieux soldats sous le fond de l'excavation;
- la non-considération de la charge axiale sur les pieux soldats;
- la non-considération des pressions hydrauliques pouvant potentiellement s'appliquer sur la paroi berlinoise;
- la non-considération des effets du compactage de la plateforme en matériaux granulaires sur les côtés nord et est de l'excavation.

Un facteur de sécurité de 1,5 est utilisé pour la conception de la paroi berlinoise. Cependant, certains des écarts relevés entraînent une sous-estimation des forces appliquées sur la paroi ou une surestimation de la capacité des matériaux d'une ampleur importante par rapport à la conception. Les effets de ces écarts sont particulièrement marqués au niveau du deuxième rang de tirants et sur la partie des pieux soldats se trouvant sous celui-ci. Le rapport d'expertise conclut que la paroi berlinoise, telle que conçue, se trouvait dans un contexte de rupture par flexion des pieux soldats entre le deuxième rang de tirants et le fond de l'excavation. Les écarts relevés permettent d'expliquer ce contexte d'instabilité.

Les constats effectués au chantier, lors du démantèlement de la section de paroi effondrée, montrent que les pieux soldats ont fléchi vers l'excavation pendant l'effondrement. Les points de flexion des pieux se situent tous sous le deuxième rang de tirants. Ces constatations sont en phase avec la conclusion du rapport d'expertise.

L'analyse du rapport d'expertise démontre qu'une sous-estimation des poussées derrière la paroi berlinoise et une surestimation de la capacité structurale des pieux soldats ont créé un contexte de rupture par flexion des pieux soldats entre le deuxième rang de tirant et le fond du creusement. Les faits constatés sur le chantier démontrent que les pieux soldats dans la partie effondrée de la paroi berlinoise ont fléchi sous le deuxième rang de tirants.

Cette cause est retenue

4.3.3 L'évaluation du danger d'effondrement de la paroi berlinoise est inadéquate en ce qu'on laisse des travailleurs effectuer leurs tâches à proximité et au fond de l'excavation, alors que des signes d'instabilité sont présents.

Dès leur arrivée au chantier le matin du 20 mai 2025, les travailleurs et les personnes en autorité sur le chantier constatent la présence de fissures autour du coin nord-est de la paroi berlinoise, ainsi que la présence de boisage bombé et fendu dans le bas de la paroi, dans le même secteur.

D'autres constatations sont faites au courant de la matinée autour du coin nord-est : le sol s'est affaissé de 75 à 150 mm près des conteneurs, une roulotte de chantier n'est plus appuyée sur ses cales de supports à une extrémité et un escalier s'est déplacé.

Aucune personne en autorité de Preco-MSE inc. n'est arrivée au chantier au moment de débiter les travaux de boisage. Les travailleurs décident d'amorcer l'installation du boisage sur le côté ouest plutôt que dans le coin nord-est, comme il était prévu de le faire. Les personnes en autorité de Syscomax inc. constatent la situation et décident de la rapporter aux représentants de Preco-MSE inc. qui doivent se présenter sur le chantier à 9 h 00 pour participer à une réunion de coordination.

K et **F** de Preco-MSE inc. arrivent sur le chantier vers 9 h 00. Ils effectuent une inspection visuelle de la paroi berlinoise. Ils laissent les travailleurs poursuivre leurs tâches dans l'excavation. Ils quittent le chantier vers 10 h 00.

J de Preco-MSE inc. arrive au chantier vers 10 h 00. Il est informé de la situation à ce moment. Il ne donne aucune directive aux travailleurs et se rend dans la roulotte de chantier de son employeur pour compléter des tâches administratives.

Lorsque l'effondrement survient, trois travailleurs de Preco-MSE inc. se trouvent directement au pied de la paroi berlinoise, près du centre du côté nord. Un autre travailleur de Preco-MSE inc. se trouve à quelques mètres derrière eux. Trois travailleurs de Normand Jasmin Excavation inc. sont également dans le secteur nord pour réaliser les travaux d'excavation. Des personnes en autorité et des travailleurs sont présents autour de l'excavation, le long du côté nord et du coin nord-est.

Les anomalies ont été identifiées par les personnes en autorité et les travailleurs présents sur les lieux. Les mesures prises pour faire face à la situation ont été de débiter les travaux à partir du côté ouest, de planifier un arpentage de la paroi berlinoise durant la journée et éventuellement de solidifier les sections de boisage bombées et fendues avec des barres d'acier. Ces mesures ont été insuffisantes pour protéger les travailleurs du danger d'ensevelissement.

Cette cause est retenue

SECTION 5

5 CONCLUSION

5.1 Causes de l'accident

- Trois travailleurs installant du boilage sur la paroi berlinoise, au fond de l'excavation, sont ensevelis à la suite de l'effondrement de la paroi et du sol qu'elle retient.
- Une sous-estimation des poussées derrière la paroi berlinoise, combinée à une surestimation de la capacité structurale des pieux soldats à la conception, crée une instabilité entraînant l'effondrement d'une partie de la paroi berlinoise.
- L'évaluation du danger d'effondrement de la paroi berlinoise est inadéquate en ce qu'on laisse des travailleurs effectuer leurs tâches à proximité et au fond de l'excavation, alors que des signes d'instabilité sont présents.

5.2 Suivis de l'enquête

La CNESST transmettra les conclusions de son enquête à la Société canadienne de géotechnique (SCG), à la Canadian society for civil engineering (CSCE), à l'Association de la construction du Québec (ACQ), à l'Association des constructeurs de routes et grands travaux du Québec (ACRGTQ), à l'Association québécoise des entrepreneurs en infrastructure (AQEI), à l'Association patronale des entreprises en construction du Québec (APECQ), à l'Association des entrepreneurs en construction du Québec (AECQ), à l'ensemble des associations sectorielles paritaires ainsi qu'à tous les gestionnaires de mutuelles de prévention.

De plus, l'Ordre des ingénieurs du Québec (OIQ) diffusera le rapport d'enquête auprès des membres œuvrant dans le domaine concerné.

6 ANNEXES**ANNEXE A-Accidentés**

Nom, prénom	:	H
Sexe	:	Masculin
Âge	:	
Fonction habituelle	:	
Fonction lors de l'accident	:	Installateur de panneaux de boisage
Expérience dans cette fonction	:	
Ancienneté chez l'employeur	:	
Syndicat	:	Conseil provincial du Québec des métiers de la construction
Nom, prénom	:	I
Sexe	:	Masculin
Âge	:	
Fonction habituelle	:	
Fonction lors de l'accident	:	Installateur de panneaux de boisage
Expérience dans cette fonction	:	
Ancienneté chez l'employeur	:	
Syndicat	:	Fédération des travailleurs et travailleuses du Québec

ANNEXE B-Rapport d'expertise**RAPPORT
D'EXPERTISE**

*Analyse de la conception d'un mur berlinois
dont une section s'est effondrée le 20 mai
2025 à Blainville*

Rapport présenté à :

Service Prévention Inspection Rive-Nord

CNESST

Préparé par :

Patrick Armstrong, ing.

Direction générale de la réglementation, du soutien et de
l'expertise

CNESST

4 mai 2026

Patrick Armstrong

Signé avec ConsignO Cloud (04/05/2026)
Vérifiez avec verifio.com ou Adobe Reader.



2026-05-04

Patrick Armstrong, ing. OIQ: 122070

Résumé

Cette expertise technique analyse les paramètres, méthodes de calcul et hypothèses appliquées à la conception du mur berlinois construit pour le projet Liria à Blainville dont une section s'est effondrée le 20 mai 2025.

Une méthodologie d'analyse aux états limites de résistance et de stabilité a été appliquée.

L'analyse révèle notamment que l'application d'un modèle de pression de terre apparente en conditions drainées pour un sol homogène, plutôt que des modèles plus adaptés à un sol multicouche avec argile non drainée, a entraîné une sous-estimation des pressions horizontales derrière le mur pour la moitié du bas.

L'expertise souligne également que certaines considérations structurelles ont été omises à la conception, notamment l'influence des forces axiales transmises aux pieux par les tirants et ayant pour résultat une surestimation des capacités des pieux. Ainsi il ressort de l'analyse que l'effet combiné de ces facteurs a produit un contexte de rupture au niveau des pieux et une surcharge au niveau des tirants du rang 2.

Table des matières

Résumé	3
1 Mise en contexte	7
2 Description du mandat	7
3 Méthodologie.....	7
3.1 Acronymes et définitions.....	7
3.2 Démarche	8
4 Informations recueillies.....	9
4.1 La description de la situation	9
4.1.1 Étendue de la zone d'effondrement et avancement des travaux immédiatement avant l'effondrement	9
4.1.2 Informations des études géotechniques réalisées avant la conception du mur	10
4.1.3 Paramètres des sols utilisés à la conception	13
4.1.4 Données supplémentaires provenant des investigations géotechniques après effondrement	13
4.1.5 Matériaux utilisés pour la construction du mur	15
4.1.6 Autres éléments d'information recueillis	16
5 Analyse	19
5.1 Poussée derrière le mur	19
5.1.1 Stratigraphie et paramètres des sols retenus pour analyse.....	19
5.1.2 Poussée des terres.....	21
5.1.3 Influence de la nappe d'eau sur la poussée	26
5.1.4 Surcharges	29
5.1.5 Pressions des terres sous le niveau du fond de fouille.....	30
5.2 Capacité de résistance offerte par le mur	32
5.2.1 Résistances des pieux.....	32
5.2.2 Résistances des tirants	32

5.2.3	Résistance des moises.....	33
5.2.4	Résistance du blindage	34
5.3	Validation des données du modèle de conception	34
5.3.1	Validation des calculs du moment maximal et réactions aux tirants du modèle de conception	34
6	Vérification de la stabilité du mur aux conditions limites.....	36
6.1	Stabilité interne.....	36
6.1.1	Impact relié à l'élévation des tirants du rang 2	37
6.1.2	Impact du diagramme de pression recommandé par rapport au modèle de conception	39
6.1.3	Impact de la variation des surcharges	40
6.1.4	Impact de la considération des pressions sous le fond du creusement et effet d'arche passif.....	41
6.1.5	Impact de la considération des forces axiales sur les pieux	42
6.1.6	Impact de la considération des pressions hydrauliques sur le mur.....	43
6.1.7	Impact de la considération de l'effet des travaux de compaction de la plateforme au sommet du mur.....	45
6.2	Stabilité externe du mur.....	45
6.2.1	Analyse de la stabilité au soulèvement hydraulique	46
6.2.2	Synthèse pour la stabilité externe	46
7	Synthèse	47
8	Conclusion.....	48
9	Références	49

Liste des annexes

Annexe 1 – Localisation approximative des forages / sondages	51
Annexe 2 - Stratigraphie des sondages à proximité de l'effondrement	52
Annexe 3- Profils d'analyse des résistances au cisaillement à partir des sondages au piézocône	53
Annexe 4 – Calcul des poussées.....	55
Annexe 5 – Validation des surcharges.....	58
Annexe 6 – Contraintes induites par le compactage.....	59
Annexe 7 – Résistance des pieux en flexion et cisaillement.....	60
Annexe 8 - Résistances des tirants.....	64
Annexe 9 – Résistances des moises	65
Annexe 10 – Résistance des madriers de bois formant le blindage.....	67
Annexe 11 – Analyses et représentations DeepEx	71
Annexe 12 – Résistances internes et sollicitations	96
Annexe 13 – Stabilité externe du mur	97

1 Mise en contexte

Le réseau d'expertise de la CNESST a été mandaté afin de vérifier la conception du mur berlinois dont une section s'est effondrée le 20 mai 2025.

2 Description du mandat

Le mandat d'expertise tel que défini par l'équipe d'enquête de la CNESST est le suivant:

Vérifier la conception du mur suivant ces objectifs:

Objectif #1: Vérifier si les méthodes de calcul, les paramètres et les hypothèses utilisés à la conception sont différents des normes et règles de l'art et si les écarts produisent un contexte de rupture ou d'instabilité.

Objectif #2: Vérifier si les données provenant des sondages, forages et essais supplémentaires réalisés après l'effondrement ajoutent des informations pertinentes additionnelles à celles de l'étude d'avant-projet selon l'application des règles de l'art. Si oui, valider l'impact de ces nouvelles données ou des écarts par rapport aux données utilisées à la conception sur la stabilité du mur.

Exclusion:

Le cadre du mandat pour ce rapport d'expertise exclut la vérification de tout écart de conformité dans les matériaux utilisés ou les méthodes d'installation.

3 Méthodologie

3.1 Acronymes et définitions

MCIF: Manuel canadien d'ingénierie des fondations

Piézocône : Sondage géotechnique in situ permettant d'évaluer en continu la résistance de pointe, le frottement latéral et la pression interstitielle lors de l'enfoncement d'un cône dans le sol.

Mur berlinois (ou paroi berlinoise) : Mur de soutènement vertical constitué de pieux enfoncés dans le sol, entre lesquels des planches sont maintenues par des fixations, et érigé afin de retenir le sol lors d'une excavation.

3.2 Démarche

La démarche d'analyse sera basée sur les règles de l'art en ce qui a trait à la conception de mur de soutènement. Ces règles requièrent de vérifier la stabilité du mur à concevoir suivant les situations de chargement les plus défavorables.

Les bonnes pratiques en conception exigent notamment de tenir compte de la poussée des sols, de la poussée de l'eau présente dans le sol, de l'effet des surcharges au sommet et derrière le mur, et de toute autre condition environnante pouvant avoir un effet sur les forces s'appliquant sur le mur.

L'approche de vérification de la conception du mur aux états limite ultimes sera appliquée dans l'analyse afin de vérifier les différents mécanismes de rupture communs pour ce type d'ouvrage aux conditions limites de chargement. Les analyses ne comprennent pas les méthodes non linéaires.

Les vérifications de résistance interne du mur porteront sur trois types de ruptures potentielles :

- Des profilés (pieux, moises) ;
- Des tirants (câbles) ;
- Du blindage (boisage).

Les vérifications de la stabilité externe du mur porteront sur les mécanismes de rupture suivants :

- Soulèvement du fond de fouille;
- Soulèvement hydraulique ;
- Défaut de butée en pied de paroi ;
- Instabilité au basculement (rotation) ;
- Glissement profond;
- Glissement plan (rupture de type coin ou *wedge*).

4 Informations recueillies

Les informations utilisées pour l'analyse proviennent principalement des documents mis à la disposition de la CNESST dans le cadre de l'enquête et consultés pour cette expertise, notamment:

DC 1 - Échantillonnage environnemental par GHD - réf. 11213075-A2 – Août 2020

DC 2 - Étude géotechnique préliminaire par GHD - réf. 11213075-RPT-1-A1 - juin 2020

DC 3 - Étude géotechnique complémentaire par GHD – réf. 12643298-RPT-1-A1 – juillet 2024

DC 4 - Préco-MSE - Plans numérotés 1607-24 SI signés le 1er novembre 2024

DC 5 - Préco-MSE - Note de calculs de conception d'ingénierie et datée du 31 octobre 2024 pour le projet Liria Blainville phase 1 – contrat 1607-24

DC 6 - Geoposition arpenteur-géomètre - Tableau de Suivi de Mouvement / Soutènement temporaire – 26 février 2025 – réf. 19013_26150_M01_V1_CC

DC 7 - WSP - Note technique - Plan de travail et recommandations géotechniques pour la reprise sécuritaire – 29 octobre 2025 – Document No CA00555.6935_002_NT_Rev0

DC 8 – Photos prises et partagées par le maître d'œuvre, les employeurs et les travailleurs dans le cadre de l'enquête

DC 9 – Préco-MSE - Méthode de mise en tension des tirants révision 01.

4.1 La description de la situation

4.1.1 Étendue de la zone d'effondrement et avancement des travaux immédiatement avant l'effondrement

La zone d'effondrement approximative couvre le secteur situé entre les pieux #62 et #87 comme montré sur l'extrait de plan (DC 4) suivant et émis pour la construction du mur.



Figure 1 – Localisation de l'effondrement sur plan émis pour construction (DC 4) 1604-24 SI feuillet 2/10

Selon ces plans, les pieux #62 à 73 font partie de la vue en élévation EE et les pieux #74 à 87 font partie de la vue FF. L'espacement horizontal théorique pour les pieux de la coupe EE est de 2.43m ($\approx 8\pi$) alors que celui pour la coupe FF est de 2.41m. Selon les relevés de suivi de comportement des pieux (DC 6), le sommet des pieux dans le secteur de l'effondrement est estimé à 67.5 m.

4.1.2 Informations des études géotechniques réalisées avant la conception du mur

4.1.2.1 Propriétés des sols en place

L'étude géotechnique complémentaire produite par la firme GHD pour Syscomax, en date du 9 juillet 2024 (DC 3), résume 3 campagnes de forages et sondages issues des trois phases suivantes :

- 3 sondages au piézocône identifiés CPT-01 à CPT-03 et réalisés en mai 2020 (DC 2)
- 4 forages de 6 m de profondeur dans le sol avec échantillonnage et descriptions visuelles identifiés F-101 à F-104 et réalisés en juillet 2020 (DC 1)

- 3 forages destructifs dans le sol avec échantillonnage du socle rocheux identifié F-01 à F-03 et réalisés en décembre 2021 (DC 3)

La localisation approximative des forages et sondages est montrée en [Annexe 1](#).

La stratigraphie décrite dans les études se compose, de la surface vers la profondeur, d'une couche de sable, suivie d'une argile silteuse et d'un till, reposant sur un socle de dolomie argileuse.

Les limites stratigraphiques confirmées par forage / sondage sont résumées en [Annexe 2](#).

Propriétés de la couche de sable

Les forages avec échantillonnage des sols et les sondages au piézocône confirment une couche de sable de compacité variant de lâche à compact et d'une épaisseur variant de 3 à 4.9 m.

Propriétés de la couche d'argile

Les investigations géotechniques ont mis en évidence une couche d'argile silteuse naturelle, dont la consistance varie de molle à raide. Sa résistance au cisaillement non drainé oscille entre 25 et 75 kPa. Cette unité, dont l'épaisseur s'accroît vers le nord (de 13.6 m à 16.0 m), présente un état de faible à normalement consolidé ainsi qu'une forte sensibilité au remaniement.

Propriétés de la couche de till

Le till est décrit comme un dépôt glaciaire à teneur variable en cailloux et blocs. En l'absence de forages échantillonnés ayant atteint le socle, son épaisseur totale demeure inconnue. Toutefois, les données de piézocône identifient le sommet de cette couche à une profondeur comprise entre 17.3 m et 19.8 m.

Socle rocheux

Selon les données issues des forages F-01, F-02 et F-03, le roc est composé d'une dolomie argileuse à litage sédimentaire subhorizontal. L'interprétation des sondages situe le contact sol-roc aux niveaux respectifs de 46.21 m, 49.72 m et 46.67 m.

Le roc est évalué de qualité mauvaise à excellente selon les valeurs de « RDQ » (« Rock Quality Designation ») variant d'un état fracturé en surface (RQD 25%) à un état plus massif en profondeur (RQD 95%). Des essais de résistance en compression confirment des résistances variant d'environ 200 à 280 MPa.

4.1.2.2 Conditions hydrauliques

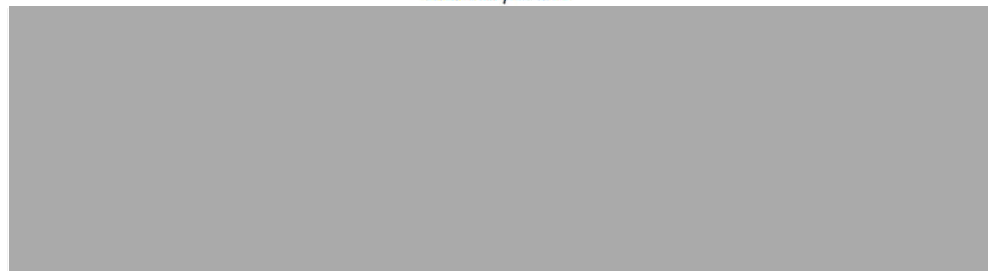
L'étude géotechnique (DC 3) mentionne une position de la nappe d'eau estimée à 1.2 m de profondeur au sein de la couche de sable. L'étude mentionne également la possibilité d'une nappe d'eau perchée au-dessus de la couche d'argile moins perméable. Des essais de dissipation réalisés près de la couche de till confirment un niveau piézométrique à environ 10 m de profondeur avec une pression interstitielle d'environ 110 kPa et un drainage généralement descendant dans la couche d'argile située au-dessus.

Cependant, on prévient que

4.1.2.3 Paramètres des sols recommandés pour la conception

Dans le cas où le concepteur choisirait de sécuriser la paroi excavée avec un mur au lieu d'un talutage, l'étude géotechnique recommande d'utiliser les paramètres présentés au Tableau 1 (DC 3 tableau 6.1) pour les murs temporaires.

Tableau 1 – Paramètres de conception recommandés dans l'étude géotechnique pour la conception d'un mur temporaire



Les paramètres pour la couche de sable ne semblent pas confirmés par des essais géotechniques, de même que le poids volumique humide de l'argile. Nous comprenons ainsi que ces données ont été recommandées sur la base de valeurs moyennes théoriques. La résistance au cisaillement non drainé de 40 kPa de l'argile recommandée semble être une résistance moyenne malgré les variations de 25 à 75 kPa mentionnées à la section 4.2 de l'étude. Une friction de 0° pour l'argile confirme une recommandation pour des conditions non drainées pour cette couche à des fins de conception de mur temporaire.

4.1.3 Paramètres des sols utilisés à la conception

Selon les notes de calcul du mur berlinois, le profil stratigraphique considéré pour toute la hauteur de creusement est une argile homogène avec un poids volumique de 16 kN/m³ (101.9 lbf / pi³) et un coefficient de poussée active K_a de 0.4. Cette dernière valeur n'était pas suggérée par l'étude géotechnique. La pression hydraulique a été considérée nulle derrière le mur pour toute la durée des travaux et basé sur l'efficacité du pompage et la porosité du mur (DC 4 note en marge des plans). La résistance au cisaillement non drainée de l'argile n'a pas été utilisée dans les calculs de conception (DC 5) pour l'évaluation des pressions des terres de sorte que l'argile est considérée en condition drainée selon l'interprétation de l'expertise.

4.1.4 Données supplémentaires provenant des investigations géotechniques après effondrement

Des forages et sondages ont également été réalisés après l'effondrement et une note technique factuelle (DC 7) a été produite en date du 29 octobre 2025 et dans le cadre de la planification des correctifs pour la poursuite des travaux après effondrement. Les sondages comprennent :

- Cinq (5) forages géotechniques identifiés 25F-01, 25F-01A, 25F-02, 25F-02A, 25F-02B;
- Essais au scissomètre électrique dans les forages 25-F01A et 25-F02A;
- Six (6) sondages au piézocône identifié 25CPT-01 à 25CPT-06;
- Différents essais géotechniques réalisés en laboratoire :
 - sable : Analyse granulométrique (1); teneur en eau (1);
 - argile : Limites de consistance (5); essais de cisaillement direct (3); essais de consolidation (1);
 - Roc : Résistance en compression (1).

Tableau 2 - Essais de cisaillement direct forage 25F-01

Sondage	Échantillon	Élévations (m)	Profondeurs (m) sous Él. 67.8 m	Angle de friction	Cohésion
25F-01	TS-07	61.9 à 61.19	5.9 à 6.61	19	11
25F-01	TS-08	59.16 à 58.45	8.64 à 9.35	25	0
25F-02	TS-03	57.53 à 56.92	10.27 à 10.88	22	7

Ces résultats permettent d'estimer la valeur de la constante de poussée active pour l'argile en conditions drainées selon la relation :

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) \text{ (Réf. MCIF 2023 section 20.2.2)}$$

Ainsi, pour un angle de friction moyen de 22°, $K_a = 0.455$ et pour un angle de friction minimal de 19°, $K_a = 0.509$.

Essais au scissomètre électrique

Les essais au scissomètre réalisés dans le forage 25-F01A indiquent des résistances au cisaillement non drainées variant d'environ 25 kPa à une profondeur de 4.5 m, à 34 kPa à 10 m et à 40 kPa à 12 m. Pour le forage 25-F02A, les essais indiquent des résistances variant d'environ 33 kPa à 4 m, à 44 kPa à 10 m et à environ 48 kPa à 12 m de profondeur.

Sondages au piézocône 25CPT-01 à 25CPT-06

Deux (2) des six sondages réalisés (25CPT-01 et 25CPT-02) indiquent des résistances au cisaillement non drainées de l'ordre de 20 à 40 kPa entre 4 et 10 m de profondeur. Trois autres sondages au piézocône (25CPT-03, 25CPT-04 et 25CPT-06) présentent des résistances similaires, variant généralement entre 30 et 40 kPa dans cet intervalle de profondeur. Par ailleurs, une résistance plus élevée, atteignant environ 60 kPa vers 6 m de profondeur, est observée au sondage 25CPT-05, bien que cette valeur apparaisse localisée.

Limites de consistance de l'argile

La note confirme que l'argile montre une forte plasticité entre environ 4.5 et 7 m de profondeur alors que la plasticité est moyenne entre 9 et 13.2 m de profondeur.

Essais de consolidation

La note confirme un état surconsolidé de l'argile de 33 kPa à environ 14 m de profondeur avec un ratio de surconsolidation (OCR) estimé à 1.25.

L'essai œdométrique confirme une masse volumique de 16 kN/m³ pour l'argile.

Sensibilité de l'argile

Les résultats des essais au scissomètre confirment une sensibilité au remaniement de faible à moyenne.

Pressions interstitielles

Des pressions interstitielles de l'ordre de 85 kPa ont été mesurées dans l'argile à une profondeur de 12.2 m.

4.1.5 Matériaux utilisés pour la construction du mur

Selon notre analyse des documents mis à notre disposition, le mur conçu est un mur de soutènement flexible communément nommé mur berlinois avec niveaux d'ancrage multiples. Le mur est composé de pieux de type HP foncés mécaniquement par battage jusqu'au refus. Le mur est composé de 2 rangs de moises s'appuyant sur les pieux et retenu par une série de tirants installés approximativement à 45° par rapport à l'horizontale et ancrées au socle rocheux. L'ancrage dans le roc s'étend sur une longueur de 6 m et a été rempli par un coulis de ciment haute efficacité. Le blindage mis en place entre les pieux est constitué de madriers de 3 po d'épaisseur x 8 po de hauteur et superposés les uns aux autres sur le sens de la hauteur et en chevauchement partiel à l'intérieur des profilés des pieux.



Figure 2 – Composantes du mur berlinois (DC 8)

Tableau 3 – Résumé des spécifications des matériaux utilisés pour la construction du mur

Matériaux utilisés	Détails
Pieux	Profilé HP12x53* en acier A572 grade 50 espacé à 2.4 m (≈ 8') C/C
Moises rang 1 (Él. 65.43 m):	Profilé W24x68* simple en acier A572 grade 50 perpendiculaire au mur.
Moises rang 2 (Él. 62.27 m):	Profilé W24x68* double en acier A572 grade 50 orienté dans le sens des tirants.
Tirants rang 1 (Él. 65.43 m):	Tirants en acier 10 câbles de 0.6 po de diamètre
Tirants rang 2 (Él. 62.27 m):	Tirants en acier 12 câbles de 0.6 po de diamètre
Blindage	Boisage - Madriers de tremble de 3po x 8po
Remplissage des espaces derrière le mur	Criblure de pierre.

*Dimensions en système impérial

4.1.6 Autres éléments d'information recueillis

4.1.6.1 Élévation de la surface du sol derrière le mur et fond d'excavation

Les élévations du sommet des pieux résumés au Tableau 4 pour la zone d'effondrement montrent une élévation approximative minimale de 67.5 m. Cette élévation sera considérée pour les analyses et également comme surface du sol derrière le mur.

Tableau 4 - Données provenant du relevé d'arpentage pour le suivi de comportement des pieux (DC 6)

4.1.6.2 Plateforme granulaire

Tel qu'illustré à la Figure 3, une couche de matériau granulaire (type MG-20) d'une épaisseur estimée à 300 mm a été mise en place et compactée en surface. Disposée à environ 1 à 2 m à l'arrière du mur, cette plateforme sert de surface de roulement et d'appui pour des surcharges, telles que des roulottes de chantier. Aux fins d'analyse, l'effet de répartition des pressions au sol ainsi que le poids propre de la plateforme ont été intégrés dans l'analyse (Annexe 5).

*Figure 3 – Plateforme granulaire mise en place au-dessus de la couche de sable (DC 8)*

4.1.6.3 Séquence des travaux

Selon les données recueillies, une fois les pieux mis en place, les travaux d'excavation et de consolidation du mur ont été réalisés progressivement suivant 5 phases principales. Les différentes élévations des creusements intermédiaires demeurent approximatives, compte tenu de l'absence d'informations sur ces étapes intermédiaires dans les documents de conception mis à notre disposition.

- Phase 1 : Creusement par paliers d'environ 1.2 à 1.5 m avec mise en place du blindage jusqu'à 2.5 m de profondeur (Él. 65 m);
- Phase 2 : Mise en place du rang de moise #1. Forage, dans le roc, installation et mise en tension des tirants du rang 1 à 2.07 m de profondeur (Él. 65.43 m);
- Phase 3 : Approfondissement du creusement par paliers d'environ 1.2 à 1.5 m jusqu'à 5.7 m de profondeur (Él. 61.8 m), et mise en place progressive du blindage;
- Phase 4 : Mise en place du rang de moise #2. Forage, installation et mise en tension des tirants du rang 2 à 5.23 m de profondeur (Él. 62.27 m);
- Phase 5 : Approfondissement du creusement par paliers de 1.2 à 1.5 m avec mise en place du blindage jusqu'à la profondeur finale de 9.7 m (Él. 57.8 m).

Au moment de l'effondrement, le fond final de l'excavation avait été atteint. La mise en place du boisage du mur nord était alors en cours pour le dernier segment d'une hauteur d'environ 1.2 à 1.5 m (voir Figure 4 et Figure 5).



Figure 4 – Vue de l'avancement des travaux le 15 mai 2025 – Vue du mur nord et ouest (DC 8)



Figure 5 – Vue de l'avancement des travaux le 15 mai 2025 – Vue du coin mur nord et est (DC 8)

5 Analyse

5.1 Poussée derrière le mur

5.1.1 Stratigraphie et paramètres des sols retenus pour analyse

Couche de sable

Selon les données des 3 sondages au piézocône et des 3 forages échantillonnés, l'épaisseur de la couche de sable est variable de 3 m à 4.9 m. En moyenne, l'expertise estime l'épaisseur de cette couche à 3.7 m. Le poids volumique de 18 kN/m³ et un angle de friction de 33° mentionné à l'étude géotechnique sont retenus pour l'analyse.

Couche d'argile

L'épaisseur de la couche d'argile est estimée à environ 16 m. Le poids volumique de l'argile de 16 kN/m³ mentionné à l'étude géotechnique et confirmée dans l'étude post effondrement (DC 7) est retenu pour l'analyse. Les profils de résistance au cisaillement non drainée des sondages CPT-01 à 03 tirés de l'étude géotechnique préliminaire (DC3) et montrée en [Annexe 3](#), confirment une variation de ces résistances de 25 à 70 kPa jusqu'à une profondeur de 18 m

avec une tendance générale à l'augmentation progressive vers le bas de la couche d'argile. Le profil des résistances moyennes les plus faibles pour l'argile correspond au CPT-02 (DC 3 et Annexe 2) et qui se trouve tout près de la zone d'effondrement (Annexe 1).

Élévation du socle rocheux

En se fondant sur les interceptions de forage (Annexe 2), l'analyse retient une élévation du socle rocheux de 46.2 m. Cette cote situe le roc à 21.6 m de profondeur sous la partie supérieure de l'ouvrage (établie à l'Él. 67.5 m).

Paramètre de la couche de till

En nous basant sur les limites supérieures identifiées dans l'analyse des sondages au piézocône et les limites supérieures du socle rocheux confirmées par les forages F-01 à F-03 dans le même secteur, nous estimons que les épaisseurs de till varient de 0.7 m dans le secteur F-02/CPT-01 à 2.2 m d'épaisseur dans le secteur F-03/CPT-03 avec une épaisseur moyenne de 1.7 m. Un poids volumique de 20 kN/m³ et un angle de friction de 35° ont été retenus.

Les paramètres retenus pour analyse sont présentés au Tableau 5.

Tableau 5 – Paramètres retenus pour analyses

Épaisseur (m)	Élévations (m)	Description	Poids volumique humide (kN/m ³)	Résistance au cisaillement non drainé Su (kPa)	Angle de friction (°)	Cohésion (kPa)	Constante de pression active - Ka	Constance de pression passive - Kp
3,7	67,5 à 63,8	sable	18	-	33	-	0,295	3,39
15,9	63,8 à 47,9	argile silteuse	16	Selon CPT-02	22*	6*	0,455*	2,198*
1,7	47,9 à 46,2	till	20	-	35	-	0,271	3,69

*Valeurs moyennes basées sur les essais de cisaillement réalisés dans l'argile après effondrement (DC 7)

5.1.1.1 Contrainte verticale totale

La note de calcul de conception confirme le choix d'une stratigraphie avec une argile homogène sur toute la hauteur de creusement. La contrainte totale estimée à ce niveau est de 160 kPa.

En tenant compte de la couche de sable d'environ 3.7m d'épaisseur, la contrainte totale verticale à 9.7 m de profondeur serait de 162.6 kPa ce qui est équivalent à celle prévue à la conception.

5.1.2 Poussée des terres

5.1.2.1 Calcul de pression des terres appliquée à la conception et exactitude du paramètre K_a

Le choix de conception en lien avec la distribution des pressions des terres s'apparente à la méthode proposée à la figure 26.8 a) du MCIF 2013 (Figure 6 A) et dont l'application est recommandée pour des sols granulaires. Un ajustement triangulaire (réduction des pressions) sur le premier quart de la hauteur totale de creusement est appliqué et comme montré à la Figure 6 B.

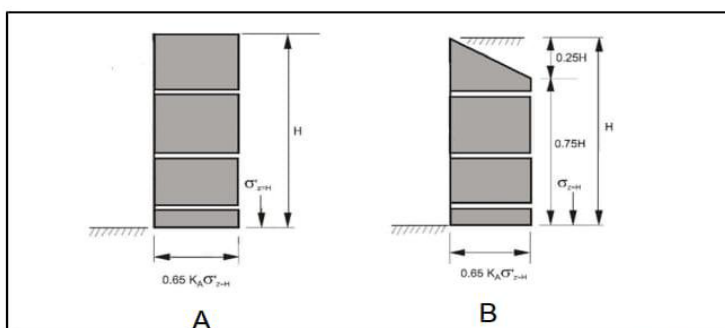


Figure 6- Diagramme de pression des terres A) – pour un sol granulaire selon MCIF 2023 fig.20.20 et B) - celui appliqué à la conception)

La valeur maximale de la pression utilisée à la conception (sans surcharges et pression hydraulique) est de 41.6 kPa

5.1.2.2 Pression des terres recommandées dans l'étude géotechnique d'avant-projet

L'étude géotechnique complémentaire émise par GHD (DC 3) mentionne que

À cette section du MCIF, on mentionne : « la conception des murs à des niveaux d'ancrage multiples peut être réalisée en utilisant une répartition triangulaire ou apparente de la poussée des terres (sous-sect. 26.10.3 à 26.10.7) »

Les pressions triangulaires font référence ici à la méthode théorique de Rankine-Coulomb. Alors que les pressions apparentes font principalement référence à la figure 26.8 qui est reproduite à la Figure 7. Les diagrammes a), b), c) de cette

figure découlent des travaux de Terzaghi et Peck [1] alors que le diagramme 26.8 d) provient de l'ASCE [2] selon les références de la version 2023 du MCIF [3].

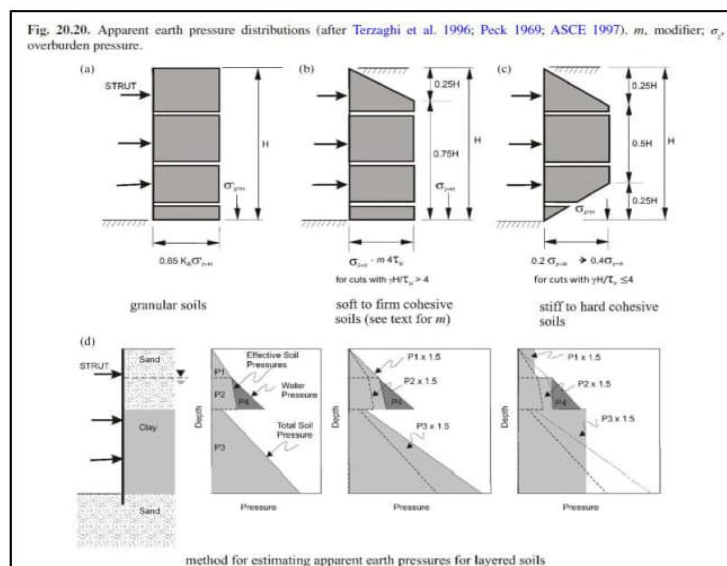


Figure 7 – Diagramme de répartition des pressions apparentes (tiré du MCIF 2023 figure 20.20 qui est la reconduction de la figure 26.8 du MCIF 2013)

Selon notre expertise, les diagrammes 20.20 a), b) et c) [3], conçus pour des sols homogènes, ne sont pas applicables sur toute la hauteur de l'excavation du site Liria. Le profil géotechnique présente une forte anisotropie verticale : il s'agit d'un sol multicouche (sable sur argile) où la résistance au cisaillement de l'argile varie significativement selon la profondeur et la localisation sur le site.

Ainsi, les options possibles suggérées par le MCIF pour l'application représentative de ces diagrammes de pressions apparentes pour le sol en place sont la figure 20.20 d) [3] pour les sols multicouches et les pressions actives (Rankine-Coulomb) qui tient compte du comportement long terme des argiles avec distribution triangulaire des poussées.

La Société américaine des ingénieurs civils (ASCE 1997) [2] mentionne également que (traduction libre) le « diagramme de charge apparente est très utile dans la conception des étançonnements, car il reflète les résultats à la fois de la théorie et de l'expérience, et inclut un facteur de sécurité raisonnable pour

la conception des buttons, généralement le composant le plus critique d'un système de soutien. Cependant, elles ne représentent pas la répartition réelle de la pression sur le mur et sont non adaptées pour un profil de sol fortement stratifié et pour intégrer des effets tels que le réseau d'écoulement, les surcharges, les surfaces en pente du sol ou la charge sismique. L'alternative acceptable pour déterminer le chargement avec ces conditions plus complexes est la théorie classique de poussée des terres de Rankine ou Coulomb »

5.1.2.3 Conditions de drainage de l'argile

Le comportement de l'argile varie considérablement selon les conditions de drainage, influençant directement les poussées exercées sur les structures de soutènement.

En conditions non drainées, l'argile saturée se comporte comme un matériau quasi-incompressible. Dans cet état, la friction interne n'est pas mobilisée et le sol agit alors pratiquement comme un fluide, transmettant la quasi-totalité de la contrainte verticale en poussée horizontale. Cette dernière n'est alors limitée que par la seule résistance au cisaillement non drainé.

En conditions drainées, avec le temps, la dissipation des pressions interstitielles permet au squelette solide du sol de reprendre les efforts. La poussée des terres est alors limitée par la friction effective et la cohésion effective. Si cette poussée du sol seule est généralement inférieure à celle observée en condition non drainée, elle doit toutefois être impérativement additionnée aux pressions hydrostatiques pour obtenir la charge totale sur l'ouvrage.

Par ailleurs, le sol derrière le mur subit des contraintes de confinement variables au fil des phases de travaux, notamment lors de l'approfondissement de l'excavation avant la pose du blindage ou la mise en tension des tirants. Une exposition prolongée de l'argile sans soutènement adéquat peut entraîner la dissipation des pressions interstitielles négatives (suction) [4] [5] [6], favorisant sa décompression, particulièrement dans le cas des argiles de forte plasticité et surconsolidées comme confirmé dans les essais post-effondrement (DC 7). Ce phénomène peut générer une poussée active triangulaire accrue, surtout vers la base de l'excavation. Il est donc important de réduire au minimum le temps d'exposition de l'argile sans blindage.

Ray (2009) [7] explique la recommandation de favoriser une vérification des conditions drainées en plus des conditions non drainées pour les sols multicouches si les murs temporaires sont exposés à des conditions plus long terme voir permanentes (traduction libre) « *Les pressions poreuses négatives dans les argiles peuvent être assez élevées et se dissiper de manière très irrégulière, en raison du soulagement des contraintes le long des fissures et de la présence de lentilles de limon et de sable. Les valeurs temporaires peuvent être*

comparées aux charges totales à long terme...basé sur l'angle de friction drainé du sol argileux. Pour la plupart des applications de paroi ancrée, l'angle de friction drainé doit correspondre à l'angle de friction entièrement adouci. La plus grande des forces résultantes issues des deux diagrammes doit être utilisée pour la conception. »

Le « Wisconsin Department of Transportation » (WSDOT) fait également cette recommandation (traduction libre) : « *Les concepteurs doivent inclure tous les cas de charge applicables afin de s'assurer que le chargement du pire cas, ou une combinaison de chargements soient pris en compte...Les concepteurs doivent considérer à la fois les cas non drainés et drainés pour chaque conception de mur afin de couvrir les différentes possibilités pouvant se développer sur le terrain pendant la construction et la post-construction.* » [8]

5.1.2.4 Identification de la stratigraphie la plus défavorable

Différents profils de sol en conditions non drainées ont été établis à partir des données issues des sondages et des forages. La comparaison de trois profils, basés sur les résistances au cisaillement non drainé de l'argile obtenues des CPT-01, CPT-02 et CPT-03 (Annexe 2), montre que les pressions apparentes et actives sont plus élevées pour le profil dérivé du CPT-02. Ce profil (désigné S2) présente en effet les résistances au cisaillement les plus faibles. En conséquence, le profil S2 a été retenu pour les analyses subséquentes, puisqu'il représente le cas stratigraphique le plus défavorable pour les poussées sur le mur.

5.1.2.5 Comparaison des modèles de pression des terres

Comme mentionné précédemment, dans le cas où on est en présence d'une stratigraphie multicouche ou d'une variabilité dans la résistance des sols, ce qui est le cas du site du projet Liria, il serait prudent pour une conception de mur dans ce type de stratigraphie de vérifier l'approche par pression active (Rankine-Coulomb) en plus de l'approche apparente multicouche ([9] fig.26.8 d et [2] p.54-55). Bien que les diagrammes de pression pour sols homogènes ne s'appliquent pas aux sols multicouches, l'analyse tiendra compte de cette hypothèse pour le pire cas de résistance au cisaillement à des fins de comparaison.

Une comparaison sommaire des résultats des calculs de pression suivant ces approches et en comparaison des pressions considérées à la conception pour des profondeurs de 0 à 10 m est montrée à la Figure 8.

- H-APPC-D : Pressions apparentes appliquées à la conception en conditions drainées effectives;
- H-APP25-ND : Sol homogène (argile pleine hauteur) - Pressions apparentes selon MCIF 2013 fig.26.8b avec S_u moyen de 25 kPa et en condition d'argiles non drainées;
- M-ACT-S2-ND : Pressions actives avec le profil stratigraphique S2 et en condition d'argiles non drainées;
- M-APP-S2-ND : Pressions apparentes avec le profil stratigraphique S2 et en condition d'argiles non drainées.

H = Sol homogène, M = Sol multicouche (ou stratifié), APP = Pression apparente, ACT = Pression active, S2 = Profil stratigraphique S2, D = Conditions drainées, ND = Conditions non drainées.

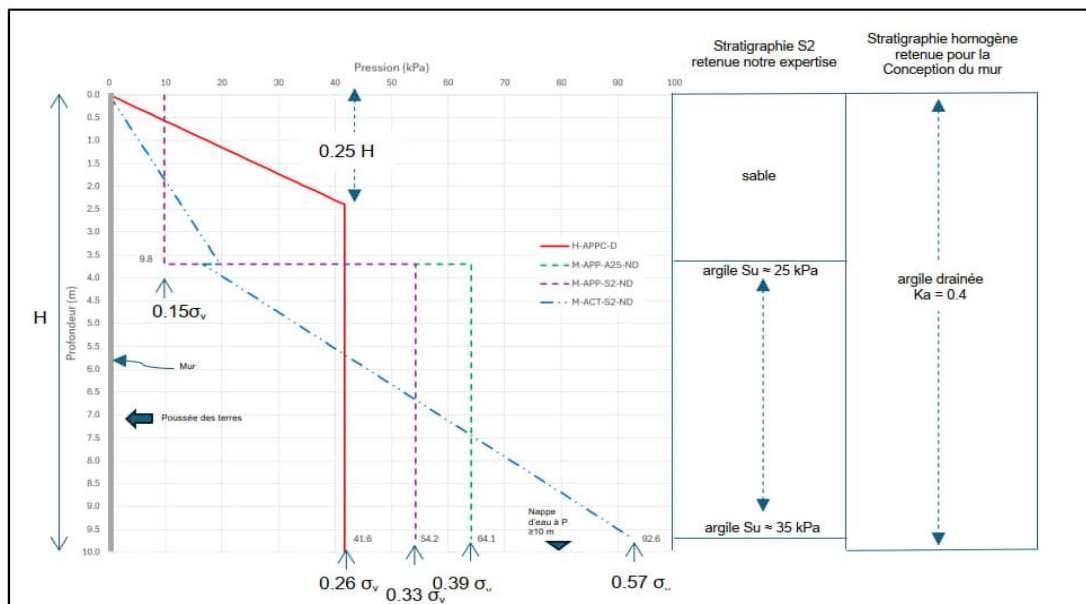


Figure 8 - Comparaison des résultats de calculs des pressions en conditions non drainées avec nappe d'eau à $P=10m$ des deux côtés du mur (sans pression hydraulique sur le mur) et sans les surcharges

La Figure 8 montre les pressions considérées dans la conception (H-APPC-D) avec une pression maximale de 41.6 kPa correspondant à 26% ($0.26\sigma_v$) de la contrainte verticale totale de 162.6 kPa.

Pour le modèle de pression apparente multicouche avec le profil stratigraphique #2 (M-APP-S2-ND), les pressions de conception sous-estiment ce profil pour l'argile et atteignent environ 54.2 kPa ($0.33\sigma_v$) à la base du creusement et

considérant que ce modèle tient compte de l'augmentation progressive de la résistance au cisaillement de l'argile.

Pour un modèle hypothétique de pression apparente multicouche (sable et argile) en supposant une argile homogène de 25 kPa de résistance au cisaillement non drainée (H-APP-A25-ND), la pression maximale serait de 64.1 kPa ($0.39\sigma_v$) soit 50% de plus que la conception.

Notons que le MCIF recommande pour ce modèle de pression l'ajout d'un facteur de sécurité de 1.1 à 1.5 sur la poussée, ce qui augmente la poussée maximale. Cette marge de sécurité supplémentaire a été négligée pour cette analyse, mais aurait été recommandée en conception.

Pour un profil de pression active (Rankine-Coulomb), cette distribution triangulaire atteint une pression d'environ 92.6 kPa ($0.57\sigma_v$) au niveau de la base du creusement ($P = 9.7$ m). Les calculs pour les approches multicouches en pressions apparentes M-ACT-S2-ND et en pressions actives M-APP-S2-ND sont présentés en [Annexe 4](#).

Ainsi il nous apparaît important de vérifier l'impact de ces pressions plus élevées sur le comportement du mur qui sera traité à la section 6.

5.1.2.6 Distribution des pressions sous le fond du creusement

Les pressions sous le niveau du fond du creusement suivent normalement une distribution active et passive comme le suggère la théorie de Rankine-Coulomb. Notons que les données de conception rendues disponibles ne présentent pas de pression différentielle (ou résultante) sur la partie des pieux se situant sous le fond du creusement et les efforts sur les pieux (flexion et cisaillement) pouvant s'y exercer. Les poussées actives et passives doivent être également considérées en incluant les effets d'arche sur les pieux ce qui augmente proportionnellement la largeur effective de la pression passive sur la pression active. Ainsi, cet aspect sera considéré dans l'analyse.

5.1.3 Influence de la nappe d'eau sur la poussée

Dans l'étude géotechnique complémentaire d'avant-projet (DC 3), il est mentionné que « le niveau de la nappe libre d'eau souterraine (nappe phréatique) se trouve à environ 1.2 m de profondeur soit au sein du dépôt de sable sus-jacent au dépôt d'argile ».

Nous soulignons également certaines recommandations de cette étude :

- À la page 5, on mentionne [REDACTED]

- À la page 7, on mentionne que le [REDACTED]

- À la page 10, on mentionne [REDACTED]

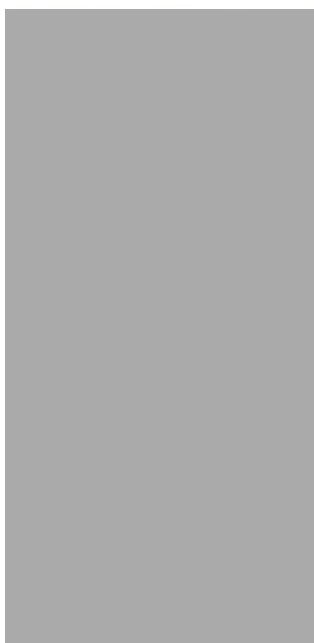
Au niveau de la conception, il est indiqué sur les plans émis pour construction [DC4] dans les notes en marge que [REDACTED]

Lié à cette hypothèse de conception, dans la note de calcul, on ne tient pas compte de la pression hydrostatique que l'on note à 0 lb / pi² pour toute la hauteur de creusement et pour toute la durée de service du mur.

Au MCIF 2013 [9], on mentionne à la section 26.4 que « les pressions de l'eau souterraine considérées dans les calculs doivent être compatibles avec les niveaux de rabattement nécessaires ou permis autour de l'excavation. Lorsqu'on utilise des parois berlinoises avec blindage en bois, on suppose généralement que le niveau de la nappe se trouve à la base ou sous le fond de la fouille; toutefois lorsque le rabattement ou le drainage n'est pas complètement efficace, des pressions interstitielles en excès peuvent s'appliquer... lorsque la paroi est conçue pour éviter toute fuite, il faut utiliser les pressions d'eau extérieures maximales... la poussée sur un rideau dans un sol pulvérulent avec niveau d'eau au sommet du mur est plus du double de celle qu'on aurait dans un sol sec sur le même rideau. »

En l'absence de mesures du niveau d'eau durant les travaux, le niveau de la nappe phréatique a été fixé à 1.2 m sous le terrain naturel, tel qu'indiqué dans l'étude géotechnique. Basés sur cette donnée, nous estimons l'élévation de la nappe d'eau à environ 66.3 m.

Cette hypothèse est jugée prudente, considérant la possibilité de pannes du système de pompage ainsi que des apports d'eau potentiellement plus importants (p. ex. précipitations abondantes ou fonte des neiges). Par ailleurs,



des indices d'écoulement d'eau à un niveau supérieur au fond du creusement ont été observés lors des travaux de construction du mur (Figure 9).

Figure 9 – Écoulement important observé entre les pieux #104 et 105

5.1.4 Surcharges



Figure 10 - Vue des surcharges dans le secteur de l'effondrement (source CNESST)

Lors de la conception, on a considéré une surcharge uniforme maximale de 300 lbf / pi² ou 14.36 kPa.

La poussée latérale supplémentaire aux poussées des terres et hydraulique associée à une surcharge au sommet d'un mur est détaillée à la section 20.4 du MCIF 2023. Une pression uniforme peut être applicable lorsque les surcharges représentent moins de 30% des poussées par le sol et l'eau ce qui s'applique au contexte d'analyse.

La pression horizontale effective supplémentaire pour surcharges uniformes est estimée par :

$$\sigma'_h = qK_a$$

σ'_h = Contrainte horizontale due à la surcharge

q = Surcharge verticale

K_a = Coefficient de pression active des terres (conception $K_a = 0.4$ sur hauteur totale, retenue pour notre expertise : sable $K_a = 0.295$, argile $K_a \approx 0.455$)

Une pression horizontale de 5.74 kPa (Figure 11 A) sur le mur a été considérée à la conception.

Une analyse des surcharges présentes au sommet du mur avant effondrement a été réalisée. Les résultats sont présentés à l'Annexe 5. Suivant cette estimation, nous considérons que la surcharge maximale est de l'ordre de 18.4 kPa principalement reliée à la présence du chariot télescopique sur roues avec capacité de levage maximale. Notre expertise considère pour la stratigraphie #2, l'application de la distribution des pressions horizontales suivant la Figure 11 B

qui tient compte des coefficients de pression active différents pour le sable et l'argile.

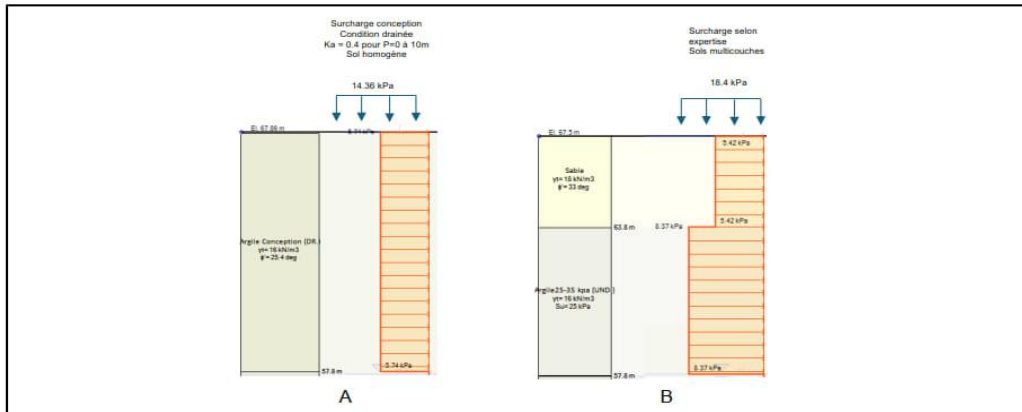


Figure 11 - Variabilité de l'estimation des surcharges maximales et pression effective sur le mur

Les résultats avec la nouvelle surcharge de 18.4 kPa montrent que l'effet additionnel pour la pression sur le mur par rapport à une surcharge de conception de 14.36 kPa est de l'ordre de +2.6 kPa de plus (8.37 vs 5.74 kPa) sur le mur au droit de la couche d'argile. Les règles de l'art recommandent de considérer une constante de pression au repos de 1 pour l'argile non drainée.

5.1.5 Pressions des terres sous le niveau du fond de fouille

Bien que les moments de force sous le fond du creusement ont été calculés pour l'enfoncement minimal de la fiche des pieux à la conception (DC 5), la pression active et passive (Figure 12) sous le fond de fouille ne semble pas avoir été prise en compte pour évaluer les efforts en flexion et cisaillement sur les pieux.

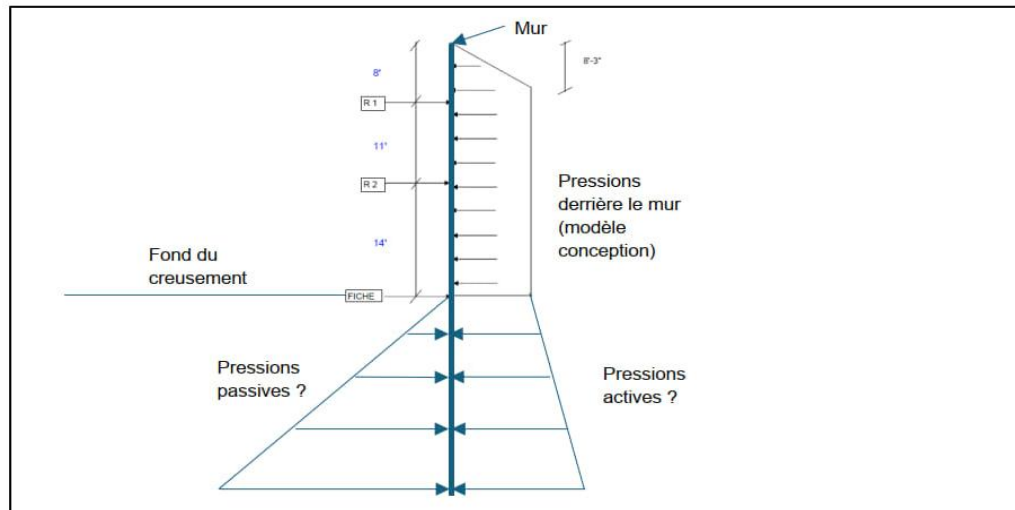


Figure 12 - Vue schématique des pressions sous le fond du creusement (interprétation du modèle de conception)

En considérant l'approche de Blum sur l'appui virtuel des pieux qui se situe au point de pression horizontale nette nulle, l'appui peut-être plus bas que le fond du creusement.

De plus, selon notre expertise, l'effet d'arche côté butée et sous le fond du creusement doit être considéré pour évaluer ces efforts. Selon le Caltrans (2011) [10, pp. 6-9], un facteur multiplicatif s'applique sous le fond du creusement à la largeur effective en pression passive et dépend de l'angle de friction dans le sol. Pour les sols cohésifs, le facteur recommandé se situe entre 1 et 2. Ce facteur de capacité d'arche est estimé par :

$$F_a = 0.08 \Phi$$

Φ = angle de friction moyen de l'argile estimée à 22° sous le fond du creusement selon les données des essais post-effondrement (DC 7)

$$F_a = 0.08 * 22 \approx 1.8$$

Il représente le ratio entre la largeur effective en pression passive sur la largeur effective en pression active. Notons que selon la note de calcul, le facteur d'arche considéré pour le calcul de la longueur minimale de la fiche est de 3 ce qui de notre avis est trop grand pour un sol cohésif.

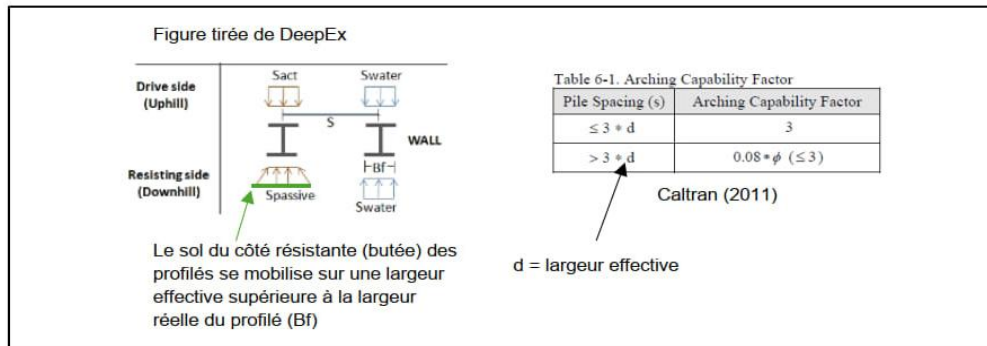


Figure 13 - Détails sur l'effet d'arche du sol sous le fond du creusement (Caltran 2011 et DeepEx)

5.2 Capacité de résistance offerte par le mur

Conformément aux recommandations de conception applicables à ce type d'ouvrage, les résistances aux limites élastiques doivent être considérées en y intégrant les facteurs de sécurité appropriés. Toutefois, pour l'analyse actuelle un facteur de sécurité de 1 sera considéré afin de vérifier les différents mécanismes de rupture aux états limites.

5.2.1 Résistances des pieux

Les calculs des limites de résistance des pieux en flexion et en cisaillement sont présentés en Annexe 7. Un résumé des limites de résistance élastique des pieux pour analyse est présenté au Tableau 6.

Tableau 6 - Limites de résistance des pieux et pour un espacement entre les pieux de 2.4 m

	Limite élastique
Résistance en flexion (KN-m/m)	141,4
Résistance en cisaillement (KN/m)	262,0

5.2.2 Résistances des tirants

Deux rangs de tirants ont été planifiés à la conception et tel que décrit à la partie 4. Les calculs des résistances des tirants sont présentés en

Annexe 8. Les résistances élastiques des tirants en traction sont de 287 kN/m pour les tirants du rang 1 et de 413.3 kN/m pour les tirants du rang 2 (Tableau 7).

Tableau 7 – Résumé des résistances des tirants

Tirant	NB câble 0.6 po par tirant	Grade	Aire brute du tirant (cm ²)	Espacement tributaire pour chaque tirant (m)	Limite élastique (kN)	Limite élastique selon espacement tributaire (kN/m)	Limite ultime (kN)	Limite ultime selon espacement tributaire (kN/m)
Tirants rang 1	10	1860 MPa	1.40	$3 p / 1t * 2.4 m = 7.2m$	2066.4	287.0	2343.6	325.5
Tirants rang 2	12		1.68	$5 p / 2t * 2.4 m = 6m$	2479.7	413.3	2812.3	468.7

Une fois mis en place, les tirants du rang supérieur ont été mis en tension à 90% de la charge de conception (DC 9) ce qui correspond à environ 2/3 de la limite élastique (Tableau 8).

Tableau 8 - Détails de la mise en tension des tirants selon les plans émis pour construction

Tirant	Charge de conception (kips)	Charge de conception (kN)	% de la charge de conception p/r à la limite élastique	Mise en tension (kN) à 90% de la charge de conception	% de la mise en tension p/r à la limite élastique
Tirants rang 1	340	1512	73%	1360.8	66%
Tirants rang 2	417	1855	75%	1669.5	67%

La résistance des ancrages des tirants dans le roc n'a pas été analysée, considérant qu'une validation de solidité à l'arrachement a été confirmée à la suite d'essais post effondrement.

5.2.3 Résistance des moises

Les calculs des limites de résistance des moises en flexion sont présentés en Annexe 9 et un résumé des limites de résistance élastique des moises pour analyse est présenté au Tableau 9.

Tableau 9 - Limites de résistance des pieux et pour un écart entre les pieux de 2.4 m

	Moment résistant (limite élastique) axe fort (kN-m)
Moise simple W24x68 Niveau 1 (Él. 65.43m)	870.6
Moise double W24x68 Niveau 2 (Él. 62.27m)	1741.2

5.2.4 Résistance du blindage

La conception du blindage prévoyait l'utilisation de madriers de tremble de dimension 3 po x 8 po dont la longueur est coupée au chantier afin d'assurer un chevauchement minimal des madriers avec les pieux en H. Les madriers sont mis en place à chaque niveau d'approfondissement du creusement qui est estimé de 1.2 à 1.5 m de hauteur.

Le moment résistant en flexion des madriers de bois est estimé à 2.26 KN-m selon les calculs présentés en Annexe 10.

5.3 Validation des données du modèle de conception

5.3.1 Validation des calculs du moment maximal et réactions aux tirants du modèle de conception

En comparant les données de conception (Figure 14) pour le moment de flexion maximal et les réactions aux tirants avec niveau d'excavation final atteint et une hauteur de creusement de 10 m, nous obtenons les résultats montrés au Tableau 10.



Figure 14- Moment de flexion maximal et réactions au tirants (note de calcul de conception)

Tableau 10 - Comparaison des résultats du modèle de conception reproduit avec DeepEx

	Conception (KN-m)	Notre expertise (KN-m) Annexe 11
Moment maximal (KN-m/m)	81.08 (18.23 k-pi)	77.7
Réaction R1 (KN/m)	196.87 *	190.5
Réaction R2 (KN/m)	289.98 *	290.7

*Données de la note de calcul ramené à 45° de l'horizontale dans l'axe des tirants

Ainsi la validation des données de conception (note de calcul et plans) dans DeepEx confirme des résultats semblables à ceux de la conception et légèrement inférieurs pour le moment de flexion. Notons que la note de calcul ne fait pas mention des efforts en cisaillement.

6 Vérification de la stabilité du mur aux conditions limites

6.1 Stabilité interne

Une modélisation avec l'aide du logiciel DeepEx a été effectuée pour différents cas d'analyse selon certaines variantes tant au niveau de la stratigraphie, des diagrammes de poussée des terres, des surcharges, des poussées sous le fond du creusement, des forces axiales sur les pieux et des pressions hydrauliques. Les représentations graphiques des efforts sur les pieux et les réactions aux tirants sont présentées en Annexe 11 et les sollicitations pour tous les cas d'analyse sont présentées en Annexe 12.

Hypothèses d'analyse

Certains aspects n'ont pas été considérés dans l'analyse soient :

- La friction entre le mur et le sol;
- L'état surconsolidé et la plasticité élevée de l'argile par endroit;
- L'effet du gel sur les poussées derrière le mur;
- L'effet des vibrations associées aux travaux environnants tels que le fonçage de pieux et le transport de matériaux sur les chemins en surface derrière le mur.

Nomenclature des cas d'analyse

La nomenclature suivante a été utilisée pour les cas d'analyse :

E0 : Sans eau derrière le mur
E1 : Eau derrière le mur (33% de la pression hydrostatique)
S2 : Stratigraphie profil #2
A25 : Stratigraphie avec couche d'argile homogène Su de 25 kPa derrière le mur
APPM : Pressions apparentes multicouches
ACT : Pressions actives
F1 : Pression active nulle derrière les pieux sous le fond du creusement
F2 : Pression active et facteur d'arche considérée sous le fond du creusement
ND : Argile en condition non drainée
D : Argile en condition drainée
M : Moment de flexion
V : Cisaillement
R1 : Réaction aux tirants du rang 1
R2 : Réaction aux tirants du rang 2

6.1.1 Impact relié à l'élévation des tirants du rang 2

On note une incohérence entre les calculs (DC 5) et les plans (DC 4) concernant l'espacement vertical entre les tirants des rangs 1 et 2.

Les calculs indiquent une distance de 3.35 m (11 pi) entre le niveau des tirants du rang 1 et celui du rang 2. Toutefois, les plans, qui semblent refléter les conditions telles que construites, présentent une différence d'élévation d'environ 3.15 m, soit entre l'élévation 65.43 m (rang 1) et ≈ 62.28 m (rang 2), tel qu'illustré à la Figure 15.



Figure 15 - Comparaison des écarts verticaux entre la note de calcul et les plans émis pour construction

Ainsi, le modèle de conception basé sur la note de calcul positionne le niveau des tirants du rang 2 à une élévation supérieure d'environ 0.20 m par rapport à celle indiquée aux plans.

En appliquant plutôt l'élévation des tirants du rang 2 telle que figurant aux plans, et en se référant aux différents cas d'analyse présentés au Tableau 11, les impacts observés sont les suivants en comparaison avec la note de calcul de conception :

- Une augmentation de 5 à 7 % du moment maximal en flexion ;
- Une augmentation de 1 à 2 % des efforts de cisaillement ;
- Une augmentation d'environ 1 % de la réaction dans les tirants du rang 2.

Tableau 11 - Variation des sollicitations aux pieux et tirants en considérant l'ajustement de niveau des tirants du rang 2 selon les plans.

Cas d'analyse	Moment de flexion axe fort			Cisaillement		
	Mmax (kN-m/m)	Soll. Mr	Impact	Vmax (kN/m)	Soll. Vr	Impact
1B-E0-S2-APPM-F1-ND-sansHT2	95,4	68%		150,3	57%	
2B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	103,2	73%	5%	156,7	59%	2%
1C-E0-S2-ACT-F1-ND-sansHT2	119,5	85%		156,7	59%	
2C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	128,7	91%	7%	159,8	60%	1%
1D-E0-S2-ACT-F1-D-sansHT2	91,6	65%		128,2	49%	
2D-E0-S2-ACT-F1-D-C14	99,5	70%	5%	131,6	50%	1%

Cas d'analyse	Réaction aux tirants rang 1			Réaction aux tirants rang 2		
	R1 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact	R2 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact
1B-E0-S2-APPM-F1-ND-sansHT2	85,5	30%		357,5	86%	
2B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	74,1	26%	-4%	361,0	87%	1%
1C-E0-S2-ACT-F1-ND-sansHT2	53,2	19%		331,0	80%	
2C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	43,1	15%	-4%	333,4	81%	1%
1D-E0-S2-ACT-F1-D-sansHT2	62,4	22%		284,1	69%	
2D-E0-S2-ACT-F1-D-C14	53,6	19%	-3%	286,5	69%	1%

Soll. : Sollicitation de limite de capacité; Mmax : Moment maximal; Vmax : Cisaillement maximal

6.1.2 Impact du diagramme de pression recommandé par rapport au modèle de conception

La comparaison des modèles de poussée (apparente multicouche et active non drainée) avec le modèle de conception (Tableau 12) révèle des sollicitations supérieures. On note une augmentation de 11 à 32 % du moment fléchissant des pieux sous le deuxième rang de tirants, de 3 à 13 % de l'effort tranchant à ce même niveau, et jusqu'à 15 % pour la réaction des tirants du rang 2. À l'inverse, les modèles d'analyse indiquent des réactions plus faibles pour le premier rang de tirants.

Tableau 12 – Variation des sollicitations aux pieux et tirants en considérant l'ajustement des poussées des terres

Cas d'analyse	Moment de flexion axe fort			Cisaillement		
	Mmax (kN-m/m)	Soll. Mr	Impact	Vmax (kN/m)	Soll. Vr	Impact
2A-E0-AH-APPC-F1-D-C14	84,0	59%		124,8	47%	
2B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	103,2	73%	14%	156,7	59%	12%
2C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	128,7	91%	32%	159,8	60%	13%
2D-E0-S2-ACT-F1-D-C14	99,5	70%	11%	131,6	50%	3%

Cas d'analyse	Réaction aux tirants rang 1			Réaction aux tirants rang 2		
	R1 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact	R2 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact
2A-E0-AH-APPC-F1-D-C14	171,4	60%		298,6	72%	
2B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	74,1	26%	-34%	361,0	87%	15%
2C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	43,1	15%	-45%	333,4	81%	8%
2D-E0-S2-ACT-F1-D-C14	53,6	19%	-41%	286,5	69%	-3%

Soll. : Sollicitation de limite de capacité; Mmax : Moment maximal; Vmax : Cisaillement maximal

6.1.3 Impact de la variation des surcharges

Comparativement au modèle de conception, l'analyse des pressions apparentes et actives indique que les nouvelles surcharges maximales produisent une augmentation de 3 % des efforts (flexion et cisaillement) dans les pieux et de 4 % de la réaction aux tirants du rang 2, conformément aux résultats du

Tableau 13.

Tableau 13 – Variation des sollicitations aux pieux et tirants en considérant l'ajustement des surcharges

Cas d'analyse	Moment de flexion axe fort			Cisaillement		
	Mmax (kN-m/m)	Soll. Mr	Impact	Vmax (kN/m)	Soll. Vr	Impact
3B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	103,2	73%		156,7	59%	
3D-E0-S2-APPM-F1-ND-E18	107,6	76%	3%	163,6	62%	3%
3C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	128,7	91%		159,8	60%	
3E-E0-S2-ACT-F1-ND-E18	133,2	94%	3%	166,8	63%	3%

Cas d'analyse	Réaction aux tirants rang 1			Réaction aux tirants rang 2		
	R1 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact	R2 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact
3B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	74,1	26%		361,0	87%	
3D-E0-S2-APPM-F1-ND-E18	71,6	25%	-1%	377,3	91%	4%
3C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	43,1	15%		333,4	81%	
3E-E0-S2-ACT-F1-ND-E18	40,6	14%	-1%	349,7	85%	4%

Soll. : Sollicitation de limite de capacité; Mmax : Moment maximal; Vmax : Cisaillement maximal

6.1.4 Impact de la considération des pressions sous le fond du creusement et effet d'arche passif

L'analyse révèle que le modèle de conception limite les efforts aux pieux à une hauteur de 10 m (33 pi).

Selon l'hypothèse de Blum [11], les efforts sur les pieux doivent être intégrés jusqu'au point de pression nette nulle (point d'inversion entre poussée et butée) qui peut se situer sous le fond de fouille. La présente expertise démontre que la prise en compte de l'équilibre de force sous le fond du creusement peut augmenter la longueur non supportée du pieu. Cet effet est particulièrement marqué en conditions drainées, où la butée est nulle en surface et croît linéairement, contrairement aux conditions non drainées où la cohésion de l'argile mobilise une résistance immédiate. Le point d'appui réel se trouve ainsi abaissé à environ 1.5 m sous le fond de fouille. En intégrant un facteur d'effet d'arche de 1.8, l'impact de cette sous-estimation atteint +44 % sur le moment fléchissant, +17 % sur le cisaillement et +23 % sur la réaction des tirants du deuxième rang et tel que montré au Tableau 14.

Tableau 14 – Variation des sollicitations aux pieux et tirants en considérant l'ajustement pour les pressions actives et facteur d'arche sous le niveau du fond du creusement

Cas d'analyse	Moment de flexion axe fort			Cisaillement		
	Mmax (kN-m/m)	Soll. Mr	Impact	Vmax (kN/m)	Soll. Vr	Impact
3D-E0-S2-APPM-F1-ND-E18	107,6	76%		163,6	62%	
4B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18	107,6	76%	0%	163,6	62%	0%
3E-E0-S2-ACT-F1-ND-E18	133,2	94%		166,8	63%	
4C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18	133,2	94%	0%	166,8	63%	0%
3F-E0-S2-ACT-F1-D-E18	103,9	74%		138,5	52%	
4D-E0-S2-ACT-F2-D-E18	166,8	118%	44%	182,8	69%	17%

Cas d'analyse	Réaction aux tirants rang 1			Réaction aux tirants rang 2		
	R1 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact	R2 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact
3D-E0-S2-APPM-F1-ND-E18	71,6	25%		377,3	91%	
4B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18	71,6	25%	0%	377,3	91%	0%
3E-E0-S2-ACT-F1-ND-E18	40,6	14%		349,7	85%	
4C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18	40,6	14%	0%	349,7	85%	0%
3F-E0-S2-ACT-F1-D-E18	51,1	18%		302,8	73%	
4D-E0-S2-ACT-F2-D-E18	18,6	6%	-11%	397,8	96%	23%

Soll. : Sollicitation de limite de capacité; Mmax : Moment maximal; Vmax : Cisaillement maximal

6.1.5 Impact de la considération des forces axiales sur les pieux

Notre expertise souligne que le modèle de conception omet les charges axiales transmises aux pieux par les tirants, inclinés à 45°. Selon la clause 13.8.2 de la norme CSA-S16:24, la capacité d'un profilé en flexion diminue lorsqu'il est simultanément sollicité en compression. Cette interaction flexion-compression doit impérativement être vérifiée. Au rang 1, un pieu sur trois reçoit une composante verticale directe via les fixations soudées. Cependant, au rang 2, tous les pieux subissent une charge verticale due à la présence des consoles d'appui (corbeaux). Cet apport de charges axiales réduit la résistance résiduelle en flexion des pieux et doit être intégré au calcul de vérification.

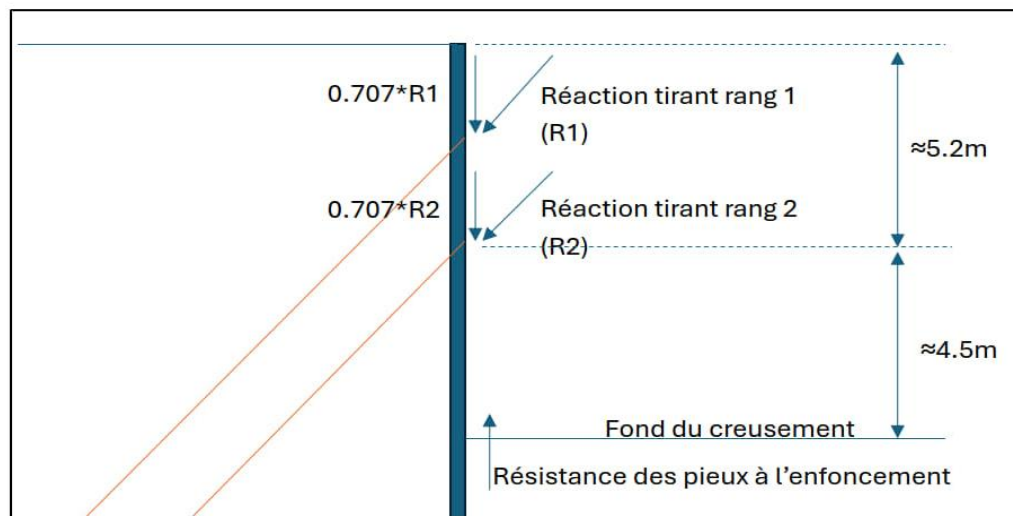


Figure 16 - Vue schématique de la composante verticale des réactions aux tirants transmise aux pieux.

Les résultats présentés au Tableau 15 démontrent que l'omission des charges axiales entraîne une augmentation de la sollicitation relative de 28 à 38 %, en raison de la réduction de capacité des profilés et engendre un contexte de rupture par flexion des pieux. Cet impact est d'autant plus critique pour le deuxième rang de tirants (élévation 62.27 m), dont les réactions sont accrues par la modélisation en sol multicouche et les pressions actives. De plus, l'absence d'ancrage sur les derniers 4.5 m du mur, soit 46 % de la hauteur d'excavation, reporte les poussées maximales vers le rang 2, augmentant ainsi de manière significative la charge axiale transmise aux pieux sous ce niveau.

Tableau 15 – Variation des sollicitations aux pieux et tirants en considérant l'ajustement des pour la considération des charges axiales aux pieux

Cas d'analyse	Moment de flexion axe fort				Cisaillement		
	Mmax (kN-m/m)	Mr (kN-m/m)	Soll. Mr	Impact	Vmax (kN/m)	Soll. Vr	Impact
4B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18	107,6	141,4	76%		163,6	62%	
5B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	107,6	103,5	104%	28%	163,6	62%	0%
4C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18	133,2	141,4	94%		166,8	63%	
5C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	133,2	108,4	123%	29%	166,8	63%	0%
4D-E0-S2-ACT-F2-D-E18	166,8	141,4	118%		182,8	69%	
5D-E0-S2-ACT-F2-D-E18-AX	166,8	106,8	156%	38%	182,8	69%	0%

Cas d'analyse	Réaction aux tirants rang 1				Réaction aux tirants rang 2		
	R1 max (kN/m)	Limite élastique R1	Soll. Limite élastique	Impact	R2 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact
4B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18	71,6	287	25%		377,3	91%	
5B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	71,6	287	25%	0%	377,3	91%	0%
4C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18	40,6	287	14%		349,7	85%	
5C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	40,6	287	14%	0%	349,7	85%	0%
4D-E0-S2-ACT-F2-D-E18	18,6	287	6%		397,8	96%	
5D-E0-S2-ACT-F2-D-E18-AX	18,6	287	6%	0%	397,8	96%	0%

Soll. : Sollicitation de limite de capacité; Mmax : Moment maximal; Vmax : Cisaillement maximal

6.1.6 Impact de la considération des pressions hydrauliques sur le mur

Bien que la conception initiale n'ait retenu aucune pression hydraulique (Figure 17 D), des observations de terrain (Figure 9) confirment des venues d'eau localisées derrière l'ouvrage. Les règles de l'art préconisent la prise en compte d'une pression hydrostatique (Figure 17 A) dès lors que l'évacuation complète des eaux n'est pas garantie. Aux fins de la présente expertise, un scénario de pression réduit à 33 % de la charge hydrostatique (Figure 17 C) a été modélisé. Cette hypothèse demeure plus favorable qu'un réseau d'écoulement simple généré par DeepEx (Figure 17 B).

Les résultats du Tableau 16 démontrent qu'en condition non drainée, l'ajout de 33 % de la pression hydrostatique augmente les moments fléchissant des pieux jusqu'à 48 %. Dans tous les scénarios analysés, cette surcharge entraîne un dépassement de la limite élastique des tirants du deuxième rang.

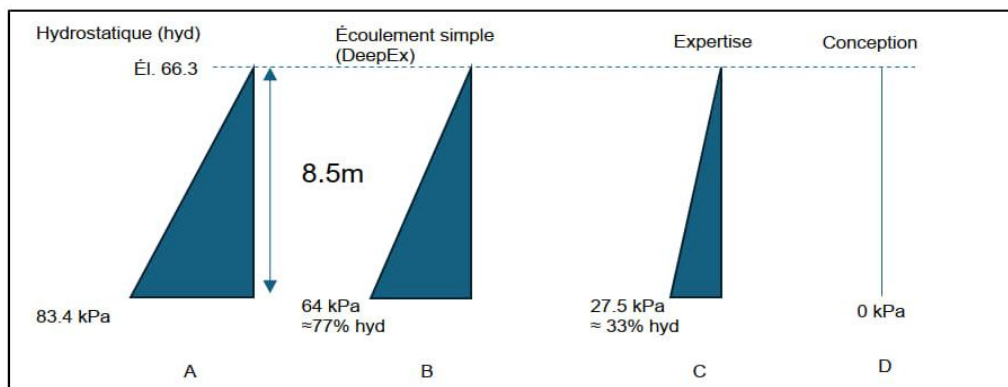


Figure 17 - vue schématique de la distribution des pressions d'eau sur le mur

Tableau 16 - Variation des sollicitations aux pieux et tirants en considérant l'ajustement pour les pressions hydrauliques derrière le mur

Cas d'analyse	Moment de flexion axe fort			Cisaillement		
	Mmax (kN-m/m)	Soll. Mr	Impact	Vmax (kN/m)	Soll. Vr	Impact
5B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	107,6	104%		163,6	62%	
6B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	144,1	152%	48%	211,0	80%	18%
5C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	133,2	123%		166,8	63%	
6C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	170,3	171%	48%	214,3	81%	18%
5D-E0-S2-ACT-F2-D-E18-AX	166,8	156%		182,8	69%	
6D-E1-S2-ACT-F2-D-E18-AX	169,6	165%	9%	196,5	74%	5%

Cas d'analyse	Réaction aux tirants rang 1			Réaction aux tirants rang 2		
	R1 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact	R2 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact
5B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	71,6	25%		377,3	91%	
6B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	72,6	25%	0%	480,4	116%	25%
5C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	40,6	14%		349,7	85%	
6C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	40,9	14%	0%	453,0	110%	25%
5D-E0-S2-ACT-F2-D-E18-AX	18,6	6%		397,8	96%	
6D-E1-S2-ACT-F2-D-E18-AX	31,9	11%	5%	426,5	103%	7%

Soll. : Sollicitation de limite de capacité; Mmax : Moment maximal; Vmax : Cisaillement maximal

6.1.7 Impact de la considération de l'effet des travaux de compaction de la plateforme au sommet du mur

Selon les calculs présentés en Annexe 6, le compactage de la plateforme granulaire au moyen d'un rouleau Bomag BW-177-D-5, opérant à une distance minimale de 3 m derrière le mur, génère une poussée horizontale maximale de 13.5 kPa. L'impact de cette opération se traduit par une hausse de 3 à 6 % du moment fléchissant des pieux et de 7 à 15 % de la réaction des tirants du premier rang.

Tableau 17 - Variation des sollicitations aux pieux et tirants en considérant l'ajustement pour les travaux de compaction au sommet du mur

Cas d'analyse	Moment de flexion axe fort			Cisaillement		
	Mmax (kN-m/m)	Soll. Mr	Impact	Vmax (kN/m)	Soll. Vr	Impact
6B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	144,1	152%		211,0	80%	
7B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX+Compaction	144,3	155%	3%	210,8	80%	0%
6C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	170,3	171%		214,3	81%	
7C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX+compaction	171,9	177%	6%	213,4	81%	0%

Cas d'analyse	Réaction aux tirants rang 1			Réaction aux tirants rang 2		
	R1 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact	R2 max (kN/m)	Soll. Limite élastique	Impact
6B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	72,6	25%		480,4	116%	
7B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX+Compaction	92,6	32%	7%	478,8	116%	0%
6C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	40,9	14%		453,0	110%	
7C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX+compaction	85,0	30%	15%	441,3	107%	-3%

Soll. : Sollicitation de limite de capacité; Mmax : Moment maximal; Vmax : Cisaillement maximal

6.2 Stabilité externe du mur

La stabilité externe a été évaluée à l'aide du logiciel DeepEx pour l'ensemble des scénarios d'analyse. Les modes de rupture suivants ont été vérifiés :

- Soulèvement du fond de fouille;
- Instabilité du pied de butée (déséquilibre entre les forces de poussée et les forces de butée) ;
- Instabilité par basculement (rupture globale par déséquilibre des moments) ;
- Instabilité d'ensemble par glissement circulaire (méthode de Bishop) ;
- Glissement profond sous la base des pieux ;
- Rupture le long de surfaces planaires ou de coin ;
- Instabilité par soulèvement hydraulique.

6.2.1 Analyse de la stabilité au soulèvement hydraulique

L'étude géotechnique (DC 3) a confirmé des pressions interstitielles de l'ordre de 110 kPa à la base de la couche d'argile. Bien que ces pressions pourraient être plus grandes à certaines périodes de l'année, nous estimons un facteur de sécurité selon la relation suivante :

$$FS = \frac{\sigma_v}{\gamma_w h_w}$$

σ_v : Contrainte verticale totale de l'argile à la base (limite argile-till) et sous le fond du creusement.

$\gamma_w h_w$: Pression hydraulique maximale mesurée. Poids volumique par la hauteur (DC 3)

$$FS = \frac{11.6m \cdot 16 \text{ kN/m}^3}{110 \text{ kPa}} = \frac{185.6}{110} \approx 1.6$$

Ce résultat confirme une stabilité contre le soulèvement hydraulique basée sur les données de pressions interstitielles provenant de l'étude géotechnique (DC 3). Cependant, une analyse plus approfondie pourrait être réalisée afin de s'assurer que les pressions mesurées sont les pressions maximales annuelles.

6.2.2 Synthèse pour la stabilité externe

Au regard des résultats présentés en Annexe 12 et des analyses de soulèvement hydraulique de la section précédente, notre expertise conclut que la stabilité externe du mur est confirmée pour l'ensemble des scénarios. Il convient toutefois de noter que l'intégration d'un facteur d'arche de 1.8 (valeur située dans la plage de 1 à 2 préconisée pour les sol cohésifs) réduit le facteur de sécurité de la fiche. Bien que celui-ci devienne inférieur à 1.5, il demeure supérieur à 1.2 selon nos analyses.

7 Synthèse

L'analyse met en évidence les points suivants :

- **Géométrie appliquée** : L'espacement vertical entre les tirants du rang 1 et les tirants du rang 2 est moindre de 0.2 m sur la note de calcul par rapport aux plans émis pour construction. Cet écart moindre accroît de 5 à 7 % le moment fléchissant maximal et de 1 à 2 % l'effort tranchant aux pieux sous les tirants du rang 2;
- **Pression des terres** : L'application d'un modèle de pression des terres pour une argile drainée homogène à la conception sous-estime minimalement de 25% la poussée horizontale de l'argile à la base du mur par rapport à des conditions non drainées en pressions apparentes multicouches avec le pire cas de résistance au cisaillement de l'argile (CPT-02). En pression active triangulaire, cette différence est encore plus marquée à la base du mur près du fond du creusement. Ces différences induisent des hausses de 11 à 32 % du moment de flexion en pied de mur et une hausse jusqu'à 15% pour la charge dans les tirants du rang 2;
- **Surcharges** : Une sous-estimation des surcharges et du coefficient de poussée active (K_a) génère une pression additionnelle de 3 kPa sur la couche d'argile, augmentant la flexion des pieux de 3 % et la réaction au rang 2 de 4 %;
- **Poussées et butées sous le fond de fouille** : Les efforts en flexion et cisaillement s'appliquant sur les pieux sous le fond de fouille n'ont pas été considérés à la conception. Un facteur d'arche passif de 3 a été considéré plutôt qu'un facteur entre 1 et 2 recommandé pour les sols cohésifs. Pour l'analyse en pression active drainée, la sollicitation des capacités est de +44% en flexion, +17% en cisaillement et +23% sur la réaction aux tirants du rang 2 avec un point de pression nette nulle situé à environ 1.5 m sous le fond du creusement;
- **Charge axiale sur les pieux** : La charge axiale sur les pieux reliée à la composante verticale des réactions aux tirants n'a pas été considérée à la conception ce qui surestime la capacité de résistance résiduelle des pieux pour les efforts en flexion. En considérant cette réduction de capacité, les sollicitations de la résistance en flexion sont augmentées de 28 à 38% avec les différents cas d'analyse;
- **Pressions hydrostatiques** : Bien qu'un pompage soit actif, les règles de l'art imposent de considérer un risque de charge hydraulique résiduelle. Une hypothèse prudente de 33 % de la pression hydrostatique accroît les moments de flexion de 48 %;

- **Contraintes induites par le compactage** : L'analyse de l'effet du compactage révèle une augmentation des sollicitations comprise entre 3 et 6 % pour le moment de flexion des pieux, et entre 7 et 15 % pour l'effort de traction au premier rang de tirants.

Il est important de souligner qu'en faisant abstraction des pressions hydrauliques et des contraintes de compactage (Cas d'analyse 6B, 6C et 6D), le cumul des autres facteurs suffit à induire un contexte de rupture ($FS < 1$) des pieux en flexion. Sous ces seules conditions, la sollicitation des tirants du rang 2 excède leur limite élastique. L'intégration de la charge hydraulique et de l'effet du compactage ne fait qu'accentuer cette instabilité.

On note également que la moise double du rang 2 est sollicitée dans les pires cas d'analyse à environ 79% alors que la moise simple du rang 1 est sollicitée à 17% (Annexe 9). Enfin, le boisage utilisé aurait une résistance insuffisante pour la couche d'argile soit à partir de 3.7 m de profondeur jusqu'au fond du creusement (Annexe 10) et pour un espacement de pieux de 2.4 m.

8 Conclusion

En considérant l'ensemble des constatations précédentes, la présente expertise confirme un contexte de rupture par flexion des pieux entre les tirants du rang 2 et le fond du creusement. Il est également possible que les tirants du rang 2 aient dépassé la limite élastique sans se rompre. L'effet combiné notamment de la sous-estimation des pressions des terres pour la couche d'argile derrière le mur et une surestimation de la capacité structurale des pieux à la conception a produit ce contexte d'instabilité.

9 Références

- [1] K. Terzaghi, R. Peck et G. Mesri, *Soil mechanics in engineering practices*, 3rd éd., 1996.
- [2] American Society of Civil Engineers (ASCE), *Guidelines of engineering practice for braces and tied-back excavations - Geotechnical special publication No.74*, 1997.
- [3] The canadian geotechnical society, *Canadian foundation engineering manual*, 5th edition ed., BC, 2023, p. 888.
- [4] IRSST - Galy, B; LeBœuf, D.; Chaallal, O. Lan, A., *Classification des sols et sélection des systèmes d'étançonnement pour l'excavation des tranchées - R-1144-fr*, 2021.
- [5] J. Lafleur, V. Silvestri, R. Asselin et M. Soulié, *Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay. Canadian Geotechnical Journal*, 25(4),, 1988.
- [6] J. S. L'Heureux, S. Leroueil et J. F. Laflamme, *Evolution of the factor of safety following excavation in clay. Canadian Geotechnical Journal*, 46(5), 2009.
- [7] R. Ray, *Design Practice for Tieback Excavation Design in the U.S. - ISSMGE International Seminar on Deep Excavations and Retaining Structures, Budapest*, 2009.
- [8] Wisconsin Department of Transportation (WSDOT), *Monitoring Lateral Earth Pressures and Movements of Cut Retaining Walls - Report #WHRP 0092-17-08*, 2019.
- [9] Société canadienne de géotechnique, *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*, 4e édition éd., 2013, p. 476.

- [10] California Department of Transportation (CALTRAN), *Trenching and shoring manual - révision 1*, 2011.
- [11] Deep Excavation, *Wall Beam Analysis Methods in Deep Excavations* - <https://www.deepexcavation.com/post/wall-beam-analysis-methods-in-deep-excavations>.
- [12] Association canadienne de normalisation, *Règles de calcul et construction des charpentes en acier* - CSA-S16, Toronto, ON, 2024, p. 336.
- [13] Federal highway administration (FHWA), *Ground anchors and anchored systems* - Report No. FHWA-IF-99-015, 1999.
- [14] Association canadienne de normalisation, *Règles de calcul des charpentes en bois* - CSA-O86, Toronto, ON, 2024, p. 451.
- [15] H. Säll, B. Källsner et A. Olsson, *Bending strength and stiffness of aspen sawn timber*, 2007.
- [16] A. Macnab, *Earth retention systems handbook*, 2002.
- [17] H. A. Perko et J. J. Boulden, *Lateral Earth Pressure on Lagging in Soldier Pile Wall Systems*, 2018.

Annexe 1 – Localisation approximative des forages / sondages¹

¹ Ce schéma est issu d'une superposition des localisations des forages et sondages provenant des rapports DC 3 et DC 7

Annexe 2 - Stratigraphie des sondages à proximité de l'effondrement

	F-101	F-102	F-103	F-104	F-01	F-02	F-03	CPT-01	CPT-02	CPT-03
pr forage/sondage	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
pb Sable	3,7	4,9	4,2	4				3,1	3,1	3
pb Argile								16,9	19,3	18,9
pb Till					21,44	17,96	21,23			

	F-101*	F-102*	F-103*	F-104*	F-01	F-02	F-03	CPT-01	CPT-02	CPT-03
lr forage/sondage	67,44	67,65	67,67	67,72	67,65	67,68	67,8	67,44	67,65	67,64
lb Sable	63,74	62,75	63,47	63,72				64,34	64,55	64,64
lb Argile								50,54	48,35	48,74
lb Till					46,21	49,72	46,57			

	F-101	F-102	F-103	F-104	F-01	F-02	F-03	CPT-01	CPT-02	CPT-03
é Sable	4,1	5,0	4,3	4,1				3,5	3,2	3,2
é Argile								13,8	16,2	15,9

Interprétation	lb Arg. CPT-02 - lb Till F-01	lb Arg. CPT-01 - lb Till F-02	lb Arg. CPT-03 - lb Till F-03
é Till	2,14	0,82	2,17

* Élévation de référence N.D. Ainsi, elles sont estimées sur celles connues des forages/sondages environnants

pr profondeur de référence (terrain naturel)

pb profondeur basse de la couche

lr référence du forage/sondage (élévation du terrain naturel)

lb limite basse de la couche

é épaisseur de la couche

*Annexe 3- Profils d'analyse des résistances au cisaillement à partir
des sondages au piézocône*





Annexe 4 – Calcul des poussées

Paramètres

γ_s = Poids volumique du sable = 18 kN/m³

γ_a = Poids volumique de l'argile = 16 kN/m³

γ_e = Poids volumique de l'eau = 9.81 kN/m³

K_a^s : constante de pression active du sable = 0.295

K_a^a : constante de pression active de l'argile = 0.455

Sable – poussée active avec paramètres effectifs

$$P_a = \sigma'_z * K_a^s$$

σ'_z : Contrainte verticale effective

Argile – poussée active en condition non drainée

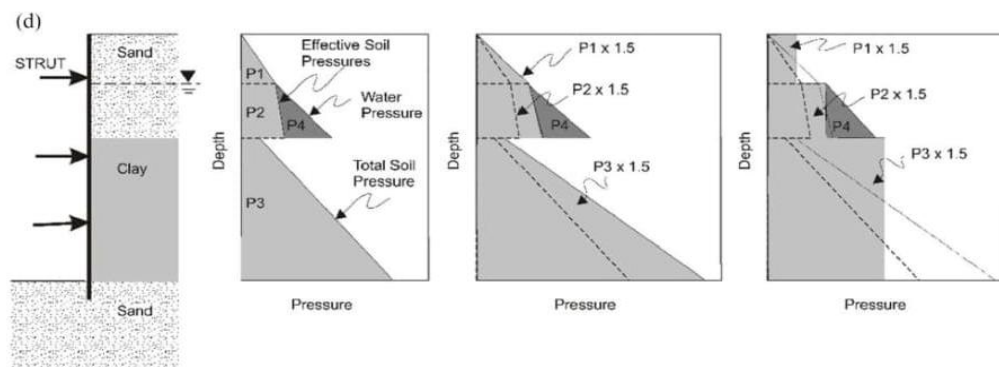
$$p_a = \sigma_z - 2 s_u \quad (\text{Équation 24.4 du MCIF 2013})$$

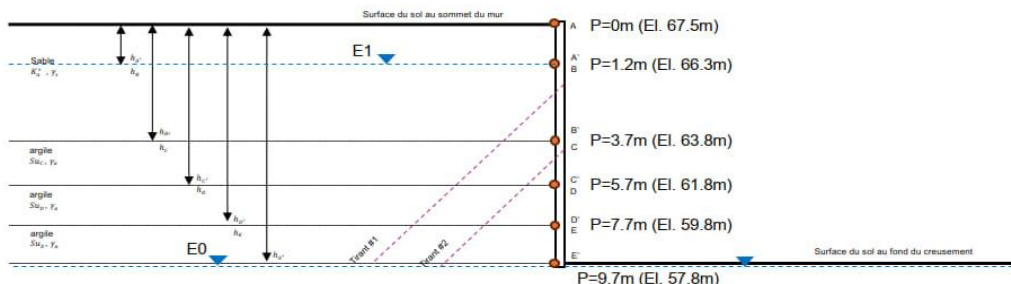
$$P_a = \sigma_z - 2 * S_u$$

σ_z = contrainte verticale à la base du sable

S_u = résistance au cisaillement non drainée de l'argile

Calcul des pressions apparentes basé sur le modèle présenté à la figure 26.8 d du MCIF 2013 ou fig. 20.20 d du MCIF 2023





Calcul de la poussée horizontale (nappe d'eau à P = 9.7m – [E0])

Distribution triangulaire (Rankine-Coulomb) en conditions non drainées – profil stratigraphique S2

$$\text{Pact (A)} = (\gamma_s * h_A) * K_a^s = (18 * 0) * 0.295 = 0 \text{ kPa}$$

$$\text{Pact (B')} = (\gamma_s * h_{B'} - \gamma_e * (h_{B'} - h_B)) * K_a^s + \gamma_e * (h_{B'} - h_B) = (18 * 3.7 - 9.81 * (0)) * 0.295 + 9.81 * (0) = 19.6 \text{ kPa}$$

$$\text{Pact (C)} = \gamma_s * h_{B'} + \gamma_a * (h_C - h_C) - 2 * S_{u_C} = 18 * 3.7 + 16 * (3.7 - 3.7) - 2 * 25 = 16.6 \text{ kPa}$$

$$\text{Pact (E')} = \gamma_s * h_{B'} + \gamma_a * (h_{E'} - h_C) - 2 * S_{u_{E'}} = 18 * 3.7 + 16 * (9.7 - 3.7) - 2 * 35 = 92.6 \text{ kPa}$$

Distribution apparente multicouche - profil stratigraphique S2

$$\text{Papp (AB')} = \text{Pact (A)} + \text{Pact (B')} / 2 = 9.8 \text{ kPa}$$

$$\text{Papp (CE')} = \text{Pact (C)} + \text{Pact (E')} / 2 = (16.6 + 92.6) / 2 = 54.6 \text{ kPa}$$

Calcul de la poussée horizontale (nappe d'eau à P = 1.2m [E1] et surcharge de 18.4 kPa)

Distribution triangulaire (Rankine-Coulomb) en conditions non drainées – profil stratigraphique S2

$$\text{Pact (A)} = (\gamma_s * h_A) * K_a^s + q * K_a^s = (18 * 0) * 0.295 + 18.4 * 0.295 = 5.4 \text{ kPa}$$

$$\text{Pact (B)} = (\gamma_s * h_B + q) * K_a^s = 5.4 + (18 * 1.2 + 18.4) * 0.295 = 11.8 \text{ kPa}$$

$$\text{Pact (B')} = \text{Pact (C)} = (\gamma_s * h_{B'} * K_a^s) + \gamma_e * (h_{B'} - h_B) * 33\% + q * K_a^s = (18 * 3.7 * 0.295) + 9.81 * (3.7 - 1.2) * 0.33 + 18.4 * 0.295 = 33.2 \text{ kPa}$$

$$\text{Pact (E')} = \gamma_s * h_{B'} + \gamma_a * (h_{E'} - h_C) - 2 * S_{u_{E'}} + \gamma_e * (h_{E'} - h_B) * 33\% + q * K_a^s = 18 * 3.7 + 16 * (9.7 - 3.7) - 2 * 35 + 9.81 * 8.5 * 0.33 + 18.4 * 0.455 = 128.5 \text{ kPa}$$

Distribution apparente multicouche en conditions non drainées - profil stratigraphique S2

$$\text{Papp (AA')} = (\gamma_s * (h_{B'} - h_A) * K_a^s) / 2 + q * K_a^s = (18 * (3.7 - 0) * 0.295) / 2 + 18.4 * 0.295 = 15.3 \text{ kPa}$$

$$\text{Papp (B')} = (\gamma_s * (h_{B'} - h_A) * K_a^s) / 2 + \gamma_e * (h_{B'} - h_B) * 33\% + q * K_a^s = (18 * (3.7 - 0) * 0.295) / 2 + 9.81 * (3.7 - 1.2) * 0.33 + 18.4 * 0.295 = 23.3 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Papp (C)} &= ((\gamma_s * h_{B'} + \gamma_a * (h_C - h_C) - 2 * Su_C) + (\gamma_s * h_{B'} + \gamma_a * (h_{E'} - h_C) - 2 * Su_{E'})) / 2 + \gamma_e * (h_{B'} - h_B) * 33\% + \\ & q * K_a^s = ((18 * 3.7 + 16 * 0 - 2 * 25) + (18 * 3.7 + 16 * 6 - 2 * 35)) / 2 + 9.81 * (3.7 - 1.2) * 0.33 + 18.4 * 0.455 \\ & = \mathbf{71.1 \text{ kPa}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Papp (E')} &= ((\gamma_s * h_{B'} + \gamma_a * (h_C - h_C) - 2 * Su_C) + (\gamma_s * h_{B'} + \gamma_a * (h_{E'} - h_C) - 2 * Su_{E'})) / 2 + \gamma_e * (h_{E'} - h_B) * 33\% + \\ & q * K_a^s = ((18 * 3.7 + 16 * 0 - 2 * 25) + (18 * 3.7 + 16 * 6 - 2 * 35)) / 2 + 9.81 * (9.7 - 1.2) * 0.33 + 18.4 * 0.455 \\ & = \mathbf{90.5 \text{ kPa}} \end{aligned}$$

Annexe 5 – Validation des surcharges

Type de surcharge	Poids estimé (kg)	Largeur + 45°	Longueur + 45°	Surface de pression uniforme (m2) sous la plateforme	Pression uniforme au sol (kPa)	Pression au sol plateforme (kPa) (γ : 22 kN/m3)	Pression totale au sol (kPa)
Roulotte 12' x 40' + charge vive 2000 kg	7540	4.1	12.6	51.5	1.4	6.6	8.0
Conteneur 8'x20' jumelés + matériel	11270	5.3	6.5	34.6	3.2	6.6	9.8
Conteneur 8'x40'	11500	2.9	12.6	36.1	3.1	6.6	9.7
Conteneur 8'x10' Diesel	3077	2.9	3.5	9.9	3.0	6.6	9.6
Chariot télescopique de construction Manitou MT 625 H	4800	2.2	2.7	6.1	7.7	6.6	14.3
Chariot télescopique de construction Manitou MT 625 H + capacité de levage max.	7300	2.2	2.7	6.1	11.8	6.6	18.4
Pickup Dodge Ram 1500 et Ford F-150 4 portes + chargement 1000kg	3500	2.4	4.4	10.7	3.2	6.6	9.8
Rouleau Bomag BW-177-D-5	6600	2.0	2.8	5.8	11.1	6,6	17.7
Glissières de sécurité (Jerseys)	2500	0.7	3.0	2.2	11.1	6,6	17.7

Annexe 6 – Contraintes induites par le compactage

Au MCIF, on indique que la surcharge induite par le compactage est estimée dans la façon suivante :

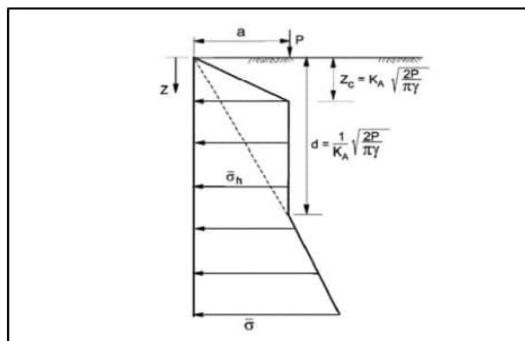


Figure 20.9 tirée du MCIF 2023

Selon la fiche technique du rouleau BOMAG BW 177 D-5, la force centrifuge est de 112 kN en phase 1 et 74 kN en phase 2. Nous considérons que la phase 2 a été utilisée, soit 74 kN.

L = empattement du rouleau = 2.35 m

l_r = largeur du rouleau = 1.686 m

W = Masse du rouleau avec cabine = 6600 kg * 9.81 m/s² / 1000 N/kN = 64.75 kN

a = distance la plus proche du mur = 3 m

K_a = constante de pression active du sable = 0.295

γ = poids volumique du sable = 18 kN / m³

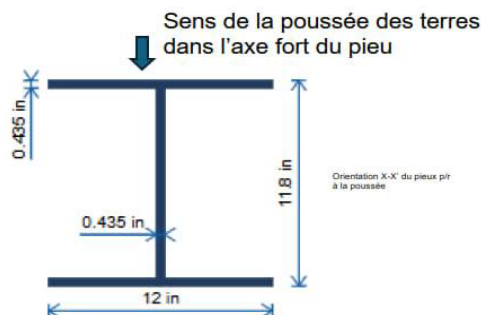
$$P = \text{Charge linéaire} = \frac{W + f_c}{l_r} = \frac{64.75 \text{ kN} + 74 \text{ kN}}{1.686 \text{ m}} = 82.3 \text{ kN/m}$$

$$\bar{\sigma}_h = \sqrt{\frac{2P\gamma}{\pi}} \frac{L}{a + L} = \sqrt{\frac{2 * 82.3 * 18}{\pi}} \frac{2.35}{3 + 2.35} = 13.5 \text{ kPa}$$

$$Z_c = K_a \sqrt{\frac{2P}{\pi\gamma}} = 0.295 \sqrt{\frac{2 * 82.3 \text{ kN/m}}{\pi * 18 \text{ kN/m}^3}} \approx 0.5 \text{ m}$$

$$d = \frac{1}{K_a} \sqrt{\frac{2P}{\pi\gamma}} = \frac{1}{0.295} \sqrt{\frac{2 * 82.3 \text{ kN/m}}{\pi * 18 \text{ kN/m}^3}} \approx 5.8 \text{ m}$$

Annexe 7 – Résistance des pieux en flexion et cisaillement



Section transversale - pieux HP12x53

Calcul du moment résistant selon norme CSA-S16 :24 [12, pp. 76-77]

$$M_r = \Phi S_x F_y$$

Résistance en flexion des pieux HP12x53 selon conception (FS de 1.515)

Selon conception et déduite selon paramètres S_x , F_y et FS montrés sur la note de calcul

Extrait de la note de calcul de conception

Expertise : Le moment résistant basé sur le module de section élastique ne tient pas compte du coefficient de tenue de 0.9 recommandé par la norme CSA-S16

$$M_r(FS1.515) = \Phi S_x F_y / FS = 1 * 0.001093 \text{ m}^3 * 345000 \text{ KN/m}^2 / 1.515 = 248.9 \text{ KNm}$$

$$M_{rm}(FS1.515) = M_r / E_p = 248.9 / 2.4 \text{ m} = 103.7 \text{ KNm/m}$$

Résistance en flexion des pieux HP12x53 selon notre expertise (en considérant un FS minimal de 1.5 de conception)

Φ = coefficient de tenue pour l'acier = 0.9
 S_x = Module de section élastique pour l'axe majeur XX' du pieu = 0.001093 m³
 F_y = Limite élastique de l'acier = 345 MPa
 FS = facteur de sécurité = 1.5
 E_p = espacement entre les pieux = 8 pi = 2.4 m

$$M_r(FS1.5) = \Phi S_x F_y / FS = 0.9 * 0.001093 \text{ m}^3 * 345000 \text{ KN/m}^2 / 1.5 = 226.3 \text{ KN-m}$$

$$M_{rm}(FS1.5) = M_r(FS1.5) / 2.4 \text{ m} = 94.3 \text{ KN-m/m}$$

Pour les besoins de l'analyse du mécanisme de rupture en flexion, un FS = 1 sera utilisé pour vérification aux états limites

Limite élastique (on considère que passé cette limite les pieux se déforment et le mur est instable)

$$M_{yx}(FS1.0) = \Phi S_x F_y = 0.9 * 0.001093 \text{ m}^3 * 345 \text{ 000 kN/m}^2 = 339.4 \text{ KN-m}$$

$$M_{yxs}(FS1.0) = M_{yx}(FS1.0) / E_p = 141.4 \text{ KN-m/m}$$

Résistance en cisaillement des pieux HP12x53

On considère un FS = 1 pour vérification à l'état limite de cisaillement

Calcul du moment résistant selon la norme CSA-S16 :24 [12, pp. 76-77]

$$V_r = \Phi A_w F_s$$

Φ = coefficient de tenue = 0.9
 t_f = épaisseur de la semelle = 1,105 cm
 t_w = épaisseur de l'âme = 1,105 cm
 D = profondeur de la section XX' = 29,972
 A_w = aire de cisaillement
 F_s = contrainte de résistance au cisaillement à la limite élastique

$$A_w = (D - 2t_f) * t_w$$

$$A_w = (29,972\text{cm} - 2 * 1.105\text{cm}) * 1.105\text{cm} = 30.68 \text{ cm}^2 = 0.003068 \text{ m}^2$$

Limite élastique (on considère que passé cette limite les pieux se déforment et le mur est instable)

$$F_s = 0.66 F_y$$

$$F_s = 0.66 * 345 \text{ MPa} = 227.7 \text{ MPa}$$

$$V_y = 0.9 * 0.003068 \text{ m}^2 * 227700 \text{ kN/m}^2 = 628.7 \text{ KN}$$

$$V_{ys} = V_r / E_p = 628.7 \text{ KN} / 2.4 \text{ m} = 262 \text{ KN/m}$$

Réduction de la capacité résiduelle due à la compression axiale

$$\frac{C_x}{C_r} + \frac{M_x}{M_{rx}} + \frac{M_y}{M_{ry}} \leq 1 \text{ selon l'équation de la section 13.8.2 de la norme CSA-S16 :24}$$

C_x = Charge axiale
 C_r = résistance en compression axiale du pieu
 M_x = Moment de flexion dans l'axe fort
 M_{rx} = Moment résistant dans l'axe fort
 M_y = Moment de flexion dans l'axe faible
 M_{ry} = Moment résistant dans l'axe faible

Puisque le moment de flexion dans l'axe faible $M_y = 0$, l'équation devient :

$$\frac{C_x}{C_r} + \frac{M_x}{M_{rx}} \leq 1$$

$$M_x \leq M_{rx} \left(1 - \frac{C_x}{C_r} \right)$$

$$M_{rx} = 141.4 \text{ kNm}$$

$$C_r = \frac{\Phi A F_y}{(1 + \lambda^{2n})^{\frac{1}{n}}} \text{ selon l'équation de la section 13.3.1 de la norme CSA-S16 :24}$$

Φ = coefficient de tenue = 0.9

A = aire de section = $100 \text{ cm}^2 = 0.001 \text{ m}^2$

F_y = limite élastique = $345 \text{ MPa} = 345000 \text{ kN/m}^2$

r_x = rayon de giration axe fort XX' = $12.776 \text{ cm} = 0.12776 \text{ m}$

r_y = rayon de giration axe faible YY' = $7.264 \text{ cm} = 0.07264 \text{ m}$

k_x = facteur de longueur effective non supportée axe XX' = 1

k_y = facteur de longueur effective non supportée axe YY' = 1

k_z = coefficient de longueur efficace pour le flambage en torsion = 1

L_x = longueur effective non supportée axe XX' = 4.47 m

L_y = longueur effective non supportée axe YY' = 1.5 m

L_z = longueur effective non supportée axe ZZ' = 1.5 m

E = module d'élasticité = 200100 MPa

G = module de Coulomb = $76961,54 \text{ MPa}$

J = constante de torsion de St – Venant = 46.6 cm^4

$$r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 = 215.992 \text{ cm}^2$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{K_x L_x / r_x} = \frac{\pi^2 200100 \text{ MPa}}{(1 * 4.47 \text{ m} / 0.12776 \text{ m})^2} = 1613.4 \text{ Mpa}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{K_y L_y / r_y} = \frac{\pi^2 200100 \text{ MPa}}{(1 \cdot 1.5 \text{ m} / 0.07264 \text{ m})^2} = 4631.4 \text{ Mpa}$$

$$F_{ez} = \frac{\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ}{A r_o^2} = \frac{\frac{\pi^2 \cdot 200100 \text{ MPa} \cdot 1095626.34 \text{ cm}^6}{(1 \cdot 150 \text{ cm})^2} + 76961.54 \text{ MPa} \cdot 46.6 \text{ cm}^4}{100 \text{ cm}^2 \cdot 215.992 \text{ cm}^2} = 4618.4 \text{ Mpa}$$

$$F_e = \text{Min} (F_{ex}, F_{ey}, F_{ez}) = F_{ex} = 1613.4 \text{ Mpa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{345}{1613.4}} = 0.462$$

$$n = 1.34$$

$$C_r = \frac{0.9 \cdot 0.001 \cdot 345000}{(1 + 0.462^2 \cdot 1.34)^{1.34}} = \frac{3105}{1.093} = 2840.8 \text{ KN}$$

Nouvelle limite élastique en flexion en considérant la compression axiale :

$$\text{Capacité limite élastique du pieu} = 141.4 \left(1 - \frac{C_x}{2840.8} \right)$$

Par exemple, pour la partie du pieu sous le niveau du tirant #2, $C_x = R1 \cdot \sin(45^\circ) + R2 \cdot \sin(45^\circ)$.

Exemple de calcul pour section 5B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18-AX (voir annexe 10)

$$R1 = 71.61 \text{ kN/m} \cdot 2.4 \text{ m} \cdot \sin(45^\circ) = 121.52$$

$$R2 = 377.29 \text{ kN/m} \cdot 2.4 \text{ m} \cdot \sin(45^\circ) = 640.3$$

$$C_x = R1 + R2 = 761.82 \text{ kN}$$

Capacité limite élastique du pieux =

$$141.4 \text{ kN} - \text{m/m} \left(1 - \frac{761.82}{2840.8} \right) = 103.5 \text{ kN-m/m}$$



Annexe 8 - Résistances des tirants

Calcul des capacités de tirants

La résistance en traction est définie comme suit (CSA-S16:24 section 13.2) :

$$T_y = \Phi A_g F_y$$

$$T_u = \Phi A_g F_u$$

Φ = coefficient de tenue de l'acier pour les tirants (selon CSA-S16 :24 à la section 13.1 le coefficient minimal est de 0.9 pour l'acier de construction).

A_{g10} = Surface brute de la section du tirant 10 câble = 1400 mm² = 1.4 cm² (selon Dywidag)

A_{g12} = Surface brute de la section du tirant 12 câble = 1680 mm² = 1.68 cm² (selon Dywidag)

F_y = Limite élastique du tirant = 1640 MPa ou KN / cm² (selon tableau spécification Dywidag)

F_u = Limite plastique du tirant = 1860 MPa ou KN / cm²

DYWIDAG PRESTRESSING STEEL, 140 MM ² Ø 15.3 MM (0.6") STRAND								
Number	Cross-sectional area A	Weight	Y1770 Standard		Approval	Y1860 High Grade		Approval
			Load at yield F _{yk}	Ultimate load F _{uk}		Load at yield F _{yk}	Ultimate load F _{uk}	
	[mm ²]	[kg/m]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	
10	1,400	11.07	2,184	2,478	○ ×	2,296	2,604	○ ×
11	1,540	12.17	2,402	2,726	○ ×	2,526	2,864	○ ×
12	1,680	13.27	2,621	2,974	○ ×	2,755	3,125	○ ×

Source : [Permanent Strand Anchor System | DYWIDAG](#)

Tirant #1 – 10 câbles

Limite élastique $T_y = 0.9 * 1.4 * 1640 = 2066,4 \text{ kN}$

Limite ultime $T_u = 0.9 * 1.4 * 1860 = 2343,6 \text{ kN}$

Tirant #2 – 12 câbles

Limite élastique $T_y = 0.9 * 1.68 * 1640 = 2479,7 \text{ kN}$

Limite ultime $T_u = 0.9 * 1.68 * 1860 = 2812,3 \text{ kN}$

Annexe 9 – Résistances des moises



Calcul du moment résistant selon norme CSA-S16 :24 [12, pp. 76-77]

$$M_r = \Phi S_x F_y$$

Φ = coefficient de tenue pour l'acier = 0.9
 S_x = Module de section élastique pour l'axe majeur XX' du pieu = 0.0025236 m³
 F_y = Limite élastique de l'acier = 345 MPa
 FS = facteur de sécurité = 1.5
 E_p = espacement entre les tirants = 7.2m

**Résistance en flexion de la moise simple W24x68 selon notre expertise à
ÉI. 65.43**

$$M_{yx}(FS1.0) = \Phi S_x F_y = 0.9 * 0.0025236 \text{ m}^3 * 345 \text{ 000 kN/m}^2 = 870.6 \text{ KN-m}$$

**Résistance en flexion de la moise double W24x68 selon notre expertise à
ÉI. 62.27**

$$M_{yx}(FS1.0) = \Phi 2 S_x F_y = 0.9 * 2 * 0.0025236 \text{ m}^3 * 345 \text{ 000 kN/m}^2 = 1741.2 \text{ KN-m}$$

Calcul du moment de flexion pour la moise simple rang 1 (El. 65.43m)

Pour la moise niveau 1, elle est installée à angle droit avec le mur.



R1max = réaction maximale aux tirants #1
R1max = 72.6 kN/m selon les différents cas d'analyse.

$$P = R1_{max} E_p \cos(45^\circ) = 72.6 \text{ kN/m} * 2.4 \text{ m} * 0.707 = 123.2 \text{ KN}$$

$$M_{max} = P_{max} E_t / 6 = 147.8 \text{ kN-m}$$

Sollicitation maximale en flexion pour la moise simple rang 1 = $147.8 / 870.6 = 0.17$ ou **17%**

Calcul du moment de flexion pour la moise double rang 2 (El. 62.07m)



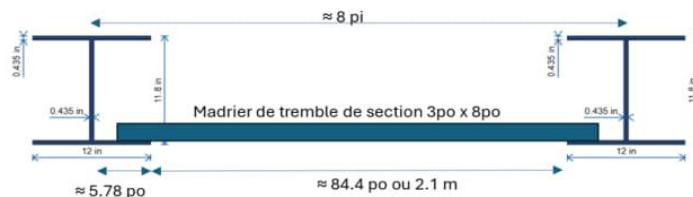
R2max = réaction maximale aux tirants #2
R2max = 480.4 kN/m selon les différents cas d'analyse.

$$P = R2_{max} E_p = 480.4 \text{ kN/m} * 2.4 \text{ m} = 1153 \text{ KN}$$

$$M_{max} = P_{max} E_t / 6 = 1383.6 \text{ kN-m}$$

Sollicitation maximale en flexion pour la moise double rang 2 = $1383.6 / 1741.2 = 0.79$ ou **79%**

Annexe 10 – Résistance des madriers de bois formant le blindage



La conception s'appuie sur une méthode empirique afin d'établir l'épaisseur minimale requise des madriers. Ainsi, une épaisseur de 3po a été considérée sécuritaire à la conception.

Table 20.12. Thickness of wood lagging.

Thickness of lagging (mm) ^a	Maximum spacing of soldier piles (m)	
	Soft to firm clays ^b	All other soils (except peat)
50	—	1.5
75	2.0	2.5
100	2.25	3.0

^aConstruction grade lumber.

^bWhere $\gamma H/\tau_u > 5$, the use of lagging is questionable.

Basé sur le tableau 20.12 du MCIF 2023, pour une argile ferme (moyenne) décrite à l'étude géotechnique et un espace maximal entre les profilés (longueur du madrier sans appuis) de 2.1m, l'épaisseur du blindage en bois qualité de construction recommandé serait supérieure à 75 mm (3po), car cette épaisseur est convenable pour un espacement maximal de 2 m. Selon le tableau ci-dessous provenant de la « federal highway administration » (FHWA) [13], pour une ouverture à 7pi (≈2.1m) théoriques (« clear span ») l'épaisseur minimale requise dépend pour un sol argileux de la résistance au cisaillement, de l'état de consolidation et du facteur $\frac{\gamma h}{S_u}$. En considérant une résistance au cisaillement pouvant être de 25-30 kPa (réf. CPT-02) derrière le mur, le critère $\frac{\gamma h}{S_u}$ est supérieur à 5. Ainsi les épaisseurs minimales recommandées seraient de 100 mm minimalement selon ce facteur.

Table 12. Recommended thickness of temporary timber lagging (after FHWA-RD-75-130, 1976)

	Soil Description	Unified Soil Classification	Depth (m)	Recommended thickness of lagging (roughcut) for clear spans of:					
				1.5 m	1.8 m	2.1 m	2.4 m	2.7 m	3.0 m
COMPETENT SOILS	Silt or fine sand and silt above water table	ML, SM-ML	0 - 8	50 mm	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm
	Sands and gravels (medium dense to dense)	GW, GP, GM, GS, SW, SP, SM	8 - 18	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm
	Clays (stiff to very stiff); non-fissured	CL, CH							
	Clays, medium consistency and $\frac{H}{S_u} < 5$	CL, CH							
DIFFICULT SOILS	Sand and silty sand (loose)	SW, SP, SM	0 - 8	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm
	Clayey sands (medium dense to dense) below water table	SC	8 - 18	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm	125 mm
	Clay, heavily overconsolidated, fissured	CL, CH							
	Cohesionless silt or fine sand and silt below water table	ML, SM-SL							
POTENTIALLY DANGEROUS SOILS	Soft clays $\frac{H}{S_u} > 5$	CL, CH	0 - 5	75 mm	75 mm	100 mm	125 mm	-----	-----
	Slightly plastic silts below water table	ML	5 - 8	75 mm	100 mm	125 mm	150 mm	-----	-----
	Clayey Sands (loose), below water table	SC	8-11	100 mm	125 mm	150 mm	-----	-----	-----

Notes: 1) In the category of "potentially dangerous soils", use of soldier beam and lagging wall systems is questionable.
2) The values shown are based on construction grade lumber.
3) Local experience may take precedence over recommended values in this table.

Ces recommandations sont basées sur une approche empirique. Des calculs de résistance peuvent être effectués en lien avec la poussée estimée derrière le blindage et le type de bois utilisé afin de confirmer l'approche empirique. La norme CSA-O86 encadre les règles de calcul des charpentes en bois.

Résistances selon normes CSA-O86 :24 [14]

DESCRIPTION
TALLY
3 x 8 Aspen Lagging Green Rough 8'

Extrait de facture

Les documents rendus disponibles confirment un boisage de type « Aspen Green ». Selon la norme CSA O141 :23, le nom commercial « Aspen » (Tremble) figurant à la table B.2 est classé essence de bois dur (« hardwood species »). Green fait référence au taux d'humidité plus grand que 19% selon art. 8.3.

Selon la norme CSA-O86 :24 tableaux 6.3, le boisage de 3po x 8po est classé visuellement comme des madriers.

Si on se réfère au tableau 6.5 de la norme, le tremble ne figure pas dans les 3 premiers groupes d'essence (sapin de Douglas-mélèze, Pruche-sapin, Épinette-

pin-sapin). Cependant, sa résistance minimale est près de celle du sapin de Douglas soit 16 MPa [15].

Le moment résistant en flexion est calculé selon la formule proposée à la section 6.5.3.1 de la norme CSA-O86 :24

Calcul du moment résistant du madrier

$$M_r = \phi F_b S K_{Zb} K_L$$

ϕ = coefficient de tenue = 1

$F_b = f_b (K_D, K_H, K_{SB}, K_T)$

f_b = résistance en flexion (tableau 6.5) = 16 MPa (Aspen green – selon [15])

K_D = coefficient de durée d'application de la charge (tableau 5.1 durée normale) = 0.65

K_H = coefficient de système (tableau 6.13 cas 1) = 1.1

K_{SB} = coefficient des conditions d'utilisation en flexion (tableau 6.11 milieu humide = 0.84)

K_T = coefficient de traitement (tableau 6.12) = 1.0

f_b = résistance lors d'un chargement en flexion = 10.6 MPa selon tableau 6.5

S = module de section en mm³ = $bd^2/6$

b = largeur de la pièce = 203.2mm, d = profondeur de la pièce = 76.2mm

$S = 203.2 \cdot (76.2)^2 / 6 = 196\,645 \text{ mm}^3 = 0,0001966 \text{ m}^3$

K_{Zb} = coefficient de dimensions pour la flexion (tableau 6.14) = 1.2

K_L = coefficient de stabilité latérale = 1.0 (selon art. 7.5.6.5.1)

$F_b = 16 \cdot 0.65 \cdot 1.1 \cdot 0.84 \cdot 1 = 9.6 \text{ MPa} = 9600 \text{ kN/m}^2$

$$M_r = 1 \cdot 9600 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,0001966 \text{ m}^3 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = \mathbf{2.26 \text{ KN-m}}$$

Calcul du moment de flexion du madrier (avec pression de 79.1 kPa = Pmax pour S2-APPM-ND)

$$M_b = \frac{F_a w L^2}{8}$$

$F_a = 0.5$ note 1 (Macnab (2002) [16])

$w = P_{a \max} d$

d = largeur tribulaire = largeur du madrier = 203.2 mm = 0.2032 m

$P_{a \max}$ = pression maximale derrière le madrier = 79.1 kPa (pression apparente avec profil stratigraphique S2)

$w = 79.1 \cdot 0.2032 = 16.1 \text{ KN/m}$

$$M_b = \frac{0.5 \cdot 16.1 \cdot 2.1^2}{8} = \mathbf{4.43 \text{ KN-m}}$$

Le moment de flexion généré avec une pression de 79 kPa dépasse la résistance en flexion du boisage. Cette limite serait atteinte en pression active triangulaire soit à partir d'environ 5m de profondeur et en pression apparente à partir de 3.7 m de profondeur soit pour toute la couche d'argile.

Note 1: La réduction de la pression sur le boilage suit les recommandations des travaux de Macnab (2002) [16] et de Perko et Boulden (2018) [17]

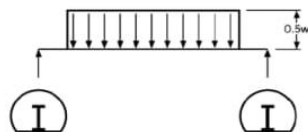


FIGURE 11.12 Lagging pressure diagram.

Macnab (2002)

*Annexe 11 – Analyses et représentations DeepEx***Nomenclature pour les différentes sections d'analyse**

E0 : Sans eau derrière le mur

E1 : Avec eau derrière le mur (33% de la pression hydrostatique)

AH : Stratigraphie avec argile homogène

S2 : Stratigraphie avec profil S2 (voir Annexe 2)

APPC : Pression apparente selon conception

APPM : Pression apparente multicouche

ACT : Pression active

F1 : Sans pression active sous le fond du creusement

F2 : Avec pression active sous le fond du creusement et facteur d'arche passif = 1.8

D : Conditions drainées

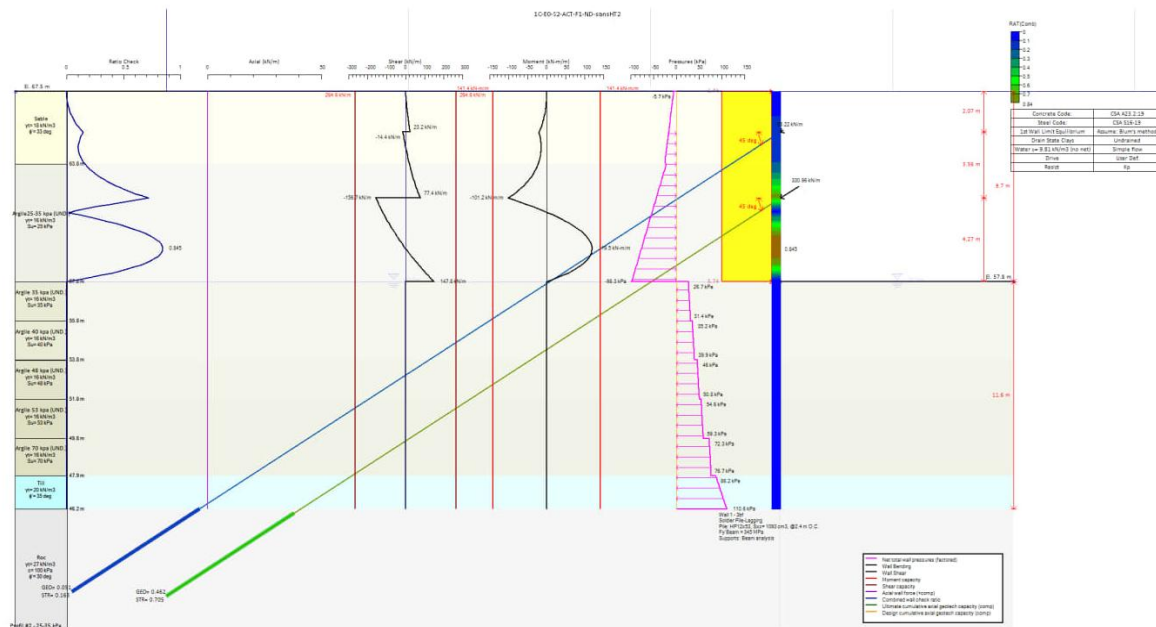
ND : Conditions non drainées

C14 : Surcharges de conception avec $q = 14.34$ kPa

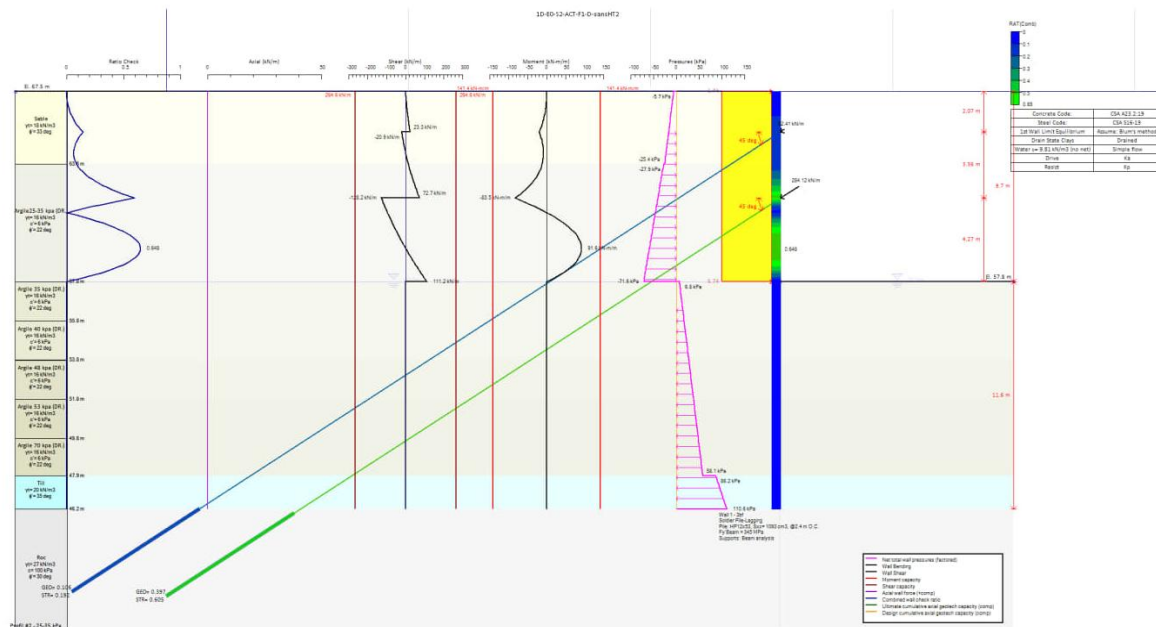
E18 : Surcharge selon notre expertise avec $q = 18.4$ kPa

AX : En considérant les charges axiales sur les pieux

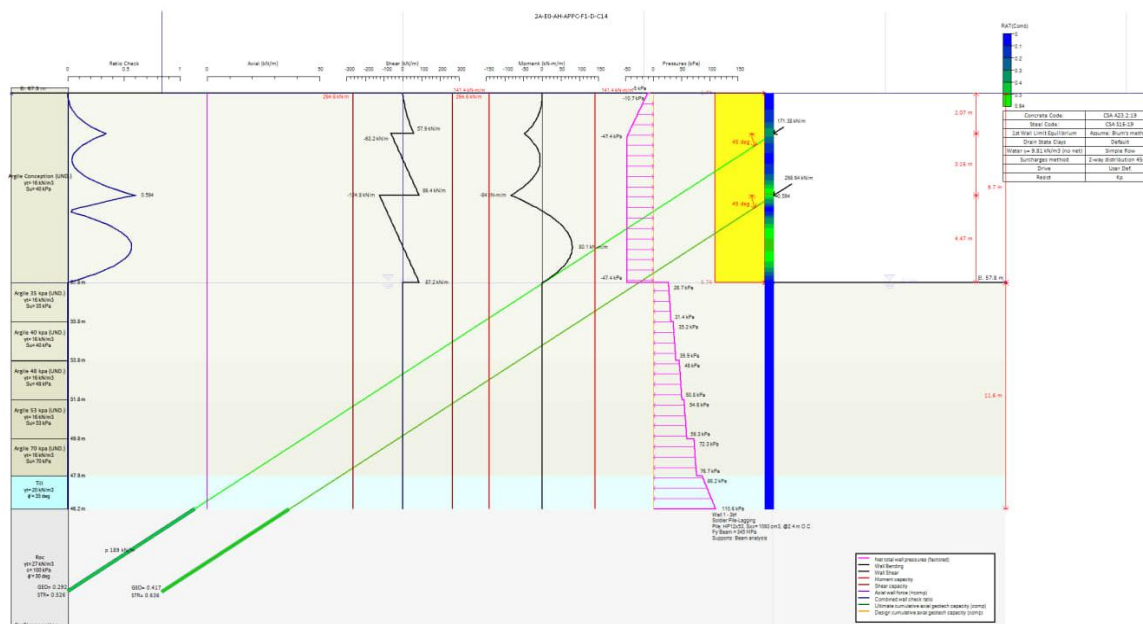
1C-E0-S2-ACT-F1-ND-sans HT2



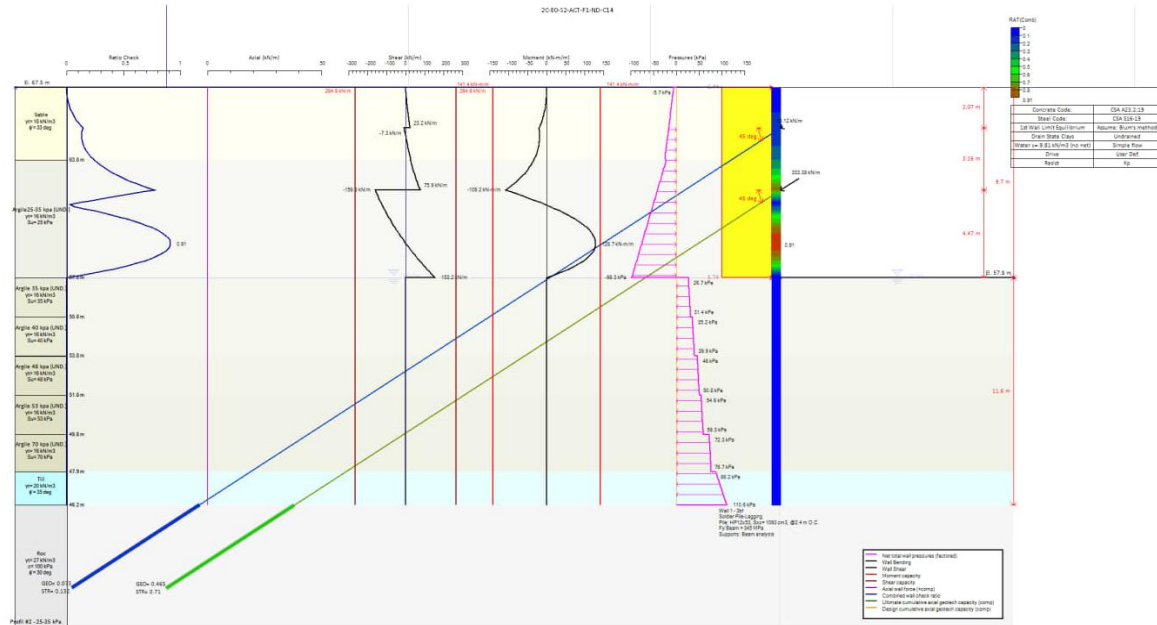
1D-E0-S2-ACT-F1-D-sansHT2



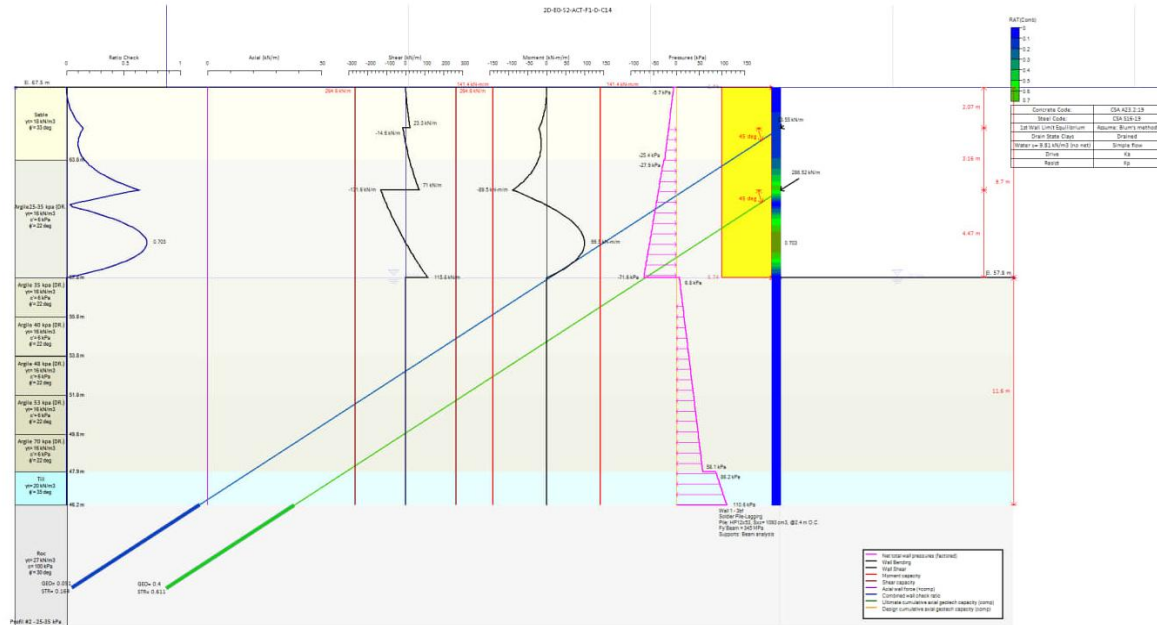
2A-E0-AH-APPC-F1-D-C14



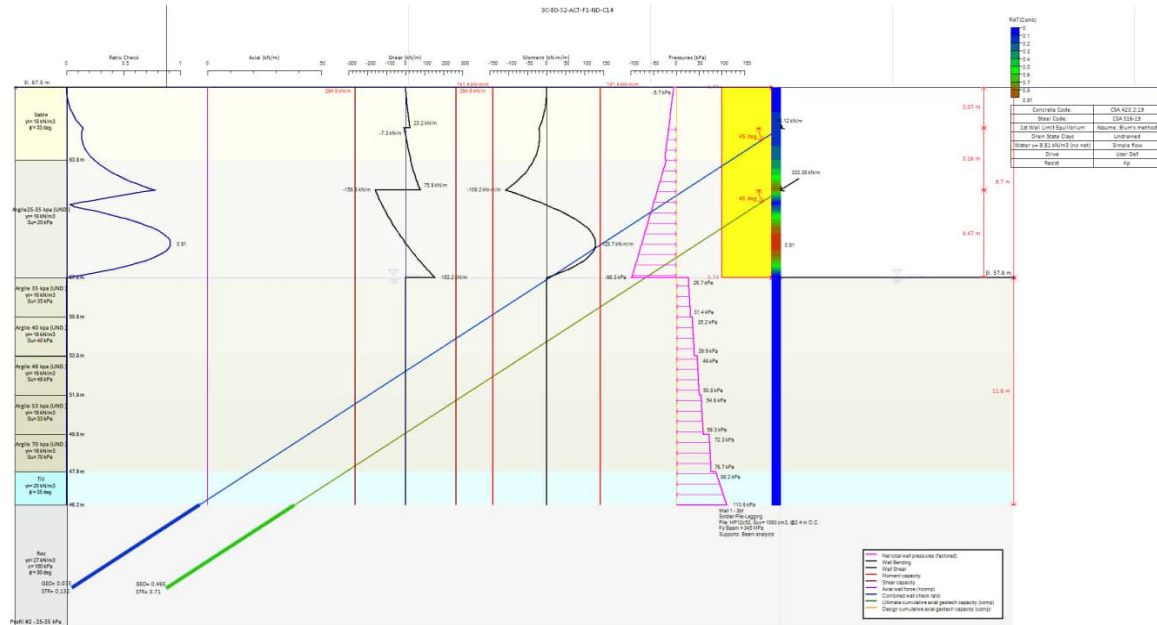
2C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14



2D-E0-S2-ACT-F1-D-C14

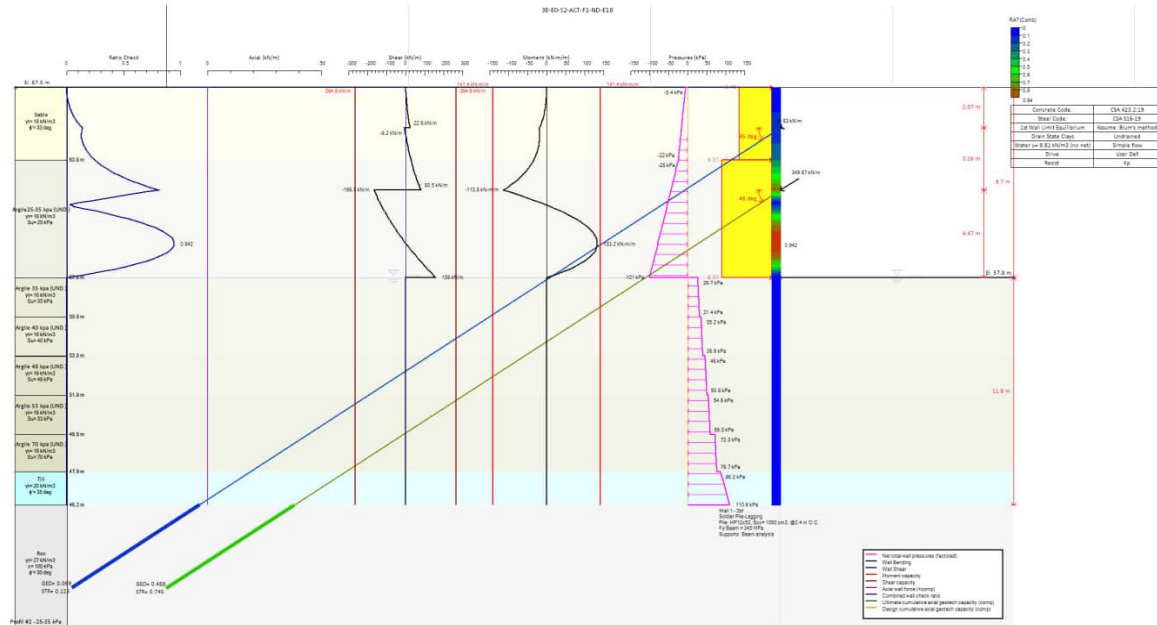


3C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14



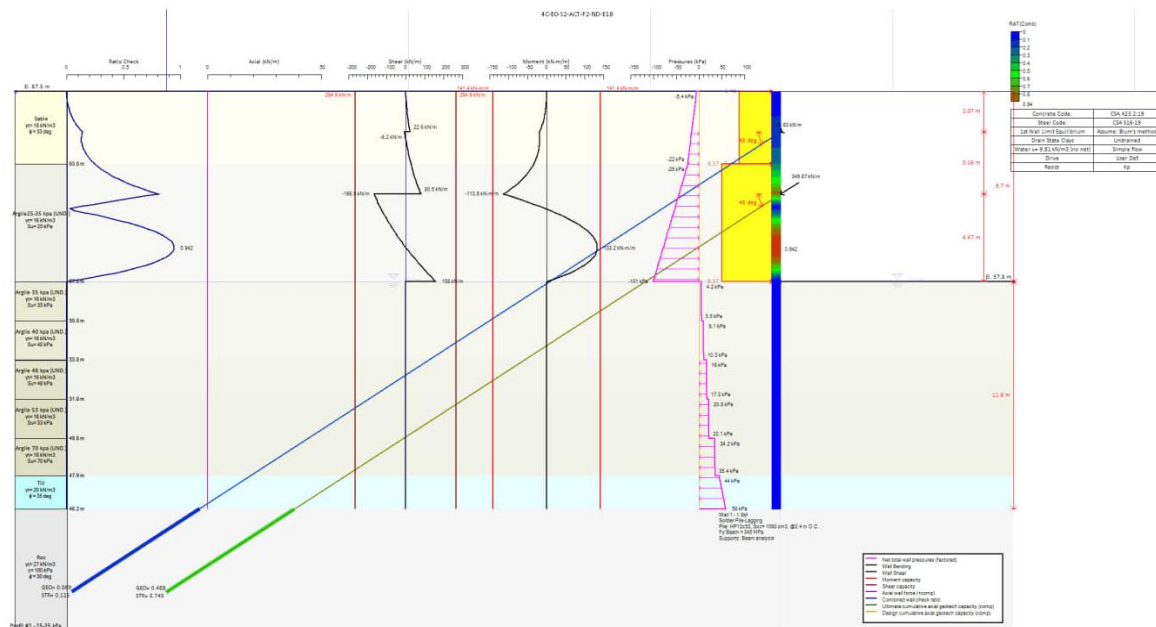
page 120

3E-E0-S2-ACT-F1-ND-E18

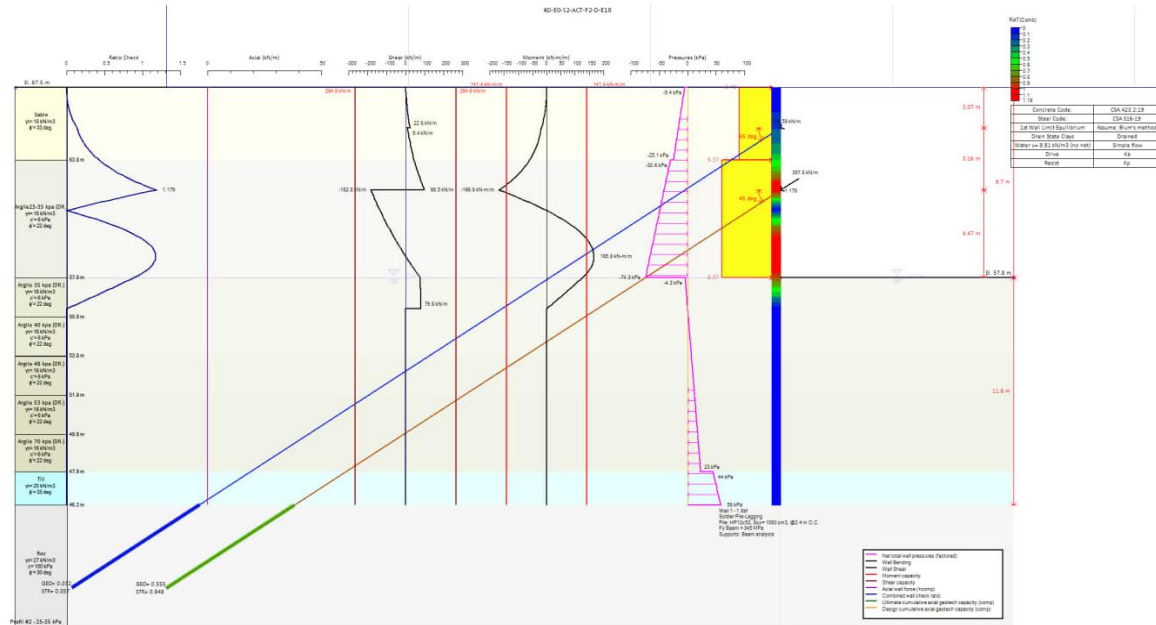


85

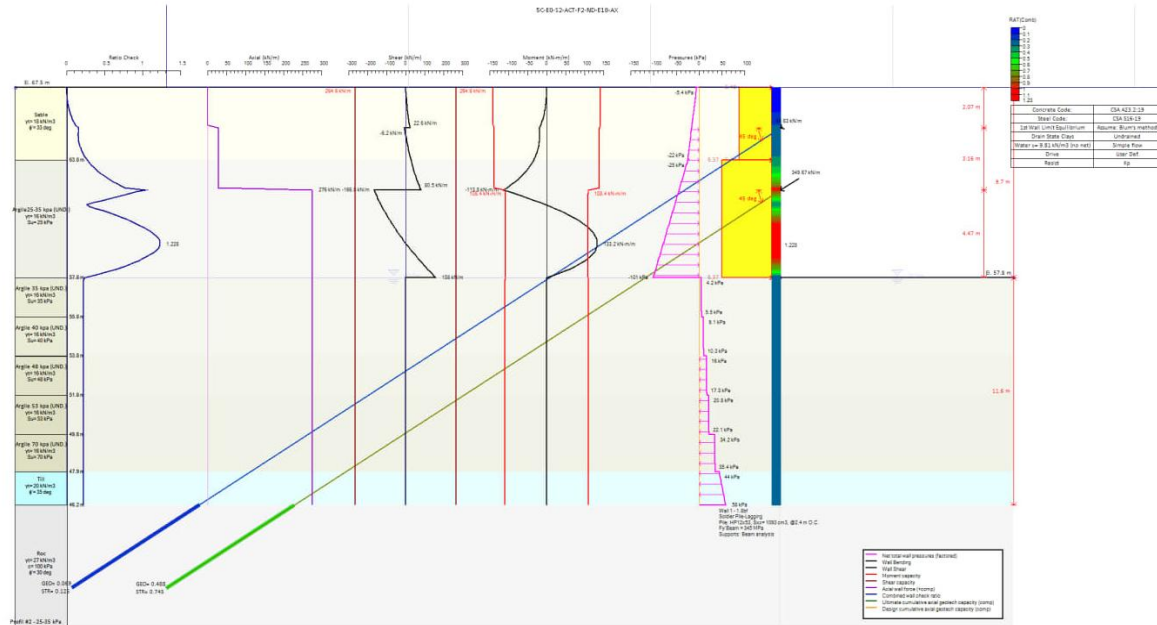
4C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18



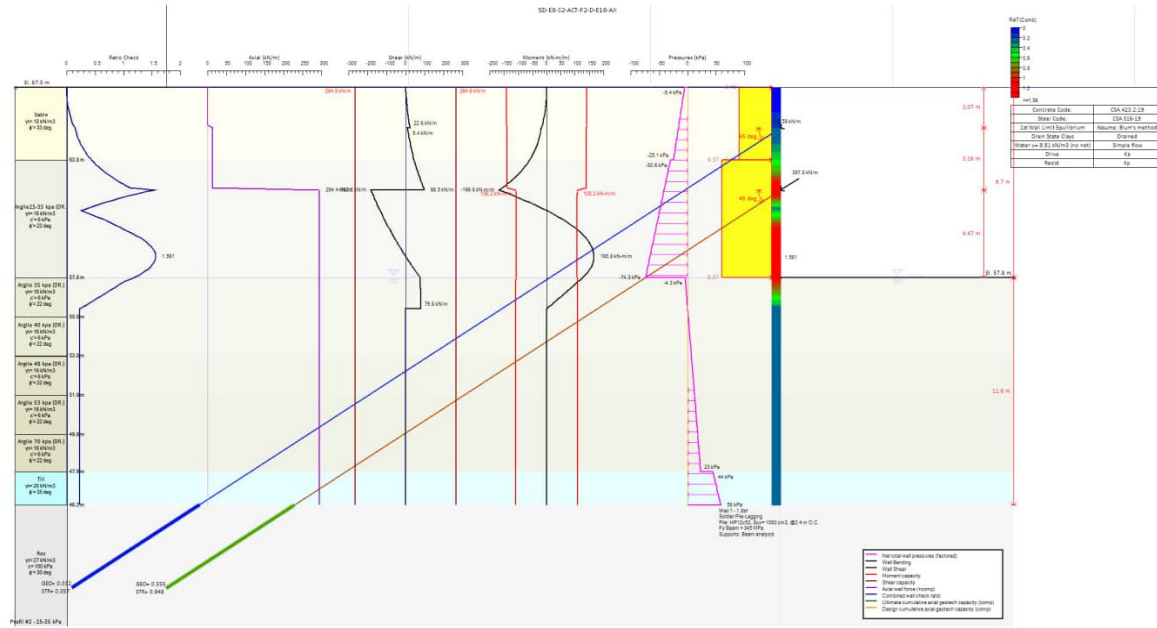
4D-E0-S2-ACT-F2-D-E18



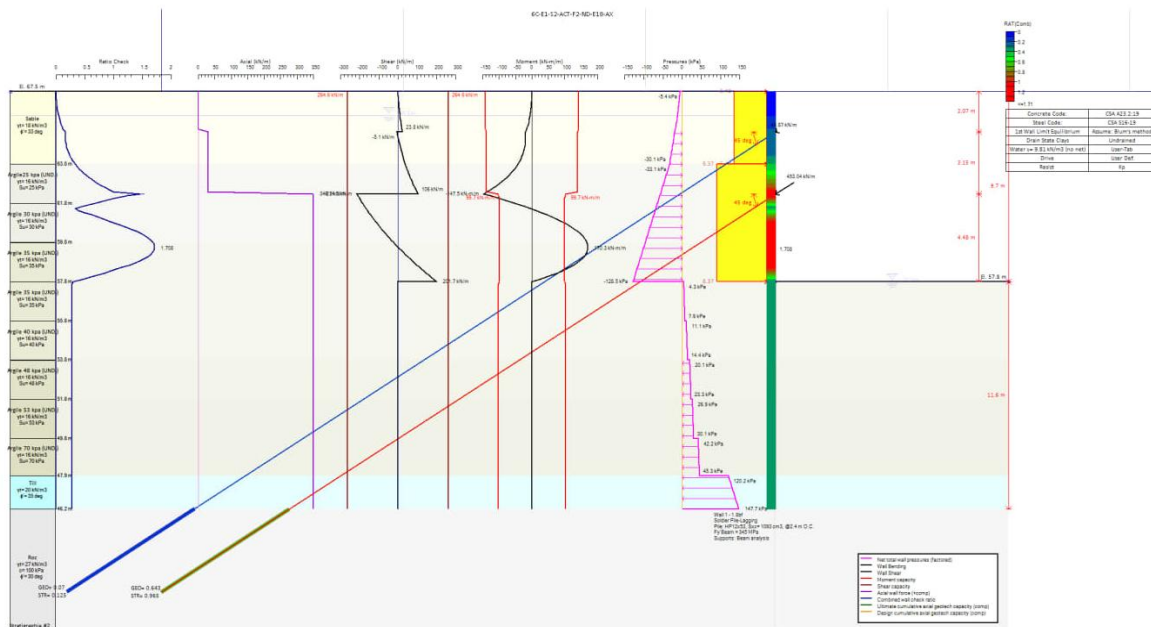
5C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18-AX



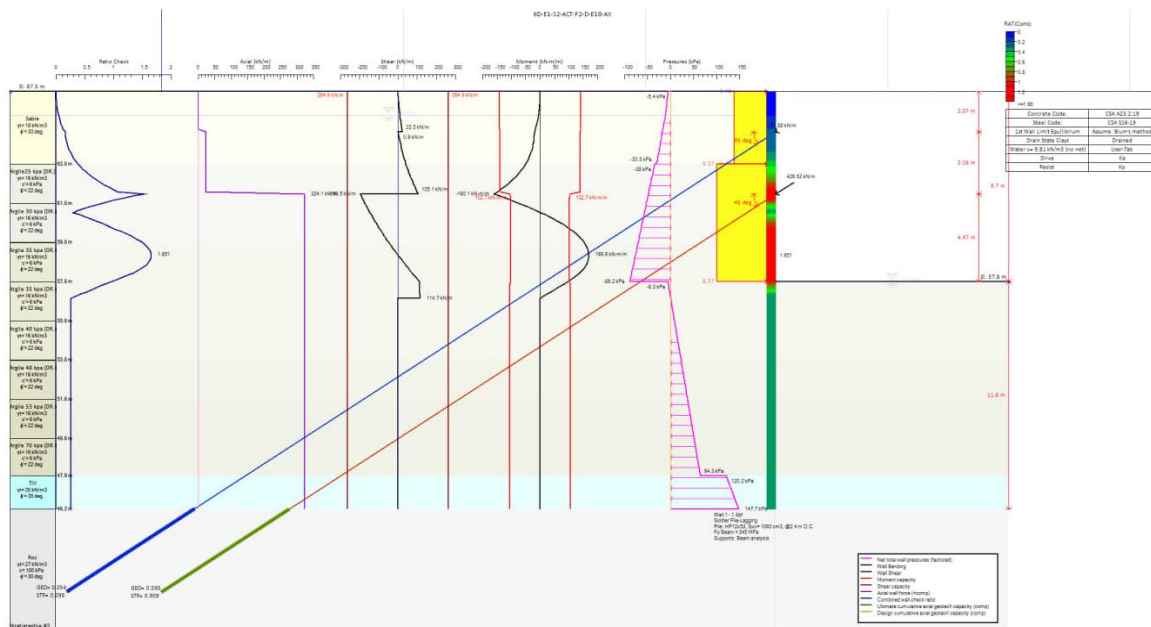
5D-E0-S2-ACT-F2-D-E18-AX



6C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX



6D-E1-S2-ACT-F2-D-E18-AX



Annexe 12 – Résistances internes et sollicitations

Analyse	Cas d'analyse	Moment de flexion axe fort			Cisaillement			Réaction rang tirants #1			Réaction rang tirants #2		
		Mmax (kN-m/m)	Mr (kN-m/m)	Soll. Mr	Vmax (kN/m)	Vr (kN/m)	Soll. Vr	R1 max (kN/m)	Limite élastique R1	Soll. Limite élastique	R2 max (kN/m)	Limite élastique R2 (kN/m)	Soll. Limite élastique
6.1.1 + ajustement de l'élevation du tirant #2	1A-E0-AH-APPC-F1-D-sansHT2	77,7	141,5	55%	119,4	264,7	45%	190,5	287	66%	290,7	413,3	70%
	1B-E0-S2-APPM-F1-ND-sansHT2	95,4	141,3	68%	150,3	264,6	57%	85,5	287	30%	357,5	413,3	86%
	1C-E0-S2-ACT-F1-ND-sansHT2	119,5	141,4	85%	156,7	264,6	59%	53,2	287	19%	331,0	413,3	80%
	1D-E0-S2-ACT-F1-D-sansHT2	91,6	141,3	65%	128,2	264,4	49%	62,4	287	22%	284,1	413,3	69%
6.1.2 + ajustement de poussée des terres	2A-E0-AH-APPC-F1-D-C14	84,0	141,4	59%	124,8	264,3	47%	171,4	287	60%	298,6	413,3	72%
	2B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	103,2	141,3	73%	156,7	264,7	59%	74,1	287	26%	361,0	413,3	87%
	2C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	128,7	141,5	91%	159,8	264,6	60%	43,1	287	15%	333,4	413,3	81%
	2D-E0-S2-ACT-F1-D-C14	99,5	141,5	70%	131,6	264,8	50%	53,6	287	19%	286,5	413,3	69%
6.1.3 + ajustement des surcharges	3B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	103,2	141,3	73%	156,7	264,7	59%	74,1	287	26%	361,0	413,3	87%
	3C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	128,7	141,5	91%	159,8	264,6	60%	43,1	287	15%	333,4	413,3	81%
	3D-E0-S2-APPM-F1-ND-E18	107,6	141,4	76%	163,6	264,8	62%	71,6	287	25%	377,3	413,3	91%
	3E-E0-S2-ACT-F1-ND-E18	133,2	141,4	94%	166,8	264,7	63%	40,6	287	14%	349,7	413,3	85%
6.1.4 + ajustement poussée et butée sous fond du creusement	3F-E0-S2-ACT-F1-D-E18	103,9	141,4	74%	138,5	264,4	52%	51,1	287	18%	302,8	413,3	73%
	4B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18	107,6	141,4	76%	163,6	264,8	62%	71,6	287	25%	377,3	413,3	91%
	4C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18	133,2	141,4	94%	166,8	264,7	63%	40,6	287	14%	349,7	413,3	85%
	4D-E0-S2-ACT-F2-D-E18	166,8	141,4	118%	182,8	264,5	69%	18,6	287	6%	397,8	413,3	96%
6.1.5 + ajustement influence de la compression axiale des pleux	5B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	107,6	103,5	104%	163,6	264,8	62%	71,6	287	25%	377,3	413,3	91%
	5C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	133,2	108,4	123%	166,8	264,7	63%	40,6	287	14%	349,7	413,3	85%
	5D-E0-S2-ACT-F2-D-E18-AX	166,8	106,8	156%	182,8	264,5	69%	18,6	287	6%	397,8	413,3	96%
6.1.6 + ajustement pour la pression hydraulique derrière le mur	6B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	144,1	94,7	152%	211,0	264,7	80%	72,6	287	25%	480,4	413,3	116%
	6C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	170,3	99,7	171%	214,3	264,6	81%	40,9	287	14%	453,0	413,3	110%
	6D-E1-S2-ACT-F2-D-E18-AX	169,6	102,7	165%	196,5	264,5	74%	31,9	287	11%	426,5	413,3	103%
6.1.7 + ajustement pour l'effet de la compaction au sommet du mur	7B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX+Compaction	144,3	93,1	155%	210,8	264,5	80%	92,6	287	32%	478,8	413,3	116%
	7C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX+compaction	171,9	96,9	177%	213,4	264,4	81%	85,0	287	30%	441,3	413,3	107%

Annexe 13 – Stabilité externe du mur

Cas d'analyse	FS stabilité contre le soulèvement du fond de fouille (p.ex. manque de résistance de l'argile)	FS stabilité du pied butée passive (équilibre des forces actives et passives)	FS stabilité contre la rotation du mur (équilibre des moments de force)	FS stabilité glissement général (Bishop)	FS stabilité glissement circulaire profond	FS glissement rupture planaire (wedge)	FS fiche complète (11.6m)	Longueur fiche minimale requise (m) pour FS = 1
1A-E0-AH-APPC-F1-D-sansHT2	1,7	4,7	4,0	2,2	1,8	1,8	2,2	5,4
1B-E0-S2-APPM-F1-ND-sansHT2	1,7	6,1	5,5	2,5	2,4	2,4	3,4	3,4
1C-E0-S2-ACT-F1-ND-sansHT2	1,7	4,3	4,9	2,5	2,4	2,4	2,6	4,4
1D-E0-S2-ACT-F1-D-sansHT2	1,8	4,3	4,4	2,5	2,3	2,3	2,1	5,5
2A-E0-AH-APPC-F1-D-C14	1,8	7,4	5,8	2,7	2,5	2,5	4,0	2,9
2B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	1,7	5,8	5,3	2,5	2,4	2,4	3,3	3,6
2C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	1,7	4,2	4,8	2,5	2,4	2,4	2,5	4,6
2D-E0-S2-ACT-F1-D-C14	1,8	4,1	4,3	2,5	2,3	2,3	2,1	5,6
3B-E0-S2-APPM-F1-ND-C14	1,7	5,8	5,3	2,5	2,4	2,4	3,3	3,6
3C-E0-S2-ACT-F1-ND-C14	1,7	4,2	4,8	2,5	2,4	2,4	2,5	4,6
3D-E0-S2-APPM-F1-ND-E18	1,7	5,5	5,3	2,5	2,4	2,4	3,2	3,7
3E-E0-S2-ACT-F1-ND-E18	1,7	4,1	4,7	2,5	2,4	2,4	2,5	4,7
3F-E0-S2-ACT-F1-D-E18	1,8	4,0	4,3	2,5	2,3	2,3	2,0	5,7
4B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18	1,7	2,2	1,9	2,5	2,4	2,4	1,4	8,4
4C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18	1,7	1,6	1,8	2,5	2,4	2,4	1,2	9,7
4D-E0-S2-ACT-F2-D-E18	1,8	2,2	1,6	2,5	2,3	2,3	1,3	9,2
5B-E0-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	1,7	2,2	1,9	2,5	2,4	2,4	1,4	8,4
5C-E0-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	1,7	1,6	1,8	2,5	2,4	2,4	1,2	9,7
5D-E0-S2-ACT-F2-D-E18-AX	1,8	2,2	1,6	2,5	2,3	2,3	1,3	9,2
6B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX	1,7	2,7	2,7	3,3	3,3	3,3	1,3	8,6
6C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX	1,7	2,2	2,5	3,3	3,3	3,3	1,2	9,6
6D-E1-S2-ACT-F2-D-E18-AX	2,5	4,5	3,3	3,7	3,7	3,7	1,8	6,5
7B-E1-S2-APPM-F2-ND-E18-AX+Compaction	1,7	2,7	2,7	3,3	3,3	3,3	1,3	8,6
7C-E1-S2-ACT-F2-ND-E18-AX+compaction	1,7	2,1	2,5	3,3	3,3	3,3	1,2	9,6

ANNEXE C-Références bibliographiques

- AGROMÉTÉO QUÉBEC. *Météogramme Sainte-Anne-des-Plaines*, [en ligne], 2025. [<https://agrometeo.solutions-mesonet.org/index.php/weather/meteogram/CMZU>] (Consulté le 14 août 2025)
- ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Règles de calcul et construction de charpentes en acier*, Toronto, ON, Groupe CSA, 2024, 336 p. (CSA-S16:24).
- COMMISSION DES NORMES, DE L'ÉQUITÉ, DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ AU TRAVAIL. *Analyse de la conception d'un mur berlinois dont une section s'est effondrée le 20 mai 2025 à Blainville*, 4 mai 2026, 97 p.
- GHD. *Étude géotechnique, nouveau bâtiment multiétagé – Liria Blainville, lots nos 6 486 417 et 6 486 055, rue Michèle-Bohec, Blainville, Québec*, 9 juillet 2024, 42 p.
- GOOGLE. *Google Maps* [en ligne], 2025. [<https://maps.google.ca>] (Consulté le 4 juillet 2025)
- QUÉBEC. *Code de sécurité pour les travaux de construction, RLRQ, chapitre S-2.1, r. 4, à jour au 20 février 2025*, [en ligne], 2025. [[S-2.1, r. 4 - Code de sécurité pour les travaux de construction](#)] (Consulté le 22 mai 2025).
- QUÉBEC. *Loi sur la santé et la sécurité du travail, RLRQ chapitre S-2.1, à jour au 1^{er} janvier 2025*, [en ligne], 2025. [[s-2.1 - Loi sur la santé et la sécurité du travail](#)] (Consulté le 22 mai 2025).
- SOCIÉTÉ CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE. *Canadian foundation engineering manual, 5th Edition*, Surrey, C.-B., Canadian Geotechnical Society, 2023, 856 p.
- WSP. *Note technique factuelle CA00555.6935_002_NT_Rev0*, 29 octobre, 2025, 103