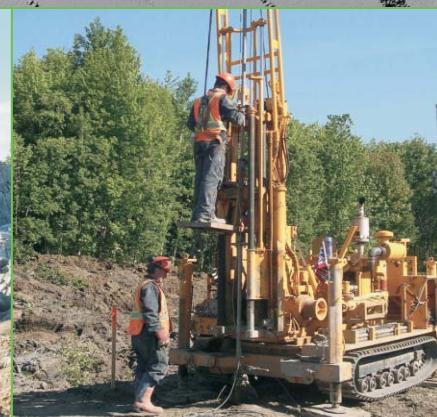


Glissement de terrain du 10 mai 2010



Saint-Jude, Montérégie

Rapport sur les caractéristiques et les causes

Novembre 2011

Glissement de terrain du 10 mai 2010



Saint-Jude, Montérégie

Rapport sur les caractéristiques et les causes

Novembre 2011



Rédaction :

Pascal Locat, ing., M. Sc., MTQ
Thomas Fournier, ing., MTQ
Denis Robitaille, ing., MTQ
Ariane Locat, M. Sc., étudiante au doctorat à l'Université Laval

Comité d'experts :

Denis Demers, ing., Ph. D., MTQ
Guy Lefebvre, ing., Ph. D., Université de Sherbrooke
Serge Leroueil, ing., Ph. D., Université Laval
Ariane Locat, M. Sc., étudiante au doctorat à l'Université Laval
Pascal Locat, ing., M. Sc., MTQ
Denis Robitaille, ing., MTQ

Planification des travaux d'investigation et de laboratoire :

Ariane Locat, M. Sc., étudiante au doctorat à l'Université Laval
Pascal Locat, ing., M. Sc., MTQ

Coordination et suivi des travaux d'investigation :

Martin D'Anjou, tech., MTQ
Gilbert Grondin, tech., MTQ
Daniel Ouellet, ing., MTQ

Analyse des données :

Ariane Locat, M. Sc., étudiante au doctorat à l'Université Laval
Pascal Locat, ing., M. Sc., MTQ
Thomas Fournier, ing., MTQ
François Noël, stagiaire, MTQ

Réalisation des cartes et figures :

Mélissa Raymond, tech., MTQ
François Noël, stagiaire, MTQ
Denis Hudon, tech., MTQ

Révision linguistique :

Direction des communications, MTQ

Graphisme et édition :

Marie-Christine Chambers, tech. micro-édition, MTQ
Mélissa Raymond, tech., MTQ

Dépôt légal - 2011

Bibliothèque et Archives nationales du Québec

ISBN : 978-2-550-63733-2 (PDF)

© Gouvernement du Québec, 2011



Avant -Propos

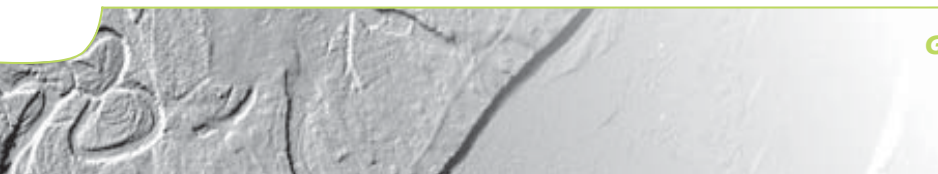
Dans le cadre d'un protocole d'entente entre le Ministère de la Sécurité publique (MSP) et le Ministère des Transports du Québec (MTQ), le Service de la géotechnique et de la géologie du MTQ offre au MSP un soutien technique lors des cas d'urgences pour les glissements de terrain.

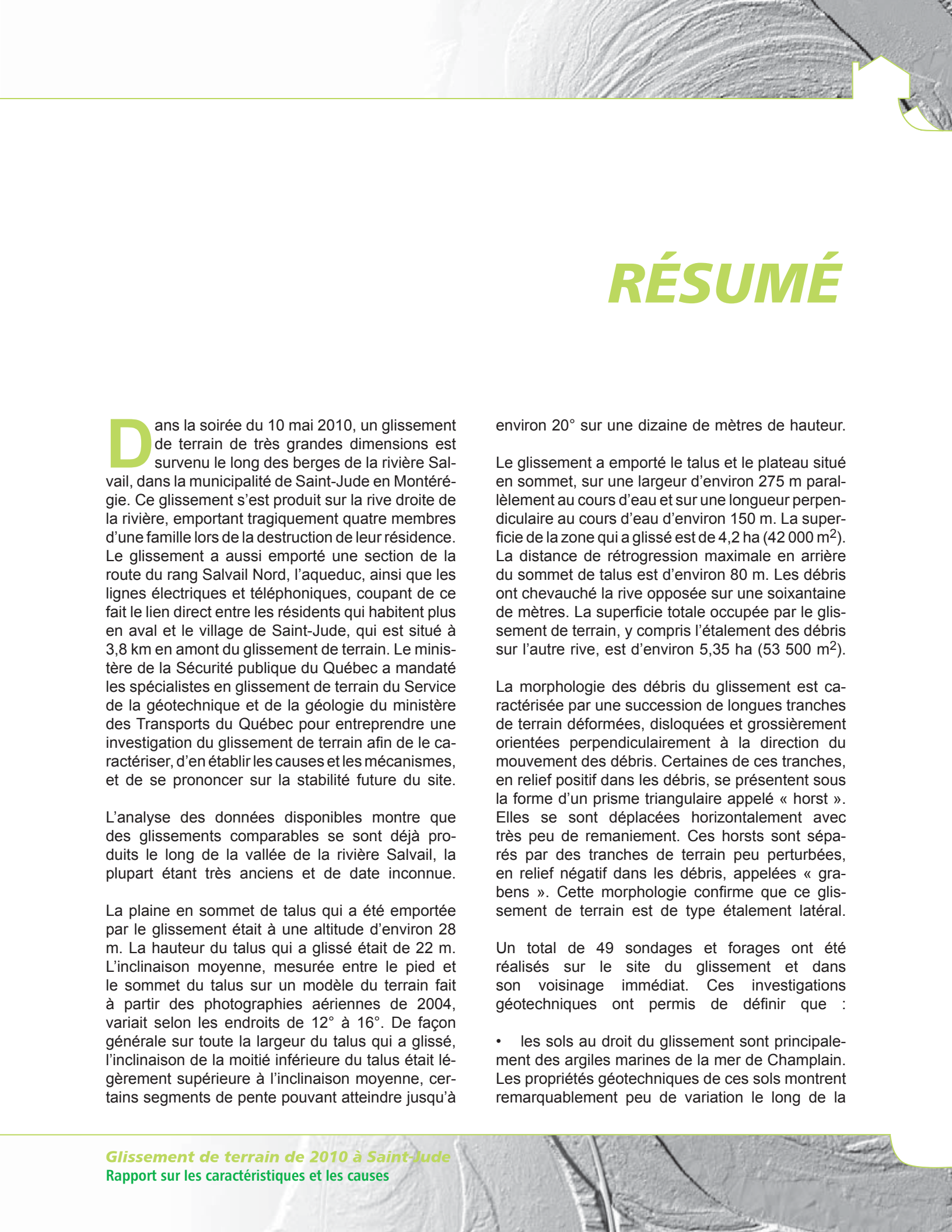
C'est dans ce contexte que le MTQ a été mandaté par le MSP pour caractériser et établir les causes du glissement de terrain qui s'est produit le 10 mai 2010 à Saint-Jude, en Montérégie.



Remerciements

Nous aimerions souligner la précieuse collaboration des autorités municipales de Saint-Jude, particulièrement du maire M. Yves de Bellefeuille et de la directrice générale, Mme Sylvie Beauregard. Aussi nous remercions sincèrement la famille des défunts et les citoyens en général pour leur collaboration, entre autres pour les permissions obtenues et les droits de passage lors des travaux d'investigation sur le terrain. Finalement, les auteurs désirent souligner la contribution de nombreuses autres personnes du MTQ et de ses mandataires qui ne sont pas nommés ici et désirent leur exprimer leurs remerciements.





RÉSUMÉ

Dans la soirée du 10 mai 2010, un glissement de terrain de très grandes dimensions est survenu le long des berges de la rivière Salvail, dans la municipalité de Saint-Jude en Montérégie. Ce glissement s'est produit sur la rive droite de la rivière, emportant tragiquement quatre membres d'une famille lors de la destruction de leur résidence. Le glissement a aussi emporté une section de la route du rang Salvail Nord, l'aqueduc, ainsi que les lignes électriques et téléphoniques, coupant de ce fait le lien direct entre les résidents qui habitent plus en aval et le village de Saint-Jude, qui est situé à 3,8 km en amont du glissement de terrain. Le ministère de la Sécurité publique du Québec a mandaté les spécialistes en glissement de terrain du Service de la géotechnique et de la géologie du ministère des Transports du Québec pour entreprendre une investigation du glissement de terrain afin de le caractériser, d'en établir les causes et les mécanismes, et de se prononcer sur la stabilité future du site.

L'analyse des données disponibles montre que des glissements comparables se sont déjà produits le long de la vallée de la rivière Salvail, la plupart étant très anciens et de date inconnue.

La plaine en sommet de talus qui a été emportée par le glissement était à une altitude d'environ 28 m. La hauteur du talus qui a glissé était de 22 m. L'inclinaison moyenne, mesurée entre le pied et le sommet du talus sur un modèle du terrain fait à partir des photographies aériennes de 2004, variait selon les endroits de 12° à 16°. De façon générale sur toute la largeur du talus qui a glissé, l'inclinaison de la moitié inférieure du talus était légèrement supérieure à l'inclinaison moyenne, certains segments de pente pouvant atteindre jusqu'à

environ 20° sur une dizaine de mètres de hauteur.

Le glissement a emporté le talus et le plateau situé en sommet, sur une largeur d'environ 275 m parallèlement au cours d'eau et sur une longueur perpendiculaire au cours d'eau d'environ 150 m. La superficie de la zone qui a glissé est de 4,2 ha (42 000 m²). La distance de rétrogression maximale en arrière du sommet de talus est d'environ 80 m. Les débris ont chevauché la rive opposée sur une soixantaine de mètres. La superficie totale occupée par le glissement de terrain, y compris l'étalement des débris sur l'autre rive, est d'environ 5,35 ha (53 500 m²).

La morphologie des débris du glissement est caractérisée par une succession de longues tranches de terrain déformées, disloquées et grossièrement orientées perpendiculairement à la direction du mouvement des débris. Certaines de ces tranches, en relief positif dans les débris, se présentent sous la forme d'un prisme triangulaire appelé « horst ». Elles se sont déplacées horizontalement avec très peu de remaniement. Ces horsts sont séparés par des tranches de terrain peu perturbées, en relief négatif dans les débris, appelées « grabens ». Cette morphologie confirme que ce glissement de terrain est de type étalement latéral.

Un total de 49 sondages et forages ont été réalisés sur le site du glissement et dans son voisinage immédiat. Ces investigations géotechniques ont permis de définir que :

- les sols au droit du glissement sont principalement des argiles marines de la mer de Champlain. Les propriétés géotechniques de ces sols montrent remarquablement peu de variation le long de la

rivière Salvail et elles sont comparables aux propriétés des sols argileux que l'on trouve ailleurs dans les basses-terres du Saint-Laurent, avec une consistance moyenne à ferme, une sensibilité variant de 80 à 30 et un indice de liquidité variant de 2 à 1 avec la profondeur;

- le potentiel hydraulique dans le till sous le dépôt d'argile s'établit au voisinage de l'élévation 18,3 m au droit de la rivière. Il représente une colonne d'eau artésienne de quelque 12,3 m au-dessus du talweg de la rivière et donc d'une dizaine de mètres au-dessus du niveau de la rivière;
- la surface de rupture est subhorizontale et profonde. Elle varie des élévations 3 m à 4 m du lit de la rivière jusqu'à une quarantaine de mètres de l'escarpement arrière du glissement. Passé ce point, la surface de rupture a été détectée aux environs de l'élévation 15 m. La partie la plus profonde de la surface de rupture passe à environ 2,5 m sous le lit de la rivière, qui était approximativement à l'élévation 6 m au droit du glissement de terrain de 2010. L'épaisseur de débris mesurée au centre du glissement est d'environ 16 m, et la rivière Salvail a été recouverte d'environ une dizaine de mètres de matériaux glissés. Le volume total de la masse de sol qui a glissé est d'environ 520 000 m³.

L'analyse de la stabilité du talus antérieure au glissement a permis de faire ressortir les principaux points suivants :

- le cercle de rupture le plus critique pour une première rupture circulaire donne un coefficient de sécurité (F) de 0,99 et remonte environ jusqu'à la moitié de la hauteur du talus. En considérant un coefficient de sécurité plus petit que 1,05, l'analyse montre qu'il est possible d'avoir des glissements circulaires qui mobiliseraient jusqu'à 75 % de la hauteur du talus;
- à cause des pressions interstitielles (u) élevées sous le lit de la rivière, les sols argileux localisés directement à cet endroit ont des contraintes effectives très faibles, voire pratiquement nulles, ce qui engendre des valeurs de résistance au cisaillement très faibles au pied des talus.

Le glissement de terrain du 10 mai 2010 présente certaines particularités rarement observées par le passé. L'ensemble des observations et des mesures présentées dans ce rapport permet d'avancer les

points suivants concernant le mécanisme de rupture :

- la présence de fortes conditions d'eau artésiennes peut être avancée pour expliquer la profondeur de la surface de rupture. L'impact précis de telles conditions sur les mécanismes de la rupture par étalement reste toutefois à étudier;
- l'inclinaison de la stratification dans les horsts est plus ou moins horizontale, ce qui correspond à l'inclinaison de la stratification du sol intact. Cela indique que ces horsts ont principalement subi une translation sans rotation importante pendant le mouvement des débris;
- la surface de rupture subhorizontale sur deux niveaux, particularité qui n'a jamais été observée par le passé dans un étalement, pourrait indiquer que le mouvement est survenu en deux étapes;
- la présence de tranches d'argile inclinées qui chevauchent sur une grande distance le graben où se trouvaient la maison et le garage est une particularité rarement observée dans les étalements. Le mode de formation de ces tranches inclinées n'est pas encore complètement connu.

Bien que suffisamment haut pour engendrer un glissement fortement rétrogressif, le talus avant glissement présentait une inclinaison généralement modérée qui pouvait laisser croire à une relative stabilité du site. Toutefois, deux éléments aggravaient la situation à cet endroit, soit de très fortes pressions d'eau artésiennes dans le pied du talus, dont l'amplitude a rarement été mesurée ailleurs dans les basses-terres du Saint-Laurent, et l'érosion des berges. L'analyse des photographies aériennes depuis 1950 a démontré que l'érosion était active depuis toujours au pied du talus et que de petits glissements de terrain s'y produisaient. Aussi, il a été observé que l'érosion s'était intensifiée durant les 15 dernières années.

Le déclenchement de ce glissement est entièrement d'origine naturelle. La stabilité du talus se dégradait lentement et progressivement sous l'effet de l'érosion. Le glissement est donc survenu lorsque la base du talus n'avait plus la capacité de retenir le poids de la pente sus-jacente. Les calculs de stabilité montrent d'ailleurs que la moitié inférieure du talus avant glissement était à la limite de l'équilibre.

Une surface de rupture profonde s'est alors formée très rapidement, provoquant le déplacement par étalement d'une gigantesque masse de sol. Le mouvement s'est arrêté lorsque les débris gravissant la rive opposée ont fini par générer des forces de réaction suffisantes pour rétablir des conditions d'équilibre.

Les nouvelles berges de la rivière au droit du glissement de 2010 sont constituées de part et d'autre d'anciens débris de glissement de terrain qui représentent un contrepoids s'opposant à un éventuel glissement fortement rétrogressif. À cause du glissement de 2010, la hauteur du talus près de la rivière s'est abaissée d'une dizaine de mètres. Les conditions nécessaires au développement d'un grand mouvement de terrain ne sont plus réunies. Cependant, en ce qui a trait à d'éventuels glissements de moindres dimensions, les berges sont encore très instables de part et d'autre du nouveau chenal de la rivière et elles le demeureront tant que de nouvelles conditions d'équilibre n'auront pas été atteintes, ce qui pourrait prendre plusieurs années.

Finalement, les étalements dans les argiles marines sensibles au remaniement sont un type de mouvement de terrain qui demeure encore à l'étude, car les mécanismes ne sont pas tous élucidés. La présente analyse a permis d'augmenter les connaissances et elle contribuera à l'amélioration de la compréhension de ce type de glissement.



SUMMARY

In the evening of May 10, 2010, a very large landslide occurred on the Salvail River, in the municipality of Saint-Jude in Montérégie. This landslide occurred on the right bank of the river, tragically killing a family of four people. The landslide also swept away a section of Route du rang Salvail Nord, the aqueduct, and the power and telephone lines, thereby cutting the direct link to the residents who live downstream from the village of Saint-Jude, which is located 3.8 km upstream from the landslide. The Ministère de la Sécurité publique du Québec mandated the landslide specialists of the Service de la géotechnique et de la géologie of the Ministère des Transports du Québec to carry out an investigation of the landslide in order to characterize it, establish its causes and mechanisms, and take a position on the future stability of the site.

The analysis of the available data shows that large landslides have already occurred along the Salvail River Valley, most of them occurring a very long time ago at unknown dates.

The plain at the top of the natural slope, which was swept away by the landslide, was at an elevation of about 28 m. The height of the slope that slipped was 22 m. Based on aerial photographs from 2004, the average slope angle, measured between the foot and the top of the slope, varied from 12° to 16°. In general, the bottom half of the slope was steeper; some slope segments reached up to about 20° over the first ten meters.

The landslide had a width of about 275 m parallel to the watercourse, and a length of about 150 m measured perpendicular to the watercourse along the center line of the lands-

lide. It affected an area of the initial slope of 4.2 ha (42,000 m²). The maximum retrogressive distance behind the crest of the initial slope is about 80 m. The debris overlapped the gentle slope located on the opposite side of the river over a distance of about 60 m. The total area involved in the landslide, including the debris spread on the other bank, is about 5.35 ha (53,500 m²).

The morphology of the landslide debris is characterized by a succession of long slices of deformed and dislocated material, grossly oriented perpendicular to the direction of movement of the debris. Some of these slices, in positive relief in the debris, take the form of a triangular prism called a “horst”. They shifted horizontally with very little remoulding. These horsts are separated by slices of relatively undisturbed material in negative relief in the debris, called “grabens”. This morphology confirms that it was a lateral spreading landslide.

A total of 49 cone penetration test and boreholes were done on the landslide site and in its immediate vicinity. These geotechnical investigations made it possible to define that:

- the soils involved in the landslide are mainly marine clays from the former Champlain Sea. The geotechnical properties of these soils show remarkably little variation along the Salvail River and they are comparable with the properties of the clayey soils found elsewhere in the St. Lawrence Lowlands, with medium to firm consistency, sensitivity ranging from 80 to 30 and a liquidity index varying from 2 to 1 with depth;



SUMMARY

- the hydraulic potential in the till under the clay deposit is established in the vicinity of elevation 18.3 m on the right bank of the river, which represents an artesian water column about 12.3 m above the talweg of the river, and thus about 10 m above the level of the river.
- following the center line of the landslide, from the former position of the river to the back scarp of the landslide, the surface of rupture is sub-horizontal and deep. It ranges from elevations 3 to 4 m up to about forty metres before the landslide's back scarp. Beyond this point, the surface of rupture was detected in the vicinity of elevation 15 m. The deepest part of the surface of rupture passes about 2.5 m under the river bed, which was approximately at elevation 6 m in the vicinity of the 2010 landslide. The maximum thickness of the debris measured at the centre of the landslide is about 16 m and the Salvail River was covered with about 10 m of landslide materials. The total volume of the soil mass that slipped is about 520,000 m³.

The stability analysis of the slope before the landslide revealed the following main points:

- the most critical circular slip surface (assuming a first circular rupture) gives a safety factor (F) of 0.99 and extends to about half the height of the slope.
- high interstitial pressures (u) under the river bed, have induced very low effective stresses, close to zero in some places. This results in very low shear strength values at the foot of the slope.

This landslide involves special features rarely observed for such landslide. All the observations and measurements presented in this report allow the following points to be proposed concerning the rupture mechanism:

- the presence of high artesian water pressure conditions can be used to explain the depth of the rupture surface. However, the precise impact of such conditions on the failure mechanisms has yet to be studied;
- the angle of the stratification in the horsts is more or less horizontal, which corresponds to the

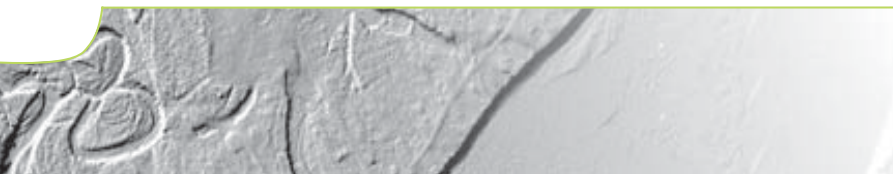
angle of the stratification of the intact soil. This indicates that these horsts were mainly subjected to translation without major rotation during the movement of the debris;

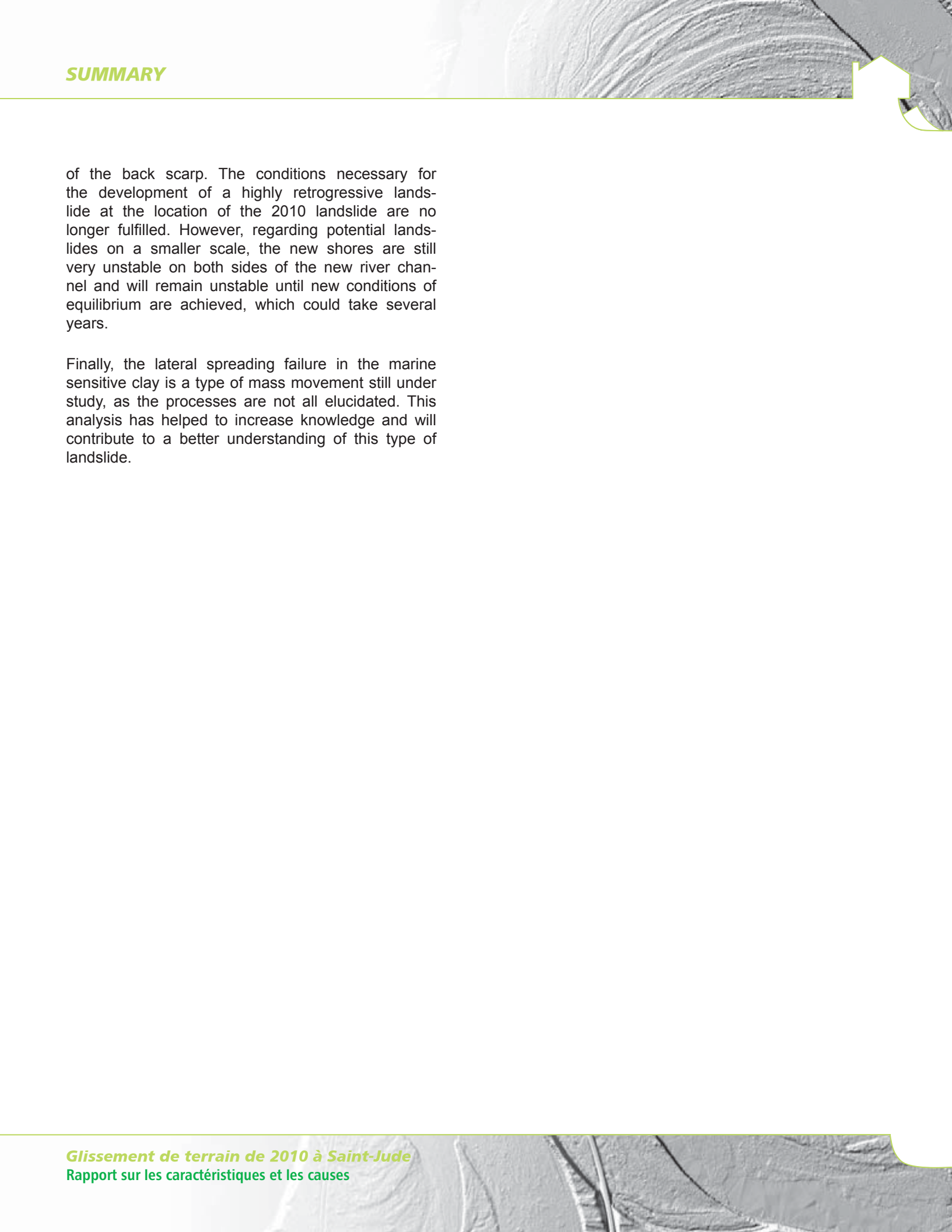
- the sub-horizontal rupture surface on two levels, a special feature never observed in the past in a spreading landslide, could indicate that the movement occurred in two stages;
- the presence of large tilted slices of clay, overlapping the graben over a large distance near the house and the garage, is a special feature rarely observed in spreading landslides. The mode of formation of these tilted slices is not yet fully known.

Although high enough to cause a strongly retrogressive landslide, the natural slope before the landslide was generally of moderate angle. This could give reason to believe that the site was relatively stable. However, two factors aggravated the situation at this location: 1) very high artesian water pressure at the foot of the slope, of an amplitude rarely measured elsewhere in the St. Lawrence Lowlands, and 2) shoreline erosion. The analysis of the aerial photographs since 1950 showed that erosion had always been active at the foot of the slope and that small landslides occurred. It was also observed that erosion had intensified over the past 15 years.

It seems that the trigger of this landslide was of natural origin. The stability of the slope degraded slowly and progressively under the effect of erosion. The stability calculations also show that the slope before the landslide was at the limit of equilibrium. A deep rupture surface may then have formed very quickly, triggering the spreading displacement of the gigantic soil mass. The movement stopped when the debris ascending the opposite bank ended up generating sufficient reaction forces to establish conditions of equilibrium.

Because of the 2010 landslide, the height of the natural slope that failed was lowered by about 10 m. Also, the river was moved away from about 60 m from its original position and major part of the debris still remains in the landslide scar. These facts strongly reduce the probability of the instability





SUMMARY

of the back scarp. The conditions necessary for the development of a highly retrogressive landslide at the location of the 2010 landslide are no longer fulfilled. However, regarding potential landslides on a smaller scale, the new shores are still very unstable on both sides of the new river channel and will remain unstable until new conditions of equilibrium are achieved, which could take several years.

Finally, the lateral spreading failure in the marine sensitive clay is a type of mass movement still under study, as the processes are not all elucidated. This analysis has helped to increase knowledge and will contribute to a better understanding of this type of landslide.



TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1 / Introduction	1
CHAPITRE 2 / Rappel des évènements.....	3
CHAPITRE 3 / Méthodes d'investigation.....	7
3.1 Consultation de la littérature	7
3.2 Données climatiques et hydriques	7
3.3 Photographies aériennes.....	8
3.4 Levés lidar	8
3.4.1 Lidar aéroporté	8
3.4.2 Lidar terrestre	9
3.5 Campagne de sondages et de forages.....	9
3.5.1 Piézocônes	12
3.5.2 Forages et scissomètres	12
3.5.3 Piézomètres et tubes d'observation.....	12
3.5.4 Tranchées d'exploration	14
CHAPITRE 4 / Contexte régional	15
4.1 Géologie du socle rocheux.....	15
4.2 Dépôts quaternaires.....	15
4.3 Hydrogéologie	16
4.4 Données climatiques et hydrologiques.....	16
4.5 Historique des glissements de terrain	17
4.5.1 Glissements fortement rétrogressifs.....	17
4.5.2 Glissements faiblement ou non rétrogressifs	17
4.6 Zones exposées aux glissements de terrain	18
4.7 Récapitulation du chapitre 4	20
CHAPITRE 5 / Caractérisation du talus avant rupture	21
5.1 Géomorphologie.....	21
5.2 Analyse des photographies aériennes	22
5.3 Caractérisation géotechnique des matériaux.....	24
5.3.1 Profils géotechniques	25
5.3.2 Définition des unités	26
5.4 Hydrogéologie du talus.....	28

5.5 Récapitulation du chapitre 5	30
CHAPITRE 6 / Caractérisation du glissement de terrain.....	31
6.1 Description géométrique	31
6.2 Description morphologique.....	31
6.2.3 Définition des zones.....	34
6.3 Observations relatives à la résidence	38
6.4 Analyse du déplacement	39
6.5 Caractérisation géotechnique des débris	39
6.5.1 Localisation de la surface de rupture.....	39
6.5.2 Propriétés géotechniques des débris	41
6.5.3 Interprétation des données géotechniques	46
6.6 Récapitulation du chapitre 6	48
CHAPITRE 7 / Conditions de stabilité du talus avant glissement.....	51
7.1 Concept d'analyse	51
7.2 Paramètres utilisés.....	52
7.2.1 Topographie du talus	52
7.2.2 Stratigraphie et caractéristiques géotechniques des unités de sols.....	53
7.2.3 Conditions hydrogéologiques.....	55
7.3 Modèle numérique dans Seep/W	56
7.4 Résultats des modélisations.....	56
7.4.1 Modélisation du réseau d'écoulement	56
7.4.2 Stabilité en condition drainée, surface de rupture circulaire.....	58
7.4.3 Stabilité en condition drainée, surface de rupture horizontale.....	58
7.4.4 Stabilité en condition non drainée, surface de rupture horizontale.....	61
7.5 Récapitulation du chapitre 7	61
CHAPITRE 8 / Discussion sur la rupture et le mouvement des débris	63
8.1 Analyse qualitative du site	63
8.1.2 Discussion sur les éléments aggravants et déclencheurs.....	65
8.2 Hypothèses sur les mécanismes de la rupture	66
CHAPITRE 9 / Conditions de stabilité du site après glissement.....	67
9.1 Stabilité de la paroi arrière du glissement	67
9.2 Stabilité des berges du nouveau lit de la rivière Salvail.....	67
9.3 Stabilité globale de la masse de débris du glissement du 10 mai.....	69
CHAPITRE 10 / Conclusions.....	71
BIBLIOGRAPHIE	73
ANNEXE DU TABLEAU	77
ANNEXE DES FIGURES	81



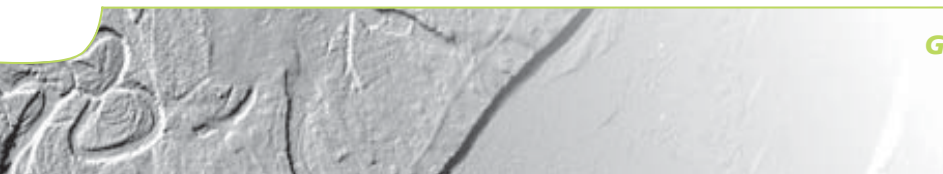
LISTE DES TABLEAUX

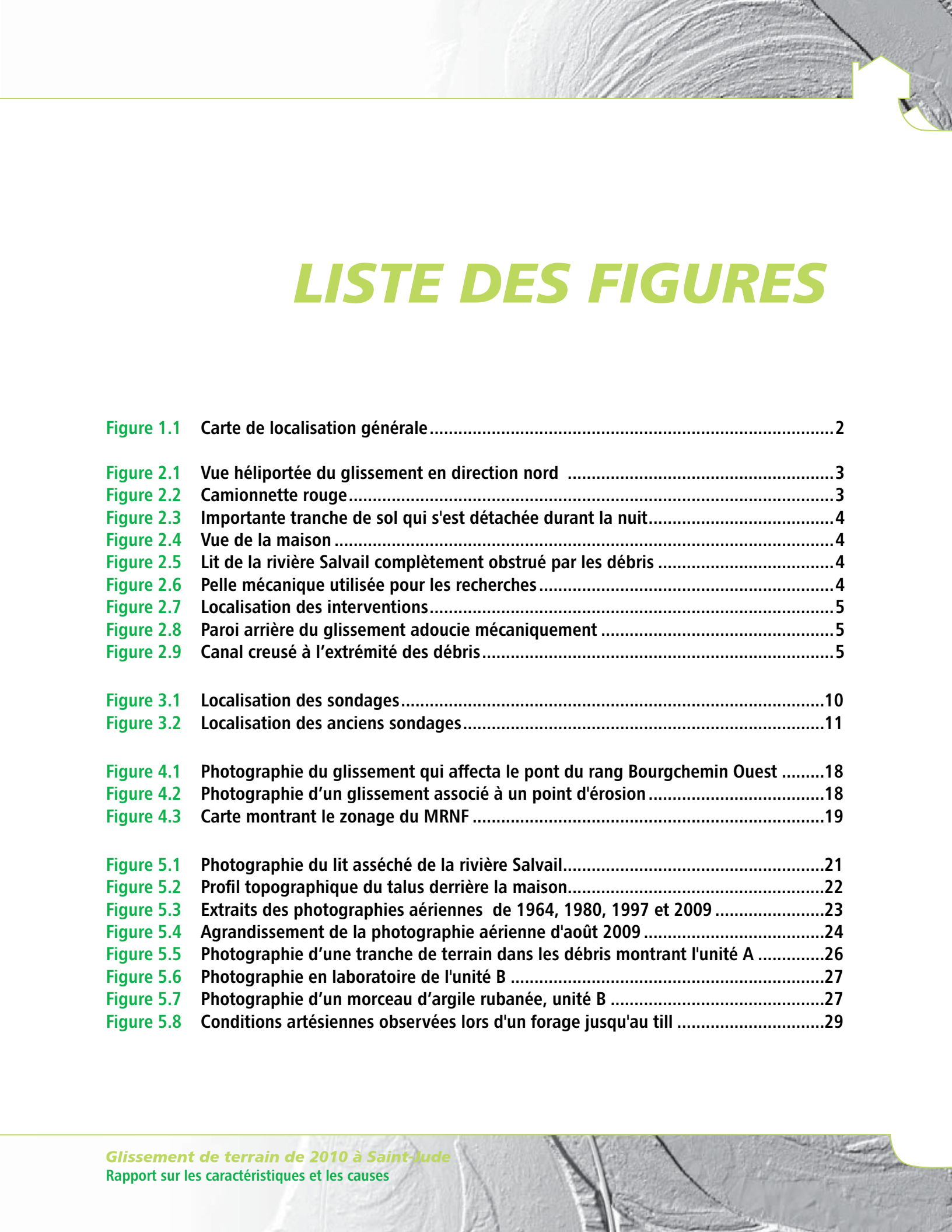
Tableau 3.1	Liste des photographies aériennes consultées.....	9
Tableau 3.2	Liste des sondages et forages réalisés au voisinage du glissement en 2010	13
Tableau 4.1	Compilation des précipitations, stations Fleury et Saint-Hyacinthe 2	16
Tableau 5.1	Caractéristiques générales des unités stratigraphiques	25
Tableau 6.1	Liste des vecteurs de déplacements.....	40
Tableau 7.1	Paramètres retenus pour la définition des unités dans le modèle.....	55
Tableau 8.1	Tableau des éléments révélateurs observés dans la région immédiate du glissement de terrain de mai 2010.....	63
Tableau 8.2	Tableau des facteurs prédisposants, aggravants et déclencheurs au site du glissement de terrain de mai 2010.....	64



TABLEAU EN ANNEXE

Tableau A.1 Caractéristiques des piézomètres installés en 2010	79
---	-----------





LISTE DES FIGURES

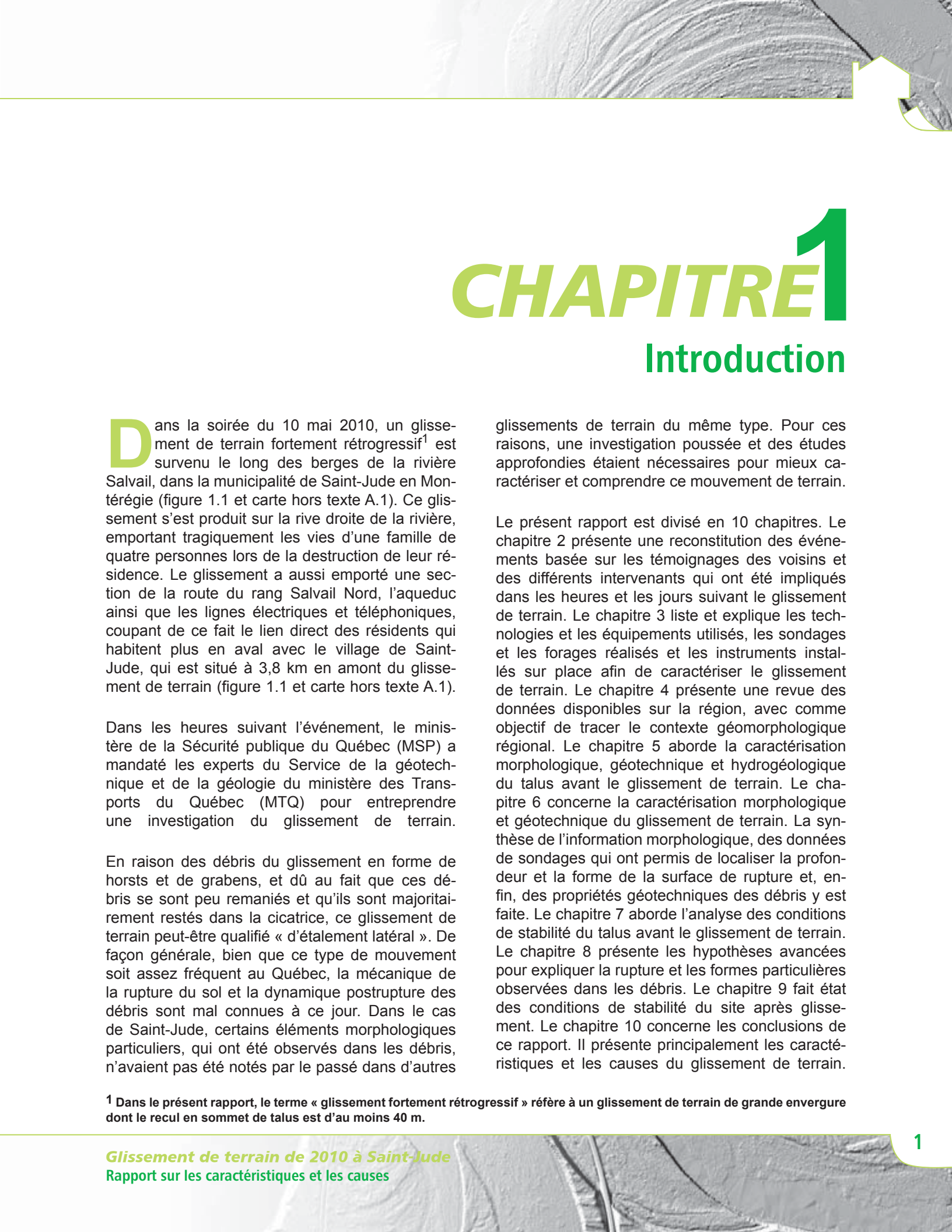
Figure 1.1	Carte de localisation générale	2
Figure 2.1	Vue hélicoptée du glissement en direction nord	3
Figure 2.2	Camionnette rouge	3
Figure 2.3	Importante tranche de sol qui s'est détachée durant la nuit	4
Figure 2.4	Vue de la maison	4
Figure 2.5	Lit de la rivière Salvail complètement obstrué par les débris	4
Figure 2.6	Pelle mécanique utilisée pour les recherches	4
Figure 2.7	Localisation des interventions	5
Figure 2.8	Paroi arrière du glissement adoucie mécaniquement	5
Figure 2.9	Canal creusé à l'extrémité des débris	5
Figure 3.1	Localisation des sondages	10
Figure 3.2	Localisation des anciens sondages	11
Figure 4.1	Photographie du glissement qui affecta le pont du rang Bourgchemin Ouest	18
Figure 4.2	Photographie d'un glissement associé à un point d'érosion	18
Figure 4.3	Carte montrant le zonage du MRNF	19
Figure 5.1	Photographie du lit asséché de la rivière Salvail	21
Figure 5.2	Profil topographique du talus derrière la maison	22
Figure 5.3	Extraits des photographies aériennes de 1964, 1980, 1997 et 2009	23
Figure 5.4	Agrandissement de la photographie aérienne d'août 2009	24
Figure 5.5	Photographie d'une tranche de terrain dans les débris montrant l'unité A	26
Figure 5.6	Photographie en laboratoire de l'unité B	27
Figure 5.7	Photographie d'un morceau d'argile rubanée, unité B	27
Figure 5.8	Conditions artésiennes observées lors d'un forage jusqu'au till	29

Figure 6.1	Carte du relief ombré obtenue du lidar	32
Figure 6.2	Photographie aérienne n° Q10521-22	33
Figure 6.3	Vue héliportée des 4 zones morphologiques	34
Figure 6.4	Croquis représentant un glissement de terrain de type « étalement »	35
Figure 6.5	Vue en plan des vecteurs de déplacements.....	36
Figure 6.6	Photographie des stries à la surface d'un horst	37
Figure 6.7	Photographie des tranches inclinées.....	37
Figure 6.8	Photographie de la partie arrière de la résidence	38
Figure 6.9	Photographie de la tranchée n° TE32155.....	38
Figure 6.10	Photographie héliportée de l'avant de la résidence	38
Figure 6.11	Photographie des tranches inclinées à l'avant de la résidence	39
Figure 6.12	Photographie des restes des murs de fondation.....	39
Figure 6.13	Exemple de profils au piézocône	41
Figure 6.14	Photographie en laboratoire de l'unité G1.1	42
Figure 6.15	Photographie en laboratoire de l'unité G1.2	43
Figure 6.16	Photographie en laboratoire de l'unité G1.5	44
Figure 6.17	Photographie en laboratoire de l'unité G2.1	44
Figure 6.18	Photographie en laboratoire de l'unité G2.2	45
Figure 6.19	Photographie en laboratoire de l'unité G2.3	45
Figure 6.20	Photographie de la tranchée n° TE32152.....	46
Figure 6.21	Interprétation des données au niveau de la tranchée n° TE32152.....	47
Figure 6.22	Surface de cisaillement observée entre deux tranches inclinées	48
Figure 7.1	Géométrie, stratigraphie et conditions imposées lors de la modélisation	53
Figure 7.2	Paramètres de Lefebvre (1981).....	54
Figure 7.3	Graphiques présentant les pressions interstitielles.....	55
Figure 7.4	Isocontours des charges hydrauliques totales (en m)	57
Figure 7.5	Isocontours des pressions interstitielles (en kPa).....	57
Figure 7.6	Isocontours des gradients verticaux.....	57
Figure 7.7	Profil des contraintes effectives sous la rivière Salvail.....	58
Figure 7.8	F mimimum en condition drainée.....	59
Figure 7.9	Zone où passent les cercles de rupture dont $F \leq 1,05$	59
Figure 7.10	F en condition drainée pour une rupture circulaire du talus en entier.....	60
Figure 7.11	F en condition drainée le long de la surface observée.....	60
Figure 7.12	F en condition non-drainée le long de la surface de rupture observée	61
Figure 9.1	Masse de sol qui s'est détachée de la paroi arrière.....	67
Figure 9.2	Opérations de déblai-remblai visant à adoucir la paroi arrière.....	67
Figure 9.3	Résultat final de l'adoucissement de la paroi arrière du glissement.....	68
Figure 9.4	Vue des débris du glissement.....	68
Figure 9.5	Photos montrant l'évolution du canal du 25 mai au 4 décembre 2010.....	69
Figure 9.6	Vue de la cicatrice du glissement et du nouveau chenal.....	69



LISTE DES FIGURES EN ANNEXE

Figure A.1	Localisation régionale	Carte hors-texte
Figure A.2	Graphique des données climatiques et hydriques	83
Figure A.3	Profil géotechnique du forage F32092.....	85
Figure A.4	Profil géotechnique du forage F32100.....	87
Figure A.5	Coupe géologique en amont du glissement	89
Figure A.6	Carte morphologique du glissement de terrain	91
Figure A.7	Profil détaillé de la coupe topographique A-A'	93
Figure A.8	Profil détaillé de la coupe topographique B-B'	95
Figure A.9	Profil détaillé de la coupe topographique C-C'	97
Figure A.10	Profil géotechnique du forage F32140.....	99
Figure A.11	Profil géotechnique du forage F32141	101



CHAPITRE 1

Introduction

Dans la soirée du 10 mai 2010, un glissement de terrain fortement rétrogressif¹ est survenu le long des berges de la rivière Salvail, dans la municipalité de Saint-Jude en Montérégie (figure 1.1 et carte hors texte A.1). Ce glissement s'est produit sur la rive droite de la rivière, emportant tragiquement les vies d'une famille de quatre personnes lors de la destruction de leur résidence. Le glissement a aussi emporté une section de la route du rang Salvail Nord, l'aqueduc ainsi que les lignes électriques et téléphoniques, coupant de ce fait le lien direct des résidents qui habitent plus en aval avec le village de Saint-Jude, qui est situé à 3,8 km en amont du glissement de terrain (figure 1.1 et carte hors texte A.1).

Dans les heures suivant l'événement, le ministère de la Sécurité publique du Québec (MSP) a mandaté les experts du Service de la géotechnique et de la géologie du ministère des Transports du Québec (MTQ) pour entreprendre une investigation du glissement de terrain.

En raison des débris du glissement en forme de horsts et de grabens, et dû au fait que ces débris se sont peu remaniés et qu'ils sont majoritairement restés dans la cicatrice, ce glissement de terrain peut-être qualifié « d'étalement latéral ». De façon générale, bien que ce type de mouvement soit assez fréquent au Québec, la mécanique de la rupture du sol et la dynamique postrupture des débris sont mal connues à ce jour. Dans le cas de Saint-Jude, certains éléments morphologiques particuliers, qui ont été observés dans les débris, n'avaient pas été notés par le passé dans d'autres

glissements de terrain du même type. Pour ces raisons, une investigation poussée et des études approfondies étaient nécessaires pour mieux caractériser et comprendre ce mouvement de terrain.

Le présent rapport est divisé en 10 chapitres. Le chapitre 2 présente une reconstitution des événements basée sur les témoignages des voisins et des différents intervenants qui ont été impliqués dans les heures et les jours suivant le glissement de terrain. Le chapitre 3 liste et explique les technologies et les équipements utilisés, les sondages et les forages réalisés et les instruments installés sur place afin de caractériser le glissement de terrain. Le chapitre 4 présente une revue des données disponibles sur la région, avec comme objectif de tracer le contexte géomorphologique régional. Le chapitre 5 aborde la caractérisation morphologique, géotechnique et hydrogéologique du talus avant le glissement de terrain. Le chapitre 6 concerne la caractérisation morphologique et géotechnique du glissement de terrain. La synthèse de l'information morphologique, des données de sondages qui ont permis de localiser la profondeur et la forme de la surface de rupture et, enfin, des propriétés géotechniques des débris y est faite. Le chapitre 7 aborde l'analyse des conditions de stabilité du talus avant le glissement de terrain. Le chapitre 8 présente les hypothèses avancées pour expliquer la rupture et les formes particulières observées dans les débris. Le chapitre 9 fait état des conditions de stabilité du site après glissement. Le chapitre 10 concerne les conclusions de ce rapport. Il présente principalement les caractéristiques et les causes du glissement de terrain.

¹ Dans le présent rapport, le terme « glissement fortement rétrogressif » réfère à un glissement de terrain de grande envergure dont le recul en sommet de talus est d'au moins 40 m.

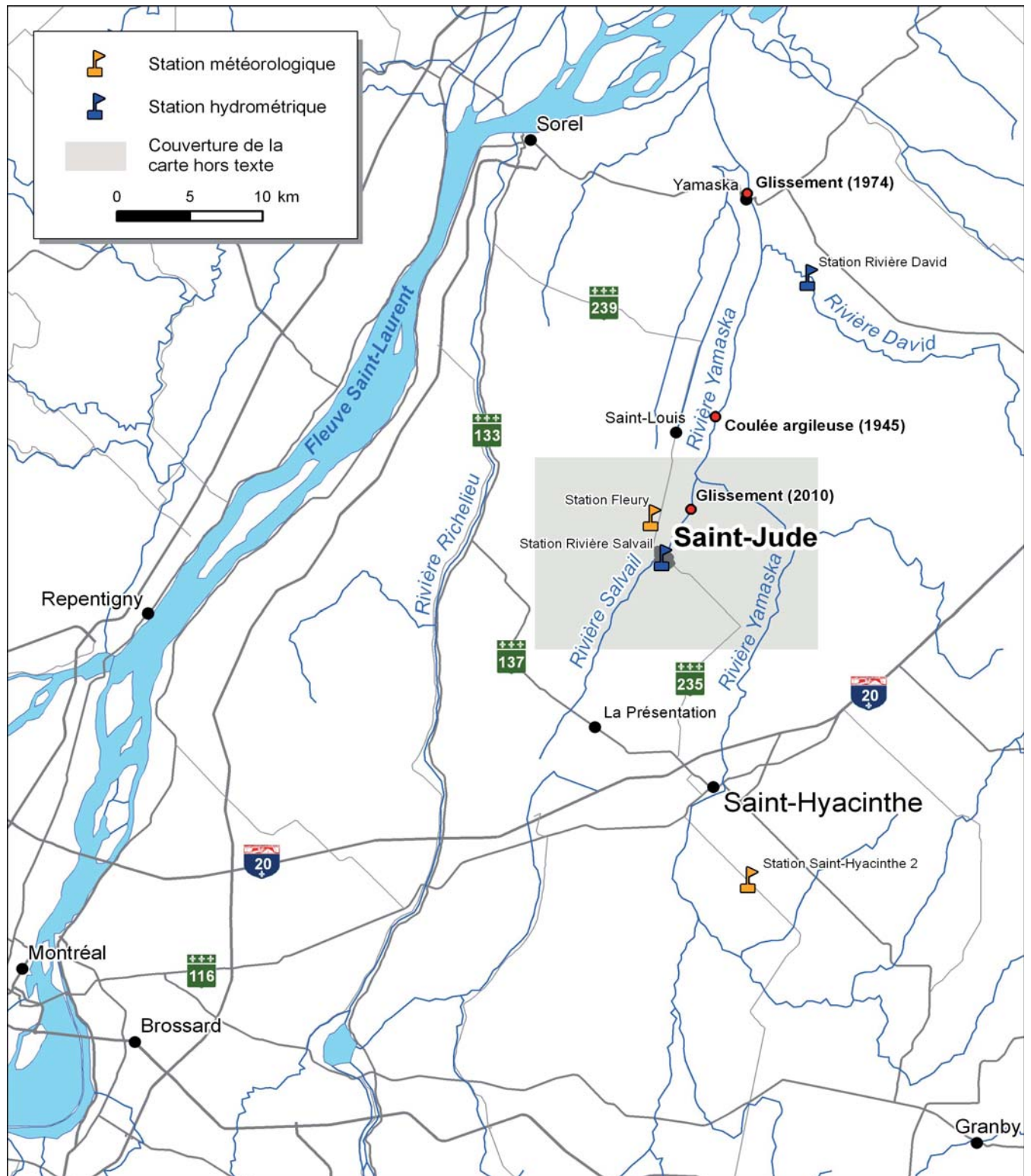


Figure 1.1 Carte de localisation générale.

CHAPITRE 2

Rappel des évènements

C'est dans la soirée du lundi 10 mai 2010, à 20 h 25, que le glissement de terrain s'est produit, emportant la résidence n° 2481 et une portion de la route du rang Salvail Nord (figure 2.1 et carte hors texte). Quatre personnes de la famille Préfontaine (un couple dans la quarantaine et leurs deux enfants) ont péri dans ce tragique évènement. Un garage et quatre autres bâtiments secondaires ont également été impliqués dans le mouvement. Les voisins situés à environ 200 m au nord du site auraient ressenti la secousse pendant quelques secondes. Au même instant, les réseaux d'électricité, de téléphone et d'aqueduc ont été coupés pour les cinq résidences situées sur le rang Salvail, en aval du glissement de terrain. Une camionnette rouge circulant en direction nord a plongé dans la crevasse (figure 2.2). Blessé, le conducteur a quand même réussi à s'extirper de son véhicule et à sortir du cratère. Il a rebroussé chemin et s'est rendu à pied à la résidence la plus proche pour alerter les secours. L'appel au 911 a été enregistré à 21 h 3. Ayant eu la confirmation qu'il y avait des personnes dans la maison, les pompiers sont arrivés sur place à 21 h 8 et ont aussitôt organisé les recherches. Ils ont demandé l'aide de l'équipe spécialisée en espaces clos de Saint-Hyacinthe, qui est arrivée sur les lieux vers 21 h 40. Malgré la noirceur, les secouristes ont atteint la résidence et l'ont inspectée au rez-de-chaussée et à l'étage. Ils n'y ont décelé aucun signe de vie. Les recherches se sont poursuivies toute la soirée, mais, malheureusement, sans succès. À minuit, il a été décidé d'arrêter les fouilles pour la nuit. Entre-temps, la Sûreté du Québec (SQ) avait établi un premier périmètre de sécurité pour contrôler la circulation entre le Rang Basse-Double et le Rang du Barreau (carte hors texte).

Les cinq résidences du rang Salvail Nord ont été évacuées par précaution et parce qu'elles étaient privées de services.



Figure 2.1 Vue hélicoptérée du glissement en direction nord.



Figure 2.2 Camionnette rouge qui a plongé dans le cratère quelques minutes après l'évènement.

Deux ingénieurs du MTQ, spécialisés en glissements de terrain, sont arrivés sur les lieux vers 5 h 30 le lendemain matin pour vérifier la stabilité du terrain. Ils ont été accueillis par la Sûreté du Québec. Un hélicoptère a été mis à leur disposition vers 7 h 30 pour survoler le site. La paroi arrière du glisse-

ment était encore très instable. Quelques importantes tranches de sol s'en étaient détachées durant la nuit (figure 2.3). La résidence se trouvait en position inclinée vers l'avant (figure 2.4). Son état général témoignait de la violence du mouvement. La rivière Salvail était complètement obstruée par les débris du glissement et le niveau d'eau commençait à monter en amont (figure 2.5). Une fois le survol en hélicoptère complété, l'inspection a été poursuivie au sol, sur le pourtour et dans le cratère du glissement. Il était possible de s'approcher de la résidence de façon sécuritaire en circulant près de la rive droite de la rivière, en amont du glissement. Il fallait toutefois être très prudent en raison des nombreuses crevasses et des surfaces de sol très glissantes. Par contre, il n'y avait pas de danger que l'importante masse de débris se réactive de nouveau.



Figure 2.3 Importante tranche de sol (encadrée en rouge) qui s'est détachée de la paroi arrière du glissement durant la nuit du 10 au 11 mai 2010.



Figure 2.4 Vue de la maison en position inclinée vers l'avant.



Figure 2.5 Lit de la rivière Salvail (ligne en pointillés blancs) complètement obstrué par les débris du glissement.

Une fois les consignes de sécurité transmises aux secouristes, les recherches ont repris vers 9 h dans l'espoir de retrouver des survivants. Les secouristes ont concentré leurs efforts au sous-sol de la maison, car on soupçonnait que la famille avait dû y aller pour regarder un match de hockey à la télévision. En raison des conditions difficiles, puisque le sous-sol était rempli de débris de sol argileux, une pelle mécanique et les maîtres-chiens de la SQ ont été utilisés pour aider aux recherches (figure 2.6). C'est dans la soirée que les corps des quatre membres de la famille ont été extirpés des débris argileux et que leur décès a été constaté.



Figure 2.6 Pelle mécanique utilisée pour aider aux recherches.

Parallèlement aux travaux des secouristes et à la suite des recommandations du MTQ, un périmètre de sécurité a été établi sur le pourtour du glissement de terrain. Il fallait surtout éviter de s'approcher de l'escarpement arrière, lequel était encore très instable.

Les travaux visant à relocaliser temporairement les services d'électricité, de téléphone et d'aqueduc ont été entrepris dans la journée du 11 mai, au-delà du périmètre de sécurité établi (figure 2.7), dans le but de rebrancher rapidement les services aux cinq résidences qui avaient fait l'objet d'un avis d'évacuation préventive.

Dans les premiers jours qui ont suivi l'événement, une clôture a été installée par la municipalité le long du périmètre de sécurité, tout autour du glissement (figure 2.7). Également, la paroi arrière du glissement a été adoucie mécaniquement (figures 2.7 et 2.8) afin de sécuriser davantage les lieux.

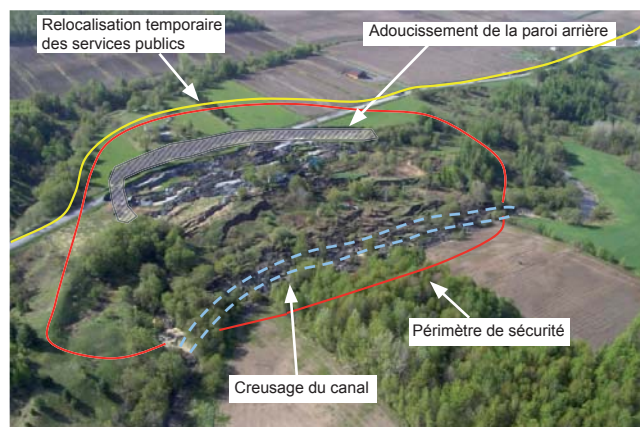


Figure 2.7 Localisation des interventions effectuées dans les jours qui ont suivi le glissement.



Figure 2.8 Paroi arrière du glissement adoucie mécaniquement dans les premiers jours qui ont suivi le glissement.

Pour bien documenter l'événement, des photographies aériennes du glissement ont été prises le mardi 11 mai et un levé laser aéroporté (LIDAR) du secteur a été réalisé le jeudi 13 mai 2010. De plus, de concert avec

la municipalité et le MSP, des équipes d'ingénieurs du MTQ spécialisés en glissements de terrain ont été mobilisées pour inspecter systématiquement les terrains des résidences riveraines de la rivière Salvail afin d'y déceler d'éventuelles apparences d'imminence de glissement de terrain. Les inspections des propriétés ont débuté le jeudi 13 mai et se sont poursuivies jusqu'au 22 mai 2010. Au total, 32 propriétés ont été visitées et aucun signe de danger imminent n'a été observé. Les ingénieurs du MTQ ont pu répondre aux questions des propriétaires présents et les ont conseillés dans certains cas sur les précautions à prendre dans les zones exposées aux glissements de terrain.

Le lundi 17 mai commençait la campagne de forages et de sondages, accompagnée de la pose d'instruments, dans le but de caractériser, de comprendre et d'identifier les causes du glissement de terrain.

Les 19 et 20 mai, un levé lidar terrestre a été réalisé à l'intérieur du glissement pour enregistrer la topographie particulière des tranches de sol avant qu'elles ne soient trop dégradées.

L'obstruction de la rivière Salvail par les débris du glissement de terrain a créé des inondations en amont (carte hors texte). Des terrains et quelques chemins agricoles ont été submergés dans les jours suivant le glissement. Un canal a été creusé le jeudi 20 mai à l'extrémité de la langue des débris avec l'accord du ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) de manière à limiter la hausse du niveau d'eau (figure 2.9).



Figure 2.9 Canal creusé à l'extrémité des débris du glissement de manière à limiter la hausse du niveau d'eau en amont.

Finalement, une rencontre d'information eut lieu le 31 mai à l'hôtel de ville de Saint-Jude. Cette rencontre avec les citoyens avait comme objectifs principaux de faire le point sur la situation et de répondre à leurs questions et à leurs inquiétudes.



CHAPITRE 3

Méthodes d'investigation

Les données mentionnées dans le présent rapport proviennent en partie de l'inventaire et de l'analyse de l'information disponible, mais principalement de travaux d'investigation menés par le Service de la géotechnique et de la géologie du MTQ de mai à décembre 2010. Ce chapitre présente les sources des données et leurs caractéristiques.

3.1 Consultation de la littérature

La revue de la littérature disponible a permis de recueillir de l'information concernant principalement le bassin versant de la rivière Yamaska, ce qui inclut le sous-bassin de la rivière Salvail. Parmi l'information disponible, tous les documents mentionnés ci-dessous ont été retenus.

Rapports géologiques.

Les rapports géologiques sur le socle rocheux pour cette région ont été publiés par Clark en 1964 et Globensky en 1987 pour le ministère des Ressources naturelles et de la Faune (MRNF).

Rapports hydrogéologiques.

Une étude hydrogéologique du MRNF, datant de 1978 et préparée par Paré, couvre précisément le bassin de la rivière Yamaska. En plus des données sur les eaux souterraines, cette étude en contient sur les dépôts meubles et la profondeur du socle rocheux dans la région de Saint-Jude.

Rapport sur les mouvements de terrain.

Un rapport du MRNF, datant de 1985 et préparé par Rissmann et coll., décrit les grands glissements et les zones exposées aux mouvements de

terrain le long de la vallée de la rivière Yamaska et de ses principaux affluents au nord de Saint-Hyacinthe. Ce rapport couvre en partie le bassin versant de la rivière Salvail, de son embouchure sur la rivière Yamaska jusqu'à 800 m en amont du village de Saint-Jude, ce qui inclut le secteur du glissement de 2010. Ce rapport contient aussi de l'information concernant la géologie, la géomorphologie, la forme du socle rocheux et les paramètres géotechniques des argiles dans cette région.

Une revue de la littérature scientifique a aussi permis de trouver quelques documents concernant particulièrement des glissements de terrain dans cette région. Mentionnons, entre autres, l'article de Morin (1947) concernant une coulée argileuse à Saint-Louis-de-Bonsecours qui s'est produite en 1945; la thèse de Lefebvre (1970) qui porte en partie sur l'étude d'un autre glissement qui s'est produit au printemps 1968 à Saint-Louis-de-Bonsecours; et l'article de Robert et Chagnon (1976) concernant un glissement qui s'est produit en 1974 à Saint-Michel-de-Yamaska.

Finalement, quelques renseignements sur l'histoire des problèmes de glissements de terrain dans la municipalité ont pu être recueillis auprès de différents citoyens et de représentants de la municipalité, ainsi que dans les archives du MTQ.

3.2 Données climatiques et hydriques

Les données climatiques proviennent de deux stations d'observation d'Environnement Canada (2010). La première, appelée « Fleury », est située à environ 3 km à l'ouest du glissement de terrain (latitude : 45° 48' N; longitude : -73° O; alti-

tude : 30,5 m). Son emplacement est indiqué dans la figure 1.1 et sur la carte hors texte. Cette station est en activité depuis 1967. Lorsque les données de la station Fleury manquaient, les données de la station d'observation « Saint-Hyacinthe 2 », en activité depuis 1963 et située à environ 25 km au sud du glissement de terrain (latitude : 45° 34' N; longitude : -72° 55' O; altitude : 33 m) ont été consultées. Son emplacement est indiqué dans la figure 1.1.

Les données hydrométriques de débit de la rivière proviennent de deux stations d'observation hydrométriques du MDDEP. La première est la station « Salvail », sur la rivière du même nom (figure 1.1 et carte hors texte), qui a été en activité de 1972 à 1978. Selon la fiche signalétique du MDDEP pour cette station, le régime d'écoulement de la rivière Salvail est naturel et son bassin versant (carte hors texte) est de 149 km². Comme il n'y a pas de données récentes pour la rivière Salvail, nous avons choisi d'analyser aussi les données de la station « David » qui est située sur la rivière du même nom, à environ 23 km au nord-est de la station Salvail (figure 1.1). Cette station est en activité depuis 1969. Cette rivière était comparable à la rivière Salvail, puisqu'elle est située dans la même région et qu'elle draine des terrains dont la morphologie et l'occupation du territoire sont similaires. En comparant les données disponibles de 1972 à 1978 pour le débit journalier de la rivière Salvail avec celles de la rivière David pour la même période, il est possible de confirmer que les deux rivières ont des comportements similaires. En effet, les débits des deux rivières semblent différer seulement en période d'étiage, pendant laquelle la rivière Salvail présente des débits plus faibles que la rivière David.

3.3 Photographies aériennes

De nombreuses couvertures de photographies aériennes sont disponibles, à différentes échelles, pour différentes années. Les couvertures photographiques retenues pour l'étude du glissement de terrain sont listées dans le tableau 3.1. Leur analyse stéréoscopique a permis d'observer les principaux éléments géomorphologiques du secteur et de noter les changements qui ont pu survenir dans le voisinage du site du glissement depuis les années 50. L'évolution de l'érosion des berges de la rivière et les changements apportés à la géométrie du terrain par l'activité humaine ont aussi été analysés.

Pour connaître la topographie du secteur avant le glissement de terrain, des courbes hypsométriques aux 2 m provenant du MRNF, appelées « hypsométrie 2004 » plus loin dans le texte, ont été utilisées. Elles ont été produites par stéréorestitution à partir des photographies aériennes n^{os} 80, 81 et 82 de la ligne de vol n^o Q04200 (tableau 3.1). La précision de ces courbes hypsométriques est de 1 à 2 m en terrain déboisé.

Comme mentionné au chapitre 2, une couverture de photographies aériennes en couleur de la rivière Salvail a été réalisée le 11 mai 2010 dans les heures suivant l'évènement. Les photographies aériennes n^{os} 21 et 22 de la ligne Q10851 (tableau 3.1) couvrent précisément le secteur du glissement de terrain.

3.4 Levés lidar

Le terme « lidar » est l'acronyme de l'expression anglo-américaine « light detection and ranging », qui se traduit en français par « détection et télémétrie par la lumière ». Cette technologie relativement récente permet d'enregistrer la topographie du terrain en le balayant à l'aide d'un faisceau lumineux qui mesure les distances. Le traitement par ordinateur des points captés permet de ne conserver que les points ayant atteint le sol. Par la suite, un réseau de triangles irréguliers (TIN) est créé à partir de ces points. On obtient alors une image de l'élévation du terrain « à nu », sans végétation, appelée « modèle numérique de terrain » (MNT). Des traitements par ordinateur peuvent ensuite être appliqués au MNT afin d'obtenir des produits dérivés tels que l'image du relief ombré (hillshade), les courbes de niveau, les pentes, etc.

Il est essentiel d'obtenir des données précises et à jour sur la topographie des lieux pour l'étude de la stabilité des pentes. Deux types de levés lidar ont été effectués après le glissement de terrain de Saint-Jude pour obtenir des MNT très détaillés, soit un lidar aéroporté et un au sol.

3.4.1 Lidar aéroporté

Le lidar aéroporté utilisé pour cette étude est un appareil monté sous un aéronef de façon à effectuer le balayage de la surface du terrain, principalement à la verticale. Le relevé a été effectué par la firme Lasermat à l'aide d'un avion

TABLEAU 3.1 LISTE DES PHOTOGRAPHIES AÉRIENNES CONSULTÉES.

N° de Ligne	N° de photos	Échelle	Type	Date
A3255	1 à 3	1:20000	Émulsion noire et blanche	1931-04-13
A3295	72 à 75	1:20000	Émulsion noire et blanche	1931-05-05
A3296	95 à 99	1:20000	Émulsion noire et blanche	1931-05-05
A12811	14 et 15	1:20000	Émulsion noire et blanche	1950-08-12
R932	123 à 125	1:31680	Émulsion noire et blanche	1957-05-21
A17066	169 et 170	1:35000	Émulsion noire et blanche	1960-05-21
Q64526	37 à 39	1:15840	Émulsion noire et blanche	1964-08-03
Q80618	58 à 62	1:5000	Émulsion noire et blanche	1980-05-25
HMQ97116	85 à 87	1:15000	Émulsion noire et blanche	1997-06-04
Q04200	80 à 82	1:15000	Émulsion noire et blanche	2004-05-08
Q09028	662 et 663	Résolution 30 cm	Numérique couleur	août 2009
Q09029	689 et 690	Résolution 30 cm	Numérique couleur	août 2009
Q10851	21 et 22	1:5000	Émulsion couleur	2010-05-11

Piper PA-31 volant à une altitude de 900 m, le 13 mai 2010 en matinée. L'appareil monté sous l'avion était un modèle Optech ALTM 3100EA, dont l'angle et la fréquence de balayage étaient respectivement de 20° et de 40 Hz. Environ deux points par mètre carré ont été enregistrés. La précision absolue des points altimétriques obtenus est de l'ordre de 20 à 25 cm.

Le territoire couvert par ce levé lidar est localisé sur la carte hors texte. Ces données ont permis d'obtenir un MNT très précis, et des courbes de niveau au mètre ont pu être tracées. Le modèle a permis de classer l'inclinaison des pentes et de réaliser des coupes topographiques détaillées aux endroits voulus. Toutefois, un lac formé à l'arrière des débris du glissement de terrain (figure 2.5 et carte hors texte) a empêché d'enregistrer la topographie des quelques premiers mètres à la base des talus bordant la rivière Salvail, en amont du glissement. À l'inverse, le lit de la rivière presque asséché en aval du glissement a permis d'obtenir la topographie du fond du cours d'eau.

3.4.2 Lidar terrestre

Comme la morphologie des débris se dégrade rapidement après un glissement de terrain, un lidar terrestre a été utilisé pour enregistrer la topographie des formes

particulières observées dans le cratère du glissement de terrain rapidement après l'événement. Cet appareil est monté sur un trépied d'arpentage de manière à effectuer le balayage de la surface du terrain, principalement à l'horizontale. Les levés ont été effectués les 19 et 20 mai 2010, par la firme d'arpenteurs-géomètres VRSB, à l'aide d'un appareil Leica HDS3000. La précision des points altimétriques obtenus est de l'ordre de 2 à 3 cm. Environ 100 points par mètre carré ont été retenus. La portion du glissement de terrain couverte par ce levé lidar est indiquée dans la figure 3.1. Ce type de lidar couvre une superficie moindre que le lidar aéroporté, mais permet d'obtenir une plus grande précision.

3.5 Campagne de sondages et de forages

En consultant la banque de données de sondages et de forages du MTQ au voisinage du glissement, il apparaît que trois sondages ont été réalisés dans les années antérieures. Ces derniers, indiqués dans la figure 3.2, sont : le forage 70690-02(17)86.245 en 1986, le sondage C32060, effectué en 2004 sur le site même du glissement, et le nid de piézomètres Z32081 installé en 2004. Le sondage au piézocône C32060 sera comparé au chapitre 6 avec le sondage C32103 réalisé à proximité, dans les débris du glissement de terrain. Les données du Système

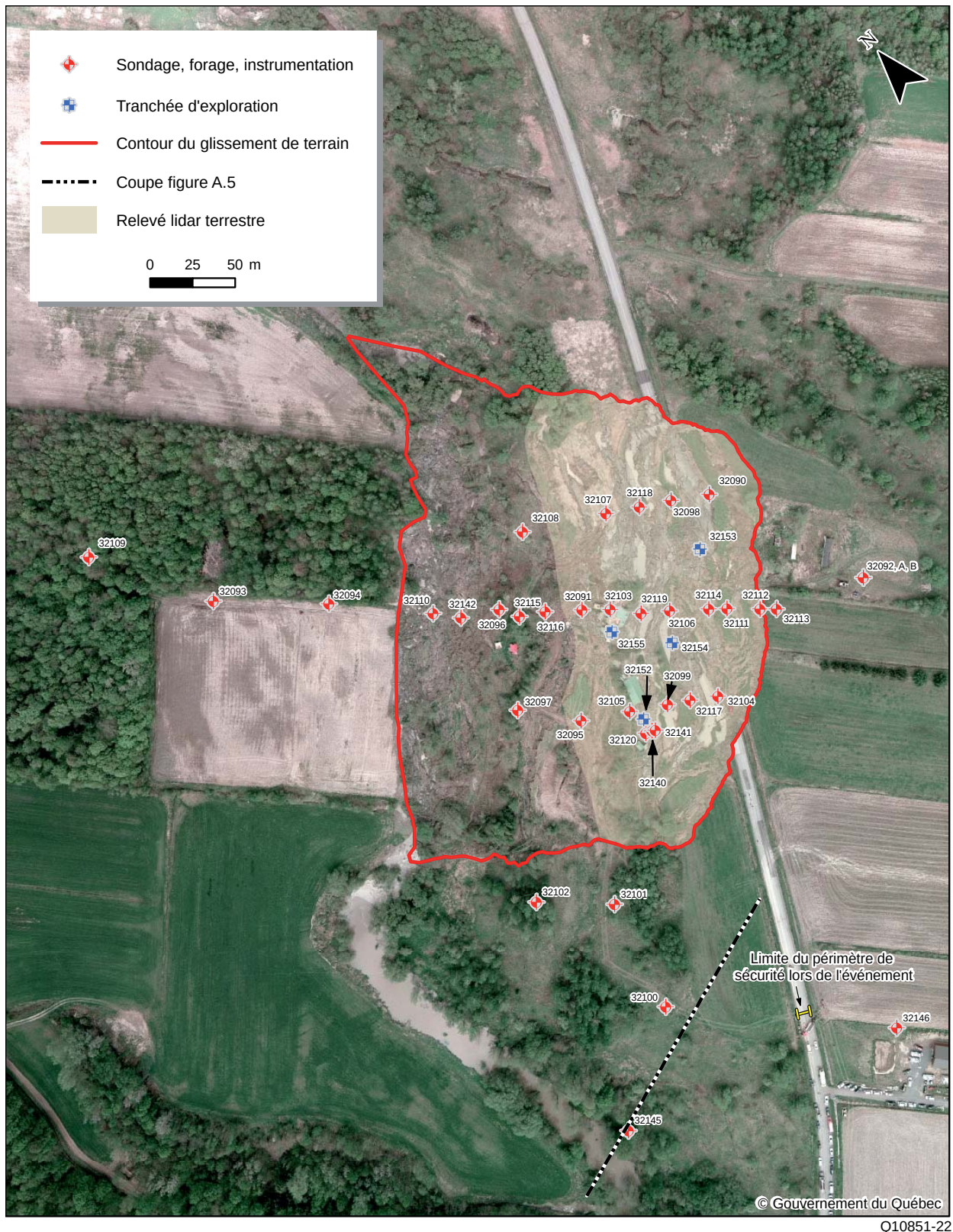


Figure 3.1 Localisation des sondages réalisés en 2010 sur le site du glissement et dans son voisinage immédiat.

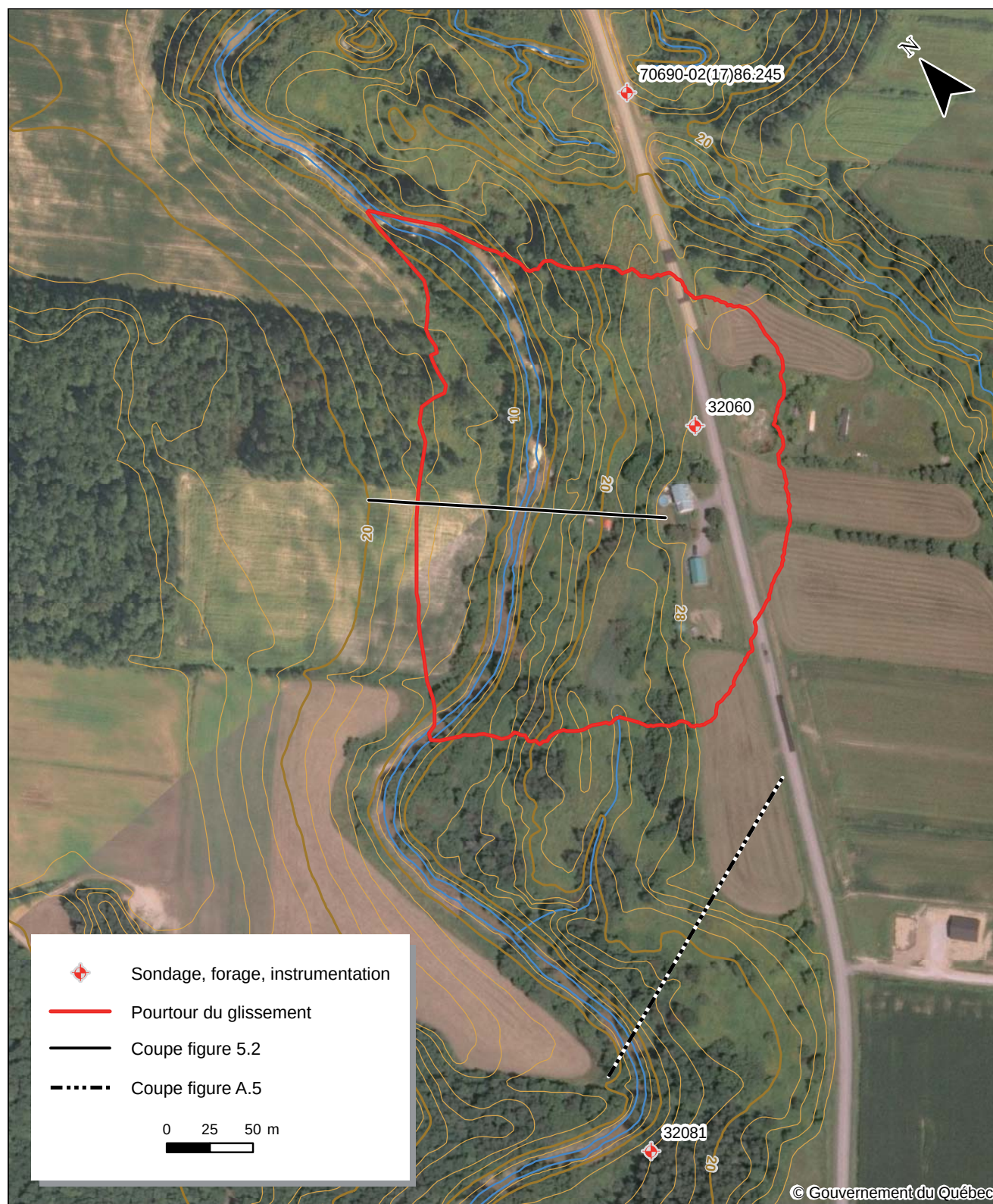


Figure 3.2 Localisation des anciens sondages avec hypsométrie 2004 du MRNF et photographie aérienne verticale de 2009.

d'information hydrogéologique (SIH) du MDDEP ont aussi été consultées, mais aucune n'était disponible dans le voisinage du glissement de terrain. Pour compléter l'information, un total de 49 sondages et forages ont été réalisés sur le site du glissement et dans son voisinage immédiat. De ce nombre, il y a eu 34 sondages au piézocône, 4 forages avec échantillonnage des sols, 2 scissomètres, 4 nids de piézomètres et 4 tranchées d'exploration. Ces investigations géotechniques avaient comme objectifs de définir la stratigraphie du site, de localiser la surface de rupture du glissement de terrain, de caractériser les propriétés physiques et mécaniques des sols et, enfin, de caractériser le régime d'écoulement des eaux souterraines. Les localisations des sites de sondages et de forages sont indiquées dans la figure 3.1. Différents types d'investigation ont été réalisés en certains endroits. Le tableau 3.2 dresse la liste des divers types d'investigation, en fonction du numéro de sondage ou de forage. Les paragraphes qui suivent les décrivent plus en détail.

3.5.1 Piézocônes

Les sondages au piézocône (figure 3.1 et tableau 3.2) ont constitué la première phase de la campagne de sondages et de forages. Le but de cette première phase était de vérifier la nature et la stratigraphie des sols en place de façon à orienter la campagne de forages et à mieux planifier l'installation des nids de piézomètres. Aussi, une densité de sondages plus élevée qu'à l'habitude a été privilégiée afin de bien définir la forme et la position de la surface de rupture du glissement de terrain.

Tous les essais au piézocône (34) ont été réalisés à l'aide d'une sonde Hogentogler, qui est enfoncée à vitesse constante à la verticale dans le sol, en mesurant, à chaque centimètre d'enfoncement, les cinq paramètres suivants : la résistance en pointe (q_c), la pression interstitielle à la base du cône (u), le frottement latéral (f_s), l'inclinaison de la sonde (i) et la température. La vitesse utilisée pour l'enfoncement de la sonde était de 60 cm/min. La plupart des sondages ont été arrêtés entre 20 m et 30 m de profondeur.

3.5.2 Forages et scissomètres

Quatre forages ont été réalisés, soit deux à l'extérieur de la zone du glissement de terrain (F32092 et F32100), et deux à l'intérieur (figure 3.1 et tableau

3.2). En raison de l'homogénéité remarquable des sols impliqués dans le glissement de terrain, seulement deux forages avec échantillonnage (F32092 et F32100) ont été effectués pour caractériser les sols intacts à l'extérieur de la cicatrice. Deux autres forages ont aussi été réalisés dans le cratère du glissement (F32140 et F32141) afin de caractériser les débris.

Dans les sols argileux, des échantillons intacts ont été prélevés avec des tubes à paroi mince d'un diamètre intérieur d'environ 70 mm, enfoncés à l'aide d'un piston stationnaire. La majorité des échantillons prélevés de cette façon ont par la suite été analysés au scanographe à l'Institut national de la recherche scientifique (INRS) pour obtenir une image de la stratigraphie des sols et un profil de densité relative en unités Hounsfield (HU), précis au millimètre. Dans les sols denses ou granulaires, les échantillons ont été prélevés à l'aide d'une cuillère fendue enfoncée par battage dans le sol. Une partie de sols échantillonnés a été acheminée au Laboratoire central du MTQ afin de procéder à leurs descriptions et à leurs caractérisations géotechniques usuelles. Une autre partie des échantillons a été acheminée au laboratoire de géotechnique du Département de génie civil de l'Université Laval afin d'y réaliser des essais de caractérisation plus spécialisés, dont entre autres les essais de compression triaxiale et de cisaillement simple.

Deux sondages au scissomètre de chantier de marque Nilcon ont été effectués à environ 2 m de chacun des deux forages à l'extérieur du glissement. Cet appareil a permis de mesurer la résistance au cisaillement non drainé du sol argileux intact, en prenant des mesures à un intervalle de 1 m. Ces valeurs ont été comparées avec celles des sondages au piézocône réalisés aux mêmes sites afin de déterminer le paramètre de corrélation N_{kt} .

3.5.3 Piézomètres et tubes d'observation

L'écoulement des eaux souterraines influence directement les pressions de l'eau interstitielle dans le sol. Ces pressions jouent un rôle important dans la stabilité d'un talus (Lafleur et Lefebvre, 1980), car elles peuvent faire varier les contraintes effectives, lesquelles contrôlent la résistance au cisaillement des sols. Dans certains cas, une stratigraphie particulière peut influencer ces pressions et constituer un élément négatif du point de vue de la stabilité. Par exemple, la rivière Salvail coule sur un fond argileux sur toute sa longueur et,

TABEAU 3.2 LISTE DES SONDAGES ET FORAGES RÉALISÉS AU VOISINAGE DU GLISSEMENT EN 2010.

N° de sondage	Coordonnées UTM zone 18 N, NAD 83			C	F	S	Z	TE
	X (m)	Y (m)	Él. (m)					
32090	658272,5	5074360,5	22,1	X				
32091	658172,3	5074356,6	19,5	X				
32092, A,B	658310,6	5074265,5	27,9	X	X	X		
32093	658010,0	5074499,0	23,4	X				
32094	658060,9	5074454,4	20,4	X				
32095	658130,4	5074307,5	20,7	X				
32096	658135,2	5074388,0	19,9	X				
32097	658105,8	5074336,1	17,2	X				
32098	658253,1	5074372,2	19,7	X				
32099	658175,2	5074282,2	20,5	X				
32100, A	658061,6	5074148,0	28,0	X	X	X	X	
32101	658076,9	5074212,9	22,0	X				
32102	658042,5	5074243,2	20,8	X				
32103	658185,0	5074346,2	18,8	X				
32104	658201,0	5074267,1	21,3	X				
32105	658155,8	5074293,4	18,6	X				
32106	658211,1	5074323,4	19,6	X				
32107	658218,9	5074390,7	18,5	X				
32108	658174,7	5074414,0	16,7	X				
32109	657970,8	5074565,5	28,2	X				
32110	658104,1	5074411,0	16,7	X				
32111	658237,6	5074302,8	21,9	X				
32112	658252,4	5074290,3	25,9	X				
32113	658259,7	5074284,2	27,2	X				
32114	658229,5	5074309,5	22,2	X				
32115	658141,6	5074377,1	18,8	X				
32116	658155,1	5074369,8	18,8	X				
32117	658186,9	5074275,9	21,7	X				
32118	658236,4	5074381,0	19,9	X				
32119	658197,4	5074333,0	19,4	X				
32120	658154,7	5074277,7	20,5	X				
32140	658158,3	5074276,4	20,8	X	X			
32141	658160,1	5074275,5	20,6	X	X		X	
32142	658114,9	5074398,7	17,1	X				
32145	657998,5	5074106,8	13,8				X	
32146	658157,4	5074051,9	28,4				X	
32152	658159,7	5074284,7						X
32153	658248,5	5074339,4						X
32154	658201,0	5074308,0						X
32155	658177,9	5074335,6						X
Total				34	4	2	4	4

C = Piézocône
F = Forage

S = Scissomètre
Z = Nid de piézomètres

TE = Tranchée d'exploration

selon la théorie, des conditions de pression d'eau artésiennes pourraient être rencontrées en pied de talus.

Pour mesurer les pressions de l'eau souterraine, il est nécessaire d'installer à différentes profondeurs dans le sol des dispositifs appelés piézomètres. Des piézomètres de type Casagrande et pneumatiques ont respectivement été utilisés en conditions non jaillissantes et en conditions artésiennes.

Des tubes d'observations, constitués de tuyaux en PVC perforés et enrobés de sable jusqu'à environ 4 m de profondeur sous la surface du terrain, permettent de mesurer la profondeur de la surface libre de la nappe phréatique.

Lorsque plusieurs piézomètres sont installés au même endroit à différentes profondeurs, le terme « nid de piézomètres » est utilisé. Le tableau A-1 résume les détails d'installation des nids de piézomètre Z32100, Z32141, Z32145, Z32146, tous installés sur le site à l'étude.

3.5.4 Tranchées d'explorations

Quatre tranchées d'explorations (TE32152, TE32153, TE32154 et TE32155) ont été effectuées à l'intérieur de la cicatrice du glissement (figure 3.1 et tableau 3.2). Ces tranchées avaient comme objectif d'observer et de documenter jusqu'à environ 3 m sous la surface, la superposition des tranches de sol dans les débris.



CHAPITRE 4

Contexte régional

La municipalité de Saint-Jude est située dans les basses-terres du Saint-Laurent, qui sont caractérisées par un relief de plaine avec une altitude généralement inférieure à 100 m. La topographie de la région de Saint-Jude ne présente donc pas de relief important, mis à part les vallées créées par l'encaissement de la rivière Salvail et de ses affluents dans les dépôts quaternaires principalement argileux, ainsi que les dépressions laissées par des glissements de terrain de grandes envergures. L'élévation de la plaine dans le secteur de Saint-Jude est d'environ 30 m. À l'endroit du glissement, la rivière Salvail est encaissée d'une vingtaine de mètres sous le niveau de la plaine. À une douzaine de kilomètres au sud-est, un till affleure à la surface, à une élévation d'environ 40 m, et marque le début de la transition avec la région montagneuse des Appalaches.

4.1 Géologie du socle rocheux

Globensky (1987) décrit le socle rocheux de la région de Saint-Jude comme étant un shale² rouge et du grès vert, datant de l'Ordovicien supérieur (≈450 Ma), et appartenant à la formation de Bécancour, groupe de Queenston. Selon Rissmann et coll. (1985), le roc possède un pendage régional vers l'ouest. Son élévation varie de -15 m à +5 m dans le secteur de Saint-Jude, et remonte à environ 20 m à l'est de la rivière Yamaska. En plus du pendage régional vers l'ouest, la topographie du roc est marquée par une vallée préglaciaire qui se situe sous la rivière Salvail et qui se prolonge au nord-est, sous la rivière Yamaska. Deux forages (Globensky, 1987) effectués de chaque côté de

la rivière Salvail, à la hauteur du village de Saint-Jude, montrent au niveau du roc une différence d'élévation de 20 m sur quelques centaines de mètres de distance. Ces variations topographiques du roc dans la région entraînent une variation de l'épaisseur des dépôts meubles sus-jacents, et favorisent en certains endroits des conditions souterraines artésiennes d'eau. Ainsi, l'épaisseur d'argile sous le lit de la rivière Salvail, à l'endroit du glissement, est importante (environ 15 m). Les travaux de Globensky (1987) montrent également que la rivière Salvail se trouve à moins de 10 km au nord-ouest d'une série de grandes failles régionales dont l'orientation est approximativement nord-est sud-ouest, soit la même que celle de la rivière.

4.2 Dépôts quaternaires

La séquence stratigraphique des dépôts quaternaires dans la région est assez uniforme. Elle est décrite dans le rapport de Rissmann et coll. (1985), où elle est divisée en cinq unités différentes. On trouve d'abord une mince couche de sable par endroits en surface, associée à un ancien chenal du proto-fleuve Saint-Laurent. Ces sédiments reposent sur une unité d'argile marine relativement homogène qui peut atteindre jusqu'à une trentaine de mètres d'épaisseur. À la base de cette unité d'argile, on trouve un dépôt de varves constituées d'argile silteuse et de sable fin. Cette unité n'est pas présente de façon uniforme dans la région et n'a d'ailleurs pas été observée dans le secteur de Saint-Jude. Sous ces varves existe une unité composée de sable et de gravier d'origine glaciaire d'épaisseur variable. Enfin, à la base de cette sé-

² Bien que le terme schiste ait récemment été normalisé par l'Office québécois de la langue française, le terme « shale » lui a été préféré ici, puisqu'il fait référence à la nomenclature utilisée dans le rapport et sur la carte géologique du MRNF citée en référence et portant le numéro MM 85-02.

quence stratigraphique, un till à matrice sablonneuse, d'une épaisseur de quelques mètres tout au plus, repose sur le socle rocheux. L'épaisseur totale de ces dépôts, ainsi que celle de chacune des unités, varie régionalement. La vallée préglaciaire enclavée dans le roc sous la rivière Salvail est associée à une épaisseur importante de dépôts meubles de 30 à 40 m.

Le rapport de Paré (1978) présente une carte des dépôts de surface de la région étudiée. Cette carte confirme la présence d'argile dans la vallée de la rivière Salvail et d'une mince couche de sable alluvionnaire en surface de la plaine, de part et d'autre de la vallée.

4.3 Hydrogéologie

L'orientation de l'écoulement régional des eaux du bassin de la rivière Salvail est similaire à celle de la rivière Yamaska, c'est-à-dire vers le fleuve Saint-Laurent au nord-est. Le bassin hydrographique de la rivière Salvail (figure 1.1 et carte hors texte) est délimité au sud-est par celui de la Yamaska et au nord-ouest par celui de la rivière Richelieu. Enfin, la limite sud-ouest du bassin se trouve à quelques kilomètres au sud-ouest du village de La Présentation (figure 1.1 et carte hors texte).

Une couche plus perméable située à la base d'un dépôt d'argile favorise en principe l'écoulement de l'eau souterraine et engendre des pressions interstitielles plus ou moins élevées dans le massif argileux. La fleur et Lefebvre (1980) ont étudié l'influence sur la stabilité d'un dépôt d'argile de la position d'une unité plus perméable sous-jacente. En résumé, tant que la couche plus perméable (p. ex., till) est confinée par une couche moins perméable (p. ex., argile) sous le pied du talus, la valeur du gradient hydraulique ascendant dans la couche moins perméable augmente à mesure que la couche plus perméable est près du pied du talus, ce qui a un effet négatif sur la stabilité de ce dernier. Lorsque le pied du talus se trouve dans une couche plus perméable, le drainage dans la couche moins perméable s'effectue vers le bas dans le talus, ce qui favorise de façon relative sa stabilité.

4.4 Données climatiques et hydrologiques

Le tableau 4.1 et la figure A.2 résument les données de précipitations mesurées à la station Fleury (Environnement Canada, 2010), qui est située à 3 km à l'ouest du glissement (figure 1.1 et carte

TABLEAU 4.1 COMPILATION DES PRÉCIPITATIONS, STATIONS FLEURY ET SAINT-HYACINTHE 2.

		Total Neige (cm)	Total Pluie (cm)	Total Précipitations (mm) équivalent
Dernière Année (1 ^{er} mai 2009 au 1 ^{er} mai 2010)	Normale	205,5	1106,7	1312,2
	2009-2010	190,2	1163,1	1353,3
	Différentiel	-15,3	56,4	41,1
Derniers 6 mois (1 ^{er} novembre 2009 au 1 ^{er} mai 2010)	Normale	203,2	500,1	703,3
	2009-2010	189,2	467,7	656,9
	Différentiel	-14,0	-32,4	-46,4

hors texte), du 1^{er} mai 2009 au 1^{er} mai 2010.

Les précipitations totales de pluie mesurées ont atteint 1 163 mm, soit seulement 5 % de plus que la moyenne annuelle des années 1971 à 2000, mais 18 % de moins que le maximum de 1 421,7 mm atteint en 2006. Les chutes de neige enregistrées sont de 190 cm, ce qui équivaut à 7 % de moins que la moyenne hivernale calculée de 205 cm. Les mois de mai à juillet 2009 ont été plus pluvieux que la normale (figure A.2 c). L'automne et l'hiver qui ont suivi ont été sous la normale quant aux précipitations (tableau 4.1), outre le mois de décembre qui a connu à la fois plus de neige et de pluie qu'à l'habitude (figure A.2). Cependant, au mois d'avril 2010, les précipitations totales ont été de 25 % plus élevées que la moyenne, avec 70 mm de pluie et 38,5 cm de neige, principalement concentrées lors d'un seul événement survenu le 27 avril. Enfin, du 1^{er} au 10 mai, les conditions météorologiques ont été plutôt pluvieuses, avec 8 jours de pluie sur 10. La quantité de précipitations n'a toutefois pas été exceptionnelle : au total, 41,7 mm de pluie sont tombés dans la région pendant cette période.

Les débits journaliers de la rivière David dans l'année précédant le glissement ont été en général légèrement inférieurs à la normale (figure A.2 d). Des débits élevés ont été enregistrés à la fin du mois de janvier 2010 en raison d'un redoux de quelques jours. Cependant, en février, les débits ont ensuite rapidement diminué. La fonte des neiges a fait augmenter le débit du cours d'eau au mois de mars, mais les faibles précipitations au cours de ce mois ont encore fait diminuer le débit.

Un léger pic des valeurs de débit a eu lieu à la fin du mois d'avril en raison de fortes précipitations, mais les conditions sont par la suite revenues à la normale.

4.5 Historique des glissements de terrain

4.5.1 Glissements fortement rétrogressifs

Le rapport de Rissmann et coll. (1985) indique que le bassin de la Yamaska subit de nombreux types de glissements de terrain. Il y est mentionné notamment l'abondance de cicatrices de glissements fortement rétrogressifs, avec une concentration particulière le long de la vallée préglaciaire, en aval de la rivière Yamaska, près de Saint-Louis et de Saint-Jude, ainsi que le long de la rivière Salvail. Les fortes pressions interstitielles et le lessivage de l'argile marine par les eaux douces sont invoqués pour expliquer ces glissements dans le secteur.

Certains glissements fortement rétrogressifs se sont produits au cours du dernier siècle et sont donc mieux connus. La date de ces événements, entre autres, peut être estimée par l'examen de photographies aériennes du secteur (tableau 3.1). Le glissement de Yamaska en 1974 est situé à un peu plus de 25 km au nord de Saint-Jude (figure 1.1). Il mesure un peu plus de 100 m de large, présente une distance de rétrogression³ d'au plus 30 m et a emporté deux maisons et la route 132. Une personne a également perdu la vie lors de l'événement. Toujours le long de la rivière Yamaska, une coulée argileuse est survenue en 1945 sur le territoire de Saint-Louis, un peu plus près de Saint-Jude (figure 1.1). Elle a rétrogressé d'environ 250 m, emportant quelques bâtiments de ferme et le rang du Bord de l'eau sur une longueur de près de 200 m. Sur la couverture de photographies aériennes de 1931 (tableau 3.1), trois cicatrices d'étalements latéraux sont visibles, deux le long d'affluents à l'est, et l'autre le long d'un affluent à l'ouest de la rivière Salvail, près du village de Saint-Jude (carte hors texte). Sur ces photographies, les cicatrices montrent des tranches de sols peu altérées, indiquant que les glissements étaient alors récents. La cicatrice à l'ouest de la rivière montre même un lac de retenue en amont des débris, indiquant que l'événement s'est vraisemblablement produit l'année précédente. Par ailleurs, ces cicatrices présentent des distances de rétrogres-

sion d'environ 75 à 150 m et mesurent de 200 à plus de 500 m de largeur. Deux autres étalements latéraux sont survenus à environ 1,5 km du site étudié (carte hors texte), le long du ruisseau qui suit la route Bougchemin, à Saint-Louis, et qui vient se jeter dans la rivière Salvail. Ils se sont produits l'un en face de l'autre, à quelques années d'intervalle. Le premier, survenu entre 1957 et 1960, a une largeur d'environ 150 m et une distance de rétrogression de 70 m. Le second, qui paraît récent sur les photographies aériennes de 1964 (tableau 3.1), mesure 230 m de largeur et la distance de rétrogression est de 60 m. Heureusement, ces deux glissements n'ont touché aucun bâtiment ni aucune route. Enfin, une coulée argileuse s'est produite en 1954 le long de la rivière Salvail, à un peu plus de 1 km au sud-ouest du glissement de mai 2010 (carte hors texte). Elle présente une distance de rétrogression de 97 m et le chemin du rang Salvail Nord avait alors été emporté sur plus de 100 m.

Sur la base de ces observations, on peut estimer que la fréquence des glissements de terrain fortement rétrogressifs pour le bassin de la rivière Salvail a été approximativement de un par décennie pendant la période de 1930 à 1970. Cependant, la fréquence a diminué depuis 1974, puisqu'il n'y a pas eu d'autre glissement fortement rétrogressif dans la région de 1974 à 2010.

4.5.2 Glissements faiblement ou non rétrogressifs

Des glissements de terrain faiblement ou non rétrogressifs sont également très fréquents dans le secteur. Ces glissements peuvent être superficiels, n'impliquant qu'une mince couche de sol, ou rotationnels, avec une surface de rupture plus ou moins profonde. Les glissements rotationnels avec des surfaces de ruptures relativement profondes soulèvent le fond de la rivière. Un glissement de ce type s'est produit en 2000 à Saint-Louis, emportant une culée du pont qui enjambe la rivière Salvail sur le chemin Bourgchemin (figure 4.1 et carte hors texte). L'examen des photographies aériennes disponibles pour la région révèle que l'activité de glissement dans le bassin de la rivière Salvail est élevée : au cours des 60 dernières années, il s'y est produit en moyenne trois glissements faiblement ou non rétrogressifs par année. Ils

³ La « distance de rétrogression » est la longueur dans l'axe du mouvement de terrain, mesurée entre l'ancien sommet de talus et l'escarpement arrière de la cicatrice du glissement.

se produisent dans les pentes dont la hauteur est supérieure à 6 m, tout le long de la rivière Salvail et dans la plupart de ses affluents, principalement dans les méandres où l'érosion est importante (figure 4.2).



Figure 4.1 Photographie du glissement qui affecta le pont de la route Bourchemin qui enjambe la rivière Salvail près de son embouchure.



Figure 4.2 Photographie d'un glissement associé à un point d'érosion au niveau d'un méandre de la rivière Salvail.

4.6 Zones exposées aux glissements de terrain

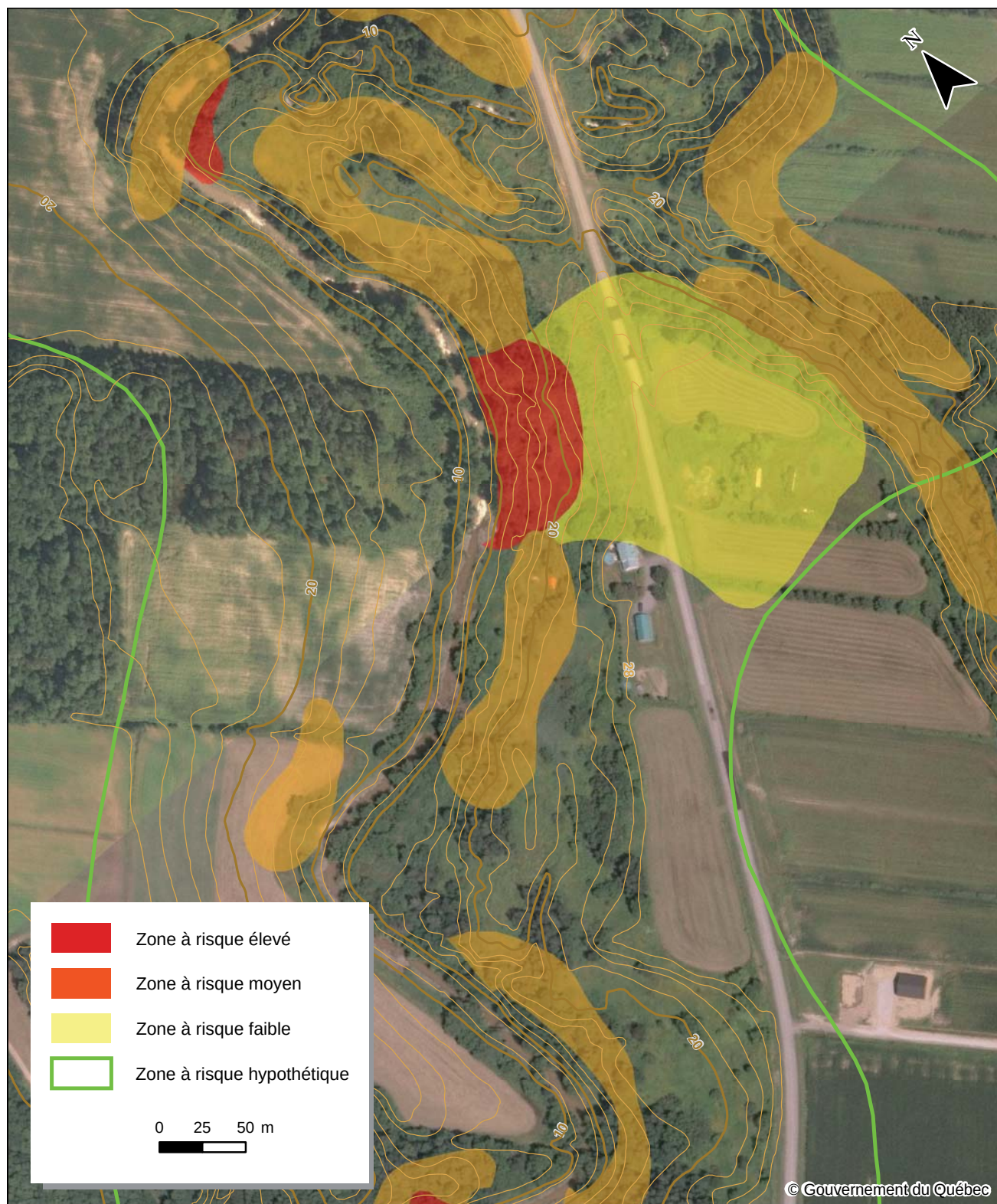
La carte des zones exposées aux glissements de terrain du rapport de Rissmann et coll. (1985) du MRNF indique de nombreuses autres cicatrices de glissements fortement rétrogressifs. Cette cartographie a été réalisée à la fin des années 70. Tel que le décrit ce rapport, la presque totalité des versants de la rivière Salvail, à partir du village jusqu'à son embouchure sur la rivière Yamaska, présente des cicatrices d'anciens glissements de terrain fortement rétrogressifs. Cette cartographie des cicatrices a été raffinée avec les données du lidar aéroporté de 2010. Ce nouveau levé lidar a permis d'observer et de bien délimiter les cicatrices qui ont été reportées sur la carte hors texte. Cependant, les limites de certaines d'entre elles sont difficilement identifiables parce que les terres ont été

aménagées et adoucies par l'activité agricole. Aussi, à certains endroits, les cicatrices se recoupent et il est alors difficile de les distinguer les unes des autres.

Les zones exposées aux glissements de terrain, (figure 4.3) indiquées sur la carte du MRNF, sont définies selon les caractéristiques géomorphologiques et géotechniques du sol. Ces zones sont de quatre types :

- les zones appelées « à risque élevé » sont des secteurs où la probabilité d'avoir des glissements de terrain, de type rotationnel ou superficiel, est plus élevée. Ces glissements de terrain peuvent survenir dans des pentes fortes (25° et plus), où des signes d'instabilité ont été observés lors de la cartographie. Ces talus sont généralement exposés à l'érosion;
- les zones appelées « à risque moyen » sont des secteurs où la probabilité d'avoir des glissements de terrain, de type rotationnel ou superficiel, est modérée. Elles correspondent aux talus à pentes fortes (25° et plus) ou modérées (14° à 25°) qui pourraient subir des glissements de terrain, mais où aucun signe d'instabilité n'a été observé au moment de la cartographie. Généralement, ces talus ne sont pas soumis à l'érosion;
- les zones appelées « à risque faible » sont des secteurs qui sont susceptibles de subir des glissements de terrain fortement rétrogressifs et correspondent à des bandes de terrain situées à l'arrière de zones « à risque élevé ». Comme les grands glissements de terrain surviennent beaucoup plus rarement, leur probabilité d'occurrence est donc faible;
- enfin, les zones appelées « à risque hypothétique » concernent des secteurs susceptibles de subir un glissement fortement rétrogressif à cause de conditions naturelles exceptionnelles à cet endroit (p. ex., lors d'un fort séisme ou lors d'événements météorologiques exceptionnels). La probabilité de tels événements est donc jugée extrêmement faible.

Les quatre types de zones se trouvent dans le secteur touché par le glissement de mai 2010. La maison qui a été emportée par le glissement de terrain de 2010 se trouvait à la limite d'une zone identifiée « à risque faible » sur les cartes du MRNF (figure 4.3).



Q09029 689 Q09028 663

Figure 4.3 Carte montrant le zonage du MRNF au voisinage du glissement de 2010.

4.7 Récapitulation du chapitre 4

Ce chapitre a permis d'établir les faits suivants :

- selon le rapport de Rissmann et coll. (1985) du MRNF, la topographie du roc est marquée par une vallée préglaciaire qui se situe sous l'axe de la rivière Salvail et qui se prolonge au nord-est sous la rivière Yamaska. Cette dépression du roc entraîne une plus grande épaisseur de sédiments argileux au droit de la rivière Salvail;
- l'analyse des données climatiques et hydrologiques montre que, pour l'année antérieure au glissement, les conditions étaient près des normales et même que les six derniers mois étaient sous la normale. Ces conditions n'étaient donc pas exceptionnelles;
- l'analyse des données disponibles montre l'abondance d'anciennes cicatrices de glissements fortement rétrogressifs, avec une concentration particulière le long de la vallée préglaciaire, en aval de la rivière Yamaska, près de Saint-Louis et de Saint-Jude, ainsi que le long de la rivière Salvail;
- sur la base de l'analyse des photographies aériennes depuis 1931, la fréquence des glissements de terrain fortement rétrogressifs pour le bassin de la rivière Salvail a été approximativement de un par décennie pour la période de 1930 à 1970. Cependant, elle a diminué depuis, puisqu'il n'y a pas eu d'autre glissement fortement rétrogressif dans la région depuis 1974 mis à part celui de mai 2010;
- la maison qui a été emportée par le glissement de terrain de 2010 se trouvait à la limite d'une zone identifiée « à risque faible » sur les cartes du MRNF de 1985 (figure 4.3).

CHAPITRE 5

Caractérisation du talus avant rupture

Ce chapitre résume les observations concernant la morphologie du talus avant le glissement.

5.1 Géomorphologie

Le segment de rivière touché par le glissement de terrain se présentait antérieurement sous la forme d'un méandre très ouvert, dont la longueur faisait environ 430 m, avec une amplitude de 150 m (figure 3.2). Selon les observations faites à une cinquantaine de mètres en aval du glissement (figure 5.1) et les mesures effectuées sur l'orthophotographie de 2009 (figure 3.2), la section d'écoulement de la rivière à l'endroit du glissement devait mesurer environ 15 m de largeur. Les berges, qui étaient très marquées par l'érosion, avaient une hauteur d'environ 4 m et un angle pouvant varier de 45° à 70°, en fonction du degré d'érosion. Selon le MNT, le fond de la rivière à cet endroit se trouvait à une élévation d'environ 6 m. D'après la trace brunâtre laissée par la vase, visible sur la figure 5.1, nous estimons que la hauteur d'eau au moment du glissement devait être d'environ 1 m.

D'après le MNT, l'élévation du plateau juste derrière le sommet du talus est d'environ 28 m. Du fond de la rivière jusqu'au plateau, le talus avait donc une hauteur totale de 22 m. La topographie du talus avant le glissement de terrain a été estimée à partir des courbes hypsométriques présentées dans la figure 3.2. Ces dernières montrent que, le talus était de façon générale de forme convexe, avec une inclinaison moyenne, à l'exception de l'encoche d'érosion à la base, qui variait de 14° à 16° dans les portions centrale et aval de la zone touchée. Une valeur aussi faible que 12° a été observée dans la

partie amont, principalement à cause d'un replat situé aux deux tiers de la hauteur du talus (figure 3.2). De façon générale, sur toute la largeur du talus qui a glissé, l'inclinaison de la moitié inférieure du talus était légèrement supérieure à l'inclinaison moyenne, certains segments de pente pouvant atteindre jusqu'à environ 20° sur une dizaine de mètres de hauteur. La portion de talus présentant une combinaison hauteur et inclinaison moyenne maximale se trouvait derrière la résidence, où un petit remblai avait été aménagé en sommet (figure 3.2). À cet endroit, le segment de pente entre le sommet du talus et la berge de la rivière était pratiquement rectiligne (figure 5.2), avec une inclinaison moyenne d'environ 16°, ce qui peut être qualifié de pente modérée par rapport au contexte régional.



Figure 5.1 Photographie du lit asséché de la rivière Salvail, prise vers l'aval, à une cinquantaine de mètres en aval du glissement.

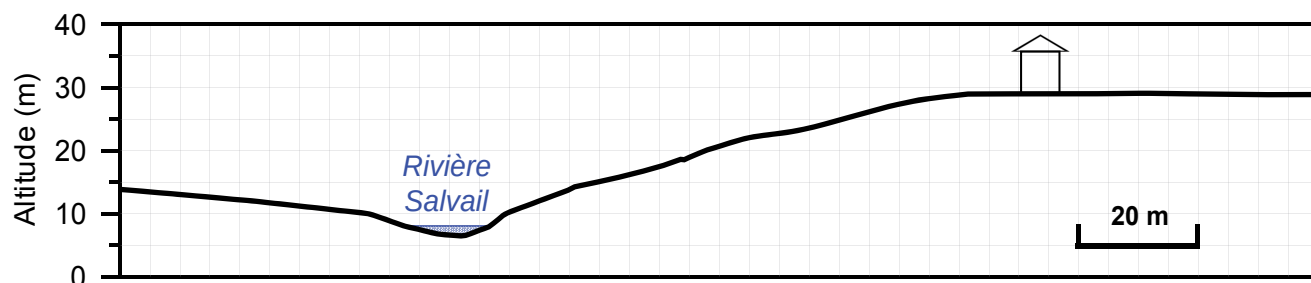


Figure 5.2 Profil topographique du talus derrière la maison, selon l'hypsométrie générée à partir des photographies aériennes de 2004.

5.2 Analyse des photographies aériennes

Les paragraphes suivants résument l'analyse faite à partir des photographies aériennes qui sont listées dans le tableau 3.1. Cet examen, qui couvre les 60 dernières années, vise principalement à établir l'évolution du talus au droit du glissement de terrain.

De 1950 à 1964, il ne semble pas y avoir eu de changement notable de la géométrie du talus et de l'occupation du terrain. Les deux séries de photographies indiquent une bâtisse carrée située à quelques mètres du sommet de talus, localisée approximativement au même endroit où était la résidence de la famille Préfontaine. Aussi, des bâtiments de ferme et un étang d'une quinzaine de mètres de diamètre sont localisés de l'autre côté de la route, à une cinquantaine de mètres à l'est de la bâtisse carrée.

Sur la photo de 1964 (figure 5.3 a), on observe que la surface du talus est en creux et bosses, ce qui indique la présence de débris d'anciens glissements de terrain partout dans le talus. Les couronnes de ces anciens glissements délimitent le sommet du talus. On note aussi deux décrochements postérieurs aux anciennes cicatrices. Ils ont remobilisé les débris de ces dernières sur une centaine de mètres le long de la berge, au pied de l'extrémité nord du talus.

De 1964 à 1980 (figure 5.3 a et b), une annexe a été ajoutée à la bâtisse carrée et une piscine ou un étang rond a été aménagé sur le côté sud de la bâtisse, à environ 5 m du sommet du talus. La géométrie du sommet de la moitié nord du talus a été modifiée par des travaux de terrassement. On note le déversement de matériaux de remblais associé à ces travaux dans la moitié supérieure du talus. La zone affectée par ces

travaux couvre une centaine de mètres de longueur le long de la route, par une trentaine de mètres de largeur vers la rivière. Aussi, au pied du secteur remblayé, on observe sur les photos de 1980 que l'un des décrochements indiqués sur les photos de 1964 s'est réactivé et agrandi pour former un glissement de terrain d'une quarantaine de mètres de largeur, impliquant approximativement les deux tiers de la hauteur du talus (figure 5.3 a et b). Deux autres petits décrochements alors récents, d'une dizaine de mètres de largeur le long de la berge, sont aussi visibles plus en amont du glissement de 1980.

Sur les photographies de 1994, il ne semble pas y avoir eu de changement majeur sur la berge depuis 1980. Toutefois, on note que la bande de terrain au sommet du talus derrière la bâtisse carrée s'est agrandie d'une dizaine de mètres vers la rivière à cause du déversement de matériaux de remblais.

Sur les photographies de 1997, la bâtisse carrée située au sommet du talus a été remplacée par la résidence de la famille Préfontaine. Deux nouveaux petits décrochements d'une dizaine de mètres de longueur chacun sont visibles au pied du talus, directement derrière la résidence (figure 5.3 c). Ils concernent approximativement les quatre premiers mètres à la base du talus.

Sur les photographies de 2004, une piscine hors terre a été ajoutée à l'arrière de la résidence. Cette piscine est située sur la partie remblayée, à environ 5 m du sommet du talus. Sur la berge, on note l'apparition de petits décrochements additionnels sur une vingtaine de mètres de longueur, directement en aval des décrochements observés en 1997. Ils touchent approximativement les quatre premiers mètres à la base du talus.

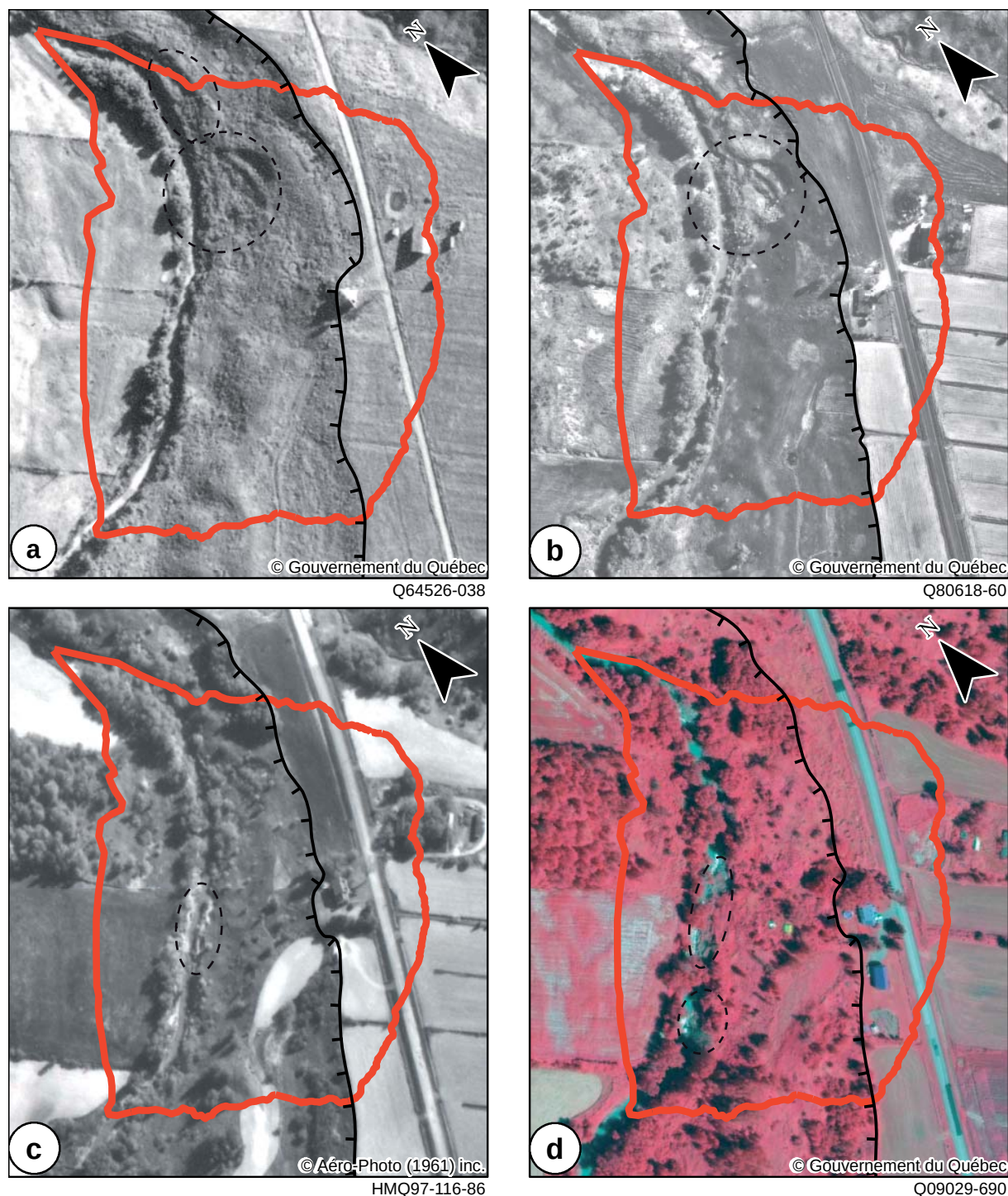


Figure 5.3 Extraits des photographies aériennes, en a) de 1964, en b) de 1980, en c) de 1997, et en d) de 2009. Le numéro de la photographie est indiqué dans le coin inférieur droit de chaque photo. La ligne rouge indique le pourtour du glissement de 2010 et la ligne noire, avec tirets vers le bas, indique la position approximative du sommet de talus. Les zones encerclées d'une ligne tiretée noire montrent des décrochements dans la portion inférieure du talus. Photographies Q64526-038, Q80618-60 et Q09029-690 : © Gouvernement du Québec. Photographie HMQ97-116-86: © Aérophoto (Géomathèque).

Sur les photographies de 2009 (figure 5.3 d), l'étang et les bâtiments de ferme situés de l'autre côté de la route ont disparu. À une trentaine de mètres au sud-ouest de la résidence, on note un nouveau garage qui a été construit depuis 2004, à une dizaine de mètres et parallèlement au sommet du talus. Sur la berge, les petits décrochements observés sur les photographies antérieures se sont agrandis. Ils ont déstabilisé les six premiers mètres à la base du talus sur environ 75 m de longueur le long de la berge (figure 5.4). Aussi, les débris de ces décrochements semblent bloquer la rivière sur la moitié de sa largeur. Finalement, à une trentaine de mètres plus en amont, on note l'apparition d'un autre décrochement de la berge sur une vingtaine de mètres de longueur qui touche approximativement les quatre premiers mètres à la base du talus.



Figure 5.4 Agrandissement de la photographie aérienne d'août 2009 d'un secteur instable en pied de talus.

L'examen des photographies aériennes montre donc que la berge a subi des décrochements et de petits glissements de façon constante de 1997 à 2009. Cette berge était donc soumise depuis longtemps à un processus de dégradation qui diminuait progressivement sa stabilité.

5.3 Caractérisation géotechnique des matériaux

Préalablement aux forages, les sondages au piézocône C32100 et C32092, et les sondages au scissomètre de chantier de type Nilcon S32100 et S32092, ont permis de compléter l'information sur les propriétés de résistance non drainée du sol en place et sur la stratigraphie. Ils ont aussi permis de planifier la séquence d'échantillonnage des forages (tableau 3.2).

Les forages F32092 et F32100, indiqués dans la figure 3.1, ont été réalisés à l'extérieur de la zone du glissement de terrain. Ces deux forages ont atteint des profondeurs respectives de 28,5 m et 43,9 m. Des échantillons de sol intact y ont été prélevés afin de déterminer les propriétés géotechniques des sols argileux et d'évaluer la variabilité de ces propriétés par des essais en laboratoire.

Le forage F32092 a été réalisé sur le plateau, environ 60 m à l'arrière de la cicatrice du glissement (figure 3.1). Soixante-quatre échantillons ont été prélevés dans trois trous de forage espacés d'environ 1 m. Cette façon de faire a permis de minimiser le remaniement tout en obtenant des échantillons pratiquement en continu sur toute la colonne de sol impliquée dans le glissement, de 2,3 m jusqu'à 28,5 m de profondeur (25,6 m à -0,5 m d'élévation), soit jusqu'à environ 6,5 m sous l'élévation du lit de la rivière.

Le forage F32100 a été réalisé au sommet du talus à environ 90 m au sud de la cicatrice du glissement (figure 3.1). Vingt-six échantillons ont été prélevés de 4 m à 44 m de profondeur (24,0 m à -16 m d'élévation) pour définir et caractériser les différentes unités rencontrées sur toute l'épaisseur des dépôts meubles, de la surface jusqu'au socle rocheux. Le roc a été échantillonné en fin de forage sur une course de 1,5 m à l'aide d'un carottier de type NQ pour confirmer la nature du refus à l'enfoncement des tiges de forage.

Tous les sondages ont servi à caractériser les propriétés des différentes couches de sol. Les principales caractéristiques géotechniques ont été résumées dans le tableau 5.1 et discutées de façon générale dans les paragraphes suivants.

TABEAU 5.1 CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES UNITÉS STRATIGRAPHIQUES.

Unité	Prof ^a m	Description abrégée	% argile	w %	w _P %	w _L %	I _L	s _u (kPa)	σ' _p (kPa)	γ ^b kN/m ³
A	0-3.8	Croûte sableuse devenant silteuse vers 2 m de prof.	-	24-78	-	24	-	50-165	250-400	18.6
B	3.8-26	Argile, un peu de silt, traces de sable	50-80	65	26	35-63	2.0-1.0	25-65	100-250	16.0
C	26-31	Argile silteuse devenant silt et argile vers 28 m de prof.	54	40-70	19-30	46-64	1.0-0.7	50-107	180-310	16.8
D ^c	31-37	Silt argileux un peu de sable, traces de gravier	33	16	19	29	0.5	40-150	-	19.3
E ^c	37-42.6	Silt sableux avec un peu d'argile et traces de gravier devenant gravier sableux et silteux avec la prof.	4-20	11	17	23	-	-	-	20.7
R	42.6 et +	Shales rouges et grès	-	-	-	-	-	-	-	-

a Les profondeurs font référence au forage F32100

b Calculé à partir de la teneur en eau

c Les unités D et E sont décrites d'après les données du forage F32100 et F32140.

5.3.1 Profils géotechniques

Les profils géotechniques détaillés des deux forages F32092 et F32100 sont présentés dans les figures A.3 et A.4 en annexe. Chaque figure présente les propriétés suivantes des sols en fonction de la profondeur et de l'élévation : la description des unités, la résistance en pointe corrigée (q_t) et la pression interstitielle (u) mesurée au-dessus de la pointe du piézocône, les pourcentages de particules d'argile ($< 2 \mu\text{m}$), de silt (de $2 \mu\text{m}$ à $80 \mu\text{m}$), de sable (de $80 \mu\text{m}$ à 5mm) et de gravier (de 5mm à 80mm), la teneur en eau du sol (w) et les limites de consistance (limite de plasticité w_P et limite de liquidité w_L), l'indice de plasticité (I_P), l'indice de liquidité du sol (I_L) et la salinité de l'eau interstitielle du sol (F32092). Les résistances au cisaillement du sol intact obtenues des scissomètres de chantier (s_{UV}) et du piézocône (s_{ucptu}) selon l'équation suivante :

$$s_{ucptu} = (q_t - \sigma_v) / N_{kt} \quad (5.1)$$

où $N_{kt} = 13,5$ et σ_v est la contrainte verticale totale. La résistance au cisaillement non drainée a été mesurée en laboratoire au cône suédois sur le sol intact

(s_{uc}) et remanié (s_{rc}). Seul s_{uc} a été mis en graphique puisque le I_L est déjà indiqué et qu'il permet d'estimer adéquatement s_{rc} avec l'équation suivante, tirée de Leroueil et coll. (1983):

$$s_{rc} = 1 / (I_L - 0,21)^2 \quad (5.2)$$

Finalement, la contrainte de préconsolidation (σ'_p), mesurée à l'œdomètre à différentes profondeurs, et celle estimée à partir du piézocône selon l'équation suivante :

$$\sigma'_{p_{cptu}} = (q_t - \sigma_v) / N_{\sigma_t} \quad (5.3)$$

où $N_{\sigma_t} = 3,3$, y sont aussi indiquées. Les profils de contrainte effective verticale (σ'_v), calculée avec la pression interstitielle u_{Z32146} observée au nid de piézomètres Z32146 (figure A.5) pour le forage F32092 (figure A.3), ainsi que σ'_v calculée avec u_{Z32100} observée au nid de piézomètres Z32100 (figure A.5) pour le forage F32100 (figure A.4), y sont aussi tracées. Enfin, le rapport de surconsolidation (OCR) qui se définit selon l'équation suivante :

$$OCR = \sigma'_p / \sigma'_v \quad (5.4)$$

a été indiqué aux profondeurs où des essais œdométriques ont été réalisés.

5.3.2 Définition des unités

Basée sur l'analyse des résultats de laboratoire et des sondages sur le terrain, la colonne stratigraphique a été subdivisée en six unités (six couches de sol) qui sont décrites dans les paragraphes suivants, en partant de la surface jusqu'au socle rocheux. Les critères retenus pour distinguer ces unités sont principalement basés sur les profils obtenus des sondages au piézocône, de la description visuelle en laboratoire des carottes de sol, de l'analyse granulométrique et des limites de consistance. Bien que l'analyse des deux forages donne des résultats pratiquement identiques pour chaque unité, l'élévation des interfaces de ces dernières diffère de 2 m d'un sondage à l'autre, ce qui correspond à un très léger pendage des couches d'environ 1° vers la rivière Salvail. Aux fins de simplification, les profondeurs et les élévations des unités présentées dans cette section correspondent à celles présentées dans le forage F32100 (figure A.4).

Unité A : Couche sablo-silteuse brunâtre à grisâtre, de 0 m à 3,8 m de profondeur (28 m à 24,2 m en élévation).

Cette unité forme approximativement les quatre (3,8) premiers mètres au sommet de la colonne stratigraphique. Elle correspond à la couche de sol à la surface du terrain, brunâtre et fissurée (figure 5.5), observée notamment sur l'escarpement arrière du glissement de terrain (figures 2.2 et 2.8). L'observation de cette unité en laboratoire et sur le terrain indique qu'elle se compose d'une alternance de bandes sableuses et silteuses, avec un faible pourcentage d'argile. Les profils obtenus au piézocône (figures A.3 et A.4) permettent de bien définir l'épaisseur de cette unité, puisque la résistance en pointe corrigée (q_c) est généralement très élevée et très variable, avec des valeurs se situant de 500 kPa à 3 000 kPa, et la pression interstitielle (u) augmentant faiblement de 0 à 50 kPa. La teneur en eau (24% à 78 %) de même que la résistance non drainée du sol intact (50 kPa à 200 kPa) sont très variables. Il a été observé sur le terrain que cette unité est sableuse en surface devenant progressivement silteuse avec la profondeur.



Figure 5.5 Photographie d'une tranche de terrain dans les débris, montrant l'unité A (en gris brunâtre) surmontée de la fondation de la route.

Unité B : Argile avec un peu de silt, rubanée, ferme à raide, de 3,8 m à 26 m de profondeur (24,2 m à 2 m en élévation).

L'unité B débute à environ 3,8 m de profondeur et se termine à 26 m de profondeur. C'est elle qui a principalement été impliquée dans le glissement. Les photos en laboratoire et les données obtenues du scanographe, présentées dans la figure 5.6 montrent un échantillon représentatif de cette unité. La figure 5.7 montre une photo représentative de cette unité observée dans le glissement de terrain, à la base d'un bloc d'argile. Il s'agit d'une argile grise avec un peu de silt (environ 20 %), caractérisée par une alternance de bandes gris pâle et foncé de quelques centimètres d'épaisseur, que l'on désigne par le terme « rubané », contenant des traces de sable ainsi que de nombreux lits noirs. Quelques coquillages ont aussi été observés. Le rubanement devient plus fin et les taches noires plus dispersées vers 25 m de profondeur. La résistance au cisaillement non drainée augmente linéairement avec la profondeur, de 25 kPa au sommet de l'unité à 65 kPa à sa base (figures A.3 et A.4). La sensibilité (S_t) qui se définit selon l'équation suivante :

$$S_t = s_{uc} / s_{rc} \quad (5.5)$$

décroît avec la profondeur, d'une valeur d'environ 80 au sommet de l'unité jusqu'à environ 30 à la base. La consistance à l'état intact passe donc de ferme à raide et la sensibilité⁴, passe de très élevée à moyenne

⁴ Selon les échelles de consistance et de sensibilité définies dans le *Canadian foundation engineering manual*, 4th édition, version de 2006.

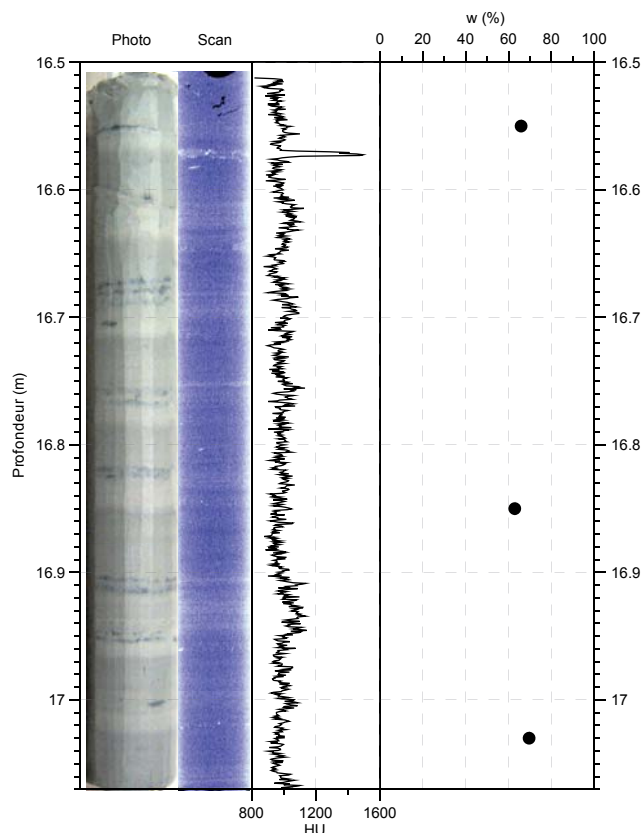


Figure 5.6 Photographie en laboratoire, valeur de H_u obtenue au CAT-scan et teneur en eau, typiques du sol de l'unité B. Échantillon prélevé entre 16.50 et 17.07 m de profondeur dans le forage F32092.



Figure 5.7 Photographie d'un morceau d'argile rubanée de l'unité B dans les débris.

avec la profondeur. La contrainte de préconsolidation (σ'_p) passe de 100 kPa au sommet de l'unité à 260 kPa à sa base. Le degré de surconsolidation du sol (OCR), calculé à partir des essais œdométriques du forage F32092, varie de 1,9 au sommet à 1,2 à la base. À 16,83 m de profondeur, le coefficient de perméabilité (k) mesuré à l'œdomètre est de $8,9 \times 10^{-10}$ m/s. La teneur en eau est en moyenne de 65 %, avec une variabilité de ± 15 % et une légère tendance à la diminution avec la profondeur. L'indice de plasticité est en moyenne de 32. L'indice de liquidité est de 2,0 au sommet de l'unité et diminue graduellement jusqu'à 1,0 m vers 22 m de profondeur. De telles valeurs indiquent que, lorsque cette argile est à l'état remanié, elle peut avoir une consistance qui varie de celle d'un liquide très visqueux ($1,5 < I_L < 2,0$) à celle d'une pâte facilement malléable ($1,1 < I_L < 1,5$). La salinité de l'eau interstitielle a été obtenue par mesure de la conductivité électrique sur des échantillons du sondage F32092 (figure A.3). Les valeurs varient inversement par rapport à l'indice de liquidité, de 1 g/l au sommet de l'unité à 5 g/l à sa base. Cette unité correspond à la partie supérieure des sédiments argileux associés à la mer de Champlain, tel que le mentionnent Rissmann et coll. (1985). L'ensemble des autres sondages et forages réalisés tout le long de la rivière Salvail montre que cette unité est remarquablement homogène sur l'ensemble du territoire de la municipalité et que les variations latérales des propriétés sont généralement minimales.

Unité C : Argile silteuse, raide à très raide, de 26 m à 31 m de profondeur (2 m à -3 m en élévation).

Cette unité se caractérise principalement par une résistance qui oscille avec la profondeur et par une teneur en eau ainsi qu'un indice de plasticité qui diminuent avec la profondeur. De 26 m à 27 m de profondeur, la résistance au cisaillement non drainée augmente rapidement de 70 kPa à 107 kPa (consistance raide à très raide). Elle diminue par la suite jusqu'à 50 kPa à 28 m de profondeur et remonte jusqu'à 77 kPa à 29,5 m de profondeur pour finalement redescendre à environ 50 kPa à 31 m de profondeur. L'observation des échantillons prélevés dans cette unité montre qu'elle est constituée de quatre différentes couches d'argile et qu'elle devient plus silteuse avec la profondeur. De 26,5 m à 28 m de profondeur, on distingue une argile silteuse grise avec des nodules d'argile plus foncée et quelques coquillages, interli-

tée de deux couches d'argile silteuse rosée avec des nodules d'argile gris foncé à 26,9 m et à 27,1 m de profondeur. Une couche d'argile silteuse grise avec beaucoup de taches noires de sulfure est présente de 28 m à 28,7 m de profondeur. Cette unité se termine par une couche de silt et d'argile grise, alternant avec de minces lits de sable ou de silt, contenant quelques traces de sulfure et des coquillages. La teneur en eau du sol passe de 65 % à 75 % de 26,5 m à 27 m de profondeur et diminue jusqu'à environ 45 % vers 31 m de profondeur. L'indice de liquidité est près de 1,0 jusqu'à environ 29 m puis diminue à 0,7. La sensibilité de cette unité varie de 20 à 45. Cette unité est donc constituée de couches d'argiles silteuses raides à très raides, ayant une sensibilité variant d'élevée à moyenne selon les endroits. Cette unité pourrait correspondre à la base des sédiments argileux associés à la mer de Champlain, tel que le mentionnent Rissmann et coll. (1985). Le pic de résistance observé dans les profils au piézocône est très caractéristique de cette unité et se rencontre partout sur le territoire. Il peut ainsi servir de couche repère à l'échelle régionale.

Unité D : Silt argileux, de 31 m à 37 m de profondeur (–3 m à –9 m en élévation).

La résistance au cisaillement non drainée de cette unité est très variable. Elle passe de 50 kPa à 100 kPa de 31 m à 34,5 m de profondeur, puis elle diminue à 40 kPa de 34,5 m à 35,5 m de profondeur dans une couche d'argile grise de sensibilité très élevée ($I_L = 1,6$ $S_t = 80$). Elle augmente par la suite à 150 kPa de 35,5 m à 36,0 m de profondeur, pour diminuer de nouveau à 40 kPa à 36,6 m de profondeur. Mis à part le lit d'argile très sensible rencontré à environ 35,5 m de profondeur, cette unité est principalement constituée d'un silt argileux gris-brunâtre, devenant avec la profondeur plus sableux et comportant des traces de gravier. La teneur en eau varie de 25 % à 15 % et l'indice de plasticité diminue jusqu'aux environs de 9. À 33,28 m de profondeur, le coefficient de perméabilité (k) mesuré à l'œdomètre est de $5,5 \times 10^{-10}$ m/s. Cette unité est très variable régionalement, tant en épaisseur totale que par son profil de résistance détecté au piézocône. Avec ce dernier, il arrive régulièrement d'obtenir un refus à la pénétration dans cette couche.

Unité E : Silt sableux avec un peu d'argile et traces de gravier, très dense, de 37 à 42,6 m de profondeur (de –9 m à –14,6 m en élévation).

Cette unité n'a jamais pu être pénétrée ni par le piézocône ni par l'échantillonneur à piston. L'échantillonnage s'est fait à la cuillère fendue. L'indice « N » est supérieur à 50 (coups/30 cm de pénétration), ce qui équivaut à une compacité⁵ très dense. La granulométrie de cette unité devient de plus en plus grossière avec la profondeur, passant d'un silt sableux avec un peu d'argile à un gravier sableux et silteux. La teneur en eau varie de 13 % à 8 %. Cette unité correspond à un till.

Unité R : Socle rocheux, atteint à 42,6 m de profondeur (à –14,6 m en élévation).

Le socle rocheux a été carotté sur une course d'environ 1,5 m de longueur. L'indice de qualité du rocher⁶ (RQD) était de 0 (très mauvaise), puisque seuls quelques fragments de grès de quelques centimètres de longueur avec un peu de schiste rouge collé aux fragments ont pu être récupérés. L'eau de lavage du forage était rouge lors du carottage, ce qui laisse croire que le shale était de mauvaise qualité et qu'il se désagrégeait presque complètement au passage du carottier. Cette lithologie correspond à la formation de Bécancour, indiquée sur la carte de Globensky (1987) pour le secteur de la rivière Salvail comme étant un shale rouge avec des interlits de grès vert et de siltstones.

5.4 Hydrogéologie du talus

Des nids de piézomètres avaient été installés à l'automne 2004 près du fond de la vallée de la rivière Salvail afin d'accumuler des données piézométriques en vue d'une éventuelle révision de la cartographie des secteurs exposés aux mouvements de terrain. Les données ont été relevées de 2004 à 2010. Cependant, les piézomètres pneumatiques avaient cessé de fonctionner adéquatement depuis 2008. Ces nids portent les numéros Z32081, Z32082 et Z3283 et sont tous situés en amont du glissement de terrain de 2010 (voir carte hors texte). Le nid le plus près est le Z32081, situé à 250 m du glissement, à une élévation de 13 m. Au droit de ce dernier, le potentiel hydraulique dans le till à la base du dépôt (élévation –10 m) a varié selon les saisons entre les élévations 20 m et 21,5 m. Les va-

⁵ Selon l'échelle de compacité définie dans le *Canadian foundation engineering manual*, 4th édition, version de 2006.

⁶ Selon l'échelle de qualité du rocher définie dans le *Canadian foundation engineering manual*, 4th édition, version de 2006.

leurs des pressions mesurées représentent donc une colonne d'eau artésienne d'environ 15 m par rapport au fond de la vallée et d'environ 8 m par rapport au terrain naturel où sont installés les piézomètres. La figure 5.8 donne un exemple des conditions artésiennes rencontrées au niveau du till lors des forages près du fond de la vallée. Des valeurs de pressions d'eau similaires ont été observées au droit des nids Z32082 et Z32083.

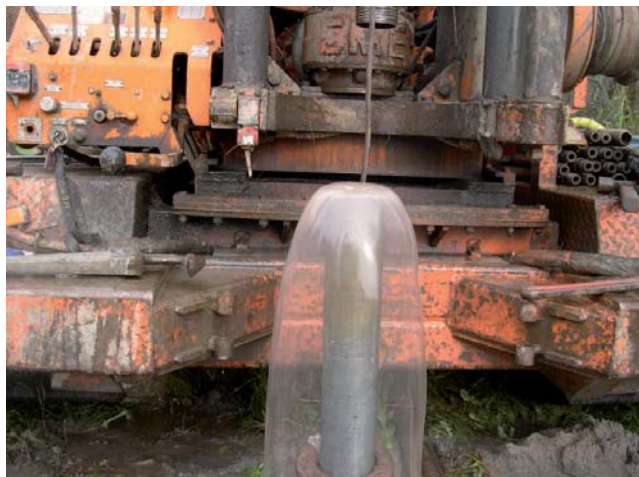


Figure 5.8 Eau jaillissante observée lors d'un forage jusqu'au till, en pied de talus.

Les conditions hydrogéologiques au site du glissement ont été caractérisées à partir des nids de piézomètres Z32100, Z32145 et Z32146, installés au cours de l'été et de l'automne 2010, et localisés de 100 m à 165 m en amont du glissement (figure 3.1). L'emplacement des piézomètres a été choisi, car il présentait une topographie et une stratigraphie semblables à celles du site où s'est produit le glissement de mai 2010. La figure A.5 montre une coupe géologique du talus selon les données hypsométriques de 2004, à l'emplacement des piézomètres, tracée dans les figures 3.1 et 3.2. La position des nids, la profondeur des pointes des piézomètres et la valeur de leur charge hydraulique sont aussi indiquées sur la coupe à la figure A-5. De plus, la stratigraphie des sols, selon les six unités décrites précédemment y est aussi indiquée afin de visualiser dans quelle unité stratigraphique ont été installés les piézomètres. Toutes les mesures effectuées ainsi que les caractéristiques de chaque piézomètre sont présentées dans le tableau A-1.

Les relevés des niveaux d'eau dans les piézomètres ont été effectués depuis leur installation et le seront régulièrement au cours des prochains mois afin d'enregis-

trer les variations des conditions souterraines d'eau sur une année. Les valeurs mesurées dans les quelques semaines suivant l'installation des piézomètres n'ont pu être prises en considération puisque le niveau d'eau n'était pas encore stabilisé. Ainsi, seules les pires conditions automnales enregistrées en date des 23 et 24 novembre 2010 par les trois nids de piézomètres afin de connaître les conditions d'eau dans l'ensemble du talus à un moment précis ont été considérées.

Le nid de piézomètres Z32146 est situé à une centaine de mètres à l'arrière du sommet de talus, à environ 160 m au sud du glissement. Il fournit les conditions souterraines d'eau que l'on trouve sous le niveau de la plaine à l'élévation 28,4 m. Six piézomètres de type Casagrande et un puits d'observation ont été installés à cet endroit. Les valeurs de charge hydraulique totale de certains piézomètres représentatifs sont illustrées à la figure A.5. Les piézomètres installés dans l'unité B aux élévations 20,46 m et 4,41 m donnent respectivement des niveaux d'eau de 27,67 m et 25,63 m d'élévation ce qui correspond à un gradient hydraulique descendant de 0,13.

Le nid de piézomètres Z32100 est situé directement au sommet d'un talus situé à environ 100 m au sud du glissement (figure 3.1). L'élévation du terrain naturel à cet endroit est de 27,9 m. Six piézomètres de type Casagrande et un puits d'observation y ont été installés. Les valeurs de charge hydraulique totale de certains piézomètres représentatifs sont présentées à la figure A.5. Le niveau de la nappe observé dans la croûte argileuse (unité A) se situe à environ 1 m sous la surface du terrain. Les piézomètres installés dans l'unité B aux élévations 21,9 m et 7,85 m donnent respectivement des niveaux d'eau de 26,9 m et 23,31 m d'élévation ce qui correspond à un gradient hydraulique descendant de 0,26.

Le dernier nid de piézomètre, le Z32145, est situé à quelques mètres au-dessus du pied du talus, environ 170 m au sud du glissement. L'élévation du terrain naturel à cet endroit est d'environ 13,76 m. Cinq piézomètres pneumatiques et deux de type Casagrande y ont été installés. Les valeurs de charge hydraulique totale pour certains piézomètres représentatifs sont présentées dans la figure A.5. Les piézomètres installés dans le till sous l'unité D (élévation -10,44 m) et dans l'argile à la base de l'unité C (élévation -2,24 m) montrent respectivement des

niveaux d'eau de 18,32 m et de 15,81 m d'élévation, ce qui représente un gradient ascendant de 0,31.

L'ensemble de ces données permet de constater un gradient descendant au haut du talus et un gradient ascendant au pied du talus. La perte de charge de l'unité de till (unité E) entre le plateau et le centre de la vallée est d'environ 4 m sur 150 m, ce qui indique pour cette couche un faible écoulement horizontal vers la rivière ainsi que, possiblement, un faible écoulement régional vers l'aval de la rivière Yamaska. Les données illustrées dans la figure A.5 indiquent aussi que le potentiel hydraulique dans cette unité de till s'établirait au voisinage de l'élévation 18,3 m au droit de la rivière, ce qui représente une colonne d'eau artésienne de quelque 12,3 m au-dessus du lit de la rivière, et donc d'une dizaine de mètres au-dessus du niveau de la rivière (figure A.5). Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que celles obtenues au droit du nid Z32081. Cette pression d'eau importante vers le haut au pied du talus et sous le fond de la rivière confirme ce qui était appréhendé à la section 4.3 et sera utilisée pour modéliser les conditions de stabilité du talus au chapitre 7.

5.5 Récapitulation du chapitre 5

Ce chapitre a permis d'établir les faits suivants :

- la hauteur du talus qui a glissé était de 22 m. L'inclinaison moyenne, mesurée entre le pied et le sommet du talus, variait selon les endroits de 12° à 16°. De façon générale sur toute la largeur du talus qui a glissé, l'inclinaison de la moitié inférieure du talus était légèrement supérieure à l'inclinaison moyenne, certains segments de pente pouvant atteindre jusqu'à environ 20° sur une dizaine de mètres de hauteur;
- l'examen des photographies aériennes montre que la berge au pied du talus était soumise depuis longtemps à un processus de dégradation qui diminuait sa stabilité de façon progressive. Cette berge a subi des décrochements et de petits glissements de façon régulière depuis 1997. En 2009, l'agrandissement de petits glissements antérieurs semble avoir déstabilisé les six premiers mètres de la base du talus derrière la résidence, sur environ 75 m de longueur le long de la berge;

- les sols au droit du glissement sont principalement des argiles marines de la mer de Champlain. Ces sols montrent une uniformité remarquable le long de la rivière Salvail en ce qui a trait à leurs propriétés géotechniques. Ces dernières sont comparables aux propriétés des sols argileux que l'on trouve ailleurs dans les basses-terres du Saint-Laurent;

- l'analyse des données piézométriques permet de constater un gradient descendant au haut du talus et un gradient ascendant au pied du talus. Le potentiel hydraulique au droit de la rivière, dans l'unité de till sous le dépôt d'argile, s'établirait au voisinage de l'élévation 18,3 m, ce qui représente une colonne d'eau artésienne de quelque 12,3 m au-dessus du lit de la rivière. Cette valeur est du même ordre de grandeur que ce qui a été obtenu plus en amont au fond de la vallée, au droit des nids Z32081, Z32082 et Z32083.



CHAPITRE 6

Caractérisation du glissement de terrain

Ce chapitre concerne la description géométrique et morphologique du glissement de terrain, l'analyse du déplacement des débris et de ses conséquences et, finalement, les résultats obtenus lors de la caractérisation géotechnique des sols dans les débris, y compris la localisation du plan de rupture.

6.1 Description géométrique

Les dimensions du glissement de terrain ont été établies à partir des levés lidar et des photographies aériennes réalisés après le glissement, respectivement montrés dans les figures 6.1 et 6.2. Les résultats de l'analyse de ces deux figures sont présentés sous la forme d'une carte morphologique dans la figure A.6. Ces figures montrent que le glissement a emporté le talus situé sur la rive droite de la rivière Salvail, sur une distance d'environ 275 m, parallèlement au cours d'eau, sur une distance perpendiculaire au cours d'eau d'environ 150 m. Le glissement de terrain a emporté une bande de terrain d'environ 80 m en arrière du sommet du talus (figure A.6), ce qui équivaut à environ 3,6 fois la hauteur du talus. Selon la nomenclature utilisée au MTQ, ce glissement est qualifié de « fortement rétrogressif », car le recul au sommet correspond à plus de 40 m.

La figure A.6 ainsi que les coupes morphologiques détaillées montrées dans les figures A.7, A.8 et A.9, et indiquées dans la figure A.6, montrent que les débris se sont étalés en direction ouest, bloquant la rivière et chevauchant la rive opposée sur environ une soixantaine de mètres, sans vraiment s'écouler vers l'aval ou l'amont. La pente générale de la surface des débris, mesurée dans les figures A.7, A.8 et A.9, de la base de l'escarpement arrière au bout

des débris, varie de 2° à 3°. La superficie totale occupée par le glissement de terrain, calculée en numérisant dans la figure A.6 la surface comprise entre le front des débris, les escarpements latéraux et l'escarpement arrière est d'environ 5,35 ha (53 500 m²). La superficie du terrain qui a glissé, calculée en numérisant dans la figure A.6 la surface comprise entre la rive gauche de la rivière, les escarpements latéraux et l'escarpement arrière est d'environ 4,2 ha (42 000 m²). Les terrains situés au-delà de la rive gauche ont été recouverts de débris sur une superficie d'environ 1,15 ha (11 500 m²).

6.2 Description morphologique

Vue des airs (figures 6.1, 6.2, et 6.3), la morphologie des débris du glissement de terrain se caractérise par une succession de longues tranches de terrain déformées, disloquées et grossièrement orientées perpendiculairement à la direction du mouvement des débris. De façon générale, très peu de traces d'argile liquéfiée et extrudée ont été observées à la surface des débris. Cette morphologie, rappelant l'aspect d'une gigantesque empreinte de pouce sur photographie aérienne, est typique des glissements fortement rétrogressifs de type « étalement » (Cruden et Varnes, 1996). Le croquis de la figure 6.4 présente les caractéristiques généralement observées lors d'un étalement. Les glissements par étalement ne sont pas rares au Québec (Carson, 1979a et 1979b; Chagnon et coll. 1979; Demers et coll. 2000; Locat et coll., 2008; Ouehb, 2007; Fortin-Rhéaume, 2011). Ils forment avec les glissements de terrain de type « coulée argileuse », comme le cas de Saint-Jean-Vianney (Tavenas et coll., 1971; Potvin et coll., 2001), la famille des grands glissements fortement rétrogressifs que l'on trouve au Québec et

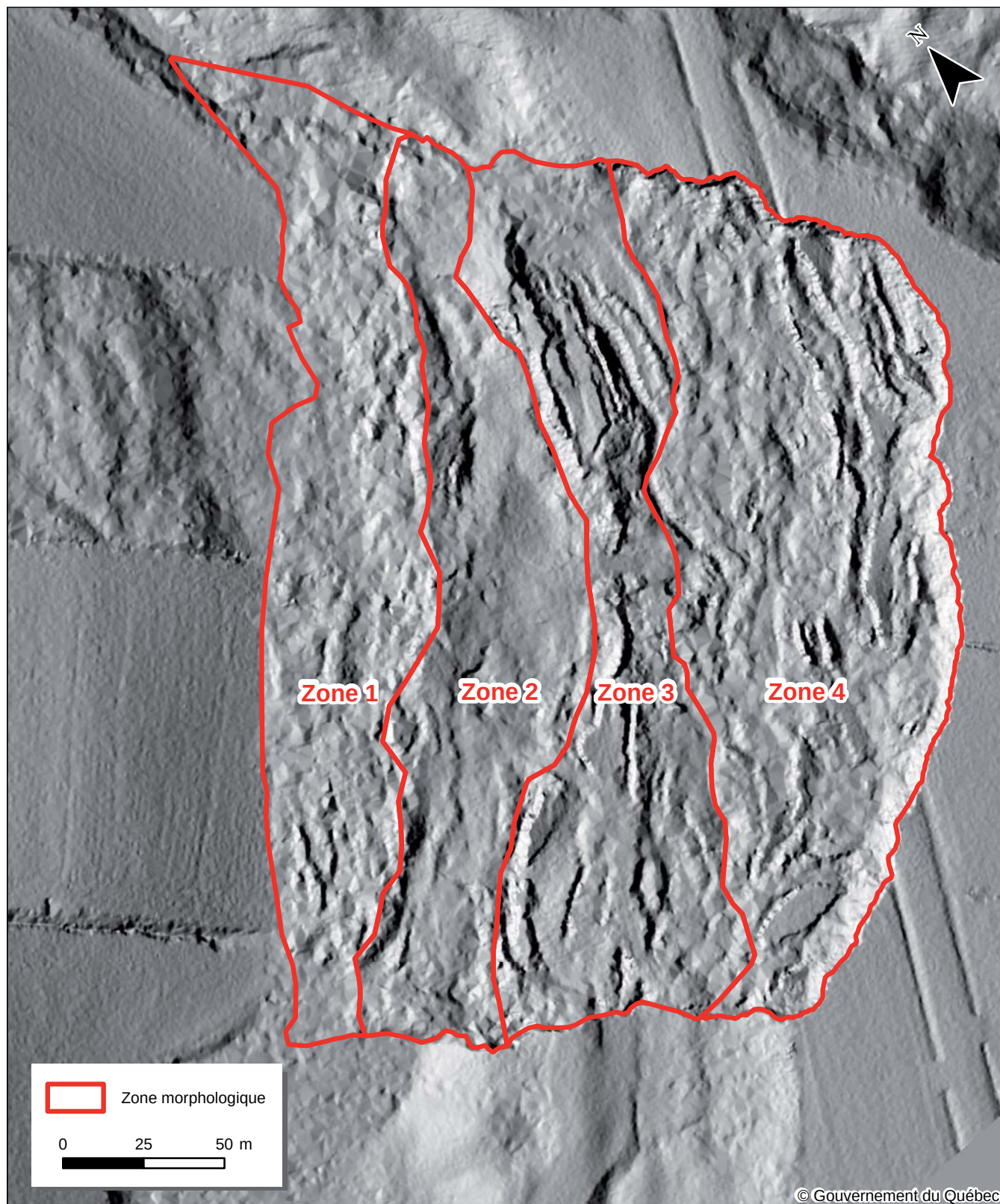


Figure 6.1 Carte du relief ombré obtenu à partir du MNT.



Figure 6.2 Photographie aérienne n° Q10521-22.

en Ontario. Selon les données historiques disponibles pour le territoire québécois, il arrive approximativement un glissement fortement rétrogressif dont la superficie excède 1 ha (10 000 m²) tous les deux ans.



Figure 6.3 Vue héliportée des 4 zones morphologiques.

6.2.3 Définition des zones

Sur les figures 6.1, 6.2, 6.3, A.6, A.7, A.8 et A.9, en partant du front des débris et en allant vers l'escarpement arrière du glissement de terrain, la morphologie du glissement peut être divisée en quatre zones distinctes : une première zone (zone 1) caractérisée par une surface bosselée et des sols très fissurés; une deuxième (zone 2), caractérisée par une surface gazonnée peu perturbée; une troisième (zone 3), moyennement perturbée et caractérisée par une succession de tranches de sol gazonnées (grabens) et de coins ainsi que de prismes de sol gris (horsts), avec de grandes fissures ouvertes dans les parties gazonnées; et une dernière zone (zone 4) très perturbée qui comprend des horsts et des grabens, mais aussi de gigantesques tranches de sol qui chevauchent les débris situés en aval et qui sont inclinées vers l'escarpement arrière du glissement.

La **zone 1**, se caractérise par des sols fortement fissurés et formaient un bourrelet, donnant l'impression d'avoir été poussés vers l'avant (figures 6.2 et 6.3). Cette zone couvre approximativement 22 % de la superficie totale du glissement de terrain. Des traces du lit de la rivière ont été observées dans cette zone, principalement sur le front des débris, ce qui indique que la surface de rupture a dû sortir du sol immédiatement à l'ouest de la rivière. Ces traces étaient constituées d'alluvions

récentes ainsi que de moules de rivière. Les sols du bourrelet frontal semblent donc correspondre aux sols qui constituaient le lit et les berges de la rivière. Les figures A.7, A.8 et A.9 montrent que cette partie des débris a été soulevée puis poussée par le glissement de terrain, d'une élévation de 6 m à partir du lit de la rivière jusqu'à une élévation de 15 m sur la berge opposée.

La **zone 2** se caractérise par une surface de terrain présentant une végétation relativement peu perturbée, mais avec quelques fissures dans le sol (figures 6.2 et 6.3). Les inclinaisons des troncs d'arbres variaient entre la verticalité et une quinzaine de degrés vers l'arrière (figures A.8 et A.9). Selon les figures A.6 à A.9, cette zone, qui couvre approximativement 20 % de la superficie totale du glissement de terrain, chevauche à la fois l'ancien lit de la rivière et l'ancienne partie inférieure du talus. Selon l'analyse du déplacement de certains repères localisés sur les photographies aériennes, et indiqués par les flèches dans les figures 6.5, A.7, A.8 et A.9, cette zone correspondrait approximativement aux deux tiers de l'ancien talus, lequel aurait donc été déplacé presque d'un seul bloc et serait demeuré relativement intact.

La **zone 3** se caractérise principalement par une succession de tranches de terrain gazonnées et de coins de sol que l'on appelle dans le jargon des glissements de terrain des « horsts » et des « grabens » (figure 6.4). Cette zone couvre approximativement 24 % de la superficie totale du glissement de terrain. Elle est constituée du terrain qui formait les derniers mètres sous le sommet du talus, du sommet du talus et du plateau entre le sommet du talus et la maison. Un horst (mot allemand signifiant « nid d'aigle »), tel que l'illustre la figure 6.4, est un bloc de sol en relief positif par rapport à l'élévation moyenne de la surface des débris, qui prend la forme d'un prisme, habituellement triangulaire, délimité par deux surfaces de glissement avec un pendage vers le bas. Un graben (mot allemand qui signifie « fossé »), tel que l'illustre la figure 6.4, est un bloc de sol en relief négatif par rapport à l'élévation moyenne de la surface des débris, délimité par deux surfaces de glissement avec un pendage vers le haut. Lors du glissement de terrain, les horsts se déplacent principalement par translation (mouvement horizontal), alors que les grabens, qui se déplacent aussi par translation, s'enfoncent verticalement à cause du remaniement du sol à leur base.

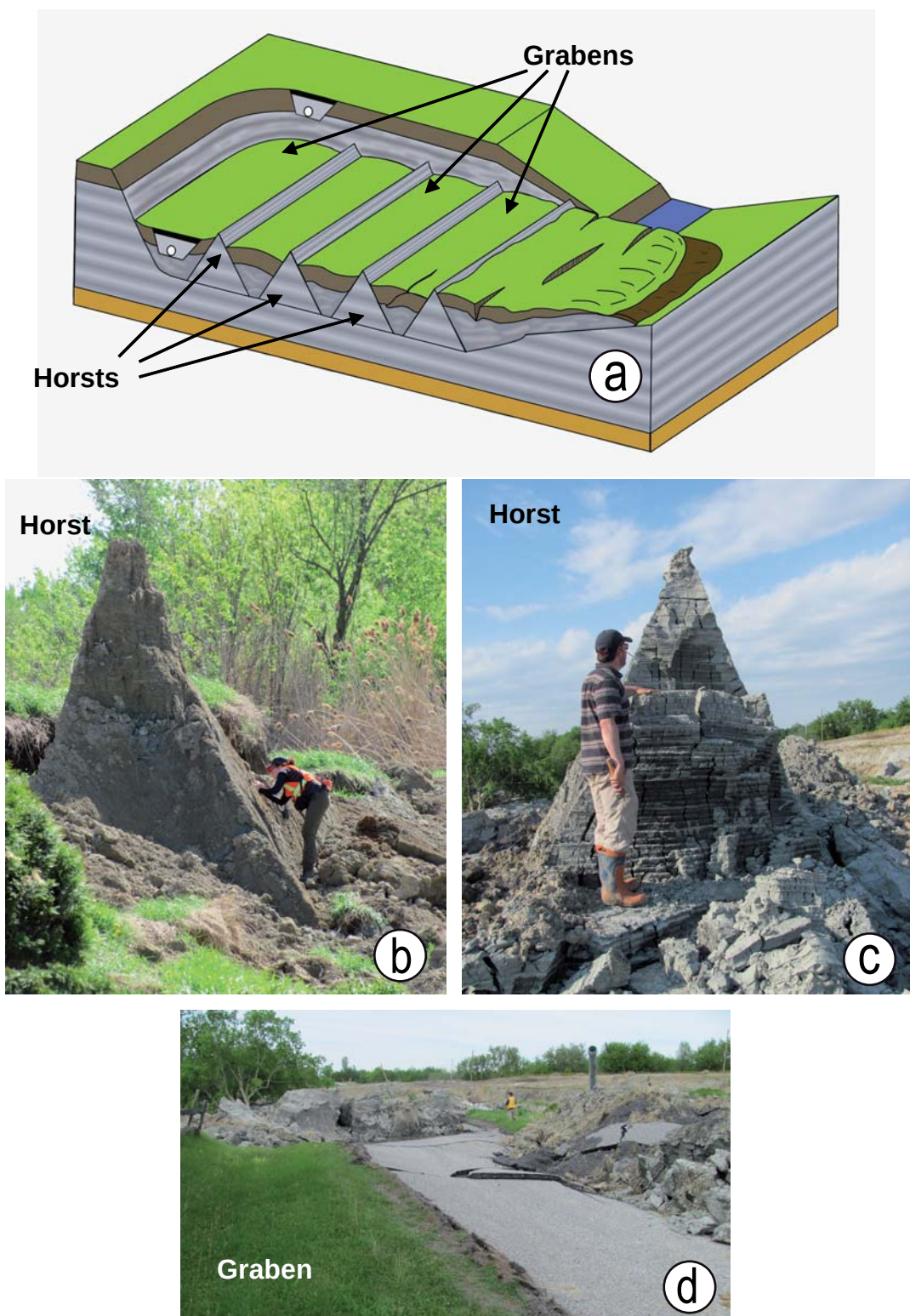


Figure 6.4 En a) croquis représentant un glissement de terrain de type « étalement » avec des horsts et des grabens. Les photographies en b), c) et d) sont des exemples pris à l'intérieur du glissement de terrain de Saint-Jude.

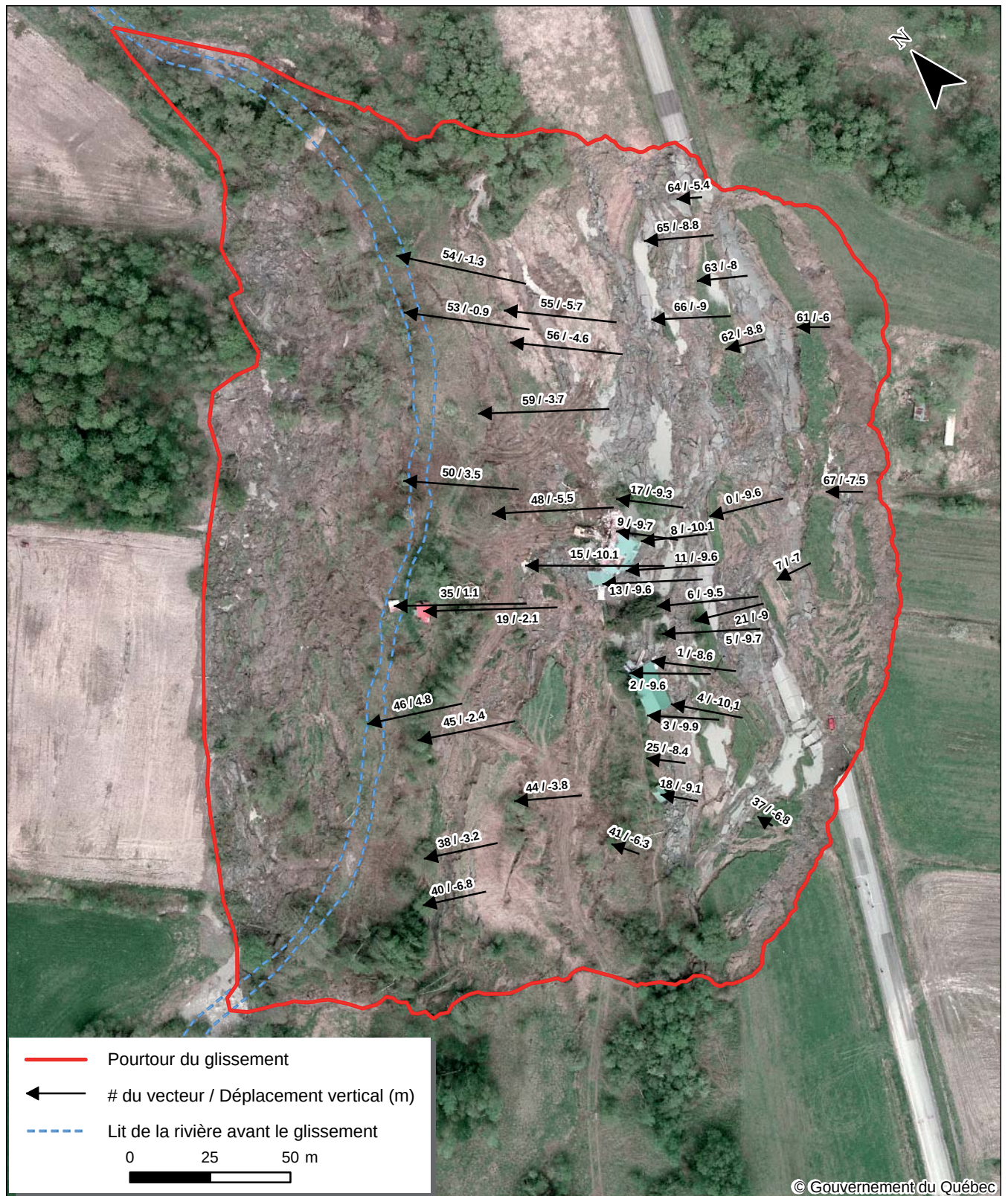


Figure 6.5 Vue en plan des vecteurs de déplacements. La longueur du vecteur représente la distance horizontale parcourue.

Le pendage observé aux failles apparaissant à la surface des horsts était d'environ 60° (figures 6.4, A.7, A.8 et A.9). En surface, les failles montraient généralement, sur le côté aval des horsts, un plaquage de sol brunâtre et des stries de glissement indiquant un mouvement vers le bas du graben situé en aval (figures 6.6 et 6.7). Aussi, le pendage des rubanements, qui est subhorizontal ($\approx 1^\circ$ vers la rivière) sur le sol intact, variait sur les têtes des horsts avec une inclinaison de 0° à 15° vers l'arrière (figures 5.7 et 6.4). Cette observation confirme le caractère principalement horizontal du mouvement, mais indique aussi un certain basculement des horsts par endroits. Cette légère inclinaison a probablement été induite par l'interaction entre les blocs de sol, soit durant le mouvement des débris ou lorsqu'ils se sont arrêtés.



Figure 6.6 Photographie des stries de glissement et de la patine brunâtre à la surface d'un horst.

La **zone 4** est constituée du terrain qui était compris entre l'arrière de la résidence et l'escarpement arrière du glissement. Elle se caractérise par des horsts et des grabens (figure 6.4) qui ont des caractéristiques semblables à celles de la zone 3, mais aussi par de longues tranches de sol relativement intactes et inclinées vers l'arrière (figure 6.7). Aussi, l'apparence générale de la morphologie de cette zone suggère une compression des tranches les unes par rapport aux autres. Cette zone couvre approximativement 34 % de la superficie totale du glissement de terrain.

En plusieurs endroits, les tranches de sol inclinées vers l'arrière (figure 6.7) ont été observées directement en amont de horsts (figures 6.7 et A.6). Parfois, il a été observé que des pointes de horsts situés dans la partie amont du mouvement avaient été cisailées puis poussées par ces tranches de sol inclinées sur le graben voisin situé en aval. Ces mouvements expliquent en partie la position légèrement inclinée des strates de sol dans certains horsts. En d'autres endroits, les tranches de sol inclinées chevauchaient les grabens. Elles ont aussi été observées à la base des dernières tranches de terrain qui ont glissé le long de l'escarpement arrière (figure A.6 et 2.3). De telles formes de terrain sont rarement observées dans un étalement latéral. À notre connaissance, des structures comparables dans des débris de glissement fortement rétrogressifs auraient déjà été observées dans un étalement à Rigaud (Carson, 1979a et 1979b) et possiblement à Lemieux, en Ontario (Brooks et coll., 1994). Cependant, leur mode de formation n'est pas encore élucidé.

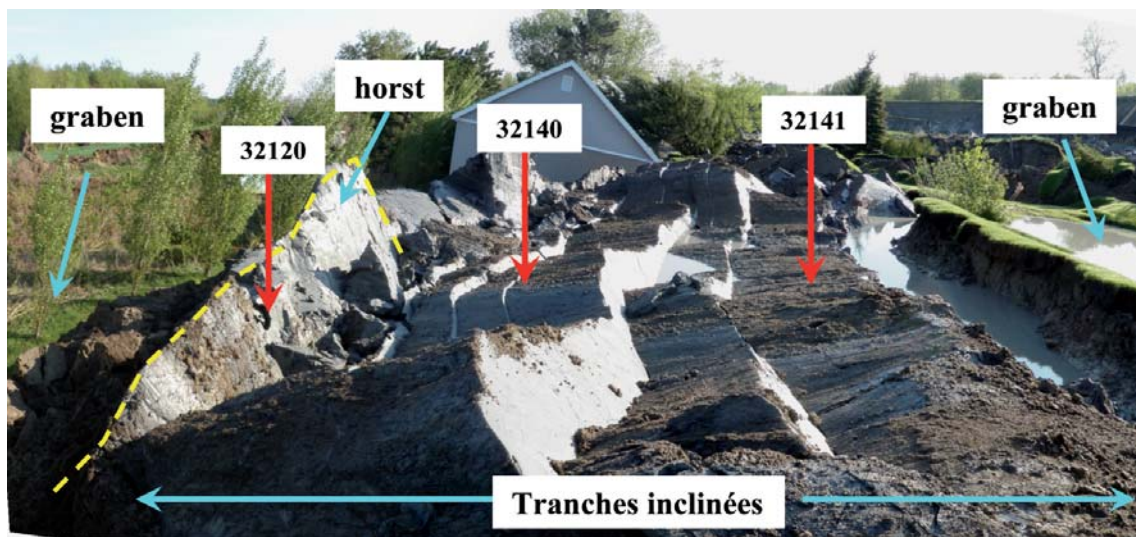


Figure 6.7 Photographie des tranches inclinées vers l'arrière. Les flèches rouges indiquent la position des forages et sondages C32120, CF32140 et CFZ32141.

6.3 Observations relatives à la résidence

Quant à la résidence, sa partie arrière était située sur un graben, puisqu'on y voyait encore la pelouse, tel que le montre la figure 6.8. D'ailleurs, toute la partie du terrain constituant originalement l'arrière de la résidence était pratiquement intacte. Le patio et les chaises qui s'y trouvaient étaient tous, à peu de chose près, dans leurs positions d'origine.

La tranchée d'exploration TE32155 effectuée (figures 3.1 et 6.9) a permis d'observer que la pelouse en surface du graben derrière la résidence (figure 6.8) se poursuivait sous des tranches d'argile inclinées vers l'arrière. Ceci indique donc que ces dernières ont chevauché une partie du graben. Ces tranches d'argile, qui ont percuté puis défoncé la structure avant de la maison (figures 6.10 et 6.11), seraient principalement responsables du décès tragique des résidents. Ces gigantesques tranches de sol auraient renversé le mur avant de la fondation et pénétré dans le sous-sol où étaient les résidents. La figure 6.12, qui montre l'état des restes des murs de la fondation en béton, témoigne de la violence de l'impact.



Figure 6.8 Photographie de la partie arrière de la résidence.



Figure 6.9 Photographie des tranches inclinées (à gauche) qui ont chevauché le graben (à droite) au niveau de la tranchée n° TE32155 réalisée juste au sud de la résidence. La ligne en pointillés jaunes indique la position du plan de chevauchement et la flèche jaune la direction du mouvement des débris. Remarquez au niveau des tranches le rubanement incliné vers l'arrière d'environ 25°.



Figure 6.10 Photographie hélicoptère des tranches inclinées qui ont percuté l'avant de la résidence et du garage.



Figure 6.11 Photographie des tranches inclinées qui ont percuté l'avant de la résidence.



Figure 6.12 Photographie des restes des murs de fondation de la résidence.

6.4 Analyse du déplacement

La figure 6.5 présente les vecteurs de déplacement horizontal calculés pour plusieurs points de repère, en mesurant la différence entre leur position initiale sur l'orthophotographie aérienne de 2009 et leur position finale sur l'orthophotographie aérienne de 2010. Le déplacement vertical de chacun des points a aussi été calculé en soustrayant leur élévation finale, mesurée sur le MNT de 2010, de leur élévation initiale mesurée sur les hypsométries de 2004. L'information complète concernant ces points est compilée dans le tableau 6.1.

De façon générale, la figure 6.5 montre que les vecteurs sont tous orientés vers la berge opposée, que les plus grands vecteurs de déplacement horizontal se trouvent au front et au centre de la masse de débris et que la bande de terrain située entre l'ancien sommet du talus et la route est la portion du glissement de terrain qui a

subi la plus grande chute d'élévation, soit environ -10 m.

Plus précisément, la résidence (vecteurs 8, 9, 11 et 13) et le garage (vecteurs 2, 3 et 4) se sont déplacés d'environ 25 m horizontalement et de -10 m verticalement. Par contre, la piscine (vecteur 15), qui était à environ 5 m derrière la résidence, s'est déplacée de 43 m horizontalement et de -10 m verticalement. Elle s'est donc éloignée d'une quinzaine de mètres relativement à sa position originale par rapport à la maison. Cette observation s'explique du fait que la piscine était située sur un graben en aval de celui où se trouvait la maison et que les deux ont été séparées par un horst.

6.5 Caractérisation géotechnique des débris

6.5.1 Localisation de la surface de rupture

La localisation et la forme de la surface de rupture ont été caractérisées à partir des 26 sondages au piézocône réalisés dans les débris du glissement de terrain (figure 3.1 et tableau 3.2). Ces sondages ont aussi permis de quantifier le degré de remaniement des débris et d'observer la superposition de certaines unités de sol.

La figure 6.13 présente deux profils de résistance en pointe (q_t) mesurée au piézocône à laquelle le poids du sol (σ_v) a été soustrait en fonction de l'élévation, pour le sondage C32060 réalisé en 2004 (figure 3.2) et le sondage C32103 réalisé en 2010 (figure 3.1). Le premier est localisé dans le sol intact et sert de profil de référence avant le glissement et le second, dans les débris, à une cinquantaine de mètres de l'endroit où le premier avait été réalisé. La correction du poids du sol est nécessaire pour comparer les deux profils quant aux résistances, puisqu'ils n'ont pas été réalisés à la même élévation de surface. Habituellement, pour déterminer la base de la surface de rupture, il suffit de superposer les profils des deux sondages et de trouver l'endroit où la résistance en pointe du sondage dans les débris rejoint celle du profil de référence. Dans cette étude, la position de la zone de rupture est identifiée approximativement au milieu d'une zone où la résistance du sol à l'endroit du sondage dans les débris passe d'un état remanié à un état intact. Cette zone de rupture, indiquée par une flèche dans la figure 6.13, fait environ 30 cm d'épaisseur à cet endroit. Sur cette même figure, l'interprétation de la position de la surface de rupture est représentée par un « x » à environ 3,8 m d'élévation.

TABLEAU 6.1 LISTE DES VECTEURS DE DÉPLACEMENTS.

N° Vecteur	Référence	Déplacement vertical (m)	Déplacement horizontal (m)	Déplacement total (m)
0	Boîte aux lettres	-9,6	23,7	25,5
1	Coin du garage	-8,6	26,6	27,9
2	Coin du garage	-9,6	25,4	27,1
3	Coin du garage	-9,9	22,6	24,7
4	Coin du garage	-10,1	22,8	24,9
5	Arbre	-9,7	30,7	32,2
6	Arbre	-9,5	31,8	33,2
7	Poteau	-7,0	11,9	13,8
8	Coin de la maison	-10,1	20,7	23,0
9	Coin de la maison	-9,7	19,5	21,8
11	Coin de la maison	-9,6	27,9	29,5
13	Coin de la maison	-9,6	31,3	32,8
15	Piscine	-10,1	43,3	44,5
17	Arbre	-9,3	21,1	23,1
18	Cabanon	-9,1	11,8	14,9
19	Cabanon	-2,1	41,7	41,8
21	Arbre	-9,0	22,2	23,9
25	Arbre	-8,4	12,4	15,0
35	Cabanon	1,1	41,4	41,4
37	Arbre	-6,8	5,7	8,8
38	Arbre	-3,2	23,5	23,7
40	Arbre	-6,8	20,2	21,3
41	Arbre	-6,3	9,3	11,3
44	Arbre	-3,8	21,0	21,4
45	Arbre	-2,4	31,0	31,1
46	Arbre	4,8	30,3	30,6
48	Arbre	-5,5	38,0	38,4
50	Arbre	3,5	36,1	36,2
53	Arbre	-0,9	39,5	39,5
54	Arbre	-1,3	41,4	41,4
55	Arbre	-5,7	35,3	35,8
56	Arbre	-4,6	35,3	35,6
59	Arbre	-3,7	40,9	41,1
61	Bordure champ	-6,0	10,4	12,0
62	Bordure champ	-8,8	12,7	15,4
63	Bordure champ	-8,0	15,8	17,7
64	Route	-5,4	8,0	9,6
65	Route	-8,8	21,6	23,3
66	Route	-9,0	24,8	26,4
67	Traces 4X4	-7,5	11,6	13,8

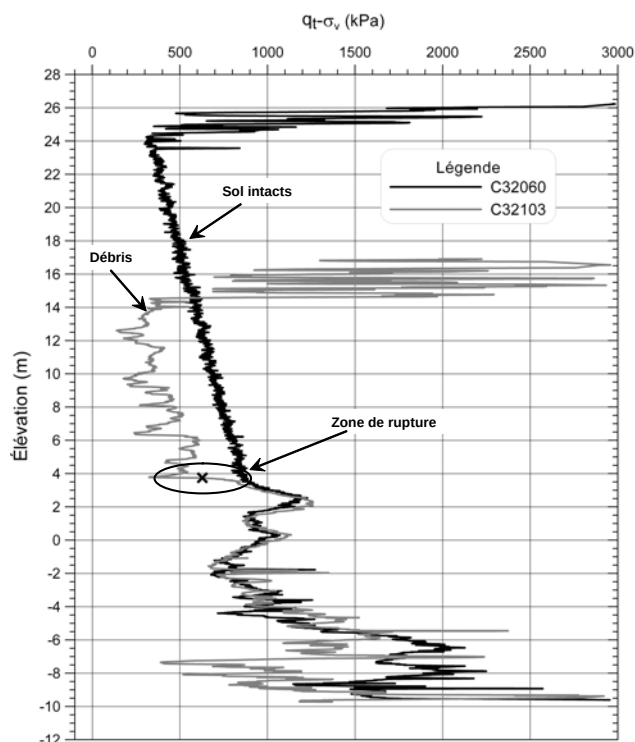


Figure 6.13 Exemple de profils au piézocône utilisés pour déterminer la position de la surface de rupture du glissement de terrain. Le « x » représente la position estimée de la surface de rupture.

La précision sur la position de cette dernière est d'environ ± 15 cm. Au-dessus de cette élévation, le profil du sondage C32103 indique que les matériaux sont remaniés, puisque la valeur de la résistance en pointe nette varie de 20 % à 70 % de la valeur de résistance en pointe du sondage de référence. Sous la surface de rupture, les deux profils de résistance se superposent, ce qui indique qu'ils sont tous les deux dans un sol intact qui n'a pas été modifié.

Les figures A.7, A.8 et A.9 présentent la position de la surface de rupture superposée aux profils topographiques. Chaque point situé le long de la surface de rupture localise une position obtenue à l'aide d'un sondage au piézocône (figure 3.1 et tableau 3.2), suivant la méthode décrite plus haut. Ces figures montrent que la surface de rupture est subhorizontale et qu'elle varie entre les élévations 3 m et 4 m jusqu'à environ une quarantaine de mètres de l'escarpement arrière pour les sections A-A' et B-B'. Passé ce point, elle s'élève entre les élévations 13 m et 15 m

pour les coupes A-A' (figure A.7) et B-B' (figure A.8), alors que, pour la coupe C-C' (figure A.9), elle demeure subhorizontale sur une plus grande distance, puis remonte à moins d'une vingtaine de mètres avant l'escarpement arrière du glissement de terrain. Fait important à noter, la partie la plus profonde de la surface de rupture passe à environ 2,5 m sous le lit de la rivière qui était approximativement à l'élévation 6 m au droit du glissement de terrain de 2010.

L'épaisseur maximale des débris est d'environ 16 m et elle se trouve dans la partie centrale de la cicatrice, au droit de l'ancien lit de la rivière. Basé sur ces coupes, le volume total de sol impliqué dans le glissement de terrain est d'environ 520 000 m³. Si l'on considère une masse volumique moyenne de 1 630 kg/m³, cela représente environ 850 000 t de sol qui ont été mobilisées le long de la surface de rupture.

6.5.2 Propriétés géotechniques des débris

Pour mieux comprendre les mécanismes de rupture, de dislocation du sol et d'interaction entre les tranches de sol, les forages F32140 et F32141 ont été réalisés à l'intérieur de la cicatrice (figures 3.1 et 6.7). Ils ont respectivement atteint des profondeurs de 30,95 m et 18,40 m. Le premier forage est localisé dans les tranches inclinées, tout juste derrière un horst (figures 3.1 et 6.7). Le deuxième est localisé aussi dans des tranches inclinées, à environ 5 m à l'arrière du premier. L'élévation du terrain au droit des deux forages est d'environ 20,8 m.

Deux sondages au piézocône ont préalablement été réalisés aux deux sites de forage (C32140 et C32141). Le forage F32140 a été échantillonné de 1 m à 30,95 m de profondeur (21,77 m à -8,18 m d'élévation). Au total, 37 échantillons ont été prélevés à cet endroit. Pour le forage F32141, 14 échantillons ont été prélevés de 2 m à 18,4 m de profondeur (20,77 m et 4,37 m d'élévation). Un nid de piézomètres a été installé au site du forage F32141. La mesure des pressions interstitielles en date du 6 janvier 2011 (tableau A-1) indique des conditions de pressions hydrostatiques sur toute l'épaisseur des débris, avec une nappe située approximativement à l'élévation 19,90 m, donc à 0,90 m de profondeur.

Les profils géotechniques des forages F32140 et F32141 sont respectivement présentés dans les figures

A.10 et A.11. Celles-ci montrent la description des unités rencontrées, la résistance en pointe nette (q_t) et la pression interstitielle (u) obtenues au piézocône, les teneurs en eau du sol, la résistance au cisaillement non drainé du sol intact obtenue du piézocône selon l'équation 5.1 et au cône Suédois ($s_u^{\text{cône}}$). Des analyses granulométriques ont aussi été effectuées sur les échantillons du forage F32140. Cette investigation a permis de déterminer les différentes unités formant les débris et d'éclaircir le processus menant à la dislocation des débris à l'endroit de ces forages.

Les paragraphes suivants présentent les unités rencontrées au droit des deux forages, de la surface vers la profondeur. Les unités observées au-dessus de la surface de rupture ont toutes été identifiées par la lettre G, additionnée du numéro 1 pour le F32140 et du numéro 2 pour le F32141. Pour chaque forage, un numéro séquentiel augmentant avec la profondeur a été attribué à ces unités.

Forage F32140 (Figure A-10)

Unité G1.1 : Argile silteuse grise à rubanements inclinés de 0 m à 5,1 m de profondeur (20,77 m à 15,67 m en élévation).

La figure 6.14 présente une photo et les données obtenues par scanographie d'un échantillon représentatif de cette première unité. Tel qu'il a été observé lors du détubage, ce sol est une argile silteuse grise avec des rubanements alternant du gris foncé au gris pâle, contenant un peu de silt et des traces de sable. Le profil au piézocône à la figure A.10 indique que cette unité offre une résistance en pointe (q_t) moyenne de 350 kPa et une pression interstitielle (u) moyenne de 178 kPa. La teneur moyenne en eau du sol de cette unité est de 65 %. La résistance au cisaillement non drainé du sol varie de 16 kPa à 27 kPa. Cette unité correspond à l'unité B rencontrée dans le talus intact (figures 5.6, A.3 et A.4), à la différence que la résistance est plus faible et que les rubanements sont inclinés à environ 45°. Cette inclinaison correspond au pendage des tranches de sol observées en surface (figure 6.7).

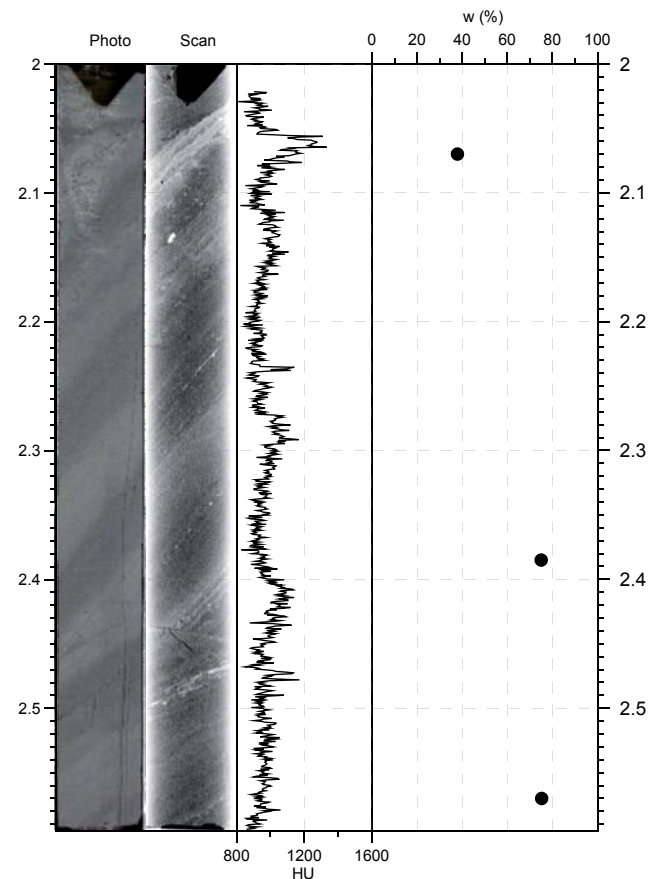


Figure 6.14 Photographie en laboratoire, image du scanographe, valeurs de HU et teneur en eau du sol de l'unité G1.1. Cet échantillon a été prélevé entre 2,00 m et 2,595 m de profondeur dans le forage F32140.

Unité G1.2 : Couche sablo-silteuse brunâtre de 5,1 m à 8,6 m de profondeur (15,67 m à 12,17 m en élévation). De 5,1 m à 8,6 m de profondeur, la résistance en pointe au piézocône (q_t sur la figure A.10) montre une couche de forte résistance à la pénétration (variant de 500 kPa à 4 000 kPa) et très drainante, puisque la pression interstitielle (u) générée au fonçage est nulle. La figure 6.15 montre une photo et les données obtenues par scanographie d'un échantillon représentatif de cette couche. Il s'agit d'un sol sablo-silteux brun, tacheté de noir et de gris. La teneur moyenne en eau de ce sol est de 29 %. La résistance au cisaillement non drainé du sol varie de 50 kPa à 300 kPa. Cette couche est semblable à l'unité A rencontrée dans les forages réalisés dans le sol intact (figures A.3 et A.4). Il s'agirait donc d'un lambeau de croûte qui était à la surface du terrain et qui est maintenant enseveli sous 5,1 m d'argile de l'unité G1.1.

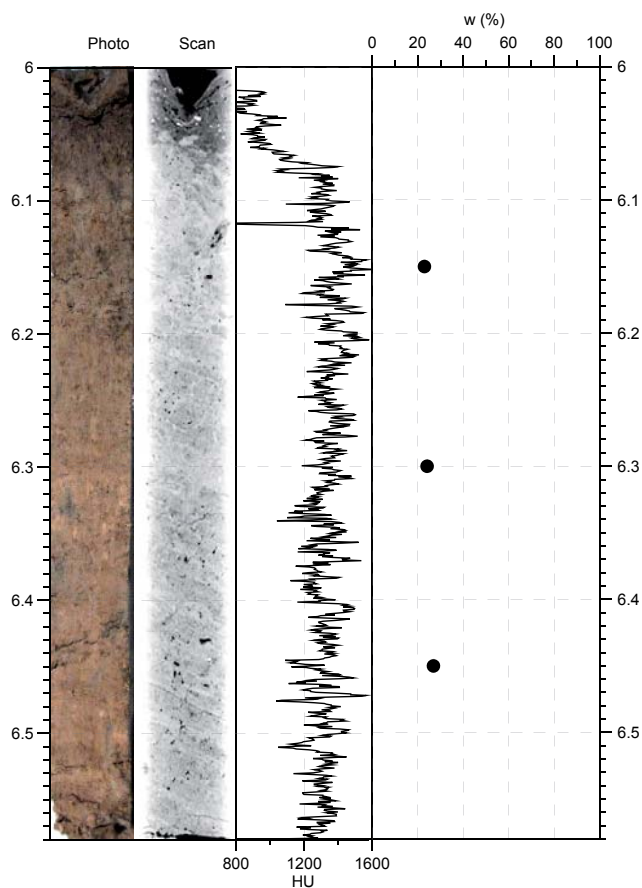


Figure 6.15 Photographie en laboratoire, image de scanographie, valeurs de HU et teneurs en eau du sol de l'unité G1.2. Cet échantillon a été prélevé entre 6,00 m et 6,58 m de profondeur dans le forage F32140.

Unité G1.3 : Silt argileux devenant argile silteuse, de 8,6 m à 11,6 m de profondeur (12,17 m à 9,17 m en élévation).

De 8,6 m à 11,6 m de profondeur, la résistance en pointe au piézocône (q_t sur la figure A.10) montre une couche de faible résistance à la pénétration (moyenne de 200 kPa). Cette couche est très molle, puisque la résistance au cisaillement non drainé du sol est en moyenne de 3 kPa. La teneur en eau varie de 24 à 70 %. La description en laboratoire de cette unité montre qu'il s'agit d'un silt argileux gris contenant des lits de silt sableux inclinés, devenant, vers 11 m de profondeur, une argile silteuse grise rubanée et inclinée. Les caractéristiques géotechniques de cette unité correspondent aux quatre premiers mètres de l'unité B observée dans les sols intacts, mais avec une résistance non drainée plus faible, ce qui indique que les sols ont été remaniés.

Unité G1.4 : Argile silteuse déformée, de 11,6 m à 12,8 m de profondeur (9,17 m à 7,97 m en élévation).

De 11,6 m à 12,8 m de profondeur, l'argile silteuse rubanée présente des bandes d'argile cisailées, déformées et basculées. La résistance en pointe (q_t) du sol est d'environ 530 kPa. La teneur en eau est en moyenne de 62 %. Les caractéristiques géotechniques de cette unité indiquent qu'il s'agit d'une zone de sol de la couche B ayant subi un intense cisaillement lors du mouvement.

Unité G1.5 : Argile silteuse grise rubanée, de 12,8 m à 17,3 m de profondeur (7,97 m à 3,5 m en élévation).

De 12,8 m à 17,3 m de profondeur, les rubanements de l'argile silteuse deviennent horizontaux. La figure 6.16 présente une photo et les données obtenues par scanographie d'un échantillon représentatif de cette unité. Le piézocône montre que cette couche offre une résistance en pointe (q_t) presque constante à 900 kPa, de 12,8 m à 17,3 m de profondeur et qui augmente alors par la suite soudainement jusqu'à 1 100 kPa en quelques centimètres. La teneur en eau est en moyenne de 65 % et varie très peu dans cette unité. La soudaine augmentation de la résistance au cisaillement non drainé du sol de 45 kPa à 65 kPa marque le passage des débris d'argile déstructurée au sol intact sous-jacent. Ce changement de résistance permet de localiser la surface de rupture à 17,3 m de profondeur (3,5 m d'élévation).

tion sur la figure A.10). Ces caractéristiques indiquent qu'il s'agirait du sol correspondant à la moitié inférieure de l'unité B.

Ce cisaillement à la base de sols faiblement remaniés pourrait indiquer que cette masse de sol appartient à un horst qui a été déplacé horizontalement.

Les autres échantillons prélevés plus bas sous la surface de rupture révèlent des propriétés géotechniques semblables à celles des unités de sol intact (chapitre 5), soit la base de l'unité B jusqu'à 18,7 m de profondeur, suivi des unités C et D, indiquant une continuité de la stratigraphie et des propriétés géotechniques observées aux forages F32092 et F32100.

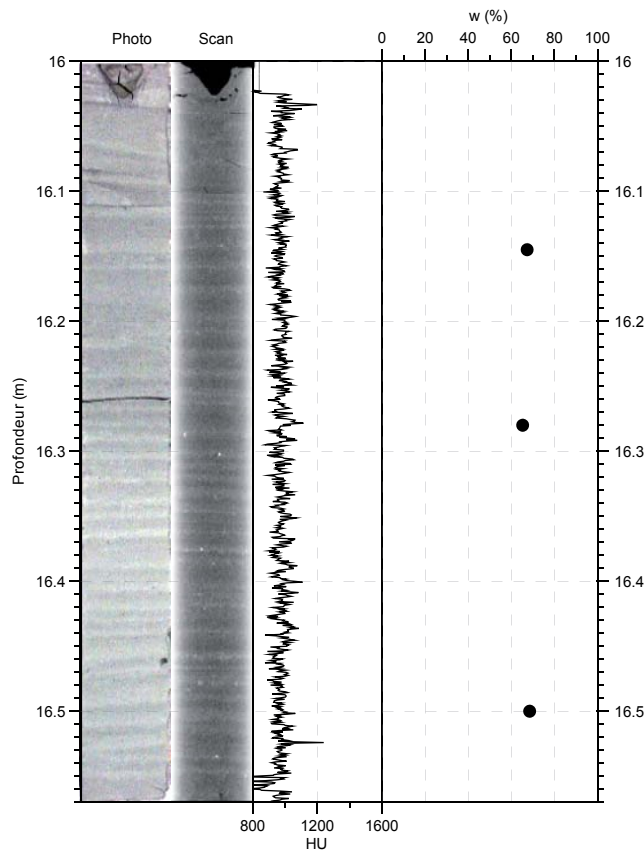


Figure 6.16 Photographie en laboratoire, image du scanographie, valeurs de HU et teneurs en eau du sol de l'unité G1.5. Cet échantillon a été prélevé entre 16,00 m et 16,57 m de profondeur dans le forage F32140.

Forage F32141 (Figure A-11)

Unité G2.1 : Argile silteuse grise à rubanements inclinés de 0 m à 9,0 m de profondeur (20,77 m à 11,77 m en élévation).

La figure 6.17 présente une photo et les données obtenues par scanographie d'un échantillon représentatif de la première unité de ce forage. Cette unité est constituée d'argile silteuse grise avec des rubanements gris pâle et foncé inclinés à environ 45°. La résistance en pointe (q_t) du piézocône est en moyenne de 400 kPa.

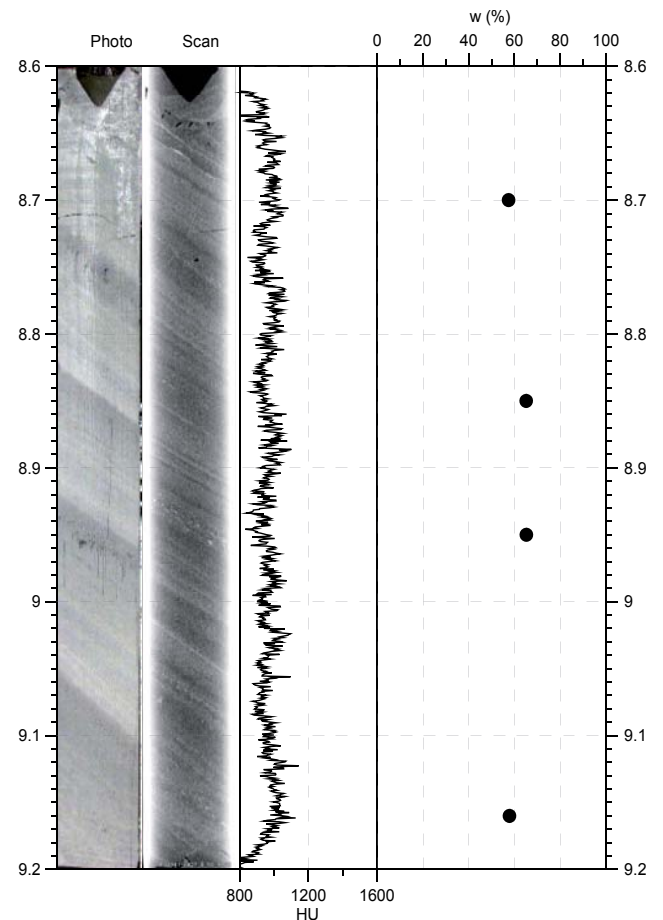


Figure 6.17 Photographie en laboratoire, image du scanographie, valeurs de HU et teneurs en eau du sol de l'unité G2.1. Cet échantillon a été prélevé entre 8,60 m et 9,20 m de profondeur dans le forage F32141.

La résistance au cisaillement non drainé du sol varie de 17 kPa à 39 kPa. La teneur moyenne en eau de cette unité est de 62 %. Cette unité présente ap-

proximativement les mêmes caractéristiques que l'unité G1.1 rencontrée dans le forage F32140.

Unité G2.2 : Argile silteuse grise à rubanements sub-verticaux de 9,0 m à 10,6 m de profondeur (11,77 m à 10,17 m en élévation).

La figure 6.18 présente une photo et les données obtenues par scanographie d'un échantillon représentatif de cette unité.

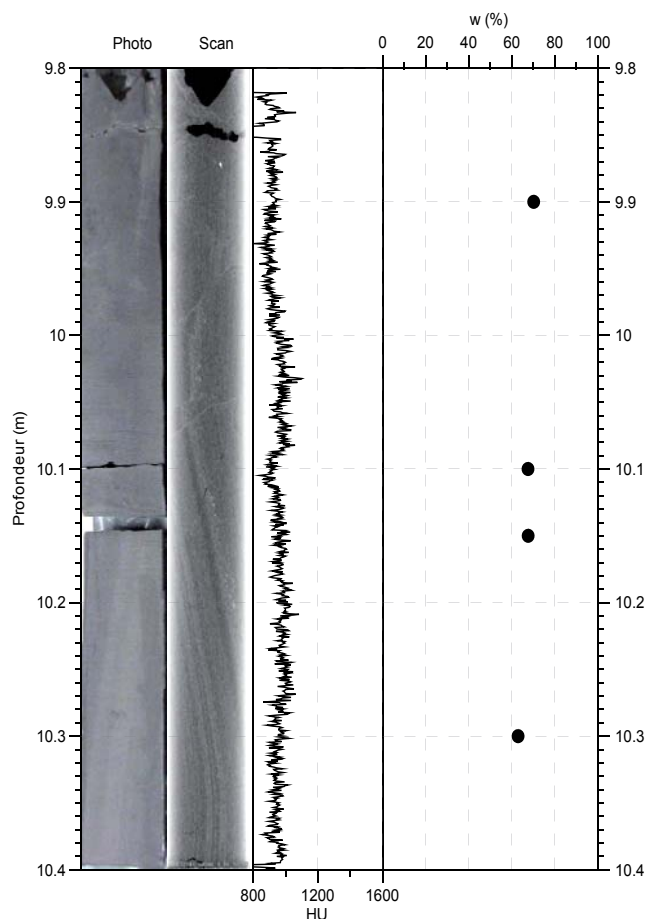


Figure 6.18 Photographie en laboratoire, image du scanographe, valeurs de HU et teneurs en eau du sol de l'unité G2.2. Cet échantillon a été prélevé entre 9,80 m et 10,40 m de profondeur dans le forage F32141.

Sur la figure A.11, de 9,0 m à 10,6 m de profondeur, la résistance en pointe diminue à environ 200 kPa (Cu de 3 kPa) pour augmenter subitement à 660 kPa (Cu de 40 kPa) vers 9,8 m de profondeur. La teneur moyenne en eau de cette unité est de 65 %. De 9,8 m à 10,6 m

de profondeur, l'argile silteuse rubanée montre des bandes d'argile cisailées et basculées presque à la verticale. Cette unité présente approximativement les mêmes caractéristiques que l'unité G1.4 rencontrée dans le forage F32140.

Unité G2.3 : Argile silteuse grise à rubanements horizontaux de 10,6 m à 16,9 m de profondeur (10,17 m à 3,87 m en élévation).

La troisième unité débute à 10,6 m de profondeur. Elle est représentée par la figure 6.19 montrant une photo et les données obtenues par scanographie d'un échantillon représentatif. Sur cette figure, on peut voir vers 10,6 m de profondeur le contact incliné entre l'unité G2.2 et la présente unité.

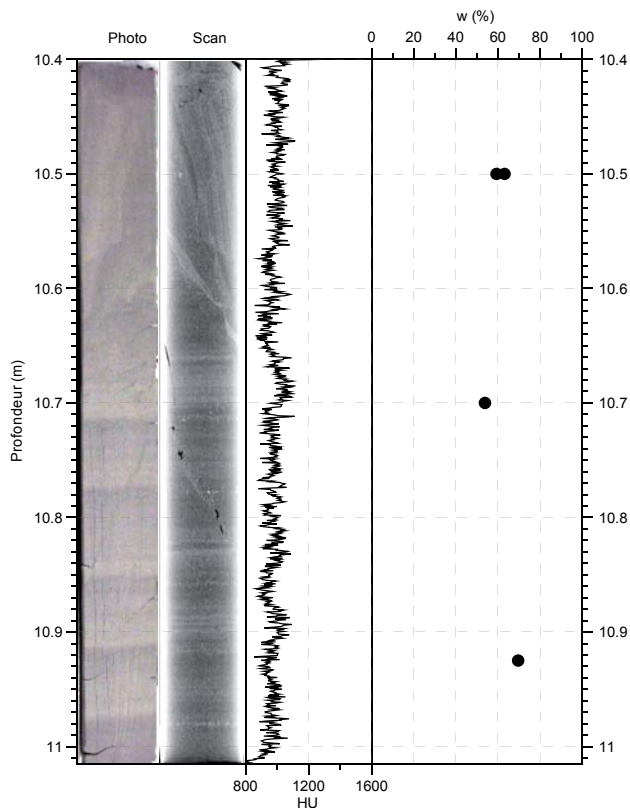


Figure 6.19 Photographie en laboratoire, image du scanographe, valeurs de HU et teneurs en eau du sol de l'unité G2.3. Cet échantillon a été prélevé entre 10,40 m et 11,015 m de profondeur dans le forage F32141.

Cette dernière est formée d'argile silteuse finement rubanée de bandes horizontales. Le piézocône indique que cette unité offre une résistance à la pénétration (q_t) variant de 800 kPa à 1 450 kPa et une pression

interstitielle allant de 500 kPa à 900 kPa, de 10,6 m à 16,9 m de profondeur. À 16,9 m de profondeur, le piézocône montre une légère diminution de la résistance à la pénétration, permettant de localiser la surface de rupture à une élévation de 3,9 m. La teneur en eau est en moyenne de 65 %. La description et les propriétés géotechniques indiquent qu'il s'agirait toujours du sol de l'unité B. Il semble donc que cette masse d'argile appartient à un horst et qu'elle se soit déplacée à l'horizontale, sans être basculée puisque les strates ne sont pas inclinées. Cette unité présente approximativement les mêmes caractéristiques que l'unité G1.5 rencontrée dans le forage F32140.

Sous la surface de rupture, la teneur en eau augmente de 65 % à 71 % et la résistance au cisaillement non drainé du sol augmente de 60 kPa à 90 kPa. Ces caractéristiques correspondent au sol de l'unité C (figures A.3 et A.4).

6.5.3 Interprétation des données géotechniques

Cette section présente une reconstitution de la stratigraphie complexe observée à la limite entre les zones 3 et 4 définies à la section 6.2.3 (figures 6.1, 6.2, 6.3 et A.6). Cette reconstitution est basée sur l'interprétation des données géotechniques obtenues au niveau des forages F32140 et F32141, de la tranchée TE32152 (figures 3.1 et 6.20), et des piézocônes C32105, C32120, C32140, C32141 et C32099 (figures 3.1 et 6.21).

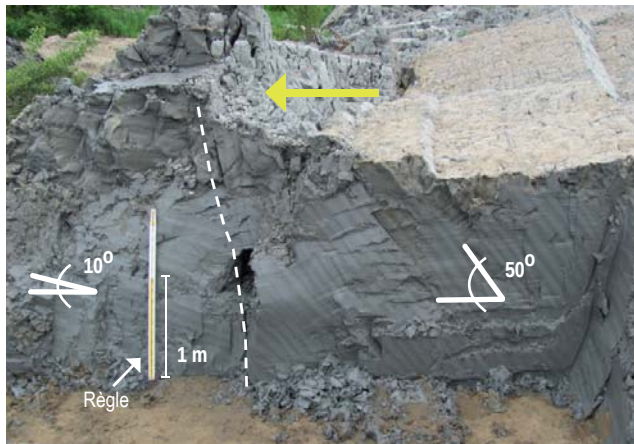


Figure 6.20 Photographie de la tranchée n° TE32152. La ligne en pointillés blancs indique le contact entre le horst à la gauche et les tranches inclinées vers l'arrière à la droite. La zone en jaune sur la règle à droite fait un mètre. La flèche jaune indique la direction du mouvement.

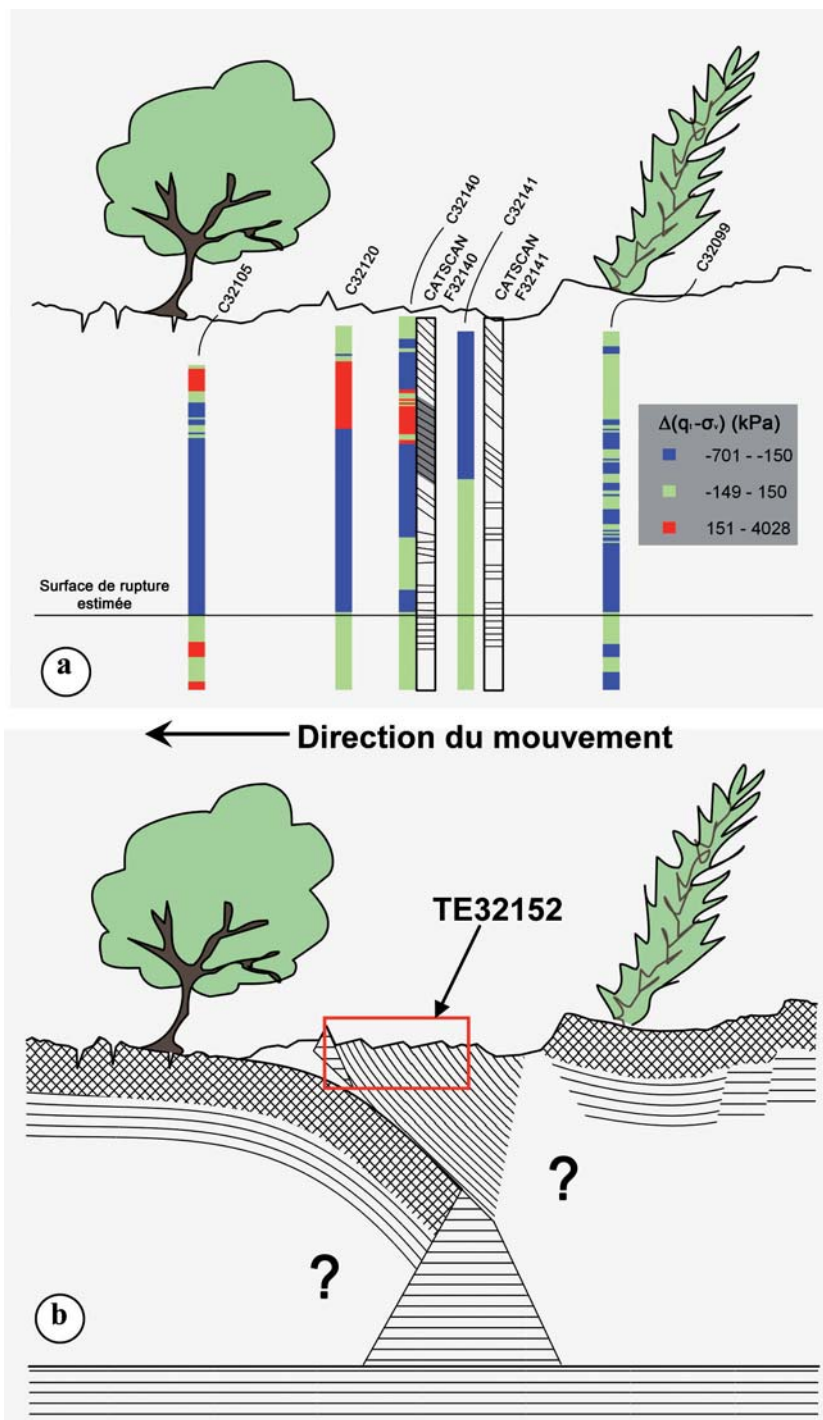


Figure 6.21 En a), représentation des données de forages et sondages au voisinage de la tranchée n° TE32152, et en b) interprétation de ces données. En a), les bandes de couleurs illustrent, pour les piézocônes indiqués, la différence $\Delta(q_t - \sigma_v)$ entre leur résistance corrigée et celle du sondage de référence C32060. Les unités observées dans les forages F32140 et F32141 sont indiquées à côté des forages. L'unité G1.2 (croûte) est représentée en grisé au niveau du forage F32140.

La tranchée TE32152 (figure 6.20) a permis d'observer jusqu'à environ 3 mètres sous la surface des débris, le contact entre les tranches inclinées et la tête d'un horst qui dépassait des débris. Ce contact est incliné à environ 70° par rapport à l'horizontale. Les rubanements étaient inclinés vers l'arrière d'environ 10° au niveau du horst, alors qu'ils étaient inclinés de 50° au niveau des tranches inclinées (figure 6.20). Ces dernières avaient une épaisseur individuelle (prise perpendiculairement aux rubanements) d'environ 0,60 mètre. Ces tranches étaient délimitées par des surfaces de cisaillement parallèles aux rubanements, suivant des lits qui semblaient être plus silteux au toucher. Ces zones de cisaillement entre les tranches inclinées montraient en leur centre une zone très remaniée sur environ 2 mm d'épaisseur (figure 6.22). Aussi, de part et d'autre de cette zone remaniée, il y avait une zone ramollie qui augmentait en résistance sur environ 1 cm en s'éloignant de la zone remaniée (figure 6.22).

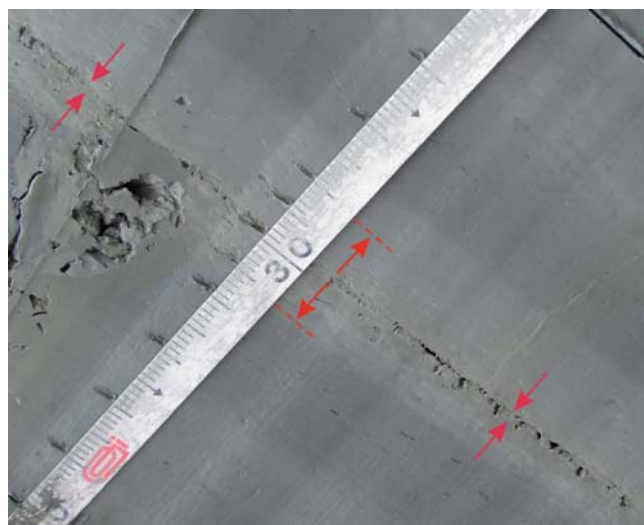


Figure 6.22 Surface de cisaillement observée (flèches pointant l'une vers l'autre) entre deux tranches inclinées vers l'arrière. Les flèches pointant les lignes pointillées représentent l'étendue approximative de la zone ramollie observée de part et d'autre de la surface de cisaillement.

La figure 6.21 présente les sondages et forages réalisés au voisinage de la tranchée TE32152. Les sondages sur la figure 6.21 sont représentés par des bandes de couleur qui correspondent à la différence de la résistance en pointe nette, $\Delta(q_t - \sigma_v)$, mesurée entre un sondage donné et le sondage C32060 qui sert de référence. La couleur bleu indique que la résistance en pointe nette du sol est faible par rapport

au sondage de référence. À l'inverse, la couleur rouge indique que la résistance en pointe nette du sol est élevée par rapport au sondage de référence. Les niveaux rouges correspondent généralement à des matériaux à prédominance sableuse associés à la croûte de surface. Finalement, la couleur verte indique n'y a peu ou pas de différence de résistance en pointe nette. Les forages sur la figure 6.21 sont représentés par des bandes blanches sur lesquelles sont superposées les inclinaisons des rubanements. Les inclinaisons ont été observées sur les images obtenues du scanographe et lors de l'analyse des échantillons en laboratoire. Ces forages et sondages permettent d'affirmer qu'à cet endroit, le horst et les tranches inclinées, observés en surface, chevauchent jusqu'à environ 8 mètres de profondeur le graben situé en aval. Sous ces tranches, le rubanement est horizontal (figure 6.21). De ce fait, il semble que la pointe du horst ait été cisailée lors du mouvement, puis poussée par-dessus le graben par les tranches inclinées.

6.6 Récapitulation du chapitre 6

Ce chapitre a permis d'établir les faits suivants :

- le glissement a emporté le talus situé sur la rive droite de la rivière Salvail, sur une distance d'environ 275 m parallèlement au cours d'eau, sur une distance perpendiculaire au cours d'eau d'environ 150 m. La superficie de la zone qui a glissé est de 4,2 ha (42 000 m²). La distance de rétrogression maximale en arrière du sommet de talus est d'environ 80 m. Les débris ont chevauché la rive opposée sur une soixantaine de mètres. La superficie totale occupée par le glissement de terrain, y compris l'étalement des débris sur l'autre rive, est d'environ 5,35 ha (53 500 m²);
- ce glissement de terrain est de type « étalement latéral ». La morphologie des débris se caractérise par des horsts et des grabens qui se sont déplacés à l'horizontale. Ils forment une succession de longues tranches de terrain déformées, disloquées et grossièrement orientées perpendiculairement à la direction du mouvement des débris. Dans la zone arrière du glissement (zone 4, section 6.2), des éléments morphologiques particuliers ont été observés à plusieurs endroits. Ces éléments ont été définis comme étant des tranches de sol inclinées vers l'arrière du glissement. Ces tranches chevauchaient à plusieurs endroits autant les horsts que les grabens

(voir section 6.5.3). Elles sont principalement responsables du décès tragique des résidents puisqu'elles ont défoncé et pénétré le sous-sol de la résidence;

- l'analyse du déplacement de certains points de repère dans les débris montre que la résidence et le garage ont subi un déplacement d'environ 25 m horizontalement et de -10 m verticalement;
- les sondages au piézocône ont permis de déterminer que la surface de rupture est subhorizontale et profonde. Elle varie entre les élévations 3 m et 4 m jusqu'à une quarantaine de mètres de l'escarpement arrière. Passé ce point, la surface de rupture a été détectée aux environs de l'élévation 15 m pour les coupes A-A' (figure 6.4) et B-B' (figure 6.5). Pour la coupe C-C' (figure 6.6), cette deuxième surface semble plus limitée puisqu'un seul sondage l'a intercepté. Fait important à noter, la partie la plus profonde de la surface de rupture passe à environ 2,5 m sous le lit de la rivière qui était approximativement à l'élévation 6 m au droit du glissement de terrain de 2010. L'épaisseur de débris mesurée au centre du glissement est d'environ 16 m. Le volume total de la masse de sol qui a glissé est d'environ 520 000 m³;
- l'analyse en laboratoire des carottes de sol prélevées dans les débris du glissement de terrain a permis d'établir une correspondance avec les unités stratigraphiques du sol intact présentées au chapitre 5. Cette analyse a aussi permis de démontrer que les sols, bien que partiellement remaniés et parfois basculés, s'étaient relativement bien conservés malgré un déplacement horizontal de 25 m.

CHAPITRE 7

Conditions de stabilité du talus avant glissement

L'objectif principal de ce chapitre est d'évaluer les conditions de stabilité du talus avant glissement. Cette analyse est nécessaire pour comprendre comment le glissement de mai 2010 s'est déclenché, mais aussi pour évaluer l'importance et le rôle qu'ont pu jouer les différents paramètres qui contrôlent la stabilité du talus. Elle permet aussi d'estimer comment la situation aurait été jugée si elle avait été analysée *a priori* avant que le glissement du 10 mai 2010 ne survienne.

7.1 Concept d'analyse

La rupture d'un talus argileux qui était stable depuis très longtemps, comme c'est le cas ici, implique qu'avec le temps la résistance au cisaillement du sol a diminué ou que la contrainte de cisaillement du sol a augmenté.

L'analyse de la stabilité d'un tel talus doit normalement être réalisée en contraintes effectives (c.-à-d. en condition drainée) en utilisant les paramètres de cohésion (c') et d'angle de frottement interne (ϕ') du sol afin de calculer la résistance au cisaillement mobilisable du sol (τ_f). Cette résistance est définie par le modèle de Mohr-Coulomb selon l'équation suivante :

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (7.1)$$

où σ est la contrainte totale normale au plan de cisaillement et u est la pression de l'eau interstitielle. En supposant que, pour un élément de sol, c' et ϕ' ne varient pas, l'équation 7.1 montre que la principale cause qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement (τ_f) est soit une diminution de la contrainte normale (σ) soit une augmentation

de la pression d'eau interstitielle (u) dans la pente.

La contrainte de cisaillement (τ) qui s'applique en un point donné est quant à elle fonction de la géométrie de la pente et du poids volumique du sol. Les principales causes qui contribuent à faire varier la contrainte de cisaillement sont :

- la modification de la géométrie du talus (p. ex., la contrainte de cisaillement « τ » s'accroît quand il y a érosion ou excavation à la base ou ajout d'une surcharge au sommet);
- la variation du niveau de l'eau s'appuyant sur la base du talus (p. ex., « τ » s'accroît quand il y a abaissement du niveau de la rivière ou vidange d'un lac);
- la variation du niveau de la nappe phréatique en surface influence un peu le poids volumique du sol dans la zone de variation et, par conséquent, la contrainte de cisaillement.

Il y a rupture locale du sol lorsque la sollicitation, c'est-à-dire la contrainte de cisaillement, devient égale à la résistance au cisaillement mobilisable à cet endroit. À ce moment, le coefficient de sécurité (F) local au point considéré, défini selon l'équation 7.2, est égal à 1.0 :

$$F = \frac{\text{Résistance au cisaillement mobilisable}}{\text{Contrainte de cisaillement existante}} \quad (7.2)$$

C'est ce qui est appelé le concept d'équilibre limite. Le coefficient de sécurité (F) le long d'une surface potentielle de rupture se définit comme étant l'intégrale des forces ou moments résistants sur l'in-

tégrale des forces ou moments moteurs le long de cette surface. On parle alors d'un coefficient de sécurité global. Si le F global est supérieur à 1,0, le talus analysé présente une certaine réserve de stabilité.

Afin d'évaluer les conditions de stabilité du talus avant glissement en utilisant le concept d'équilibre limite, la méthode de Bishop et celle de Morgenstern-Price ont été utilisées aux fins de comparaison. La première méthode, largement utilisée dans la littérature (Fredlund et Krahn, 1977; Krahn, 2003) et dans la pratique, satisfait l'équilibre des forces et considère les forces normales entre les tranches de sol. La seconde satisfait l'équilibre des forces et des moments, et considère autant les forces normales que de cisaillement entre les tranches de sol.

La présente analyse portera sur trois actions précises :

- calculer un coefficient de sécurité minimum en condition drainée pour des surfaces de rupture circulaires générées automatiquement par le logiciel. Cette analyse permet d'estimer la stabilité du site en considérant l'hypothèse qu'un premier glissement rotationnel profond ait pu se produire initialement. Elle représente aussi l'approche traditionnelle permettant d'évaluer le degré de stabilité du site, qui aurait été utilisée *a priori* si l'on avait eu à étudier ce dernier avant que ne survienne le glissement du 10 mai 2010;
- calculer un coefficient de sécurité en condition drainée en imposant la surface de rupture horizontale observée lors des investigations de terrain;
- calculer un coefficient de sécurité en condition non drainée en utilisant la résistance au cisaillement non drainée et en imposant la surface de rupture horizontale observée lors des investigations de terrain.

Les deux dernières situations analysées ont pour but d'examiner la possibilité d'utiliser cette approche pour modéliser la rupture de la masse complète de sol lors d'un étalement latéral.

Les analyses de stabilité ont été effectuées avec les logiciels Seep/W et Slope/W (GeoStudio 2007, version 7.17) de la compagnie Geo-Slope International Ltd.

Ce chapitre présente dans un premier temps les paramètres utilisés dans les analyses des conditions de sta-

bilité avant glissement et, dans un deuxième temps, les résultats obtenus lors des simulations dans Seep/W et Slope/W, ainsi que les conclusions que l'on peut en tirer.

7.2 Paramètres utilisés

L'information nécessaire pour l'analyse de la stabilité du talus avant glissement est :

- la topographie du talus;
- la stratigraphie et les caractéristiques géotechniques des unités de sols;
- les conditions hydrogéologiques du massif argileux concerné par l'analyse de la stabilité.

Cette section présente cette information et explique comment elle a été obtenue.

7.2.1 Topographie du talus

La géométrie du problème doit être définie sur la section (ligne de pente) la plus défavorable, soit là où le talus est le plus haut et le plus abrupt, car c'est à cet endroit où la stabilité de la pente devait être la plus précaire. La topographie du talus avant rupture, obtenue au moyen des hypsométries de 2004 (figure 5.2), a été utilisée dans l'analyse (figure 7.1). Pour simplifier, les irrégularités de surface de la figure 5.2 ont été légèrement lissées dans la figure 7.1. Les courbes hypsométriques de 2004 étant imprécises quant à la forme du lit de la rivière, la géométrie du pied du talus et du lit de la rivière a été corrigée en se basant sur la section du modèle numérique de terrain de 2010, tout juste en aval du glissement où il n'y avait pas d'eau (figure 5.1). La géométrie de la base du talus de la figure 7.1 a ainsi été ajustée à environ 40° pour les trois premiers mètres. Ces légères modifications n'ont pas changé l'inclinaison moyenne du talus qui reste à environ 16° .

La largeur de la section hydraulique de la rivière a été établie à une quinzaine de mètres et l'élévation du lit à 6 m. L'observation des marques du niveau d'eau en aval du glissement (figure 5.1) a permis de fixer l'élévation du niveau d'eau dans la rivière à 7 m. L'origine de l'échelle de distance horizontale du modèle topographique de la figure 7.1 a été placée au centre de la rivière. À partir de ce point, l'échelle du modèle s'étend en négatif sur une quarantaine de mètres sur la rive gauche et en positif sur environ 200 m sur la

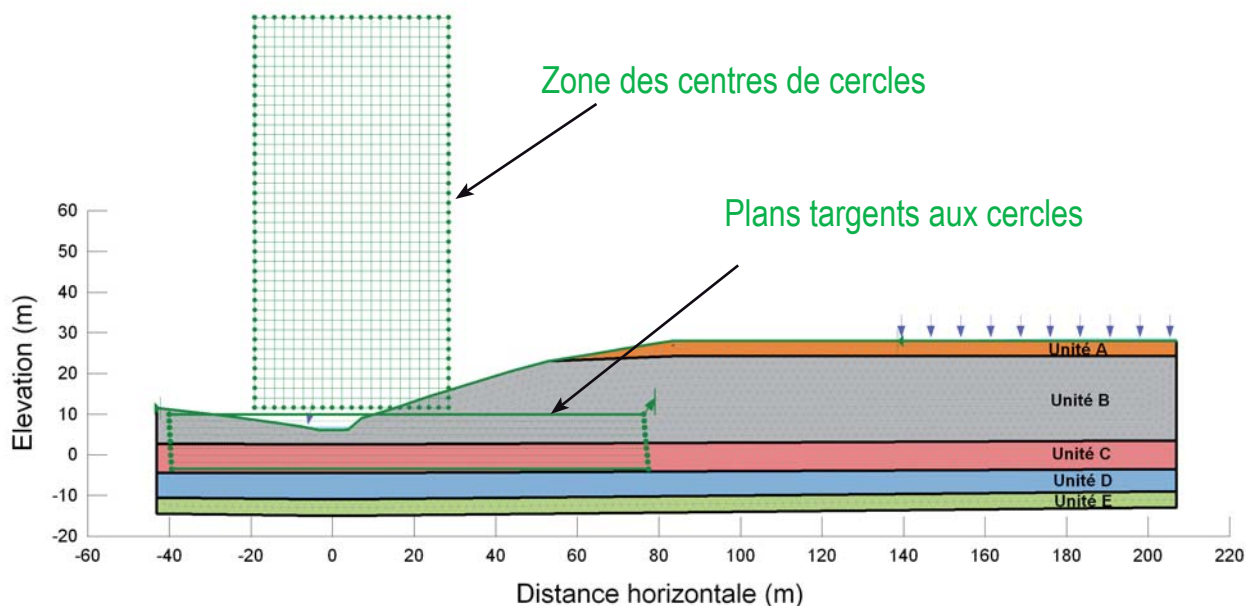


Figure 7.1 Géométrie, stratigraphie et conditions imposées lors de la modélisation.

rive droite (figure 7.1). Cette dimension a été jugée suffisante pour éviter les effets de bord sur la modélisation des pressions interstitielles générées à partir du modèle d'écoulement (Seep/W) et pour englober tout le massif argileux impliqué dans le glissement.

Finalement, une fissure de traction, remplie d'eau jusqu'au niveau modélisé dans Seep/W et située en haut de la surface de rupture, a été considérée dans l'analyse de stabilité lorsque l'angle de la surface de rupture avec l'horizontale a dépassé 55° (option « tension crack angle » dans Slope/W).

7.2.2 Stratigraphie et caractéristiques géotechniques des unités de sols

La stratigraphie définie dans la modélisation est décrite à la section 5.3.2 et elle est indiquée dans les figures 5.3 et 5.4. Les unités sont aussi indiquées dans la figure 7.1. Les limites entre les unités ont été tracées avec une légère pente de 1 % vers la rivière pour refléter ce qui a été observé dans les forages. La croûte en surface du talus (unité A) a été limitée au tiers supérieur du talus. Initialement dans Seep/W, la croûte de surface (unité A) avait été délimitée jusqu'à la base du talus, mais les conditions étaient trop drainantes et le modèle numérique n'arrivait pas à converger vers les valeurs de charge hydraulique observées

au droit des nids de piézomètres. Le roc sous le till n'a pas été inclus dans le modèle de la figure 7.1, puisqu'il n'a pas d'influence sur les résultats de la modélisation.

Les paramètres géotechniques suivants sont nécessaires pour l'analyse de stabilité et de l'écoulement souterrain :

- le poids volumique des différentes unités pour évaluer les contraintes dues à la gravité;
- la perméabilité des unités pour modéliser par éléments finis le réseau d'écoulement et les pressions interstitielles dans le sol;
- les paramètres c' et ϕ' exprimant la résistance au cisaillement des unités de sol impliquées dans le glissement de terrain, pour l'analyse en condition drainée;
- le profil de résistance au cisaillement, pour l'analyse en condition non drainée, obtenu des essais au scissomètre de chantier et non corrigés.

Les paramètres géotechniques retenus pour la modélisation sont résumés dans le tableau 7.1.

Les valeurs de poids volumique ont été calculées à partir des nombreuses teneurs en eau déterminées en laboratoire pour chaque unité de sol. La valeur de 16 kN/m^3 obtenue pour l'argile impliquée dans le glissement est identique à celle mesurée sur d'autres sites de la région par Rissmann et coll. (1985) et Lefebvre (1970).

Les valeurs des coefficients de perméabilité des unités B et D ont été déterminées par des essais de perméabilité à charge variable en cellule œdométrique. Les valeurs obtenues sont représentatives des valeurs typiques pour les argiles de la mer de Champlain (Lafleur et Lefebvre, 1980). Le coefficient de perméabilité (k) de l'unité C a été supposé équivalant à celui de l'unité D, car l'indice des vides de ces unités est plus faible que dans l'unité B et que les pertes de charge observées dans les unités C et D au niveau des nids des piézomètres sont semblables. Des valeurs typiques des coefficients de perméabilité (k) des unités A et E ont d'abord été tirées des plages de valeurs fournies dans Lafleur et coll. (1987) pour l'unité A et dans Lafleur et Lefebvre (1980) et Terzaghi et coll. (1996) pour l'unité E. Elles ont par la suite été ajustées pour que le modèle dans Seep/W converge vers les valeurs de charge hydraulique observées au droit des nids de piézomètres. Dans le cas de l'unité A, une variation de la valeur du « k » influençait le taux d'infiltration de l'eau en surface, alors que, pour l'unité E, une variation de la valeur de « k » jouait sur la valeur de la charge hydraulique sous la rivière.

Tel que le mentionne Lefebvre (1981), les analyses de stabilité d'un talus naturel argileux au Québec sont réalisées en utilisant la résistance à grande déformation, car il a été démontré que c'est celle-ci qui s'approche le plus de la résistance réellement mobilisée lors d'une rupture. Les paramètres c' et Φ' qui décrivent l'enveloppe de résistance à grande déformation sont normalement déterminés au moyen d'essais triaxiaux consolidés drainés (CID) conduits jusqu'à des déformations axiales d'environ 10 %. Cependant, Lefebvre (1981) a publié des résultats d'essais CID provenant d'un grand nombre de sites de partout au Québec, y compris 20 sites où les essais ont été réalisés sur des échantillons taillés dans des blocs d'argile intacte. Les résultats de ces essais ont permis d'établir des relations empiriques où les paramètres c' et Φ' à grande déformation peuvent être obtenus à partir de la pression de préconsolidation (σ'_p). Ces relations sont présentées dans la figure 7.2. On remarque dans

cette figure que deux ensembles de paramètres (c' , Φ') sont proposés pour une même valeur de σ'_p , un premier ensemble représenté par la courbe 5-20 kPa avec une cohésion effective (c') d'environ 7,6 kPa, et un second ensemble représenté par la courbe 5-30 kPa avec c' d'environ 9,6 kPa, mais avec des Φ' plus faibles que dans le premier cas. Ces deux ensembles ont été établis avec la même base de données, mais pour des plages de contraintes de reconsolidation à l'essai triaxial (σ'_3) légèrement différentes. De façon générale, le choix de l'un ou l'autre des ensembles de paramètres de la figure 7.2 dépend des contraintes normales mobilisées, mais n'a pas un effet très significatif sur le coefficient de sécurité. Cependant, ce choix influence la position de la surface de rupture. Pour estimer les paramètres de résistance de la couche B sur la figure 7.2, la valeur de σ'_p située environ au tiers inférieur du talus a été utilisée. Les valeurs de σ'_p retenues pour les unités A, B et C dans la présente analyse sont présentées dans le tableau 7.1. En reportant verticalement ces valeurs sur la courbe 5-20 kPa, les paramètres trouvés de la résistance à grande déformation (c' et Φ') sont listés dans le tableau 7.1. Afin de caractériser la résistance et l'enveloppe de rupture des unités B et C, des essais triaxiaux sont en cours.

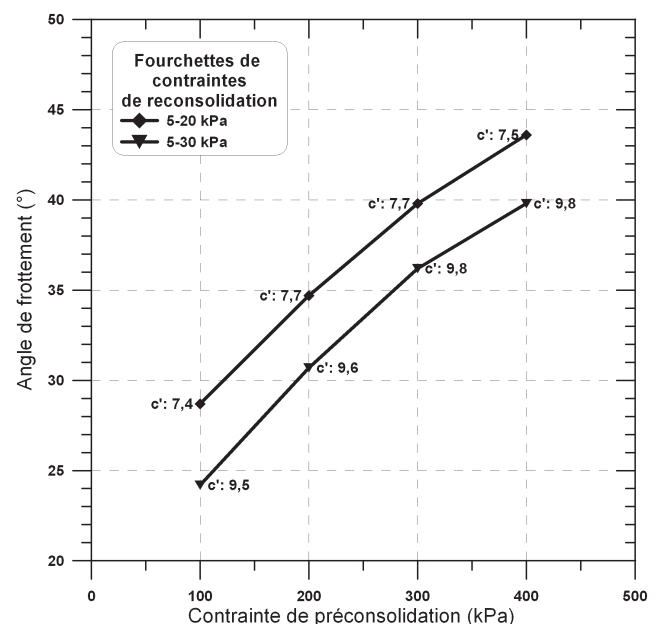


Figure 7.2 Paramètres de Lefebvre (1981) déduits d'essais CID, pour des fourchettes de pressions de reconsolidation comprises entre 5-20 et 5-30 kPa.

TABEAU 7.1 PARAMÈTRES RETENUS POUR LA DÉFINITION DES UNITÉS DANS LE MODÈLE.

Unité	Élévations ^a (m)	γ^b kN/m ³	k (m/s)	σ_p (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	S_{uv} (kPa)
A	28 à 24	18,6	2×10^{-7}	300 ^d	0	35	75
B	24 à -3	16,0	9×10^{-10}	200 ^c	7.7	35	25 à 65
C	3 à -4	16,8	5×10^{-10}	300 ^d	7.7	40	
D	-4 à -10	19,3	5×10^{-10}	-			
E	-10 à -14	207	$1,5 \times 10^{-7}$	-			

a) Les élévations ont été mesurées au droit du sommet de talus.

b) Valeurs calculées avec la teneur en eau.

c) Valeurs prises au tiers inférieur de la couche.

d) Valeurs jugées représentatives de la couche.

7.2.3 Conditions hydrogéologiques

Il est nécessaire de connaître les conditions hydrogéologiques pour valider le réseau d'écoulement généré par éléments finis à l'aide du logiciel Seep/W. Le positionnement de la nappe phréatique en surface et la modélisation des pressions interstitielles dans la zone touchée par le glissement sont essentiels afin d'évaluer la résistance au cisaillement mobilisable dans Slope/W. Les données piézométriques observées sur le terrain dans les piézomètres Z32100, Z32145 et Z32146 (localisés dans la figure 3.2) et présentées à la section 5.4 (tableau A-1 et figure A-5) ont servi à cet effet.

À Saint-Jude, les fortes conditions artésiennes mesurées dans le fond de la vallée de la rivière Salvail justifient la modélisation dans Seep/W présentée ici afin d'obtenir un tableau précis de la distribution des pressions interstitielles dans le massif argileux.

Les pressions interstitielles mesurées en dates du 15 août (condition estivale) et du 24 novembre 2010 (condition automnale) sont présentées dans la figure 7.3. Les valeurs de charge hydraulique automnale se comparent à celles déjà mesurées dans les nids de piézomètres Z32081, Z32082 et Z32083. Elles ont été jugées représentatives des conditions qui prévalaient en mai 2010. Telle qu'elle est indiquée à la section 5.4, la profondeur de la nappe au sommet du talus a varié de 3 m au mois d'août à 1 m au mois de novembre. Loin derrière le sommet de talus, au nid Z32146, la profondeur de la nappe a varié de 1,5 m au mois d'août à la surface au mois de novembre.

Dans les figures 7.3 et A.5, les conditions d'écoulement de l'eau souterraine au sommet du talus (nids de piézomètres Z32146 et Z32100) montrent un écoulement vertical vers le bas avec un gradient (i) variant de 0,05 et 0,2, selon les endroits. Le nid de piézomètres Z32145 situé au tiers inférieur du talus montre un écoulement vertical ascendant avec un gradient (i) moyen d'environ 0,3.

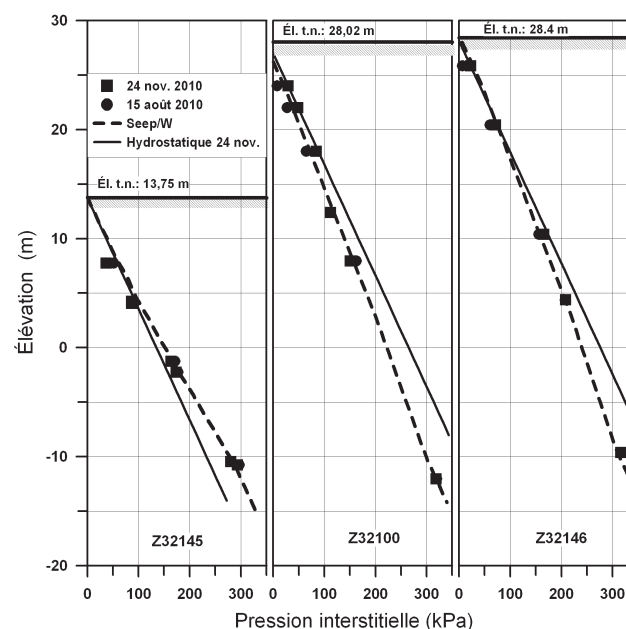


Figure 7.3 Graphiques présentant les pressions interstitielles mesurées les 15 août et 24 novembre 2010, ainsi que celles modélisées à ces mêmes dates dans Seep/W, aux sites des piézomètres Z32145, Z32100 et Z32146.

En utilisant la charge hydraulique totale mesurée dans le till (unité E) au droit du site Z32145, qui est de 18,32 m, et en supposant un niveau d'eau dans la rivière à l'élévation 7 m, on estime que le gradient ascendant sous la rivière est d'environ 0,7, ce qui est très élevé.

7.3 Modèle numérique dans Seep/W

La distribution des pressions interstitielles en tout point dans le massif argileux a été modélisée par éléments finis à l'aide du logiciel Seep/W, en utilisant un « maillage triangulaire non structuré », avec 20810 éléments d'une dimension de 1 m de côté. Ce nombre d'éléments a été jugé suffisant par rapport à l'échelle du talus à modéliser et a donné des résultats satisfaisants. Un état d'écoulement permanent a été adopté, car l'analyse porte seulement sur les pires conditions hydrauliques mesurées à un temps donné, ce qui simplifie le modèle. La stratigraphie définie précédemment est celle qui a été utilisée dans le logiciel Slope/W. Le coefficient de perméabilité du sol saturé attribué à chacune des unités est présenté dans le tableau 7.1.

Le niveau de la nappe a été ajusté pour s'approcher le plus possible des conditions observées le 24 novembre 2010, au droit du Z32100 (tableau 3.3). Par exemple, il a fallu poser l'hypothèse d'une certaine quantité d'eau ($\approx 0,7$ m) à la surface du terrain, à l'extrémité droite du modèle, au droit du nid Z32146. D'ailleurs, la nappe était en surface à cet endroit le 24 novembre 2010 (tableau 3.3) et, selon le technicien qui a fait les relevés, les champs étaient effectivement détrempés. Aussi, la charge créée par cette légère couche d'eau et représentée par des flèches bleues pointant vers le bas dans la figure 7.1 n'influence pas les contraintes de cisaillement, puisqu'elle est localisée à l'extérieur de la zone définie dans les paragraphes suivants pour les calculs de stabilité (figure 7.1).

Le modèle montré dans la figure 7.4 présente quatre types de conditions limites :

- la surface de l'eau de la rivière Salvail a été fixée à l'élévation de 7 m, ce qui équivaut à une charge hydraulique de 1 m au fond de la rivière. Elle est représentée dans la figure 7.4 par des petits ronds bleus;
- sur le plateau à l'arrière du sommet du talus, et sur une petite portion du haut du talus où la nappe n'est pas en surface, un taux d'infiltration d'eau à l'état per-

manent de 4×10^{-10} m/s a été imposé. Cette limite est représentée dans la figure 7.4 par des flèches bleues pointant vers le bas. Ce taux correspond approximativement à 1 % de la normale des précipitations annuelles observées à la station Fleury (tableau 4.1);

- ailleurs à la surface du talus, une limite d'exfiltration potentielle (traduction de « potential seepage face » dans Seep/W) a été considérée. Cette limite est représentée dans la figure 7.4 par des triangles blancs. Ceci permet au logiciel de garder à chaque point de cette limite le niveau de la nappe égal ou inférieur à la surface du talus, en ajustant par itération la charge totale à zéro aux endroits où l'eau veut sortir du talus;
- puisque le modèle de terrain utilisé dans la coupe étudiée couvrait un terrain suffisamment grand, aucune charge hydraulique ni aucun flux n'a été imposé aux limites latérales et inférieures du modèle, ce qui équivaut dans Seep/W à considérer ces limites comme étant imperméables.

7.4 Résultats des modélisations

7.4.1 Modélisation du réseau d'écoulement

Les valeurs modélisées des pressions d'eau et d'écoulement sont montrées dans les figures 7.3, 7.4, 7.5 et 7.6. Dans la figure 7.3, le peu de différences entre les valeurs des pressions interstitielles modélisées (lignes en pointillés) et celles observées dans les piézomètres pour le 24 novembre 2010 indique que le modèle reproduit adéquatement ce qui a été observé sur le terrain. Cependant, en comparant la figure 7.6 avec la figure A.5, de légères différences entre le modèle et les mesures de terrain apparaissent au niveau de la partie supérieure du talus. Par exemple au droit du Z32100, le gradient hydraulique mesuré au niveau de la partie supérieure de l'unité B est de -0.26, alors que dans Seep/W la valeur du gradient modélisée est aux environs de -0.15. Ces différences peuvent s'expliquer par le fait que la géométrie du talus où les piézomètres sont installés est plus abrupte en sommet et plus douce à mi-pente que celle du talus modélisé. Toutefois, tel que montré plus loin à la section 7.4, ces différences localisées en sommet de talus n'ont pas d'impact significatif sur les calculs de stabilité puisque le cercle de rupture le plus critique est situé dans la moitié inférieure du talus. De plus,

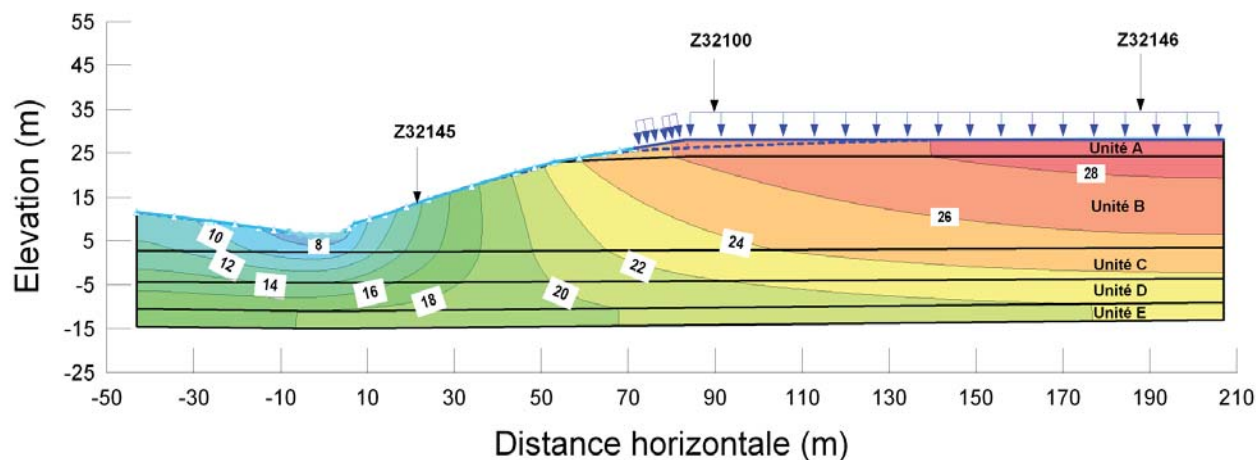


Figure 7.4 Isocontours des charges hydrauliques totales (en m) modélisées dans Seep/W.

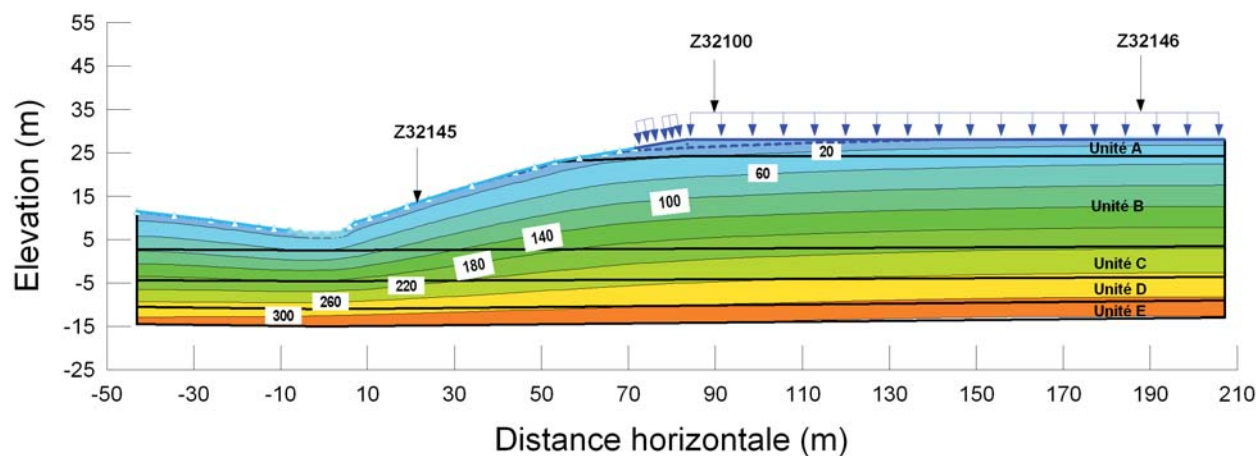


Figure 7.5 Isocontours des pressions interstitielles (en kPa) modélisées dans Seep/W.

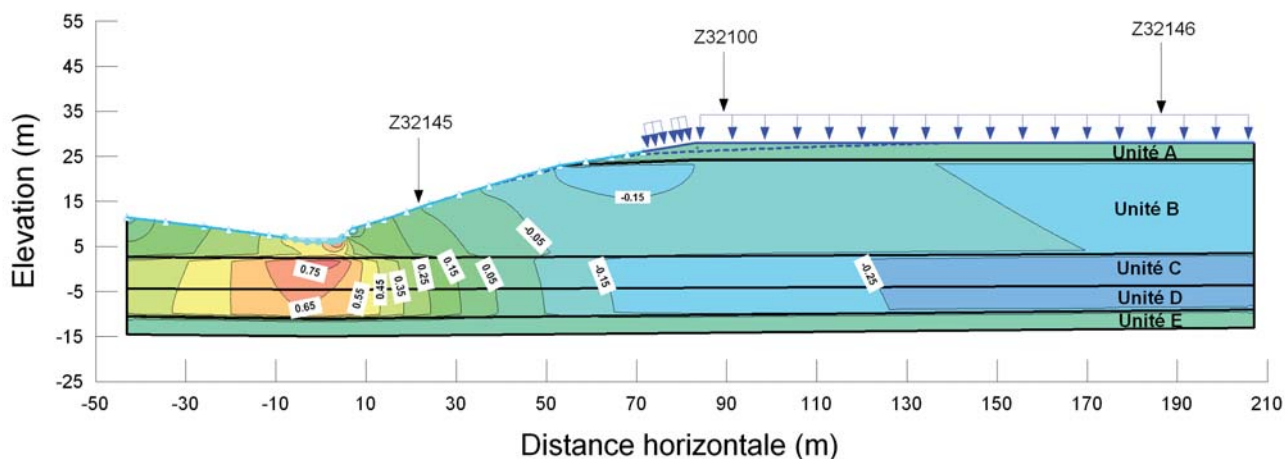


Figure 7.6 Isocontours des gradients verticaux modélisés dans Seep/W.

ailleurs dans le talus, les isocontours modélisés de la charge totale (figure 7.4), des pressions interstitielles (figure 7.5) et des gradients verticaux (figure 7.6) correspondent à peu de choses près aux lectures piézométriques et à ce qui avait été anticipé sous la rivière à la section 7.2.3 (gradient ascendant de 0,7).

Par rapport à des conditions d'eau hydrostatiques, les conditions d'eau souterraine artésiennes observées au pied du talus dans la région augmentent davantage les pressions interstitielles et tendent donc à diminuer d'autant plus la contrainte effective et la résistance au cisaillement des sols (équation 7.1), particulièrement sous le lit de la rivière où un gradient élevé de 0,7 a été observé et modélisé. D'ailleurs, la figure 7.7 montre que la contrainte effective verticale sous le lit de la rivière est presque nulle et varie entre 0 et 5 kPa jusqu'à la base de l'unité C. Ces fortes pressions d'eau constituent un facteur de prédisposition important à des ruptures profondes.

De plus, il est possible que les pressions d'eau aient été légèrement supérieures au droit du glissement de 2010 par rapport à celles mesurées et modélisées avec le nid Z32145. Les pressions d'eau mesurées au droit du nid Z32081 sont environ 2 m supérieures à celles mesurées au droit du nid Z32145, indiquant une certaine variabilité des valeurs de pression mesurées le long de la vallée.

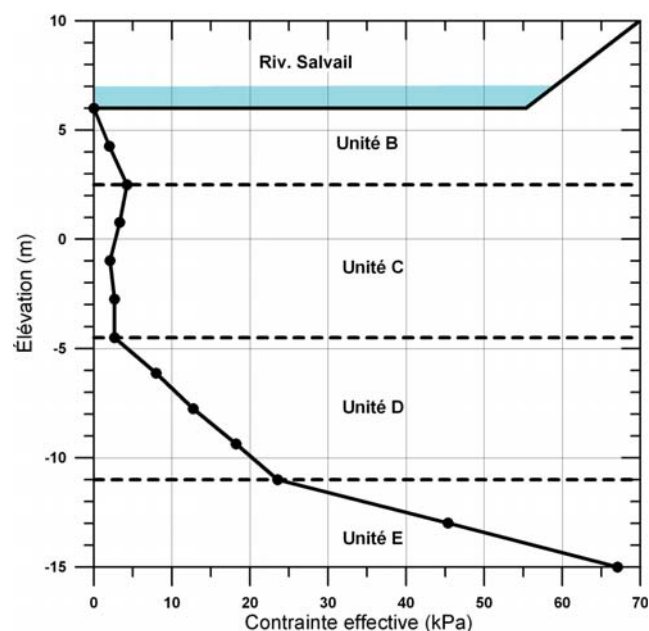


Figure 7.7 Profil des contraintes effectives verticales sous la rivière Salvail.

7.4.2 Stabilité en condition drainée, surface de rupture circulaire

La figure 7.1 présente la zone des centres de cercles de rupture (quadrillé vert) et les plans tangents aux surfaces de rupture (lignes vertes) imposés dans le logiciel Slope/W. Quelques milliers de cercles ont ainsi été calculés par le logiciel, et le plus critique de ceux-ci est illustré dans la figure 7.8. Ce dernier donne un coefficient de sécurité de 0,99 avec la méthode de Bishop et de 1,03 avec la méthode de Morgenstern-Price. Les deux méthodes donnent le même cercle de rupture le plus critique. Le plan tangent à la base de ce cercle se situe à l'élévation 3,3 m. Cette rupture implique un soulèvement du fond de la rivière et remonte jusqu'à la moitié de la hauteur du talus à l'élévation 17,5 m. La figure 7.9 montre en rouge la zone dans le talus où des cercles présentant un coefficient de sécurité inférieur à 1,05 sont concentrés. Cette zone indique que c'est principalement la moitié inférieure du talus qui présente les conditions de stabilité les plus précaires et que ces cercles passent tous sous le lit de la rivière. Cela correspond à des ruptures réelles observées dans des talus situés à proximité (mai 2010 et avril 2000, carte hors texte).

Le coefficient de sécurité minimum pour un cercle englobant tout le talus est montré dans la figure 7.10. Il passe aussi sous le fond de la rivière à l'élévation approximative de 3,25 m. Des coefficients de sécurité de 1,31 avec la méthode de Bishop et de 1,32 avec la méthode Morgenstern-Price ont été calculés. Ces résultats montrent qu'il était beaucoup moins probable que l'ensemble du talus soit emporté par une première rupture de forme circulaire.

7.4.3 Stabilité en condition drainée, surface de rupture horizontale

Dans la figure 7.11, la surface de rupture localisée sur le terrain à l'aide des piézocônes (section 6.5) a été tracée en utilisant l'option *fully specified* dans Slope/W. Le coefficient de sécurité le long de cette surface de rupture est de 3,13, selon la méthode dite de Bishop, et de 3,34, selon la méthode de Morgenstern-Price. Le réseau d'écoulement utilisé est le même qu'à la section précédente. Ces valeurs très élevées du coefficient de sécurité laissent croire à une réserve de stabilité énorme, alors que l'on

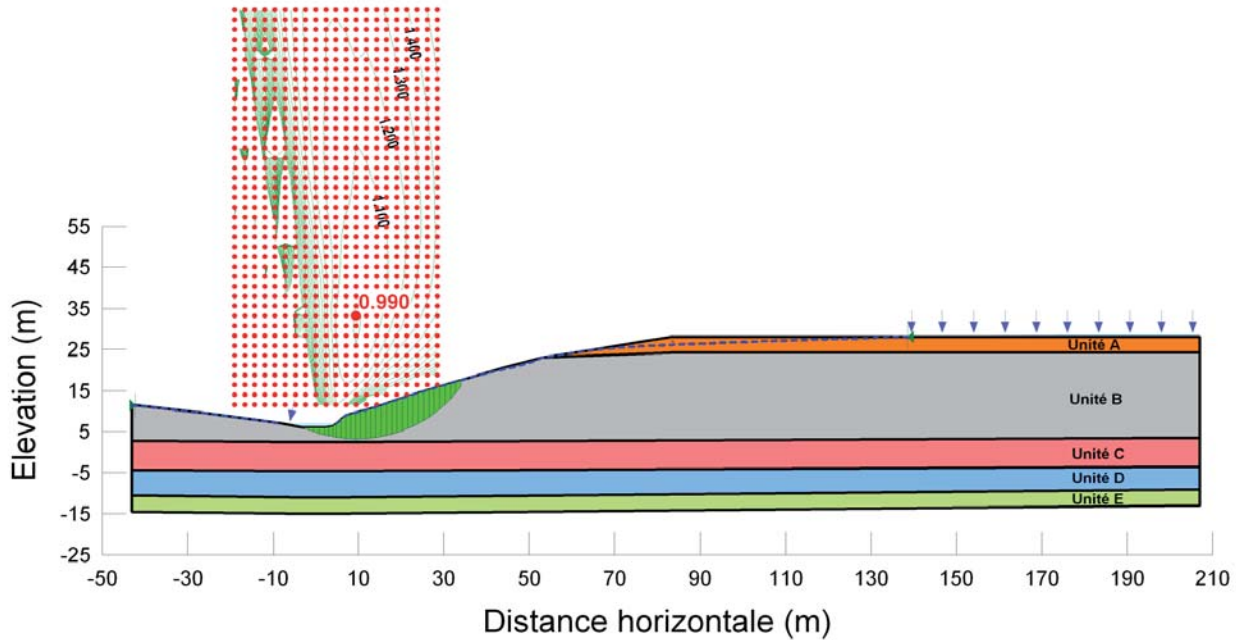


Figure 7.8 Coefficient de sécurité minimum en condition drainée, pour une surface de rupture circulaire, avec la méthode de Bishop dans Slope/W.

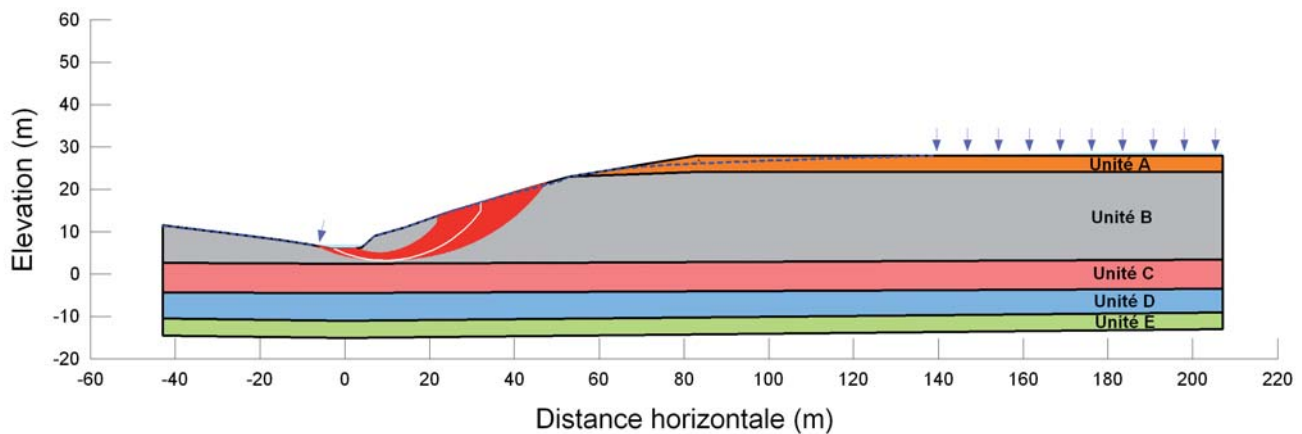


Figure 7.9 Représentation graphique en rouge de la zone où passent les cercles de rupture dont le coefficient de sécurité global est inférieur à 1,05, en condition drainée avec la méthode de Bishop dans Slope/W. La ligne blanche surimposée à cette zone indique la position du cercle le plus critique représenté à la figure 7.8.

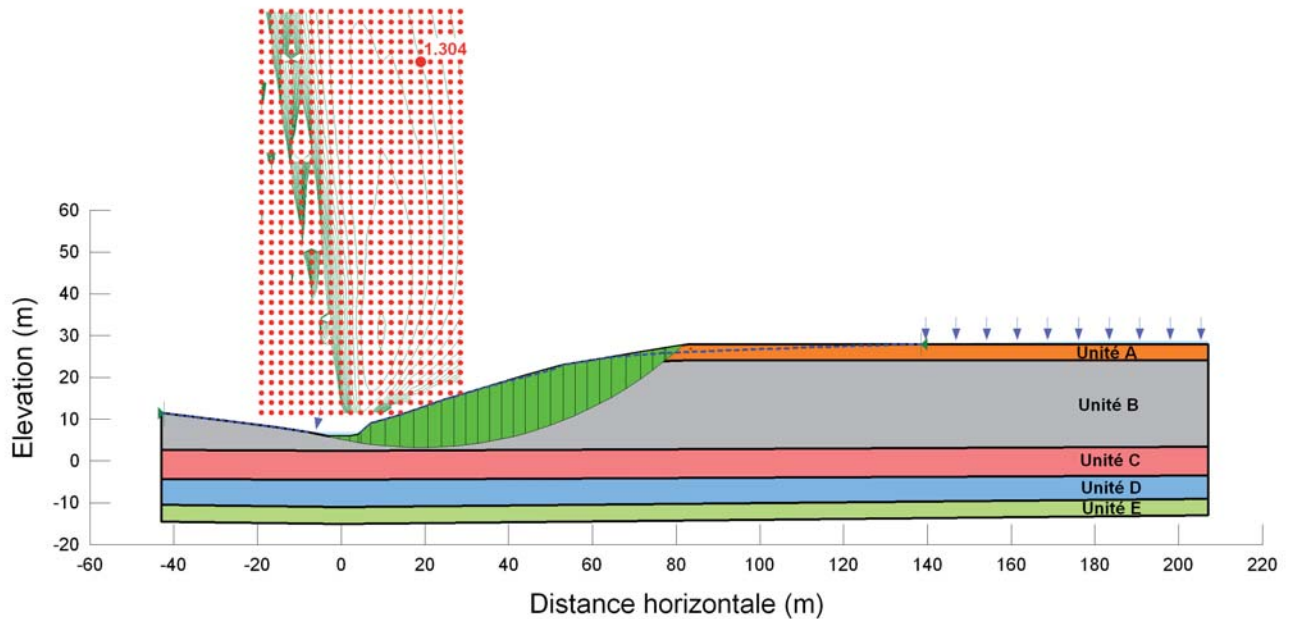


Figure 7.10 Coefficient de sécurité en condition drainée, pour une surface de rupture circulaire qui englobe tout le talus, avec la méthode de Bishop dans Slope/W.

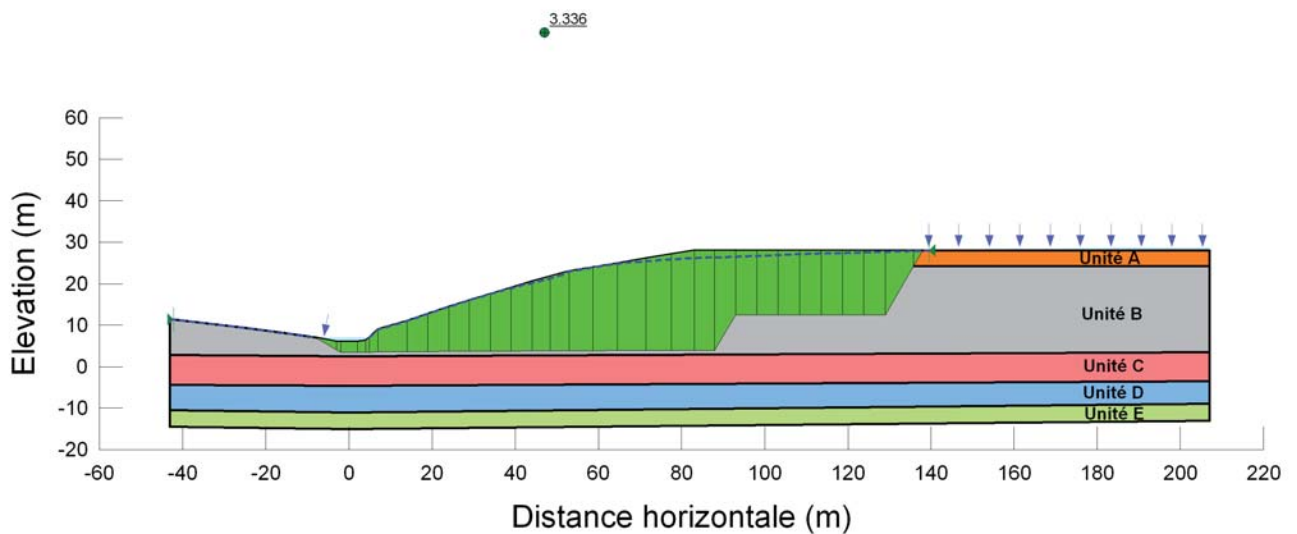


Figure 7.11 Coefficient de sécurité en condition drainée, le long de la surface de rupture observée, selon la méthode de Morgenstern-Price dans Slope/W.

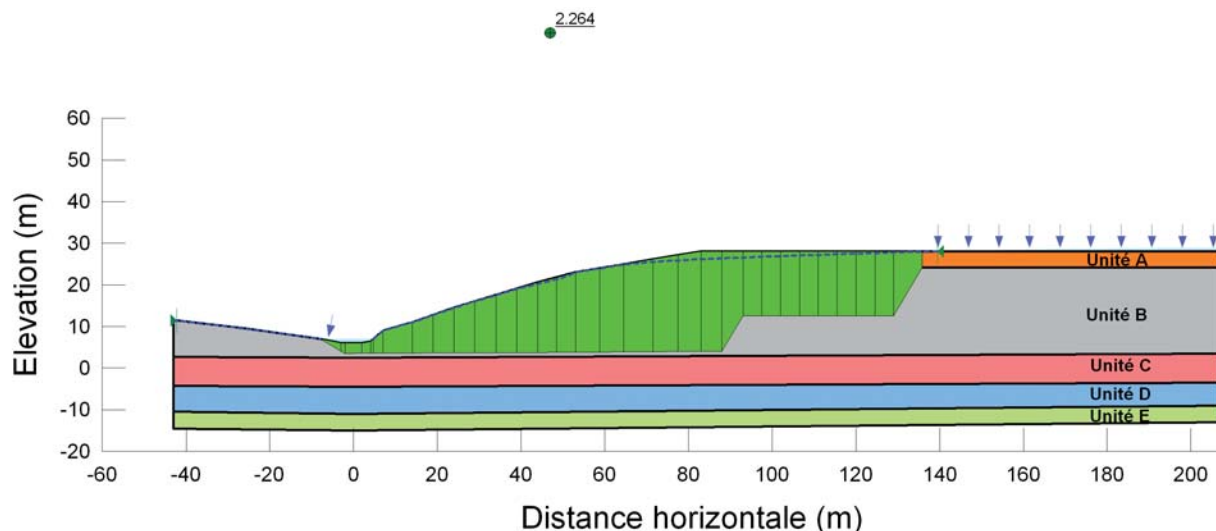


Figure 7.12 Coefficient de sécurité en condition non-drainée, le long de la surface de rupture observée, selon la méthode de Morgenstern-Price dans Slope/W.

sait pertinemment que le talus a glissé. Ces résultats montrent qu'il faut faire intervenir un autre type de mécanisme pour expliquer la rétrogression. Une telle constatation a d'ailleurs été faite sur d'autres sites d'étalements (Locat, 2007; Locat et coll., 2008).

7.4.4 Stabilité en condition non drainée, surface de rupture horizontale

Dans la figure 7.12, la même surface de rupture que celle utilisée à la section précédente a été analysée, mais cette fois en condition non drainée. Le profil de résistance non drainée intégré dans Slope/W est celui obtenu du piézocône (s_u^{CPTU}) avec le facteur de corrélation $N_{kt} = 13,5$ pour se caler sur la résistance au cisaillement mesurée au scissomètre (voir chapitre 5). Le coefficient de sécurité le long de cette surface de rupture est de 2,16, selon la méthode de Bishop, et de 2,26, selon la méthode de Morgenstern-Price. Ces coefficients de sécurité élevés montrent de nouveau qu'il faut faire intervenir un autre type de mécanisme pour expliquer le phénomène de glissement par étalement.

7.5 Récapitulation du chapitre 7

Les analyses faites dans ce chapitre font ressortir les points suivants :

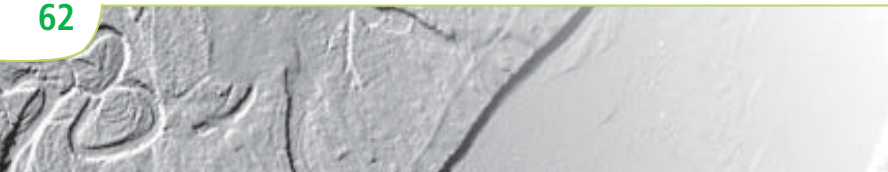
- le cercle de rupture le plus critique donne un coefficient de sécurité de 0,99 avec la méthode de

Bishop et de 1,03 avec la méthode de Morgenstern-Price. Les deux méthodes donnent le même cercle de rupture. Le plan tangent à la base de ce cercle se situe à l'élévation 3,3 m. Cette rupture soulève le fond de la rivière et remonte jusqu'à la moitié de la hauteur du talus à l'élévation 17,5 m (figure 7.8). Ce type de rupture semble relativement fréquent le long des berges de la rivière Salvail et il a été observé en 2000, en 2010 et même en avril 2011;

- en considérant un coefficient de sécurité (F) plus petit que 1,05, l'analyse à l'équilibre limite montre qu'il est possible d'avoir des glissements circulaires qui mobiliseraient jusqu'à 75 % de la hauteur du talus (figure 7.9). Toutefois, selon les témoignages recueillis, aucun glissement notable de ce genre n'aurait été observé dans les jours et les heures précédents l'événement du 10 mai 2010. Cela n'exclut pas cependant qu'une première rupture majeure du talus ait pu survenir dans les premiers instants du mouvement de terrain;
- une analyse conventionnelle à l'équilibre limite peut expliquer une première rupture de forme circulaire, mais n'est pas adéquate pour expliquer la rupture le long de la surface observée sous l'étalement, puisque les coefficients de sécurité (F) obtenus sont trop élevés. Un autre mécanisme doit nécessairement être envisagé pour expliquer l'ensemble du phénomène d'étalement;



- à cause des pressions interstitielles (u) élevées sous le lit de la rivière, les sols argileux localisés directement à cet endroit ont des contraintes effectives très faibles, voire pratiquement nulles (figure 7.7). Par conséquent, ils ont théoriquement une résistance au cisaillement mobilisable (τ_f) plus faible que celle considérée dans nos analyses. Le fait que les pressions (u) soient voisines des contraintes verticales peut laisser supposer une certaine fissuration de l'argile. Il s'en suivrait une résistance au cisaillement mobilisable (τ_f) plus faible que celle considérée dans les analyses et un coefficient de sécurité calculé aussi plus faible.



CHAPITRE 8

Discussion sur la rupture et le mouvement des débris

À partir des observations et des analyses présentées aux chapitres 4 à 7, le présent chapitre donne un aperçu global du site et propose des hypothèses afin d'expliquer les causes de la rupture du sol et les conséquences de cette dernière sur la dislocation de la pente et le mouvement des débris.

8.1 Analyse qualitative du site

Un glissement de terrain est le résultat, à un moment précis de l'histoire d'un talus, d'une combinaison de plusieurs facteurs défavorables qui ont amené une pente à la rupture.

Ces facteurs peuvent être classés comme étant prédisposants, aggravants ou déclencheurs. De plus, certaines observations de terrain, autant à l'échelle locale que régionale, peuvent révéler qu'un site est prédisposé à subir certains types de glissements de terrain. Ces indices sont appelés des « éléments révélateurs ». Le tableau 8.1 résume les différents éléments révélateurs observés localement et régionalement près du site étudié. Le tableau 8.2 résume les facteurs défavorables identifiés pour le site.

TABEAU 8.1 TABLEAU DES ÉLÉMENTS RÉVÉLATEURS OBSERVÉS DANS LA RÉGION IMMÉDIATE DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE MAI 2010.

Éléments révélateurs	Description
Régional	Nombreuses cicatrices d'anciens glissements fortement rétrogressifs, le long des vallées des rivières Yamaska et Salvail. Fréquence approximative de 1 par décennie de 1930 à 1970, et de 1 seul depuis 1974, soit celui de mai 2010.
	Cicatrices de glissements rotationnels ou superficiels pour les talus de plus de 6 m où l'érosion est importante. Fréquence approximative de 3 par année au cours des 60 dernières années.
Local	Érosion et décrochements le long de la berge, allant en s'accroissant de 1997 à 2009.

TABLEAU 8.2 TABLEAU DES FACTEURS PRÉDISPOSANTS, AGGRAVANTS ET DÉCLENCHEURS AU SITE DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE MAI 2010.

Facteurs	Description
Prédisposants	Stratigraphiques et géotechniques : Argile silteuse grise sensible et homogène. Résistance intacte au cisaillement non drainé, augmentant de ferme à raide avec la profondeur. Sensibilité diminuant de très élevée à moyenne avec la profondeur.
	Topographiques : Talus de forme rectiligne à convexe, d'une hauteur de 22 m. Certains segments de pente dans la partie inférieure du talus présentent une inclinaison d'environ 20° sur une dizaine de mètres de hauteur.
	Érosion : Active tout au long du pied de talus sur environ 250 m de longueur. Encoche d'érosion à la base du talus d'environ 3 m de hauteur avec une inclinaison d'au moins 40° par rapport à l'horizontale.
	Écoulement d'eau souterraine : Un dépôt d'argile en fond de la vallée et de fortes conditions artésiennes dans le till sous l'argile impliquent un gradient ascendant dans le pied du talus.
Aggravants	Écoulement d'eau souterraine : Les conditions artésiennes dans le fond de la vallée avaient atteint un état tel que les contraintes effectives étaient devenues presque nulles.
	Érosion et glissement : Accentuation de l'érosion et des décrochements le long de la berge de 1997 à 2009. Amorce de glissement dans le pied du talus, observée sur les photographies aériennes d'août 2009. Cette amorce de glissement touche la berge sur une longueur d'environ 70 m et une hauteur d'environ 6 m.
	Terrassement et remblais en sommet de talus : Matériaux de remblais déversés lors de travaux de terrassement dans la partie sommitale du talus, à différents moments depuis les années 70.
Déclencheurs	Activité de glissement et érosion : La moitié inférieure du talus était à la limite de l'équilibre. Les débris du glissement de 2009 ont fort probablement été érodés au printemps 2010, ce qui a déchargé le pied du talus, réduisant les contraintes effectives dans son pied de talus et augmentant les contraintes de cisaillement dans le talus. Ces conditions ont induit un état d'équilibre dans une partie suffisamment importante du talus pour générer une rupture progressive.

8.1.2 Discussion sur les éléments aggravants et déclencheurs

Les conditions artésiennes mesurées le long de la rivière Salvail sont exceptionnellement fortes par rapport à d'autres endroits dans les basses terres du Saint-Laurent. Elles prédisposaient et aggravaient la situation au site étudié. Elles peuvent être considérées comme étant l'une des causes principales du glissement de terrain. Toutefois, elles ne peuvent à elles seules être évoquées pour expliquer le déclenchement du glissement de terrain au printemps 2010.

L'observation des photographies aériennes au cours des 15 dernières années (voir section 5.2) indique que l'érosion était active au pied du talus argileux et que des petits glissements le long de la berge se produisaient régulièrement et plus particulièrement depuis les 15 dernières années. L'érosion et les petits glissements dans le pied du talus étaient les principaux facteurs aggravant la situation à cet endroit. Il est possible que des perturbations similaires ou de plus grande ampleur, c'est-à-dire impliquant tout le talus, soient à l'origine du déclenchement de ce glissement de terrain fortement rétrogressif du 10 mai 2010.

La variation des pressions d'eau dans les sols est fonction de la recharge des nappes d'eau souterraines, causée par les précipitations et l'infiltration de surface. Ces conditions varient donc avec les saisons et sont les plus critiques au printemps et à l'automne, périodes où la recharge des nappes est maximale. La figure A.2 et le tableau 4.1 indiquent que les précipitations moyennes au cours des six mois antérieurs au glissement de terrain de 2010 étaient sous la normale. Une augmentation des pressions d'eau souterraine à la base du talus causée par les précipitations et l'infiltration ne semble pas être l'élément déclencheur puisqu'elles n'étaient pas exceptionnelles en mai 2010 par rapport à la normale à cet endroit.

Le changement de géométrie induit par l'application de surcharges à diverses époques et à divers endroits au sommet du talus (voir section 5.2) a probablement contribué à diminuer légèrement la stabilité globale du site. Ces surcharges n'ont toutefois pas déclenché de glissement de terrain au moment où elles ont été appliquées parce qu'elles avaient peu d'influence sur la zone délimitée par un cercle de rupture qui aurait englobé tout le talus. Or, selon l'analyse présentée au

chapitre 7, ce cercle de rupture avait une certaine réserve de stabilité avec un coefficient de sécurité (F) global d'environ 1,3 (figure 7.10). Le cercle de rupture le plus critique observé dans la moitié inférieure du talus (figures 7.8 et 7.9) correspond quant à lui assez bien au glissement d'août 2009 observé à la base du talus.

Aussi, certaines personnes s'interrogeaient sur le rôle qu'aurait pu avoir un éventuel bris d'aqueduc sur le déclenchement du glissement de terrain, puisqu'une perte de pression aurait apparemment été observée à la résidence dans les jours précédant l'événement. Selon l'information fournie par un représentant de la Régie intermunicipale d'aqueduc, la pression sur le réseau d'aqueduc à Saint-Jude est suivie continuellement et des alarmes se font entendre en cas de baisse de pression. Une fuite d'eau qui s'étalerait sur plusieurs jours générerait une baisse de pression notable. Toutefois, aucune baisse de pression n'a été détectée dans les jours précédant le glissement de terrain. Le tuyau d'aqueduc auquel était raccordée la résidence desservait aussi d'autres municipalités. Si cette perte de pression avait été liée à l'aqueduc, elle aurait aussi été ressentie par plusieurs autres personnes loin du glissement de terrain, ce qui n'a pas été le cas. Par ailleurs, s'il y avait eu une fuite dans le tuyau auquel était raccordée la résidence, puisque les sols sont argileux et peu perméables sur le pourtour de la tranchée où la conduite a été placée, l'eau aurait suivi le chemin le plus facile et aurait remonté à travers des matériaux de remblai couvrant la conduite pour ruisseler par la suite à la surface du terrain.

Finalement, s'il y avait eu une fuite d'eau loin derrière le sommet du talus, cela n'aurait eu aucun effet sur sa stabilité. En effet, le niveau d'eau dans le sol est déjà près de la surface naturellement au printemps ainsi qu'à l'automne et c'est près de la rivière, au pied du talus, donc loin de l'aqueduc, que le glissement de terrain s'est déclenché. La perte de pression d'eau rapportée par certains témoins ne semble donc pas pouvoir être évoquée comme étant l'élément déclencheur du glissement de terrain.

Par conséquent, le déclenchement du glissement de terrain du 10 mai 2010 est considéré comme étant d'origine naturelle.

8.2 Hypothèses sur les mécanismes de la rupture

Le glissement de terrain du 10 mai 2010 présente certaines particularités rarement observées par le passé. L'ensemble des observations et des mesures présentées dans ce rapport permet d'avancer les points suivants concernant le mécanisme de rupture :

- la présence de fortes conditions d'eau artésiennes peut être avancée pour expliquer la profondeur de la surface de rupture. L'impact précis de telles conditions sur les mécanismes de la rupture par étalement reste toutefois à étudier;
- tel que le démontre le chapitre 7, la moitié inférieure du talus à cet endroit était à la limite de l'équilibre. Un glissement et des débris dans la rivière ont aussi été observés au pied du talus sur la photographie aérienne prise en août 2009. Une rupture du talus par glissement rotationnel était donc possible. Un tel glissement impliquant plus de la moitié du talus pourrait avoir déclenché une rupture rapide en condition non drainée (quelques minutes tout au plus) se propageant horizontalement vers l'intérieur du talus. Afin d'expliquer la propagation d'une telle rupture sur une surface horizontale, un mécanisme de rupture progressive peut être envisagé (Bernander, 2000; Locat et coll., 2008 et 2011);
- l'inclinaison de la stratification dans les horsts est plus ou moins horizontale (0 à 17°, voir les profils des figures A.7 à A.9 et les photos A et B à la figure 6.4), ce qui correspond à l'inclinaison de la stratification du sol intact. Ceci indique que ces horsts ont principalement subi une translation sans rotation importante pendant le mouvement des débris. Ces horsts confirment que le type de glissement survenu est un étalement. Le processus par lequel survient ce type de glissement de terrain est cependant encore mal compris;
- tel que le montrent les photos des horsts présentées à la figure 6.4 et tel que le décrit la section 6.2.3, l'inclinaison des côtés des horsts est de 60° en moyenne par rapport à l'horizontale. Cette inclinaison correspond à l'inclinaison des surfaces de rupture observées lors d'essais triaxiaux actifs non drainés sur les argiles. Les horsts se seraient donc formés lors de ruptures actives, c'est-à-dire par une diminution de la contrainte horizontale survenant pendant la propagation de la rupture principale à la base du glissement;

- les sections A-A', B-B' et C-C' (figures A.7, A.8 et A.9) présentent une remontée de la surface de rupture, identifiée grâce aux piézocônes entre 13 à 15 m d'élévation, à une distance d'environ 140 m sur l'échelle horizontale de ces figures. Ce deuxième niveau de la surface de rupture est située à une dizaine de mètres au-dessus du premier. Cette particularité n'a jamais été observée par le passé dans un étalement et pourrait indiquer que le mouvement est survenu en deux étapes;
- une autre particularité, rarement observée dans les étalements, est la présence de tranches d'argile retroussées et inclinées, dans la zone 4 (figures A.6 et 6.7). Ces tranches chevauchent sur une grande distance le graben où se trouvaient la maison et le garage. Le mode de formation de ces tranches inclinées vers l'arrière n'est pas encore complètement connu;

L'étalement survenu le 10 mai 2010 a donc été bien documenté par les analyses de terrain et de laboratoire effectuées, et ses particularités sont décrites en détail dans ce rapport. Par contre, il s'agit d'un type particulier de glissement de terrain dont le processus de rupture est encore aujourd'hui mal compris.

CHAPITRE 9

Conditions de stabilité du site après glissement

Ce chapitre résume les conditions de stabilité du site après le glissement et les travaux exécutés pour améliorer la situation.

9.1 Stabilité de la paroi arrière du glissement

Des ruptures secondaires se sont produites dans la paroi arrière du cratère du glissement de terrain dans les heures qui ont suivi l'événement tragique (figures 2.3 et 9.1). Comme cet escarpement était toujours très raide dans les jours suivants, sur une hauteur de 5 à 7 m (figure 2.2), des travaux d'adoucissement de la pente ont été effectués pour sécuriser les lieux. Cette opération était importante, car, d'une part, de nombreux visiteurs s'aventuraient très près du cratère malgré les indications du danger et le périmètre de sécurité mis en place par la municipalité et, d'autre part, des investigations géotechniques devaient être réalisées le plus rapidement possible dans la cicatrice du glissement de terrain.

Ces travaux ont débuté le 13 mai en fin d'après-midi. Ils ont été effectués à l'aide d'une pelle mécanique et ont consisté à adoucir la pente par une opération de déblai-remblai (figure 9.2), où les sols excavés dans la partie supérieure de la pente ont été placés en contrebas de celle-ci. L'inclinaison finale ainsi obtenue a été de l'ordre de 18° ou moins. La figure 9.3 illustre le résultat final.

9.2 Stabilité des berges du nouveau lit de la rivière Salvail

Les débris du glissement du 10 mai ont complètement rempli la vallée de la rivière Salvail sur une

longueur de berge de près de 275 m (figure A.6). Ils ont chevauché la berge opposée jusqu'à une distance de 60 m par rapport à la position initiale



Figure 9.1 Masse de sol qui s'est détachée de la paroi arrière du glissement dans les heures suivant le mouvement principal.



Figure 9.2 Opérations de déblai-remblai visant à adoucir la paroi arrière du glissement.



Figure 9.3 Résultat final de l'adoucissement de la paroi arrière du glissement.

du centre du cours d'eau (figures 9.4 et 6.3). De 10 m à 16 m de sol ont recouvert l'ancien lit de la rivière. À l'aide du modèle numérique de terrain tiré du levé lidar, il a été possible de délimiter la superficie du territoire susceptible d'être inondée en amont de ce barrage soudain de la rivière (carte hors texte). Le niveau d'eau risquait ainsi d'atteindre l'élévation 15,7 m. Environ sept chemins, qui permettent aux agriculteurs d'accéder à leurs terres cultivées de part et d'autre de la rivière, ainsi que quelques infrastructures privées, étaient déjà inondés ou en voie de l'être. Devant cette menace et l'inquiétude des citoyens riverains, il a été décidé de creuser un canal afin de rétablir le cours de la rivière et ainsi limiter la montée des eaux en amont.

Le tracé choisi pour le canal a été approximativement celui que la rivière aurait emprunté si l'on avait laissé la nature suivre son cours, soit à l'extrémité de la langue de débris (figure 9.4). Cependant, on s'est assuré que le nouveau chenal de la rivière rejoigne l'ancien dans le même axe qu'antérieurement afin de ne pas engendrer de nouvelles zones d'érosion qui auraient pu déstabiliser des talus situés en aval. Pour des raisons de coûts et de faisabilité, la solution retenue a été d'y creuser un canal de 2 m de largeur sur 2 m à 3 m de profondeur (figure 9.5) et de laisser ensuite l'érosion par le cours d'eau faire son travail, en étant conscient que la rivière n'atteindrait probablement pas le niveau de son ancien lit, situé autour de l'élévation 6 m, avant plusieurs mois et peut-être davantage, selon les conditions météorologiques.

Le canal a été creusé le 20 mai 2010. Le réglage des berges, pour dégager le plus possible la végétation qui risquait éventuellement de se retrouver dans la rivière, a été complété le lendemain. La figure 9.5 illustre l'évolution de la situation de mai à décembre 2010. La figure 9.6, qui date du 10 mai 2011, montre que le fond du nouveau chenal a approximativement atteint le niveau originel. Cependant, les berges sont encore très instables, de part et d'autre du nouveau chenal, et elles le demeureront tant que de nouvelles conditions d'équilibre n'auront pas été atteintes, ce qui pourrait prendre plusieurs années. Pour cette raison, la municipalité a installé des clôtures sur chaque rive afin de délimiter un périmètre de sécurité et posé des affiches indiquant le danger de glissements de terrain.

Puisque les nouvelles berges de la rivière sont constituées de part et d'autre d'anciens débris de glissements de terrain et que leur hauteur est d'une dizaine de mètres inférieure à celle d'origine. Les conditions nécessaires au développement de glissements fortement rétrogressifs ne sont donc plus réunies. Par conséquent, les pertes de terrain associées à ces nouvelles instabilités de pente ne devraient pas excéder les périmètres de sécurité établis.

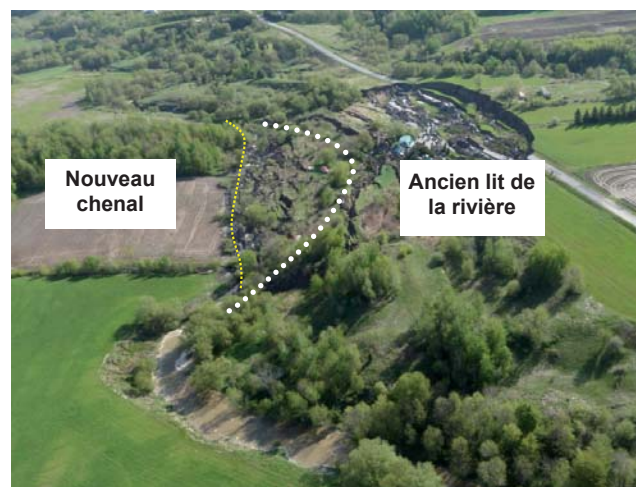


Figure 9.4 Vue des débris du glissement qui ont complètement rempli le lit de la rivière Salvail et position approximative du nouveau chenal. Photo prise vers le nord.



Figure 9.5 Photos montrant l'évolution du canal du 25 mai au 4 décembre 2010.



Figure 9.6 Vue de la cicatrice du glissement et du nouveau chenal le 10 mai 2011. Photo prise vers le sud.

9.3 Stabilité globale de la masse de débris du glissement du 10 mai

Tel que mentionné précédemment, la masse de débris du glissement du 10 mai a comblé l'ancien lit de la rivière Salvail et a chevauché la berge opposée sur une soixantaine de mètres par rapport à la position antérieure du cours d'eau. La hauteur du talus sur la rive droite a aussi baissé d'une dizaine de mètres par rapport à sa hauteur antérieure au glissement, et elle est maintenant d'environ 12 m.

Étant donné que toute la surface du terrain dans la cicatrice est maintenant beaucoup plus basse qu'avant le glissement de mai 2010, on considère que la hauteur de la berge n'est plus suffisante pour que toute la masse de débris puisse se remettre en mouvement lorsque le nouveau chenal de la rivière aura atteint son ancien niveau, aux environs de l'élévation 6 m. Pour que cette masse de sols puisse être éventuellement remobilisée, il faudrait que la rivière Salvail creuse son lit sur plusieurs mètres de profondeur. Or, le talweg de la rivière Salvail est contrôlé par celui de la rivière Yamaska dans laquelle elle se jette, et celui de la Yamaska, par celui du fleuve Saint-Laurent. Comme le dénivelé total entre ces cours d'eau n'est que de quelques mètres, il est donc impossible que les berges de la rivière Salvail, au site du glissement de mai 2010, puissent redevenir suffisamment hautes à l'avenir pour craindre une rupture comparable.

Dans ces conditions, la reconstruction de la route dans la cicatrice ne pose aucun problème pour sa sécurité, le chemin étant suffisamment loin du nouveau chenal (environ 140 m) pour ne pas être influencé par les instabilités qui touchent la berge actuelle.

Toutefois, le terrain dans la cicatrice comporte encore des zones avec des fissures et des crevasses. Étant donné la variabilité dans la résistance et la nature des sols dans la cicatrice du glissement de terrain et la présence de vides près de la surface, d'éventuels tassements différentiels seraient à prévoir si des remblais y étaient aménagés ou des fondations de bâtiment y étaient construites. Par conséquent, le terrain n'est pas considéré comme propice à de nouvelles constructions de bâtiments pour l'instant.



CHAPITRE 10

Conclusions

À la suite du glissement de terrain du 10 mai 2010 survenu à Saint-Jude, des travaux d'investigation et des études approfondies ont été réalisés par le Service de la géotechnique et de la géologie du ministère des Transports du Québec afin de le caractériser, d'en établir les causes et les mécanismes, et de se prononcer sur la stabilité future du site. Ce chapitre présente les conclusions de ce travail.

Il a été clairement établi que le glissement du 10 mai n'est pas de type « coulée argileuse » mais plutôt de type « étalement latéral ». Il présente toutefois certaines particularités rarement observées dans le passé pour d'autres glissements du même type. Il se démarque par une surface de rupture à deux niveaux et par la présence, parmi les débris, d'immenses tranches de sol inclinées. Ces dernières ont chevauché les autres débris de sol et sont entre autre venues percuter l'avant de la résidence n° 2481 et du garage adjacent.

Les sols impliqués dans ce glissement de terrain sont majoritairement constitués d'argile de la mer de Champlain. Les propriétés géotechniques de cette argile sont remarquablement uniformes le long de la rivière Salvail. Leurs valeurs sont typiques de celles mesurées sur des argiles ailleurs dans les basses-terres du Saint-Laurent.

Bien que suffisamment haut pour engendrer un glissement fortement rétrogressif, le talus avant glissement présentait une inclinaison généralement modérée qui pouvait laisser croire à une relative stabilité du site. Toutefois, deux éléments aggravaient la situation à cet endroit, soit de très fortes pressions d'eau artésiennes dans le pied

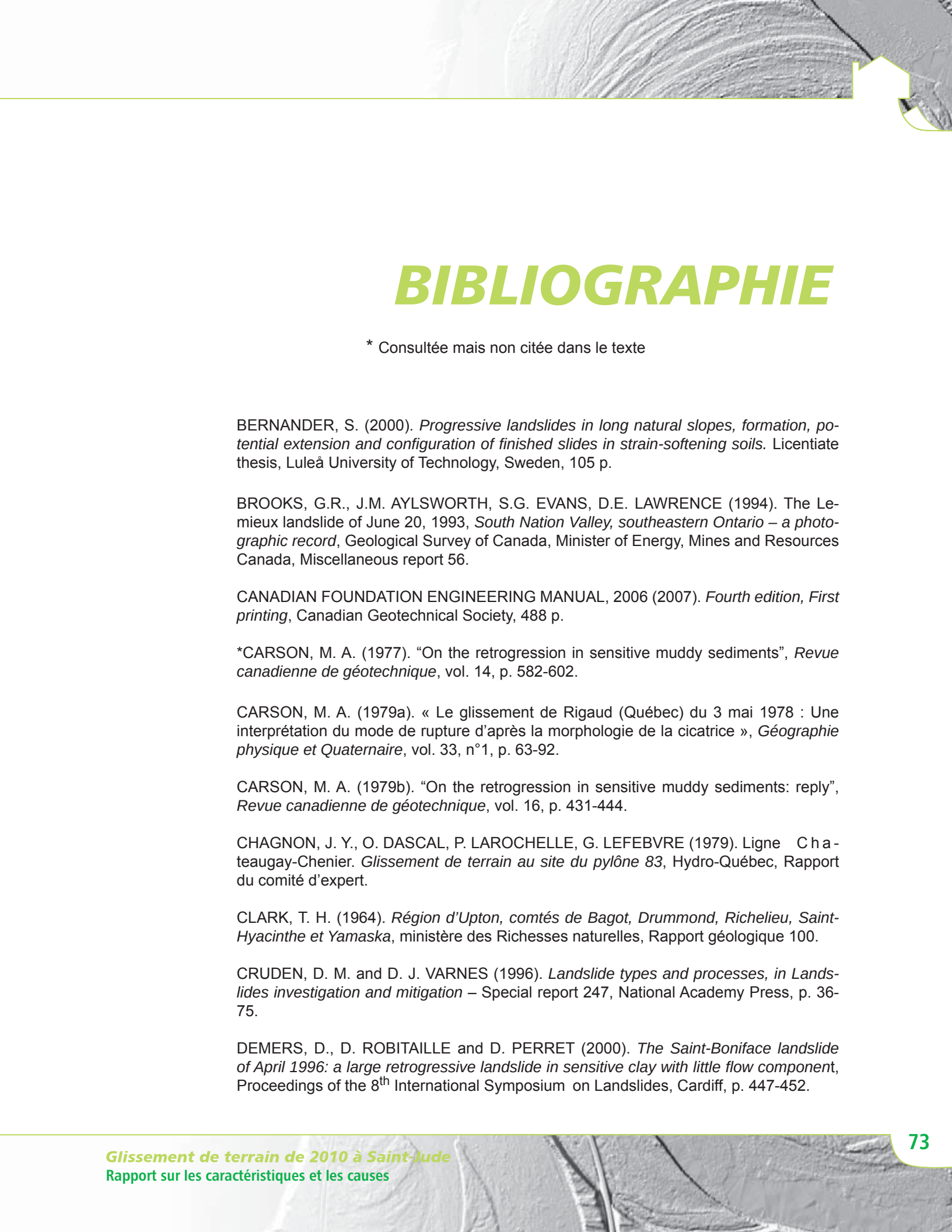
du talus, rarement mesurées ailleurs dans les basses-terres du Saint-Laurent, et l'érosion des berges. L'analyse des photographies aériennes depuis 1950 a démontré que l'érosion était active depuis toujours dans ce méandre et que de petits glissements de terrain se produisaient dans le pied du talus. Aussi, il a été observé que l'érosion s'était intensifiée durant les 15 dernières années.

Le déclenchement de ce glissement est entièrement d'origine naturelle. La stabilité du talus se dégradait lentement et progressivement sous l'effet de l'érosion. Le glissement est donc survenu lorsque la base du talus n'avait plus la capacité de retenir le poids de la pente sus-jacente. Les calculs de stabilité montrent d'ailleurs que la moitié inférieure du talus avant glissement était à la limite de l'équilibre. Une surface de rupture profonde s'est alors formée très rapidement, provoquant le déplacement par étalement d'une gigantesque masse de sol. Le mouvement s'est arrêté lorsque les débris gravissant la rive opposée ont fini par générer des forces de réaction suffisantes pour rétablir des conditions d'équilibre.

Les nouvelles berges de la rivière au droit du glissement de 2010 sont constituées de part et d'autre d'anciens débris de glissement de terrain qui représentent un contrepoids s'opposant à un éventuel glissement fortement rétrogressif. À cause du glissement de 2010, la hauteur du talus s'est abaissée d'une dizaine de mètres. Les conditions nécessaires au développement d'un grand mouvement de terrain n'y sont plus réunies. Cependant, en ce qui a trait à d'éventuels glissements de moindres dimensions, les berges sont encore très instables de part et d'autre du nouveau chenal de la rivière et elles le demeureront tant que

de nouvelles conditions d'équilibre n'auront pas été atteintes, ce qui pourrait prendre plusieurs années.

Finalement, les étalements dans les argiles marines sensibles au remaniement sont un type de mouvement de terrain qui demeure encore à l'étude car les mécanismes impliqués ne sont pas tous élucidés. La présente analyse a permis d'augmenter les connaissances et elle contribuera à l'amélioration de la compréhension de ce type de glissement.



BIBLIOGRAPHIE

* Consultée mais non citée dans le texte

BERNANDER, S. (2000). *Progressive landslides in long natural slopes, formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soils*. Licentiate thesis, Luleå University of Technology, Sweden, 105 p.

BROOKS, G.R., J.M. AYLSWORTH, S.G. EVANS, D.E. LAWRENCE (1994). The Lemieux landslide of June 20, 1993, *South Nation Valley, southeastern Ontario – a photographic record*, Geological Survey of Canada, Minister of Energy, Mines and Resources Canada, Miscellaneous report 56.

CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 2006 (2007). *Fourth edition, First printing*, Canadian Geotechnical Society, 488 p.

*CARSON, M. A. (1977). "On the retrogression in sensitive muddy sediments", *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 14, p. 582-602.

CARSON, M. A. (1979a). « Le glissement de Rigaud (Québec) du 3 mai 1978 : Une interprétation du mode de rupture d'après la morphologie de la cicatrice », *Géographie physique et Quaternaire*, vol. 33, n°1, p. 63-92.

CARSON, M. A. (1979b). "On the retrogression in sensitive muddy sediments: reply", *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 16, p. 431-444.

CHAGNON, J. Y., O. DASCAL, P. LAROCHELLE, G. LEFEBVRE (1979). Ligne Châteaugay-Chénier. *Glissement de terrain au site du pylône 83*, Hydro-Québec, Rapport du comité d'expert.

CLARK, T. H. (1964). *Région d'Upton, comtés de Bagot, Drummond, Richelieu, Saint-Hyacinthe et Yamaska*, ministère des Richesses naturelles, Rapport géologique 100.

CRUDEN, D. M. and D. J. VARNES (1996). *Landslide types and processes, in Landslides investigation and mitigation* – Special report 247, National Academy Press, p. 36-75.

DEMERS, D., D. ROBITAILLE and D. PERRET (2000). *The Saint-Boniface landslide of April 1996: a large retrogressive landslide in sensitive clay with little flow component*, Proceedings of the 8th International Symposium on Landslides, Cardiff, p. 447-452.

ENVIRONNEMENT CANADA (2010). Archives nationales d'information et de données climatologiques, [En ligne]. [http://www.climat.meteo.gc.ca/Welcome_f.html] (Consulté le 17 août 2010).

FORTIN-RHÉAUME, A. A. (2011). *Étude de l'étalement latéral de 1988 et des autres glissements de terrain le long de la vallée à Brownsburg-Chatam, Québec*, mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, 254 p.

FREDLUND, D.G. and J.KRAHN (1977), "Comparison of slope stability methods of analysis", *Revue canadienne de géotechnique*, vol.14, p. 449-439.

GLOBENSKY, Y. (1987). *Géologie des Basses-Terres du Saint-Laurent*, ministère de l'Énergie et des Ressources, Québec, Rapport MM 85-02.

*GRONDIN, G. and D. DEMERS (1996). *The 1989 Saint-Liguori flakeslide: Characterization and remedial works*, Proceedings of the. 7th International. Symposium on Landslides, Trondheim, p. 743-748.

KRAHN J. (2003) The 2001 R.M. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses, *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 40, p. 643-660.

LAFLEUR, J., and G. LEFEBVRE (1980). "Groundwater regime associated with slope stability in Champlain clay deposits", *Revue canadienne de géotechnique*, vol.17, p.44-53.

LAFLEUR, J., F. GIROUX and M. HUOT (1987). "Field permeability of the weathered Champlain clay crust", *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 24, p. 581-589.

LEFEBVRE, G. (1970). *Contribution à l'étude de la stabilité des pentes dans les argiles cimentées*, thèse de doctorat, Université Laval, Québec, 146 p.

*LEFEBVRE, G. and P. La ROCHELLE (1974). "The analysis of two slope failures in cemented Champlain clays", *Revue Canadienne de géotechnique*, vol. 11, p. 89-108.

LEFEBVRE, G. (1981). "Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits", *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 18, p.420-442.

LEROUEIL, S., F. Tavenas, J.P. Le Bihan (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 20, p.681-705.

LOCAT, A. (2007). *Étude d'un étalement latéral dans les argiles de l'est du Canada et de la rupture progressive — Le cas de Saint-Barnabé-Nord*, mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, 262 p.

LOCAT, A., S. LEROUÉIL, S. BERNANDER, D. DEMERS, J. LOCAT and L.OUEHB (2008). *Study of a lateral spread failure in an Eastern Canada clay deposit in relation with progressive failure: the Saint-Barnabé-Nord slide*, Comptes rendus de la 4e Conférence canadienne sur les géorisques, Québec, p. 89-96.

LOCAT, A., L. LEROUÉIL, S. BERNANDER, D. DEMERS, H. P. JOSTAD and L. OUEHB (2011). "Progressive failures in Eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays", accepté à la *Revue Canadienne de Géotechnique*, mais en attente de publication.

MINISTÈRE DU DÉVELOPPEMENT DURABLE, DE L'ENVIRONNEMENT ET DES PARCS (MDDEP) (2010). Système d'information hydrogéologique (SIH), [En ligne]. [<http://www.mddep.gouv.qc.ca/eau/souterraines/sih/index.htm>].

MORIN, L. G. (1947). « La coulée d'argile de Saint-Louis (comté de Richelieu) », *Le Naturaliste canadien*, vol. LXXIV, n° 5-6, p.125-143.

OUEHB, L. (2007). *Analyse du glissement de Saint-Liguori (1989) dans l'optique d'une rupture progressive*, mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, 271 p.

PARÉ, D. (1978). *Étude hydrogéologique du bassin de la Yamaska*, ministère des Richesses naturelles, Rapport EB-3.

POTVIN, J., F. PELLERIN, D. DEMERS, D., ROBITAILLE, P. La ROCHELLE et J. Y. CHAGNON (2001). *Revue et investigation supplémentaire du site du glissement de Saint-Jean-Vianney*, Comptes rendus de la 54e Conférence canadienne de géotechnique, Calgary, vol. 2, p. 792-800.

RISSMANN, P., J.-D. ALLARD et J. LEBUIS (1985). *Zones exposées aux mouvements de terrain le long de la rivière Yamaska, entre Yamaska et Saint-Hyacinthe*, ministère de l'Énergie et des Ressources, Rapport DV 83-04.

ROBERT, J. M. et J. Y. CHAGNON (1976). *Caractéristique et correction d'un glissement de terrain dans les dépôts argileux de la mer de Champlain à Saint-Michel de Yamaska*, Comptes rendus de la 29e Conférence canadienne de géotechnique, Vancouver, p. xi-1 à xi-21.

TAVENAS, F., J.-Y. CHAGNON and P. La ROCHELLE (1971). "The Saint-Jean-Vianney landslide: Observations and Eyewitness accounts", *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 8, p. 463-478.

TERZAGHI, K., R. B. PECK and G. MESRI (1996). *Soil mechanics in engineering practice*, 3rd edition, New York, Wiley, 592 p.



ANNEXE DU TABLEAU

Tableau A.1 Caractéristiques des piézomètres installés en 2010	79
---	-----------

Tableau A-1

Tableau A.1 Caractéristiques des piézomètres installés en 2010.

# Site	El. du t.n. (m)	Piézo. #	Type*	El. de la pointe (m)	Prof. de la pointe (m)	Élévation du niv. d'eau (m)	Haut. d'eau (m)	u (kPa)	Date de la lecture	Date d'installation
Z32100	27,90	Tube	O	23,90	4,00	26,99	3,09	30	24 nov. 2010	2 juin 2010
		PFL4	C	21,90	6,00	26,90	5,00	49	24 nov. 2010	1 juin 2010
		PFL3	C	17,90	10,00	26,55	8,65	85	24 nov. 2010	1 juin 2010
		PFL5	C	12,40	15,50	23,79	11,39	112	24 nov. 2010	28 oct. 2010
		PFL2	C	7,85	20,05	23,31	15,46	152	24 nov. 2010	1 juin 2010
		PFL6	C	-6,10	34,00	-	-	-		24 nov. 2010
		PFL1	C	-12,15	40,05	20,43	32,58	320	24 nov. 2010	1 juin 2010
Z32141	20,38	PFL2	C	16,38	4,00	19,84	3,46	34	6 janv. 2011	12 juil. 2010
		PFL1	C	10,38	10,00	19,85	9,47	93	6 janv. 2011	12 juil. 2010
		27C10063	P	4,38	16,00	19,98	15,60	153	6 janv. 2011	12 juil. 2010
		27C05260	P	-2,62	23,00	20,63	23,25	228	6 janv. 2011	12 juil. 2010
Z32145	13,76	PFL2	C	7,76	6,00	12,96	5,20	51	24 nov. 2010	30 juin 2010
		PFL1	C	4,26	9,50	13,26	9,00	88	24 nov. 2010	30 juin 2010
		27C00070	P	4,06	9,70	13,75	9,69	95	24 nov. 2010	30 juin 2010
		27C00062	P	-1,24	15,00	16,20	17,44	171	24 nov. 2010	30 juin 2010
		27C00068	P	-2,24	16,00	15,81	18,05	177	24 nov. 2010	30 juin 2010
		27C05261	P	-10,44	24,20	18,32	28,76	282	24 nov. 2010	30 juin 2010
		27C09147	P	-10,74	24,50	défectueux	défectueux	défectueux	24 nov. 2010	30 juin 2010
Z32146	28,41	Tube	O	25,86	2,55	28,14	2,28	22	23 nov. 2010	2 juil. 2010
		PFL4	C	20,46	7,95	27,67	7,22	71	23 nov. 2010	2 juil. 2010
		PFL5	C	14,41	14,00	26,45	12,05	118	23 nov. 2010	28 oct. 2010
		PFL3	C	10,41	18,00	27,26	16,86	165	23 nov. 2010	2 juil. 2010
		PFL2	C	4,41	24,00	25,63	21,22	205	23 nov. 2010	2 juil. 2010
		PFL6	C	-5,05	33,45	-	-	-	-	23 nov. 2010
		PFL1	C	-9,59	38,00	22,59	32,19	316	23 nov. 2010	2 juil 2010

*: O: tube d'observation

C: piézomètre casagrande

P: piézomètre pneumatique



ANNEXE DES FIGURES

Figure A.1	Localisation régionale	Carte hors-texte
Figure A.2	Graphique des données climatiques et hydriques	83
Figure A.3	Profil géotechnique du forage F32092	85
Figure A.4	Profil géotechnique du forage F32100	87
Figure A.5	Coupe géologique en amont du glissement	89
Figure A.6	Carte morphologique du glissement de terrain	91
Figure A.7	Profil détaillé de la coupe topographique A-A'	93
Figure A.8	Profil détaillé de la coupe topographique B-B'	95
Figure A.9	Profil détaillé de la coupe topographique C-C'	97
Figure A.10	Profil géotechnique du forage F32140	99
Figure A.11	Profil géotechnique du forage F32141	101

Figure A.2

Figure A.2 Graphiques des données climatiques (stations Fleury et Saint-Hyacinthe 2) et hydriques (station David), du 1er mai 2009 au 1er juin 2010 pour la région de Saint-Jude.



Figure A.3

Figure A.3 Profil géotechnique du forage F32092

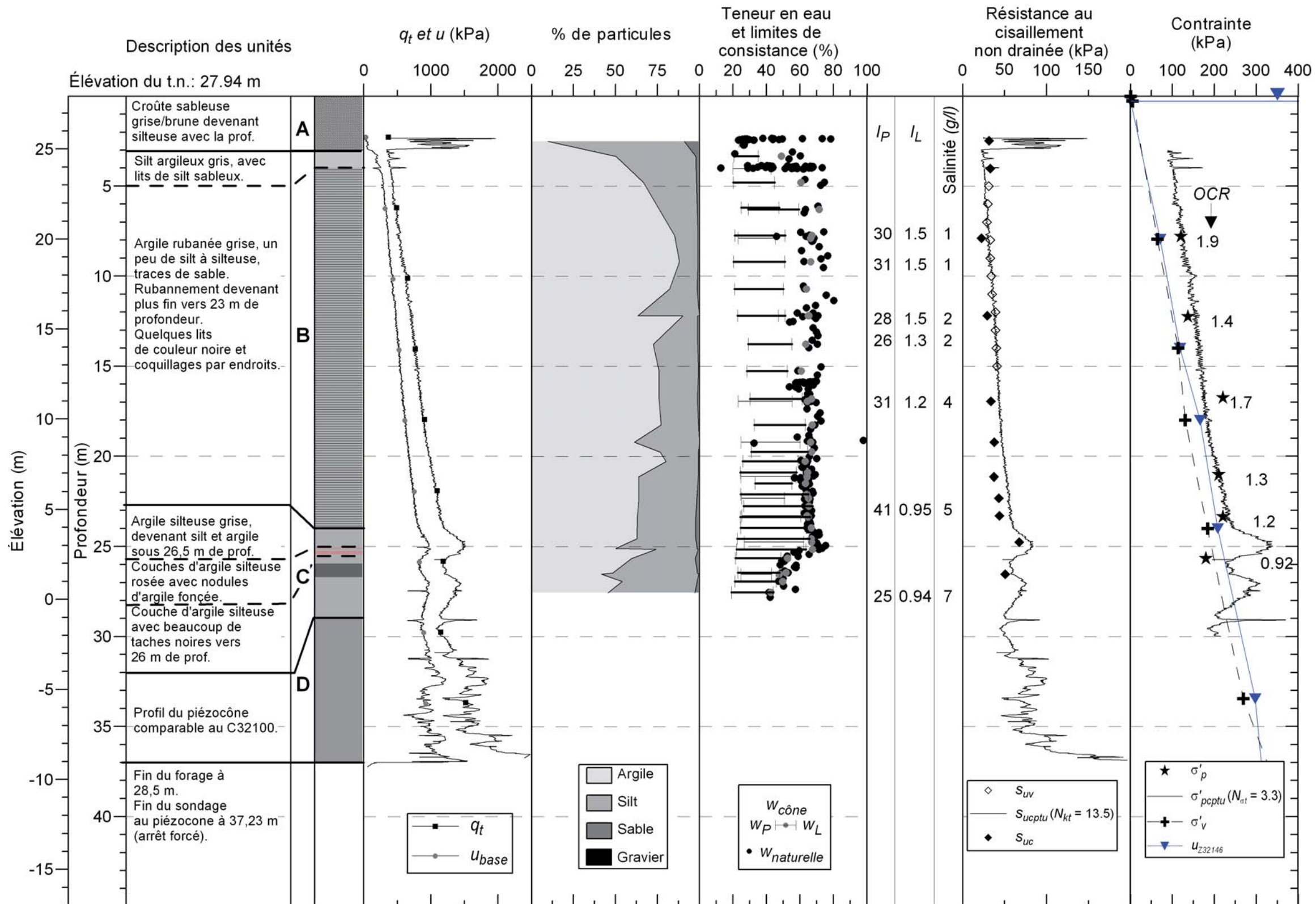


Figure A.4

Figure A.4 Profil géotechnique du forage F32100

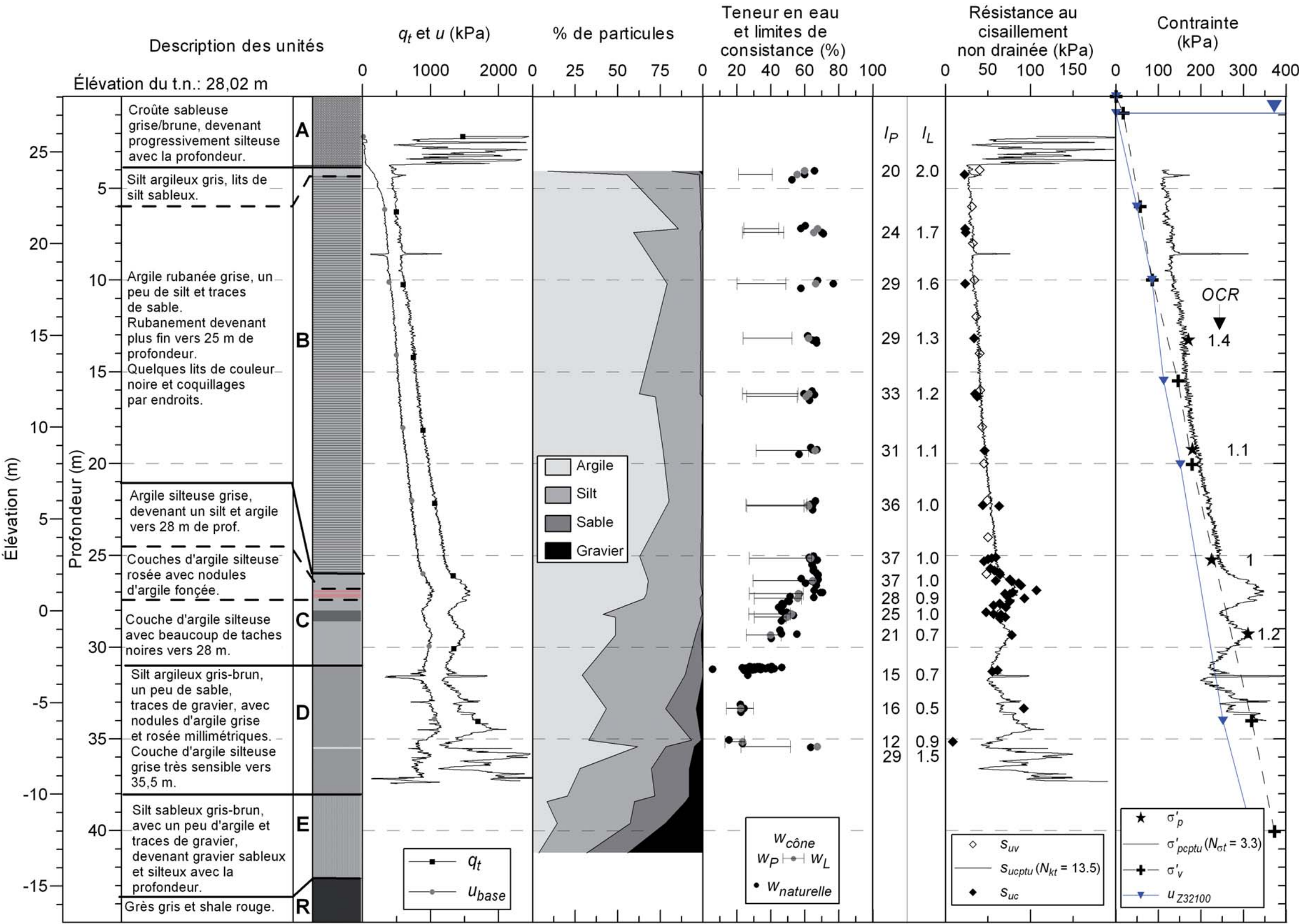


Figure A.5

Figure A.5 Coupe géologique en amont du glissement, au niveau des nids de piézomètres Z32100, Z32145 et Z32146. La coupe est localisée sur la figure 3.2.

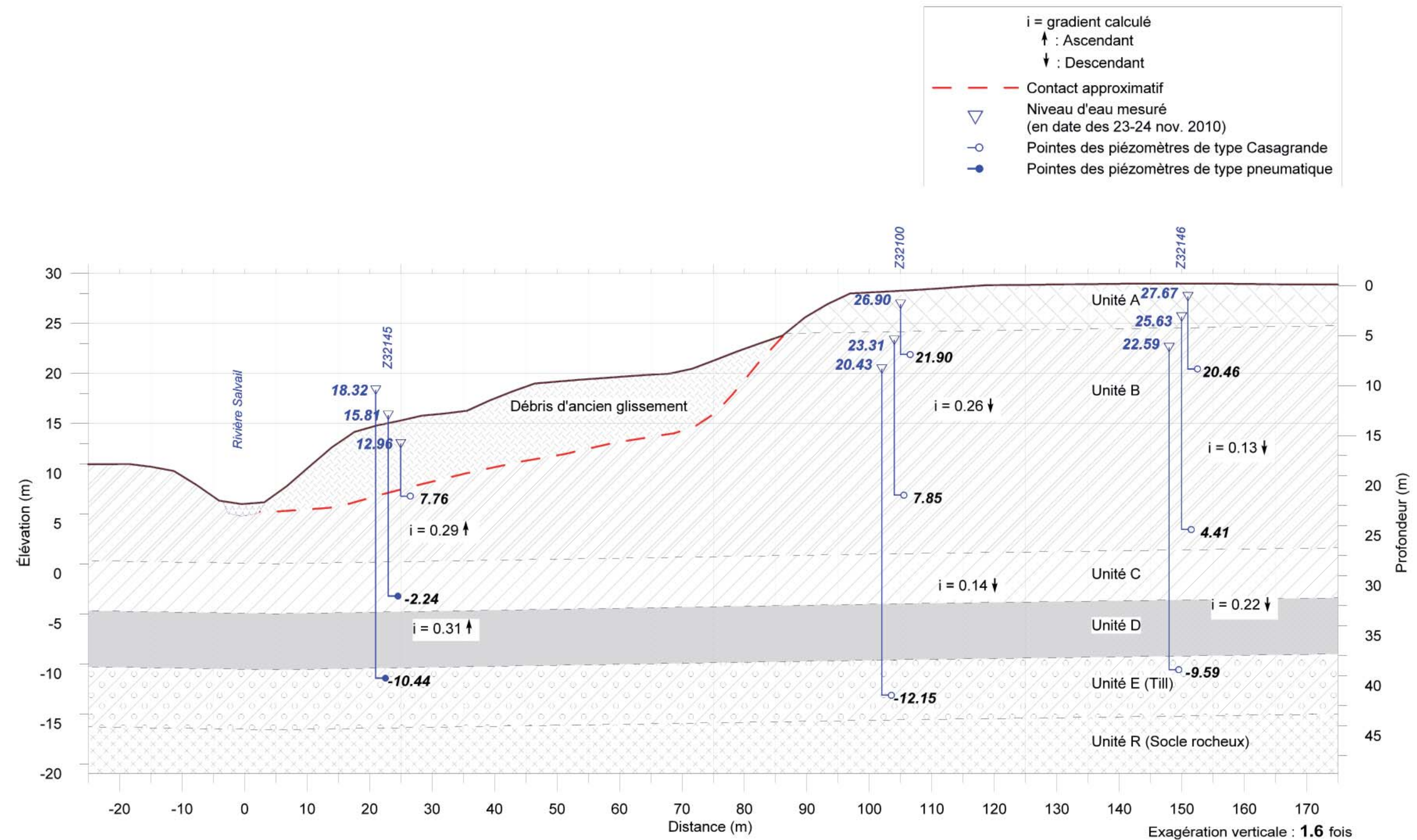


Figure A.6

Figure A.6 Carte morphologique du glissement de terrain

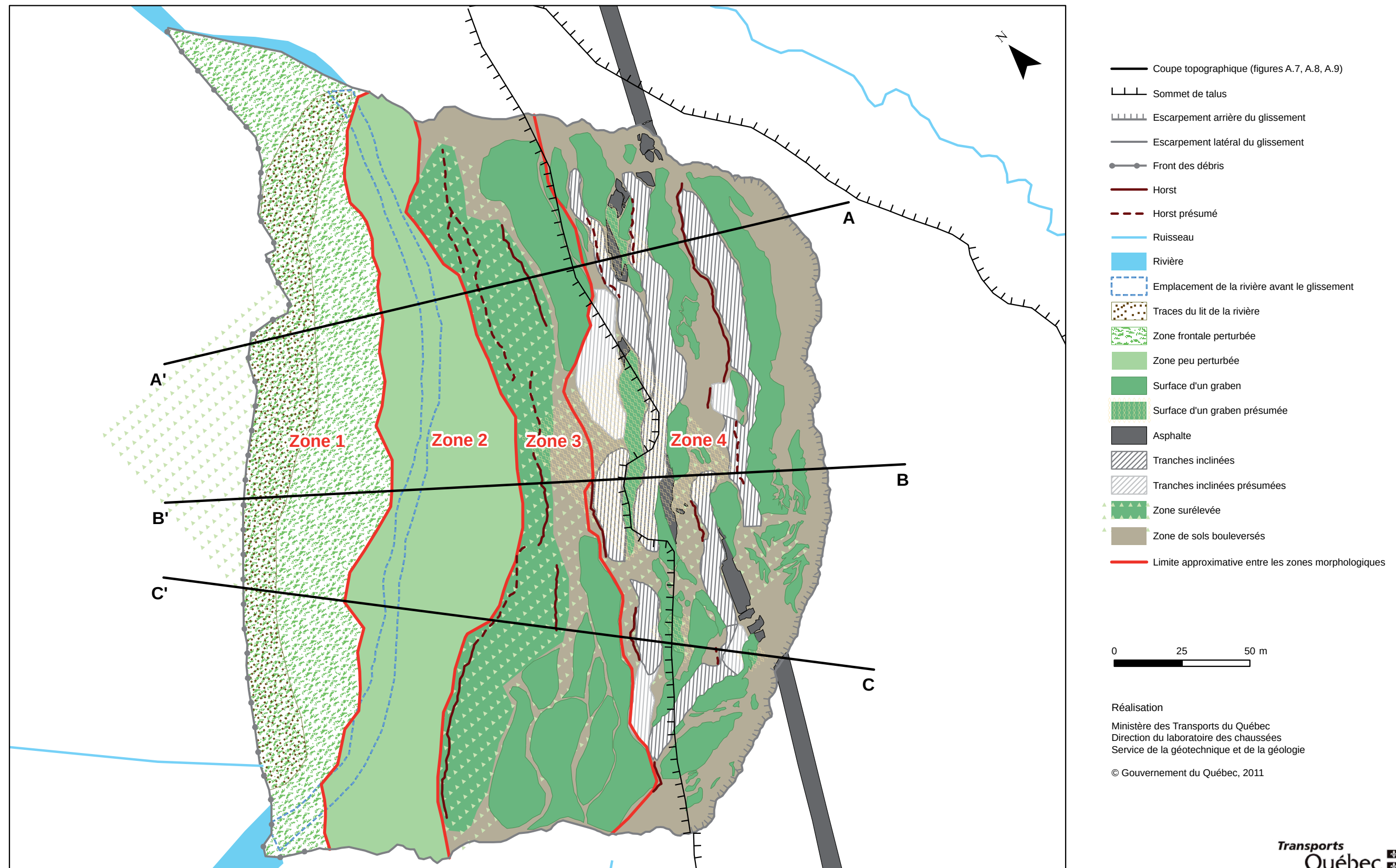


Figure A.7

Figure A.7 Profil détaillé de la coupe topographique A-A'

Coupe morphologique de terrain A

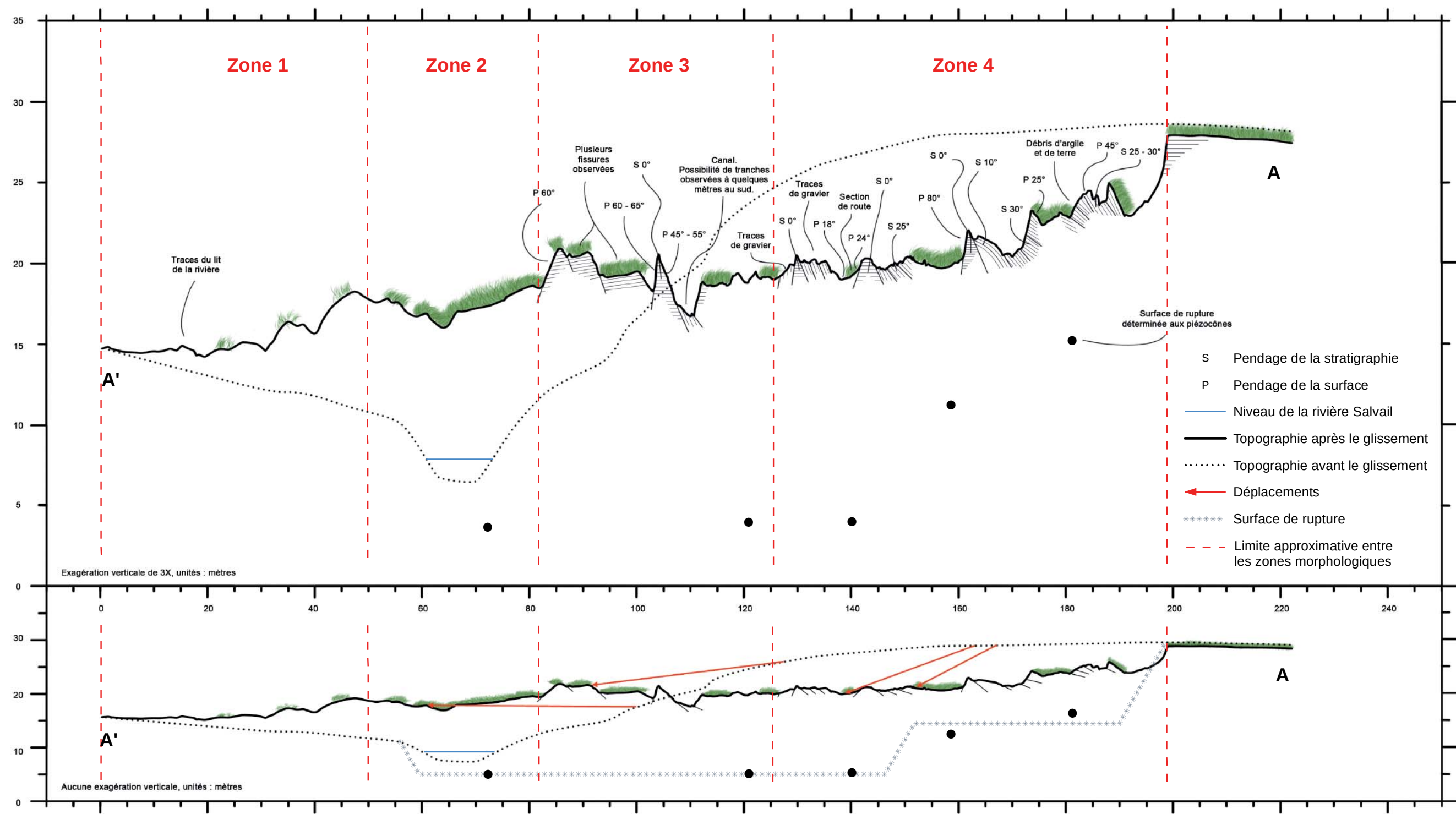


Figure A.8

Figure A.8 Profil détaillé de la coupe topographique B-B'

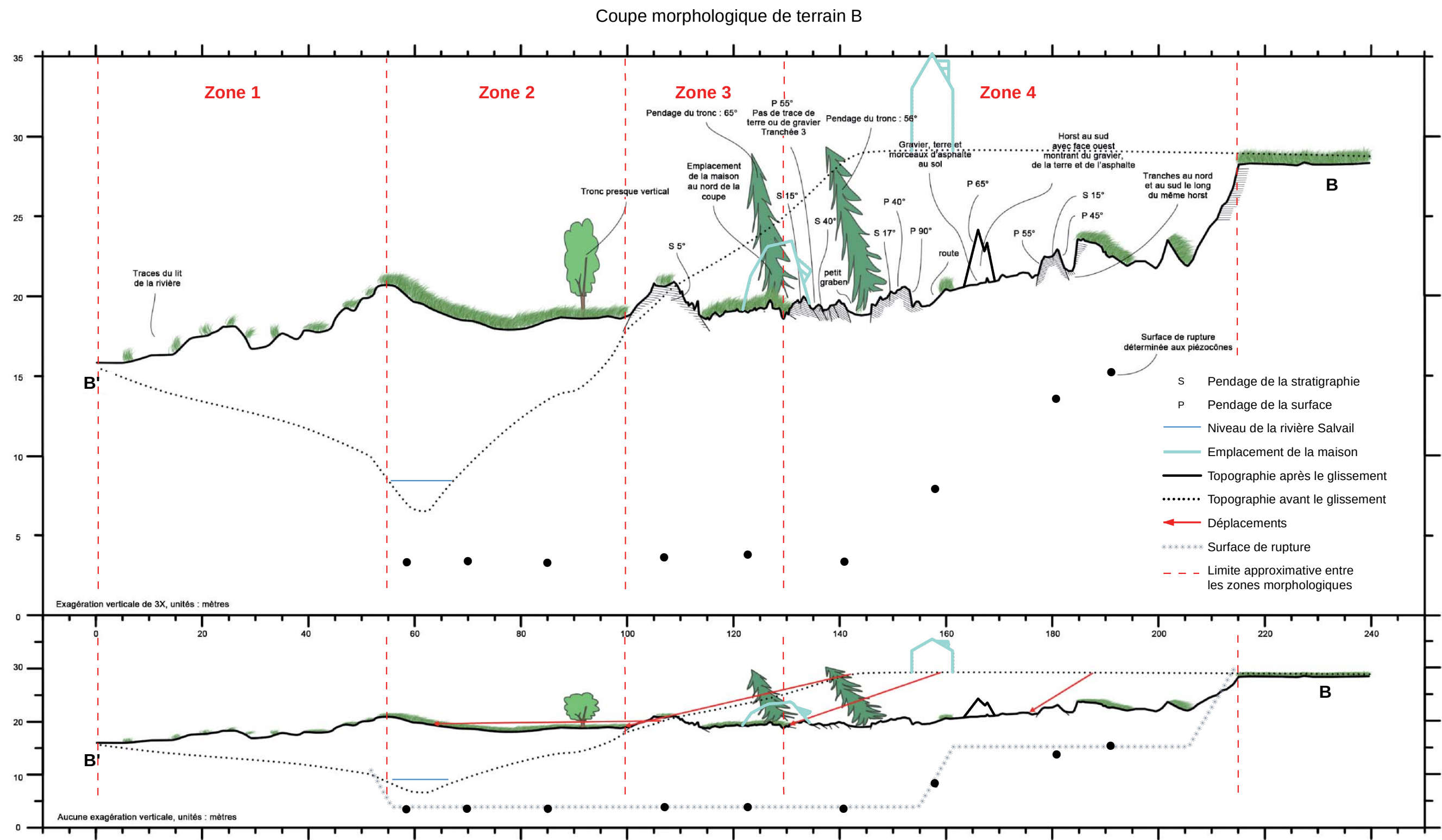


Figure A.9

Figure A.9 Profil détaillé de la coupe topographique C-C'

Coupe morphologique de terrain C

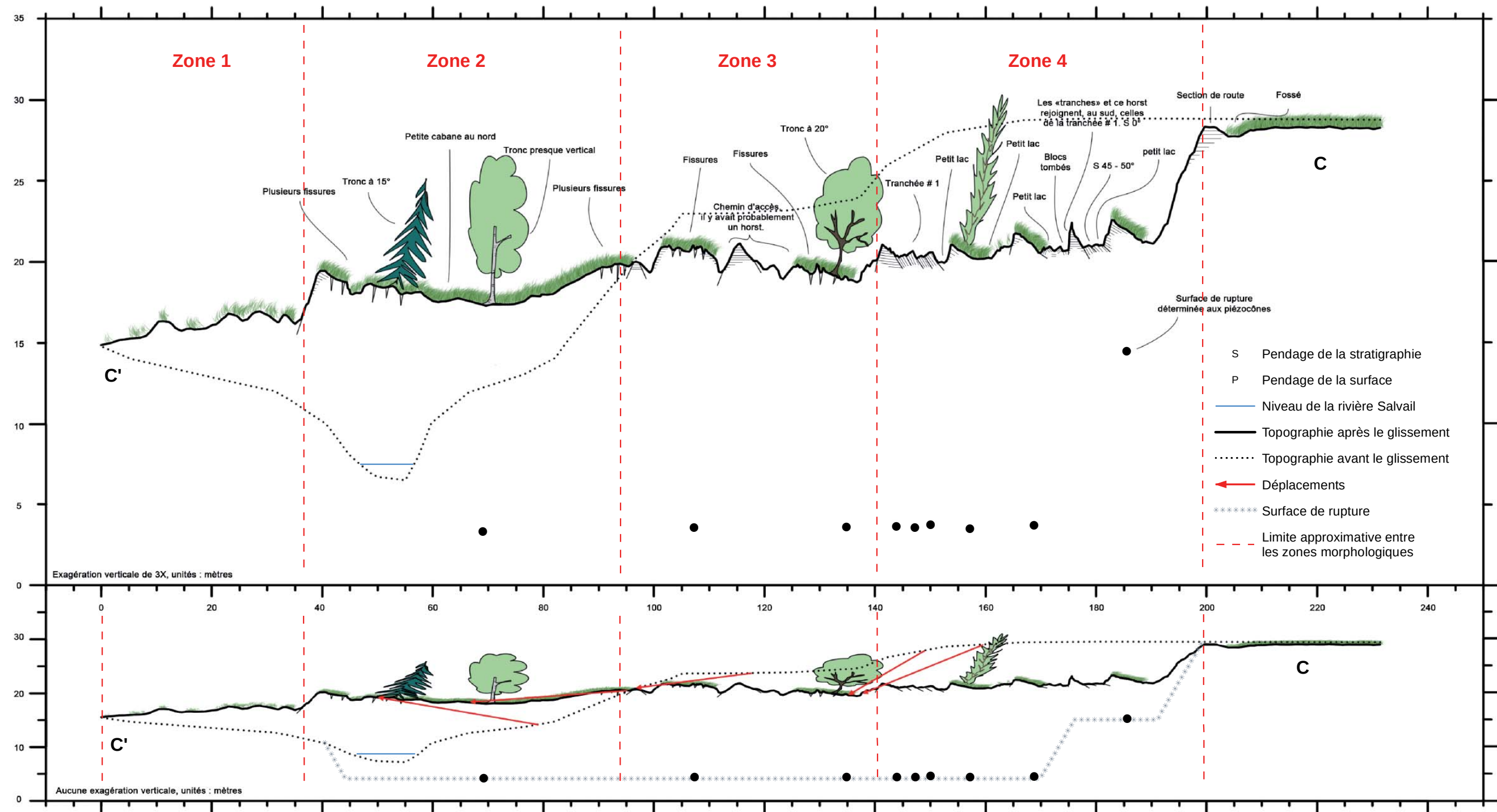


Figure A.10

Figure A.10 Profil géotechnique du forage F32140

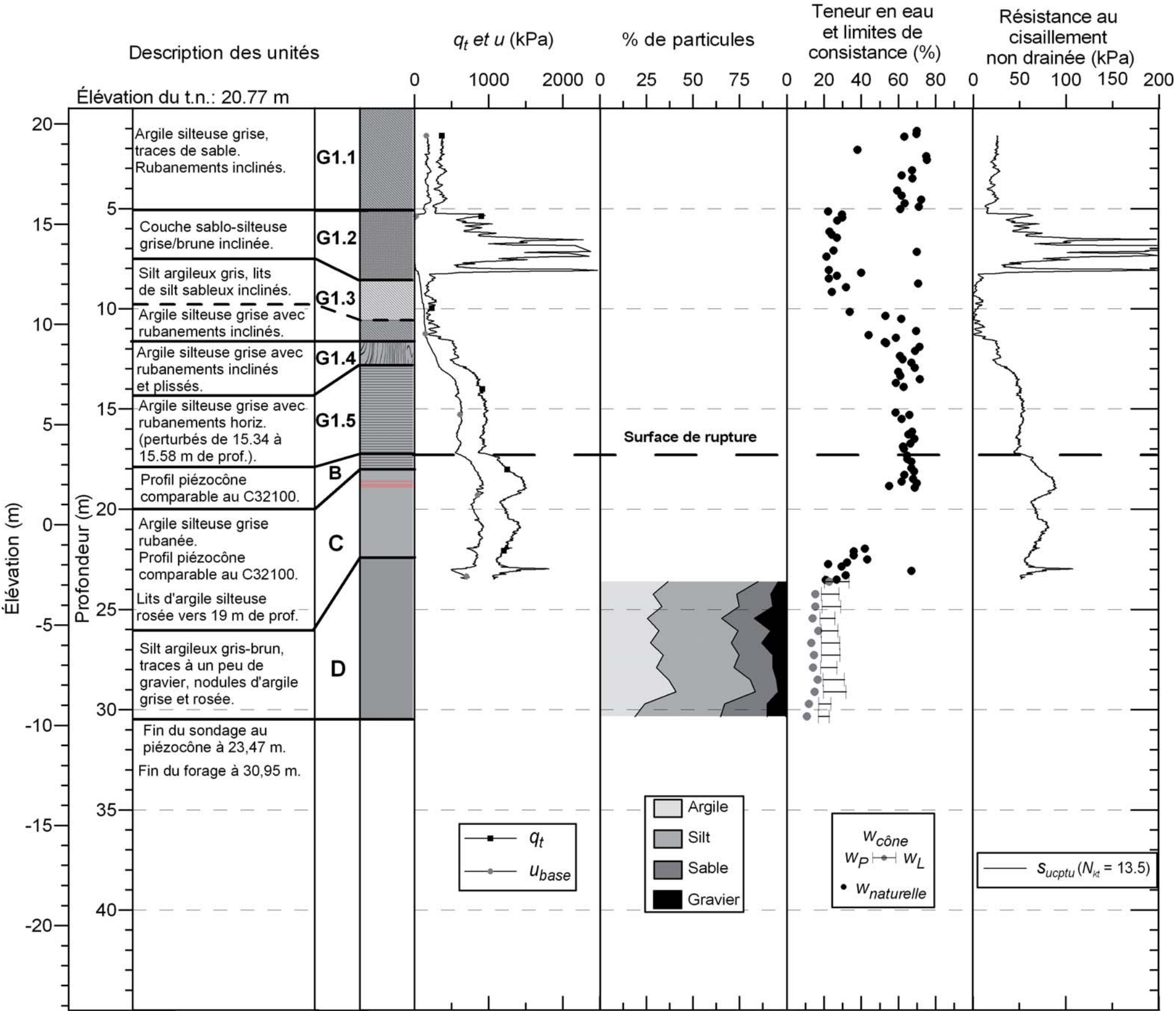


Figure A.11

Figure A.11 Profil géotechnique du forage F32141

