

PIERRE GARNIER

**INFLUENCE DE L'ANISOTROPIE D'UNE TOURBE SUR LA
CAPACITÉ PORTANTE D'UN REMBLAI FERROVIAIRE**

Mémoire présenté
à la Faculté des études supérieures de l'Université Laval
dans le cadre du programme de maîtrise en Génie Civil
pour l'obtention du grade de Maître ès Sciences (M. Sc.)

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
FACULTÉ DES SCIENCES ET GÉNIE
UNIVERSITÉ LAVAL
QUÉBEC

2007

© Pierre Garnier, 2007

RESUME

La raffinerie Ultramar de Saint Romuald sur la rive sud de Québec produit des carburants qui sont acheminés par l'Ultratrain du Canadien National vers la métropole montréalaise. Trois années après la mise en service de ces trains de 1200 m de longueur pour 8000 tonnes, l'un d'eux déraile en 1999 dans une zone marécageuse où le sol naturel sous le remblai est un massif de tourbe. Les tourbes sont des sols organiques très compressibles saturés en eau et qui contiennent des fibres végétales. En 2004, au même endroit, un second déraillement a lieu.

Le Bureau de la Sécurité des Transports (BST) et le Canadien National (CN) mandatent alors le département de génie civil de l'Université Laval pour étudier les conditions géotechniques de ces déraillements.

Ainsi, de juin à novembre 2006, une campagne de mesures sur le site est mise en place pour collecter des données sur les pressions interstitielles et les tassements qui surviennent dans la tourbe pendant le passage des trains. Des tassements cumulatifs d'environ 1 cm en 3 mois sont mesurés. Ils sont causés par la dissipation des surpressions interstitielles que les trains bâtissent pendant leurs passages répétés. Ces résultats ont été présentés au BST et au CN en décembre 2006.

Une première hypothèse possible de rupture locale, progressive et soudaine du massif de tourbe par poinçonnement lors du passage d'un train est alors formulée. Début 2007, des essais de résistance au cisaillement sur la tourbe prélevée sur le terrain sont réalisés dans les laboratoires de l'Université Laval. Ce sol est caractérisé par un comportement en cisaillement fortement dépendant de l'orientation du plan de rupture par rapport au plan d'alignement des fibres végétales contenues dans la tourbe. Les fibres sont naturellement orientées dans des plans horizontaux, rendant la tourbe fortement anisotrope. Si le plan de rupture est confondu avec le plan d'alignement des fibres, alors la résistance au cisaillement est minimum et correspond à celle de la matrice de la tourbe sans l'influence des fibres. A l'inverse, si le plan de rupture coupe les fibres, alors la résistance est augmentée. La quantification de cette augmentation est l'objectif de la campagne d'essais en laboratoire.

Des études précédentes ont montré que lorsque les tourbes sont sollicitées dans des plans coupant les fibres, celles-ci ont tendance à s'aligner dans le plan de rupture et ainsi à diminuer progressivement la résistance au cisaillement le long de ce plan.

Ainsi, en utilisant les résultats obtenus en laboratoire et les données de terrain, un mécanisme de rupture utilisé pour analyser et expliquer le déraillement de l'Ultratin a été développé. Les calculs montrent que la diminution de résistance engendrée par l'alignement des fibres le long des plans de rupture dans la tourbe est suffisante pour provoquer le poinçonnement soudain de la tourbe sous le passage d'un train.

Finalement, cette recherche montre que la capacité portante du massif de tourbe est régie par l'anisotropie de la tourbe due à la présence des fibres végétales.

ABSTRACT

The Saint Romuald's Ultramar refinery near Quebec City produces gas which is transported to Montreal by the Canadian National's Ultratrain. Three years after the first passage of these huge trains, a derailment occurs in 1999 in a naturally formed swamp zone, where the subsoil consists of peat. Peats are organic, very compressible and water saturated soils. They are also characterised by fibres content. A second accident takes place nearby in 2004.

The Civil Engineering department of Laval University is then asked by the Transportation Safety Board of Canada (TSB) and by the Canadian National (CN) to investigate the geotechnical conditions of those derailments.

In situ pore pressures and settlements of the peat under the rail embankment are monitored from June to November 2006. An accumulation of settlement of 1 cm in 3 months in the peat is measured. They are the result of the overburden pressures dissipation created by the successive passages of the Ultratrain. The report of this study has been presented to TSB and CN in December 2006.

A first assumption of a local, progressive and unexpected failure of the peaty soil by punching is suggested. Triaxial and simple shear tests are performed in the Laval University's laboratories on samples of the in situ native peat on the beginning of year 2007. The shear behaviour of the peat turns out to be related to the relative orientation of the failure plane compared to the plane of deposit of the plant's fibres in the soil. Those fibres are generally oriented in a horizontal plane. This makes of the peat a strongly anisotropic soil. If the failure plane is parallel to the fibres plane, the shear strength corresponds to the strength of the matrix of the peat without the fibres reinforcing effect. This shear strength is minimal. If the failure plan cuts the fibres, the reinforcing effect of the fibres increases the shear strength. The objective of the laboratory tests is to evaluate this increase.

Previous studies on peat showed that fibres trend to come into alignment with a failure plane, which decreases strongly the shear strength through this plane.

The results of these tests and of the in situ investigations are used to develop a failure mechanism of the peat under the embankment. This mechanism explains the 2004 derailment.. Calculations show that the shear strength's decrease caused by the fibres realignment is sufficient to produce the sudden failure of the peat by punching.

Eventually, this study shows that the bearing capacity of the peat under the rail embankment is ruled by the anisotropic structure of the peat given by the fibres.

AVANT PROPOS

L'auteur tient à remercier sincèrement M. Jean-Marie Konrad, tous les étudiants et employés du CREIG, pour leur soutien, leur expertise et leurs conseils, les membres du corps enseignant de géotechnique, ainsi que l'équipe dirigeante du département de génie civil de l'Université Laval.

Les agents du BST, Messieurs Ed Belkaloul et Steve Callaghan, Monsieur Mario Ruel, ingénieur du CN, Pierre Dusablon, André Geoffroy, Régean Goyette, Pierre Provencal et Normand Taillon, employés du CN, Messieurs Dave Roger et Kurt McKay, de Journeau, Bédard et Associés, sont très sincèrement remerciés pour leur collaboration lors de l'étude de conditions du déraillement.

Des remerciements très particuliers sont adressés à Monsieur J.-M. Konrad, ainsi qu'à Messieurs François Gilbert, Simon Grenier, Serge Leroueil et à Madame Ariane Locat pour leur constante disponibilité et leur aide très précieuse.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Photographie aérienne du déraillement de 2004 à Saint-Henry-de-Lévis (Bureau de la Sécurité des Transports, 2004).

Figure 2.1 : Mesures de perméabilité dans les tourbes en compression uniaxiale, d'après Landva (1986).

Figure 2.2 : Photographies de la tourbe au microscope (Fox et Edil, 1996).

Figure 2.3 : Photographies de la tourbe au microscope (Mesri et al., 1997).

Figure 2.4 : Déformations d'un cube de tourbe en compression sans confinement (Landva, 1986).

Figure 2.5 : Comparaison entre résistance au cisaillement non drainé déduite du scissomètre $S_{wo(v)}$ et du cisaillement direct $S_{wo(d)}$ (Hanzawa et al., 1994).

Figure 2.6 : Comparaison entre la résistance de pointe au pénétromètre statique $q_c - \sigma_{v0}$ et la résistance au cisaillement non drainé mesurée par cisaillement direct $S_{wo(d)}$ (Hanzawa et al., 1994).

Figure 2.7 : Relation entre la contrainte de consolidation σ'_c et la résistance au cisaillement non drainé S_v (Yamaguchi et al., 1985).

Figure 2.8 : Relation entre $\log\left(\frac{S_v}{\sigma'_r}\right)$ et $\log(QCR)$ (Mitachi et al., 2001).

Figure 2.9 : Représentation des fibres avant et après un essai de cisaillement, d'après Landva, 1986.

Figure 2.10 : Essais triaxiaux tracés par Adams, cité par Landva (1986). Le cercle en pointillé est corrigé pour le renforcement des fibres (d'après Landva, 1986).

Figure 2.11 : Mécanisme de rupture typique pour un sol renforcé (adapté de Haussmann, 1990), d'après Cola et Cortellazzo, 2005.

Figure 3.1 : Photographie d'échantillons de tourbes utilisés pour les calculs de teneurs en eau.

Figure 3.2 : Schéma des sollicitations dans un échantillon pendant un essai de cisaillement simple.

Figure 3.3 : Photographie du montage de l'échantillon pour l'essai de cisaillement simple.

Figure 3.4 : Photographie de l'appareillage complet pour l'essai de cisaillement simple.

- Figure 3.5 : Cellule de charge verticale de l'appareillage de cisaillement simple.
- Figure 3.6 : Cellule de charge horizontale de l'appareillage de cisaillement simple.
- Figure 3.7 : Capteur de déplacement horizontal de l'appareillage de cisaillement simple.
- Figure 3.8 : Résultats obtenus pour l'essai DSS n°1 à 30 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Figure 3.9 : Résultats obtenus pour l'essai DSS n°2 à 50 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Figure 3.10 : Résultats obtenus pour l'essai DSS n°3 à 50 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Figure 3.11 : Cheminements de contraintes dans l'espace de Mohr-Coulomb pour les 3 essais de cisaillement simple à volume constant et tracé de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb pour la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Figure 3.12 : Schéma des contraintes dans un échantillon pendant un essai triaxial.
- Figure 3.13 : Photographie du montage complet d'un essai triaxial CIU au laboratoire de l'Université Laval.
- Figure 3.14 : Résultats obtenus pour l'essai CIU n°1 à 15 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Figure 3.15 : Résultats obtenus pour l'essai CIU n°2 à 30 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Figure 3.16 : Résultats obtenus pour l'essai CIU n°3 à 50 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Figure 3.17 : Cheminements de contraintes dans l'espace de Lambe pour les 3 essais CIU et tracé d'enveloppes de rupture selon les critères de Mohr-Coulomb pour la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Figure 3.18 : Photographie de l'échantillon de tourbe après l'essai CIU n°2. L'amorce d'un plan de rupture est observable sur le côté droit du cliché où l'échantillon s'est visiblement fracturé au voisinage du plan de cisaillement.
- Figure 3.19 : Schéma des différentes orientations des fibres selon le mode de sollicitation. Les lignes horizontales représentent les fibres. A) Cisaillement dans le plan d'alignement des fibres (le plan de rupture est confondu avec le plan d'alignement). B) Cisaillement au travers des plans d'alignement des fibres.
- Figure 4.1 : Localisation régionale du site des déraillements.
- Figure 4.2 : Photographie du site, le 12 juin 2006 (vue vers la raffinerie Ultramar et le Nord).
- Figure 4.3 : Photographie de la surface de la tourbe noire présente sur les bords de la voie ferrée, le 12 juin 2006.
- Figure 4.4 : Image satellite du site des déraillements et position des forages.

Figure 4.5 : Profil longitudinal extrapolé à partir des données de forages (Konrad et al, 2006).

Figure 4.6 : Coupe stratigraphique longitudinale et inclinaison transversale du roc (Konrad et al, 2006).

Figure 4.7 : Emplacement des capteurs (Konrad et al, 2006).

Figure 4.8 : Exemple de mesures des pressions interstitielles dans la tourbe sous la voie pendant le passage d'un train chargé à 4 chaînages différents (Konrad et al, 2006).

Figure 4.9 : Distribution et dissipation des pressions interstitielles le 6 novembre 2006 au chaînage 0+060 m (Konrad et al, 2006).

Figure 4.10 : Influence de la vitesse du train sur les pressions interstitielles (mesurées à 3 m de profondeur au chaînage 0+120 m) (Konrad et al, 2006).

Figure 4.11 : Exemple de mesures des déplacements verticaux de la voie pendant le passage d'un train chargé à 4 chaînages différents (Konrad et al, 2006).

Figure 4.12 : Suivi en continu de l'évolution des tassements de la voie au chaînage 0+60 m (section # 1) (Konrad et al, 2006).

Figure 4.13 : Photographie du trou au centre de la voie ferrée où les rails ont été sectionnés ce qui a entraîné le déraillement de l'Ultrain en 2004.

Figure 4.14 : Rupture en cisaillement par poinçonnement du massif de tourbe.

Figure 5.1 : Schéma de la voie ferrée et définition des paramètres utilisés dans les calculs.

Figure 5.2 : Schéma d'une vue des sols sous la voie ferrée en coupe perpendiculaire aux rails et bilan des forces en 1996.

Figure 5.3 : Cercles de Mohr correspondants au remblai au repos (cercle en pointillés) et lors du passage d'un train (cercle plein).

Figure 5.4 : Schéma d'une vue des sols sous la voie ferrée en coupe perpendiculaire aux rails et bilan des forces en 2000 (accumulation de 15 cm de tassements dans la tourbe directement sous les rails).

Figure 5.5 : Schéma d'une vue des sols sous la voie ferrée en coupe perpendiculaire aux rails et bilan des forces en 2004 (accumulation de 30 cm de tassements dans la tourbe directement sous les rails).

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 2.1 : Composition massique typique d'une tourbe (Landva, 1986).
- Tableau 2.2 : Principales caractéristiques des tourbes dans les études précédemment effectuées.
- Tableau 2.3 : Conclusions sur la mesure de la résistance au cisaillement non drainé dans les tourbes.
- Tableau 2.4 : Synthèse des données sur les rapports $\frac{S_v}{\sigma'_c}$.
- Tableau 3.1 : Principales caractéristiques de la tourbe de la Grande Plée Bleue..
- Tableau 3.2 : Résumé des résultats des essais DSS à volume constant sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Tableau 3.3 : Résumé des résultats des essais triaxiaux CIU sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.
- Tableau 3.4 : Résumé des résultats des essais en laboratoire.
- Tableau 5.1 : Valeurs des paramètres utilisés dans les calculs.
- Tableau 5.2 : Valeurs de la charge verticale totale appliquée à la tourbe pour chaque étape de calcul.

TABLE DES MATIÈRES

RESUME	ii
ABSTRACT	iv
AVANT PROPOS.....	vi
LISTE DES FIGURES.....	vii
LISTE DES TABLEAUX	x
TABLE DES MATIÈRES	xi
1. INTRODUCTION	1
2. REVUE DE LITTÉRATURE	4
2.1. DÉFINITION DE LA TOURBE	4
2.2. PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES	5
2.2.1. Histoire géologique et formation des tourbes.....	5
2.2.2. Classification des tourbes	6
2.2.3. Particularités géotechniques des tourbes.....	8
2.2.3.1. Paramètres géotechniques usuels.....	8
2.2.3.2. Consolidation des tourbes.....	10
2.2.3.3. Structure et anisotropie.....	11
2.2.3.4. Résistances mécaniques.....	11
2.3. RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES TOURBES.....	12
2.3.1. Techniques de mesures de la résistance au cisaillement non drainé	12
2.3.1.1. Scissomètre de terrain.....	12
2.3.1.2. Pénétromètre statique	13
2.3.1.3. Essais triaxiaux.....	13
2.3.1.4. Essais de compression simple non drainé.....	14
2.3.1.5. Conclusions sur la mesure de la résistance au cisaillement non drainé	15
2.3.2. Données sur la résistance au cisaillement non drainé.....	16
2.3.2.1. Cas des tourbes normalement consolidées	16
2.3.2.2. Cas des tourbes surconsolidées	17
2.3.2.3. Anisotropie de résistance au cisaillement non drainé	17
2.3.2.4. Alignement des fibres.....	18

2.3.3.	Renforcement des fibres.....	18
2.4.	CONCLUSIONS	20
2.5.	FIGURES.....	21
3.	ESSAIS DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT EN LABORATOIRE	27
3.1.	DESCRIPTION DU SOL	27
3.2.	ESSAIS DE CISAILLEMENT SIMPLE	30
3.2.1.	Protocole et matériel utilisé.....	30
3.2.2.	Résultats	32
3.2.3.	Interprétation	33
3.3.	ESSAIS TRIAXIAUX	35
3.3.1.	Protocole et matériel utilisés	35
3.3.2.	Résultats	36
3.3.3.	Interprétation	38
3.4.	CONCLUSIONS	40
3.4.	FIGURES.....	42
4.	ETUDE DE CAS : DERAILLEMENT DE L'ULTRATRAIN	57
4.1.	PROBLÉMATIQUE.....	57
4.2.	PRÉSENTATION DU SITE.....	58
4.2.1.	Localisation et description du site	58
4.2.2.	Tracé et topographie de la voie ferrée	58
4.2.3.	Contexte géotechnique	59
4.2.4.	Campagnes de forages.....	60
4.3.	INSTRUMENTATION ET SUIVI DU COMPORTEMENT DE LA TOURBE	60
4.3.1.	Instruments de mesures mis en place	61
4.3.2.	Résultats in situ	62
4.3.2.1.	<i>Distribution des pressions interstitielles</i>	62
4.3.2.2.	<i>Tassements permanents cumulatifs</i>	63
4.4.	SCÉNARIUM DE RUPTURE	64
4.5.	FIGURES.....	66
5.	CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DE LA TOURBE.....	77
5.1.	ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE	77
5.2.	CAS INITIAL : TASSEMENT NUL (EN 1996).....	79
5.3.	CAS INTERMÉDIAIRE : S = 15 CM (EN 2000)	82

5.4.	CAS DE LA RUPTURE : $S = 30$ CM (EN 2004).....	84
5.5.	CONCLUSIONS	85
6.	CONCLUSION	91
7.	REFERENCES	92
	ANNEXE – CLASSIFICATION DES TOURBES	94

1. INTRODUCTION

Au Canada, les dépôts de tourbe représentent environ 10% de la superficie du territoire. Ces sols aux très mauvaises propriétés mécaniques (faibles capacités portantes, grande compressibilité, etc.) ne sont pas utilisés pour construire de ouvrages de génie civil. Cependant, dans certains cas, des voies de communication doivent traverser des tourbières et les ingénieurs sont confrontés à ce sol mal connu car peu étudié en génie. Il est alors nécessaire de réaliser la caractérisation géotechnique complète de la tourbe considérée. Dans le cas présent, il faut étudier la capacité portante d'un massif de tourbe sous-jacent à un remblai ferroviaire.

En 2004, l'Ultratrain convoyant des hydrocarbures raffinés à Saint Romuald vers Montréal déraile dans la zone marécageuse de la Grande Plée Bleue située sur la commune de Saint Henri de Lévis, sur la rive Sud de Québec, où un dépôt de tourbe est sous-jacent au remblai ferroviaire. Les premières analyses conduisent le Bureau de la Sécurité des Transports à mandater l'Université Laval pour étudier les conditions géotechniques du déraillement, et notamment le rôle de la tourbe.

L'objectif de cette recherche est de proposer un mécanisme de rupture de la tourbe sous la voie qui peut expliquer le déraillement de 2004. Les calculs réalisés en accord avec ce mécanisme doivent s'appuyer sur les valeurs des paramètres déterminés lors du suivi in situ du comportement de la tourbe de Saint Henri de Lévis et lors des essais de caractérisation de la tourbe en laboratoire.

Pour ce faire, une campagne d'essais en laboratoire guidée par une revue de littérature permet d'appréhender le comportement de la tourbe de Saint Henri de Lévis en cisaillement non drainé. Dans un second temps, le suivi du comportement in situ de la tourbe détermine les conditions réelles qui s'appliquent lors du passage d'un train (pressions interstitielles, tassements élastiques, tassements permanents). Parmi plusieurs propositions de mécanisme de rupture du massif de tourbe, celle qui semble la plus probable est alors étudiée analytiquement afin d'en vérifier la crédibilité.

La revue de littérature présente un recueil des informations pertinentes obtenues par différents auteurs sur les tourbes et leur comportement mécanique. Les thèmes principaux qui y sont abordés sont la résistance au cisaillement et l'anisotropie des tourbes.

La troisième partie décrit l'étude en laboratoire de la tourbe sous le remblai ferroviaire du CN à Saint-Henry-de-Lévis (Québec). Les résultats et interprétations des essais de cisaillement y sont présentés. Ce travail en laboratoire permet de souligner le caractère anisotrope des tourbes, notamment pour les valeurs de résistance au cisaillement non drainé.

Les résultats de la campagne d'essais sur le site du déraillement de 2004 à Saint-Henry-de-Lévis sont rapportés à la quatrième partie. Les données présentées sont suffisantes pour comprendre le mécanisme de rupture de la tourbe. Cette étude s'inscrit dans la continuité du suivi du comportement de la voie : un rapport complet est disponible à la référence suivante : « Konrad et al (2006), *Étude géotechnique du déraillement de l'Ultratrain U-781 à Saint-Henry-de-Lévis le 17 août 2004, rapport d'expertise remis au Bureau de la Sécurité des Transports canadien* ». A la fin de ce chapitre, les différentes propositions de mécanismes de rupture de la tourbe sont énumérées. La figure 1.1 présente un cliché de l'accident de 2004.

La cinquième partie porte sur l'analyse géotechnique du déraillement en vérifiant la possibilité du mécanisme de rupture progressive par poinçonnement du massif de tourbe. Les calculs sont réalisés avec l'ensemble des données consignées dans les parties précédentes.



Figure 1.1 : Photographie aérienne du déraillement de 2004 à Saint-Henry-de-Lévis (Bureau de la Sécurité des Transports, 2004).

2. REVUE DE LITTÉRATURE

2.1. Définition de la tourbe

Les tourbes sont des sols à hautes teneurs en matière organique et en eau. Les valeurs typiques de teneurs en matière organique sont très proche de 100%, et celle de teneur en eau, s'échelonnent de manière générale entre 400 et 1000%. Ce sont des dépôts naturels très compressibles, par conséquent très peu utilisés comme matériaux de construction. En revanche, l'homme exploite la tourbe pour la transformer en combustible domestique, en capteur d'essence, ou encore en engrais pour les cultures.

J. Perrin (1973) propose une définition visuelle des tourbes : « Sur le terrain, la tourbe apparaît comme une masse végétale qui, vivante en surface, mortifiée et brunie immédiatement sous cette surface, subit une lente altération et se transforme peu à peu en profondeur en une substance molle, brune ou noirâtre plus ou moins spongieuse, dans laquelle se distinguent très bien les débris végétaux ».

Ces végétaux confèrent à la tourbe une structure très fibreuse, très hétérogène et anisotrope, dont les caractéristiques mécaniques peuvent varier de plusieurs ordres de grandeurs à l'intérieur d'un faible volume. Ces détritiques peuvent être des feuilles, des morceaux de branches, ou des fibres végétales. Le terme « fibres » désigne, selon la norme ASTM D1997, le contenu du sol qui est retenu par un tamis dont la dimension des ouvertures est de 150 micromètres.

La définition scientifique exacte de la tourbe est cependant encore imprécise. La frontière entre les sols mous minéraux contenant de la matière organique et les tourbes est mal délimitée. La définition de Stanek (1977), citée par Landva (1986) selon laquelle il est possible de parler de tourbe pour un dépôt d'une épaisseur supérieure à 45 cm, pouvant contenir jusqu'à 20% de matière minérale est la plus utilisée.

Stanek (1980) cité par Landva (1986) propose la définition suivante pour une tourbe : « Matériau organique généralement non consolidé largement constitué de résidus organiques résultants de la décomposition incomplète de plantes mortes dans des conditions d'humidification excessive (immersion dans l'eau) ».

Landva (1986) conclut que les tourbes sont finalement des sols contenant des quantités très faibles ou insignifiantes de matières minérales. Ces définitions sont toujours en vigueur, et, selon les normes ASTM de 2006, les tourbes sont « des substances naturelles organiques obtenues par la décomposition de résidus végétaux et qui se distinguent des autres sols organiques par des valeurs de teneur en matière minérale faibles et inférieures à 25% ».

En résumé, les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques.

2.2. Propriétés générales

2.2.1. Histoire géologique et formation des tourbes

Les tourbes les plus vieilles sont âgées d'une quinzaine de millénaires, et se forment selon deux mécanismes différents, qui peuvent se superposer. J. Perrin (1973) propose les définitions suivantes pour ces deux phénomènes :

Les tourbières dites « plates » se forment par la décomposition de végétaux présents sur les rives inondées de lacs et de marais de quelques mètres de profondeur. Si l'eau est calme et peu oxygénée, la tourbification s'effectue sous l'eau et est dite infra-aquatique. Au fur et à mesure que l'épaisseur de la tourbière augmente, le niveau d'eau du lac diminue, et celui-ci vient finalement à disparaître. L'épaisseur de ce type de tourbière est en général d'au

maximum 3 mètres, mais peut augmenter si le niveau d'eau s'élève. Stanek (1980) définit la tourbe comme se formant à partir de l'accumulation de végétaux décomposés dans l'eau.

Les tourbières dites « bombées » sont essentiellement édifiées par des mousses hautes de quelques centimètres, les sphaignes. Ces végétaux peuvent retenir jusqu'à 40 fois leur poids en eau. Ils poussent en hauteur et se tourbifient à leur pieds. Ce cycle permet l'édification de tourbières d'épaisseurs importantes (jusqu'à 15 mètres en Russie).

Dans ces deux cas, les processus chimiques de décomposition sont compliqués et très lents, et la vitesse d'accumulation de la tourbe est au maximum d'un mètre par millier d'années.

2.2.2. Classification des tourbes

Landva (1986) souligne la difficulté d'établir un système de classification des tourbes basé sur leur structure et en corrélation directe avec les paramètres de comportement géotechnique du dépôt. En effet, contrairement aux sols granulaires usuels, les tourbes ne peuvent pas être soumises à des analyses granulométriques, dont les résultats sont directement en relation avec des paramètres mécaniques.

La classification de Radforth (1950), publiée par le Muskeg Subcommittee of the NRC dans l'ouvrage « Muskeg in the Northern Environment in Canada » en 1977, utilise des constatations simples et visuelles, mais ne permet pas de conclure sur les propriétés mécaniques de la tourbe. Par exemple, Landva (1986) remarque que le terme « amorphe granulaire » doit être employé avec précaution, car il s'adresse à une catégorie de tourbes très rares, les tourbes non fibreuses. Néanmoins, presque toutes possèdent une structure fibreuse et ne sont donc pas amorphes. Landva propose donc à son tour une classification originale, basée sur celle de Von Post modifiée par Landva (1986), qui est détaillée, mais dont les résultats sont encore une fois influencés par la subjectivité de l'utilisateur. Conscient de l'insuffisance d'un système de classification, Landva complète ses résultats par des observations au microscope de la microstructure fibreuse des tourbes étudiées. Ces descriptions détaillées

présentent l'inconvénient d'être réalisées sur des échantillons de dimensions très faibles, et sont donc représentatives que pour un grand nombre d'essais.

Plus récemment, la norme D-4427 de l'ASTM (1992), reconstruite en 2006, propose elle aussi un système de classement. Pour cela, la norme introduit 5 paramètres, dont certains ont été définis spécifiquement pour les tourbes : l'absorbance, l'acidité, la perte au feu, la composition botanique et la teneur en fibre (*absorbency, acidity, ash content, botanical composition, fiber content*). Pour chacun de ces paramètres, la norme ASTM introduit des intervalles de valeurs afin de pouvoir classer les tourbes. Une fois encore, ce système utilise des paramètres que l'on sait être très hétérogènes au sein d'un même dépôt.

Parmi ces paramètres, le plus intéressant est la teneur en fibres, qui permet d'obtenir des informations précises sur la quantité de fibres contenues dans le sol. La norme D 1997 de l'ASTM définit un protocole de mesure de la teneur en fibres, et propose une définition du terme fibre : « une fibre est un fragment ou une partie de plante qui possède une structure cellulaire reconnaissable et qui est suffisamment grande pour être retenue par un tamis dont les ouvertures sont de 150 μm . Les fragments végétaux dont la plus petite dimension est supérieure à 20 mm ne sont des fibres. » Landva (1986), ne définit pas le termes « fibres » mais distingue 4 types de particules: les branches, qui sont retenues par un tamis dont la dimensions des ouvertures est de 2 mm; les feuilles, dont la taille est comprise entre 425 μm et 2 mm; les fragments de feuilles, de dimensions entre 75 μm et 425 μm ; les fragments et colloïdes, de dimensions inférieures à 75 μm . Le tableau 2.1 montre la répartition massique entre ces 4 catégories pour le tourbe du Nouveau Brunswick étudiée par Landva : 76% de la masse est classée dans la catégorie « feuilles ». Dans la classification de l'ASTM, cette tourbe est qualifiée de très fibreuse.

Tableau 2.1 : Composition typique d'une tourbe (Landva, 1986).

Range (sieve size)	Approximate percentage by weight	Elements
> #10	12	Stems
#40 - #10	76	Leaves
#200 - #40	9	Leaf fragments
< #200	3	Fragments and colloids

Les systèmes de classification de Von Post modifiée par Landva (1986) est donné en annexe.

2.2.3. Particularités géotechniques des tourbes

2.2.3.1. Paramètres géotechniques usuels

Les tourbes se démarquent des autres sols naturels par certaines caractéristiques, comme le poids volumique et la densité. Les tourbes ont un poids volumique réel typiquement proche de celui de l'eau (Radforth, 1950; Landva, 1986). Ceci est une conséquence à la fois de la composition matérielle des tourbes, les végétaux ayant des densités relatives très proches de l'unité, mais aussi des valeurs élevées de teneurs en eau.

L'eau est répartie de manières différentes dans le volume occupé par la tourbe humide. La majorité de l'eau est adsorbée et forme des liaisons chimiques entre les particules qui composent le sol. La seconde plus grande quantité d'eau est libre. Le reste de l'eau est contenu dans les fibres végétales qui en sont saturées.

La formation de la tourbe étant un phénomène de décomposition biologique produisant du méthane, une quantité limitée de ce gaz peut s'y retrouver piégé. La présence de ce gaz peut avoir comme conséquence la diminution du degré de saturation du sol.

Le tableau 2.2 montre une compilation des données obtenues par différents chercheurs lors d'études précédentes sur des sols tourbeux. Les teneurs en eau sont évidemment très élevées, de même que les degrés de saturation. La non saturation des tourbes est en général la conséquence de la présence de méthane, car la plupart des massifs tourbeux sont situés sous la nappe phréatique. La dernière colonne présente des valeurs de résistance au cisaillement non drainé obtenues par des essais de cisaillement en laboratoire. Malgré le caractère très hétérogène des sols tourbeux, ces valeurs conservent les mêmes ordres de grandeurs d'un sol à l'autre, exceptées celles mesurées au scissomètre miniature de chantier.

D'après Terzaghi et Peck cités par Landva (1986), la perméabilité verticale d'un dépôt naturel tourbeux possède une valeur comprise entre 10^{-5} et 10^{-2} cm/s. Cependant, les valeurs de perméabilité pour les tourbes comprimées ou consolidées peuvent atteindre des valeurs très faibles (de l'ordre de 10^{-8} cm/s) en fonction de la charge et de la durée de son application (Landva, 1986). En effet, la forte compressibilité des tourbes fait varier fortement l'indice des vides, et donc la perméabilité. La figure 2.1 illustre ce phénomène et donne des valeurs de perméabilité entre 10^{-8} et 10^{-4} pour des indices des vides respectivement de 12 et 4. Ces mesures réalisées par Hanrahan (1954) montrent que la perméabilité d'une tourbe soumise à une contrainte verticale constante diminue avec l'indice des vides, même si ces derniers restent élevés. Il est donc possible d'obtenir des valeurs de perméabilité très faibles pour des tourbes fortement comprimées, comme celles situées sous des remblais.

Tableau 2.2 : Principales caractéristiques des tourbes dans les études précédemment effectuées.

Auteurs	Teneur en eau (%)	Degré de saturation (%)	Teneur en matière organique (%)	Résistance au cisaillement non drainé (kPa)
Samson & La Rochelle (1972)	605 à 1290	87 à 96	84 à 95	10
Vautrain (1975, 1984)	200 à 525		50 à 80	15 à 20, parfois 30
Faust et al. (1983)				10 à 25
Yamaguchi et al. (1985)	110 à 1200	100	10 à 85	
Yamaguchi et al. (1992)	718 à 921	100	55 à 79	
Edil et al. (1994)	550			
Fox et Edil (1996)	490 à 620			

Mesri et al. (1997)	610 à 850	89 à 100	90 à 95	
Stinnette (1998)	520		95	7,2
Kramer (2000)	600		18 à 27	2,5 à 8,8
Edil et Wang (2000)	160 à 660 (*)		31 à 95 (*)	
Mitachi et al. (2001)	580 à 680	60 à 70		
Cola & Cortellazzo (2005)	330 à 790		68 à 75	20 à 160 (**)
Valeurs les plus courantes	400 à 900	85 à 100	50 à 95	10 à 20

(*) Valeurs obtenues sur dix tourbes différentes par l'Université de Wisconsin-Madison

(**) Valeurs obtenues au scissomètre miniature sur deux tourbes différentes

2.2.3.2. Consolidation des tourbes

Diverses tentatives ont été réalisées pour transposer aux tourbes les théories et relations développées pour les argiles et traduisant le comportement lors de la consolidation.

Mesri et al. (1997) ont observé une première différence majeure avec les argiles : la consolidation primaire est très rapide dans les tourbes, compte tenu de leurs valeurs de perméabilité 100 à 1000 fois supérieures à celles des argiles. Cependant, des essais oedométriques montrent que le temps de dissipation des pressions interstitielles peut augmenter d'un facteur 100 avec la charge appliquée. En effet, l'augmentation de la charge diminue fortement l'indice des vides, et donc la perméabilité. De même, Vautrain (1975) a trouvé que le coefficient de consolidation c_v est divisé par 10 quand la contrainte de consolidation augmente de 50 à 500 kPa.

Mesri et al, (1997), Vautrain (1975) et Cola et Cortellazzo (2005) montrent par ailleurs que, comme dans les argiles, il existe une corrélation empirique entre l'indice de compression c_c et la teneur en eau w_0 . Dans les tourbes, une bonne approximation est donnée par $c_c \cong w_0$.

Fox et Edil (1996) définissent la consolidation secondaire comme un tassement de fluage sous contrainte effective verticale constante et sous déformations latérales nulles (conditions K_0). Mesri et al (1997) montrent que pour les tourbes, les tassements pendant la compression secondaire sont très importants.

2.2.3.3. *Structure et anisotropie*

La présence de fibres influence très fortement les caractéristiques mécaniques des tourbes. Ces fibres, ainsi que les débris végétaux comme les feuilles et les branches de plus grandes dimensions, sont présentes dans la grande majorité des tourbes. Une tourbière en formation étant généralement sous-jacente à une végétation dense, les plantes qui meurent se déposent à la surface, et sont ensuite recouvertes par une nouvelle épaisseur de tourbe. De manière naturelle, les fibres se déposent à l'horizontal et confèrent aux tourbes fibreuses une structure particulière et anisotrope (Boulanger et al., 1998).

Les photos présentées aux figures 2.2 et 2.3 illustrent nettement cette anisotropie de constitution. Il s'agit de photographies réalisées au microscope. La présence des fibres alignées horizontalement est très visible.

Boulanger et al. (1998) montrent que les modules de déformation sont plus importants dans les directions horizontales que dans la direction verticale.

La tourbe de Middleton sur laquelle ont travaillé Mesri et al (1997) présente une perméabilité horizontale 10 fois supérieure à celle mesurée avec un écoulement vertical.

La tourbe est un matériau très anisotrope, dont les propriétés sont différentes dans les 3 directions définies par un repère spatial orthogonal. Cependant, Landva (1986) montre que les propriétés mécaniques de la tourbe dans un plan horizontal peuvent être considérées comme identiques, comme le montre la figure 2.4.

2.2.3.4. *Résistances mécaniques*

La structure fibreuse anisotrope de la tourbe affecte ses valeurs de résistance au cisaillement en compression de manière significative (Landva, 1986). Dans un échantillon en compression, les contraintes réelles latérales sont moins importantes que ce qu'il paraît (entre 10 et 50 %), car la présence des fibres crée une contrainte latérale interne de « renforcement » (Landva, 1986).

Cola et Cortellazzo (2005) expliquent que la résistance au cisaillement dépend de l'orientation relative du plan de rupture par rapport à la direction générale d'alignement des fibres. Il sera donc important de différencier la résistance au cisaillement de la matrice, et la résistance au cisaillement de la tourbe renforcée par les fibres.

2.3 Résistance au cisaillement des tourbes

D'après Landva (1986), les essais géotechniques de laboratoire couramment utilisées, comme l'essai triaxial ou les essais de cisaillement simple ou direct, ne sont pas adaptés pour caractériser des sols aussi particuliers que les tourbes. Landva a mis au point des essais spécifiques adaptés aux caractéristiques de la tourbe, et notamment à sa très grande capacité de déformation.

D'autres chercheurs soulignent aussi les difficultés rencontrées pour obtenir des résultats plausibles avec des essais en laboratoire sur les tourbes, notamment du fait des grandes déformations que subissent les échantillons pendant les phases de consolidation. Edil et Wang (2000) montrent de plus que la résistance au cisaillement continue de croître sous de grandes déformations, sans pic significatif. La durée de consolidation est aussi un facteur très important dans les essais en laboratoire puisque la consolidation secondaire est très importante dans les tourbes.

La présente partie contient un recueil des valeurs de résistance au cisaillement qui ont été obtenues pas d'autres chercheurs, par des essais de laboratoire ou sur le terrain, ainsi que des différentes techniques de mesure utilisées.

2.3.1. *Techniques de mesures de la résistance au cisaillement non drainé*

2.3.1.1. *Scissomètre de terrain*

Le scissomètre de chantier est très utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé in situ des argiles. Du fait de la structure fibreuse fortement anisotrope de la tourbe, l'utilisation de cet essai est discutable. En effet, le scissomètre a tendance à sectionner les fibres lors de l'essai. La résistance mesurée est alors celles des fibres.

Cependant, de nombreuses expériences ont été réalisées, et elles semblent malgré tout être cohérentes. Hanzawa et al (1994) ont comparé les résultats des essais au scissomètre de chantier et des essais de cisaillement direct, pris comme référence. Comme le montre la figure 2.5, la résistance au cisaillement non drainé mesurée au scissomètre surestime de 50% les valeurs obtenues au laboratoire. Vautrain (1975 et 1984), Faust et al (1983), Stinnette (1998) et Edil et Wang (2000) obtiennent des résultats semblables, qui montrent que le scissomètre de terrain surestime la valeur de la résistance au cisaillement non drainé d'un facteur allant de 1,2 à 1,7 selon les études. Il y a donc lieu d'utiliser un facteur de correction tel que :

$$S_u = F.S_{scissomètre} \quad [2.1]$$

2.3.1.2. Pénétromètre statique

Hanzawa et al (1994) décrivent l'essai au pénétromètre statique comme étant très utile et adapté aux tourbes. Cependant, ils soulignent la nécessité et la difficulté de créer des relations empiriques pour obtenir des valeurs de résistances au cisaillement non drainé, sachant que la tourbe est un milieu très hétérogène.

En comparant les résultats obtenus au pénétromètre statique et ceux d'essais de cisaillement direct en laboratoire, ils ont proposé la relation empirique représentée graphiquement sur la figure 2.6 entre la résistance en pointe et la résistance au cisaillement non drainé.

2.3.1.3. Essais triaxiaux

Les difficultés de réaliser des essais triaxiaux sur des tourbes ont été mentionnées par Vautrain (1975), Landva (1986) et Kramer (2000). La consolidation isotrope pose notamment des problèmes de déformations excessives avant même le début de l'essai. Ainsi, une consolidation anisotrope est préférable, mais il faut cependant connaître une valeur plausible de K_0 à utiliser.

Edil et Wang (2000) proposent de consolider l'échantillon avant sa mise en place dans la cellule triaxiale en le comprimant à l'intérieur du tube de carottage, ou dans un tube cylindrique prévu à cet effet (Cola et Cortellazzo, 2005).

Une campagne d'essais triaxiaux consolidés non drainés a été menée par Yamaguchi et al. (1985) pour des pressions de confinement élevées allant de 100 à 350 kPa. Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement non drainé S_u est proportionnelle à la contrainte de confinement choisie, comme l'illustre la figure 2.7. Cependant, ces essais sont effectués pour des valeurs de confinement très élevées, qu'il est rare de retrouver dans la tourbe à l'état naturel.

Mitachi et al. (2001) ont effectué une campagne d'essais triaxiaux avec consolidation de type K_0 et d'essais de compression simple avec mesure de la succion. Les résultats présentés à la figure 2.8 montrent l'existence d'une relation linéaire entre $\log(\frac{S_u}{\sigma'_{r'}})$ et $\log(QCR)$, QCR étant le «quasi» OCR , soit le rapport entre la contrainte verticale effective de consolidation σ'_{vc} et la contrainte effective $\sigma'_{r'}$.

2.3.1.4. Essais de compression simple non drainé

La résistance à la compression simple q_u permet de déterminer la résistance au cisaillement non drainé S_u par la relation suivante :

$$S_u = 0.5q_u \quad [2.2]$$

Les essais de Hanzawa et al. (1994) montrent que la résistance au cisaillement non drainé obtenue avec les essais de compression simple sous estime d'environ 40% la résistance au cisaillement mobilisable in situ. Hanzawa et al. proposent finalement la relation suivante :

$$\frac{q_u}{2} = 0,6S_{u0} \quad [2.3]$$

où S_{u0} est la résistance au cisaillement non drainé sur le site.

2.3.1.5. Conclusions sur la mesure de la résistance au cisaillement non drainé

Le tableau 2.3 résume les informations pertinentes sur les différentes techniques de mesure de la résistance au cisaillement non drainé dans les tourbes. Il est important de retenir que la plupart des essais de laboratoire semblent délicats à réaliser sur les tourbes.

Tableau 2.3 : Conclusions sur la mesure de la résistance au cisaillement non drainé dans les tourbes.

Type d'essai	Commentaires, corrélations
Scissomètre	Surestime S_u de 20% à 50% du fait de la nature fibreuse des tourbes et de leur anisotropie
Pénétromètre statique	$S_u = (q_c - \sigma_v)/10$
Pressiomètre	$S_u = (p_1 - p_0)/5,5$
Triaxial non drainé	Essai délicat (déformation de l'éprouvette lors de la consolidation) Bonne corrélation entre c_u et la pression de consolidation $0,5 < S_u/\sigma'_c < 0,6$ Dans les tourbes fibreuses, donne des valeurs de S_u plus fortes car les plans de cisaillement coupent les fibres disposées plutôt horizontalement
Boîte de cisaillement	Essai bien adapté car la consolidation est de type K_0 , et les éprouvettes ne se déforment pas pendant la consolidation Dans les tourbes fibreuses, cet essai donne des valeurs de S_u plus faibles car les plans de cisaillement sont horizontaux et bénéficient peu de la résistance des fibres disposées plutôt horizontalement. La réduction de S_u peut atteindre 25%
Compression simple	Sous estime S_u de 40%

2.3.2. Données sur la résistance au cisaillement non drainé

2.3.2.1. Cas des tourbes normalement consolidées

De même que dans les argiles, il existe une relation de proportionnalité entre la résistance au cisaillement non drainé mesurée en compression triaxiale et la contrainte de consolidation effective. Plusieurs études ont été réalisées pour déterminer un intervalle de valeurs du rapport $\frac{S_u}{\sigma'_c}$ dans les tourbes. Le tableau 2.4 récapitule les principaux résultats obtenus par d'autres chercheurs.

Tableau 2.4 : Synthèse des données sur les rapports $\frac{S_u}{\sigma'_c}$.

Auteur	Rapport S_u/σ'_c	Auteur	Rapport S_u/σ'_c
Vautrain (1984)	0,58	Tsushima et al. (1982)	0,52 à 0,54
Mitachi et al. (2001)	0,52 à 0,68	Oikawa et al. (1980)	0,63
Hanzawa et al. (1994)	0,45	Faust et al. (1983)	0,5 à 0,6
Yamaguchi et al. (1985)	0,53 et 0,55	Edil et Wang (2000)	0,5 et 0,7

Faust et al (1983) ont obtenu des valeurs du rapport $\frac{S_u}{\sigma'_c}$ comprises entre 0.5 et 0.6. De nombreuses autres études, menées notamment par Yamaguchi et al. (1985), Hanzawa et al. (1994), Vautrain (1984), Edil et Wang (2000), conduisent à l'obtention de résultats similaires.

Ainsi, l'intervalle de valeurs de $\frac{S_u}{\sigma'_c}$ à retenir pour les tourbes est :

$$0.5 \leq \frac{S_u}{\sigma'_c} \leq 0.65 \quad [2.4]$$

Par ailleurs, Mitachi et al (2001) ont démontré que la valeur de ce rapport est fortement influencée par la durée de consolidation. Cette valeur croît de 0.52 à 0.68 pour une durée de consolidation variant de 1 jour à 20 jours. Ceci implique de contrôler rigoureusement la durée de consolidation des échantillons pour les essais de cisaillement.

2.3.2.2. Cas des tourbes surconsolidées

Comme dans les argiles, la résistance au cisaillement non drainé S_u semble liée à la contrainte effective σ'_v et au degré de surconsolidation OCR par une relation de la forme :

$$S_u = a.\sigma'_v.OCR^b \quad [2.5]$$

Mitachi et al (2001), proposent la relation suivante :

$$\frac{S_u}{\sigma'_r} = 0,5.QCR^{0,85} \quad [2.6]$$

où $a = 0.5$, comme montré au paragraphe précédent, et $b = 0.85$.

2.3.2.3. Anisotropie de résistance au cisaillement non drainé

Les fibres végétales présentes dans la tourbe ont tendance à se déposer dans des plans horizontaux (cf. paragraphe 2.2.3.3). Cette anisotropie de structure a des répercussions sur les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé.

Hanzawa et al. (1994) démontrent, par exemple, que le scissomètre de terrain, qui mesure surtout la résistance au cisaillement non drainé dans des plans verticaux renforcés par les fibres (pour une valeur d'élançement classique de 2), surestime de 20 à 50% la résistance au cisaillement réellement mobilisable dans la tourbe.

Edil et Wang (2000) ainsi que Cola et Cortellazzo (2005) expliquent que la résistance au cisaillement en laboratoire dépend de l'inclinaison du plan de rupture par rapport au plan d'alignement des fibres, qui est horizontal. Ainsi, ils observent une réduction de la résistance

obtenue en cisaillement simple pouvant atteindre 25%, comparée à celle obtenue lors d'essais triaxiaux. Lors d'un essai de cisaillement simple, la résistance est mesurée dans un plan horizontal, donc le long des fibres. Dans un essai triaxial, le plan de rupture coupe les fibres, ce qui augmente la valeur de la résistance mesurée.

2.3.2.4 Alignement des fibres

L'anisotropie de résistance au cisaillement est induite par la présence des fibres. La résistance minimum, ou celle de la matrice, est obtenue quand le plan de rupture est confondu avec le plan d'alignement des fibres. Cependant, si ce plan traverse les fibres, et que les sollicitations durent suffisamment longtemps ou sont répétées, les fibres ont tendance à s'aligner le long du plan de rupture (Landva, 1986). La figure 2.9 illustre ce phénomène pour un essai de cisaillement simple.

Cela signifie que même lorsqu'à l'état initial la résistance au cisaillement est élevée grâce au renforcement des fibres, cette résistance peut diminuer fortement jusqu'à atteindre une valeur minimum dans le cas d'un chargement long ou de sollicitations répétitives. Cette valeur correspond à celle de la matrice.

2.3.3. Renforcement des fibres

La présence des fibres végétales dans la tourbe augmente la résistance au cisaillement dans les plans qui coupent les fibres. La quantification de cette augmentation est obtenue en comparant les résistances mobilisées lors d'essais triaxiaux et lors d'essais de cisaillement simple.

Landva (1986) explique que l'effet renforçant de fibres est observable sur les valeurs des paramètres de Mohr-Coulomb c' et ϕ' . Ainsi, des valeurs de l'angle ϕ' obtenues avec des essais triaxiaux sont surévaluées.

La figure 2.10 montre une enveloppe de rupture tracée par Adams cité par Landva (1986) dans l'espace de Mohr-Coulomb à partir de résultats de différents essais triaxiaux sur

une tourbe. Adams attribue à cette enveloppe les paramètres suivants : un angle de frottement de 48° pour une cohésion nulle.

Landva (1986) a réalisé aussi des essais de cisaillement simple sur cette tourbe. L'enveloppe de rupture obtenue présente les paramètres suivantes : un angle ϕ' moyen de 32° et une cohésion c' moyenne de 3 kPa.

Landva (1986) montre que l'enveloppe tracée par Adams est une enveloppe apparente. Les valeurs des paramètres de cette enveloppe sont augmentées par l'effet renforçant des fibres. En réalité, l'angle de frottement reste le même, et est égal à 32° , soit l'angle de la matrice de la tourbe, mesuré avec des essais de cisaillement simple.

Landva (1986) a expliqué que les fibres créent un renforcement significatif qui se traduit par une diminution de la contrainte mineure σ'_3 mesurée lors d'un essai triaxial, la contrainte majeure étant imposée par l'appareillage. En effet, dans un essai triaxial, les fibres orientées horizontalement se tendent et créent une contrainte latérale interne qui renforce l'échantillon.

La figure 2.10 montre la construction géométrique qu'utilise Landva (1986) pour quantifier le renforcement des fibres en terme de contrainte horizontale. Landva (1986) utilise le cercle de Mohr tracé par Adams à partir des résultats d'un essai triaxial. L'enveloppe correspondant à ce cercle exagère les paramètres de Mohr-Coulomb. Landva (1986) diminue le diamètre de ce cercle en conservant la contrainte majeure σ'_1 constante jusqu'à ce que le cercle devienne tangent à l'enveloppe de rupture déterminée par les essais de cisaillement simple. Landva propose alors de nommer σ'_f , ou σ'_{fibres} , l'augmentation de la contrainte mineure engendrée par cette construction. Cette contrainte correspond au renforcement latéral des fibres observé lors d'un essai triaxial.

Plus récemment, Cola et Cortellazzo (2005) citent les travaux de Haussman (1990) sur le renforcement des sols. La figure 2.11 montre le principe de renforcement latéral lors d'un essai triaxial, ainsi que les tracés des cercles de Mohr correspondant à ces essais. Le renforcement latéral est traduit par une contrainte σ_s appliquée sur l'aire A_s . Les paramètres indexés de la lettre « R » sont les paramètres attribués au sol renforcé. L'index « m » correspond aux paramètres de la matrice du sol, donc non renforcé. Dans le cas de la tourbe, l'effet renforçant est attribué aux fibres.

Cola et Cortellazzo (2005) expliquent que Landva (1986) ne prenait pas en compte le fait qu'à des pressions faibles, la rupture a lieu à cause du glissement de renforcement. Dans la tourbe, cela signifie que pour des pressions faibles, la rupture se produit quand les fibres glissent sur la matrice de la tourbe. Par conséquent, Cola et Cortellazzo indiquent que le critère bilinéaire n'est valide que pour des pressions élevées, pour lesquelles la rupture a lieu dans les conditions de renforcement, et non de glissement, et où l'effet de fibres est alors considéré comme une augmentation de la cohésion apparente, l'angle de frottement restant identique à celui de la matrice.

2.4. Conclusions

L'hétérogénéité, l'anisotropie et la grande déformabilité sont les principales caractéristiques mécaniques des sols tourbeux. Les tourbes sont donc des matériaux qu'il est préférable d'éviter pour la construction de remblais ou de fondations, mais il est intéressant de remarquer qu'environ 10% du sol canadien est recouvert de tourbières. La nécessité de mieux comprendre le comportement de ce type de dépôt se fait donc de plus en plus souvent ressentir.

Pour la suite de l'étude, on retiendra les points suivants :

1) La présence des fibres influence fortement le comportement de la tourbe en cisaillement. Les essais de cisaillement simple et les essais triaxiaux en laboratoire doivent permettre de quantifier l'augmentation de la résistance au cisaillement due à la présence des fibres. La résistance au cisaillement dépend de l'orientation du plan de rupture par rapport au plan d'alignement des fibres.

2) Les fibres ont tendance à s'aligner le long des plans de cisaillement où se développent les plans de rupture.

2.5. Figures

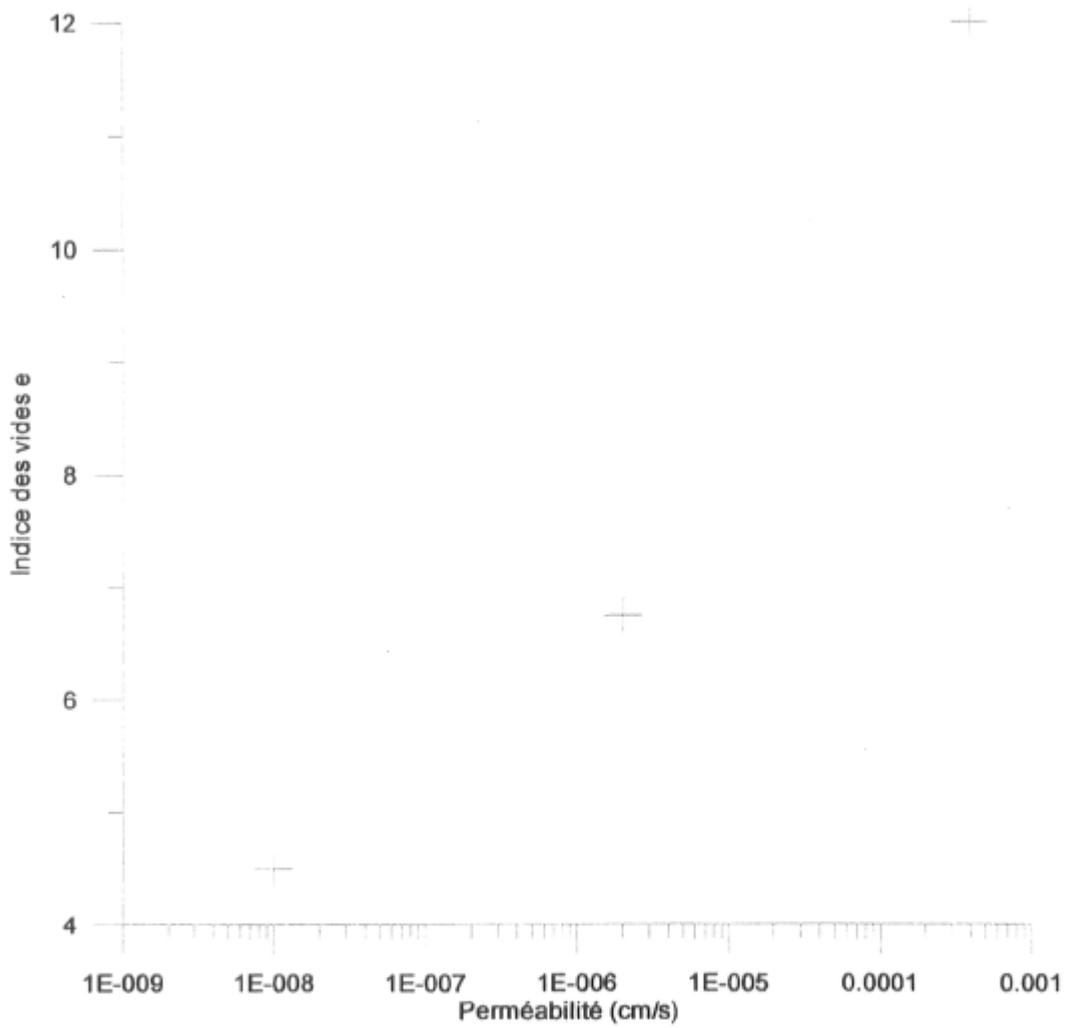


Figure 2.1 : Mesures de perméabilité dans les tourbes en compression uniaxiale, d'après Hanrahan (1954).



Coupe horizontale

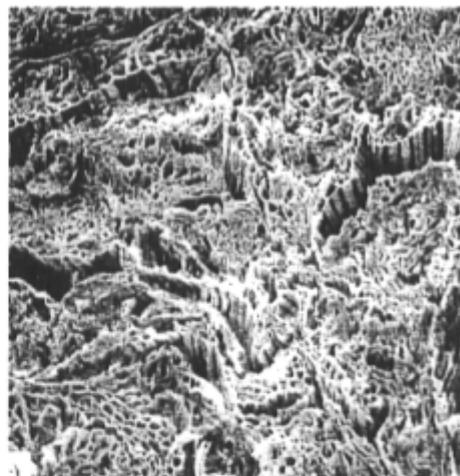


Coupe verticale

Figure 2.2 : Photographies de la tourbe au microscope (Fox et Edil, 1996).

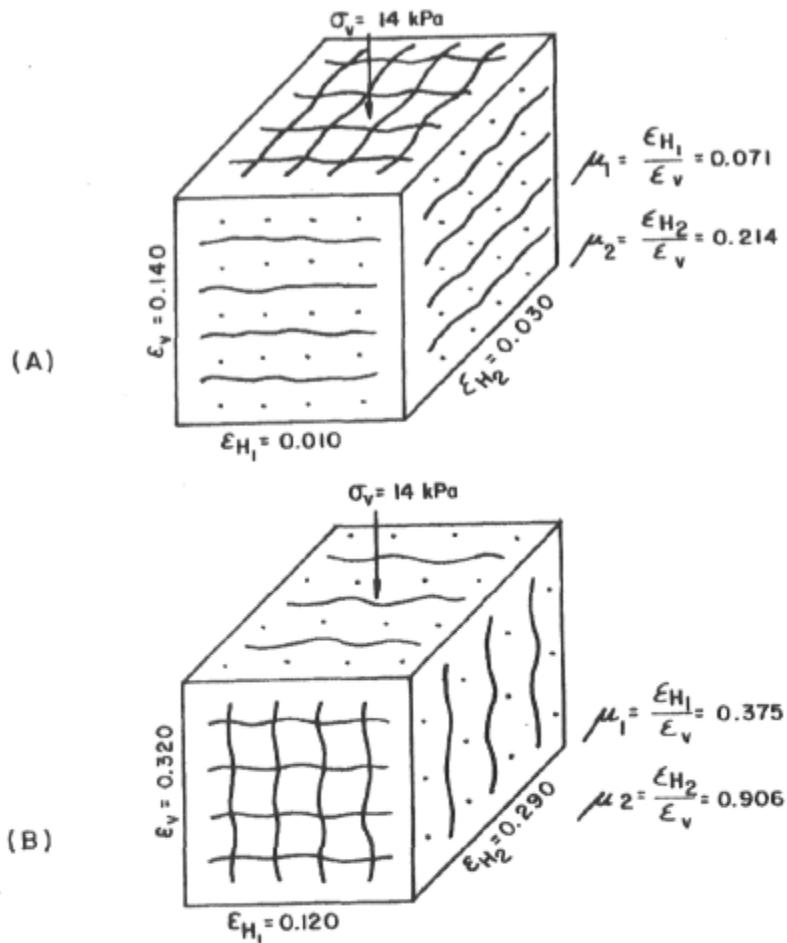


Coupe horizontale x 200



Coupe verticale x 250

Figure 2.3 : Photographies de la tourbe au microscope (Mesri et al., 1997).



LEGEND

σ_v = applied vertical stress

ϵ_v = vertical strain

ϵ_H = horizontal strain

μ = Poisson's ratio in unconfined compression

Figure 2.4 : Déformations d'un cube de tourbe en compression sans confinement. (Landva, 1986)

(A) Chargement perpendiculaire aux plans d'alignements des fibres;

(B) Chargement parallèle aux plans d'alignement des fibres.

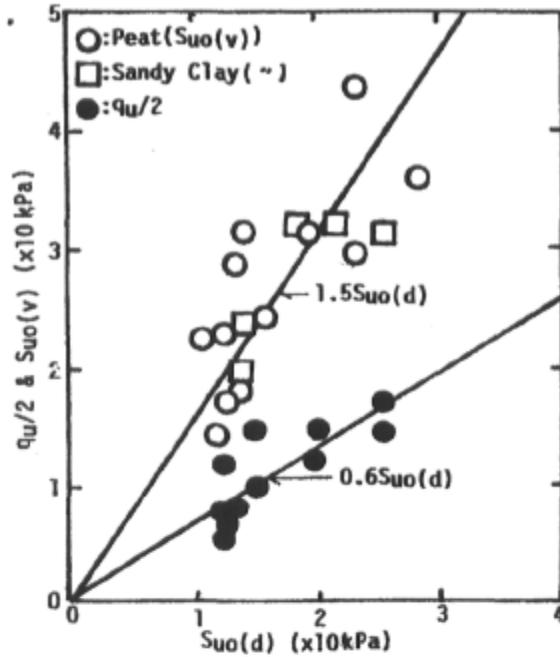


Figure 2.5 : Comparaison entre résistance au cisaillement non drainé déduite du scissomètre $S_{uo(v)}$ et du cisaillement direct $S_{uo(d)}$ (Hanzawa et al., 1994).

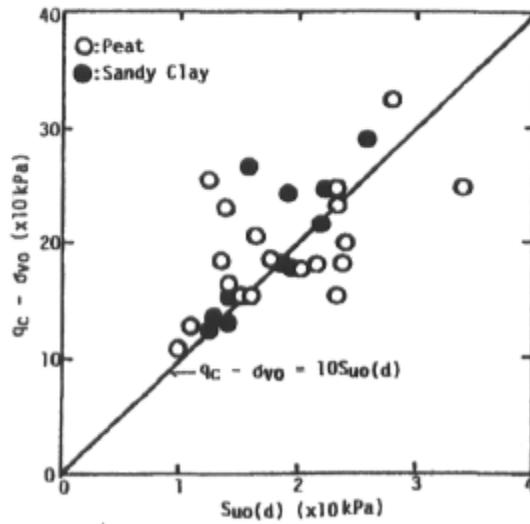


Figure 2.6 : Comparaison entre la résistance de pointe au pénétromètre statique $q_c - \sigma_{v0}$ et la résistance au cisaillement non drainé mesurée par cisaillement direct $S_{uo(d)}$ (Hanzawa et al., 1994).

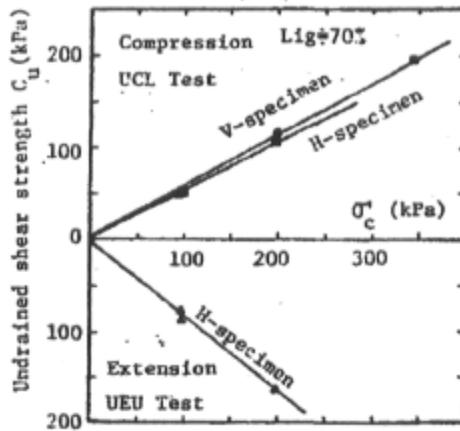


Figure 2.7 : Relation entre la contrainte de consolidation σ'_c et la résistance au cisaillement non drainé S_u (Yamaguchi et al., 1985).

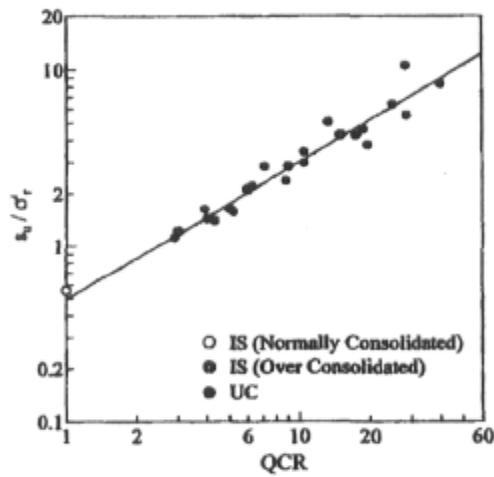


Figure 2.8 : Relation entre $\log(S_u / \sigma'_r)$ et $\log QCR$ (Mitachi et al., 2001).

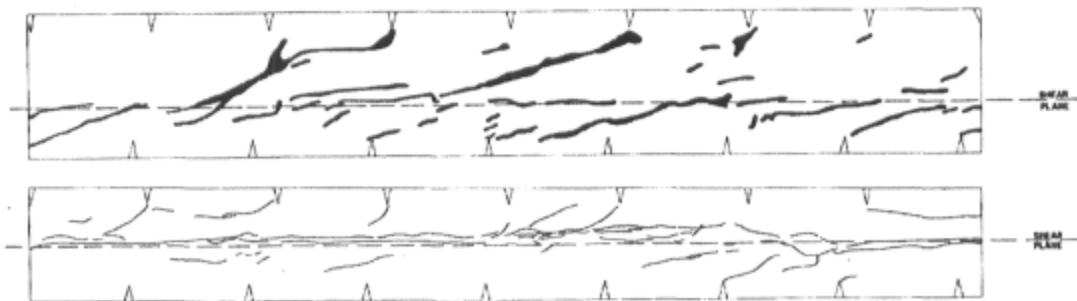


Figure 2.9 : Représentation des fibres avant et après un essai de cisaillement, d'après Landva, 1986.

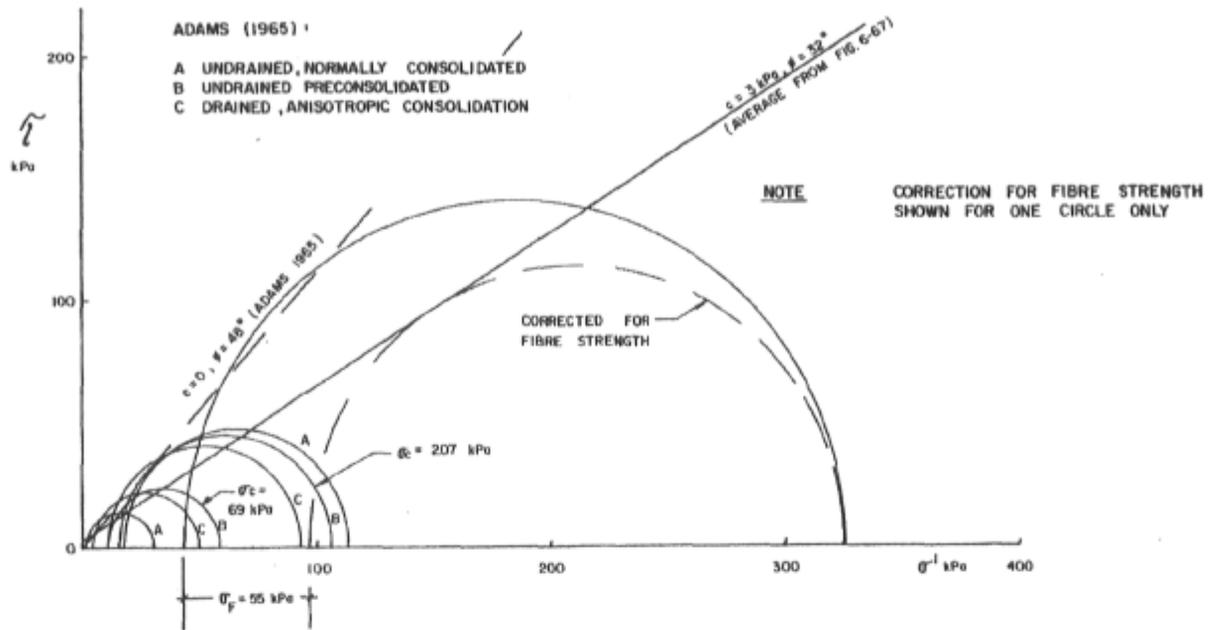


Figure 2.10 : Essais triaxiaux tracés par Adams, cité par Landva (1986). Le cercle en pointillé est corrigé pour le renforcement des fibres (d'après Landva, 1986).

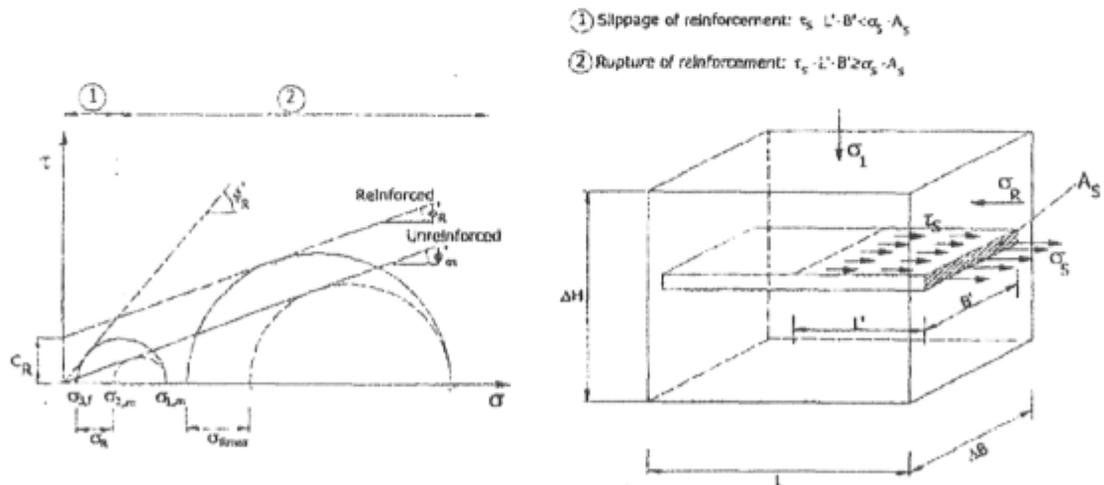


Figure 2.11 : Mécanisme de rupture typique pour un sol renforcé, d'après Cola et Cortellazzo, 2005.

3. ESSAIS DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT EN LABORATOIRE

Le sol dont le comportement est analysé dans ce mémoire est un dépôt à teneur organique proche de 100% et possède une teneur en eau moyenne de 500%. D'après la revue de littérature, il est légitime d'employer le terme « tourbe » pour désigner ce sol. Aucun système de classification n'étant encore utilisé de manière incontestable, la description de la tourbe de la présente étude se limitera à des observations visuelles simples, complétées par des mesures de teneurs en eau et de teneurs en fibres.

La revue de littérature nous a montré que la présence de fibres dans la tourbe crée une anisotropie de résistance au cisaillement non drainé S_u . Cette étude en laboratoire a pour objectif d'observer les différences de résistance au cisaillement non drainé entre les résultats d'essais triaxiaux CIU et d'essai de cisaillement simple. Dans un essai triaxial, la tourbe est sollicitée dans des plans qui coupent les fibres (alignées horizontalement). Dans un essai de cisaillement simple, le plan de rupture est très peu incliné par rapport au plan horizontal d'alignement des fibres. Par conséquent, d'après la revue de littérature, il est raisonnable de s'attendre à ce que les résistances déduites des essais triaxiaux soient supérieures à celles mesurées lors des essais de cisaillement simple.

3.1. Description du sol

Le sol étudié a été prélevé dans le massif de tourbe de la Grande Plée Bleue à Saint-Henry-de-Lévis, sur la rive sud de Québec, sous la voie ferrée du CN reliant la raffinerie Ultramar de Saint Romuald à la métropole montréalaise.

Les échantillons ont été prélevés sur le terrain par des tubes Shelby, ou tubes à paroi mince, de diamètre intérieur 70 mm. La tourbe en a été ensuite extraite en laboratoire et

découpée en cylindres de faible hauteur (entre 80 et 110 mm) car des échantillons de plus grande hauteur se brisent aisément. Ces échantillons ont ensuite été pesés, recouverts d'un film plastique, paraffinés et placés en chambre humide.

Il s'agit d'une tourbe noire, très altérée et très humide (décomposition visible et teneurs en eau entre 390 et 920%). La figure 3.1 montre des échantillons de tourbe découpés dans les carottes prélevées au tube à paroi mince (diamètre de 70mm) sur le site étudié. A l'état humide, les quatre échantillons photographiés avaient les mêmes dimensions. La différence de volume entre la tourbe séchée et la tourbe humide est très nette et témoigne des indices des vides élevés (entre 4 et 12). La présence des fibres dans la tourbe séchée est évidente.

Il est important de remarquer la présence d'un fragment de branche dans l'échantillon supérieur gauche sur la figure 3.1. Les dimensions de ce résidu végétal sont très importantes (environ 30mm de long pour 1mm de diamètre) comparées à celles de l'échantillon (70mm de diamètre et environ 20mm d'épaisseur). La présence de ce type de particules n'est pas seulement gênante dans le processus de découpage des échantillons, mais elle perturbera les résultats des essais de laboratoire et il faudra interpréter ceux-ci avec précaution. Il faudra donc s'assurer que les échantillons utilisés pour la caractérisation en laboratoire ne soient pas « contaminés » par la présence de fragments végétaux de trop grandes dimensions comparées à celles de l'échantillon.

La classification de Von Post modifiée par Landva (1986) donnée à l'Annexe E permet d'attribuer une désignation originale à un type de tourbe. Selon cette classification, l'appellation suivante peut être utilisée pour désigner la tourbe étudiée : SH₈B₃F₂R₁W₁. La lettre « S » désigne le type de végétaux qui constituent la tourbe. Ici, il s'agit de sphaignes, qui sont des mousses de faibles hauteurs et qui peuvent contenir jusqu'à quarante fois leur poids en eau. La lettre « H » désigne un degré d'humidification échelonné de 1 à 10. La lettre « B » est un indice de la teneur en eau échelonné de 1 à 5, la valeur 3 désignant l'intervalle de teneurs en eau 500 à 1000%. Les lettres « F », « R » et « W » donnent respectivement des informations sur le contenu en fibres fines, en fibres grossières et en résidus végétaux. Ces lettres sont associées à des indices échelonnés de 0 à 3.

La classification de l'ASTM propose aussi une désignation originale avec sa norme D4427. Dans le cas présent, seules des mesures de teneurs en fibres ont été réalisées. D'après cette norme, la teneur en fibres d'une tourbe est le rapport de la masse sèche de sol retenue par

un tamis de 150 µm et de la masse sèche totale du sol. La valeur moyenne obtenue étant de 50%, la tourbe est qualifiée par cette norme de moyennement fibreuse.

Au total, 21 mesures de teneurs en eau ont été effectuées sur cette tourbe. La valeur minimum obtenue est 390%, pour une valeur maximum de 920%. La teneur en eau moyenne pour cette tourbe est de 520%.

La masse volumique apparente est le rapport de la masse sèche d'un échantillon et de son volume total humide. Pour ce sol, la valeur obtenue est de 0.25 Mg.m⁻³, ce qui correspond aux valeurs déterminées par d'autres auteurs (entre 0.3 et 0.4 Mg.m⁻³). Sachant que la masse volumique de la tourbe humide est de 11.4 kN.m⁻³, la masse d'eau contenue dans la tourbe ainsi que l'indice des vides sont très élevés.

Le tableau 3.1 résume les différentes propriétés de la tourbe utilisée lors de cette campagne d'essais en laboratoire.

Tableau 3.1 : Principales caractéristiques de la tourbe de la Grande Plée Bleue.

Propriété	DSS n°1	DSS n°2	DSS n°3	CIU n°1	CIU n°2	CIU n°3
Profondeur d'échantillonnage (m)	1.6	1.8	2.7	1.8	2.4	1.7
Teneur en eau (%)	590	615	860	630	400	500
Teneur en fibres (%) *	41	57	45	41	53	45

Propriété	Tourbe de la Grande Plée Bleue
Profondeur d'échantillonnage (m)	1.6 - 2.7
Teneur en eau (%)	390 - 920
Teneur en fibres (%)*	41 - 57
Résistance au cisaillement non drainé S _u (kPa)**	19 - 39

*En accord avec la norme ASTM D1997-91

** Mesurée par le Journeau, Bédard et Associés au scissomètre NILCON, palette 6.5x13 cm

Sur le site, le massif de tourbe est sous jacent à une couche de ballast et de remblai, donc le poids volumique moyen est de 22 kN/m³. L'épaisseur de l'ensemble ballast-remblai varie le long de la voie ferrée entre 1.5 m et 2.2 m. Les contraintes verticales au repos dans la tourbe sont alors :

$$33kPa \leq \sigma_{v0} \leq 48kPa \quad [3.1]$$

3.2. Essais de cisaillement simple

3.2.1. Protocole et matériel utilisé

L'essai de cisaillement simple (*Direct Simple Shear Test*) a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement d'un échantillon auquel on impose une distorsion. La figure 3.2 montre le principe de l'essai de cisaillement simple. La contrainte verticale σ est appliquée à l'échantillon. On impose un déplacement horizontal de la partie supérieure de l'échantillon, et on mesure la réponse en terme de contrainte de cisaillement τ .

Le montage expérimental consiste en un échantillon cylindrique de tourbe, d'épaisseur faible (la valeur conseillée est environ 20 mm) et de diamètre 70 mm, découpé au laboratoire. Le diamètre utilisé par l'appareillage est le même que celui des tubes d'échantillonnage, la découpe s'effectue donc uniquement dans la hauteur, ce qui la simplifie. Elle demeure une opération délicate, les fibres opposant une résistance parfois importante, et qui peut conduire à l'arrachement d'une partie de l'échantillon. Il faut donc couper les cylindres délicatement, et avec une lame bien affûtée qui sectionne les fibres sans les arracher.

L'échantillon découpé est monté sur un bâti cylindrique rigide de même diamètre, parsemé en surface de petits pics métalliques pour maintenir en place l'échantillon, et équipé d'un puits de drainage au centre d'un emplacement pour une pierre poreuse. Sur la partie supérieure de l'échantillon est placé un cylindre rigide équipé du même dispositif de pointes métalliques que la base. Ce système de pointes permet d'assurer la distorsion, afin de pouvoir affirmer qu'on ne mesure pas le coefficient de frottement entre l'échantillon et le bâti. Une membrane est ensuite disposée autour du montage, et des joints en « O » en assurent l'étanchéité. Plusieurs anneaux rigides en plastique, de diamètre intérieur égal à celui de l'échantillon, et d'épaisseur environ 1.5 mm, sont ensuite enfilés autour de l'échantillon. Le nombre d'anneaux utilisés dépend de l'épaisseur initiale de l'échantillon, mais on doit s'assurer que ce dernier en est recouvert. Ces anneaux sont percés en trois points, à 120°, et on s'assure lors du montage que les trous sont alignés. Trois fines tiges métalliques sont ensuite

insérées dans ces trous et permettent à l'ensemble des anneaux d'assurer une distorsion uniforme de l'échantillon même à grandes déformations. Ce montage est ensuite placé dans la presse à cisaillement direct simple. La base du montage est fixée au bâti immobile, et la tête est fixée à la partie en mouvement reliée au moteur. Le montage ainsi obtenu est montré à la figure 3.3. Au premier plan de cette photo se distinguent les conduits de drainage. La membrane recouvre l'échantillon, qui est situé entre les anneaux de plastiques au centre du montage. Les 2 joints « O-Ring » au dessus et en dessous des anneaux assurent l'étanchéité du dispositif. La figure 3.4 montre l'appareillage dans son ensemble. Les figures 3.5, 3.6 et 3.7 sont des photographies des capteurs utilisés dans l'appareillage de cisaillement simple. Les deux cellules de charges sont des capteurs en « S » et mesurent des efforts en tension et en compression. Le capteur de déplacement est un LVDT.

Les essais effectués sont des essais à volume constant. Le drainage est ouvert, mais la contrainte verticale σ est adaptée pendant l'essai pour conserver la hauteur, et donc le volume de l'échantillon. La présence des anneaux métalliques permet d'assurer la constance du diamètre de l'échantillon. Les résultats obtenus pourront donc être comparés à ceux d'un essai non drainé, la variation de la contrainte σ représentant l'accroissement des pressions interstitielles.

Les contraintes verticales appliquées lors des essais de cisaillement simples sont de 30 et 50 kPa, ce qui correspond à celles subies sur le terrain par la tourbe normalement consolidée, comme le montre l'équation [3.1]. La durée de consolidation est de 24 heures.

Le degré de saturation de l'échantillon n'a pas été mesuré. La comparaison des masses des échantillons à leur sortie des tubes à paroi mince et avant la découpe pour les essais de laboratoires a montré que les pertes en eau sont très faibles, de l'ordre d'un gramme d'eau pour 100 grammes de sol humide. En supposant que le degré de saturation reste inchangé lors du processus d'échantillonnage sur le site et lors de la sortie des tubes Shelby, la saturation de la tourbe lors de ces essais est considérée comme équivalente à celle sur le site (entre 95 et 100%).

Les déformations en cisaillement, appelées distorsion (notées γ), sont calculées comme étant le rapport entre le déplacement horizontal commandé par le moteur et la hauteur de l'échantillon mesurée immédiatement après la consolidation.

Le moteur commande une vitesse de déformation constante pour tous les essais, et qui a été choisie à 4 mm/heure.

3.2.2. Résultats

Les résultats sont présentés sous forme de tracés des contraintes de cisaillement τ en fonction de la déformation de cisaillement γ , de tracés d'évolution des contraintes verticales et de tracés de chemins de contraintes dans l'espace de Mohr-Coulomb. La variation des contraintes verticales nous renseigne sur les pressions interstitielles qui seraient générées si le drainage était fermé. Au total, 3 essais sont présentés sur les figures 3.8 à 3.10. Ces essais sont notés DSS n°1 à 30 kPa, DSS n°2 à 50 kPa et DSS n°3 à 50 kPa.

L'essai DSS n°1 représenté à la figure 3.8 montre un plateau de résistance au cisaillement sur le tracé de la contrainte de cisaillement τ en fonction de déformations de cisaillement ou distorsion. La valeur de la résistance au cisaillement à la rupture τ_f correspond à la valeur de τ sur ce plateau, comme le montre le tracé des chemins de contraintes dans l'espace de Mohr-Coulomb. Ce tracé indique que l'échantillon est normalement consolidé. Les valeurs de $\Delta\sigma$ correspondent aux variations de pressions interstitielles dans l'échantillon.

La figure 3.9 rassemble les résultats de l'essai DSS n°2. Le comportement observé est différent que pour l'essai DSS n°1 : à grandes déformations, la résistance continue d'augmenter. La résistance maximale τ_f est obtenue pour les déformations plus importantes. La représentation des chemins de contraintes montre que l'échantillon est surconsolidé.

L'essai DSS n°3 représenté à la figure 3.10 montre un état normalement consolidé. Comme pour l'essai DSS n°1, un plateau de résistance au cisaillement correspondant à τ_f est identifiable.

La différence de résultat entre les essais DSS n°2 et DSS n°3 peut s'expliquer par le fait que l'échantillon de l'essai DSS n°2 a été prélevé au centre de la voie ferrée, alors que celui de l'essai DSS n°3 a été carotté sur le côté de la voie ferrée, à l'extérieur des rails. Cela

signifie que les passages des trains provoquent une consolidation de la tourbe plus importante directement sous les rails qu'à côté de la voie ferrée.

La figure 3.11 montre les cheminements de contraintes des 3 essais dans l'espace de Mohr-Coulomb. Il est possible de tracer une enveloppe de rupture dans l'espace de Mohr-Coulomb. Ses paramètres sont alors $\varphi' = 35^\circ$ et $c' = 0 \text{ kPa}$.

Le tableau 3.2 montre un résumé des résultats obtenus dans ces 3 essais de cisaillement simple.

Tableau 3.2 : Résumé des résultats des essais DSS à volume constant sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.

Essai	DSS n°1	DSS n°2	DSS n°3
σ'_c (kPa)	30	50	50
h_{ech} (mm)	18	18	17
Φ_{ech} (mm)	69	69	69
S_u (kPa)	18	27	21
S_u/σ'_c	0.6	0.54	0.42
c' (kPa)	0		
φ' (°)	35		

3.2.3. Interprétation

Les résistances au cisaillement non drainé dans ces essais sont déterminées par la valeur de la contrainte de cisaillement à la rupture τ_f . Les valeurs du rapport $\frac{S_u}{\sigma'_c}$ obtenues sont comprises entre 0.4 et 0.6 pour une valeur moyenne 0.52. Ces valeurs se situent donc dans l'intervalle spécifié par les études précédentes (cf. paragraphe 2.3.2.). Les tracés des courbes de contraintes en fonction des déformations sont en accord avec les données présentées dans la revue de littérature, et notamment la relation de corrélation entre la résistance au cisaillement non drainé et la contrainte de confinement verticale.

Les contraintes de cisaillement à la rupture sont atteintes à des grandes valeurs de la déformation de cisaillement, entre 30 et 40%. Pour les intervalles de déformations de 0 à 30%, les 3 essais présentent des résultats qui se ressemblent, avec une augmentation de la résistance de plus en plus faible. La résistance au plateau est τ_f . Après le passage du plateau, le comportement diffère pour les 3 essais. L'essai DSS n°1 à 30 kPa montre un plateau de résistance très net d'environ 18 kPa. Immédiatement après le plateau, la résistance diminue pour se stabiliser à une valeur de 15 kPa. L'essai DSS n°2 à 50 kPa ne montre pas de plateau facilement identifiable. Par comparaison avec les valeurs de distorsion au plateau des autres essais, la valeur de résistance au plateau est d'environ 27 kPa. L'essai DSS n°3 à 50 kPa montre un comportement semblable à l'essai DDS n°1, avec une valeur au plateau d'environ 21 kPa. La diminution de résistance après le plateau est lente et faible. La valeur de résistance en grandes déformations est d'environ 19 kPa.

Les résistances à la rupture obtenues par ces 3 essais représentent les résistances au cisaillement de la tourbe lorsque le plan de rupture et le plan d'alignement des fibres sont parallèles. Cette résistance est aussi appelée « résistance de la matrice » de la tourbe (Landva, 1986).

Les tracés des cheminements de contraintes dans l'espace de Mohr-Coulomb permettent de distinguer nettement une enveloppe de rupture. Cette enveloppe est caractérisée approximativement par un angle de frottement φ' dont la valeur est de 35° et par une cohésion nulle. Ce sont les paramètres réels de la tourbe, et ils définissent la résistance de sa matrice, sans l'influence des fibres, c'est-à-dire quand celles-ci sont alignées dans le plan de cisaillement.

Finalement, les résistances à la rupture déterminées dans ces essais de cisaillement simple à volume constant pourront être attribuées aux couches de tourbes où les fibres sont alignées dans le plan de rupture, lors des calculs de l'analyse de rupture.

3.3. Essais triaxiaux

3.3.1. Protocole et matériel utilisés

La difficulté de réaliser des essais triaxiaux sur les tourbes est mentionnée au chapitre 2. La structure fibreuse, la forte anisotropie et la forte compressibilité de ce type de sol conduisent souvent à des résultats difficiles à interpréter.

L'essai triaxial consiste à confiner un échantillon dans toutes les directions de manière à reproduire les conditions in situ. Une presse mécanique composée d'un moteur électrique d'une boîte de vitesses et d'une tige filetée verticale est asservie en déplacement, et impose à l'échantillon des déformations verticales. La pression cellulaire σ_3 est imposée à l'échantillon par un piston belofram alimenté grâce un réseau pneumatique. La réponse de l'échantillon à ces déformations est mesurée en terme d'évolution des contraintes verticales majeures σ_1 et des pressions interstitielles u .

La revue de littérature a montré que les fibres sont naturellement orientées dans des plans horizontaux. Dans un essai triaxial, le plan de cisaillement est fortement incliné (entre 45 et 60°) par rapport à l'horizontal. L'influence renforçante des fibres est donc mesurée lors d'un essai triaxial. La figure 3.12 montre un schéma de principe du fonctionnement d'un tel essai. Sur cette figure, les lignes horizontales tracées dans l'échantillon représentent les plans d'alignement des fibres. Le plan de rupture schématisé coupe ces plans.

Pour cette campagne, 3 essais consolidés isotropiquement et non drainés (CIU) ont été effectués. Les pressions de confinements de 15, de 30 et 50 kPa, une vitesse de déformation verticale imposée de 0.0012 pouce par minute, soit 0.03 mm par minute, c'est-à-dire environ 8% de la hauteur initiale de l'échantillon en 4 heures, ont été utilisés. Les valeurs de confinement ont été choisies pour se rapprocher le plus des conditions de terrain.

L'échantillon de tourbe, dont les dimensions étaient de 69 mm de diamètre pour une hauteur de 90 à 94 mm, a été placé dans une cellule triaxiale standard, équipée d'un drainage à

la tête et à la base de l'échantillon, d'un LVDT fixé au bâti immobile permettant la mesure des déformations verticales de l'échantillon, de capteurs de pression cellulaire et interstitielle et d'une cellule de charge indiquant l'effort vertical appliqué à l'échantillon par la presse sur laquelle est placée la cellule (figure 3.13).

Une fois le montage en place, la cellule est remplie d'un volume d'eau suffisant pour immerger complètement l'échantillon de tourbe. Pour s'assurer de la saturation en eau de l'échantillon, des pressions sont appliquées et un léger écoulement d'eau est généré par un gradient hydraulique artificiel entre la tête et la base de l'échantillon. Finalement, il apparaît nécessaire de travailler en contre-pression pour augmenter le degré de saturation. Pour des contre-pressions de 120 à 460 kPa, les mesures du coefficient de Skempton

$$B = \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta u} \quad [3.2]$$

ont données des valeurs comprises entre 0.94 et 0.97.

L'échantillon a ensuite été consolidé par application d'une pression cellulaire correspondant à l'une des valeurs énoncées ci-dessus. Il est important de ne pas trop faire varier la durée de la consolidation du fait de l'évolution possible du matériau pendant la consolidation secondaire (cf. paragraphe 2.3.2.1). La phase de consolidation terminée, l'essai peut commencer, en attribuant à la presse une taux de chargement.

3.3.2. Résultats

Les résultats sont présentés sous formes de courbes des contraintes déviatoriques

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad [3.3]$$

en fonction des déformations verticales, des pressions interstitielles dans l'échantillon en fonction des déformations verticales, et de tracés de chemins de contraintes dans l'espace de Lambe.

L'espace de Lambe représente la contrainte déviatorique t en fonction de

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad [3.4]$$

Pour chacun des 3 essais triaxiaux, ces résultats sont montrés aux figures 3.14 à 3.16.

La figure 3.14 présente les résultats de l'essai CIU n°1. Le tracé des contraintes déviatoriques en fonction des déformations verticales traduit l'état surconsolidé du sol échantillonné. En effet, l'échantillon a été prélevé sur le côté de la voie ferrée, est donc moins consolidé que la tourbe directement sous les rails. La résistance maximum atteinte est t_f , qui est la résistance au cisaillement non drainé de l'échantillon. Le tracé du chemin de contrainte dans l'espace de Lambe indique la présence d'une enveloppe de rupture.

Les résultats de l'essai CIU n°2 sont présentés à la figure 3.15. Le maximum de la contrainte déviatorique correspond à t_f et représente la résistance au cisaillement non drainé de l'échantillon. Le cheminement de contrainte montre la rupture et permet aussi de déterminer t_f . D'après l'évolution des contraintes en fonction des déformations, ce sol échantillonné directement sous la voie ferrée est normalement consolidé.

La figure 3.16 montre les résultats de l'essai CIU n°3. Comme pour l'essai CIU n°1, le sol est échantillonné sur le côté de la voie ferrée, et le comportement observé correspond à un état surconsolidé. La contrainte déviatorique maximum représente la résistance au cisaillement non drainé.

Les déformations verticales sont calculées comme étant le rapport entre la variation de hauteur de l'échantillon à l'instant considéré et de sa hauteur initiale après consolidation.

3.3.3. *Interprétation*

Les tracés des contraintes déviatoriques et des pressions interstitielles en fonction des déformations verticales montrent pour les 3 essais et pour des déformations inférieures à 10% un comportement typique d'un sol lâche normalement consolidé. Pour les 3 essais, la valeur du déviateur atteint un plateau pour des déformations voisines de 10%. L'essai CIU n°2 à 30 kPa montre une légère diminution du déviateur après le plateau.

A grandes déformations, le déviateur continue d'augmenter. Cette augmentation du déviateur après le passage d'un plateau identifiable pour des déformations d'environ 10% peut aussi traduire la mobilisation des fibres à grandes déformations. Après le passage du plateau où la matrice renforcée par les fibres est sollicitée dans sa résistance maximale, le déviateur se stabilise. Ensuite, à des déformations importantes, la résistance mesurée est finalement celle des fibres qui sont sollicitées en cisaillement. Ces résistances ne sont pas mobilisées sur le terrain, car les vitesses de déformations y sont beaucoup plus faibles que dans le laboratoire. Ainsi, sur le terrain, à grandes déformations, les fibres ont eu le temps de s'aligner le long des plans de cisaillement.

L'essai CIU n°2 à 30 kPa ne montre pas ce comportement à grandes déformations. Après le passage d'un plateau identifiable à 10% de déformations verticales, le déviateur continue d'augmenter, mais diminue brutalement peu après, donnant à la courbe une allure en dents de scie. Les fibres continuent donc d'augmenter la résistance comme pour les essais CIU n°1 à 15 kPa et CIU n°3 à 50 kPa, mais semblent glisser ou briser ce qui fait chuter la résistance à une valeur proche de celle au plateau. Ceci donne l'impression que la valeur du déviateur se stabilise. Cependant, si on néglige les chutes de résistance, on obtient un comportement identique à celui des deux autres essais.

La contrainte déviatorique à la rupture notée t_f sur les figures 3.14 à 3.16 représente la résistance au cisaillement non drainé S_u de l'échantillon. Elle est définie comme étant la résistance correspondant au plateau évoqué précédemment. Le tableau 3.3 donne une synthèse des résultats de ces 3 essais triaxiaux.

Tableau 3.3 : Résumé des résultats des essais triaxiaux CIU sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.

Essai	CIU n°1	CIU n°2	CIU n°3
σ'_c (kPa)	15	30	50
h_{ech} (mm)	94	93	90
Φ_{ech} (mm)	69	69	69
S_u (kPa)	18	33	49
S_u/σ'_c	1.2	1.1	0.98
$c'_{apparent}$ (kPa)	0		
$\Phi'_{apparent}$ (°)	60		
c'_R (kPa)	35		
Φ'_R (°)	60		

Les rapports $\frac{s_u}{\sigma'_c}$ sont compris entre 0.98 et 1.2. Ces valeurs plus élevées que celles obtenus en cisaillement simple traduisent l'effet renforçant des fibres.

Une enveloppe de rupture selon les critères de Mohr Coulomb se distingue nettement dans l'espace de Lambe. Il s'agit de la ligne pleine sur la figure 3.17. Cette enveloppe confère à la tourbe un angle de frottement φ' très élevé de l'ordre de 60° avec une cohésion nulle. La revue de littérature a montré que la valeur de cet angle φ' obtenu est apparente. Cette valeur très élevée traduit le fait que la résistance augmente grandement quand le plan de cisaillement est sécant à celui d'alignement des fibres. C'est l'effet renforçant des fibres.

En utilisant les constructions géométriques décrites dans la revue de littérature, une seconde enveloppe de rupture peut être tracée, c'est la ligne en pointillés sur la figure 3.17. Cette enveloppe donne un angle de frottement avec renforcement des fibres $\varphi'_R = 35^\circ$ qui correspond à l'angle de frottement de la matrice φ'_m déterminé lors des essais de cisaillement simple. Pour cette enveloppe, la cohésion n'est plus nulle. Cette cohésion traduit le renforcement des fibres. Elle est mesurée approximativement grâce aux constructions géométriques de la figure 3.17: $c'_R = 17kPa$. La valeur de cette cohésion est une moyenne pour les 3 essais triaxiaux. Dans certains échantillons, comme pour l'essai CIU n°3, la valeur de cette cohésion de renforcement est plus importante.

La figure 3.18 est un cliché de l'échantillon à la sortie de la cellule triaxiale après l'essai CIU n°2.

Sur cette figure, l'amorce d'un plan de rupture est très visible à la tête de l'échantillon. L'inclinaison du plan qui correspond à la direction d'amorce de la rupture est en accord avec la valeur de l'angle de frottement de 60° obtenue grâce aux cheminements de contraintes. Cependant, cette valeur est apparente. En traçant des zones de ruptures avec l'angle $\varphi'_m = 35^\circ$, il est possible de suivre l'orientation générale du plan de rupture donnée par l'angle de frottement apparent de 60° , tout en respectant les valeurs des paramètres de Mohr-Coulomb que l'on sait intervenir réellement dans l'échantillon.

3.4. Conclusions

Le tableau 3.4 synthétise les résultats importants obtenus pendant cette campagne d'essais en laboratoire.

Tableau 3.4 : Résumé des résultats des essais en laboratoire.

Essais	DSS	CIU
$(S_v/\sigma'_c)_{moyen}$	0.52	1.09
c' (kPa)	0	17
φ' ($^\circ$)	35	35

L'anisotropie naturelle d'un dépôt tourbeux créée par la présence des fibres influence fortement le comportement en cisaillement. Dans un essai de cisaillement simple, schématisé à gauche dans la figure 3.19, l'échantillon est sollicité le long des fibres, et les résistances obtenues sont faibles. Dans un essai triaxial, schématisé à droite dans la figure 3.19, les plans de ruptures coupent les fibres et la résistance mesurée est très nettement augmentée.

Finalement, il faut retenir les points suivants :

1) La résistance de la tourbe sollicitée dans le plan d'alignement des fibres est la résistance minimum, celle de la matrice.

2) La tourbe sollicitée en conditions triaxiales possède des résistances plus élevées que celle de la matrice mesurée en cisaillement simple.

3) D'après la revue de littérature, des chargements longs ou répétés conduisent à l'alignement des fibres dans les plans de cisaillement. A long terme, la résistance au cisaillement d'un massif de tourbe sous un remblai peut donc diminuer de 50% par rapport à sa valeur maximum qui correspond à celle mesurée avec les essais CIU.

3.4. Figures

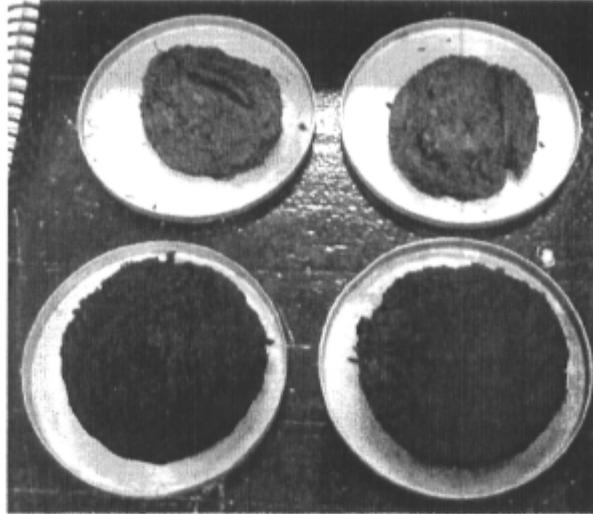


Figure 3.1 : Photographie d'échantillons de tourbes utilisés pour les calculs de teneurs en eau. Les 2 échantillons du haut sortent du four 105°C, et les 2 autres échantillons n'ont pas encore été séchés.

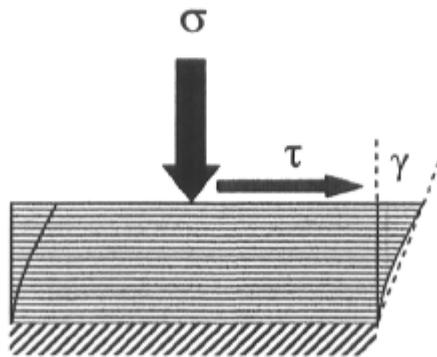


Figure 3.2 : Schéma des sollicitations dans un échantillon pendant un essai de cisaillement simple.

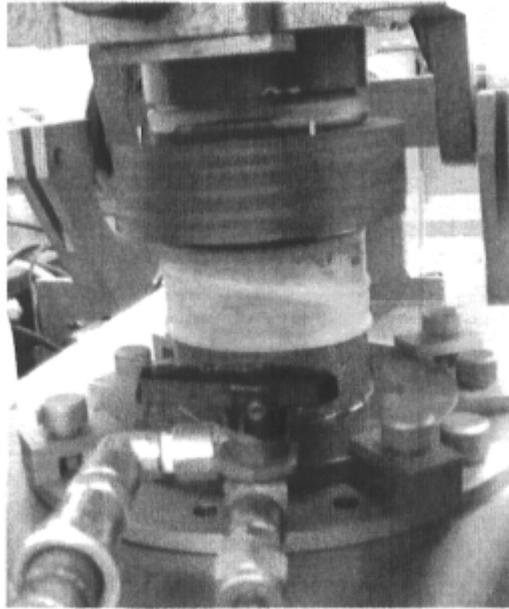


Figure 3.3 : Photographie du montage de l'échantillon pour l'essai de cisaillement simple.

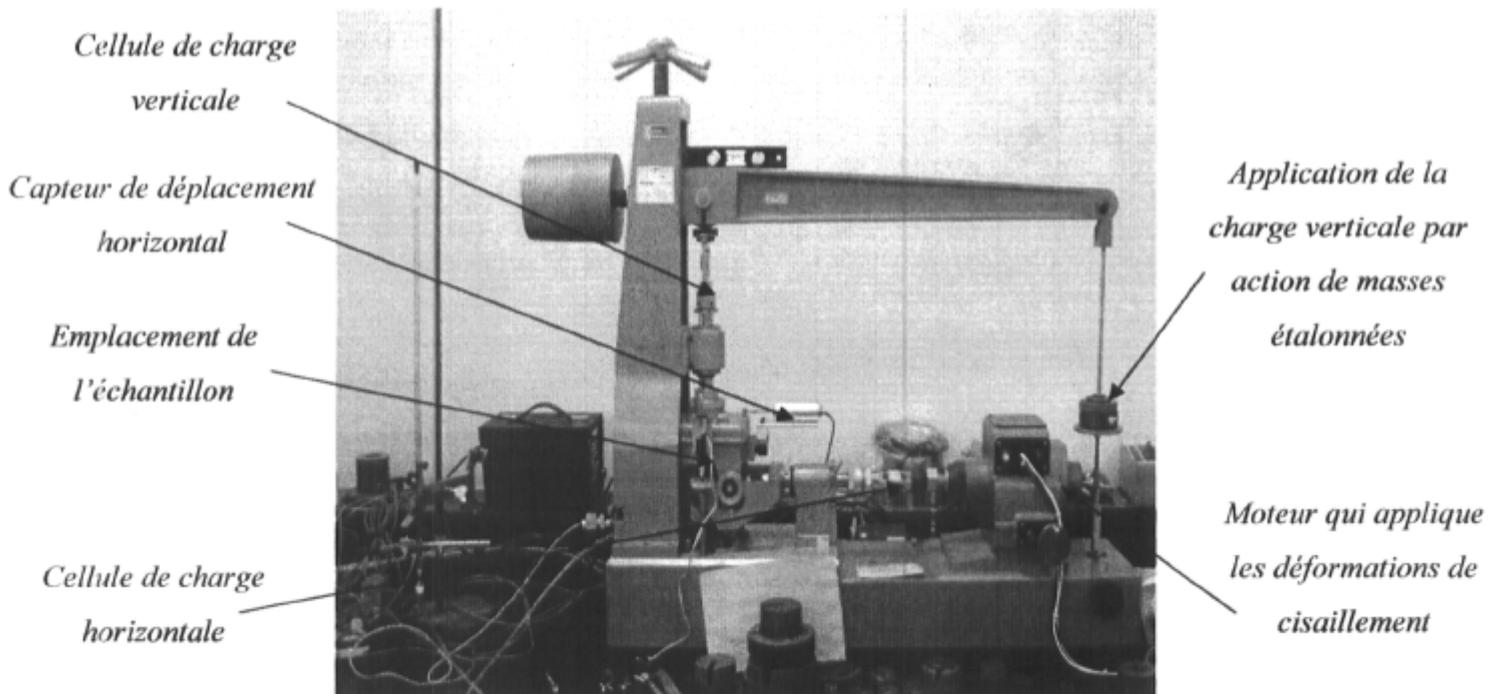


Figure 3.4 : Photographie de l'appareillage complet pour l'essai de cisaillement simple.

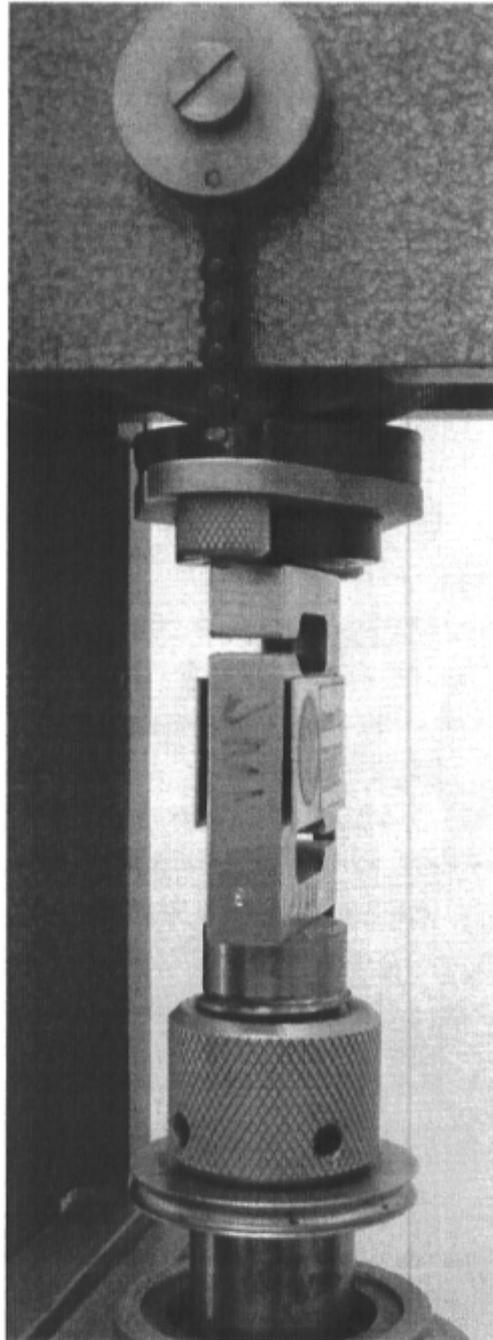


Figure 3.5 : Cellule de charge verticale de l'appareillage de cisaillement simple.

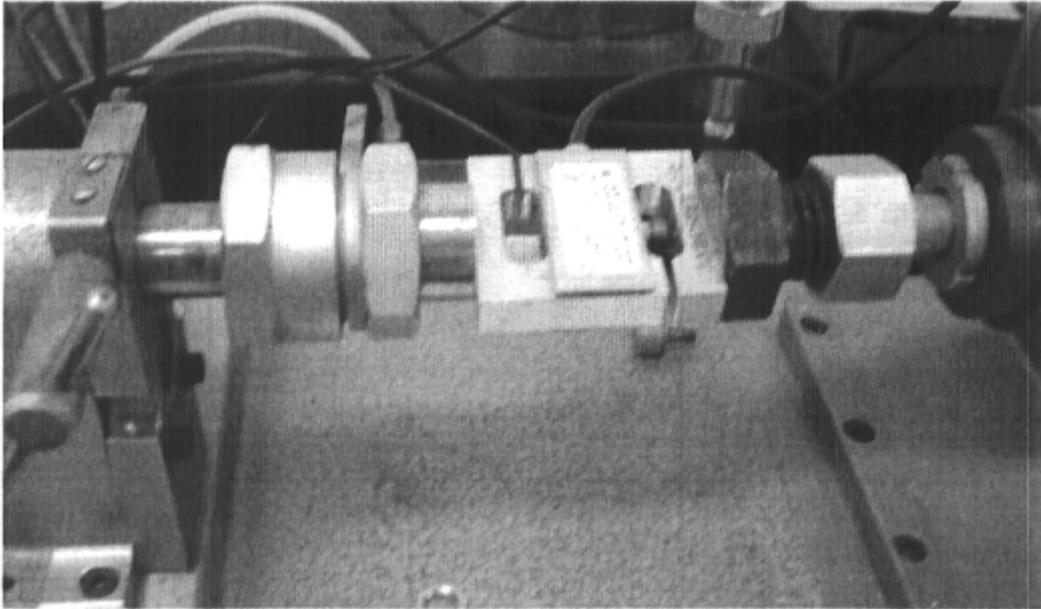


Figure 3.6 : Cellule de charge horizontale de l'appareillage de cisaillement simple.

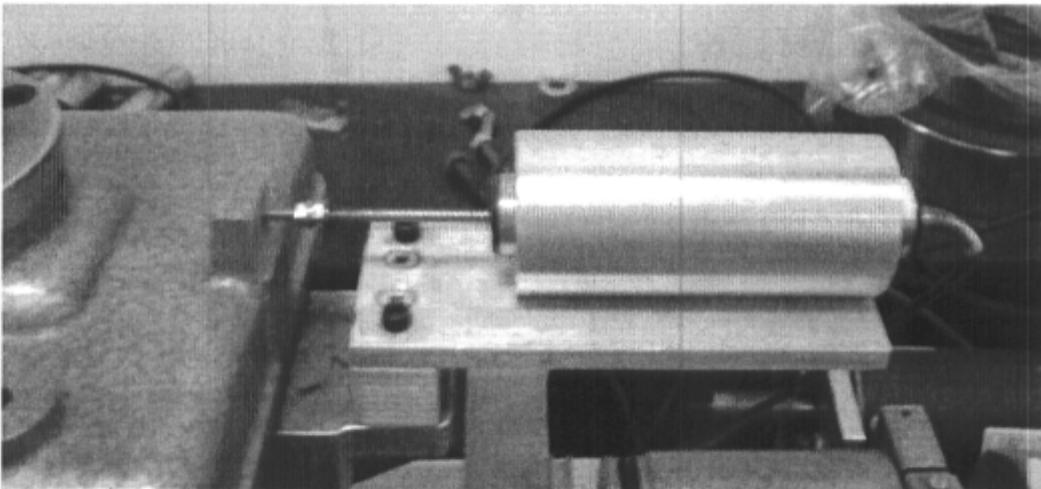


Figure 3.7 : Capteur de déplacement horizontal de l'appareillage de cisaillement simple.

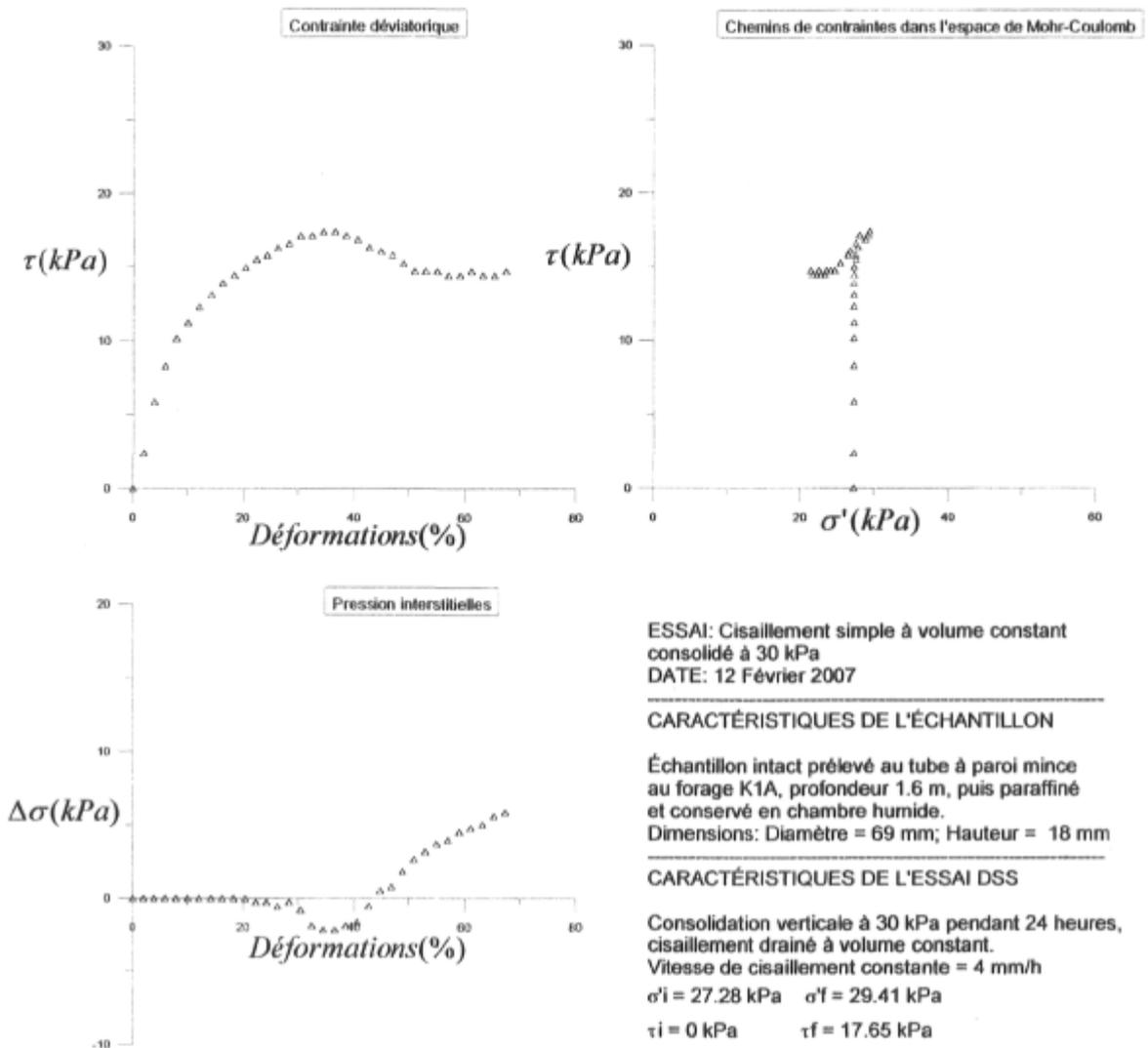


Figure 3.8 : Résultats obtenus pour l'essai DSS n°1 à 30 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.

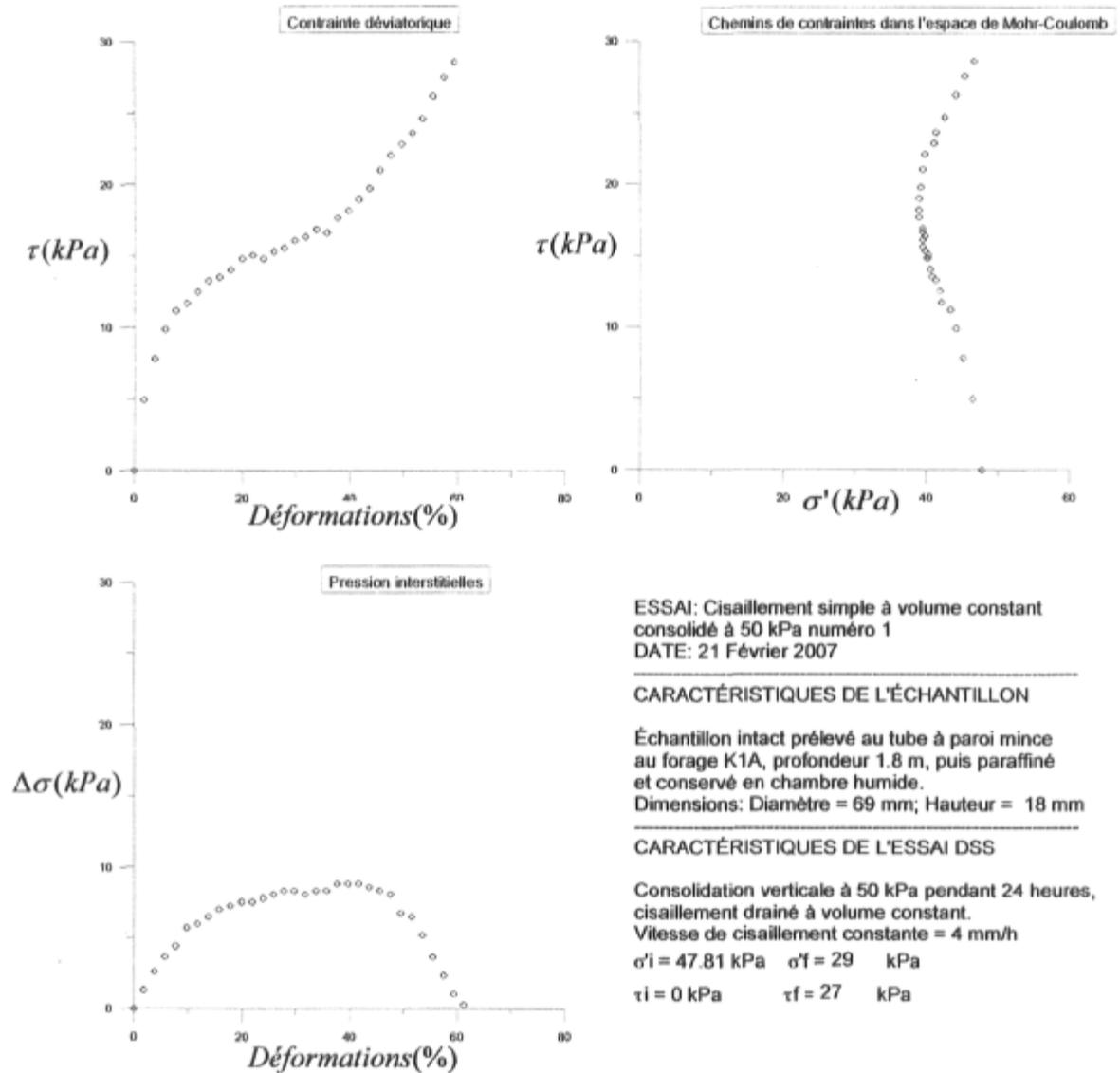


Figure 3.9 : Résultats obtenus pour l'essai DSS n°2 à 50 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.

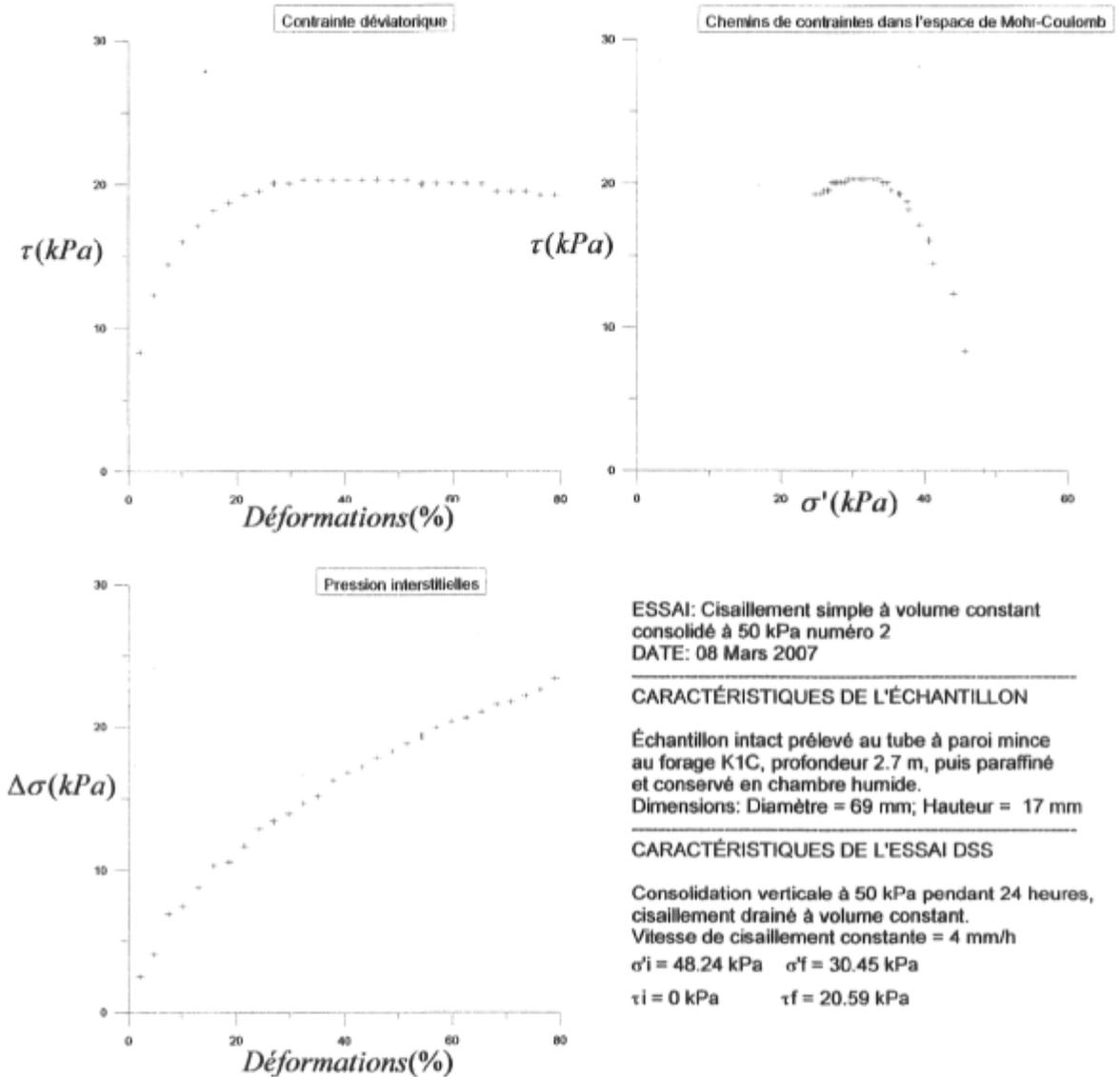


Figure 3.10 : Résultats obtenus pour l'essai DSS n°3 à 50 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.

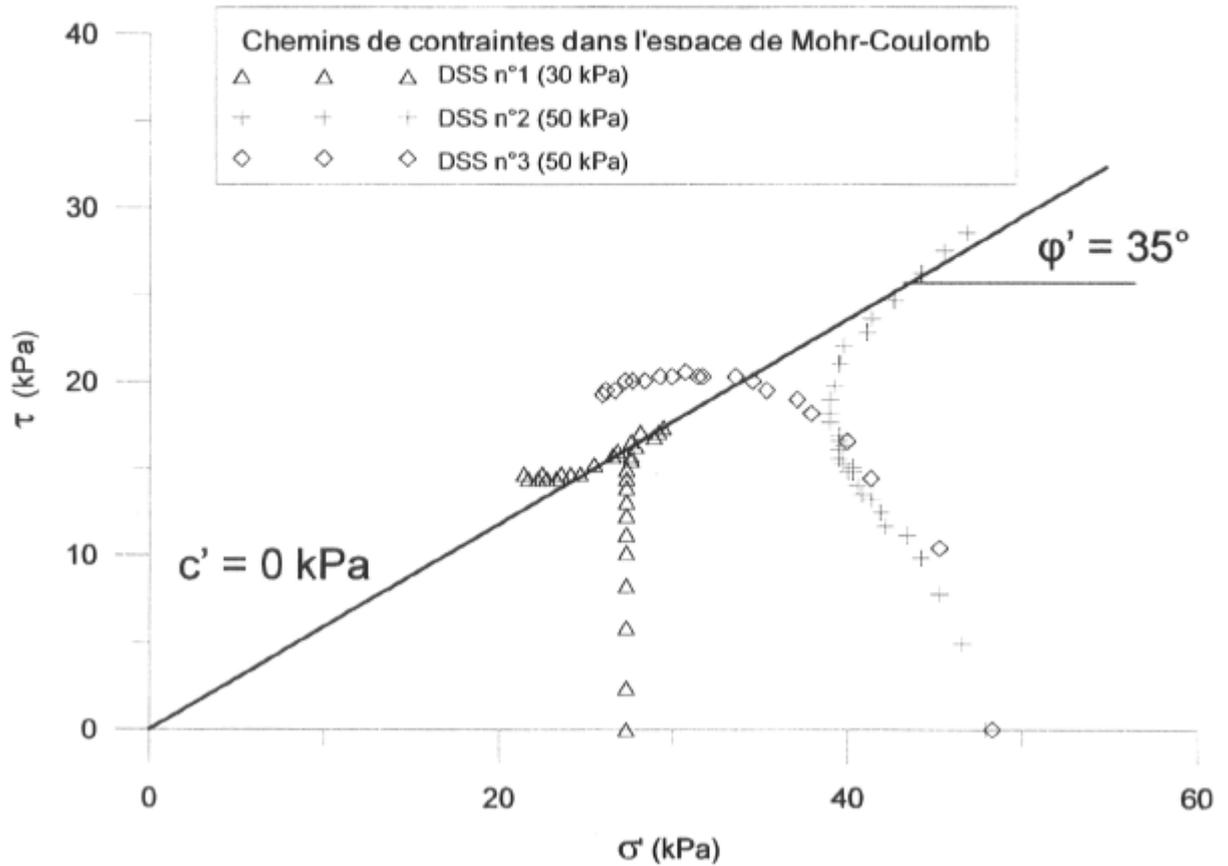


Figure 3.11 : Cheminement de contraintes dans l'espace de Mohr-Coulomb pour les 3 essais de cisaillement simple à volume constant et tracé de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb pour la tourbe de la Grande Plée Bleue.

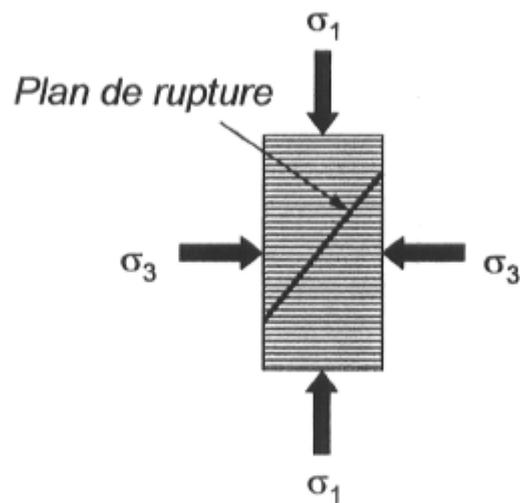


Figure 3.12 : Schéma des contraintes dans un échantillon pendant un essai triaxial.

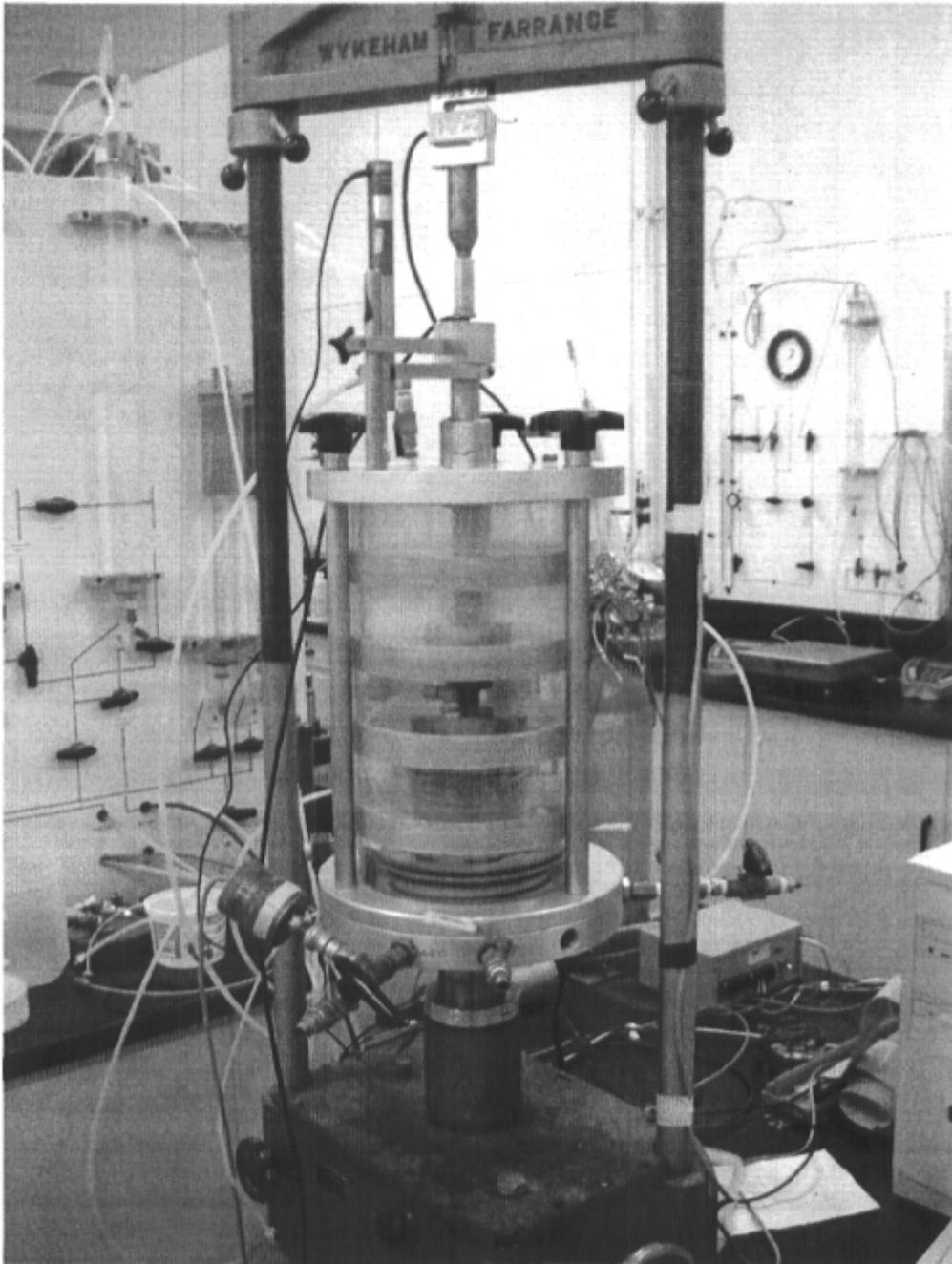


Figure 3.13 : Photographie du montage complet d'un essai triaxial CIU au laboratoire de l'Université Laval.

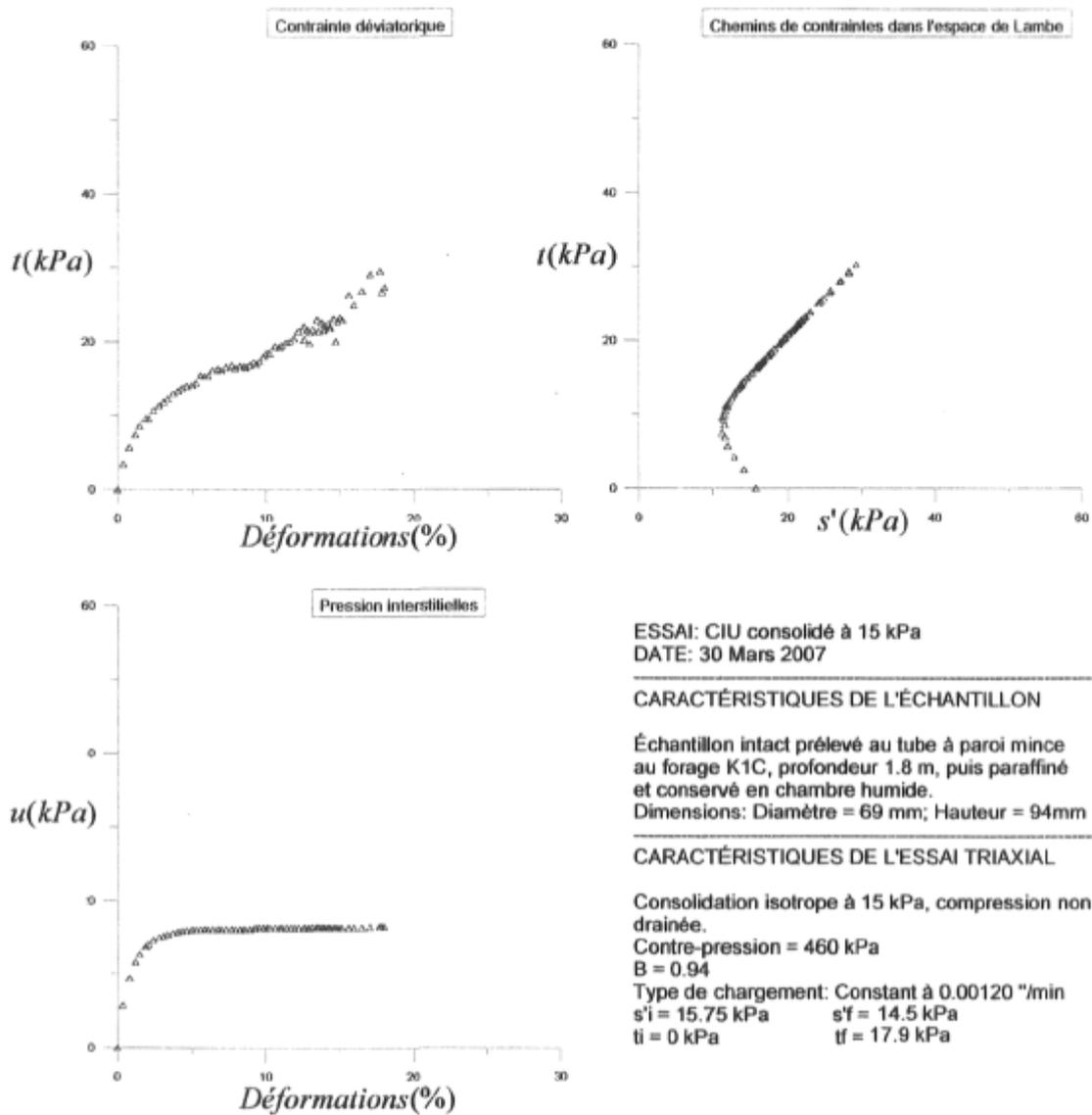


Figure 3.14 : Résultats obtenus pour l'essai CIU n°1 à 15 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.

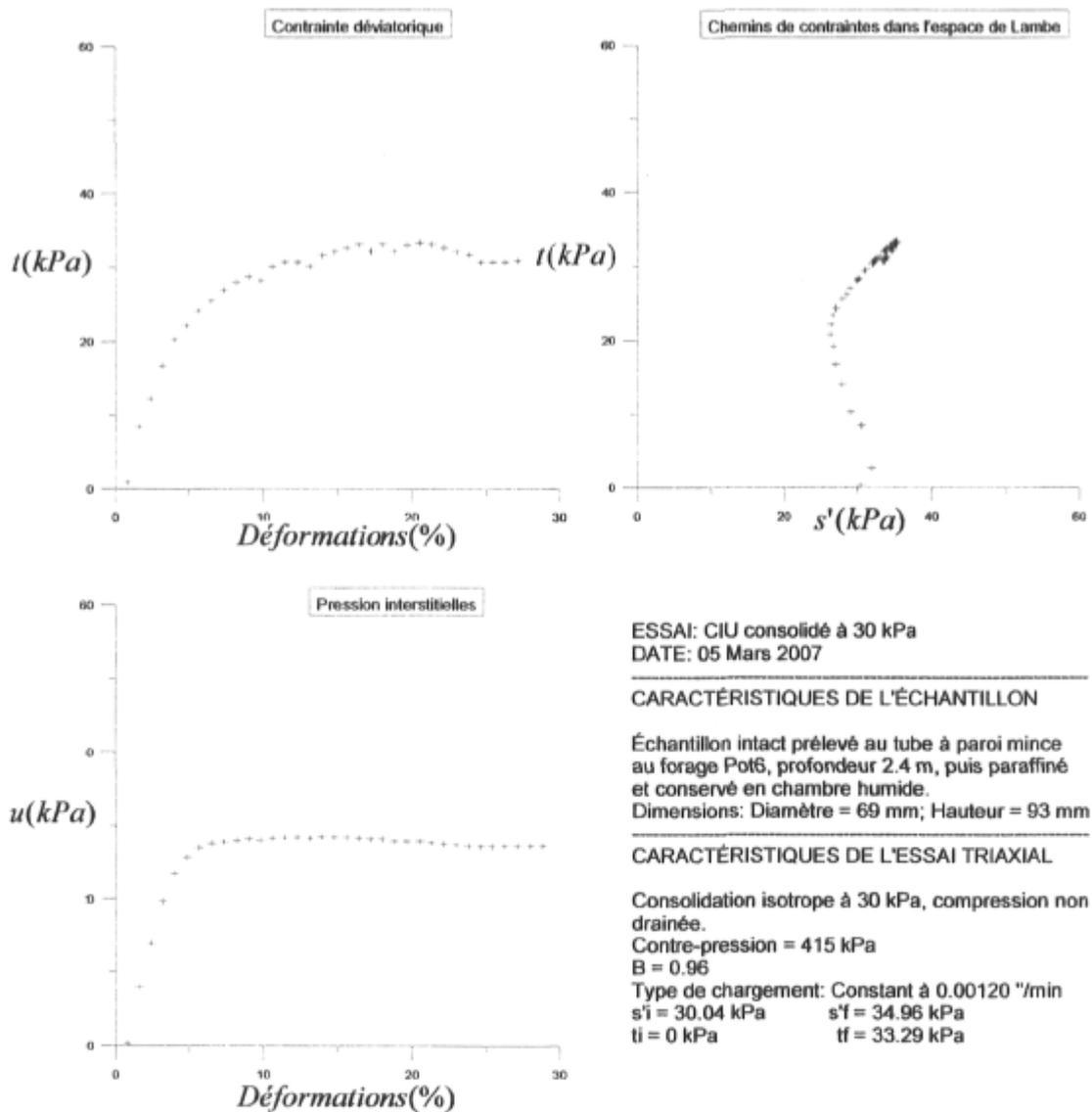


Figure 3.15 : Résultats obtenus pour l'essai CIU n°2 à 30 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.

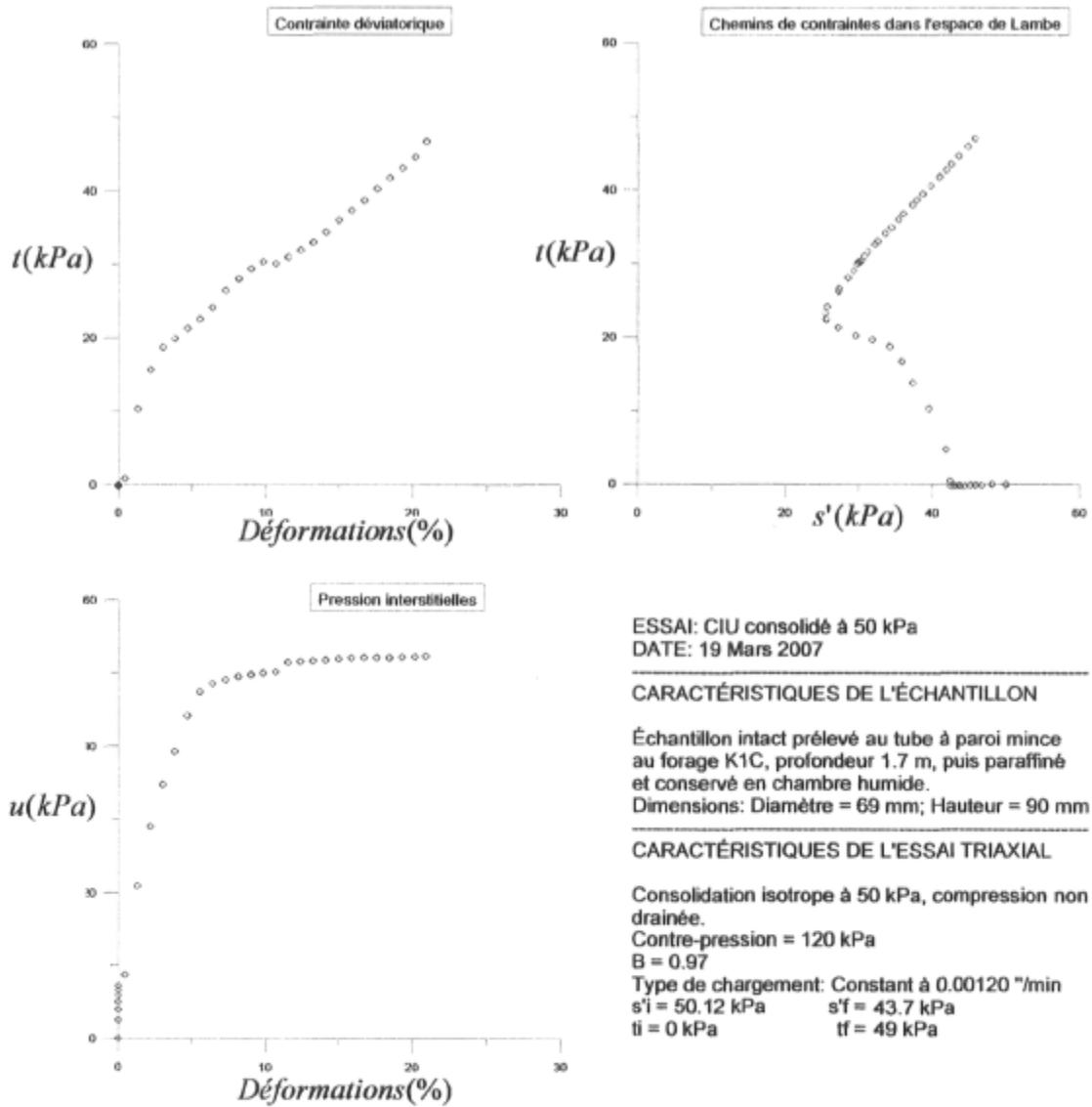


Figure 3.16 : Résultats obtenus pour l'essai CIU n°3 à 50 kPa sur la tourbe de la Grande Plée Bleue.

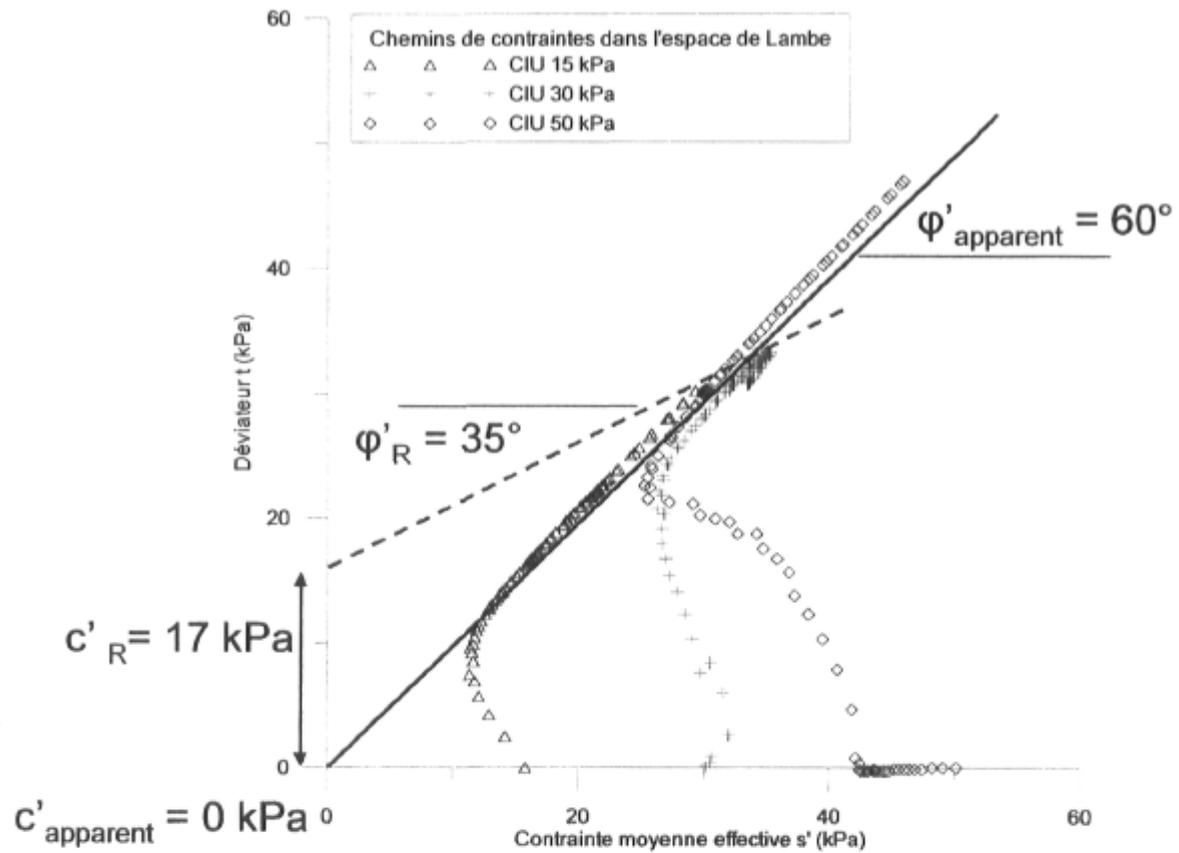


Figure 3.17 : Cheminement de contraintes dans l'espace de Lambe pour les 3 essais CIU et tracé d'enveloppes de rupture selon les critères de Mohr-Coulomb pour la tourbe de la Grande Plée Bleue.

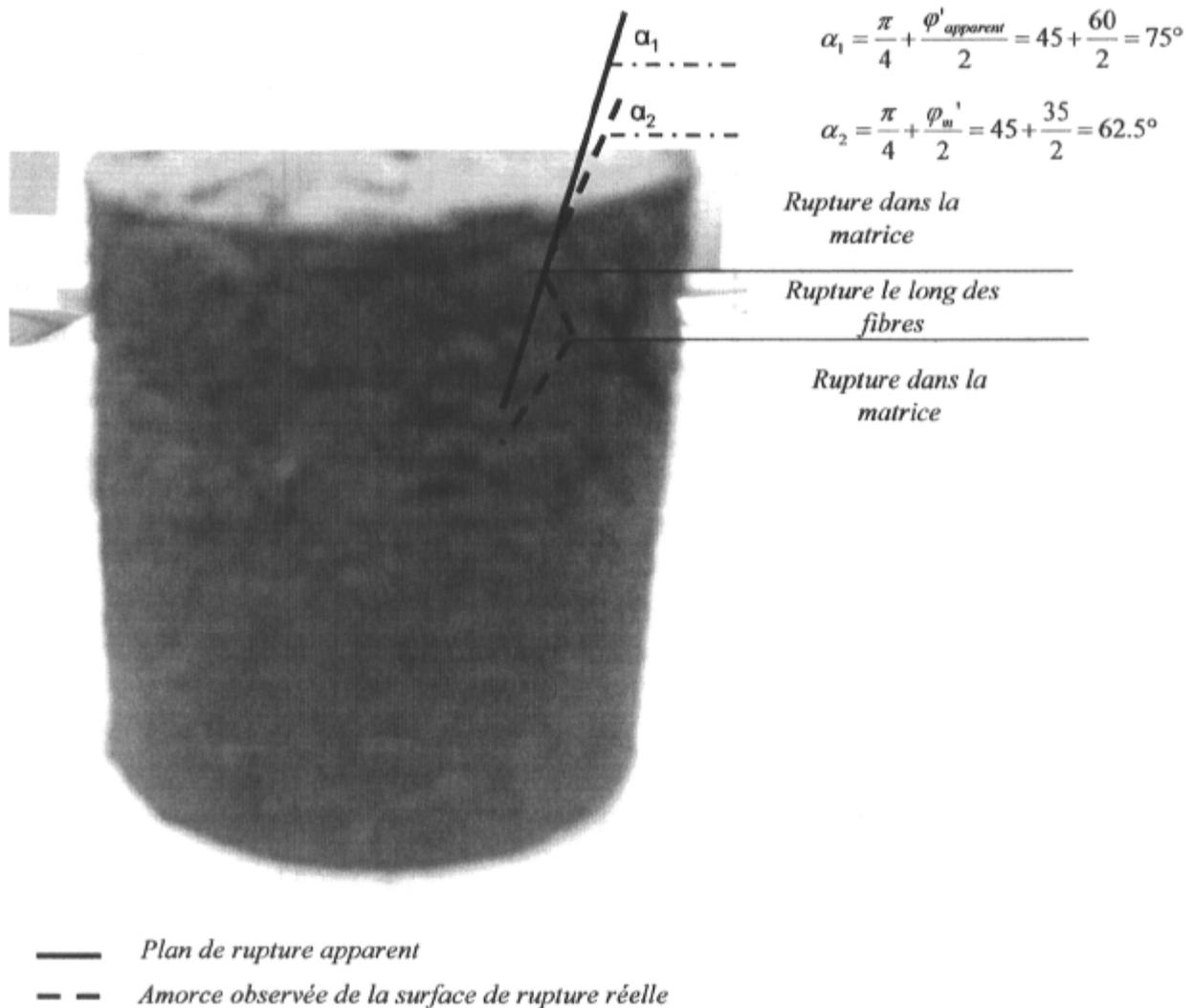


Figure 3.18 : Photographie de l'échantillon de tourbe après l'essai CIU n°2. L'amorce d'un plan de rupture est observable sur le côté droit du cliché où l'échantillon s'est visiblement fracturé au voisinage du plan de cisaillement.

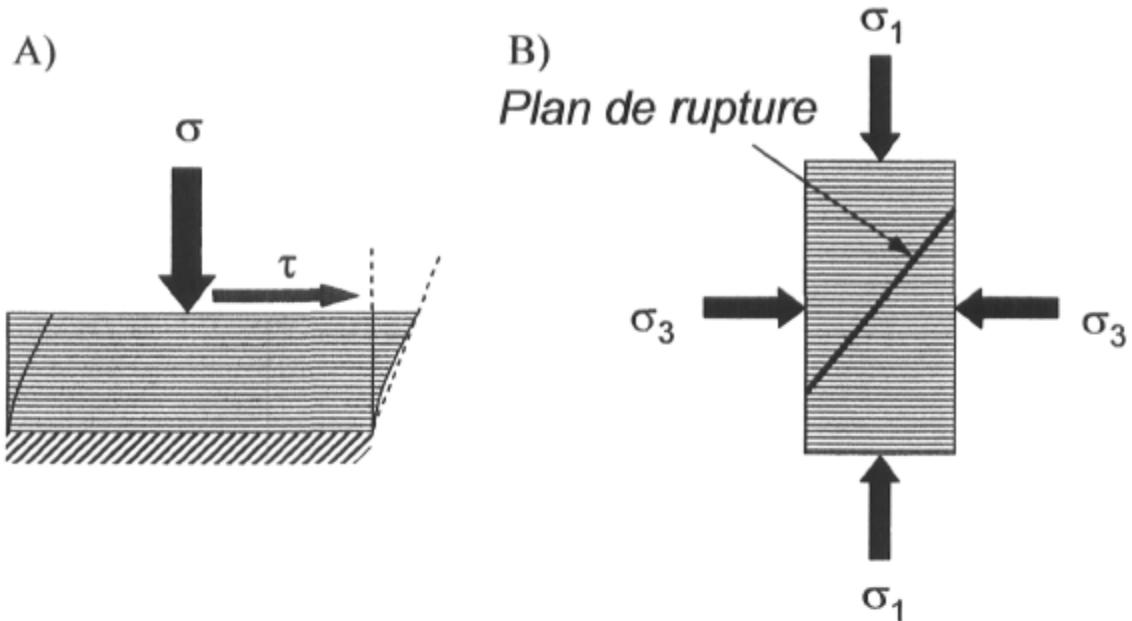


Figure 3.19 : Schéma des différentes orientation des fibres selon le mode de sollicitation. Les lignes horizontales représentent les fibres. A) Cisaillement dans le plan d'alignement des fibres (le plan de rupture est confondu avec le plan d'alignement). B) Cisaillement au travers des plans d'alignement des fibres.

4. ETUDE DE CAS : DERAILLEMENT DE L'ULTRATRRAIN

4.1. Problématique

Pour transporter le pétrole raffiné en essence ou en diesel de sa raffinerie de Saint-Romuald à la métropole Montréalaise, Ultramar a mis en place avec le CN un train spécial appelé Ultratrain. Mesurant prêt de 1200 m de long pour une masse totale d'environ 8000 tonnes lorsqu'il est chargé, ce train passe une à deux fois par jour dans la zone naturellement marécageuse de la « Grande Plée Bleue », sur la commune de Saint-Henry-de-Lévis, dans la région de Québec. La voie ferrée y a été originellement construite à la fin du 19^{ème} siècle, puis entièrement rénovée dans les années 1940, et est disposée sur un massif naturel de tourbe noire.

Seulement 3 années après la mise en service de l'Ultratrain, ce dernier déraille une première fois sur ce tronçon sensible de la voie, puis une seconde en 2004. Convaincu de la grande responsabilité de la tourbe dans ces accidents, le Bureau de la Sécurité des Transports canadiens mandate l'Université Laval en 2005 pour étudier la réaction du sol aux passages de ces trains « géants ».

L'étude suivante se limitera au comportement des tourbes se rapportant au sujet du présent mémoire. Un rapport complet étudiant les causes du déraillement et portant les références suivantes est disponible : Étude géotechnique du déraillement de l'Ultratrain U-781 à Saint-Henry-de-Lévis le 17 août 2004, Rapport d'Expertise, Konrad et al (2006) du département de Génie Civil de l'Université Laval; rapport présenté au Bureau de la Sécurité des Transports du Canada.

4.2. Présentation du site

4.2.1. Localisation et description du site

Les accidents de 1999 et de 2004 se sont produits sur la voie de chemin de fer qui relie la raffinerie Ultramar de Saint-Romuald à Montréal, au point milliaire 3.87 de la subdivision de Lévis. La voie traverse dans cette zone une large tourbière, témoin géologique de la présence d'un lac datant du début de l'Holocène. Elle est recouverte d'une végétation basse de mousses et d'arbustes, parsemée de rares arbres plus grands.

L'accès au site se fait uniquement par la voie ferrée, depuis le passage à niveau à l'intersection du chemin Ville-Marie, à environ 1 km en direction de Montréal, ou, exceptionnellement, depuis un chemin privé qui accède aux rails à quelques centaines de mètres du site. Le transport est assuré par les équipements du CN, tels que les véhicules tout terrains et les camions pouvant circuler sur les rails. La figure 4.1 permet de localiser le site dans la région de Québec.

4.2.2. Tracé et topographie de la voie ferrée

A la suite du déraillement de 1999, les traverses, le ballast et les anticheminants ont été renouvelés et de longs rails soudés ont été mis en place pour éliminer les joints de rail. Une berme et un nouveau fossé ont été construits du côté Est de la voie (figure 4.2).

Les rails suivent une trajectoire rectiligne du Nord-Ouest au Sud-Est sur plusieurs kilomètres et, à hauteur du point milliaire 3.9, la voie présente un point bas, et remonte en direction de Montréal (figure 4.2).

4.2.3. Contexte géotechnique

La voie ferrée a été construite en 1879 dans une zone marécageuse sur un remblai de sable et de gravier reposant sur de la tourbe. Des travaux de rénovations du remblai ont été réalisés à la fin des années 1940 : les rails reposent sur une couche de ballast constitué de blocs de roche concassée de calibre MG-56 et de granulométrie comprise entre 3 cm et 15 cm. Son épaisseur varie entre 0.5 m et 1 m. Le remblai sous jacent au ballast est composé de sable et de gravier d'épaisseur totale comprise entre 1 m et 1.5 m. Sa granulométrie est étalée entre les tamis de 80 μ m et de 32 mm. Il contient de plus entre 10 à 15% de particules silteuses. La surface de la nappe phréatique se trouve dans la partie supérieure du remblai, entre 50 cm et 1 m sous les rails.

Le remblai a été construit sur une tourbe noire, donc très altérée. La présence de fibres végétales est évidente (figure 4.3) et la teneur en eau moyenne de la tourbe est de 500%. A l'exception d'une couche de faible épaisseur exposée au soleil en surface et située sur le côté de la voie ferrée, ce sol sous la nappe phréatique est saturé en eau. Au toucher, la tourbe sèche s'effrite comme de la terre, et la tourbe humide est très proche des engrais naturels, comme le terreaux. Une description plus complète de cette tourbe est donnée au chapitre 3.

Sous cette couche de tourbe se trouve le substratum rocheux à des profondeurs comprises entre 3 m et 5 m. Il s'agit d'un schiste brun rougeâtre à gris verdâtre, très friable.

Depuis 1940, les travaux d'ordre géotechnique qui sont effectués sur la voie ne concernent que la remise à niveau régulière des rails. Ces corrections se font en intervenant uniquement sur l'épaisseur de ballast. Par ailleurs, un fossé de drainage a été aménagé du côté nord de la voie ferrée à la suite du premier déraillement en 1999.

4.2.4. Campagnes de forages

Deux campagnes de forages pour l'installation des capteurs, des sondages de la profondeur du roc sain ainsi que des arpentages réguliers ont permis de tracer les coupes stratigraphiques longitudinales de la voie présentées aux figures 4.5 et 4.6. La figure 4.4 permet de visualiser l'emplacement des différents forages à l'échelle du site.

Au total, 20 forages, répartis sur cinq sites identifiés F-1 à F-5 sur la figure 4.4 ont été implantés entre les rails, en utilisant un tubage de différents calibres et une tarière à mèche creuse. Les travaux sont répartis de la manière suivante : 5 forages jusqu'au roc pour l'ancrage des potentiomètres à corde (PT-1 à PT-5), 12 forages de profondeurs variant de 1.7 m à 4 m pour les piézomètres électriques différentiels (Pz-1 à Pz-5 aux profondeurs notées a, b et c) et 3 forages de 3 m de profondeur pour les essais de perméabilités (K-1a, K-1c et K-6). Les implantations des forages sont précisées sur la figure 4.7.

4.3. Instrumentation et suivi du comportement de la tourbe

Une organisation et une logistique rigoureuse ont été nécessaires pour mener à bien les reconnaissances et instrumentations du site. L'accès au site était difficile puisqu'il ne pouvait se faire que par le chemin de fer à partir d'un passage à niveau situé à environ 1 km du site étudié. Au total, plus d'une vingtaine d'interventions réparties entre juin et octobre 2006 ont permis d'obtenir des données complètes. Chaque intervention nécessite une journée complète de travail, qu'il s'agisse de l'instrumentation comme de la collecte de données. La coordination des différents intervenants, la synchronisation des séquences de mesures avec les passages du train, les conditions météorologiques sont autant de difficultés qu'il a fallu maîtriser.

4.3.1. Instruments de mesures mis en place

Pour mesurer l'accroissement des pressions interstitielles dans la tourbe lors du passage d'un train et pour évaluer leur vitesse de dissipation, des piézomètres électriques différentiels ont été installés. Des potentiomètres à cordes fixés à une extrémité au roc et à l'autre, aux rails, permettent de mesurer l'amplitude des déplacements et des tassements de l'ensemble « voie - ballast - remblai - tourbe » sous l'action du passage des trains.

La localisation des capteurs est présentée à la figure 4.7. Les piézomètres sont identifiés « Pz » et les potentiomètres « Pt ».

Les piézomètres Pz-1 à Pz-5 et les potentiomètres PT-1 à PT-5 ont été installés le long des rails à des profondeurs d'environ 3m pour évaluer l'influence de l'épaisseur de la couche de tourbe et comparer le comportement de la voie ferrée dans la zone où les déraillements de 1999 et de 2004 se sont produits avec celui dans la zone témoin (respectivement section # 1 et section # 2 sur la figure 4.7.

Les piézomètres Pz-1a, Pz-1 et Pz-1b, de même que les Pz-3a, Pz-3 et Pz-3b, ont été installés à différentes profondeurs (respectivement 2, 3 et 4 m) pour établir deux profils verticaux de surpressions interstitielles lors du passage de l'Ultratrain. Le piézomètre Pz-1c, sur le côté est de la voie à 2,0 m du centre, et le piézomètre Pz-6, sur le côté ouest à 3,35 m du centre, ont été placés pour évaluer l'étendue latérale des surpressions interstitielles.

La collecte de données s'est déroulée selon 2 principes distincts : l'acquisition rapide (plusieurs enregistrements par seconde pendant quelques minutes) lors du passage d'un train à l'aide d'un système informatique performant, et l'acquisition permanente (environ un enregistrement toutes les 5 minutes pendant plusieurs mois), à l'aide d'une mémoire installée de manière permanente sur le site et d'un panneau solaire.

La première méthode permet d'obtenir les informations sur les accroissements des pressions interstitielles lors du passage d'un train, ainsi que d'évaluer les déplacements verticaux des rails pendant les sollicitations. L'acquisition permanente est utilisée pour étudier la dissipation des pressions interstitielles, ainsi que les tassements permanents de la voie consécutifs aux passages répétés des trains.

A titre comparatif, Wong et al. (2006) ont présenté une étude très similaire concernant l'instrumentation d'un site tourbeux sous une voie ferrée du Canadien Pacifique en Ontario. Douze piézomètres ont été installés et ont permis de mesurer l'accroissement des pressions interstitielles générées lors du passage des trains. Toutefois, la vitesse d'acquisition limitée à une mesure toutes les 10 secondes n'a pas permis un suivi précis des pressions maximales. En outre, aucune mesure de tassement des sols sous la voie n'a été effectuée rendant l'interprétation des données incomplète.

4.3.2. Résultats in situ

La présentation et l'analyse complète des données sont présentées dans le rapport d'expertise dont la référence est mentionnée plus tôt (Konrad et al, 2006). Seront présentées ici les principaux résultats et leurs interprétations qui permettent de comprendre la succession des événements ayant conduit à la rupture locale du massif de tourbe et au déraillement.

4.3.2.1. Distribution des pressions interstitielles

La figure 4.8 montre un exemple de mesure des pressions interstitielles dans la tourbe pendant le passage d'un train chargé. Chaque pic représente le passage d'un essieu. Les pressions se bâtissent au fur et à mesure que les wagons passent. Cependant, entre chaque essieu, on remarque que les pressions interstitielles diminuent. Ceci est expliqué par la présence d'un faible drainage, mais surtout par le relâchement des contraintes. Des surpressions de 15 à 20 kPa peuvent être atteintes.

La mise en place des piézomètres permet d'évaluer la distribution de l'augmentation des pressions interstitielles en profondeur et dans une direction perpendiculaire à la voie. Le premier résultat observé est que les pressions se bâtissent localement sous la voie. En effet, les piézomètres installés sur le côté des rails (entre 2 m et 3 m du centre des rails) ne relèvent aucune augmentation de pression lors du passage d'un train.

Cela signifie que les surpressions interstitielles se bâtissent et se dissipent directement sous la voie où le sol est comprimé sous l'effet des charges. La figure 4.9 montre un exemple d'un tracé de la distribution de ces pressions en fonction de la profondeur au chaînage 060 m. Il est important de remarquer que le remblai au dessus de la tourbe et le roc sous jacent à celle-ci ont des comportements drainant. La distribution des surpressions peut être approximée simplement par une parabole. Le même comportement hydraulique est observé seulement aux chaînages 0+60 m et 0+160 m, avec des légères variations des valeurs numériques des surpressions.

A la suite du déraillement de 2004, la vitesse du train maximale autorisée dans la zone du déraillement avait été réduite 10 mil/h. En faisant varier la vitesse de passage des trains, on obtient les résultats présentés à la figure 4.10. La vitesse du train influence donc la valeur des surpressions interstitielles, et il est légitime de considérer une valeur maximum des surpressions interstitielles de l'ordre de 25kPa dans les conditions de vitesse du déraillement de 2004. Cette figure montre de plus la différence de surpressions maximales entre le passage d'un train U-782 et U-781 respectivement de 2800 et 8750 tonnes. La charge par essieu est la même, mais le train U-782 est composé de 3 fois moins de wagons que le train U-781. L'accumulation des pressions interstitielles est donc fonction de la longueur du train.

4.3.2.2. Tassements permanents cumulatifs

La figure 4.11 montre un exemple de mesure des déplacements verticaux de la voie pendant le passage d'un train chargé. Le passage de chaque rame (composée de 17 wagons), de chaque wagon et même de chaque essieu est nettement observable. Entre chaque essieu, il est important de remarquer que les déplacements reviennent à une valeur très proche de zéro, et ainsi, après le passage du train, il est très difficile d'observer des tassements.

La figure 4.12 montre le tracé de l'évolution des tassements mesurés par le potentiomètre PT-1 dans la section témoin pendant 3 mois. Pendant cette période, outre les fluctuations dues aux variations du niveau de la nappe phréatique, un tassement cumulatif d'environ 10mm a été mesuré. Le passage répété des trains chargés entraîne donc une compression du massif de tourbe, qui peut facilement atteindre plusieurs dizaines de centimètres au fil des années. Ce tassement est contrôlé par les équipes de maintenance, qui,

quand une valeur critique est atteinte, réalisent des travaux de remise à niveau de la voie. Cependant, ces corrections ne sont effectuées que sur le ballast en surface, ce qui implique que le massif de tourbe subit la totalité des tassements au fil des ans. Cela signifie, d'après les mesures effectuées ici, que la tourbe a pu tasser de 30cm entre 1999 et 2004.

4.4. Scénarii de rupture

A partir des données obtenues grâce à cette étude et des quelques données recueillies par les équipes d'urgence immédiatement après le déraillement, il est possible de proposer des scénarii de rupture, qui peuvent justifier la soudaineté et la violence de l'accident.

Le premier scénario envisagé est la perte de la stabilité du massif de tourbe (Konrad et al, 2006). Après calculs, il apparaît qu'avec les théories classiques de stabilités de remblais, le déraillement n'a pas lieu.

La figure 4.13 est un cliché photographique pris immédiatement après le déraillement par un agent du Bureau de la Sécurité des Transports canadiens. Cette image montre clairement la présence d'une cavité au centre de la voie. De plus, l'étude menée par le BST sur les conditions de rupture des rails a montré que le premier rail s'est brisé de manière nette en se cisillant dans un plan vertical. Ceci conduit à l'hypothèse d'un tassement soudain de la voie lors du passage du train, de quelques centimètres, ce qui est suffisant pour provoquer le bris d'un rail, entraînant par la suite le déraillement complet du train.

Cet affaissement rapide de la voie est expliqué par une rupture en poinçonnement du massif de tourbe. Lorsqu'un échantillon de tourbe est soumis à des contraintes verticales pendant une durée suffisante conduisant à des tassements permanents, les fibres qu'elles contient, qui sont naturellement alignées dans des plans horizontaux, ont tendance à s'aligner progressivement le long des plans de cisaillement, comme le montre le schéma présenté à la figure 4.14.

Comme énoncé aux chapitres 2 et 3, l'alignement des fibres dans le plan de rupture conduit à une diminution significative de la résistance au cisaillement qui peut mener à la rupture.

L'enchaînement des événements conduisant au déraillement peut être compris comme suit :

- 1) Le passage des trains génère des surpressions d'eau interstitielle importantes au cœur du massif de tourbe.
- 2) La dissipation de ces surpressions provoque des tassements permanents dans la tourbe, de l'ordre de quelques centimètres par année.
- 3) Ces tassements sont détectés par le CN et sont corrigés au niveau du ballast. Cependant, la tourbe continue de se comprimer.
- 4) Ces tassements induisent des plans de glissements le long desquels les fibres vont progressivement chercher à s'aligner.
- 5) L'alignement des fibres le long de ces plans diminue fortement la résistance au cisaillement de la tourbe.
- 6) Lorsque les fibres sont suffisamment alignées le long des plans de rupture et que certaines conditions météorologiques défavorables sont réunies (nappe phréatique très haute), il y a glissements des fibres le long des plans de cisaillement, et rupture soudaine par poinçonnement a lieu.

Le chapitre 5 explique de manière plus complète ce mécanisme de rupture par des calculs de capacité portante. Finalement, un tel accident est imprévisible, compte tenu du fait que les tassements du massif de tourbe sont occultés par les corrections régulières du niveau de la voie en surface.

Les essais de laboratoire ont permis de comprendre le rôle primordial des fibres et leur influence sur la résistance au cisaillement du massif de tourbe.

D'autres scénarii ont été évoqués (comportement dynamique du massif de tourbe, résonance), mais il semble qu'ils ne s'agissent que de facteurs pouvant influencer les conditions du poinçonnement.

4.5. Figures

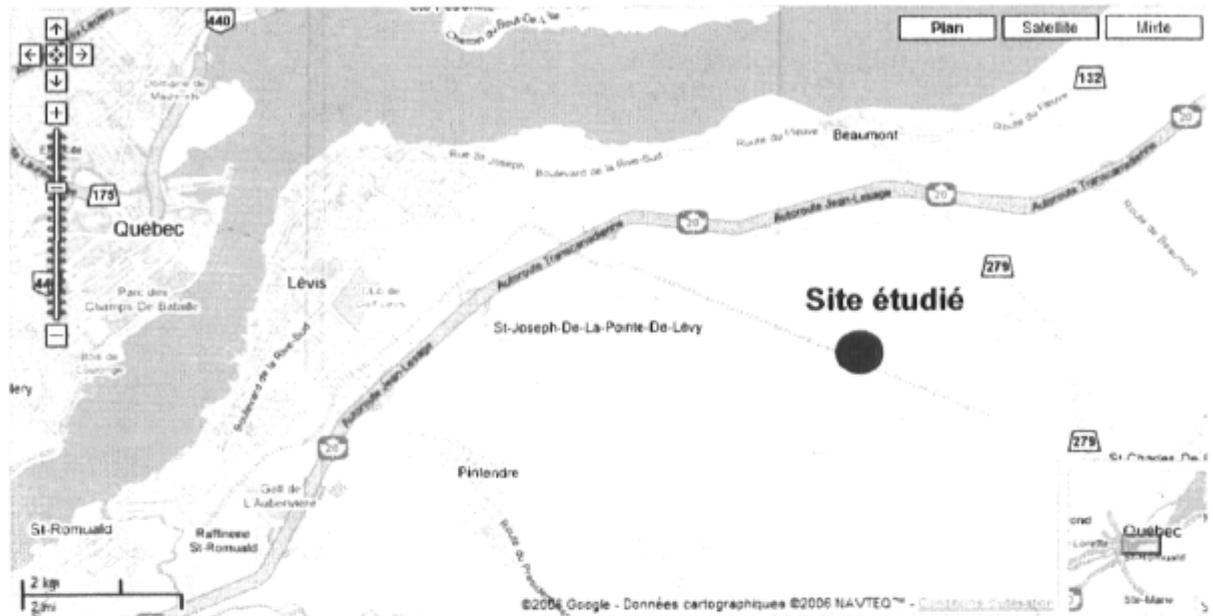


Figure 4.1 : Localisation régionale du site des déraillements.



Figure 4.2 : Photographie du site, le 12 juin 2006 (vue vers la raffinerie Ultramar et le Nord).



Figure 4.3 : Photographie de la surface de la tourbe noire présente sur les bords de la voie ferrée, le 12 juin 2006.

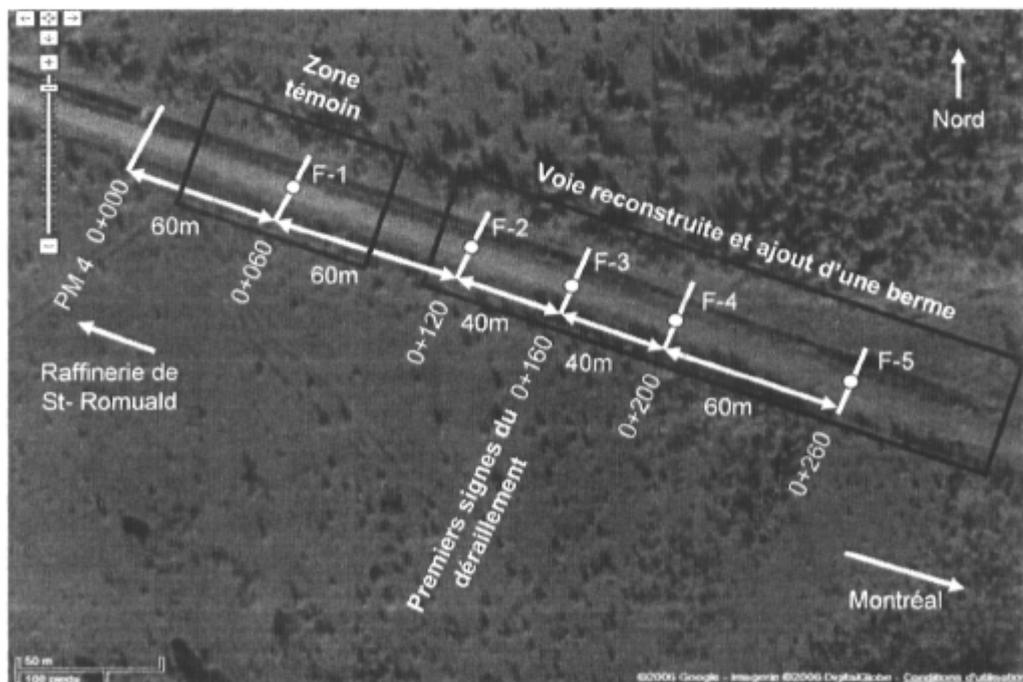


Figure 4.4 : Image satellite du site des déraillement et position des forages.

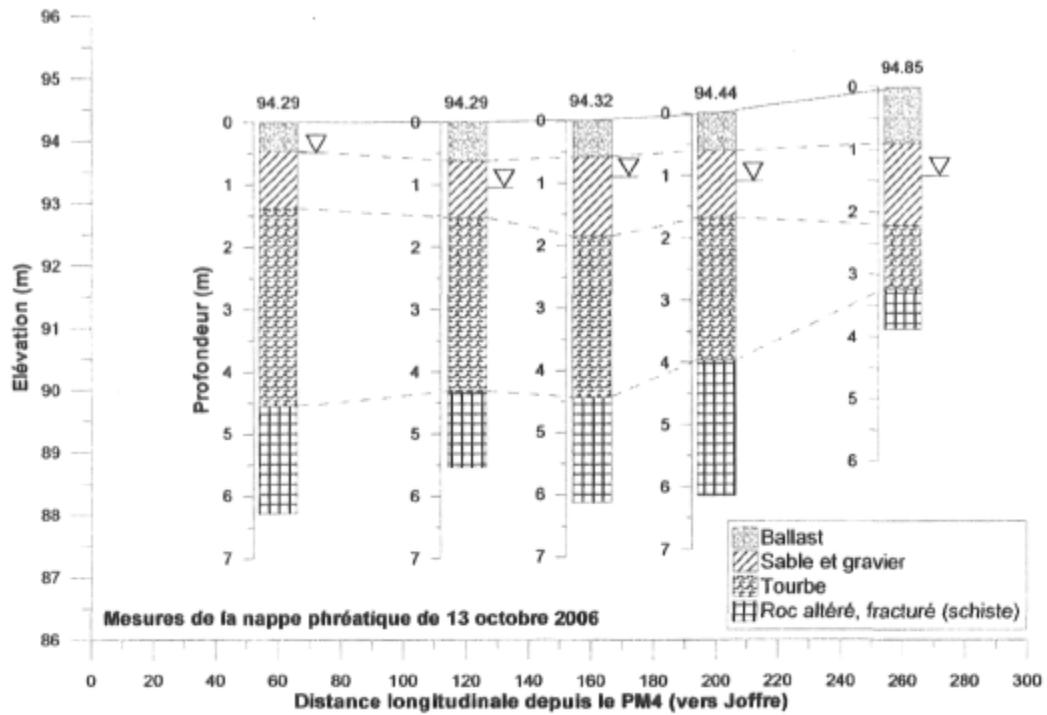


Figure 4.5 : Profil longitudinal interpolé à partir des données de forages (Konrad et al, 2006).

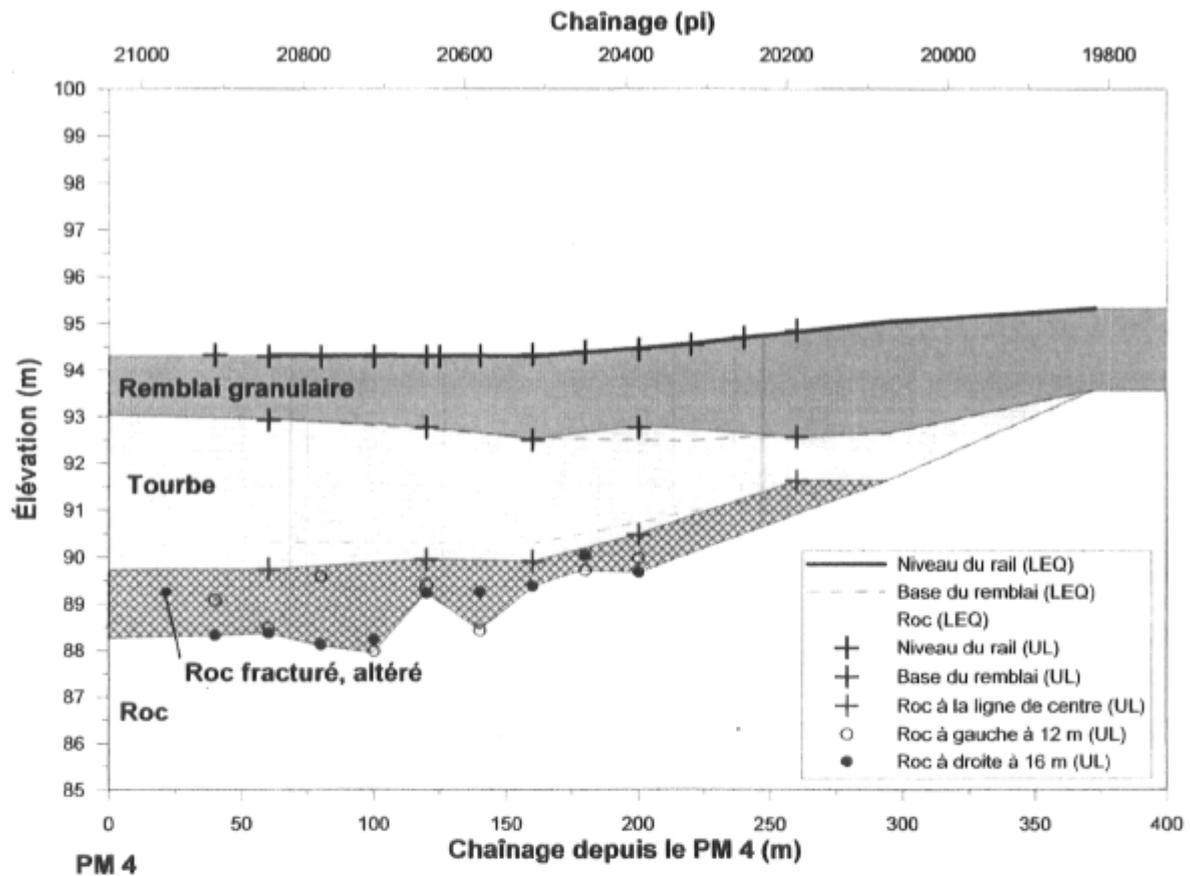


Figure 4.6 : Coupe stratigraphique longitudinale et inclinaison transversale du roc. Note : l'inclinaison transversale s'observe en comparant les élévations du roc à gauche et à droite de la voie (Konrad et al, 2006).

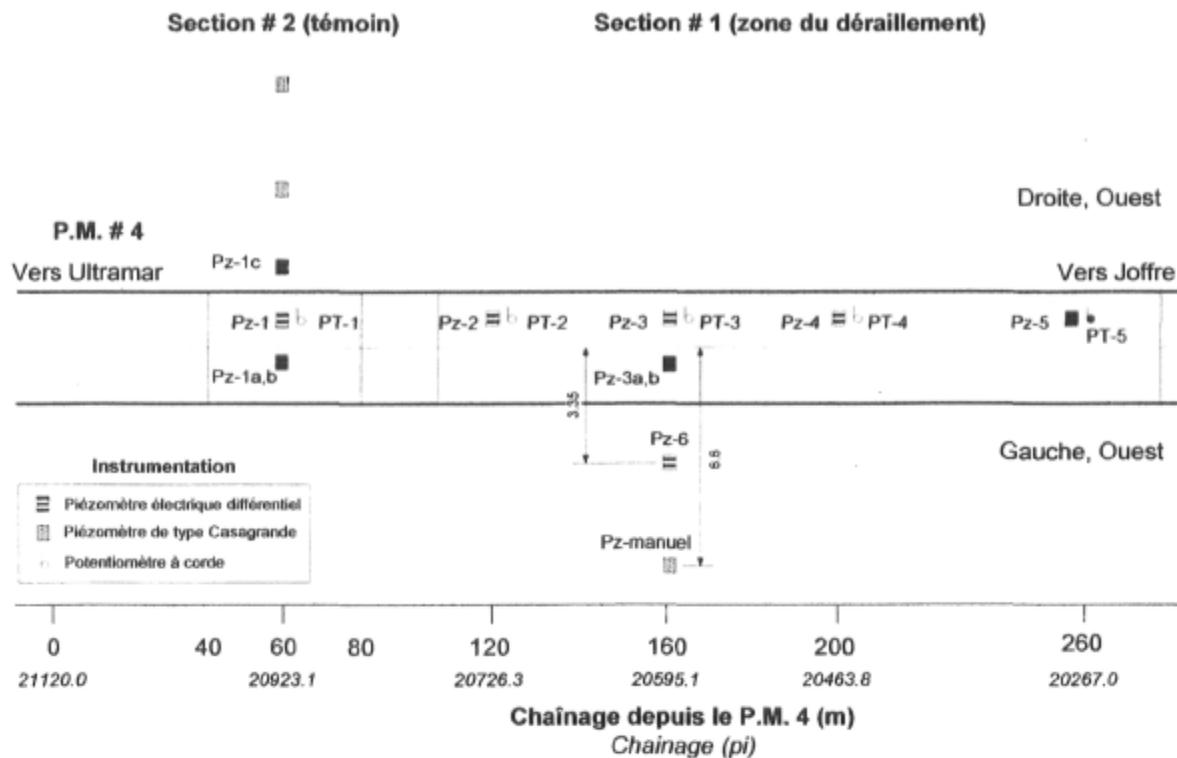


Figure 4.7 : Emplacement des capteurs. Les capteurs surlignés en noir ont été installés lors de la seconde phase d'instrumentation (Konrad et al, 2006).

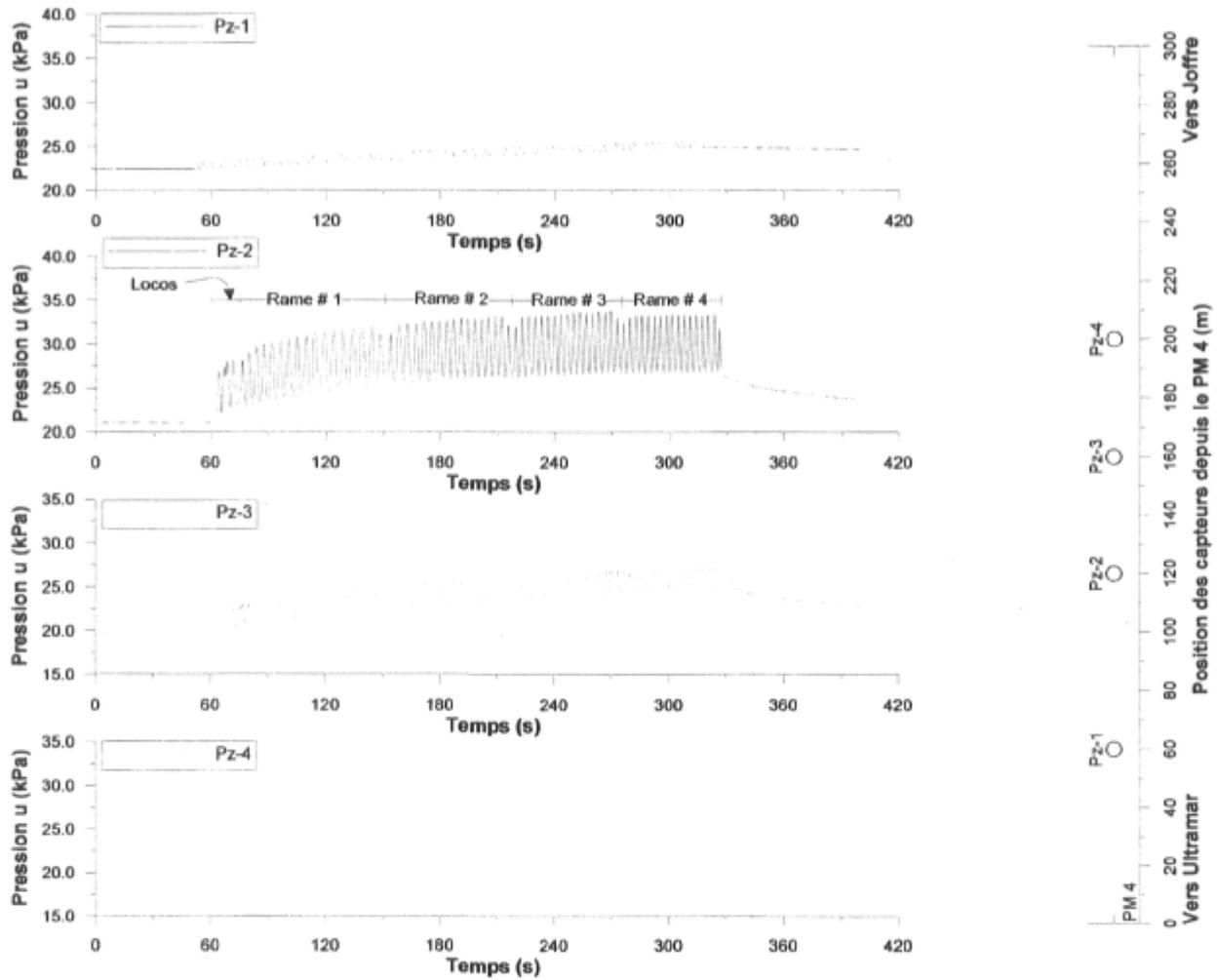


Figure 4.8 : Exemple de mesures des pressions interstitielles dans la tourbe sous la voie pendant le passage d'un train chargé à 4 chaînages différents (Konrad et al, 2006).

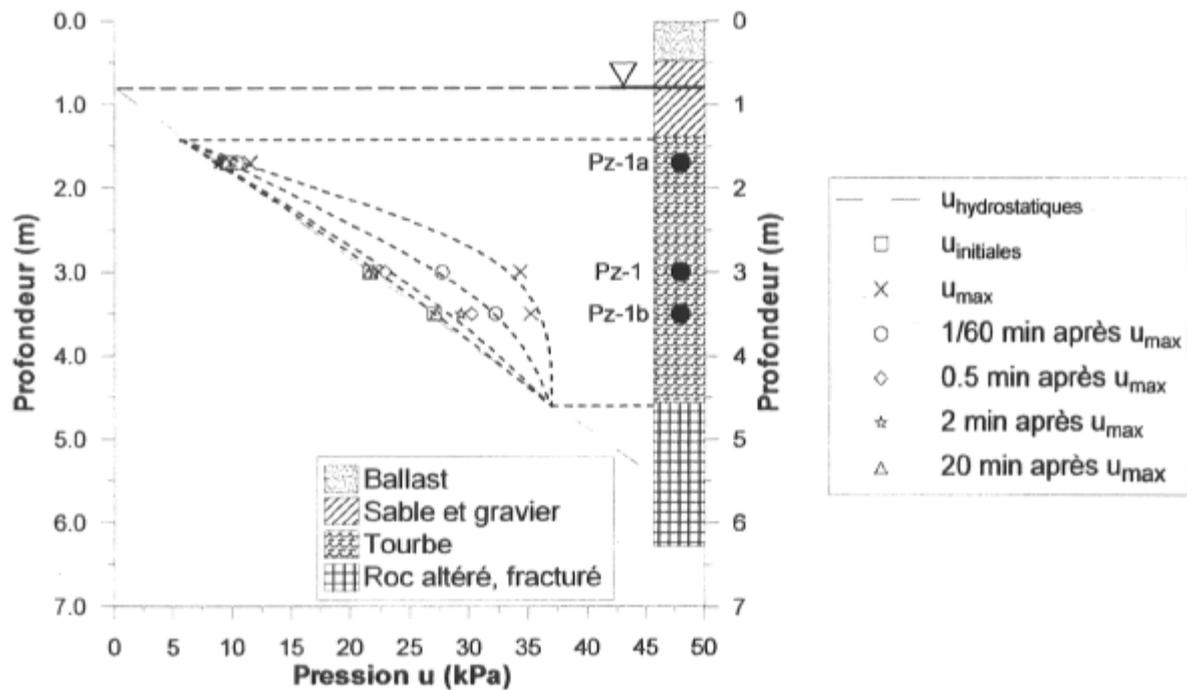


Figure 4.9 : Distribution et dissipation des pressions interstitielles le 6 novembre 2006 au chaînage 0+060 m pour l'Ultratrain U-781 roulant à 16 km/h avec la nappe phréatique à son niveau normal (-0,85 m sous la surface) (Konrad et al, 2006).

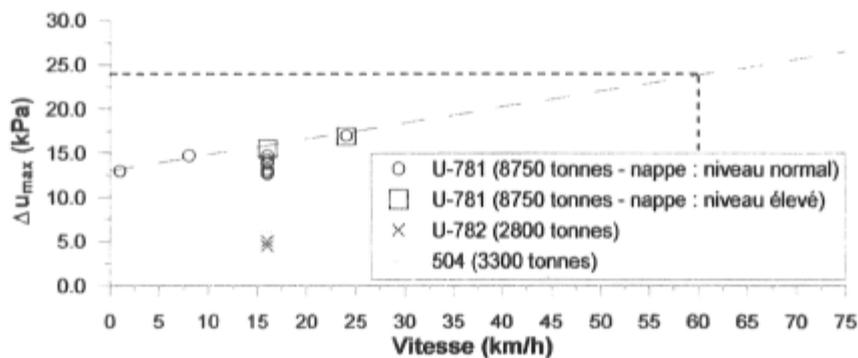


Figure 4.10 : Influence de la vitesse du train sur les pressions interstitielles (mesurées à 3 m de profondeur au chaînage 0+120 m) (Konrad et al, 2006).

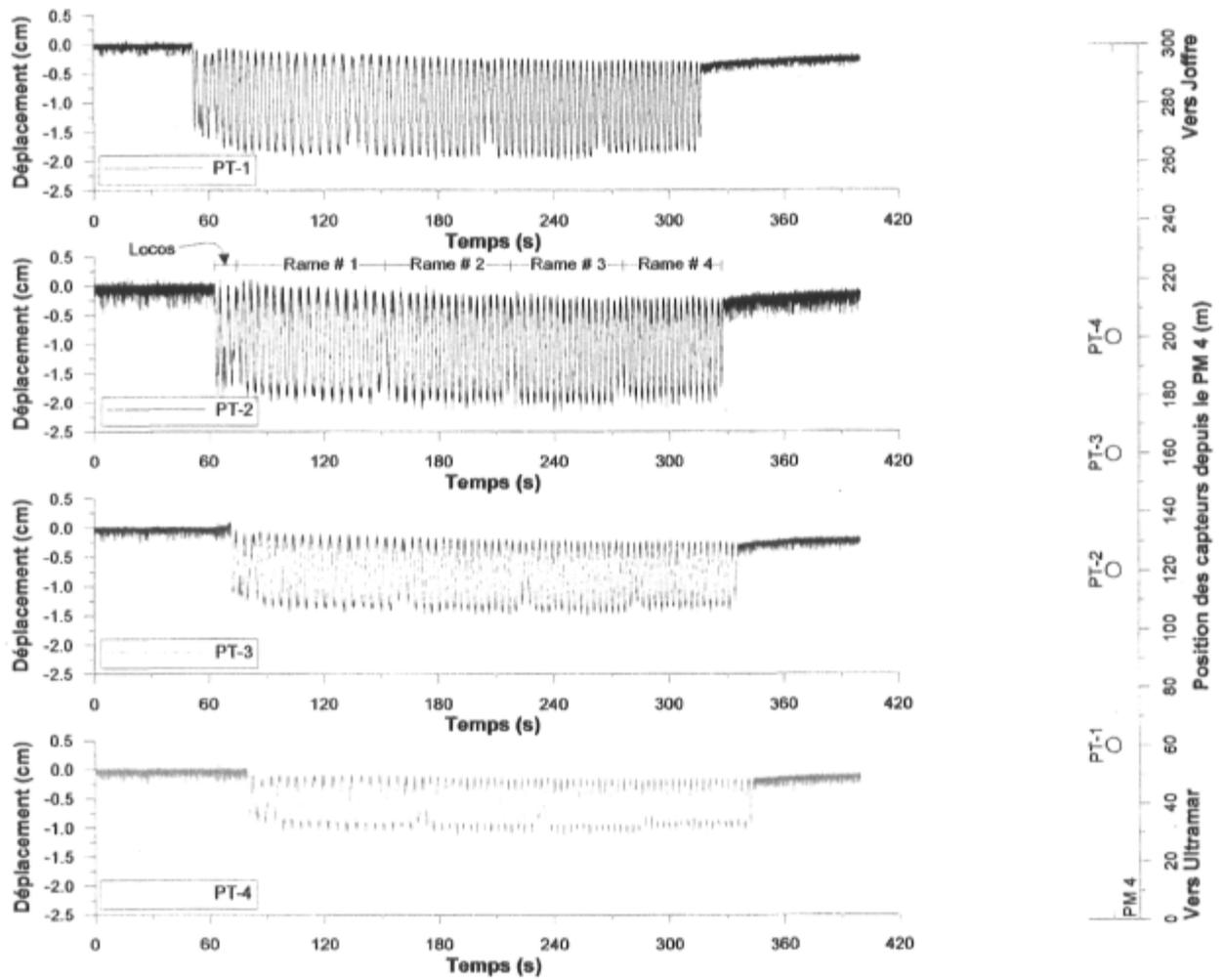


Figure 4.11 : Exemple de mesures des déplacements verticaux de la voie pendant le passage d'un train chargé à 4 chaînes différentes (Konrad et al, 2006).

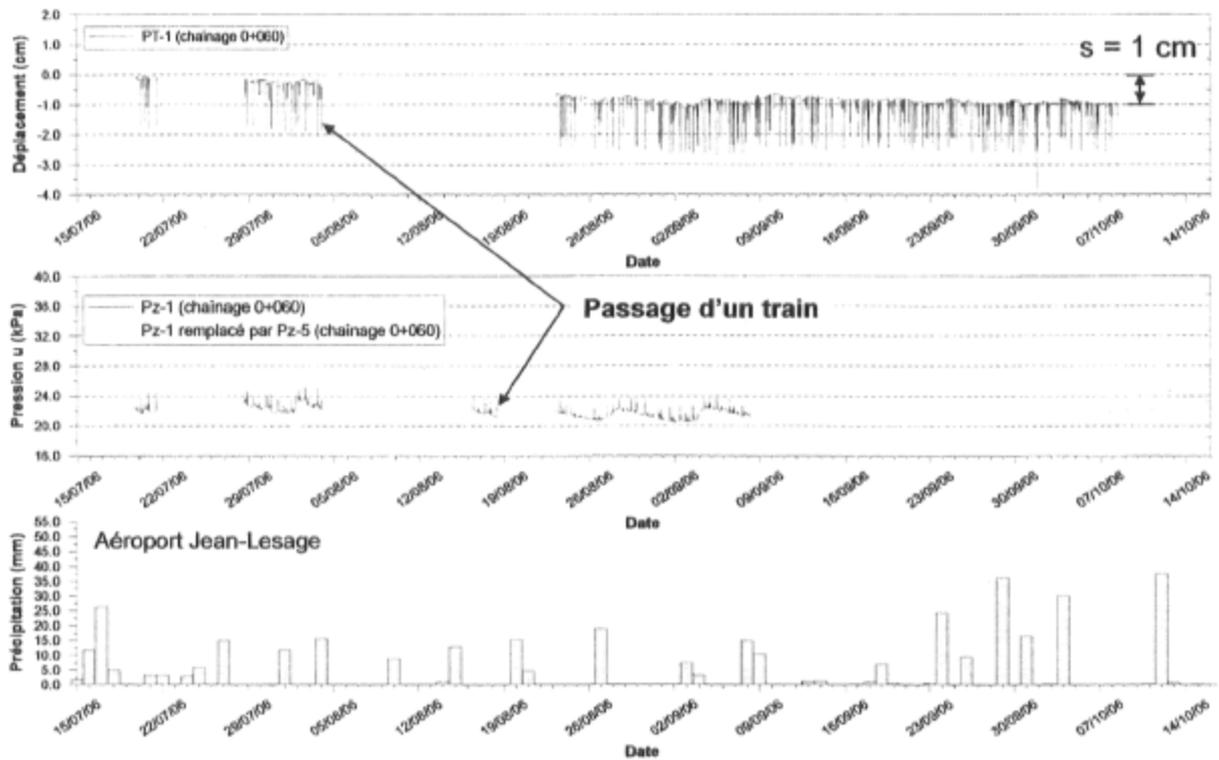


Figure 4.12 : Suivi en continu de l'évolution des tassements de la voie au chaînage 0+60 m (section # 2). (Konrad et al, 2006).



Figure 4.13 : Photographie du trou au centre de la voie ferrée où les rails ont été sectionnés ce qui a entraîné le déraillement de l'Ultratrain en 2004.

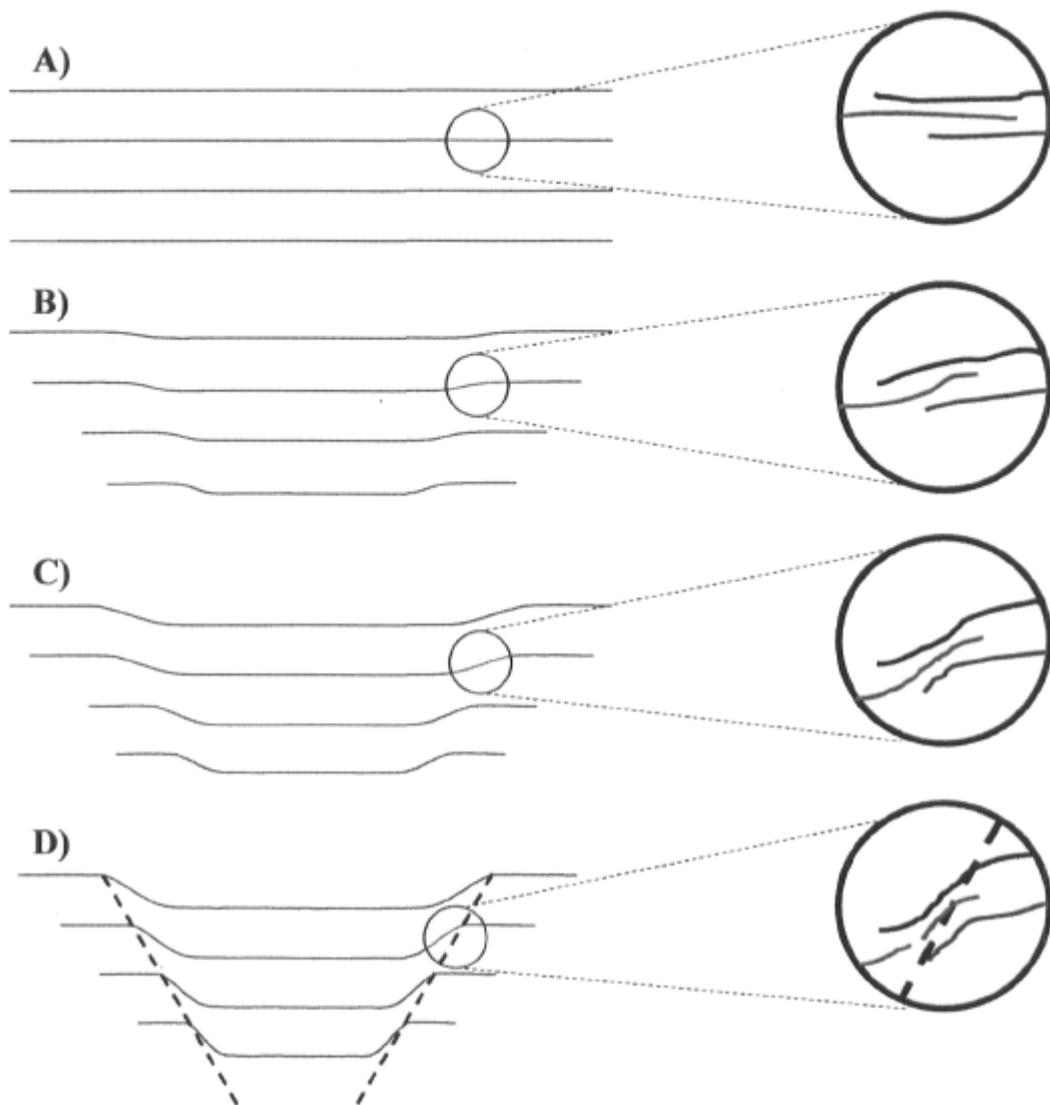


Figure 4.14 : Rupture en cisaillement par poinçonnement du massif de tourbe. A) État initial et fibres dans un plan horizontal, B) et C) Évolution des déformations, tassements progressifs et réalignements des fibres, D) Rupture en cisaillement par poinçonnement lorsque les fibres sont suffisamment alignées.

5. CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE DE LA TOURBE

Les informations collectées sur le terrain, les résultats des essais de laboratoire et les connaissances recueillies dans la littérature permettent de réaliser des calculs afin de vérifier le scénario de rupture par poinçonnement proposé au chapitre 4.

L'objectif est d'évaluer la diminution de la capacité portante du massif de tourbe en fonction des tassements permanents qui s'accumulent dans la tourbe au fil des années durant lesquelles l'Ultratrain a été en circulation. Ainsi, trois calculs ont été effectués pour des valeurs de tassements de la tourbe $s = 0\text{cm}$, $s = 15\text{cm}$ et $s = 30\text{cm}$. La vitesse de tassement de la tourbe est supposée d'environ 4 cm par an, comme les mesures in situ du chapitre 3 l'ont montré. Le cas du tassement nul représente l'état initial de la tourbe avant la mise en service de l'Ultratrain en 1996. Le tassement intermédiaire de 15 cm représente l'état du massif de tourbe en 2000. Le cas $s = 30\text{cm}$ représente les conditions de rupture lors du déraillement de 2004. A chacune de ces dates, l'élévation de la voie est supposée constante et égale à celle mesurée en 2006, grâce aux corrections permanentes apportées par les équipes du CN.

La figure 5.1 et le tableau 5.1 montrent les dimensions du volume de sol considéré dans les calculs. La stratigraphie correspond à celle du site au chaînage 0+60 m dans la section témoin. La longueur L représente la longueur de la zone d'influence à l'intérieur de laquelle la présence d'un essieu de wagon sur les rails se fait ressentir dans la tourbe. Elle est déterminée grâce aux mesures réalisées sur le terrain. La profondeur moyenne de la nappe mesurée à ce chaînage est de 0.75 m.

5.1. Évaluation de la capacité portante

Une capacité portante, Q_p en kN, q_p en kPa, a été attribuée à la tourbe. Elle correspond à la composante verticale de la réaction de la tourbe aux efforts que lui font subir à la fois la

présence du remblai et le passage d'un essieu. Elle est calculée à partir des valeurs de résistances au cisaillement non drainé de la tourbe qui interviennent sur des surfaces de rupture. La figure 5.1 montre un exemple de surface de rupture utilisée pour ces calculs.

L'effort résistant vertical mobilisé dans le remblai est noté R_{remblai} .

L'effort vertical total auquel est soumis le massif de tourbe est noté W et est exprimé en kN. Cet effort regroupe le poids d'un essieu d'un wagon chargé de l'Ultratrain, et le poids du remblai.

Tableau 5.1 : Valeurs des paramètres utilisés dans les calculs.

Paramètre	Valeur
H_{ballast}	0.50 m (pour le cas $s = 0$ cm)
H_{remblai}	0.90 m
H_{tourbe}	3.2 m
$H_{\text{roc}} = H_{\text{remblai}} + H_{\text{ballast}} + H_{\text{tourbe}}$	4.6 m
L_{dormants}	2.7 m
L	8 m
H_{nappe}	0.75 m
α	50°
β	70°

Le ballast et le remblai possèdent des poids volumiques identiques $\gamma_{\text{ballast-remblai}} = 21.2 \text{ kN.m}^{-3}$. Le volume de ballast et de remblai qui pèse sur la tourbe est un parallélépipède rectangle de longueur $L = 8 \text{ m}$, de hauteur $H = H_{\text{ballast}} + H_{\text{remblai}}$ et de largeur $l = L_{\text{dormants}} + \frac{2.H}{\tan \beta}$. La hauteur est fonction de l'étape de calcul considérée. En effet, les tassements n'ayant lieu que dans la tourbe, et sachant que les équipes du CN remettent régulièrement la voie à niveau en ajoutant du ballast, à chaque étape de calcul, on doit rajouter à la hauteur H la valeur des tassements notée s . Seule une couche de 0.75 m de l'ensemble ballast-remblai est située au dessus de la nappe phréatique. Le poids volumiques de 21.2

kN.m^{-3} n'est utilisé que pour cette couche. Le reste de l'ensemble ballast-remblai est caractérisé par le poids volumique déjaugé $\gamma' = \gamma_{\text{ballast-remblai}} - \gamma_{\text{eau}} = 21.2 - 9.81 = 11.4 \text{ kN.m}^{-3}$.

L'essieu de l'Ultratrain chargé applique une charge $W_{\text{essieu}} = 1270 \text{ kN}$ sur les rails. Cette charge est transmise à la tourbe par le ballast et le remblai.

Le tableau 5.2 montre les valeurs de la charge totale verticale W appliquée à la surface de la tourbe lors du passage d'un essieu de train chargé pour chaque étape de calcul.

Tableau 5.2 : Valeurs de la charge verticale totale appliquée à la tourbe pour chaque étape de calcul.

Etape	Tassement (m)	$W_{\text{ballast-remblai}}$ (kN)	W_{essieu} (kN)	W (kN)
Initiale	0	690	1270	1960
Intermédiaire	0.15	740		2010
Rupture	0.3	791		2061

Les résultats sont présentés sous forme de coefficients de sécurité :

$$F_s = \frac{Q_p + R_{\text{vremblai}}}{W} \quad [5.1]$$

Lorsque ce coefficient diminue en se rapprochant de l'unité, la rupture devient de plus en plus probable. La rupture a lieu quand $F_s = 1$.

5.2. Cas initial : tassement nul (en 1996)

La figure 5.2 représente une vue en coupe perpendiculairement aux rails du volume de sol défini à la figure 5.1.

Ce cas initial est pris comme référence et les tassements que le massif de tourbe a subit pendant depuis la construction de la première voie ferrée au 19^{ème} siècle sont négligés par rapport à ceux que les passages de l'Ultratrain génèrent. La surface de rupture proposée est

représentée sur la vue en coupe de la figure 5.2. Cette surface cisaille le ballast et le remblai avec un angle $\beta = 70^\circ$ et distribue en profondeur la surcharge appliquée par l'Ultratrain.

Dans la tourbe, la surface de rupture vue en coupe sur la figure 5.2 est une pointe caractérisée par l'angle à sa base $\alpha = 50^\circ$. La valeur de cet angle est choisie de telle sorte que le tracé de la surface de rupture en pointe puisse se former sans entrer en contact avec le roc. La profondeur du socle rocheux influence donc fortement les dimensions de la surface de rupture dans le massif de tourbe. La rupture étant rapide, les conditions sont non drainées.

Un angle de frottement $\varphi'_{ballast-remblai} = 50^\circ$ tel que $\alpha_f = \beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_{ballast-remblai}}{2} = 70^\circ$ est attribué à l'ensemble ballast-remblai. La figure 5.3 montre le tracé des cercles de Mohr dans le remblai au repos et lors du passage d'un Ultratrain.

Les contraintes σ'_{v0} et σ'_{h0} sont respectivement les contraintes effectives naturelles de confinement verticales et horizontales dans le remblai. Pour chacun des cas étudié, ces contraintes sont des constantes, puisqu'elles sont données par le poids du sol recouvrant la tourbe. La contrainte verticale est calculée à une profondeur moyenne de l'ensemble ballast-remblai, soit 0.7 m, et en utilisant les valeurs des poids volumiques données plus tôt. La contrainte horizontale σ'_{h0} est ensuite déterminée en utilisant le coefficient $K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} = 0.7$.

La valeur de K_0 correspond à une valeur typique pour les remblais de ce type. Les résultats obtenus sont $\sigma'_{v0} = 14.8kPa$ et $\sigma'_{h0} = 10.4kPa$.

La contrainte σ_{train} est la contrainte supplémentaire appliquée par un essieu de l'Ultratrain à la surface du remblai, soit $\sigma_{train} = 58.8kPa$.

En utilisant les constructions des cercles de Mohr de la figure 5.3 et la théorie de Pythagore, la résistance au cisaillement du remblai sur les plans définis à la figure 5.2 est finalement : $\tau_f = 20kPa$. Cette résistance appliquée sur toute la surface de rupture équivaut à une réaction verticale du remblai $R_{remblai} = 448kN$.

La résistance au cisaillement S_u est mobilisée sur la surface de rupture en pointe dans la tourbe. Cette résistance est donnée par le rapport $\frac{S_u}{\sigma'_c}$. Sur le site, en 1996, la tourbe est encore intacte et les fibres sont alignées horizontalement. Les conditions de sollicitations sont

donc les mêmes que lors d'un essai triaxial. Les essais en laboratoire ont montré que $\frac{S_u}{\sigma'_c} = 1.1$ pour des essais triaxiaux. La tourbe possède un poids volumique $\gamma_{tourbe} = 11.2kN.m^{-3}$. La contrainte de confinement verticale dans la tourbe est alors $23.3kPa \leq \sigma'_{cv} \leq 27.8kPa$. Ceci équivaut à une résistance au cisaillement non drainé moyenne $S_u = 28kPa$.

Pendant le passage d'un essieu, les conditions de sollicitation dans la tourbe sont non drainées. La théorie de la portance de Terzaghi donne l'équation :

$$q_p = S_u \cdot N_c = S_u \cdot (\pi + 2) = 144kPa \quad [5.2]$$

La capacité portante q_p appliquée à la surface de contact entre le remblai et la tourbe équivaut à un effort vertical portant :

$$Q_p = q_p \cdot L \cdot (L_{dormants} + 2 \cdot \frac{(H_{ballast} + H_{emblai})}{\tan \beta}) = 4284kN \quad [5.3]$$

Pour le cas initial correspondant aux conditions en 1996, le coefficient de sécurité associé à la stabilité de la voie est :

$$F_{s-initial} = \frac{Q_p + R_{vremblai}}{W} = \frac{4284 + 448}{1960} = 2.4 \quad [5.4]$$

En 1996, avant la mise en service de l'Ultratrain, les sols présents sur le site résistent au passage d'un Ultratrain.

Cependant, les suppressions interstitielles bâties par chaque passage d'un Ultratrain engendrent une accumulation de tassements dans la tourbe directement sous la voie (cf. chapitre 4).

5.3. Cas intermédiaire : $s = 15 \text{ cm}$ (en 2000)

La figure 5.4 montre une vue en coupe des sols et une représentation schématique des plans de rupture en 2000. Les traits en pointillés indiquent les plans de rupture existant en 1996. Le tassement de la tourbe est corrigé en surface par les équipes du CN en ajoutant du remblai et du ballast. Ce tassement a pour effet de forcer la génération des plans de rupture verticaux dans le ballast, dans le remblai, et dans la partie supérieure de la tourbe, comme le montre la figure 5.4.

Par ailleurs, comme l'a montré la revue de littérature (cf. chapitre 2), les fibres présentes dans la tourbe ont tendance à s'aligner progressivement le long des plans de rupture qui les coupent. La représentation schématique des fibres sur les figures 5.2 et 5.4 illustre ce phénomène. Les fibres situées aux alentours de la surface de rupture en pointe se sont déjà alignées sensiblement le long de cette surface (Landva, 1986). Les fibres traversées par le plan de rupture vertical nouvellement formé sont encore alignées horizontalement.

Sur des plans de rupture verticaux dans la tourbe, les conditions seront donc similaires à celles d'un essai triaxial et $\frac{S_{uv}}{\sigma'_c} = 1.1$. Sur la surface de rupture en pointe, les fibres se sont légèrement alignées. Les conditions sont intermédiaires entre un essai triaxial et un essai de cisaillement simple, de l'ordre de $\frac{S_{up}}{\sigma'_c} = 0.8$ (figures 3.19 et 4.14). Les valeurs du confinement vertical sont légèrement augmentées par le rajout de ballast et de remblai qu'effectuent les équipes du CN pour conserver la voie à niveau. Sur toute l'épaisseur de la tourbe, le confinement est maintenant $25kPa \leq \sigma'_{cv} \leq 29.5kPa$. Les résistances au cisaillement non drainé sollicitées sur les surfaces de rupture verticale et en pointe sont donc : $S_{uv} = 29kPa$ et $S_{up} = 22kPa$.

La théorie de Terzaghi s'applique toujours à la surface de rupture en pointe. La résistance au cisaillement S_{uv} crée un effort vertical portant sur l'ensemble de la surface de rupture verticale. L'effort portant de la tourbe est finalement :

$$Q_p = S_{uv} \cdot A_v + S_{up} \cdot (\pi + 2) \cdot L \cdot L_{dormants} = 144 + 2443 = 2587 \text{ kN} \quad [5.5]$$

Dans le remblai, les tassements de la tourbe sous-jacente forcent la réorientation des plans de rupture : ils sont maintenant verticaux. Le schéma de la figure 5.4 montre une représentation simplifiée des sols. En réalité, le poinçonnement du remblai dans la tourbe n'est pas aussi net. La résistance de l'ensemble ballast-remblai sur ces plans de rupture verticaux est donnée par les valeurs des contraintes de confinement horizontal et de l'angle de frottement interne. L'ensemble ballast-remblai possède les propriétés suivantes : $K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} = 0.7$, $\varphi'_{ballast-remblai} = 50^\circ$ et $\gamma_{ballast-remblai} = 21.2 \text{ kN.m}^{-3}$. Ceci donne une valeur moyenne du confinement horizontal $\sigma'_{h0} = 16 \text{ kPa}$. Cette contrainte crée un effort normal au plan de rupture qui contribue à la portance grâce à l'angle de frottement interne $\varphi'_{ballast-remblai} = 50^\circ$. Finalement, sur les surfaces de rupture verticales dans l'ensemble ballast-remblai, l'effort portant vertical est $R_{vremblai} = 472 \text{ kN}$

Pour ce cas intermédiaire représentant les conditions après 4 années de passages de l'Ultratrain, le coefficient de sécurité est :

$$\boxed{F_{s-int\text{ermédiaire}} = 1.52} \quad [5.6]$$

Ce coefficient de sécurité s'est fortement rapproché de l'unité depuis la mise en service de l'Ultratrain. Les tassements cumulatifs permanents dans la tourbe ont forcé la mise en place des plans de rupture verticaux. Ce phénomène combiné avec l'alignement progressif des fibres diminue fortement la résistance de la tourbe au passage des trains.

Cependant, la valeur du facteur de sécurité est supérieure à l'unité et garantit la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des transports.

5.4. Cas de la rupture : $s = 30$ cm (en 2004)

La figure 5.5 montre l'état des sols en 2004, soit huit années après la mise en service de l'Ultratrain et l'année du déraillement étudié ici. Pendant ces huit années, la tourbe a accumulé 30 cm de tassement. L'alignement des fibres est plus avancé qu'en 2000. Les conditions de cisaillement sur la surface en pointe sont maintenant comparables à celles d'un essai de cisaillement simple. Sur les plans de rupture verticaux, l'alignement est intermédiaire aux essais triaxiaux et de cisaillement simple.

En terme de résistance, il faut maintenant considérer les rapports suivants : $\frac{S_{uv}}{\sigma'_c} = 0.8$ et $\frac{S_{up}}{\sigma'_c} = 0.5$. Avec l'ajout du ballast en surface par les équipes d'entretien du CN, les contraintes de confinement vertical dans la tourbe sont $27kPa \leq \sigma'_{cv} \leq 31kPa$. Les résistances disponibles respectivement sur la surface de rupture verticale et sur la surface de rupture en pointe sont $S_{uv} = 22.5kPa$ et $S_{up} = 15kPa$. L'effort vertical portant de la tourbe est donc :

$$Q_p = S_{uv} \cdot A_v + S_{up} \cdot (\pi + 2) \cdot L \cdot L_{dormants} = 58 + 1666 = 1723kN \quad [5.7]$$

Dans le remblai, les conditions sont identiques à celles du cas intermédiaire. L'épaisseur de l'ensemble ballast-remblai a été augmentée de 15 cm, mais la contrainte de confinement horizontal moyenne est supposée inchangée: $\sigma'_{h0} = 16kPa$. Les frottements dans le remblai produisent l'effort portant vertical $R_{vremblai} = 518kN$.

Finalement, le coefficient de sécurité à la rupture est :

$$\boxed{F_{s-rupture} = 1.09} \quad [5.8]$$

Pour les conditions qui sont associées à la rupture, le coefficient de sécurité correspondant à la portance des rails est très proche de l'unité. La marge de tolérance du

massif de tourbe est très faible, et des conditions particulières (conditions météorologiques, vitesse du train) peuvent alors conduire à une diminution sensible du coefficient de sécurité et à son passage sous l'unité, c'est-à-dire à des conditions favorables à la rupture.

5.5. Conclusions

La rupture étudiée ci-dessus se traduit par un tassement soudain de quelques centimètres ce qui a possiblement provoqué la fracture fragile de l'acier des rails en cisaillement vertical et le déraillement du train, comme les experts du Bureau de la Sécurité des Transports l'ont observé à la suite de l'accident de 2004. Le coefficient de sécurité a finalement diminué de plus de moitié en huit années de mise en service de l'Ultratrain. Cette diminution est provoquée par les tassements qui s'accumulent dans la tourbe et l'alignement de fibres. Ces deux phénomènes ne sont malheureusement pas observables par les équipes de maintenance du CN, mais les calculs ont montré qu'ils diminuent considérablement la capacité portante du massif de tourbe.

Finalement, ce type d'accident est très difficile à prévoir. En effet, les calculs réalisés ici s'appuient sur les données reliées au déraillement de 2004. Mais le premier déraillement a eu lieu en 1999, à quelques dizaines de mètres près le long des rails. La configuration locale du sol et du sous-sol a donc possiblement une influence sur le comportement de la tourbe dans le temps, et notamment sur la vitesse de réalignement des fibres.

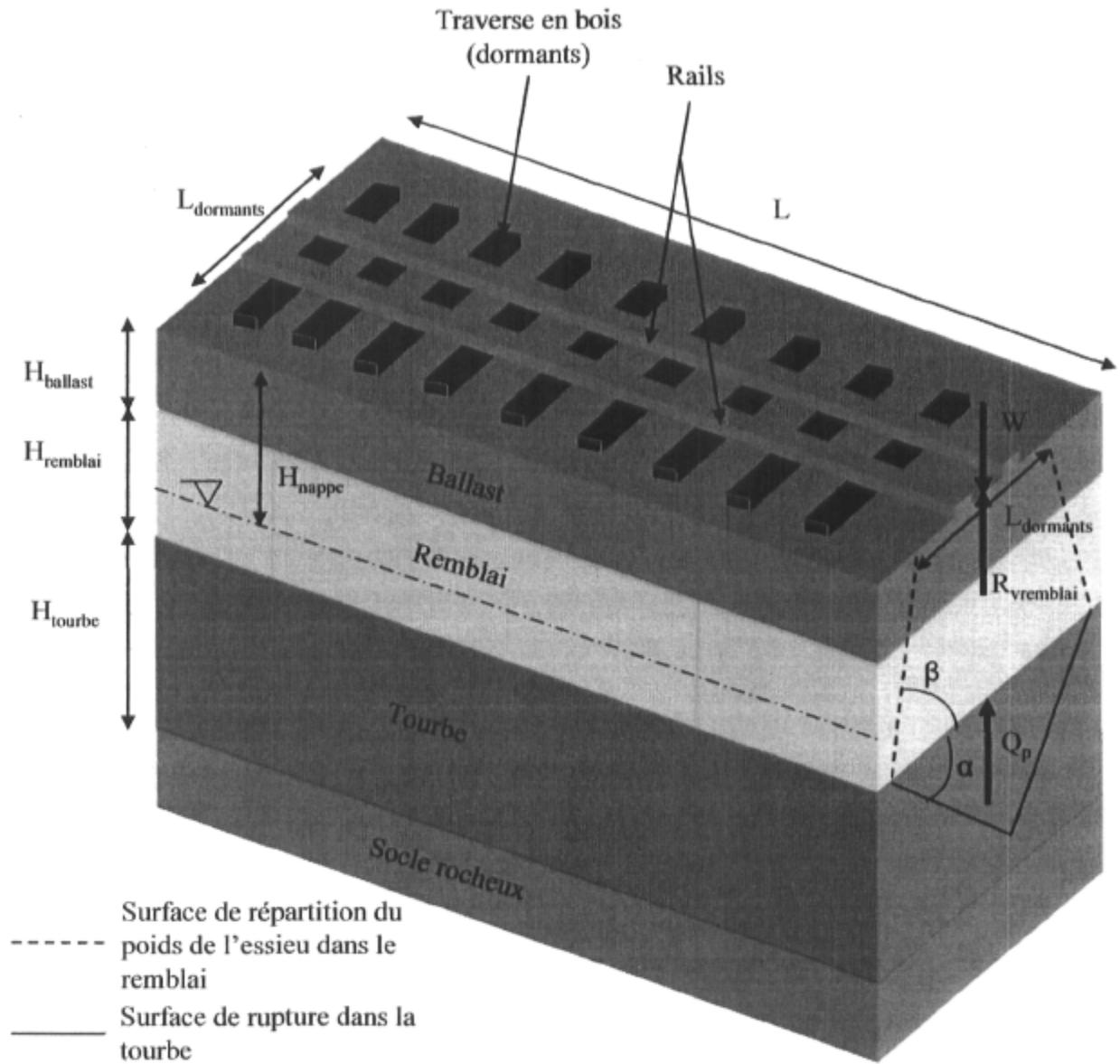


Figure 5.1 : Schéma de la voie ferrée et définition des paramètres utilisés dans les calculs.

Cas initial: $s = 0\text{cm}$ (en 1996)

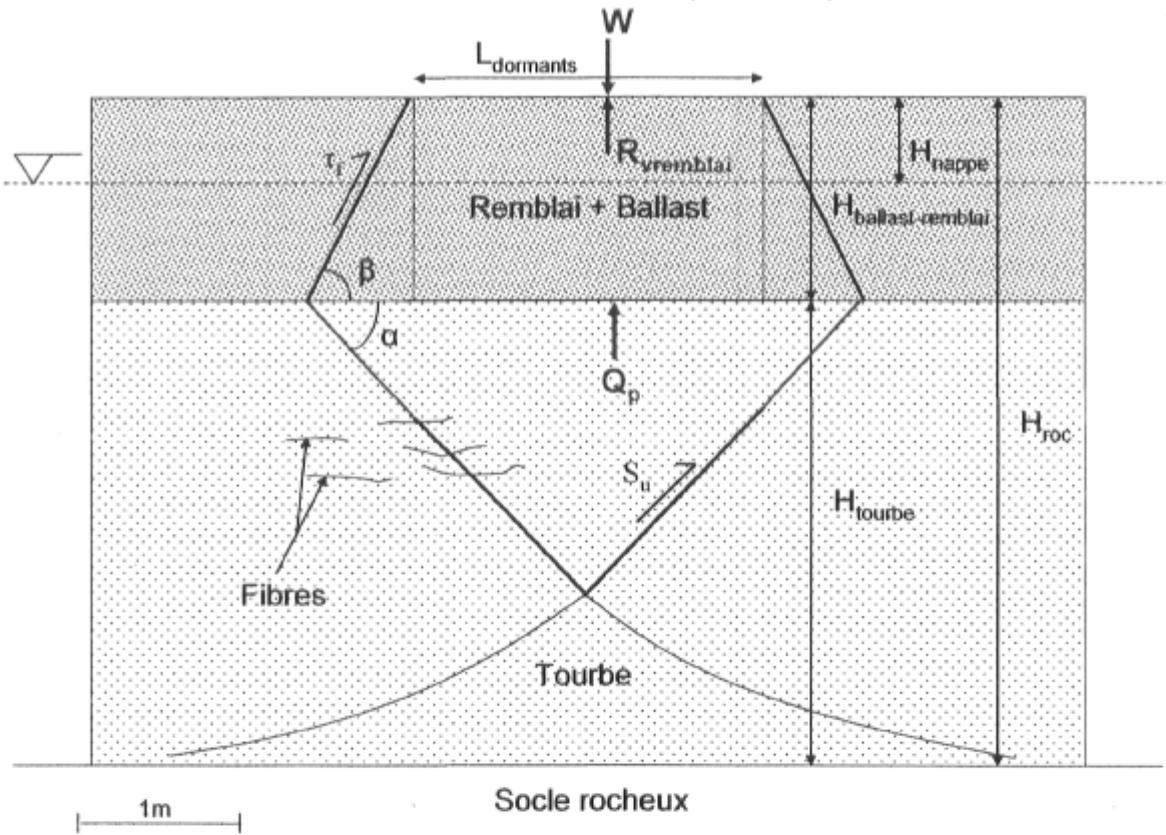


Figure 5.2 : Schéma d'une vue des sols sous la voie ferrée en coupe perpendiculaire aux rails et bilan des forces en 1996.

Cas initial: $s = 0\text{cm}$ (en 1996)

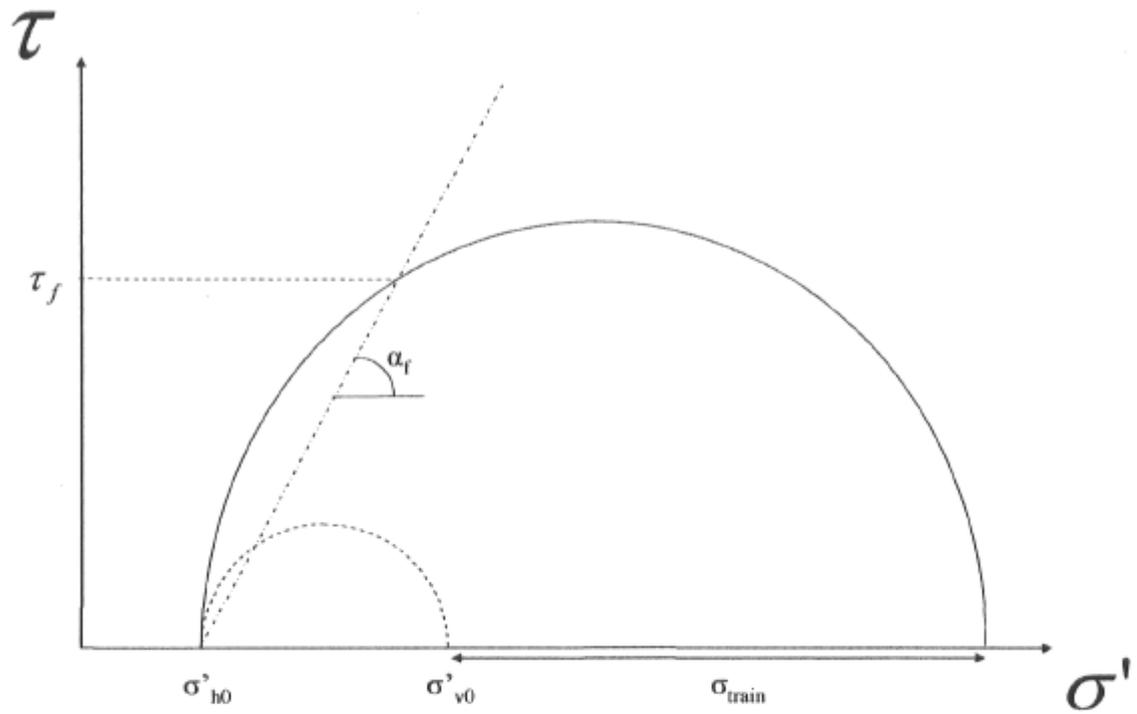


Figure 5.3 : Cercles de Mohr correspondants au remblai au repos (cercle en pointillés) et lors du passage d'un train (cercle plein).

Cas intermédiaire: $s = 15\text{cm}$ (en 2000)

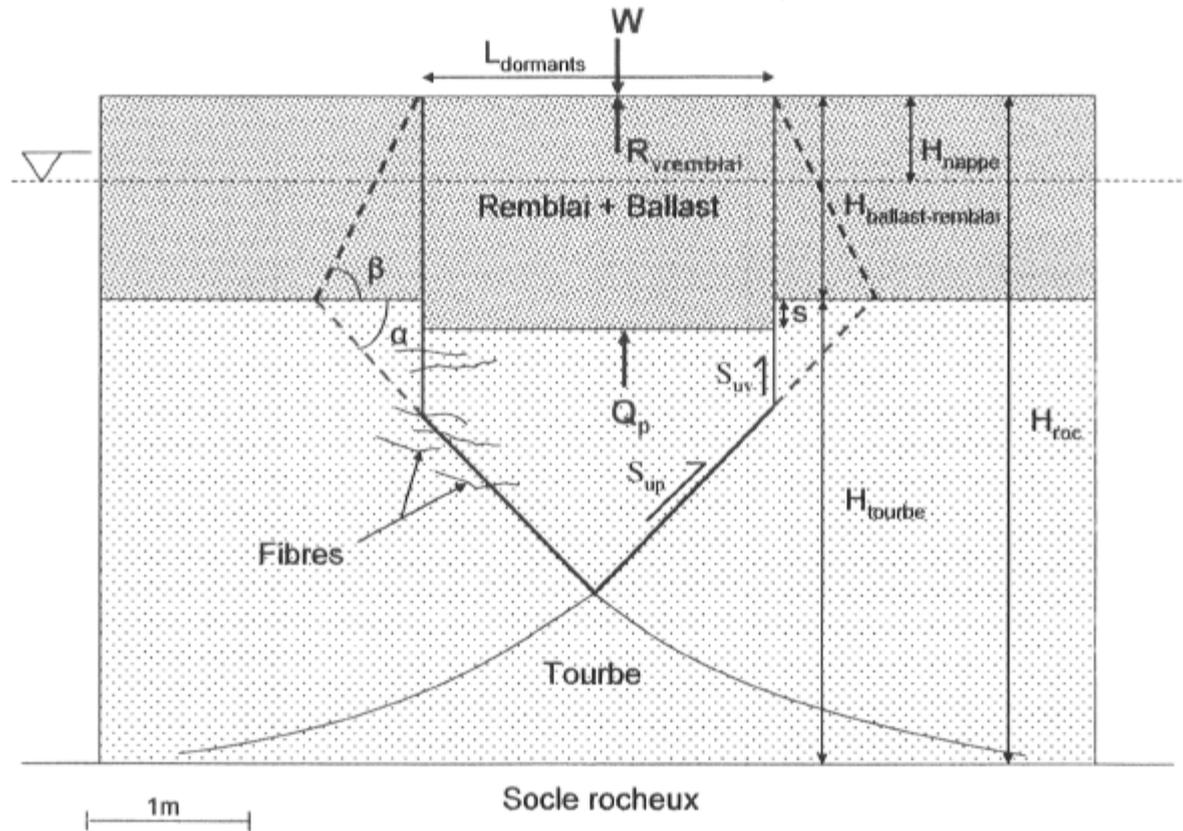


Figure 5.4 : Schéma d'une vue des sols sous la voie ferrée en coupe perpendiculaire aux rails et bilan des forces en 2000 (accumulation de 15cm de tassements dans la tourbe directement sous les rails).

Rupture: $s = 30\text{cm}$ (en 2004)

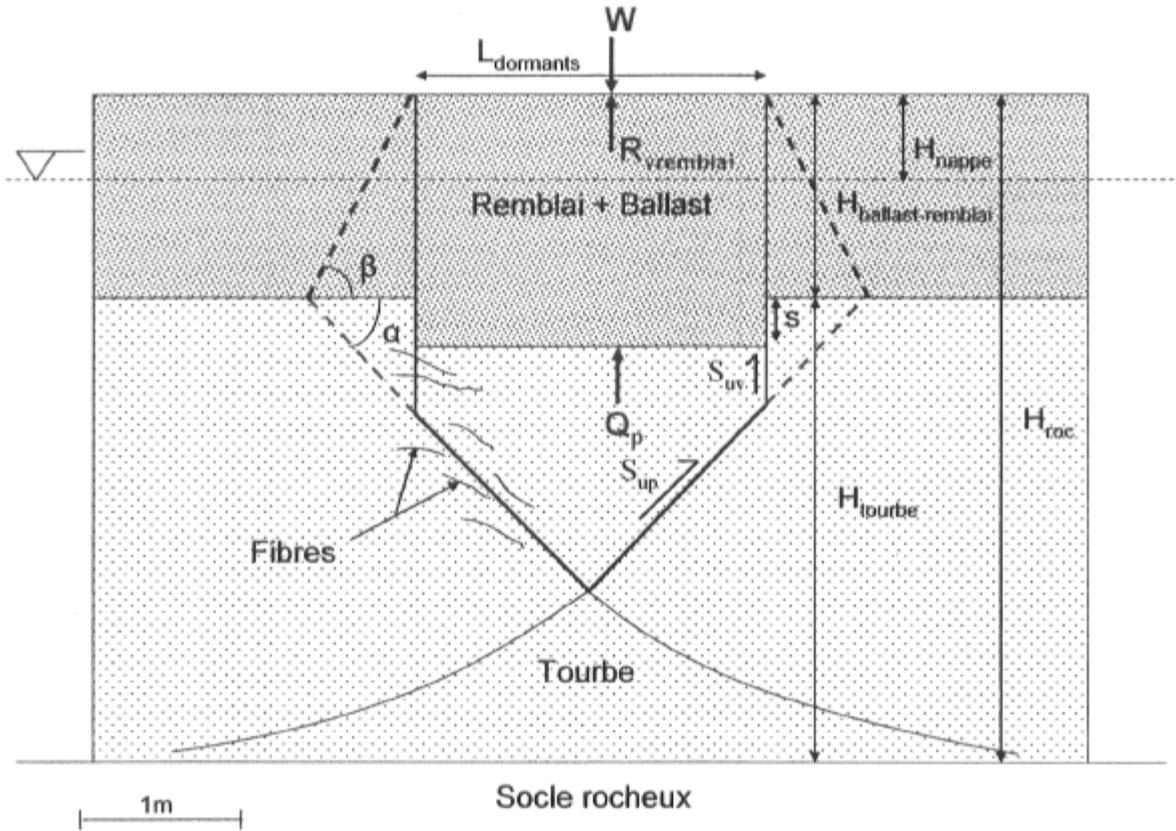


Figure 5.5 : Schéma d'une vue des sols sous la voie ferrée en coupe perpendiculaire aux rails et bilan des forces en 2004 (accumulation de 30cm de tassements dans la tourbe directement sous les rails).

6. CONCLUSION

Sans être exhaustive, cette étude a finalement conduit à une compréhension des phénomènes géotechniques et mécaniques qui gouvernent la rupture d'un massif de tourbe sous-jacent à un remblai ferroviaire. La revue de littérature montre cependant que seules la méthodologie et l'approche calculatoire peuvent être exportées à un autre site tourbeux. La grande hétérogénéité de ces sols fait que chaque problème requiert une étude complète, aussi bien sur le terrain qu'en laboratoire.

La revue de littérature a permis de souligner la présence des fibres et leur influence lors des sollicitations dans la tourbe. A partir des résultats déjà obtenus, des corrélations entre la contrainte verticale effective et la résistance au cisaillement ont été mises en place.

La campagne d'essais sur le terrain, qui s'est étalé sur plus de 6 mois, a généré des mesures de très bonne qualité (Konrad et al, 2006), malgré les difficultés rencontrées (accès au site, communication avec les équipes du CN, conditions météorologiques). Cette étude in situ a montré qu'il existe une accumulation de déformations dans la tourbe, provoquée par la dissipation des surpressions interstitielles qu'engendrent les passages de l'Ultratrain.

Les essais en laboratoire ont permis de quantifier l'influence de l'alignement des fibres sur la valeur de la résistance au cisaillement non drainée. La résistance de la tourbe lorsque les fibres sont alignées dans la plan de rupture (conditions des essais DSS) est environ deux fois inférieur à celle mesurée lorsque les fibres coupe le plan de rupture (conditions des essais triaxiaux CIU).

Une grande quantité de données obtenues sur le terrain et des résultats de quelques essais simples en laboratoire permettent de proposer un mécanisme de rupture intervenant lors de ces accidents. Il s'agit d'une rupture soudaine par poinçonnement qui est provoqué par le phénomène d'alignement des fibres le long des plans de rupture dans la tourbe.

Les responsables du Canadien National pourront réfléchir à une solution définitive qui permettrait de garantir à long terme la sécurité du transport avec l'Ultratrain. En effet, aux vues des résultats obtenus dans cette étude, un autre déraillement de l'Ultratrain dans la tourbière de la Grande Plée Bleue demeure possible.

7. RÉFÉRENCES

- Boulanger, R., Arulnathan, R., Harder, L.F., Torres, R.A., Driller, M.W., 1998, Dynamic properties of Sherman Island Peat, *Journal. of Geotechnical. and Geoenvironmental. Engineering.*, ASCE, Vol. 124, No. 1, Janvier, pp. 12-20.
- Cola, S. & Cortellazzo, G., 2005, The shear behavior of two peaty soils, *Geotechnical and Geological Engineering*, 23, pp. 679-695.
- Edil, T.B., Fox, P.J. & Lan L.T., 1994, An assesement of one dimensional peat compression, XIII ICSMFE, New-Delhi, pp. 229-232.
- Edil, T.B. & Wan, X., 2000, Shear strength and K_0 of peats and organic soils, *Geotechnics of high water content materials*, ASTM STP 1374, T.B. Edil and P.J. Fox Eds., pp. 209-225.
- Faust, J., Moritz, K. & Stiefken, H., 1983, Vane shear tests in peat, *Symposium International, Reconnaissance des sols et des roches par essais en place*, Association. of Engineering. Geology, Paris, pp. 283-286.
- Fox, P.J. & Edil, T.B., 1996, Effects of stress and temperature on secondary compression of peat, *Can. Geotech. Journ.*, Vol. 33, pp. 405-415.
- Hanzawa, H., Kishida, T., Fukasawa, T. & Asada, H., 1994, A case study of the application of direct shear and cone penetration tests to soil investigation, design and quality control for peaty soils, *Soils and Foundations*, Vol.34, N°4, December, pp. 13-22.
- Konrad, J.-M., et al, 2006, Etude géotechnique du déraillement de l'Ultratrain U-781 à Saint-Henry-de-Lévis le 17 août 2004, rapport d'expertise remis au Bureau de la Sécurité des Transports canadien.
- Kramer, S.L., 2000, Dynamic response of Mercer Slough peat, *Journal. of Geotechnical. and Geoenvironmental. Engineering.*, Vol. 126, No. 6, ASCE, pp. 504-510.
- Landva, A., 1986, *Geotechnical behaviour of Escuminac peat*, thèse de Doctorat, département de Génie Civil de l'Université Laval de Québec, Canada.
- Mesri, G., Stark, T.D., Ajlouni, M.A., Chen, C.S., 1997, Secondary compression of peat with or without surcharge, *Jour. Geotech. Eng.*, Vol. 123, No. 5, pp. 411-421.
- Mitachi, T., Kugoh, Y. & Tsushima, M., 2001, Estimation of in-situ undrained strength of soft soil deposits by use of unconfined compression test with suction measurement, *Soils and Foundations*, Vol. 41, No. 5, Oct., pp. 61-71.

- Muskeg Subcommittee of the NRC, Muskeg Engineering Handbook, 1969, edited by Ivan, C. MacFarlane, University of Toronto Press.
- Muskeg Subcommittee of the NRC, Muskeg in the Northern Environment in Canada, 1977, edited by Radforth, N.W. and Brawner, C.O., University of Toronto Press, Toronto and Buffalo.
- Perrin, J., 1973, Comportement des sols tourbeux et synthèse des résultats, Remblais sur sols compressibles, Bulletin de liaison du LCPC, mai 1973, spécial T., pp. 208-217.
- Samson, L. & La Rochelle, P., 1972, Design and performance of an expressway constructed over peat by preloading, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, , pp. 447-466.
- Stinnette, P., 1998, Prediction of field compressibility from laboratory consolidation tests of peats and organic soils, Geotechnical Testing Journal, Vol. 21, N°4, December, pp. 297-306.
- Vautrain, J., 1975, Etude d'un remblai sur tourbe à Caen, Rapport de recherche du LCPC, No. 41, 104 p.
- Vautrain, J., 1984, Exemple de remblai sur tourbe : le remblai de la vallée de la Dives, dans Remblais et fondations sur sols compressibles, Presses ENPC, Paris, 254 p.
- Wong, R.C.K, Thomson, P.R. & Choi, E.S.C, 2006, In situ pore pressure response of native peat and soil under train load: a case study, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 10, ASCE, pp. 1360-1369.
- Yamaguchi, H., Ohira, Y., Kogure, K. & Mori, S., 1985, Undrained shear characteristics of normally consolidated peat under triaxial compression and extension conditions, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 3, Sept. 1985, pp. 1-18.
- Yamaguchi, H., Hashizume, Y. & Ikenaga, H., 1992, Change in pore size distribution of peat in shear processes, Sols and Foundations, Vol.32, No. 4, Dec., pp. 1-16.

ANNEXE – CLASSIFICATION DES TOURBES

Classification de Von Post modifiée par Landva (1986)

1. GENERA

Bryales (moss)	= B
Carex (sedge)	= C
Equisetum (horsetail)	= Eq
Eriophorum (cotton grass)	= Er
Hypnum (carpet moss, order Bryales)	= H
Lignidi (wood)	= W
Nanolignidi (shrubs)	= N
Phragmites	= Ph
Scheuchzeria (aquatic herbs)	= Sch
Sphagnum (peat moss)	= S

2. DESIGNATION

With few exception natural peats consist of a mixture of two or more genera. The designation adopted in this paper is to list the genera in descending order of content, i.e. the first symbol represents the principal component. For example, a peat classified as ErCS (Fig. 1, bottom layer) consists mainly of eriophorum remnants, while the content of carex remnants would be lower and that of sphagnum remnants relatively low.

3. HUMIFICATION (H)

The degree of humification is graded on a scale from 1 to 10 and designated H₁ to H₁₀. The

various degrees of humification are recognized as shown in table B.1.

4. WATER CONTENT (B)

In the field the water content of the peat is estimated on a scale from 1 (dry) to 5 (very high), designated B₁ to B₅. In terms of actual water contents the following ranges are suggested:

B ₂	< 500%
B ₃	500 - 1000%
B ₄	1000 - 2000%
B ₅	> 2000%

5. FINE FIBRES (F)

Fine fibres are defined as fibres and stems smaller than 1 mm in diameter or width. They are often of the eriphorum genus, specified as F(Er), but hypnum and sphagnum stems may also be included if properly specified, e.g. F(H) or F(S). Shrub rootlets may also be included, specified as F(N). No special designation is indicated for plant root hairs, rhizoids or other fibres. The content of fine fibres is graded on a scale from 0 to 3 as follows:

F ₀	nil
F ₁	low content
F ₂	moderate content
F ₃	high content

6. COARSE FIBRES (R)

Coarse fibres are defined as fibres and stems and rootlets greater than 1 mm in diameter or width. They are often of the carex genus, specified as R(C), but hypnum and sphagnum stems may also be included if properly specified, e.g. R(H) or R(S). Shrub (N) rootlets are specified as R(N). The content of coarse fibres is graded on a scale from 0 to 3 as follows:

R ₀	nil
R ₁	low content
R ₂	moderate content
R ₃	high content

7. WOOD (W) AND SHRUB (N) REMNANTS

Wood and shrub content is graded on a scale from 0 to 3 as follows:

W ₀	nil
W ₁	low content
W ₂	moderate content
W ₃	high content

The original designation for macroscopic wood (W) and shrub (N) remnants was, collectively, V (from Swedish vedrester = wood remnants, von Post 1922).

Degree of humification	Decomposition	Plant structure	Content of amorphous material	Material extruded on squeezing (passing between fingers)	Nature of residue
H ₁	None	Easily identified	None	Clear, colourless water	
H ₂	Insignificant	Easily identified	None	Yellowish water	
H ₃	Very slight	Still identifiable	Slight	Brown, muddy water; no peat	Not pasty
H ₄	Slight	Not easily identified	Some	Dark brown, muddy water; no peat	Somewhat pasty
H ₅	Moderate	Recognizable, but vague	Considerable	Muddy water and some peat	Strongly pasty
H ₆	Moderately strong	Indistinct (more distinct after squeezing)	Considerable	About one third of peat squeezed out; water dark brown	
H ₇	Strong	Faintly recognizable	High	About one half of peat squeezed out; any water very dark brown	
H ₈	Very strong	Very indistinct	High	About two thirds of peat squeezed out; also some pasty water	Plant tissue capable of resisting decomposition (roots, fibres)
H ₉	Nearly complete	Almost not recognizable		Nearly all the peat squeezed out as a fairly uniform paste	
H ₁₀	Complete	Not discernible		All the peat passes between the fingers; no free water visible	

Table B-1. DEGREE OF HUMIFICATION (von POST SYSTEM)