

YOUNES SAIM

**INSTABILITÉS SUPERFICIELLES DANS LES TALUS DE REMBLAIS
ROUTIERS
(CAS DE LA ROUTE 175)**

**Mémoire
présenté
à la Faculté des études supérieures
de l'Université Laval
pour l'obtention
du grade de maître ès science (M.Sc.)**

**Département de Génie Civil
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE GÉNIE
UNIVERSITÉ LAVAL**

Avril 1997



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-31793-5

Canada

RÉSUMÉ

Les instabilités superficielles qui se sont produites dans les talus de remblai de plusieurs routes au Québec, suite à une période de dégel et/ou de pluie, impliquaient généralement des matériaux granulaires (sable silteux) dans un état lâche. Ceci conduit à l'hypothèse que le phénomène peut être associé à un comportement contractant lors d'un cisaillement, d'où les coulées des matériaux observées sur le terrain.

L'objectif de cette thèse est de vérifier le bien fondé du concept d'état critique appliqué au remblai du till de la route 175 (sable silteux).

Les résultats d'essais triaxiaux non drainés sur des échantillons reconstitués du till ont démontré l'existence d'une zone d'état ultime avec une limite inférieure et supérieure identifiées LF et UF . L'état du sol en place au voisinage de la surface de rupture (indice des vides et contraintes effectives) se trouve au dessus de la droite LF, ce qui explique le comportement contractant du matériau en post-rupture (écoulement).

Younes Saïm, ing.
Candidat à la maîtrise

Jean-Marie Konrad, Ph.D., ing.
Professeur titulaire
Directeur de la thèse

REMERCIEMENTS

J'aimerais remercier le professeur Jean-Marie Konrad, d'avoir accepté la direction des travaux de cette thèse et pour les conseils qu'il m'a apportés tout le long de mon travail.

La réalisation des travaux de laboratoire a été rendue possible grâce à l'appui financier du Ministère des Transports de Québec. Je tiens à remercier à ce sujet les ingénieurs Bernard Morin et Gilles Grondin.

Je désire noter la collaboration très précieuse des responsables des Directions territoriales du M.T.Q (Sherbrooke, Beauce et Chaudières-Appalaches), pour leur disponibilité, et leur entière collaboration, en mettant à ma disposition les documents pertinents et nécessaires à la présente recherche.

Je tiens également à remercier tous mes confrères étudiants gradués, les techniciens de laboratoire et les professeurs des départements de génie civil et de géologie, pour les discussions et les échanges constructifs. Mes remerciements s'adressent également à monsieur François Gilbert, professionnel de recherche, pour son aide technique dans la réalisation de mes premiers essais de laboratoire

TABLE DES MATIÈRES

PAGE TITRE	i
RÉSUMÉ	ii
REMERCIEMENTS	iii
TABLE DES MATIÈRES	iv
LISTE DES SYMBOLES	ix
LISTE DES FIGURES	x
LISTE DES TABLEAUX	xii
LISTE DES PHOTOGRAPHIES	xiii

INTRODUCTION	1
---------------------------	----------

CHAPITRE I: REVUE DE LITTÉRATURE

1.1 GÉNÉRALITÉS	4
1.2 CONCEPT D'ÉTAT CRITIQUE (CASAGRANDE)	5
1.3 CONCEPT D'ÉTAT CRITIQUE POUR UN SABLE LÂCHE	9
1.4 CONCEPT MODIFIÉ DE L'ÉTAT ULTIME POUR LES SABLES LÂCHES	12
1.4.1 Influence de la contrainte de consolidation	12
1.4.2 Redéfinition du paramètre d'état ψ'	12
1.4.3 Pente λ des courbes LF et UF	14

1.4.4 Paramètre S_{uo}	14
1.5 QUELQUES CAS HISTORIQUES DE GLISSEMENTS ANALYSÉS À L'AIDE DU CONCEPT D'ÉTAT CRITIQUE (OU ULTIME)	16
1.5.1 Berme de Nerlerk (mer de Beaufort, Canada)	16
Sladen et al (1985 a et b)	12
J.M. Konrad (1991)	21
1.5.2 Remblai routier en Suède (J.M. Konrad, 1996)	23
1.6 QUELQUES TRAVAUX ANTÉRIEURS SUR DES MATÉRIAUX GLACIAIRES (TILL)	28
1.6.1 Till du site de Delany, Québec; Lefebvre et al (1987)	28
1.6.2 Till de Vale St-Albans, Hertfordshire, Angleterre; Atkinson et al (1988)	29
1.6.3 Till de Scandinavie; Konrad (1993)	31

CHAPITRE II: TRAVAUX SUR LE TERRAIN

2.1 GÉNÉRALITÉS	35
2.2 SITES ET CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUES SOMMAIRES	38
2.2.1 Route 116	38
2.2.1.1) Site	38
2.2.1.2) Nature et propriétés des sols	38
2.2.1.3) Niveau de l'eau souterraine	42
2.2.1.4) Informations retenues	43
2.2.2 Autoroute 55	48
2.2.2.1) Site	48

2.2.2.2)	Nature et propriétés des sols	48
2.2.2.3)	Niveau de l'eau souterraine	51
2.2.2.4)	Informations retenues	53
2.2.3	Jonction de l'autoroute 10 et de la route 216	58
2.2.3.1)	Site	58
2.2.3.2)	Nature et propriétés des sols	58
2.2.3.3)	Niveau de l'eau souterraine	63
2.2.3.4)	Informations retenues	64
2.2.4	Route 257	67
2.2.4.1)	Site	67
2.2.4.2)	Nature et propriétés des sols	67
2.2.4.3)	Niveau de l'eau souterraine	70
2.2.4.4)	Informations retenues	70
2.2.5	Route 175 (Réserve faunique des Laurentides)	74
2.2.5.1)	Site	74
2.2.5.2)	Nature et propriétés des sols	74
2.2.5.3)	Niveau de l'eau souterraine	77
2.2.5.4)	Informations retenues	77
2.2.6	Route 204 (St-Georges-de-Beauce)	86
2.2.6.1)	Site	86
2.2.6.2)	Nature et propriétés des sols	86
2.2.6.3)	Niveau de l'eau souterraine	90
2.2.6.4)	Informations retenues	91
2.3	DISCUSSION SOMMAIRE	91

CHAPITRE III: ESSAIS EN LABORATOIRE

3.1 BUT ET PROGRAMME DES ESSAIS	79
3.2 PROCÉDURE SUIVIE EN LABORATOIRE	95
3.2.1 Calibration des différents capteurs de pressions	96
3.2.2 Préparation de l'échantillon	97
3.2.3 Saturation et consolidation isotrope	98
3.2.4 Cisaillement	100

CHAPITRE IV: CARACTÉRISATION À L'ÉTAT LIMITE DU TILL DU REMBLAI DE LA ROUTE 175 (KM 89)

4.1 INTRODUCTION	102
4.2 RÉSULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX NON DRAINÉS	103
4.2.1 Influence de la densité (indice des vides initial)	103
4.2.2 Influence du niveau de la contrainte de consolidation isotrope	106
4.2.3 Comportement typique d'un essai contractant (essai 175-29)	108
4.2.4 Comportement typique d'un essai dilatant (essai no 175-22)	110
4.3 DISCUSSION DES RÉSULTATS DANS LE DIAGRAMME D'ÉTAT	113
4.4 NORMALISATION DES ESSAIS CONTRACTANTS ET DES ESSAIS DILATANTS	114

CHAPITRE V: GLISSEMENT SUPERFICIEL DU TALUS OUEST DE LA ROUTE 175 (KM 89)

5.1 COMPORTEMENT DU SOL EN PLACE	118
--	-----

5.2	CAS D'UNE HAUSSE DE LA NAPPE PHRÉATIQUE	120
5.3	RÉSISTANCE MOBILISÉE LORS DE LA RUPTURE DU TALUS OUEST.....	123
5.3.1	Généralités	123
5.3.2	Méthode de Bishop modifiée	124
5.3.3	Méthode de la pente infinie	128
5.4	LIQUÉFACTION DU TILL DU REMBLAI DE LA ROUTE 175	130
5.5	DISCUSSION	133
5.6	CONCLUSION	135
5.4.1	Renforcement mécanique du remblai	136
5.4.2	Compactage des talus du remblai	136
5.4.3	Régalage avec de l'empierrement	136
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	138
	ANNEXE "A" RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE	144

LISTE DES SYMBOLES

B	Coefficient de Skempton
e_c	Indice des vides critique
e_{\min}	Indice des vides minimum
e_{\max}	Indice des vides maximum
G_s	Densité des grains solides
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
kPa	KiloPascal
LF	Courbe d'état inférieure dans le diagramme e-log p'
M	Module = q/p'
M_f	Module à l'état de plasticité parfaite
M_p	Module du pic
p'	Contrainte effective moyenne = $(\sigma_1' + 2 \sigma_3')/3$
q	$\sigma_1' - \sigma_3' = \sigma_1 - \sigma_3$
UF	Courbe d'état supérieure dans le diagramme e-logp'
ε	Déformation axiale
ϕ'	Angle de frottement interne
γ_d	Masse volumique sèche
γ_t	Masse volumique totale
λ	Pente des droites LF et UF
σ_c'	Contrainte de confinement (isotrope)
σ'_{h0}	Contrainte horizontale effective in situ
σ'_{v0}	Contrainte verticale effective in situ
σ_1'	Contrainte effective verticale
σ_3'	Contrainte effective latérale (= σ_2')
τ	Résistance au cisaillement non drainé
Ψ_i'	Paramètre d'état

LISTE DES FIGURES

- Fig. 1.1 Concept d'état critique d'après Casagrande, 1936 (boite de cisaillement).
- Fig. 1.2 Essai triaxial à volume constant (Taylor, 1948).
- Fig. 1.3 Essais triaxiaux drainés sur des échantillons de sable (Hirschfeld, 1963).
- Fig. 1.4 Courbes schématiques d'essais triaxiaux non drainés sur sable (Castro, 1969).
- Fig. 1.5 Diagramme d'état: $e\text{-log } \sigma'_3$ (Castro, 1969).
- Fig. 1.6 Comportements typiques de sables sous conditions non drainées: mise en évidence des lignes UF et LF (Konrad, 1990).
- Fig. 1.7 Caractéristiques de l'état ultime pour des sols lâches (Konrad et al, 1995).
- Fig. 1.8 Résistance à l'état ultime (S_{uo}) pour différents sols.
- Fig. 1.9 Une section type de la berme de Nerlerk montrant la distribution des sols utilisés.
- Fig. 1.10 Courbes granulométriques des sols utilisés dans la berme de Nerlerk.
- Fig. 1.11 Surface d'effondrement dans l'espace $p\text{-}q\text{-}e$ montrant le cheminement des contraintes dans un essai de compression triaxial (drainé et non drainé).
- Fig. 1.12 Surface d'effondrement dans le plan $s\text{'-}t\text{'}$.
- Fig. 1.13 État in-situ (avant rupture) du sable de Nerlerk, basé sur des analyses à rebours.
- Fig. 1.14 Densité relative in-situ (avant rupture) du sable de Nerlerk, basé sur des analyses à rebours.
- Fig. 1.15 Zones de rupture (par contraction) utilisant les lignes d'état ultime UF ou LF (sable de Nerlerk).
- Fig. 1.16 Section schématique montrant la rupture dans le remblai routier.
- Fig. 1.17 Caractéristiques de l'état ultime du till (autoroute 351, Asele, Suède)
- Fig. 1.18 Résumé des résultats obtenus aux essais triaxiaux non drainés sur le même till.
- Fig. 1.19 Résumé des analyses de stabilité à rebours de la rupture du remblai à différentes étapes.
- Fig. 1.20 Courbe granulométrique du till de Delany, Québec (Lefebvre et al)
- Fig. 1.21 Courbe granulométrique du till de Scandinavie (Konrad et al)
- Fig. 1.22 Sommaire des résultats des essais CIU sur le sable d'Hostun RF.
- Fig. 1.23 Sommaire des résultats des essais CIU sur le till de Scandinavie.
- Fig. 1.24 Courbes d'état limite pour le sable d'Hostun RF.
- Fig. 1.25 Courbes d'état limite pour le till de Scandinavie.
- Fig. 2.1 Plan de localisation générale des différents sites de l'étude préliminaire
- Fig. 2.2 Plan de localisation du site de la route 116

- Fig. 2.3 Plan schématisé du glissement superficiel de la route 116
- Fig. 2.4 Plan de localisation du site (autoroute 55)
- Fig. 2.5 Évolution de la nappe phréatique (autoroute 55)
- Fig. 2.6 à 2.8 Plans schématisés des glissements. superficiels. de l'autoroute 55 à différents chaînages.
- Fig. 2.9 Plan de localisation du site de l'autoroute 10 et sa jonction avec la route 216
- Fig. 2.10 Plan schématisé du glissement superficiel de la bretelle B, autoroute 10
- Fig. 2.11 Plan de localisation du site (route 257)
- Fig. 2.12 Plan schématisé du glissement superficiel (route 257)
- Fig. 2.13 Plan de localisation du site (route 175)
- Fig. 2.14 Plan schématisé du glissement superficiel (route 175, avril 1996)
- Fig. 2.15 Plan schématisé de localisation du glissement et des essais in situ (route 175, avril 1996).
- Fig. 2.16 Profil de la section B-B' ayant glissé et résultats des essais in situ (route 175, avril 1996).
- Fig. 2.17 Profil de la section A-A' n'ayant pas glissé et résultats des essais in situ (route 175, avril 1996).
- Fig. 2.18 Profil de la section C-C' n'ayant pas glissé et résultats des essais in situ (avril 1996).
- Fig. 2.19 Plan de localisation du site (route 204)
- Fig. 4.1 Influence de l'indice des vides (courbes des essais triaxiaux non drainés 175-03 et 175-05.
- Fig. 4.2 Influence de la contrainte de consolidation isotrope (courbes des essais triaxiaux non drainés 175-11, 175-14 et 175-34)
- Fig. 4.3 Courbes de l'essai triaxial non drainé no 29 (comportement contractant)
- Fig. 4.4 Courbes de l'essai triaxial non drainé no 22 (comportement dilatant)
- Fig. 4.5 Diagramme d'état (Till du remblai de la route 175)
- Fig. 4.6 Enveloppes d'état permanent et critique (Till du remblai de la route 175)
- Fig. 5.1 à 5.4 Résultats des calculs de stabilité (méthode de Bishop modifiée)
- Fig. 5.5 Variation de F.S. en fonction de c_u
- Fig. 5.6 Analyse de la pente à l'infini (F.S = 1)
- Fig. 5.7 et 5.8 Conditions in situ versus résultats de laboratoire dans le diagramme d'état.
- Fig. 5.9 Relation entre K_0 et ϕ' (d'après Al-Hussaini et Townsend, 1975)
- Fig. 5.9 Renforcement d'un remblai par des nappes géotextiles
- Fig. A.1 à A.29 Courbes des essais triaxiaux non drainés effectués en laboratoire sur le till du remblai de la route 175. (Annexe A)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire (route 116)
Tableau 2.2	Informations recueillies dans les sondages
Tableau 2.3	Niveau de l'eau souterraine
Tableau 2.4	Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire (auto. 55)
Tableau 2.5	Informations recueillies dans les sondages
Tableau 2.6	Résultats obtenus au nucléodensimètre
Tableau 2.7	Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire (auto. 10)
Tableau 2.8	Résumé des informations obtenues au chantier
Tableau 2.9	Relevé de l'eau souterraine
Tableau 2.10	Localisation des instabilités post-construction
Tableau 2.11	Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire (route 257)
Tableau 2.12	résumé des informations obtenues à l'aide de sondage
Tableau 2.13	Résumé des résultats obtenus au nucléodensimètre
Tableau 2.14	Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire (route 175)
Tableau 2.15	Résumé des résultats obtenus au nucléodensimètre
Tableau 2.16	Relevé de l'eau souterraine
Tableau 2.17	Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire(route 204)
Tableau 2.18	résumé des informations obtenues à l'aide de sondages
Tableau 2.19	Résumé des résultats obtenus au nucléodensimètre
Tableau 2.20	Relevé de l'eau souterraine
Tableau 4.1	Essais CUI effectués (route 175)

LISTES DES PHOTOGRAPHIES

- Photo 2.1 Route 116, talus de déblai chaînage 13+000, côté gauche (juin 1995)
- Photo 2.2 Route 116, talus de remblai, chaînage 11+300, côté gauche (juin 1995)
- Photo 2.3 Route 116, talus de remblai, chaînage 11+300, côté gauche (hiver 1995)
- Photo 2.4 Route 116, talus de remblai, chaînage 11+300, côté droit (hiver 1995)
- Photo 2.5 Autoroute 55, talus de remblai, chaînage 10+600, côté gauche (oct. 1993)
- Photo 2.6 Autoroute 55, talus de remblai, chaînage 10+820, côté gauche (oct. 1993)
- Photo 2.7 Autoroute 10, talus de remblai, vue générale, (printemps. 1989)
- Photo 2.8 Autoroute 10, talus de remblai, vue de près, Bretelle B, (printemps. 1989)
- Photo 2.9 Route 257, talus de remblai, ch. 3+300, côté gauche, vue générale (4/11/92)
- Photo 2.10 Route 257, talus de remblai, ch. 3+300, côté gauche, vue de près (4/11/92)
- Photo 2.11 Route 175, talus de remblai, ch. 89+160, côté gauche, coulée de matériaux suite aux glissements superficiels au mois d'avril et début mai 1995
- Photo 2.12 Route 175, talus de remblai, à 68 m au nord de la rivière Cachée, côté ouest, (début avril 1996)
- Photo 2.13 Vue de détail du même glissement montré à la photo 1.12
- Photos 2.14 Route 204, talus de déblai, à 100 m environ au sud de la rivière Linière, côté ouest. (mai 1995)
- Photos 2.15 Route 204, talus de déblai, détail la photo 1.14
- Photo 3.1 Échantillon de sol (till) dans le moule en plastique pendant la phase de saturation en CO₂

INTRODUCTION

Dans les talus de déblais et de remblais de plusieurs routes au Québec, des glissements superficiels de terrain ont été relevés; ils concernaient une tranche de sol dont l'épaisseur est généralement inférieure à un mètre, environ. Ces instabilités impliquaient surtout des matériaux composés de sable silteux et elles se sont produites à la suite de périodes pluvieuses et/ou pendant les périodes de dégel ultérieures à la construction (printemps). Le phénomène engendre des réparations et des travaux d'entretien assez importants et onéreux (stabilisation, dégagement des fossés de drainage etc.) pour que le Ministère des Transports du Québec apporte une attention particulière au problème.

Le fait que les instabilités soient généralement enregistrées dans des matériaux dans un état lâche (partie superficielle du remblai) ou déconfiné (partie superficielle d'une excavation à pente sécuritaire) et à la suite d'un dégel et/ou d'une pluie intense (facteur déclencheur), conduit à l'hypothèse que le phénomène est relié à une augmentation de la pression interstitielle qui entraîne une diminution des contraintes effectives, provoquant ainsi une réduction de la résistance au cisaillement non drainé du sol. Ce phénomène peut être

associé à celui de la liquéfaction statique dans les sables saturés lâches qui produit toujours une perte importante de la résistance.

Le présent mémoire décrit les résultats de reconnaissance sommaire sur le terrain, réalisée sur six sites choisis en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec, où les talus de remblai et/ou de déblai ont présenté les phénomènes d'instabilités superficielles décrits précédemment. On compte, parmi les travaux de terrain; les mesures des pentes par arpentage, l'échantillonnage des matériaux en place aux endroits instables et stables, la réalisation d'essais de pénétration dynamiques et enfin les mesures de teneur en eau et de degré de compacité des matériaux en place à l'aide d'un nucléodensimètre de type Troxler sur une épaisseur pouvant atteindre 1,5 m).

Les travaux de caractérisation en laboratoire concernent principalement le matériau glaciaire (till : mélange de gravier, de sable et de silt) utilisé dans la reconstruction du tronçon de la route 175 situé entre les kilométrages 88,8 et 91,0 (Parc des Laurentides).

L'approche proposée dans cette étude vise à vérifier le concept d'état critique sur un matériau granulaire contenant un certain pourcentage des fins (25 % de silt, environ); un tel matériau a été rencontré dans plusieurs sites visités (routes 116, 257, 204 et 175). On doit réaliser des essais triaxiaux non drainés pour vérifier si le comportement du till de la route 175 est contractant au moment de l'initiation de la rupture. On tentera d'établir une relation entre l'indice des vides, les contraintes moyennes in-situ initiales et la résistance au cisaillement non drainé ultime.

Le choix d'un tel site (route 175) a été motivé également par le fait que ce remblai soit de construction récente (1994) et que le talus ouest principalement (le plus haut et le plus abrupt) ait connu deux glissements de terrain aux printemps de 1995 et 1996. De plus, les données détaillées concernant la caractérisation du matériau utilisé et sa mise en place ont été disponibles aux services techniques du M.T.Q. et donc vérifiables au besoin sur le terrain (site situé à environ 65 km au nord de Québec).

Nous avons choisi également d'étudier le cas de talus de remblai routier (matériau constitué) car il a été impliqué dans tous les glissements relevés alors que les talus de déblais (matériau initialement intact) concernaient seulement trois sites (silt argileux de l'autoroute 10, till des routes 116 et 204). Dans ce dernier cas, nous pensons que des analyses de stabilité classiques peuvent être appliquées pour comprendre ces problèmes (angle de la pente, hauteur du talus, résistance au cisaillement du sol, remaniement de la surface, contribution de l'érosion, etc.).

Enfin, lors de la construction d'un remblai routier, il est connu que la surface des talus est généralement profilée avec des matériaux très peu compactés ou sans aucune opération de compactage (déposition et régalinge). Cette situation est souvent liée à la technique de construction et/ou l'accès limité à l'équipement de compactage de part l'inclinaison de la pente du talus qui est généralement de l'ordre de 1V: 1,5H à 2H.

CHAPITRE I

REVUE DE LITTÉRATURE

1.1 GÉNÉRALITÉS

La structure du sol après compactage et la minéralogie sont les variables fondamentales qui gouvernent le comportement vis-à-vis des changements de la teneur en eau. Les matériaux faiblement compactés sont grandement instables si pour une raison quelconque leur teneur en eau s'élève. Les remblais de route présentent généralement des mouvements et des déformations au cours du temps se traduisant par l'apparition de fissures sur la chaussée (spécialement à proximité des accotements où l'intensité des changements cycliques d'humidité est la plus grande), de tassements localisés, de glissements superficiels dans les talus et, dans des cas extrêmes, de rupture généralisée.

Trouver une méthode de construction pratique pouvant être utilisée dans le cas de structures liées à l'emploi de remblais granulaires peu ou non compactés, posait généralement des problèmes d'ordre technique. Le paramètre *d'état* qui combine l'influence de l'indice des vides et du niveau des contraintes dans un état final (stationnaire) est très utile pour décrire le comportement du matériau granulaire saturé.

Parmi les travaux ayant appliqué cette notion, on cite ceux de Sladen et al. (1985), Konrad (1991) concernant l'analyse de glissements par liquéfaction du remblai de la berme Nerlerk dans la mer de Beaufort (Canada) et Konrad (1996) concernant la rupture d'un remblai de till situé près d'une centrale hydroélectrique à Asele (Suède).

Castro et al (1987) ont également utilisé avec succès le concept d'état ultime pour expliquer le cas de rupture de la digue inférieure du barrage de San Fernando (Californie). Nous relaterons certains de ces cas historiques après avoir passé en revue le concept d'état ultime originalement appelé *état critique*.

1.2 CONCEPT D'ÉTAT CRITIQUE

C'est en 1936 sur des matériaux granulaires (sables), que **Casagrande** avait développé le concept d'état critique. Il a constaté que deux échantillons de sable, dense et lâche, respectivement, soumis à un essai de cisaillement direct sous une même contrainte verticale, montrent un même indice des vides à grandes déformations, appelé indice des vides critique (figure 1.1).

Casagrande a postulé ensuite que le comportement non drainé à l'état de plasticité parfaite (état critique à l'époque) correspondrait au développement d'une structure d'écoulement (flow structure) d'où l'utilisation de la lettre F dans le diagramme d'état, le plan e -Log σ'_3 .

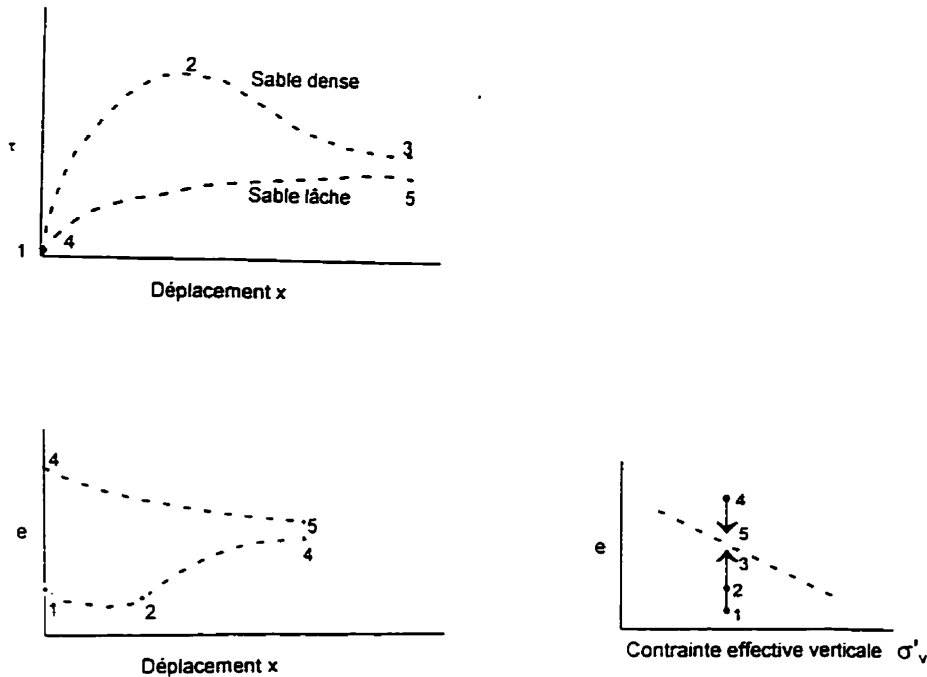


Figure 1.1 Concept d'état critique d'après Casagrande, 1936 (boîte de cisaillement)

Cependant, c'est en 1948 (Taylor, D.W) et en 1963 (Hirschfeld, R.C) que le concept d'état critique a été étudié à l'aide de l'appareil triaxial: dans un premier temps, deux échantillons de sable ayant un même indice des vides ont été consolidés isotropiquement sous contraintes effectives différentes, puis cisailés sans drainage; les résultats des deux essais ne montrent pas de pic mais indiquent que la contrainte déviatorique à grandes déformations est pratiquement la même dans les deux cas (fig 1.2).

Dans un deuxième temps, deux sables l'un lâche, l'autre dense, ont été consolidés sous une même contrainte effective puis soumis à une compression triaxiale drainée: la courbe de la contrainte déviatorique-déformation axiale ne présente pas de pic dans le cas de l'échantillon lâche et sa valeur maximum est atteinte à grandes déformations. Pour l'échantillon dense, on note un pic suivi d'une diminution et d'un plateau atteint à grandes déformations dont la valeur est équivalente à celle obtenue pour l'échantillon lâche. À la fin des deux essais, les échantillons présentent également deux indices des vides identiques (fig. 1.3). Ces essais démontrent l'existence d'une relation unique entre la contrainte effective σ'_3 et l'indice des vides à l'état critique.

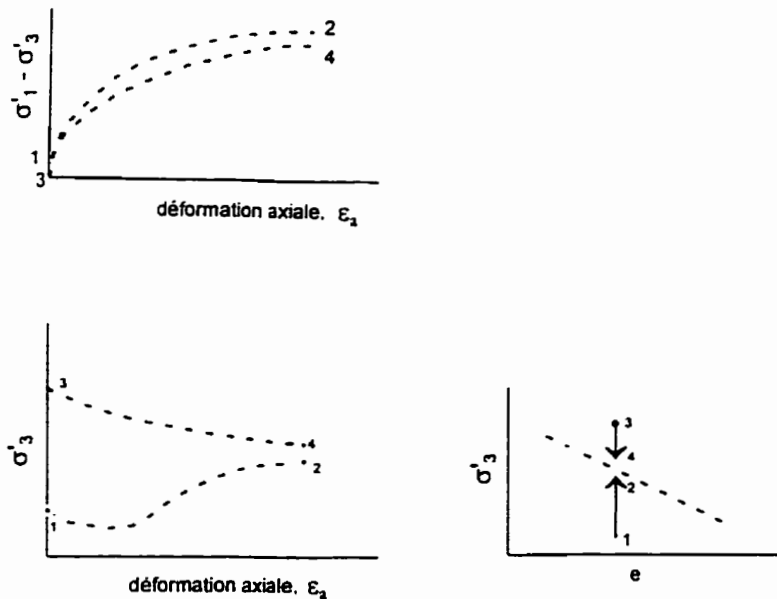


Figure 1.2 Essai triaxial à volume constant (Taylor, 1948)

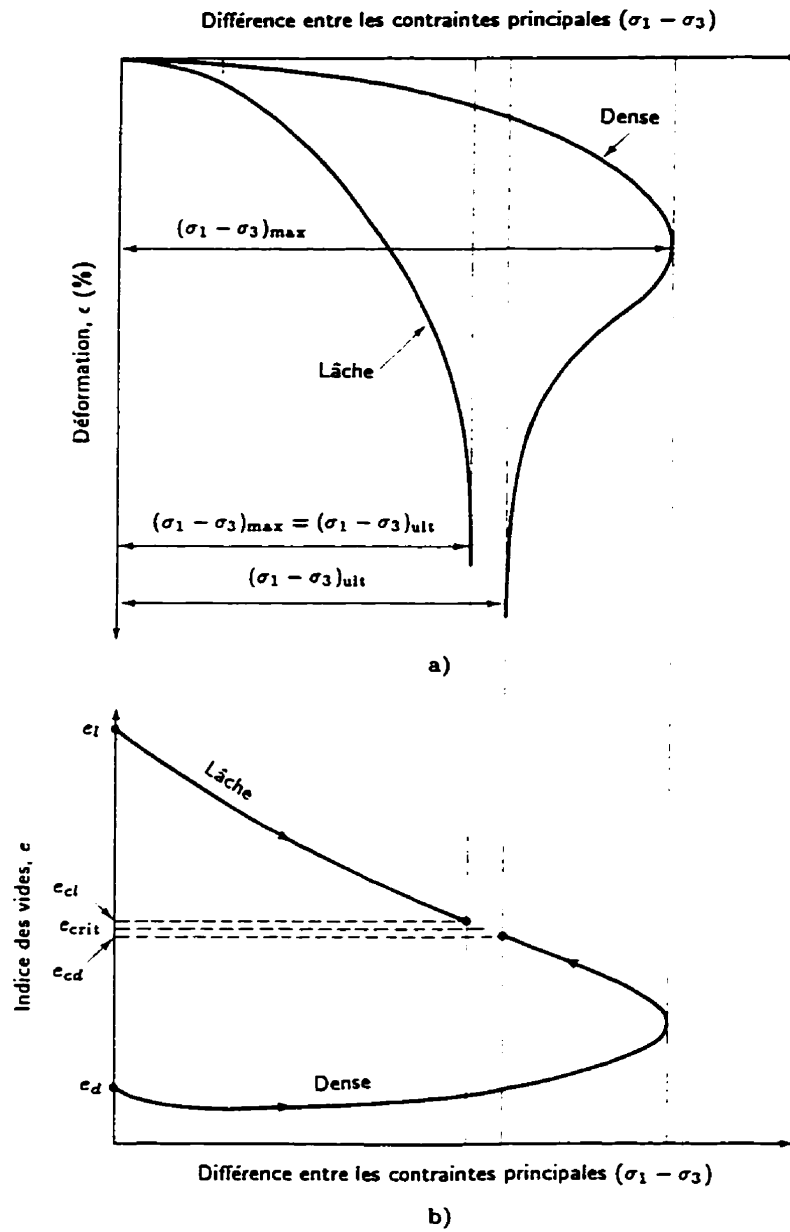


Figure 1.3 Essais triaxiaux drainés sur des échantillons de sable lâche et dense
 a) courbe effort-déformation; b) variation de l'indice des vides durant le cisaillement (D'après Hirschfeld, 1963)

1.3 CONCEPT D'ÉTAT CRITIQUE (ULTIME) POUR UN SABLE LÂCHE

Avec une série d'essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable consolidés, Castro (1969) a réussi à mettre en évidence des réductions importantes de la résistance au cisaillement pour un sable lâche (figure 1.4).

Les résultats de ces essais montrent qu'un sable consolidé dans un état lâche montre lors du cisaillement, un pic de la contrainte déviatorique (q) à environ 1% de déformation axiale. Ce pic est suivi d'une diminution et une stabilisation de (q) pour des déformations supérieures à 5%.

Quant à la pression interstitielle, elle augmente rapidement au début de l'essai et se stabilise à son tour pour des déformations supérieures à 3% (fig. 1.4, courbe a). Cette phase est décrite par Castro comme étant un état de plasticité parfaite durant laquelle l'échantillon se déforme à indice de vides constant, à pression interstitielle constante et à contrainte déviatorique constante.

La résistance à l'état permanent serait d'une part fonction de l'indice des vides initial du sable et elle peut être définie d'autre part par la valeur de σ'_3 en fin de l'essai. Aussi, le lieu de l'état permanent correspond à une droite appelée F dans le diagramme $e-\log \sigma'_3$ (figure 1.5).

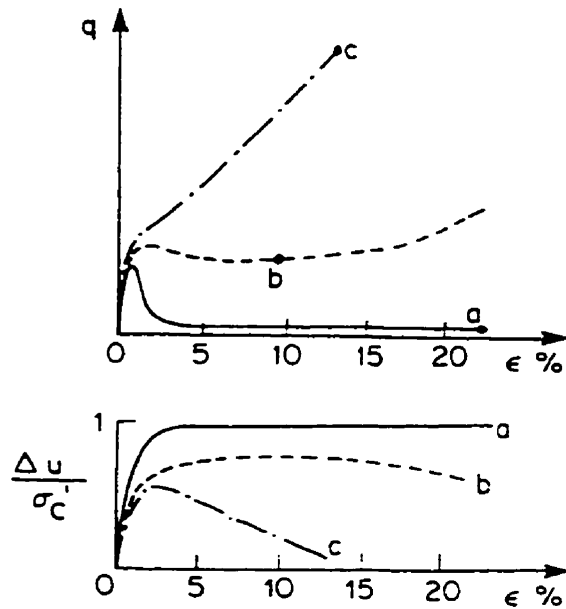


Fig. 1.4. Courbes schématiques d'essais triaxiaux non drainés sur sable (d'après Castro, 1969)

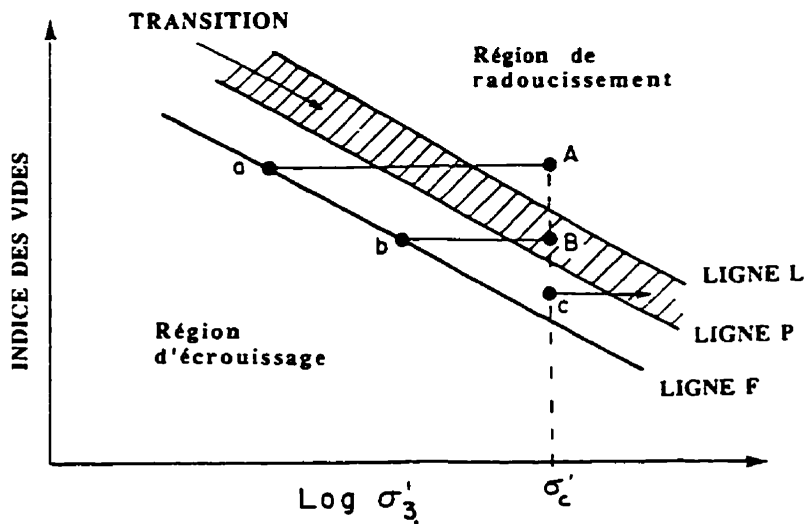


Fig 1.5. Interprétation dans un diagramme d'état: indice des vides et pression de consolidation (d'après Castro, 1969)

Dans ces mêmes travaux, Castro a également déterminé que le comportement d'échantillons de sable avec le plus faible indice des vides (état dense) montrait un comportement dilatant (écrouissage) lors d'un cisaillement non drainé (figure 1.4, courbe c). La pression interstitielle passe par un pic pour décroître par la suite et se diriger vers des minima pouvant atteindre à l'occasion des valeurs négatives. La résistance au cisaillement quant à elle augmente en fonction de la déformation axiale (ϵ_1).

Quant au comportement du sable à densité intermédiaire (figure 1.4, courbe b), on note un pic de (q) suivi d'une faible chute et un palier où la résistance au cisaillement est constante jusqu'à des déformations de 10%, environ. Dans le diagramme d'état $e-\log\sigma'_3$ (fig.1.5), ce comportement se trouve dans une zone de transition délimitée par les droites P et L , lesquelles sont parallèles à la droite F .

Les échantillons consolidés au-dessus de la droite L ont tendance à se liquéfier suite à un comportement contractant alors que les échantillons consolidés sous cette droite montrent un comportement dilatant et ne se liquéfient pas.

Il est aussi intéressant de noter que les sols contractants se déforment généralement en baril (comme les argiles normalement ou faiblement surconsolidées) alors que les sols dilatants présentent généralement des plans de cisaillement plus ou moins définis.

1.4 CONCEPT MODIFIÉ DU D'ÉTAT ULTIME POUR LES SABLES LÂCHES

1.4.1 Influence de la contrainte de consolidation

Les études effectuées par Konrad (1990 a et b) ont permis de démontrer que pour un indice des vides donné, les caractéristiques de déformation d'un sable lâche dépendent également de la contrainte effective de consolidation initiale. Il s'ensuit que la droite F d'état ultime dans un diagramme $e-\log p'$ n'est pas unique pour un matériau granulaire donné (sable). Les essais effectués ont démontré l'existence d'une limite inférieure, la ligne LF , et d'une limite supérieure, la ligne UF , de la résistance au cisaillement non drainé à l'état de plasticité parfaite. Ces droites sont parallèles à la droite d'état permanent définie par Castro (1969) comme étant la droite F (fig. 1.5)

1.4.2 Redéfinition du paramètre d'état ψ_i'

Le paramètre d'état ($\psi_i' = e - e_{ss}$) introduit par Been et Jefferies (1985) pour caractériser un sable ne tenait compte que de la courbe d'état critique appelée alors *steady state line*. Pour une valeur ψ_i' négative, le comportement du sable est dilatant et lorsque ψ_i' est positif le sol sera contractant.

Cependant, l'existence de plusieurs courbes d'état de plasticité parfaite a conduit à redéfinir ce paramètre en prenant comme référence la courbe supérieure d'état UF , avec $\psi_i' = e_c - e_{UF}$ où e_c est l'indice des vides pour un niveau de contrainte isotrope de consolidation et e_{UF} (ou e_{ss}) est l'indice des vides sur la courbe UF pour la même contrainte. Les figures 1.6 a et b montrent le comportement d'un sable en fonction du nouveau paramètre ψ_i' .

Si la valeur de ψ_i' est supérieure à une certaine valeur ψ_{UF} , le sable sera alors caractérisé par une résistance au cisaillement laquelle est située dans un plan $e-\log p'$, sur la ligne UF. Dans le cas où la valeur de ψ_i' est inférieure à cette valeur, la résistance au cisaillement correspond plutôt à des valeurs intermédiaires entre UF et LF, selon des conditions initiales de l'essai.

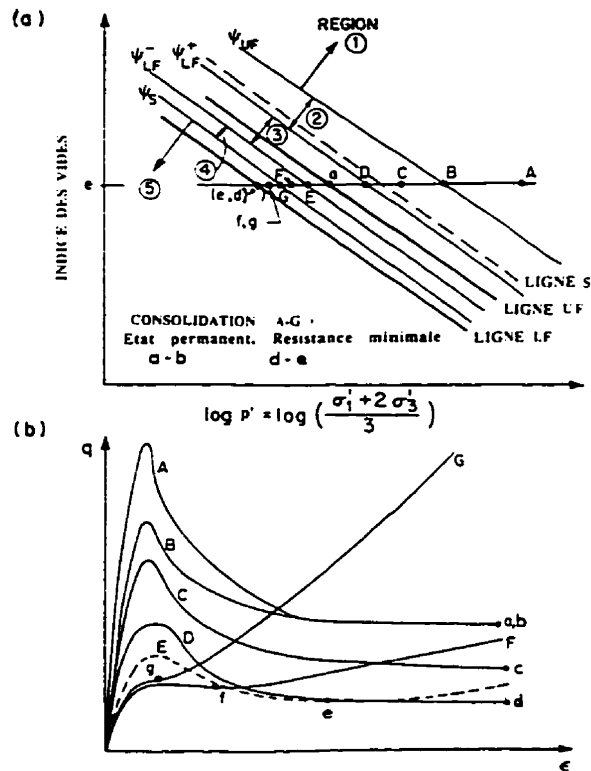


Fig. 1.6. Comportements typiques de sables sous conditions non drainées: mise en évidence des lignes UF et LF (d'après Konrad, 1990)

1.4.3 Pente λ des courbes LF et UF

Konrad (1993) a également démontré que la pente λ de la droite d'état ultime *UF* ou *LF* était un paramètre important dans la caractérisation d'un sable lors d'un cisaillement non drainé. D'après l'auteur, un sable uniforme avec des grains de forme sphérique possède généralement une droite à pente douce tandis qu'un sable à grains anguleux montre une droite à pente plus abrupte.

Enfin, la teneur en silt de même que la facilité de broyage des grains sont d'importants facteurs qui influencent la pente de la droite d'état ultime. Une augmentation de la teneur en silt conduit à une pente plus abrupte (Sladen et al; 1985)

1.4.4 Paramètre S_{uo}

Lorsqu'on évalue la stabilité des remblais hydrauliques vis-à-vis des glissements par coulées, la résistance non drainée à l'état stationnaire mobilisée (permanent) est un paramètre important. Konrad et al (1995) ont proposé que les caractéristiques de l'état permanent pour un sable donné peuvent être représentés par trois paramètres: la pente λ de la ligne d'état ultime et l'indice des vides maximum e_o à qui correspond une valeur de référence de la résistance au cisaillement non drainé S_{uo} (fig. 1.7). Plusieurs données ont été regroupées par l'auteur (fig. 1.8) pour montrer la sensibilité de S_{uo} en fonction de la composition des sols en fins. Notons que Been et al (1985) a également choisi auparavant cette approche pour déterminer les caractéristiques de l'état permanent avec cependant une valeur de l'indice des vides correspondant à S_{uo} (appelée S_u) = 1kPa.

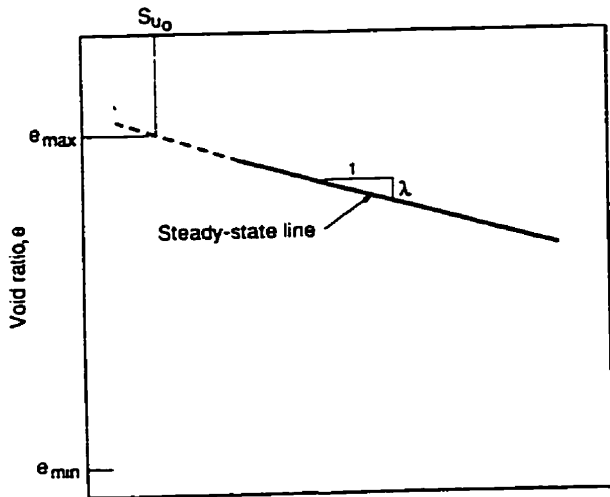


Figure 1.7. Caractéristiques d'état ultime pour des sols lâches (Konrad et Watts, 1995)

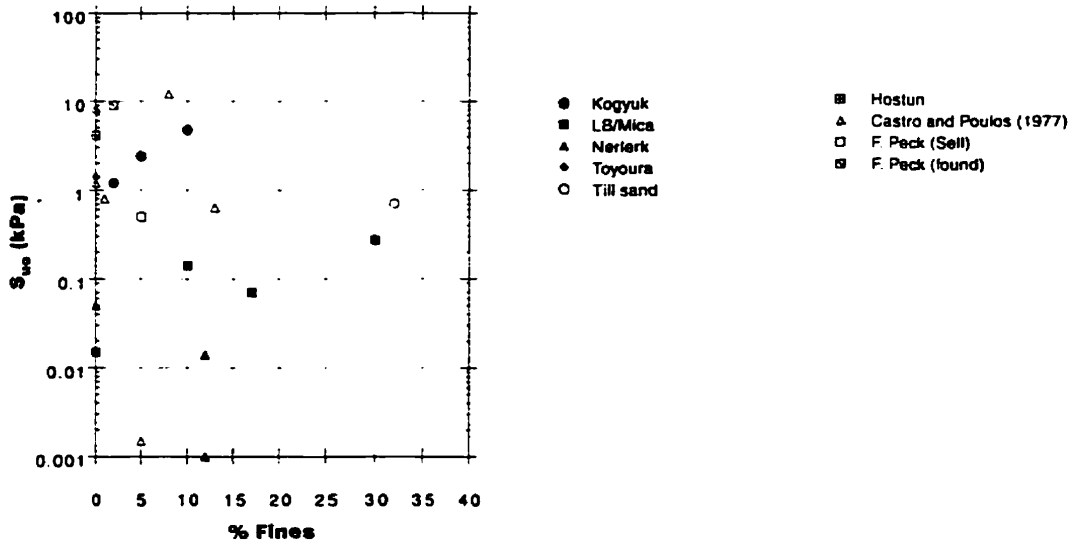


Figure 1.8. Résistance à l'état ultime (S_{u0}) pour différents sols (d'après Konrad et Watts, 1995)

1.5 Quelques cas historiques de glissements analysés à l'aide du concept d'état ultime

1.5.1 Berme de Nerlerk (mer de Beaufort, Canada)

Cette berme a été placée hydrauliquement (1982) et devait faire partie de la fondation d'une plate-forme d'exploration pétrolière reposant sur le fond marin au large de Nerlerk dans la mer de Beaufort. Les pentes des talus de la berme variaient entre 1V:4H et 1V:7H alors qu'elles étaient dessinées selon des pentes de 1V:5H (figure 1.9).

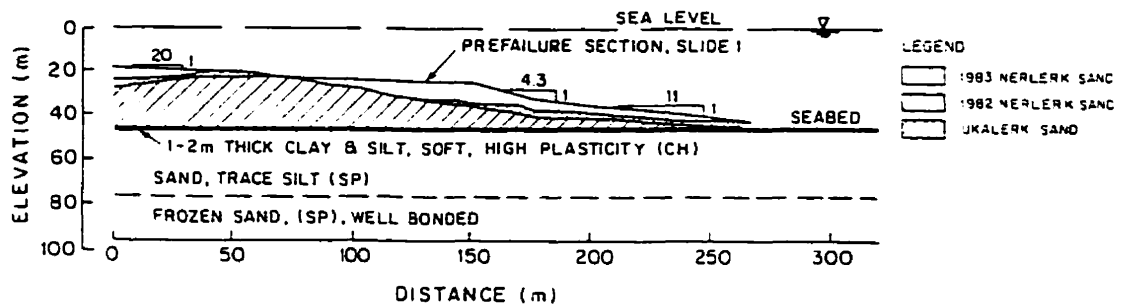


Figure 1.9. Une section type de la berme de Nerlerk, montrant la distribution des matériaux utilisés

Cinq glissements sont survenus en 1983, pendant les travaux de construction, par le simple chargement statique résultant de la mise en place du sable. Ce matériau provient principalement de la région de Nerlerk; son D_{50} est de $220 \mu\text{m}$ et il contient environ 12 % de fins. Cependant, un sable provenant d'un banc situé à Ukalerk, a été également utilisé dans ces travaux de construction ($D_{50} = 310 \mu\text{m}$ avec 2 % de fins). Les courbes granulométriques de ces deux sols sont présentées à la figure 1.10.

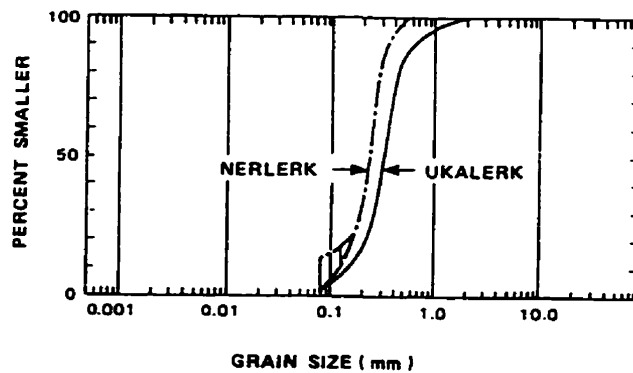


Figure 1.10. Courbes granulométriques des sols utilisés dans la construction de la berme de Nerlerk (mer de Beaufort, Canada)

Les ruptures se sont produites à des endroits où les pentes de la berme étaient les plus abruptes (1V:4 à 5H). Les données batymétriques indiquaient que les matériaux glissés reposaient à un angle aussi faible que 1 à 2° par rapport à l'horizontale (1V : 30 à 50 H), suggérant une coulée des matériaux par liquéfaction.

Sladen et al (1985 a et b)

Dans le cadre de l'analyse à rebours de ces ruptures (Sladen et al. 1985 a), des essais triaxiaux non drainés en laboratoire ont été réalisés dans le but de mesurer les paramètres à l'état stable. Les analyses des résultats suggéraient l'existence d'une surface "d'effondrement" dans l'espace tridimensionnel indice des vides-résistance au cisaillement-contrainte normale. Une condition nécessaire à la liquéfaction est que l'état du sol se situe sur cette surface (fig. 1.11). Ce concept d'état d'effondrement découle des principes d'état critique (fig. 1.12); il peut être utilisé comme complément à ce dernier dans les analyses à rebours des glissements de terrain impliquant des sables à l'état lâche.

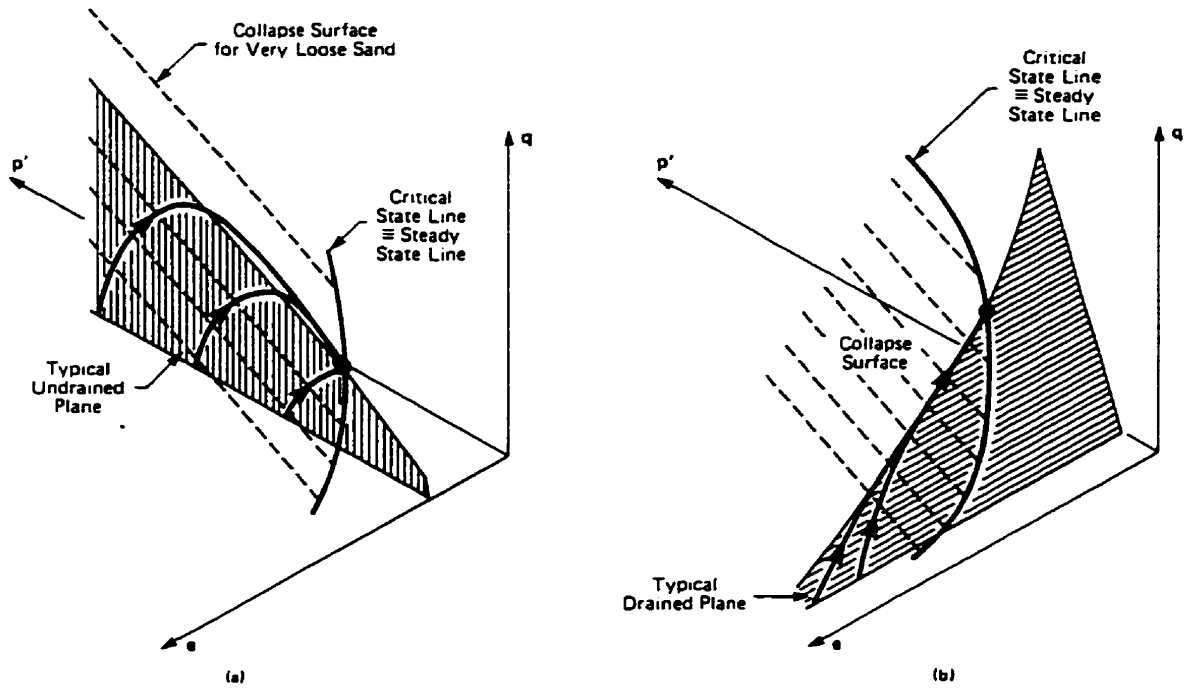


Figure 1.11. Surface d'effondrement dans l'espace p'-q-e montrant le cheminement des contraintes dans un essai de compression triaxial drainé a) et un autre non drainé b)

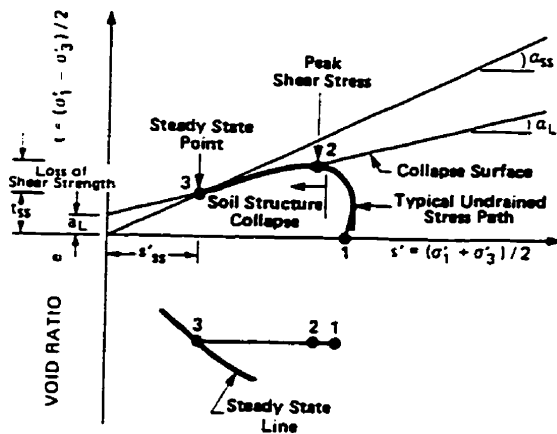


Figure 1.12. Surface d'effondrement dans le plan s'-t'

Dans une autre étude (Sladen et al 1985 b), les calculs à rebours ont démontré que l'état de compacité de la berme avant rupture était beaucoup plus lâche que dans les parties stables et comportait une perte importante de la résistance. L'auteur a analysé les cinq ruptures de la berme de Nerlerk en utilisant la méthode de pente infinie. La résistance au cisaillement non drainée à l'état ultime se situait entre 0,25 et 1,0 kPa, ce qui correspond à une fourchette de valeur de la contrainte effective in-situ allant de 0,4 à 1,6 kPa.

Utilisant la droite d'état ultime (figure 1.13), Sladen et al (1985 b) ont trouvé que la densité relative du matériau de remblai était située entre 25 et 35% ce qui correspond à une compacité plus faible que celle trouvée par les essais de pénétration au cône (densité relative entre 50 et 70%; fig. 1.14).

Il conclut que le glissement de la berme de Nerlerk est une coulée du matériau par liquéfaction, laquelle conclusion est basée sur la morphologie des glissements et le fait que le sable utilisé a été mis en place avec une densité relative variant entre 25 et 35% ($e_{\max} = 0,67$).

Enfin, la teneur en fines dans le matériau utilisé était un autre facteur qui a été considéré dans l'étude; une augmentation en fines conduit à une diminution dans la densité du sol et ne facilite pas le drainage, ce qui engendre une augmentation de la pression interstitielle. D'après Sladen et al (1985), cette situation conduit à supposer que le potentiel de liquéfaction est beaucoup plus faible pour un sable propre qu'un sable contenant un certain pourcentage de fines.

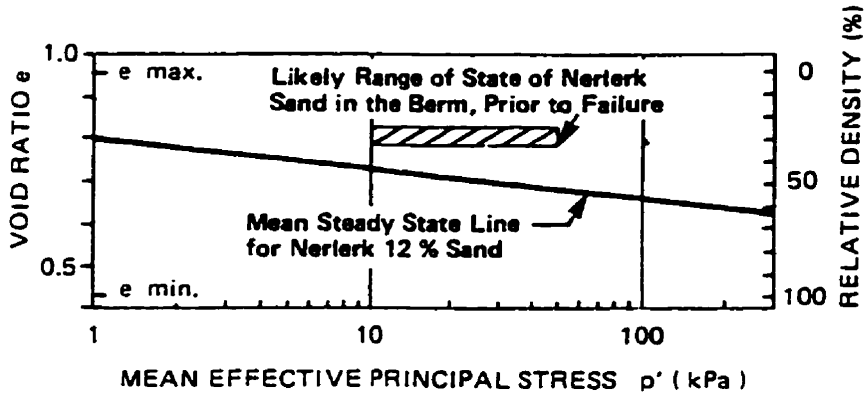


Figure 1.13. État in-situ (avant rupture) du sable de Nerlerk, basé sur des analyses à rebours

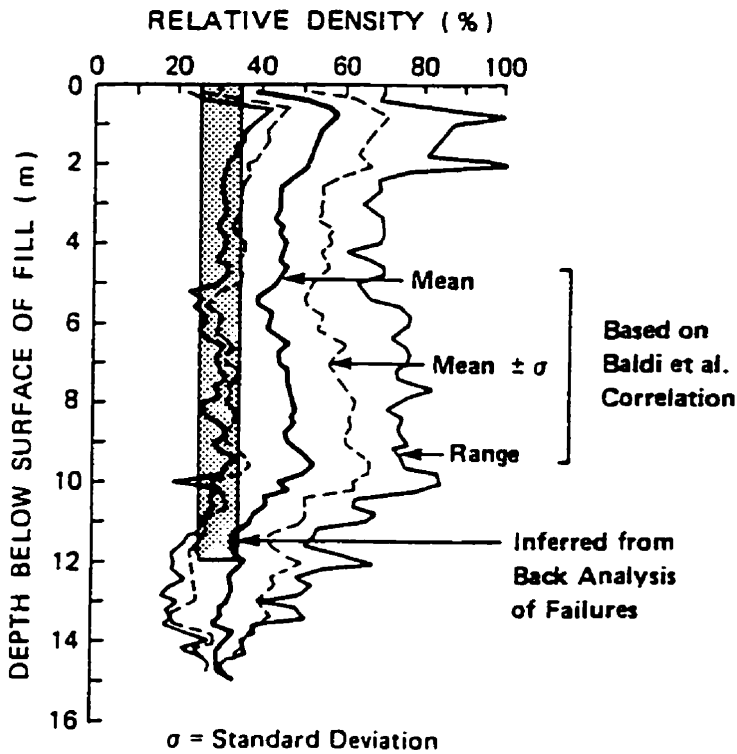


Figure 1.14.: Densité relative in-situ du sable de Nerlerk (avant rupture), basé sur des analyses à rebours

Analyse de la rupture de la berme de Nerlerk par Konrad (1991)

La méthode d'analyse précitée de Sladen et al (1985 b) suppose une relation unique entre la résistance à l'état permanent et l'indice des vides initial (compacité). Konrad (1991) a étudié le cas de la rupture de la berme de Nerlerk en proposant que la résistance à l'état permanent dépend aussi de la contrainte de confinement (initiale). Suite à des conclusions parfois contradictoires concernant le glissement de Nerlerk, le concept modifié proposé par Konrad a été utilisé par ce dernier pour une analyse complémentaire tenant compte, cette fois-ci, de la contrainte de confinement.

Tel que montré dans la figure 1.15, l'utilisation des lignes d'état ultime UF et LF pour le sable de Nerlerk conduit à des résultats plus précis. D'après Konrad (1991), si la résistance à la rupture est contrôlée par la ligne d'état ultime supérieure (UF), la densité relative du sol en place serait de 31 à 37%. De plus, l'état initial in-situ serait localisé au-dessus de la ligne ψ_{UF} tel que indiqué par le rectangle ombragé de la même figure et dans ce cas la rupture serait possible à n'importe quelle profondeur dans la berme.

Cependant, dans le cas où la résistance à la rupture serait contrôlée par la ligne d'état ultime inférieure (LF), les valeurs d'état initial seront situées dans les limites du triangle hachuré de cette figure et la densité relative est comprise entre 40 et 43%. Les ruptures contrôlées par la ligne LF seront ainsi possibles uniquement pour les couches où les contraintes effectives de confinement sont inférieures à 20 kPa, ce qui est en accord avec les observations du terrain où l'on a noté que les glissements sont superficiels.

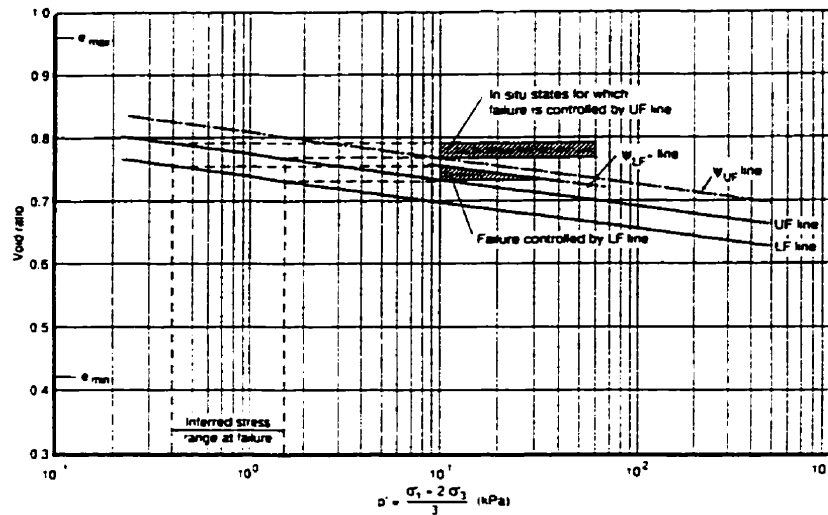


Figure 1.15. Zones de rupture (par contraction ou liquéfaction) utilisant les lignes d'état ultime UF ou LF (sable de Nerlerk)

Également, les résultats découlants de ces calculs à rebours indiquent que la densité relative en place utilisant la ligne LF sont proches de ceux des essais au CPT (fig. 1.14). De plus, selon la figure 1.15, la valeur du paramètre d'état ψ_{LF} pour le sable de Nerlerk (12% de fins) est de - 0,028 ce qui est proche du maximum indiquant que ce matériau est susceptible à la liquéfaction.

Les résultats de ces analyses suggèrent alors que la stabilité des talus de la berme -composés de matériau granulaire lâche- est contrôlée par la ligne LF et non par la ligne UF. Ainsi, dans le figure 1.15, en considérant que la densité relative du matériau de la berme de Nerlerk est de 45 % ($e=0,72$), la contrainte moyenne effective (p') à l'état permanent est d'environ 15 kPa ce qui correspond à une résistance au cisaillement non drainé ultime de 9 kPa.

Cette analyse a été basée sur des valeurs non-unique de la résistance à l'état permanent pour un matériau granulaire donné. La densité relative moyenne en place d'environ 40% et les conditions de contrainte initiale conduisent à un anti-écrouissage avec une résistance à l'état permanent correspondant à la résistance minimum définie par la ligne LF.

Pour le sable constituant la berme de Nerlerk, la résistance au cisaillement minimum non drainé est d'environ 18% de la résistance à l'état permanent déterminée avec les méthodes conventionnelles qui utilisent des contraintes de confinement élevées. Les ruptures du remblai de Nerlerk furent donc des glissements par *liquéfaction* très probablement induite par déformation progressive.

Enfin, les essais sur le sable de Nerlerk ont montré que l'indice des vides maximum était de 0,94 et 0,96 pour un sable contenant 2% et 12 % de fins, respectivement. L'augmentation en fines fait diminuer de façon significative la valeur de S_{u0} de 0,014 (2% de fins) à 0,0007 kPA (12%de fins).

1.5.2 Analyse du glissement d'un remblai routier en Suède (Konrad et Yashima, 1996)

Historique sommaire du glissement

En octobre 1983, suite à l'élévation du niveau du réservoir d'une centrale hydroélectrique située à proximité, une partie du remblai routier (autoroute 351) se trouvait alors submergée (voir fig.1.16). Une fissure longitudinale et quelques déformations dans la chaussée sont alors apparues en septembre 1983 nécessitant des travaux de réfection de la route. Le

Propriétés sommaires du till

Le sol utilisé dans la construction de ce remblai routier est un till composé de sable contenant environ 32 % des fines (passant le tamis 80 μm). Ce matériau est un produit d'abrasion (glaciaire) dont la minéralogie est composée essentiellement du quartz anguleux avec un peu de feldspath. Son D_{50} est de 0,11 mm alors que son coefficient d'uniformité est de 17. Finalement, l'indice des vides maximum (ASTM D4254) a été calculé à 0,8 pour une densité des grains solides de 2,75.

Essais triaxiaux

Les échantillons de sol, reconstitués à indice des vides différent, mais consolidés isotropiquement à 300 kPa, ont été soumis à des essais triaxiaux en compression monotone et sous conditions non drainées; la procédure de préparation de ces essais ressemble sensiblement à celle décrite dans le chapitre IV de la présente thèse. Ces essais ont aidé à déterminer les caractéristiques à l'état ultime du till. Des essais de chargement cyclique ont été également effectués sur d'autres échantillons consolidés anisotropiquement afin de simuler l'effet des vibrations produites par le compacteur et ses conséquences sur l'augmentation des pressions interstitielles dans le remblai.

La figure 1.17 résume les résultats des essais CIU (monotones) et montre la droite de l'état ultime (UF) du till d'Asele (avec un $\lambda = 0,03$). La figure 1.18 montre les cheminements de contrainte normalisés (par rapport à P'_{UF}) ainsi que les enveloppes des contraintes atteintes au pic et à l'état ultime. Les pentes de ces deux droites sont respectivement 0,90 et 1,40.

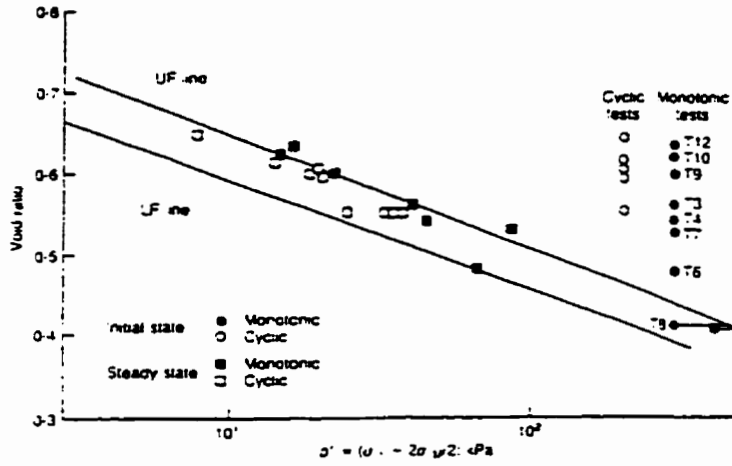


Figure 1.17. Caractéristiques de l'état ultime du till (autoroute 351, Asele, Suède)

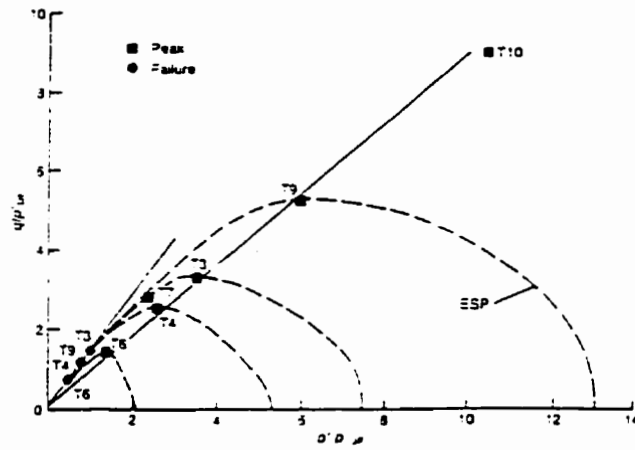


Figure 1.18: Résumé des résultats obtenus aux essais triaxiaux non drainés sur le même till

Mécanismes de la rupture

Les analyses à rebours ont considéré les conditions qui prévalaient lorsque la fissure longitudinale est apparue dans la route alors que le remblai était partiellement submergé par la montée du niveau de l'eau du réservoir; à ce moment, le facteur de sécurité obtenu était proche de l'unité soit 1,12. La pente était donc dans un état de stabilité précaire.

Les conditions prévalant au début du compactage (vibrations) sont illustrées dans la figure 1.19 c; le facteur de sécurité était alors égal 1.07, 1.03 et 0.99 pour des charges hydrauliques de 0.1, 0.2 et 0.3, respectivement.

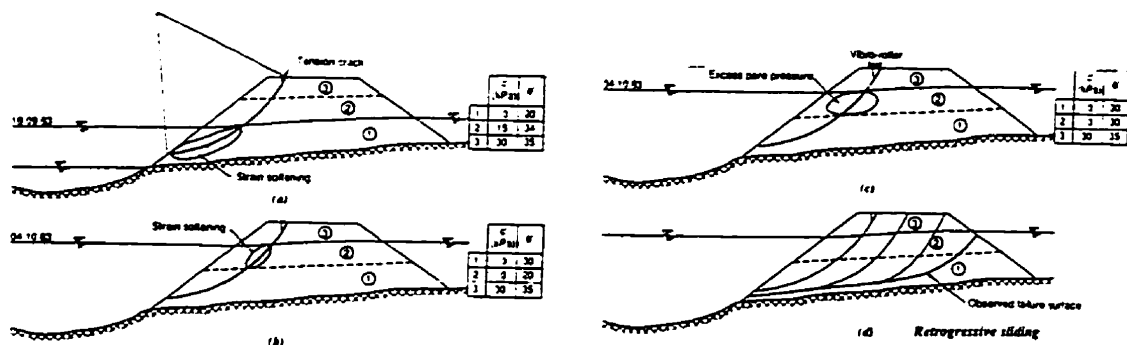


Figure 1.19. Résultats des analyses de stabilité de la rupture du remblai à différentes étapes d'après Konrad et Yashima (1996)

Les phénomènes de liquéfaction observé ont été également analysés en terme de contrainte à l'état ultime; ces analyses font ressortir que cette contrainte est mobilisée à grande déformation et "*contrôle*" la distance de l'écoulement des matériaux glissés.

1.6 Quelques travaux antérieurs sur des matériaux glaciaires (till)

1.6.1 Till du site de Delany, à 50 km au nord ouest de Québec, Québec

Afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction d'un till glaciaire dans un état lâche et saturé, Lefebvre et al (1987) ont effectué des essais triaxiaux cycliques sur des échantillons reconstitués par comparaison avec le comportement d'un sable propre. Les composantes granulométriques du till indiquent un pourcentage moyen de 72% de sable et 28% de silt (fig. 1.20)

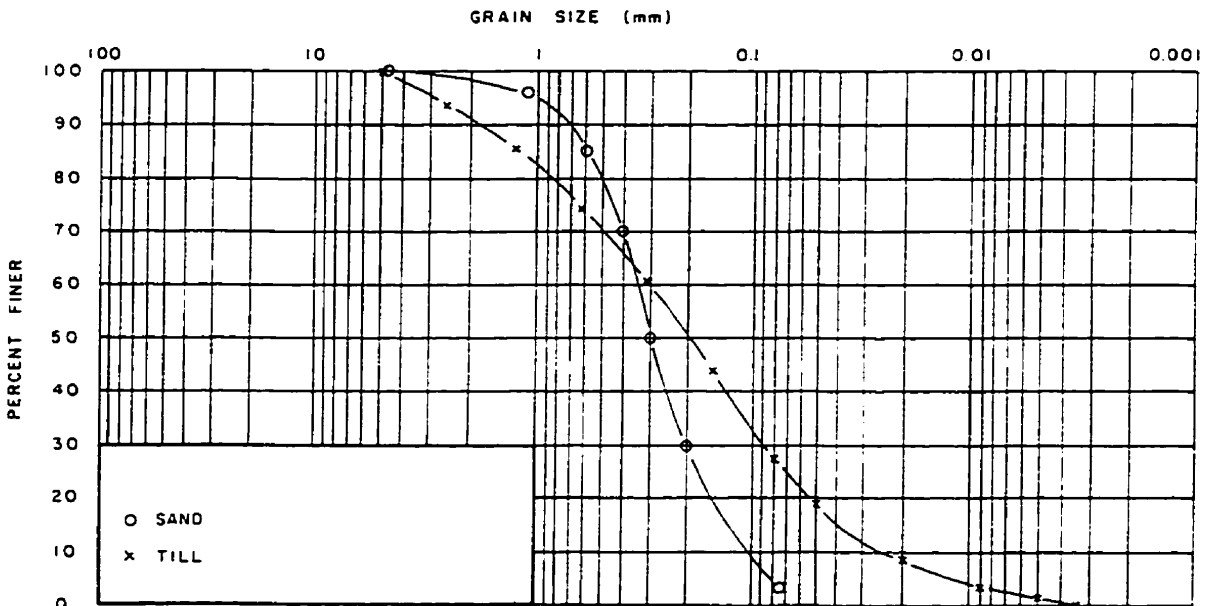


Figure 1.20. Courbe granulométrique du till utilisé

Le till et le sable ont montré des comportements très semblables en sollicitation cyclique et ont mobilisé des résistances au cisaillement à peu près identiques. L'auteur conclut que la teneur de 28 % en particules fines dans le till n'est pas apparue suffisante pour rendre ce dernier moins résistant à la liquéfaction qu'un sable propre.

1.6.2 Till de Vale St-Albans, Hertfordshire, Angleterre

Atkinson et al (1988) ont réalisé des essais en compression triaxiale isotropique non drainés sur des échantillons reconstitués et des échantillons non remaniés prélevés dans un dépôt naturel de till du Vale St-Albans dans le Hertfordshire, Angleterre. Le sol est composé en moyenne de 40% de silt, 40% d'argile, 10% de sable et 10% de gravier. Des cailloux ont également été notés dans le dépôt pouvant atteindre 100 mm de diamètre. Des observations au microscope électronique ont révélé la présence de calcite cristalline dans les échantillons dits non remaniés.

Tous les essais ont été menés avec une contrepression de 200 kPa laquelle a été jugée suffisante pour saturer l'échantillon et une valeur minimum de 0,95 du coefficient B de Skempton a été obtenue. La pression effective variait de 50 à 1 600 kPa. On note que la pression de préconsolidation a été estimée, à l'aide des échantillons tubés, à une valeur de 2 000 kPa.

Les analyses des résultats de ces essais triaxiaux ont démontré l'importance pratique de prendre en compte l'état actuel et l'histoire des contraintes pour l'interprétation des données. Les résultats des essais ont été examinés dans le cadre général de la mécanique

des sols à l'état critique en utilisant les procédures de normalisation pour prendre compte les différents états et l'histoire des contraintes des échantillons.

La différence entre les échantillons reconstitués et ceux dits non remaniés ne sont observables qu'à faibles déformations et peuvent être attribués, d'après l'auteur, à la cimentation présente dans le dernier cas.

Les enveloppes de rupture sont similaires à celles trouvées pour d'autres matériaux glaciaires (Gens, 1983). L'examen des courbes contrainte déviatorique-déformation axiale montre que seulement les échantillons soumis à une contrainte isotropique initiale très forte montrent un pic tandis que les échantillons normalement consolidés à légèrement surconsolidés ne montrent pas de pic et se rejoignent au même point à l'état permanent.

Par ailleurs, les valeurs de λ et de $M (= q/p')$ sont approximativement identiques pour les échantillons reconstitués et ceux non remaniés et elles sont égales à 0,065 et 0,085, respectivement. L'angle de frottement interne du matériau serait alors de 22° , environ (état critique). Cette valeur est faible en comparaison à celles rencontrées pour les tills connus au Québec. On remarque alors que la matrice du till de Hertfordshire étudié est une argile et silt avec des traces de sable alors que celles des tills connus au Québec sont plutôt décrits comme un sable silteux à un peu de silt.

L'auteur conclut que les paramètres d'état ne dépendent que de la nature du sol (i.e. la minéralogie, la granulométrie, la forme des grains et la structure) et elles sont indépendantes de l'état initial de la cimentation, de l'arrangement des grains, etc.

1.6.3 Till de Scandinavie

Konrad (1993) a réalisé deux types d'essais sur des échantillons, l'un provient de la Scandinavie et il est décrit comme un till glaciaire sableux contenant 32% de silt ayant coefficient d'uniformité de 17. Sa minéralogie est composée essentiellement du quartz anguleux avec un peu de feldspath. L'autre matériau appelé sable d'Hostun provient de France et il est principalement composé de quartz sub-anguleux (siliceux) avec un coefficient d'uniformité de 1,7. (figure 1.21)

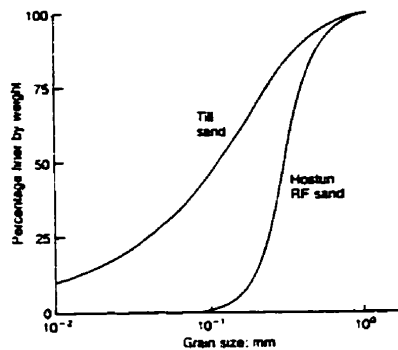


Figure 1.21. Courbes granulométriques des sols utilisés

Le premier type d'essais consistait à consolider le sol sous une contrainte isotrope donnée qui sera suivie par une compression triaxiale monotone sous conditions non drainés. Le second type se résumait en des essais triaxiaux cycliques non drainés sur des échantillons consolidés de façon anisotropique. Ces essais ont permis d'étudier les conditions de contrainte conduisant à un comportement contractant du sol ainsi que les caractéristiques de l'état permanent associé.

Il apparaît que l'enveloppe des contraintes ultimes est également celle des contraintes de déclenchement; elle semble être unique pour des échantillons préparés à l'aide de la méthode des tassements humides et indépendante du chemin des contraintes. Cependant, si l'enveloppe de rupture est unique pour un sable donné, la résistance à l'état permanent n'est pas et dépend de l'indice des vides et des contraintes existant au début de la rupture plastique.

Pour chaque matériau, la pente M_p de contrainte ultime semble être unique et indépendante du chemin de contraintes (figures nos 1.22 et 1.23). Par contre, la résistance à l'état permanent n'est pas unique et dépend de l'indice des vides et de la contrainte de consolidation effective initiale. (figures nos 1.24 et 1.25).

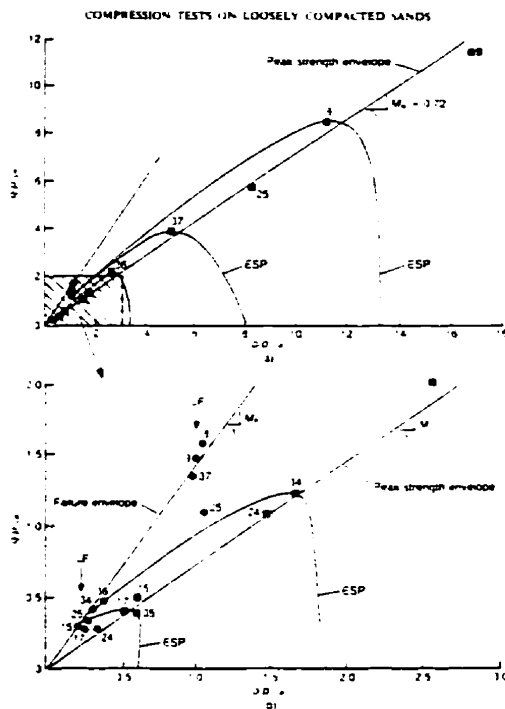


Figure 1.22. Sommaire des résultats des essais CIU sur le sable d'Hostun RE

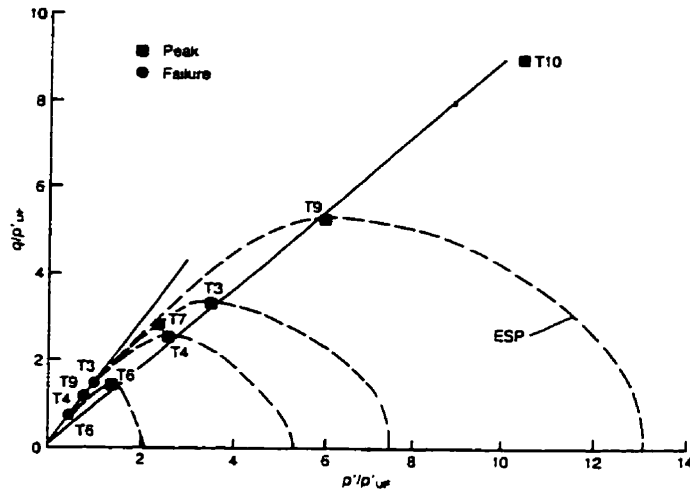


Figure 1.23. Sommaire des résultats des essais CIU sur le till de Scandinavie

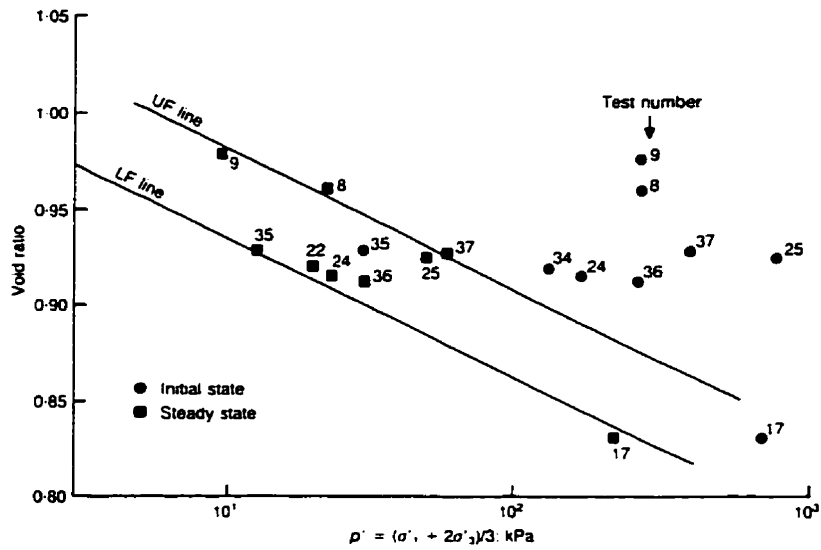


Figure 1.24. Courbes d'état limite pour le sable d'Hostun RE

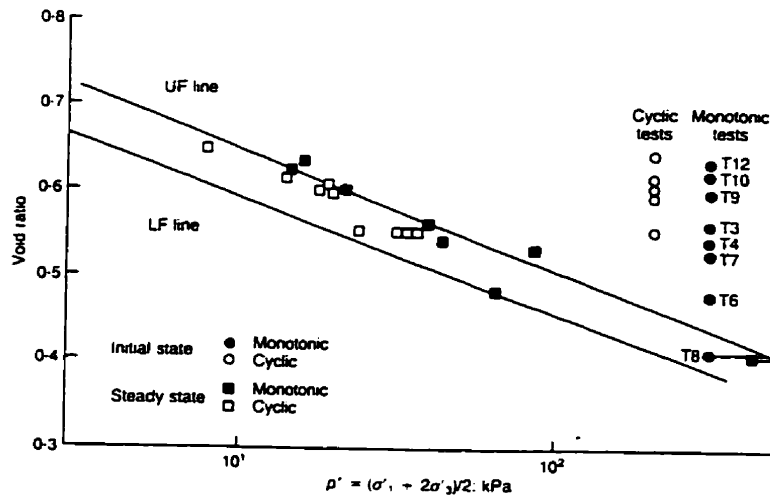


Figure 1.25. Courbes d'état limite pour le till de Scandinavie

CHAPITRE II

TRAVAUX DE TERRAIN

1.1) GÉNÉRALITÉS

En accord avec les différents intervenants du Ministère des Transports du Québec, division géologie et géotechnique, six sites ayant connu des instabilités superficielles dans les talus de remblais ou de déblais ont été sélectionnés (figure 2.1) et ont fait l'objet d'étude d'investigation. Celle-ci comprenait d'une part, des visites des lieux incluant des essais in situ appropriés (mesure de pentes par arpentage, échantillonnage des sols en place, mesure de la densité en place et de la teneur en eau à l'aide d'un nucléodensimètre etc.), et d'autre part, une étude des dossiers disponibles aux archives du MTQ contenant des informations

pertinentes relatives aux étapes de la construction. (étude pédologique d'avant projet, essais in situ et en laboratoire, Journal II, mémos et réunions de chantier etc.)

Le présent chapitre contient donc une description de chaque site, suivie des propriétés et de la nature des matériaux en place ainsi que les conditions de l'eau souterraine tels que relevées lors des études pédologiques d'avant construction et/ou lors de nos travaux de terrain. Il présente par la suite les principaux problèmes rencontrés lors des travaux de construction. Le site de la route 175 sera décrit de façon plus détaillée puisqu'il fait l'objet du présent mémoire.

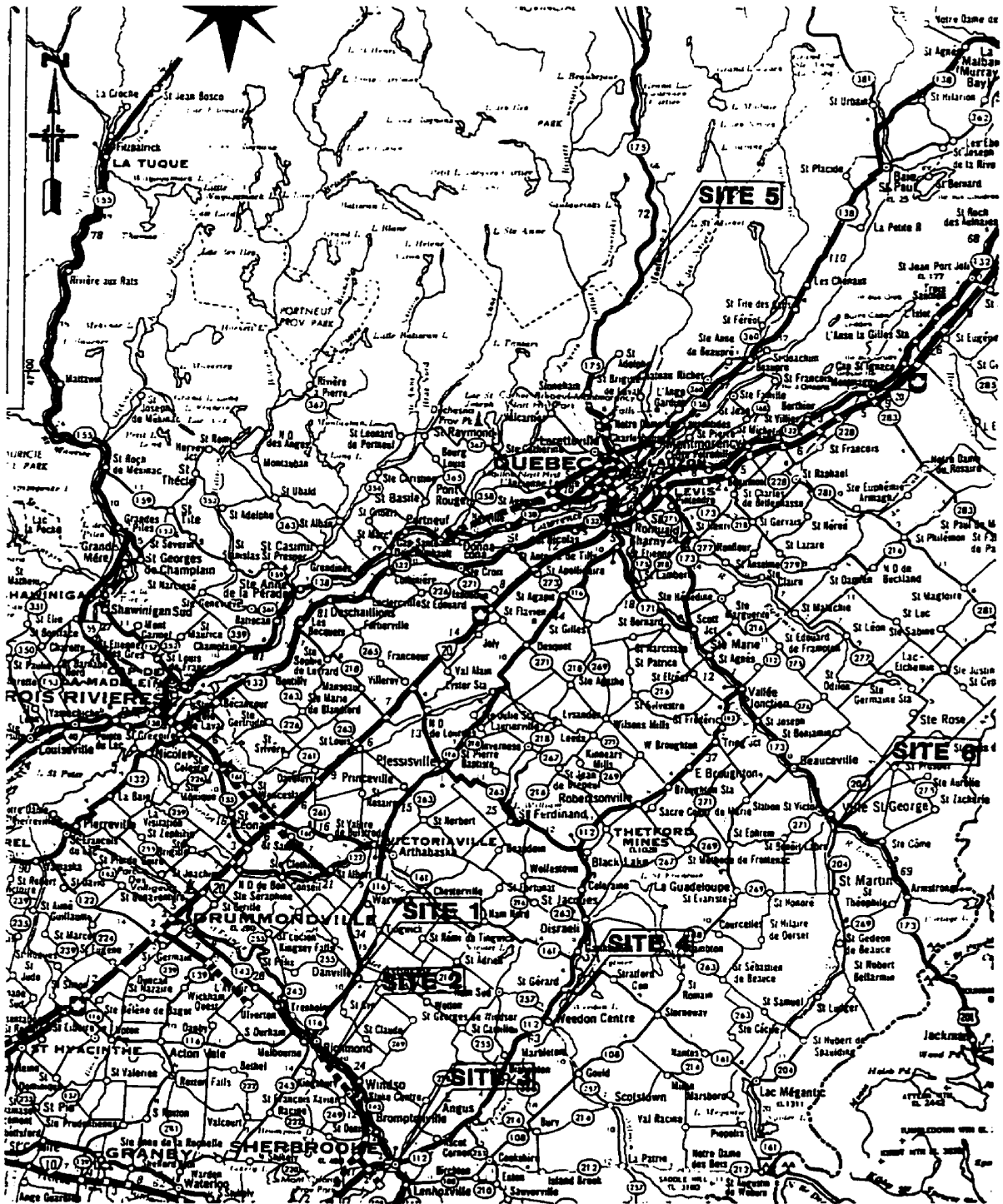


Figure no 2.1 : Plan de localisation générale des différents sites
Échelle 1:500 000

2.2) SITES ET CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUE SOMMAIRE

2.2.1) Route 116

2.2.1.1) Site

Le site se trouve au sud de la municipalité de Danville, Canton Shipton, Québec. Il s'agit de la reconstruction de deux tronçons de route situés entre les chaînages allant de 7+120 à 13+500 et de 14+400 à 15+600 km (figure no 2.2).

La topographie du terrain avant construction variait de façon significative en raison de l'étendue des tronçons projetés. D'après les plans et devis consultés, ces tronçons ont été construits en remblai-déblai avec des pentes de 1V : 2H (26,6°). Les mesures prises sur les zones stables et instables indiquent des valeurs moyennes de 32° soit 1V : 1,6H. Les instabilités observées concernaient des zones situées dans les talus de remblai et de déblai (Photos 2.1 à 2.4)

2.2.1.2) Nature et propriétés des sols

Dans le cadre de l'étude pédologique d'avant construction, des sondages à l'aide d'une tarière manuelle ont été effectués le long des tronçons projetés. Le tableau 2.1 présente un résumé des résultats des analyses effectuées en laboratoire sur certains échantillons prélevés.

Chainage (Tronçon no 1)	% passant le tamis 80 µm	Teneur en eau à la réception %	Limite de liquidité %	Limite de plasticité %	Indice de plasticité %	Indice de liquidité	Classification ASTM D-2487 ²³
7+140. D	30,4	14,1	27,0	18,0	9,0	—	SC
7+180. C	38,4	14,7	20,2	16,0	4,2	—	SM- SC
7+300. C	31,0	—	31,0	20,0	11,0	—	SM
7+560. D	27,7	12,4	17,0	15,0	2,0	—	SM
7+680. G	34,1	—	17,0	15,0	2,0	—	SM
7+720. C	40,5	14,4	17,3	15,0	2,3	—	SM
7+800. D	11,0	—	—	—	—	—	SM- SC
7+920. D	39,5	14,7	17,6	15,1	2,5	—	SM
8+060. G	49,0	—	—	—	—	—	SM
8+160. D	25,4	19,0	21,4	16,3	5,1	0,5	SM- SC
8+180. G	47,9	—	20,0	16,0	4,0	—	SM
8+400. C	44,1	22,6	27,5	18,3	9,2	0,5	SM
8+640. C	42,3	15,2	25,3	17,6	7,7	—	SM
8+760. C	34,8	—	23,0	17,0	6,0	—	SM- SC
8+980. G	46,0	—	19,0	15,0	4,0	—	SM
9+000. D	41,3	—	17,0	15,0	2,0	—	SM
9+280. G	39,5	—	21,5	16,5	5,0	—	SM
9+520. G	23,8	—	19,0	15,0	4,0	—	SM
9+700. G	39,0	16,7	23,0	17,0	6,0	—	SM
9+920. D	40,6	—	20,0	16,0	4,0	—	SM
10+000. G	42,1	17,2	16,0	14,0	2,0	1,6	SM
10+180. G	41,6	—	36,0	21,0	15,0	—	SC
10+260. C	33,0	15,9	23,0	17,0	6,0	—	SM-SC
10+360. G	16,5	—	23,0	17,0	6,0	—	SC
10+420. G	17,4	—	22,0	17,0	5,0	—	SM
10+460. D	20,3	—	28,0	18,0	10,0	—	SC
10+560. C	37,4	—	29,0	19,0	10,0	—	SC
10+960. D	19,3	—	—	—	—	—	SM
11+000. G	35,4	14,6	—	—	—	—	SM
11+080. D	33,6	—	23,0	17,0	6,0	—	SM-SC
11+240. G	43,3	14,4	18,0	15,0	3,0	—	SM
11+280. C	53,7	15,5	—	—	—	—	SM
11+520. C	31,6	—	26,0	—	—	—	SC
11+620. D	28,9	14,2	—	—	8,0	—	SM
11+640. C	57,2	—	35,0	21,0	14,0	—	CL
12+520. C	31,5	14,6	—	—	—	—	SM
12+553. C	89,4 ⁽¹⁾	25,7	26,6	19,8	6,8	0,9	ML
12+600. C	97,5 ⁽¹⁾	—	28,0	19,0	9,0	—	CL
12+680. D	65,2 ⁽¹⁾	—	32,0	20,0	12,0	—	CL
12+940. D	77,8 ⁽¹⁾	—	24,0	17,0	7,0	—	CL
12+980. C	60,6 ⁽¹⁾	40,3	34,0	21,0	13,0	1,5	CL
13+040. C	33,5 ⁽¹⁾	—	38,0	28,0	10,0	—	SM
13+180. C	59,8 ⁽¹⁾	18,0	18,0	15,0	3,0	1,0	SM
13+180. D	10,2	—	—	—	—	—	SM
13+240. D	32,4	—	—	—	—	—	SM
13+420. C	24,5	—	—	—	20,0	—	SM
13+460. C	55,2	—	—	—	—	—	ML

(à suivre)

Tableau 2.1 : Résumé des résultats des analyses géotechniques effectuées en laboratoire

Chainage (Tronçon no2)	% passant le tamis 80 micron	Teneur en eau à la réception %	Limite de liquidité %	limite de plasticité %	Indice de plasticité %	Indice de liquidité	Classification ⁽²⁾ ASTMD-2487
14+400, C	80,6	—	26,5	18,0	8,5	—	CL
14+420, D	63,4	20,0	34,4	20,6	13,8	—	CL
14+440, G	68,2	29,8	—	—	—	—	CL
14+560, G	64,2	18,0	21,3	16,3	5,0	0,3	ML
14+600, D	93,4	24,1	—	—	—	—	CL
14+640, D	74,0	22,3	23,6	17,1	6,5	0,8	ML
14+700, C	38,8	16,0	15,9	14,6	1,3	1,1	CL
14+720, D	73,7	17,6	24,4	17,3	7,1	—	CL
14+920, G	91,8	25,4	29,3	18,9	10,4	0,6	CL
15+000, C	76,4	17,3	29,1	18,8	10,3	—	CL
15+040, G	99,1	26,5	29,5	19,0	10,5	0,7	CL
15+060, C	98,4	23,4	34,9	20,1	14,2	0,2	CL
15+160, G	98,0	30,9	29,1	18,8	10,3	1,2	CL
15+340, G	75,0	29,6	29,8	19,4	10,4	1,0	CL
15+360, C	90,9	26,5	26,5	2,2	24,3	1,0	CL
15+460, G	97,2	35,8	35,8	14,3	21,5	1,0	CL

Notes: (1) Secteurs où des instabilités ont eu lieu dans les talus de remblai et de déblais

(2) Classification fournie par le M.T.Q.

C : centre

G : 10 m à gauche de la ligne du centre

D : 10 m à droite de la ligne du centre

Tableau 2.1 (suite). Résumé des résultats des analyses effectuées géotechniques en laboratoire

Le 15 août 1995, nous avons effectué deux sondages à l'aide d'une tarière manuelle, dans deux zones de talus de remblai où des instabilités ont eu lieu lors des travaux de construction. Auparavant, nous avons enlevé l'empierrement de protection mis en place sur une épaisseur de 50 cm, environ. Le tableau suivant résume les informations obtenues.

Tarière no	Chainage (km)	Profondeur (m)	Description visuelle des matériaux ⁽²⁾	Niveau de l'eau souterraine (m)	Remarques
TA-1	12+750	0 à 0,90	Sable avec un peu de gravier et des traces de silt, brun. Présence de quelques cailloux (schiste).	1,30	Un échantillon prélevé entre 1,10 et 1,30 m de profondeur.
		0,90 à 1,50 ⁽¹⁾	Sable avec des traces de gravier, brun.		
TA-2	12+980	0 à 0,30	Sable avec un peu de gravier et des traces de silt, brun.	3,10	Un échantillon prélevé entre 2,80 et 3,10 m de profondeur.
		0,30 à 3,30 ⁽¹⁾	Sable avec des traces de gravier et de silt, brun		

(1) : Éboulement au fond du sondage en raison de la présence d'eau; impossible d'avancer avec la tarière.

(2) : Matériau mis en place probablement dans un but correctif, d'où aucun essai au nucléodensimètre n'a été effectué.

Tableau 2.2. Informations obtenues dans les sondages

On note que le refus à la tarière manuelle a été enregistré à quelques décimètres de profondeur dans une zone stable de talus de déblai (chaînage 13+010 km). L'examen visuel indique un sol composé de silt et sable avec un peu de gravier, contenant des cailloux et des blocs (till). Notons que cette zone stable est située à quelques mètres où de l'empierrement a été mis en place (zone corrigée d'après les documents du M.T.Q.; voir photo 2.1)

2.2.1.3) Niveau de l'eau souterraine

Le niveau de l'eau souterraine a été repéré lors de la réalisation des sondages d'avant-projet au printemps 1987. Le tableau suivant présente les résultats obtenus.

Chaînage (km)	Niveau de l'eau souterraine (m)
7+120 à 7+700	surface à 1,60
7+700 à 8+300	surface à 1,00
8+300 à 8+900	0,80 à 2,40
8+900 à 9+500	1,20 à 2,90
9+500 à 10+100	0,60
10+100 à 10+600	0,90 à 1,60
10+600 à 11+200	surface à 1,60
11+200 à 11+800	non déterminé
11+800 à 12+400	surface à 0,40
12+400 à 13+000(1)	2,40 à 3,50(2)
13+000 à 13+500(1)	surface
14+400 à 15+000	0,60 à 1,20
15+000 à 15+600	surface à 1,20

Notes: (1) Chaînage où des instabilités se sont produites pendant la construction du remblai

(2) Valeur proche de celle lue dans notre sondage

Tableau 2.3. Niveau de l'eau souterraine

Par ailleurs, lors de notre visite du 2 juin 1995, nous avons noté une venue d'eau importante (ruisseau) au chaînage 13+000 km. (côté nord de la route; voir photo 2.1).

2.2.1.4) Informations retenues

- Les travaux de construction des deux tronçons de la route 116 se sont déroulés du 3 juillet au 23 novembre 1989 et du 3 mai au 21 septembre 1990 ;
- de fortes pluies se sont abattues sur la région, le 18 juin 1990, et ont causé de l'érosion et des instabilités dans les talus de remblai et de déblai, particulièrement entre les chaînages 12+580 et 13+180 km. Des instabilités similaires ont été observés lors de fortes pluies survenues le mois d'octobre suivant (Journal II, M.T.Q).
- d'après les informations recueillies, d'autres instabilités superficielles se sont produites pendant les périodes de dégel de l'année suivante (1991). Les récentes visites du site (juin 1995) nous ont permis de constater quelques décrochements dans des talus de **remblai** et les matériaux impliqués ont bloqué partiellement le fossé de drainage situé en face du numéro civique 681. D'autres instabilités se sont manifestées, avec déplacement de la végétation mais sans entraîner des matériaux dans le fossé de drainage (Photos jointes nos 2.1 à 2.4);
- d'importantes surfaces dans les talus de remblai et de déblai ont été corrigées avec de l'empierrement. Ces zones atteignent parfois six mètres de hauteur et vingt mètres de longueur et sont situées principalement entre les chaînages 12+720 et 13+180 km; et
- enfin, les instabilités dans les talus de déblais et de remblais ont conduit à des décrochements pouvant atteindre un mètre de profondeur. (figure no 2.3).

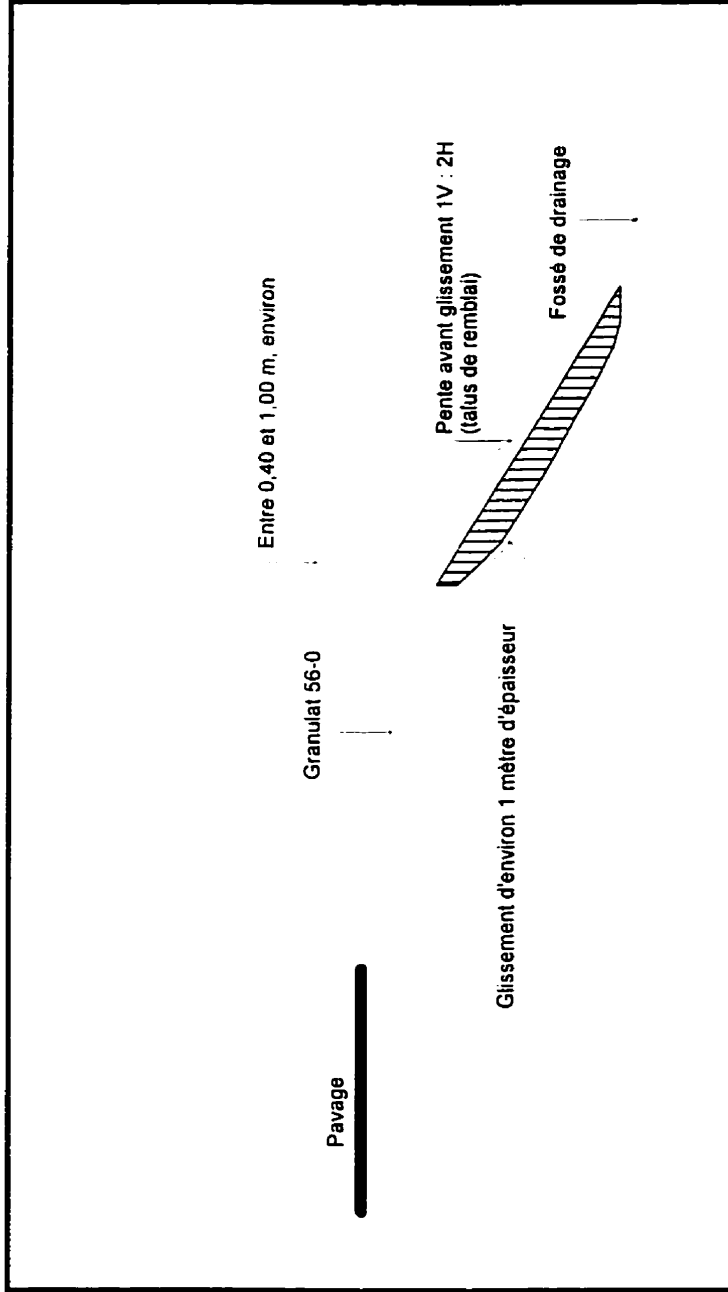


fig 1-3 grt

Figure 2.3 : Route 116: plan schématisé d'un glissement superficiel, chaînage 12+750, 10 m à droite. Non à l'échelle.

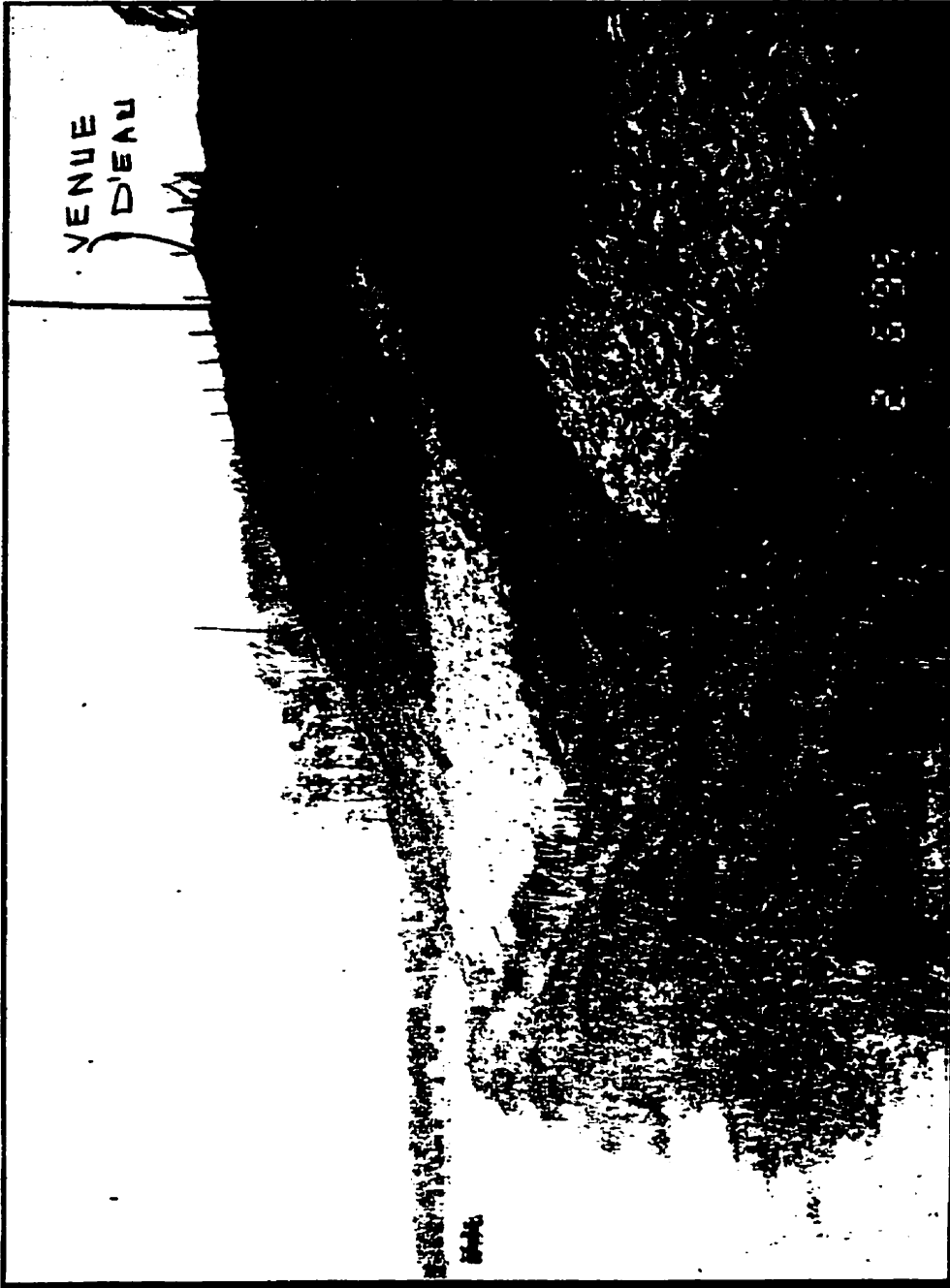
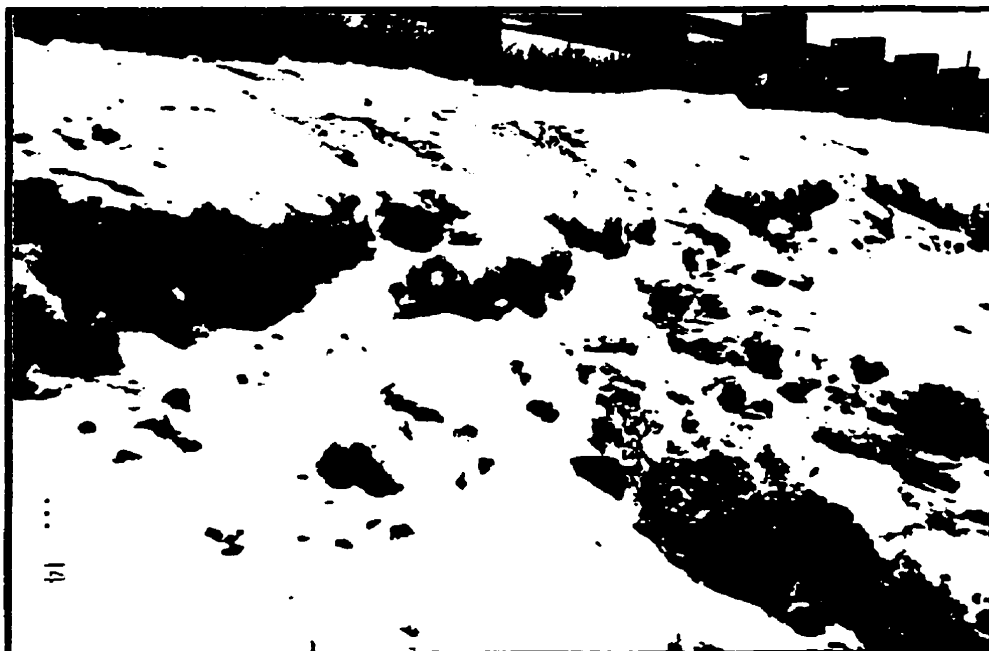


Photo 2.1 Route 116, côté gauche; instabilités dans le talus aux environs du chaînage 13+000. De l'empierrement a été utilisé pour les corrections requises (1990)



Photo 2.2 Route 116, Danville, Québec.
Glissement local avec coulée des matériaux; talus de remblais, chaînage 11+300



Photos 2.3 et 2.4

Route 116, Danville, Québec.

Haut: glissement local des matériaux;
talus de remblai, chaînage 11+300, côté gauche

Bas: glissement; talus de remblai, chaînage 11+300
côté droit

2.2.2) AUTOROUTE 55

2.2.2.1) Site

Le site se trouve à quelques kilomètres au nord-ouest de la municipalité de St-François-Xavier-de-Brompton, Québec. Il s'agit de l'élargissement de l'autoroute 55 (1993), entre les chaînages 9+800 et 12+120 km, soit un tronçon de 2,3 km environ, situé dans un secteur à flanc de montagne (figure no 2.4). La construction est localisée du côté opposé à la montagne, à l'intérieur de secteurs, se trouvant soit en remblais ou en déblais.

Les plus hauts remblais sont situés au droit de huit ponceaux et atteignent une hauteur de six mètres, avec des pentes de 1V : 2H (26,6°), selon le devis. Ces endroits ont été reprofilés et les mesures prises sur le terrain indiquent plutôt des valeurs de 1V: 1,6 H (32°). Selon les documents consultés (M.T.Q) et nos observations sur le terrain, toutes les instabilités sont survenues dans les talus de **remblai** (côté gauche ou Est).

2.2.2.2) Nature et propriétés des sols

Les matériaux de remblai proviennent en majorité des déblais avoisinants. Les analyses effectuées en laboratoire sur ces matériaux (M.T.Q) ont été résumés dans le tableau 2.4.

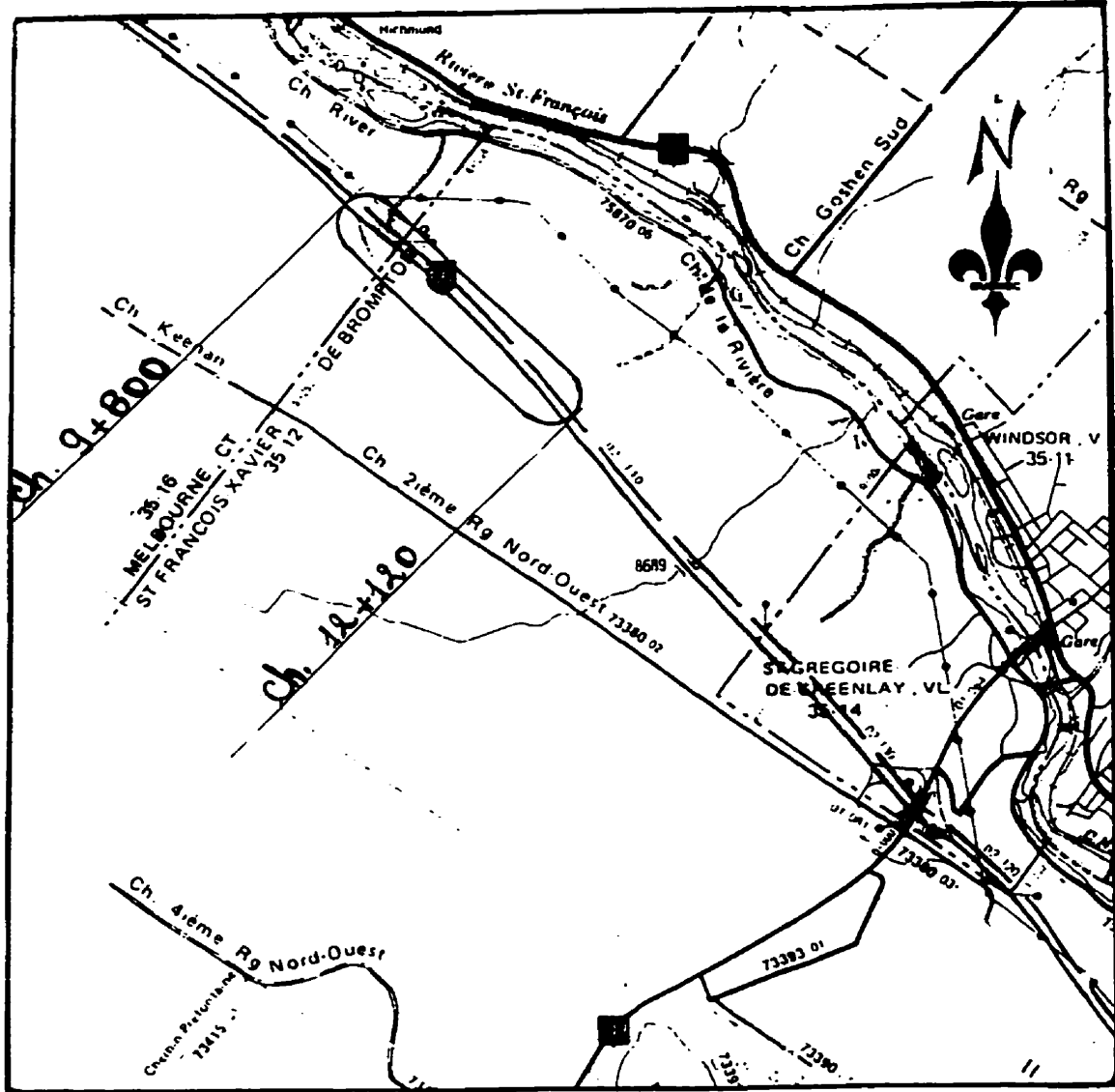


Figure 2.4. Plan de localisation du site (autoroute 55)

Chainage	% passant le tamis 5 mm	% passant le tamis 80 µm	Teneur en eau à la réception (w%)	Humidité optimum %	Masse volumique corrigée (kg/m ³)	Classification ASTM D-2487
9+920	72	25	11,0	8,2	1994	Sable silteux et graveleux
10+060	94	46	9,7			Sable et silt avec des traces de gravier
10+620	88	41	9,6			Sable et silt avec un peu de gravier
10+818	88	41	12,8			Sable et silt avec un peu de gravier
11+040	88	41	13,9			Sable et silt avec un peu de gravier
11+140	91	43	13,2			Sable et silt avec des traces de gravier
11+340	84	25	20,3			Sable silteux avec un peu de gravier
11+500	96	40	11,6			Sable et silt avec des traces de gravier
11+660	76	35	11,6			Sable silteux et graveleux

Note: ce matériau est probablement du till.

Tableau 2.4: Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire

Le 16 juin 1995, nous avons effectué des sondages à l'aide d'une tarière manuelle sur le talus de remblai où des instabilités se sont produites. Le tableau suivant résume les résultats obtenus.

Tarière no	Chainage (km)	Profondeur (m)	Description visuelle des matériaux	Niveau de l'eau souterraine (m)	Remarques
TA-1	10+220, G	0 à 0,40	Mélange de blocs, de cailloux, de gravier, de sable et de silt, brun (2).	Pas d'eau (mais présence de quenouilles près de cette zone)	Un échantillon prélevé entre 0,80 et 1,10 m de profondeur.
		0,40 à 1,60 ⁽¹⁾	Sable et silt avec des traces à un peu de gravier, brun.		
TA-2	11+140, G	0 à 0,40	Mélange de blocs, de cailloux, de gravier, de sable et de silt, brun (2).	Pas d'eau (mais présence de quenouilles près de cette zone)	Deux échantillons prélevés entre 0,60 et 0,80 et entre 1,40 et 1,70 m de profondeur.
		1,20 à 1,70 ⁽¹⁾	Sable et silt avec des traces d'argile, brun. Le matériau contient un peu de matières organiques.		

Notes: (1) refus pratique à la tarière.

(2) matériaux mis en place dans un but correctif.

(3) des résurgences ont été notées dans le talus de remblai (est), à environ 2 m de profondeur par rapport à la surface finale de la route.

Tableau 2.5 : Résumé des informations obtenues au chantier

Par ailleurs, à proximité des sondages, des essais au nucléodensimètre ont été effectués dont les résultats peuvent se résumer comme suit:

Tranchée no	Chainage (km)	Profondeur de l'essai	Densité sèche en place (kg/m ³)	Compacité mesurée (%)	Teneur en eau mesurée (%)
TR-1	10+220	0,40	1627	79,0	5,5
		0,80	1424	69,0	11,8
		1,20	1163	66,0	21,9
TR-2	11+144	0,80	1681	81,0	14,7
		1,10	1655	80,0	18,2

Note: La masse volumique sèche corrigée utilisée est de 1994 kg/m³.

Tableau 2.6. Résultats obtenus au nucléodensimètre

2.2.2.3 Niveau de l'eau souterraine

À l'automne 1993, le service des chaussées, a procédé à la pose de six piézomètres de trois mètres de profondeur chacun. Ceux-ci ont été installés par paires aux chaînages 10+280, 11+000 et 11+333 km où des problèmes d'instabilité sont survenus auparavant. Soulignons que des quenouilles ont été observées à ces endroits lors de notre visite de 16 juin 1995.

La position de la nappe phréatique a été mesurée périodiquement de l'automne 1993 jusqu'au printemps 1994. Les résultats obtenus sont présentés à la figure no 2.5.

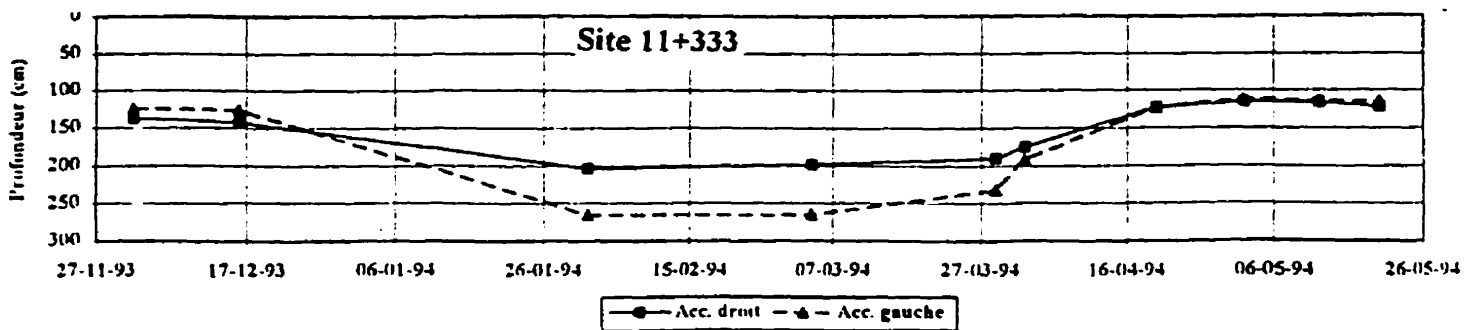
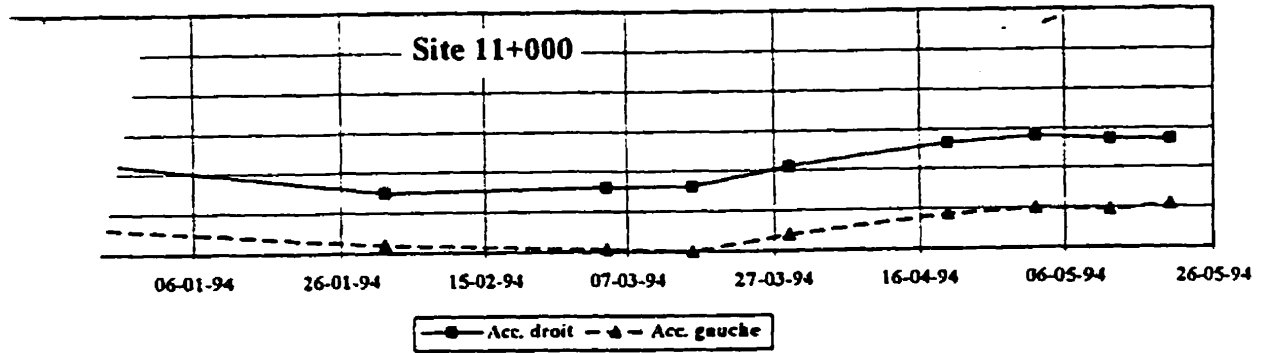
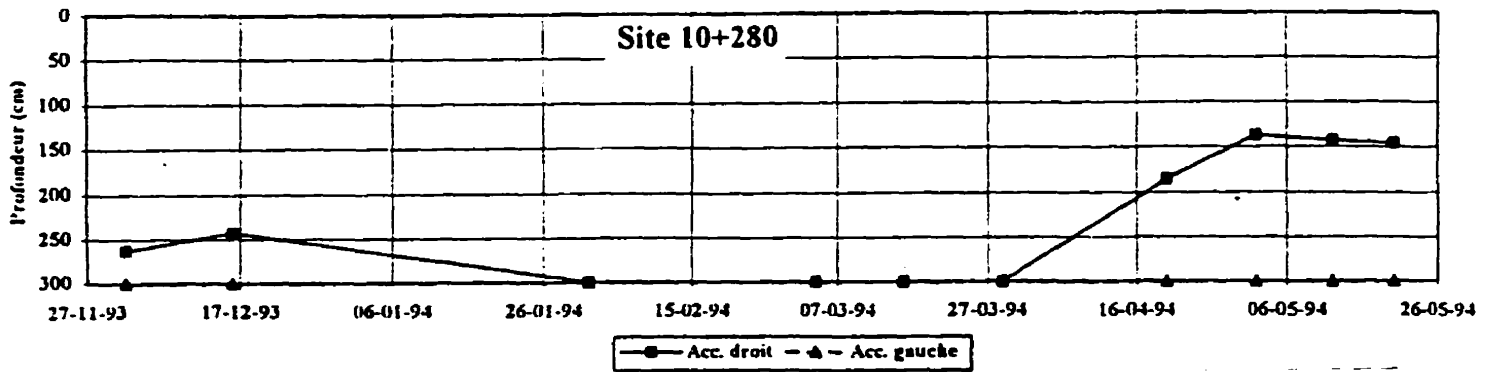


Figure no 2.5. Évolution de la nappe (autoroute 55)

2.2.2.4 Informations retenues

- Les travaux de construction se sont déroulés entre les mois d'août et novembre 1993 inclusivement ;
- les rapports internes ainsi que les mémos émis en chantier indiquent des venues d'eau dans le talus "est" du remblai (résurgence);
- les instabilités des talus de remblai lors des travaux en octobre 1993, ont été particulièrement prononcées entre les chaînages 9+820 et 10+860 km. D'autres décrochements locaux ont été observés au chaînage 11+220 et entre 11+758 et 11+820 km. Certaines instabilités ont atteint les accotements de la route ce qui a nécessité un arrêt temporaire des travaux de construction. Les instabilités ont atteint par endroits des profondeurs d'environ 1,50 mètre (figures no 2.6 à 2.8 et photos numéros 2.5 et 2.6);
- les visites du site (juin 1995) nous ont permis de constater que les talus de remblai au niveau des ponceaux présentent des surfaces engorgées d'eau, facilement pénétrables à l'aide d'une tige de métal sur une profondeur de 1,2 m environ. Les teneurs en eau mesurées au nucléodensimètre et au laboratoire variaient entre 21 et 30%. De plus, les glissements de peau ont été observés particulièrement dans les talus de remblai au-dessus des ponceaux (# 43, 44, 46 et 47) atteignant à certains endroits la glissière de sécurité.

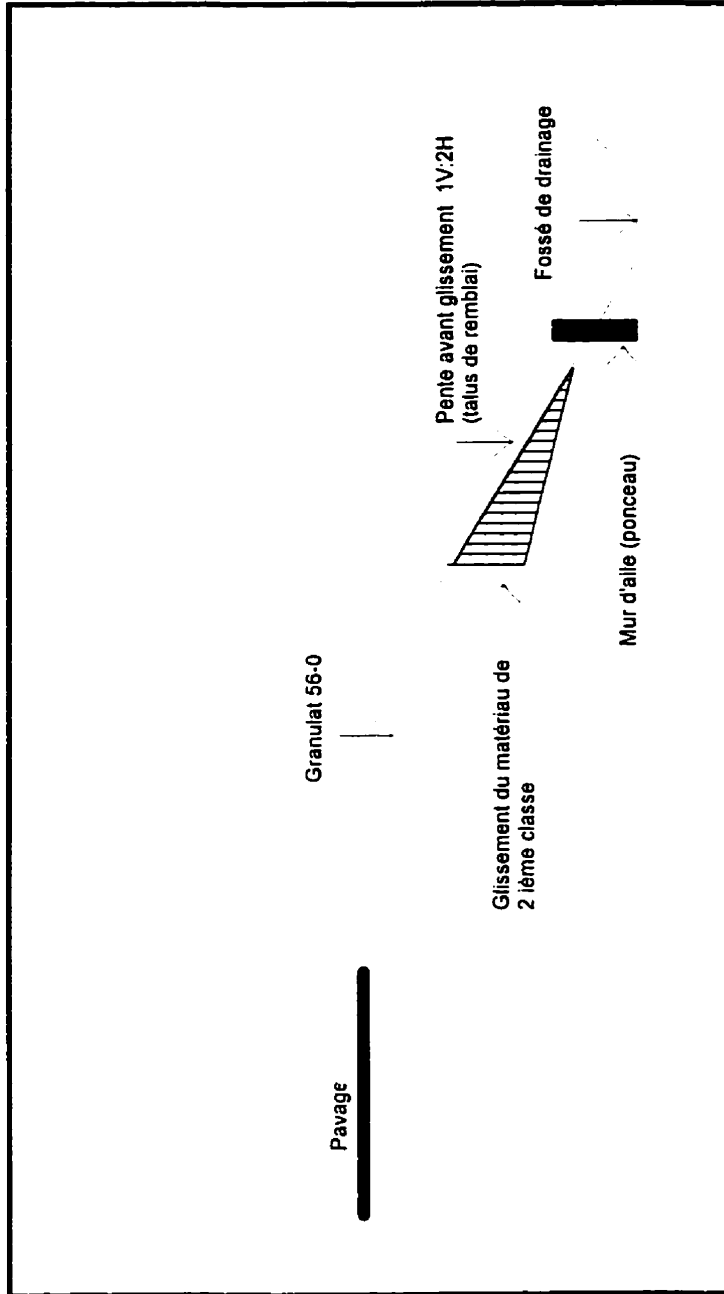


Figure 2.6 : Autoroute 55: plan schématisé d'un glissement superficiel
 Chaînage 10+800 à 10+860
 Tirée du Journal II datant du 4-10-1993
 Non à l'échelle

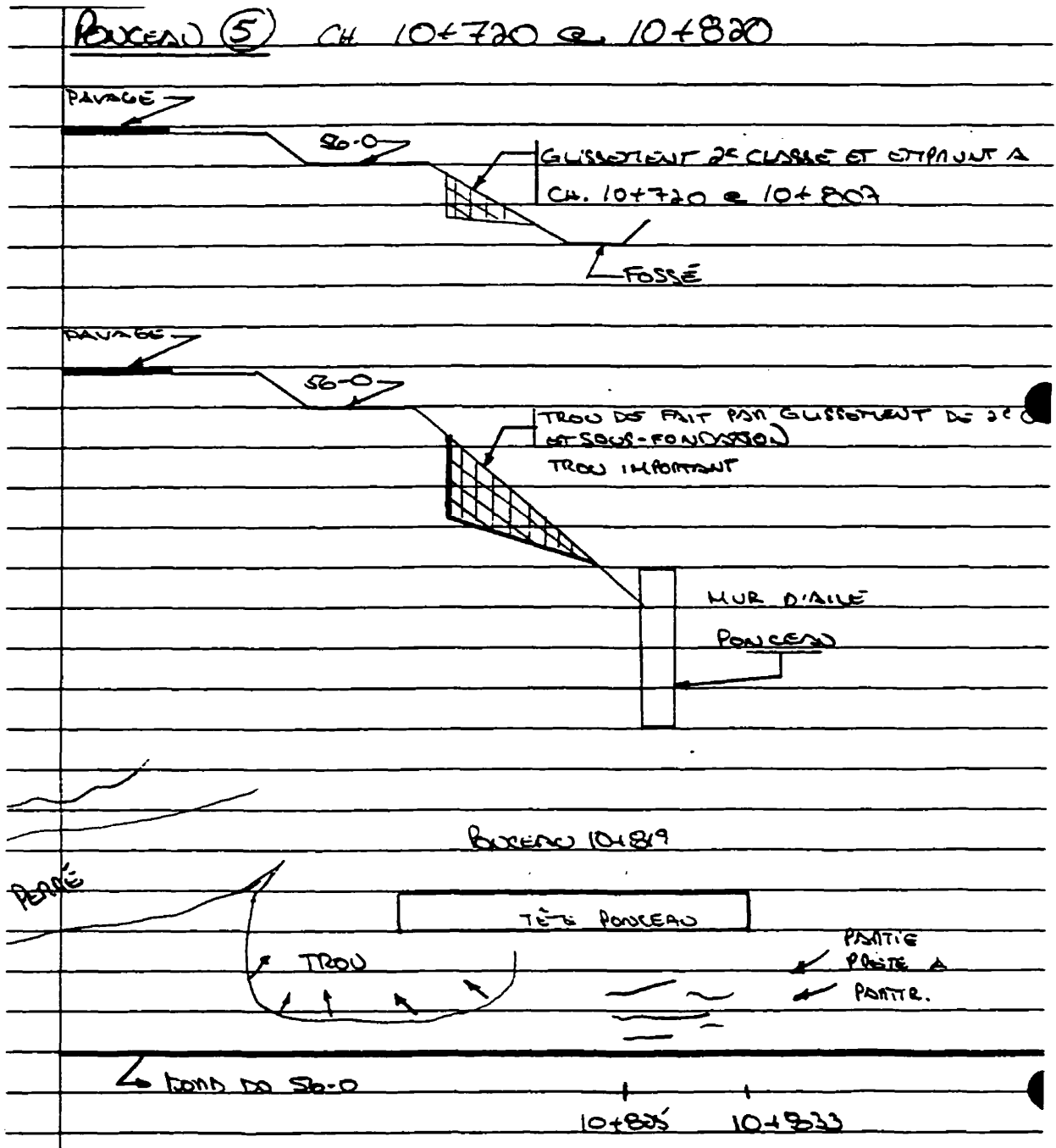
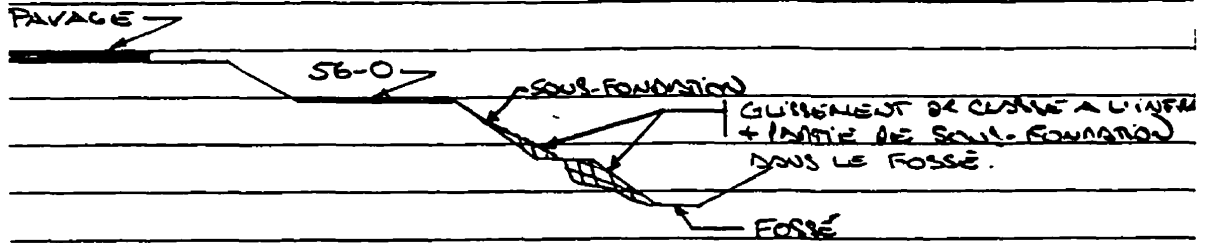
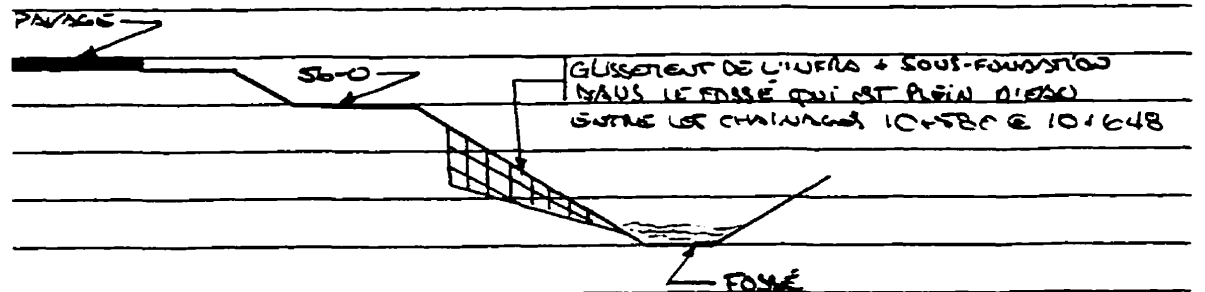
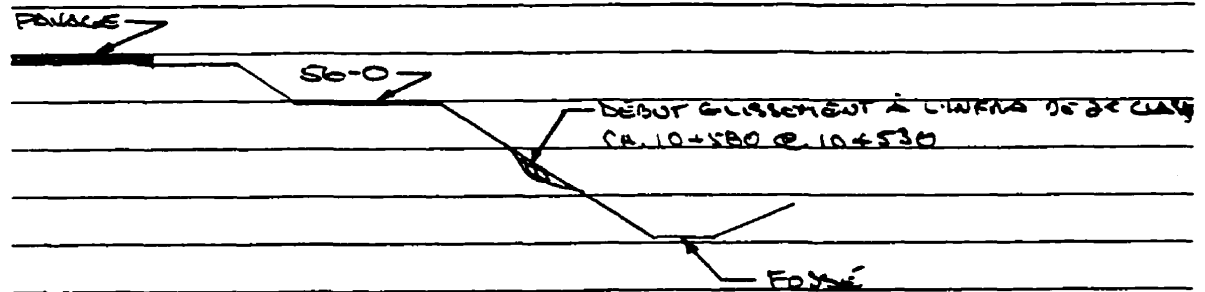


Fig. 2.7. Tirée du journal II datant du 03-10-93

PONCEAU (3) CH 10+320 @ 10+420



PONCEAU (4) CH. 10+500 @ 10+660.



ENTRE LES CHAINAGES 10+580 @ 10+580 ON CONSTATE UN DEBUT
 DE GLISSEMENT DE 2 CLASSE.

Fig. 2.9. Tirée du journal II datant du 03-10-93



Photo no 2.5 (haut): Instabilité dans le talus du remblai, chaînage 10+600
Photo no 2.6 (bas): Instabilité dans le talus du remblai, chaînage 10+820
(3 octobre 1993)

2.2.3) JONCTION DE L'AUTOROUTE 10 ET DE LA ROUTE 216

2.2.3.1) Site

À la hauteur de son intersection avec la route 216, l'autoroute 10 passe en déblai dans un dépôt composé généralement de silt argileux avec des traces de sable, quoique la composante du sable devienne plus importante à certains endroits. Le tronçon construit s'étend des chaînages 26+900 à 31+000 km (voie droite) et de 17+400 à 21+000 km (voie gauche). Les bretelles de raccordement sont identifiées "B", "F" et "E". La figure numéro 2.9 de la page suivante présente le plan général de localisation.

Selon les plans et devis de construction, les talus de remblais et de déblais ont été projetés avec des pentes de 1V:1H (45°). Les mesures prises sur le terrain indiquent des valeurs moyennes de 30° soit environ 1V:1.7H après correction).

2.2.3.2 Nature et propriétés des sols

Dans le cadre de l'étude pédologique d'avant projet, des sondages ont été effectués le long des tracés projetés. Certains échantillons prélevés des sols en place ont été soumis à des analyses en laboratoire (M.T.Q.). Un résumé des résultats obtenus est présenté au tableau identifié 2.7.

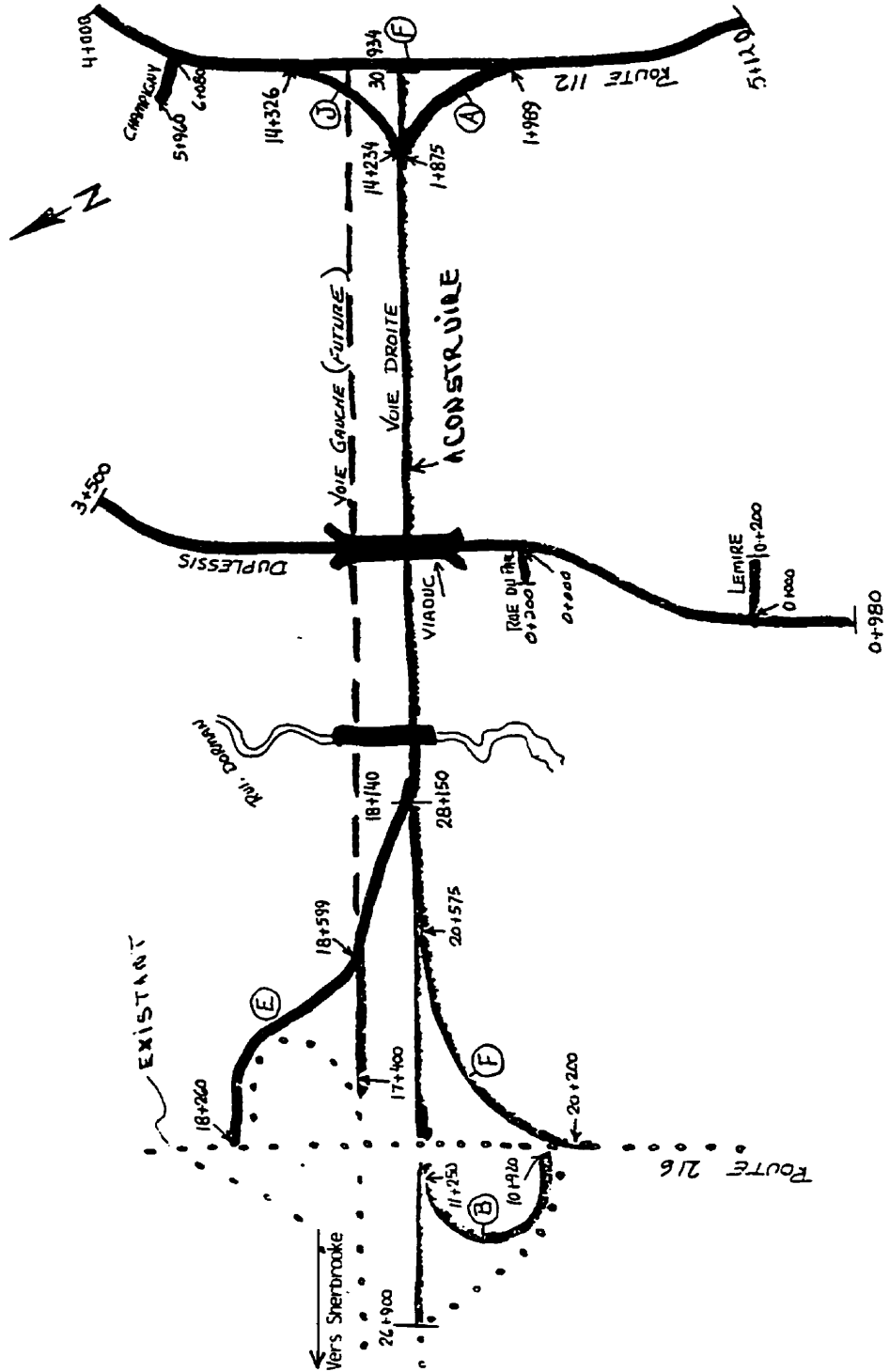


Figure 2.9. **Plan de localisation des tronçons projetés (non à l'échelle)**

Autoroute 10 (voie droite)							
Chainage (km)	% passant 80 µm	Teneur en eau naturelle %	Limite de liquidité %	Limite de plasticité %	Indice de plasticité %	Indice de liquidité	Classification ASTMD-2487
26+920.C	39,2	—	19,0	15,0	4,0	—	SM
26+960.G	69,8	28,6	26,0	16,0	8,0	1,6	CL
27+040.C	63,2	15,9	21,0	16,0	5,0	—	ML
27+080.G	88,4	28,9	28,0	18,0	9,0	1,2	CL
27+100.C	99,2	36,6	28,0	18,0	9,0	2,1	CL
27+160.C	49,6	17,3	21,0	16,0	5,0	0,3	SM
27+300.C	59,5	35,9	34,0	20,0	14,0	1,1	CL
27+300.C	87,7	25,3	26,0	18,0	8,0	0,9	CL
27+360.C	99,4	35,3	38,0	21,0	17,0	0,8	CL
27+500.G	97,2	23,8	29,0	19,0	10,0	0,5	CL
27+600.D	99,4	22,0	28,0	18,0	10,0	0,4	CL
27+700.C	84,4	20,3	23,0	17,0	6,0	0,6	ML
27+760.C	99,2	24,6	33,0	20,0	13,0	0,4	CL
27+900.D	52,2	20,8	18,0	15,0	3,0	1,9	ML
28+020.D	93,5	36,9	30,0	19,0	11,0	1,6	CL
28+040.G	56,6	14,9	18,0	15,0	3,0	—	ML
28+120.C	87,9	35,8	34,0	20,0	14,0	1,1	CL
28+240.C	50,5	31,3	27,2	18,2	9,0	1,5	CL
28+400.G	61,6	20,7	22,7	16,8	5,9	0,7	ML
28+440.D	75,7	30,5	25,4	17,7	7,7	1,7	CL
28+660.C	99,6	31,7	34,5	20,6	13,9	0,8	CL
28+760.G	50,0	—	36,6	21,2	15,4	—	CL
28+900.C	90,9	26,2	30,0	19,1	10,9	0,7	CL
29+000.G	78,9	29,9	28,3	18,6	9,7	1,2	CL
29+160.C	78,1	19,8	28,8	18,7	10,1	—	SC
29+260.D	40,5	—	37,5	21,5	16,0	—	CL
29+620.C	55,7	—	34,5	20,6	13,9	—	CL
30+020.G	56,8	8,0	31,7	19,6	12,1	—	CL
30+160.D	67,6	20,7	25,9	17,8	8,1	0,4	SC
30+300.C	49,3	7,5	32,2	19,8	12,4	—	CL
30+580.D	60,9	15,9	25,1	17,6	7,5	—	CL
30+620.D	61,3	15,4	22,2	16,6	5,6	—	ML

(à suivre)

Notes: la classification provient des documents fournis par le MTQ. Elle a été vérifiée lorsque les données le permettaient.

C : centre

G : 10 m à gauche du centre

D : 10 m à droite du centre

Tableau 2.7. Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire

(suite)

Autoroute 10 (voie gauche)							
Chainage	% passant 80 µm	Teneur en eau naturelle %	Limite de liquidité %	Limite de plasticité %	Indice de plasticité %	Indice de liquidité	Classification ASTM D-2487
17+420.C	86,6	27,0	24,5	19,4	5,1	1,5	ML
17+500.G	99,9	31,9	37,1	21,4	15,7	0,5	CL
17+600.C	77,3	22,3	22,1	16,6	5,5	1,0	ML
17+680.G	88,7	26,8	22,9	16,8	6,1	1,6	ML
17+760.D	92,3	27,3	25,9	17,8	8,1	1,2	CL
17+980.G	99,3	37,4	49,1	25,3	23,8	0,5	CL
18+060.D	71,2	32,7	31,8	19,7	12,1	1,1	CL
18+180.D	34,9	16,8	20,0	15,9	4,1	0,2	SM-SC
18+400.G	58,3	30,7	27,7	18,4	9,3	1,3	CL
18+460.G	91,1	26,0	31,3	19,5	11,8	0,6	CL
18+620.C	93,6	33,5	41,6	22,8	18,8	0,6	CL
19+000.C	69,2	15,9	22,0	16,6	5,4	---	ML
19+180.G	82,7	23,0	31,6	19,6	12,0	0,3	CL
19+280.C	76,7	23,7	24,9	17,5	7,4	0,8	CL
19+480.G	50,5	---	18,3	15,3	3,0	---	ML
19+680.C	57,7	11,0	32,7	20,0	12,7	---	CL
20+180.C	53,2	13,4	31,5	19,6	11,9	---	CL
20+380.G	46,8	6,8	31,3	19,5	11,8	---	SM
20+620.G	66,8	---	36,5	21,2	15,3	---	CL
20+740.C	62,8	18,1	22,6	16,7	5,9	0,2	ML
20+820.D	64,9	16,9	22,5	16,7	5,8	---	ML

Échangeur R 216, bretelle B						
Chainage	% passant 80 µm	Teneur en eau naturelle	Limite de liquidité	Indice de plasticité	Limite de plasticité	Classification ASTM D2487
10+940.C	97,0	27,4	31,7	---	---	CL
11+000.C	80,8	---	21,4	5,0	16,4	ML
11+060.C	31,1	---	---	---	---	SM
11+200.C	13,1	---	17,2	2,2	15,0	SM

Échangeur R 216, bretelle E							
Chainage	% passant 80 µm	teneur en eau naturelle	Limite de liquidité	Limite de plasticité	Indice de plasticité	Indice de liquidité	Classification ASTM D2487
18+280.C	53,6	10,9	17,1	15,0	2,1	---	ML
18+340.C	65,2	24,5	21,1	16,3	4,8	1,7	ML
18+420.C	99,6	28,0	32,2	19,8	12,4	0,7	CL

(à suivre)

Notes: la classification provient des documents fournis par le MTQ. Elle a été vérifiée lorsque les données le permettaient.

C : centre

G : 10 m à gauche du centre

D : 10 m à droite du centre

Tableau 2.7(suite). Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire

Echangeur R 216, Bretelle F							
Chainage	% passant 80 µm	teneur en eau naturelle %	Limite de liquidité %	Limite de plasticité %	Indice de plasticité %	Indice de liquidité	Classification ASTM D-2487
20+080,C	7,6	---	22,2	---	5,6	---	SW-SM
20+210,C	60,2	19,2	24,6	17,4	7,2	0,3	CL
20+300,C	95,2	24,3	41,4	22,8	18,6	---	CL
20+420,C	99,7	---	41,8	22,9	18,9	---	CL

Notes: la classification provient des documents fournis par le MTQ. Elle a été vérifiée lorsque les données le permettaient.

C : centre

G : 10 m à gauche du centre

D : 10 m à droite du centre

Tableau 2.7 (suite) . Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire

Par ailleurs, deux sondages à l'aide d'une tarière manuelle ont été effectués le 30 juillet 1995, sur le talus de remblai de la bretelle identifié "B". Le premier sondage (TA-1) a été localisé dans une zone ne montrant pas de signe d'instabilité alors que le deuxième (TA-2) a été réalisé dans une zone où des corrections avec de l'empierrement rocheux ont été apportées. Les informations obtenues sont résumées dans les tableaux suivants.

Tarière no	Localisation	Profondeur (m)	Description visuelle des matériaux	Niveau de l'eau souterraine (m)	Remarques
TA-1	A 69 m de la route 216 et à mi-pente (8,5 m de la glissière)	0 à 0,30 0,30 à 1,10	Terre végétale Silt argileux avec des traces de sable et de gravier, brun.	pas d'eau	Echantillons prélevés de 0,40 à 0,70 m et de 0,70 à 1,10 m de profondeur.
TA-2	A 35 m de la route 216 et à mi-pente	0 à 0,60 0,60 à 1,60 1,60 à 2,10	Empierrement avec de la pierre de calibre 300 mm. Silt argileux avec des traces de sable, brun. Argile silteuse grise.	pas d'eau	Echantillons prélevés de 0,60 à 0,80, de 1,30 à 1,50 et de 1,70 à 2,00 m profondeur.

Tranchée no	Localisation	Profondeur de l'essai	Densité sèche en place (kg/m ³)	Degré de compacité mesuré (%) ⁽¹⁾	Teneur en eau (%)
TR-3	A 39 m de la route 216 et à mi-pente	0,60	1526	78,0	16,3
		1,00	1475	75,0	22,3
		1,20	1446	74,0	26,7

Note: (1) masse volumique sèche optimum corrigée utilisée est de 1956 kg/m³ (documents M.T.Q)

Tableaux 2.8 a) et b). Résumé des informations obtenues au terrain

2.2.3.3 Niveau de l'eau souterraine

Le niveau de l'eau souterraine a été repéré pendant les travaux de sondage d'avant-projet.

Voici les tableaux 2.9 a) à c) des relevés obtenus :

Autoroute 10, voie droite		Autoroute 10, voie gauche	
Chainage	Niveau de l'eau souterraine (m)	Chainage	Niveau de l'eau souterraine (m)
27+040.C	1,50	17+420.C	1,80
27+060.D	1,50	17+500.G	2,50
27+100.C	1,00	17+540.C	1,90
27+140.D	1,20	17+560.G	2,00
27+180.D	1,00	17+600.C	1,30
27+320.G	3,00	17+680.G	1,40
27+360.D	4,10	17+700.D	1,20
27+400.C	4,00	17+740.C	0,60
27+440.G	4,00	17+760.D	1,30
27+480.D	4,00	17+800.G	1,00
27+540.D	1,50	17+960.C	1,20
27+600.D	1,00	17+800.D	1,10
27+640.C	1,10	18+000.D	1,00
27+680.G	1,00	18+180.D	1,00
27+740.G	1,00	18+220.G	1,20
27+780.D	1,00	18+240.D	1,00
27+820.D	0,80	18+280.G	1,50
27+860.G	0,90	18+380.D	0,90
27+920.G	1,00	18+520.G	1,40
27+960.D	1,20	19+280.C	2,60
28+040.G	1,00	19+620.D	0,40
28+100.G	1,00	19+700.D	1,60
28+840.C	2,10	20+200.G	2,00
28+900.C	1,80	20+480.C	1,50
30+180.C	1,70	20+560.G	1,50
30+200.G	1,50	20+580.D	1,50
30+600.C	2,00	20+600.C	1,60
30+640.D	2,00	20+840.G	2,00
30+920.G	2,60	20+940.D	2,00
30+960.C	1,80		
Bretelle "B", Echangeur route 216		Bretelle "E", Echangeur route 216	
Chainage	Niveau de l'eau souterraine	Chainage	Niveau de l'eau souterraine
11+000	2,50	18+340	1,40
11+080	1,60	18+420	2,00
Bretelle "F", Echangeur route 216			
Chainage		Niveau de l'eau souterraine	
Entre 20+080 et 20+940		pas d'eau	

Tableau 2.9 a) à c). Relevés de l'eau souterraine.

2.2.3.4 Informations retenues

- Les travaux de construction se sont déroulés entre les mois d'avril et décembre 1989;
- lors du dégel du printemps 1990, de nombreux problèmes d'instabilités de surface se transformant en coulées sont survenus dans certains talus de déblais et de remblais de l'autoroute 10 et de la route 216 ainsi que des bretelles de raccordement;
- les vérifications de la teneur en eau des matériaux mis en place au niveau de l'infrastructure indiquent des valeurs dépassant de façon significative la limite plastique et la teneur en eau naturelle des matériaux (mémos de chantier etc.). Cette situation, combinée à des précipitations et à des venues d'eau, a conduit à plusieurs instabilités nécessitant des réparations (reprofilage, empierrement). Le tableau suivant résume la localisation de ces instabilités et les teneurs en eau mesurées;

Lieu	Chainages (km)	Teneur en eau des matériaux mis en place (%)
Autoroute 10, voie droite (déblai)	20+540	31,6
	27+060 à 27+100	15,6
	27+520	29,6
	27+580 à 27+640	21,5 à 25,6
	27+378 à 27+430	21,8
	28+540 à 28+570	très humide
	28+860 à 28+940	venue d'eau
Bretelle "B" (remblai)	10+940 à 11+060	18,3 à 21,2
Bretelle "E" (remblai)	18+425 à 18+550	18,0 à 20,1
Bretelle "F" (remblai)	20+440 à 20+470	30,27 à 32,19

Tableau 2.10. Localisation des instabilités post-construction

- enfin, les décrochements qui se sont produits sur les talus des bretelles de raccordement ont des profondeurs variant de 0,60 à 1,20 mètre. (figure 2.10 et photos nos 2.7 à 2.10 ci-jointes).

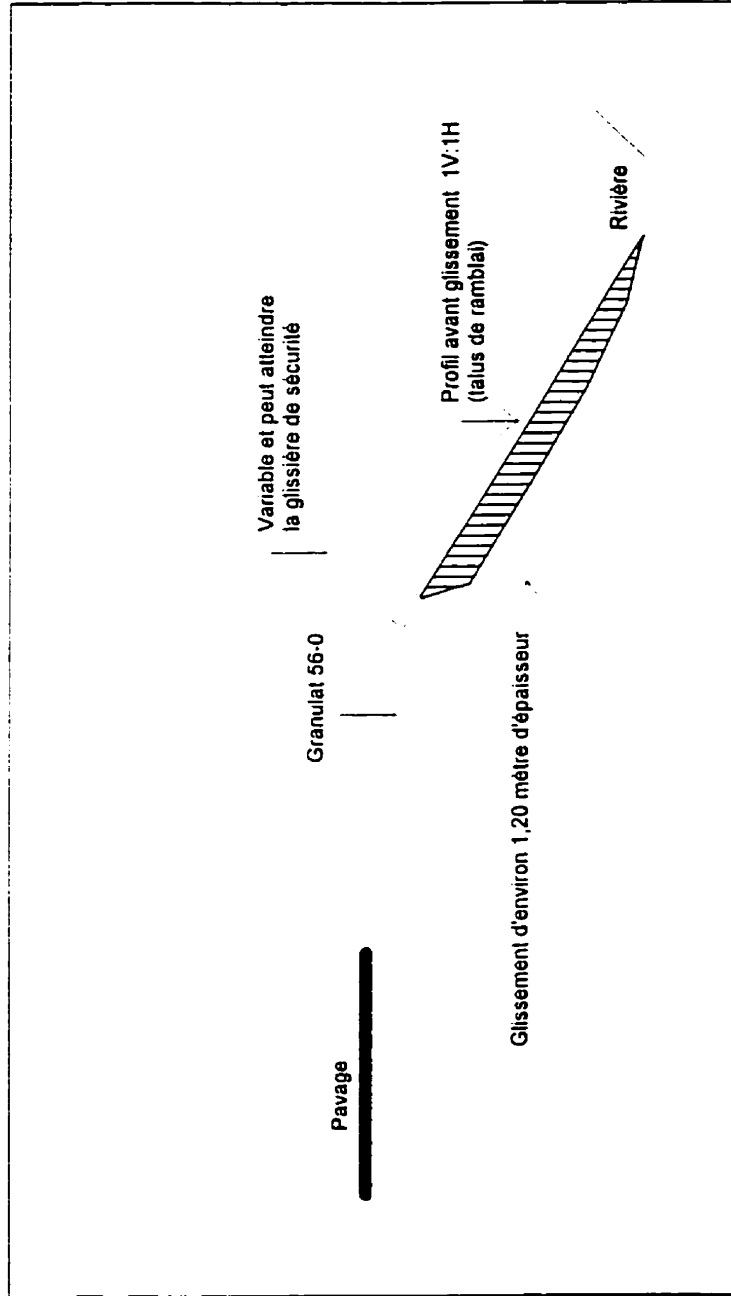
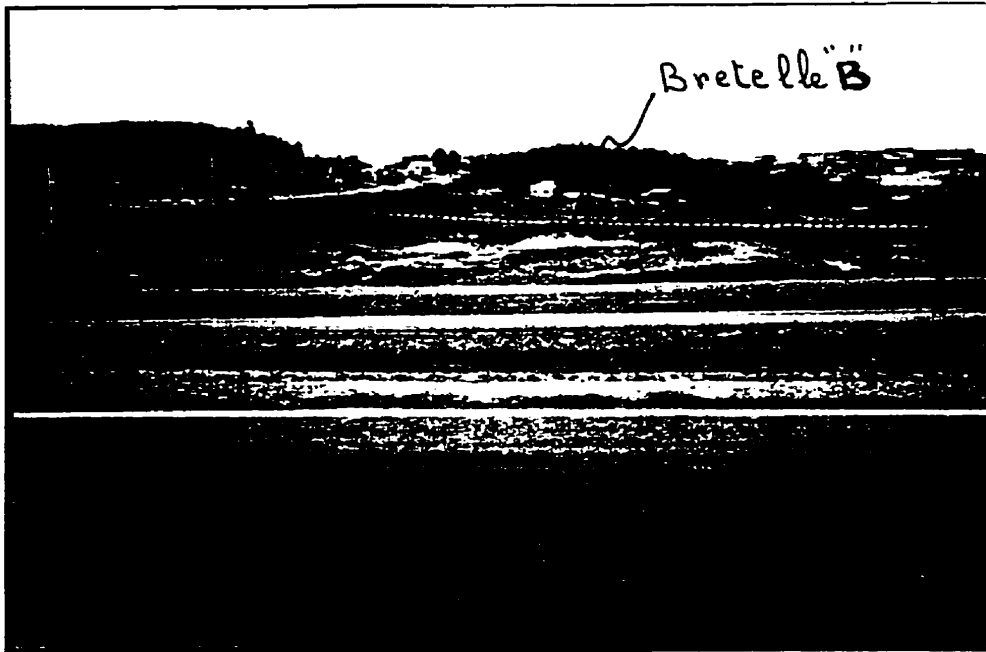


Figure 2.10 : Autoroute 10, bretelle B: plan schématisé d'un glissement superficiel.
Non à l'échelle



Photos 2.7 et 2.8 (date: printemps 1989)

Autoroute 10, Fleurimont, Québec.

Haut: Vue générale sur l'autoroute 10 et la bretelle "B"

Bas: Vue de détail du glissement: talus de remblais, bretelle "B"

2.2.4) ROUTE 257 (Municipalité de WEEDON)

2.2.4.1) Site

Le site à l'étude se trouve à 2,5 km au sud de la rivière St-François, dans la limite de la municipalité de Weedon, Québec. Il s'agit de deux tronçons de 400 m chacun, allant des chainages 1+200 à 1+600 km et 2+960 à 3+360 km. La figure no 2.11 présente le plan général de la localisation du site.

La route passe en remblai-déblai. Selon le devis de construction, les talus de remblai sont conçus avec des pentes de 1V:1,5H alors que ceux de déblais présentent des pentes relativement variables. Les mesures prises sur le terrain indiquent que les pentes des deux types de talus varient entre 34 et 36° (environ 1V:1,4H). Cependant, seulement les talus de remblai ont connu des instabilités.

2.2.4.2) Nature et propriétés des sols

Les matériaux de remblai proviennent des déblais avoisinants qui sont composés de silt et du sable avec un peu d'argile et des traces de gravier. Les résultats disponibles des essais effectués en laboratoire peuvent se résumer comme suit (tableau 2.11).

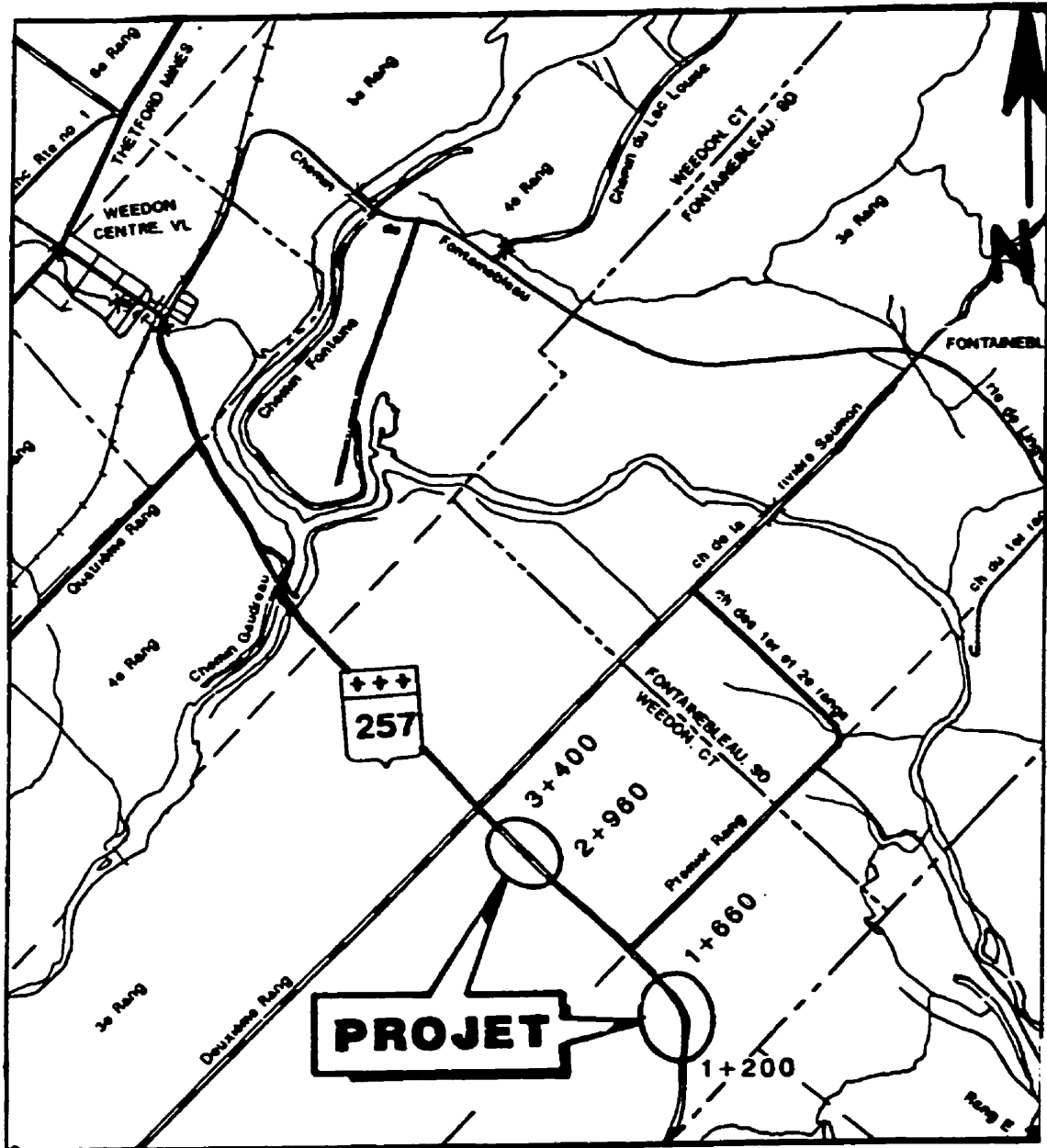


Figure no 2.11. Plan de localisation du site (Route 257) Echelle 1: 50 000

Chainage	% passant le tamis							Teneur en eau optimum %	Proctor corrigé kg/m ³	Classification ASTM-2487
	56 mm	40 mm	20 mm	14 mm	5 mm	2,5 mm	80 µm			
3+280	100	99	98	97	93	90	57	7,2	2138	Silt et sable avec un peu d'argile et des traces de gravier

Tableau 2.11. Résumé des résultats des analyses géotechniques

Le 3 juillet 1995, un sondage à l'aide d'une tarière manuelle a été effectué au chaînage 3+300 km à mi-pente du talus du remblai est de la route. Voici un résumé des informations obtenues.

Tarière no	Profondeur (m)	Description visuelle des matériaux	Niveau de l'eau souterraine (m)	Remarques
TA-1	0 à 0,55	Mélange de blocs, de gravier, de sable et de silt ⁽¹⁾ .	pas d'eau	Échantillons prélevés de 0,55 à 0,85 m et de 0,85 à 1,50 m de profondeur.
	0,55 à 1,55	Silt et sable avec un peu d'argile et des traces de gravier, brun		

Note : (1) Matériau de correction

Tableau 2.12. Résumé des informations obtenues à l'aide de sondage

À proximité du sondage, des essais de densité en place et de teneur en eau ont été effectués à l'aide d'un nucléodensimètre dont voici un résumé.

Tranchée no	Profondeur de l'essai	Densité sèche en place (kg/m ³)	Compacité mesurée (%) ⁽¹⁾	Teneur en eau (%)
TR-1	0,50	1627	76,0	10,3
	0,80	1539	72,0	13,7
	1,20	1411	66,0	19,6

(1) la valeur de la densité sèche maximum (corrigée) utilisée est de 2138 kg/m³ laquelle a été utilisée lors des essais de compactage dans ce secteur.

Tableau 2.13. Résumé des résultats obtenus au nucléodensimètre

2.2.4.3 Niveau de l'eau souterraine

Aucune information n'est disponible sur le niveau de l'eau souterraine avant la construction. Cependant, un ruisseau a été noté non loin du chaînage 1+300, où le remblai de la route est important. Ce ruisseau ne semble pas éroder le pied du talus.

2.2.4.4 Informations retenues

- La période de construction s'étalait de septembre à novembre 1992, inclusivement. A noter qu'une fois la route construite, sa gestion a été remise par le M.T.Q à la municipalité de Weedon;
- les mémos émis en chantier par le surveillant du chantier, indiquent l'existence d'endroits instables (octobre 1992). Ceux-ci coïncident généralement avec la présence de matériaux à haute teneur en eau. Voici les endroits concernés par ces instabilités notées dans le remblai;

Chainages:	3+240 à 3+320
	3+300 à 3+340
	1+445 à 1+600
	1+200 à 1+300
	1+517 à 1+526
	2+960 à 3+160
	1+300 à 1+320

- pendant les travaux de construction, des coulées de matériaux se sont produites entre les chaînages 3+240 et 3+340 et entre 3+040 à 3+110, dans les talus de remblai (92-10-29). D'après les informations recueillies, les décrochements ont mobilisé des matériaux sur des profondeurs pouvant atteindre un mètre. (figure no 2.12 et photos nos 2.9 à 2.10);

- les corrections se faisaient avec les matériaux de déblai récupérés;
- des difficultés ont été rencontrées lors de la pose des couches de fondations se matérialisant en des instabilités de surface (remontée d'eau à certains endroits, exigences de compactage non rencontrées); et
- lors de la première visite du site au mois de juin 1995, la surface du terrain était instable et boueuse par endroits sur une profondeur de 0,40 m environ. Les mesures prises à certains endroits (nucléodensimètre) indiquent des teneurs en eau atteignant 32%.

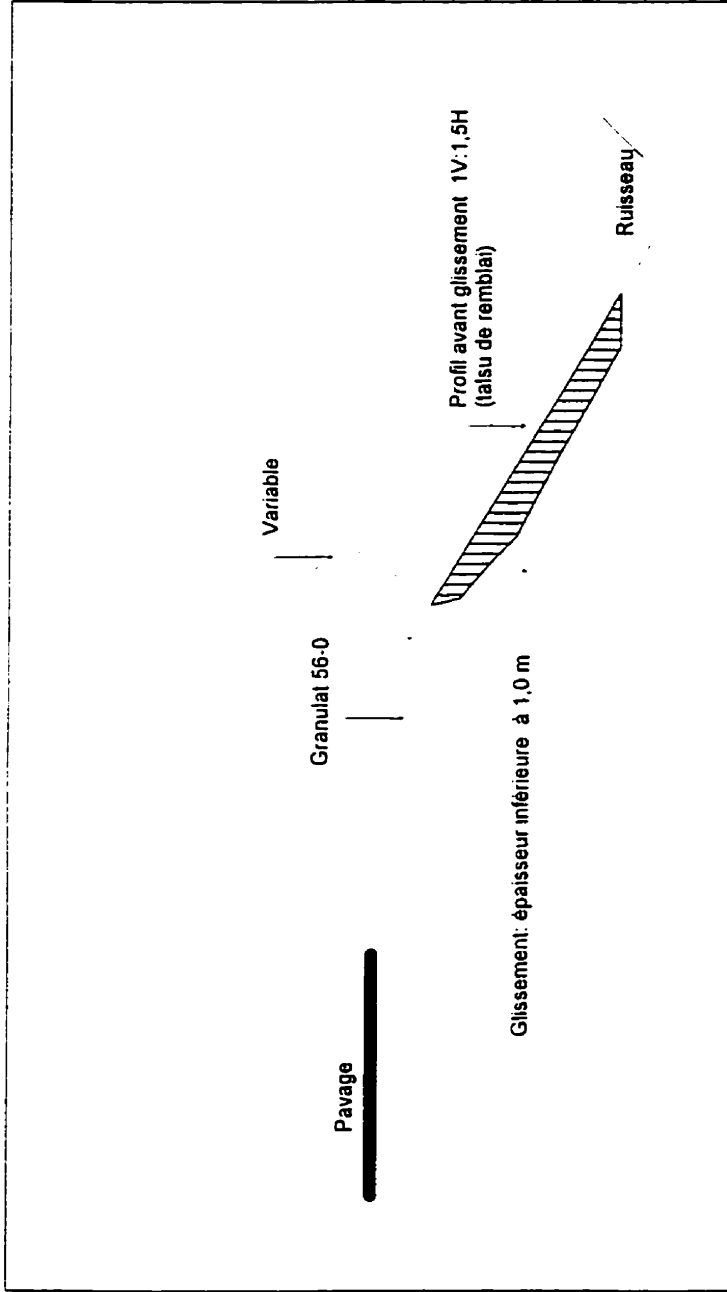
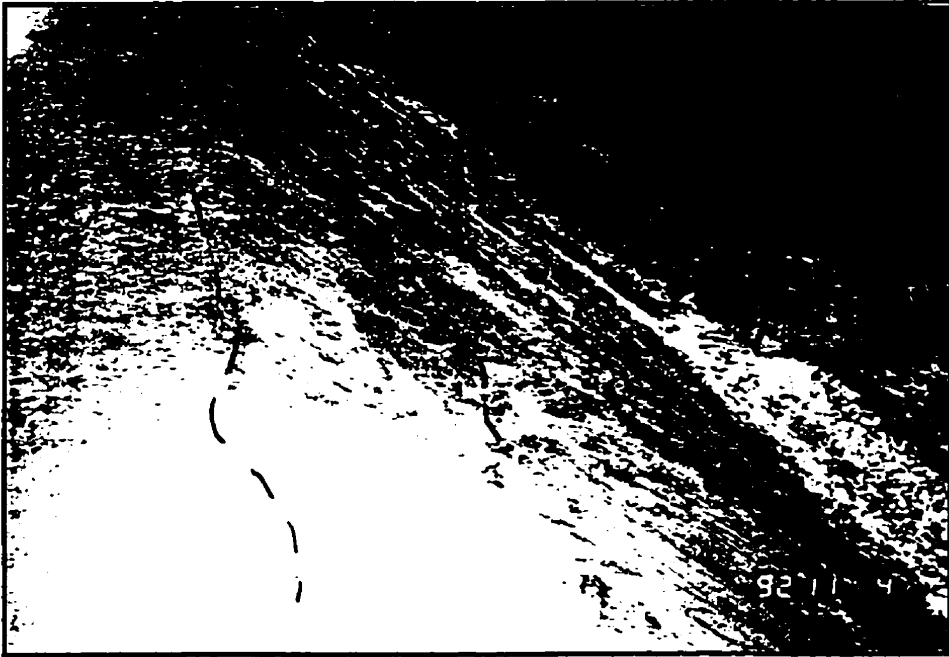


fig 1-12 grt

Figure 2.12 : Route 257, chaînage 3+300, D: plan schématisé d'un glissement superficiel
Non à l'échelle



Photos 2.9 et 2.10

Route 257, Weedon, Québec.

Haut et bas: Instabilités superficielles aux environs du chaînage 3+300, côté droit.

2.2.5) ROUTE 175 (Réserve faunique des Laurentides)

2.2.5.1) Site

Le tronçon est situé entre les kilométrages 88,8 et 91,0 (chainages 88+620 à 89+900); Il s'agit de la reconstruction d'une courbe moins prononcée à la traversée de la rivière Cachée, nécessitant également la mise en place d'un nouveau ponton. (fig. no 2.13).

La route est construite à cet endroit presque totalement en remblai dont les talus ont été fixés à 1V:1,5H sur une hauteur atteignant 12 m à certains endroits. La dénivellation de la courbe tracée est d'environ 39 mètres. Les mesures relevées juste après le glissement de 1994 sur les parties stables et instables indiquent que les talus accusent des pentes variant de 35 à 40° soit en moyenne 1V:1,4H.

2.2.5.2) Nature et propriétés des matériaux

Les matériaux de remblai utilisés dans la couche de l'infrastructure de la route proviennent de deux bancs localisés à proximité du chantier identifiés 020-066 et 020-067. D'après les informations recueillies, le matériau en place serait un till contenant des cailloux et des blocs, compact à très dense.

Les résultats des analyses effectuées en laboratoire sur des échantillons représentatifs des sols en place peuvent se résumer comme suit (tableau 2.14):

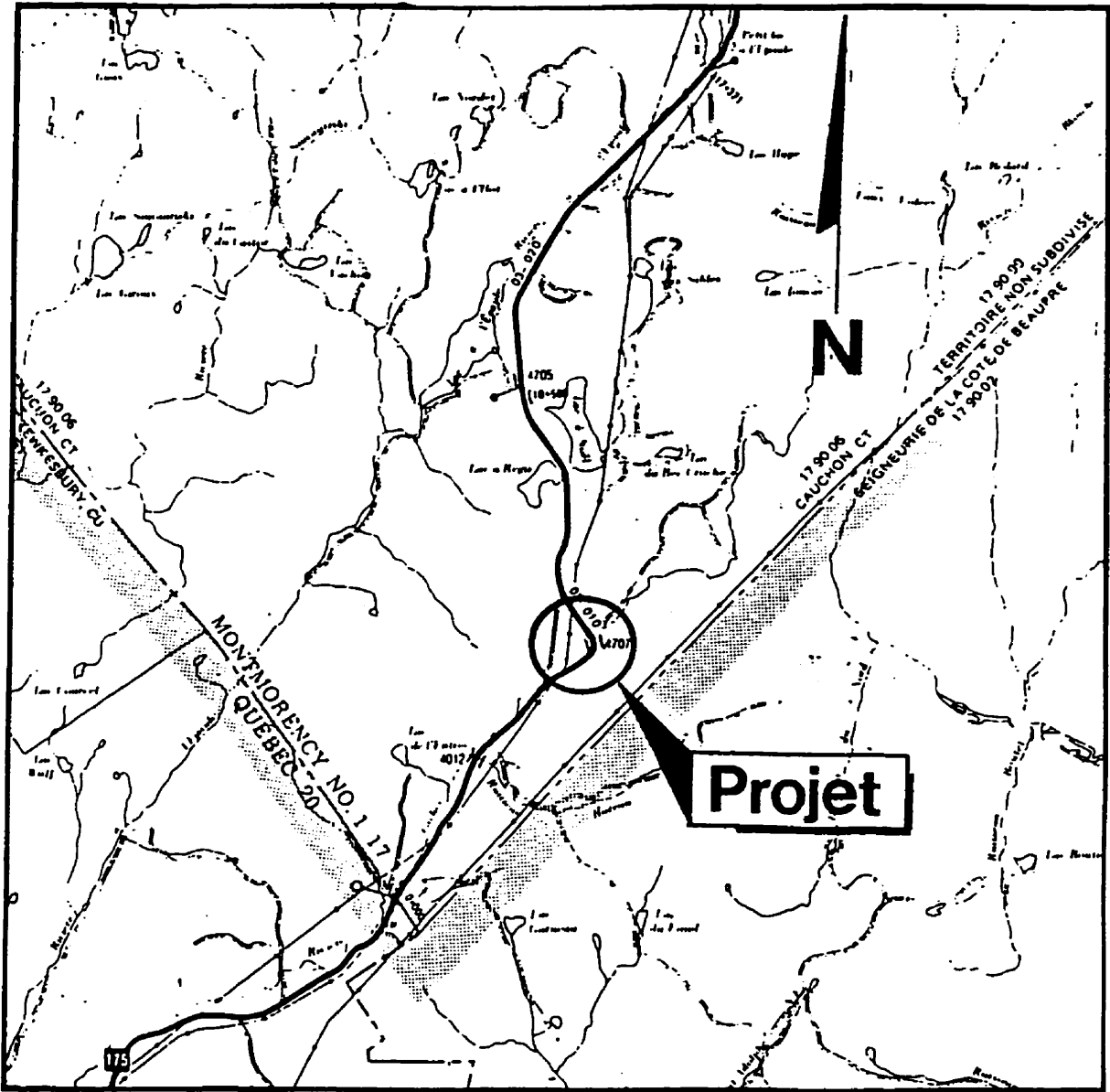


Figure 2.13. Plan général de localisation du site (Route 175) Échelle : 1:12 500

Type d'essais	Banc 020-066	Banc 020-067
Teneur en eau naturelle(%)	varie entre 8 et 11	idem
Limite plastique(%)	x = 15,6 (15,1 - 16,9)	x = 15,3 (15 - 16)
Limite liquide(%)	x = 19,0 (17,2 - 23,2)	x = 18,3 (18 - 19)
Indice de plasticité(%)	x = 3,4 (2,1 - 6,3)	x = 3
passant le tamis 80 micron (%)	x = 27,9 (20,4 - 35,2)	x = 22,1 (20,4 - 22,8)
Coefficient d'uniformité	16	17
Masse volumique sèche maximale	2096 kg/m ³	idem
Teneur en eau optimum(%)	7,0	
Perméabilité cm/s	2,6 10 ⁻⁶	1,3 10 ⁻⁶
Densité relative des grains G	2,75	2,75
Composantes granulométriques (%)		
Gravier	x = 9,3 (2 - 17)	x = 20,8 (15 - 27)
Sable	x = 59,8 (49 - 63)	x = 58,5 (50 - 62)
Silt	x = 30,8 (20 - 49)	x = 20,7 (19 - 23)

Note: * : résultats combinés des essais effectués par le MTQ et au laboratoire géotechnique de l'U.Laval.

Tableau 2.14 Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire

De plus, les essais au chantier effectués à l'aide de l'essai de pénétration dynamique (D) et/ou au nucléodensimètre (N) peuvent se résumer comme suit:

Localisation	Type et identification de l'essai	Degré (%) ou appréciation de la compacité	Teneur en eau in situ (%)
Section A-A' (fig. 2.16)	D et N	entre 80 et 84%	entre 11,0 et 15,9
Section B-B' (fig. 2.17)	N	entre 84 et 86%	entre 9,7 et 21,1
Section C-C' (fig. 2.18)	N	entre 79 et 88%	entre 10,3 et 23,1

Tableau 2.15. Résumé des résultats obtenus au nucléodensimètre

2.2.5.3) Niveau de l'eau souterraine

Lors de la réalisation des sondages d'avant-projet, la nappe phréatique a été repérée à certains endroits. Voici les résultats des relevés effectués entre les 9 et 11 octobre 1991.

Chaînage	Niveau d'eau (m)
88+580	1,20
88+800	1,20
88+820	1,10
88+840	1,40
88+860	1,20
88+900	1,10
88+920	1,45
88+980	1,20
89+040	1,00
89+120	1,00
89+160	1,10
89+200	1,00
89+220	1,20
89+240	1,10
89+260	0,85
89+300	0,90
89+320	0,60
89+340	1,00
89+400	1,20
89+420	1,15
89+460	1,00

Tableau 2.16. Relevé de l'eau souterraine (avant construction)

Par ailleurs, on note la présence de deux ponceux à proximité des chaînages 88+775 et 88+960 ainsi que la rivière Cachée au chaînage 89+180, environ.

2.2.5.4) Informations retenues

- On rappelle que la mise en place de l'infrastructure et des fondations de la route s'est déroulée entre les mois de juin et octobre 1994 inclusivement. Les travaux d'ensemencement et la pose du béton bitumineux ont été faits au printemps 1995;

- au printemps 1995, plusieurs instabilités se sont produites constatées particulièrement sur le talus gauche (ouest), entre les chaînages 88+920 et 89+680 (photos nos 2.11 à 2.13);
- les décrochements ont atteint généralement un mètre de profondeur et les matériaux fins ont été transportés sur plusieurs dizaines de mètres du pied du talus ouest, lequel présentait des surfaces généralement molles; les mesures de l'humidité du sol en place à l'aide de nucléodensimètre indiquaient des valeurs comprises entre 19,0 et 23 %. Dans les zones non affectées par ces instabilités, les teneurs en eau mesurées se situaient plutôt entre 11 et 15%;
- Les rapports de contrôle qualitatif rédigés lors de la construction de la route indiquent que le matériau de l'infrastructure (till) a été mis en place avec des teneurs en eau plus élevées que l'optimum (7 %), et ce particulièrement entre les chaînages 89+110 et 89+480;
- aux reprises des travaux au printemps 1995 et à la suite des glissements survenus, la pente du talus ouest a été reprofilée à 1V: 2H;
- suite à un autre glissement dans le talus ouest survenu au début du mois d'avril 1996, une visite au chantier a été effectuée et un programme d'essais en place a été exécuté incluant des travaux d'arpentage sur plusieurs sections des talus est et ouest. Ces travaux serviront dans l'analyse de stabilité envisagée. Les résultats obtenus des essais in-situ sont résumés dans les figures 2.15 à 2.18 alors que les photos du glissement de 1996 sont numérotées 2.12 et 2.13.

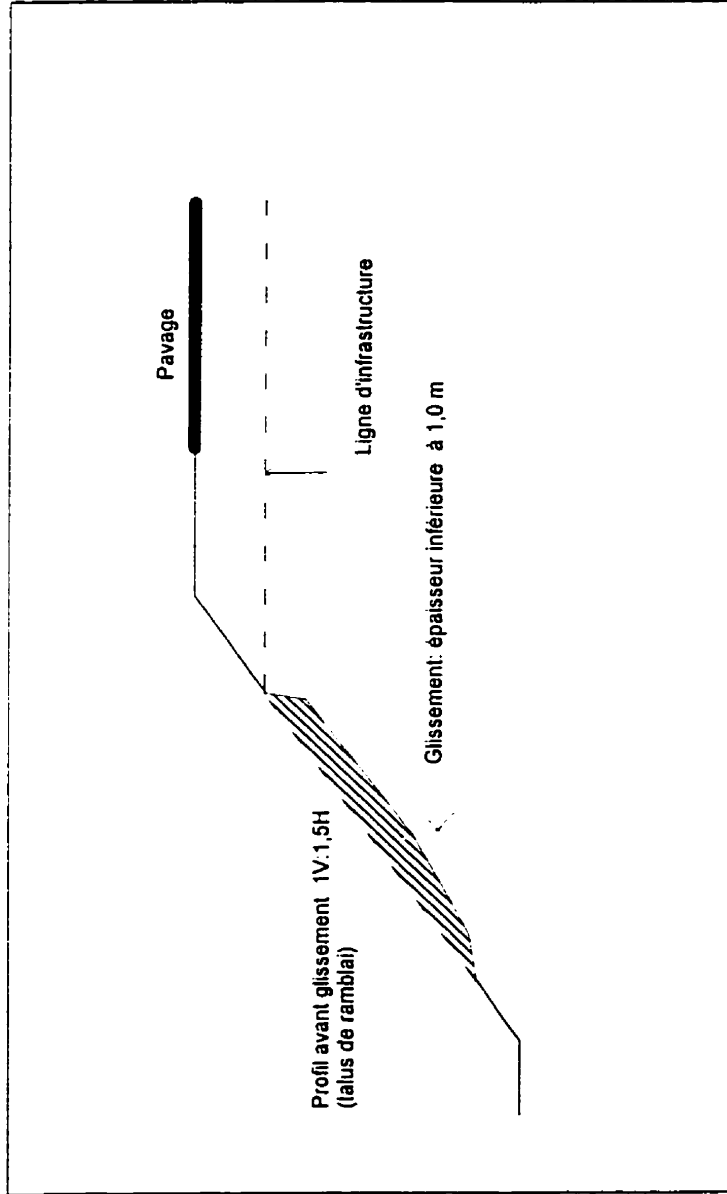


fig 1-14.grf

Figure 2.14 : Route 175, chaînage 89+140, talus ouest
Plan schématisé d'un glissement superficiel, avril 1996
Non à l'échelle

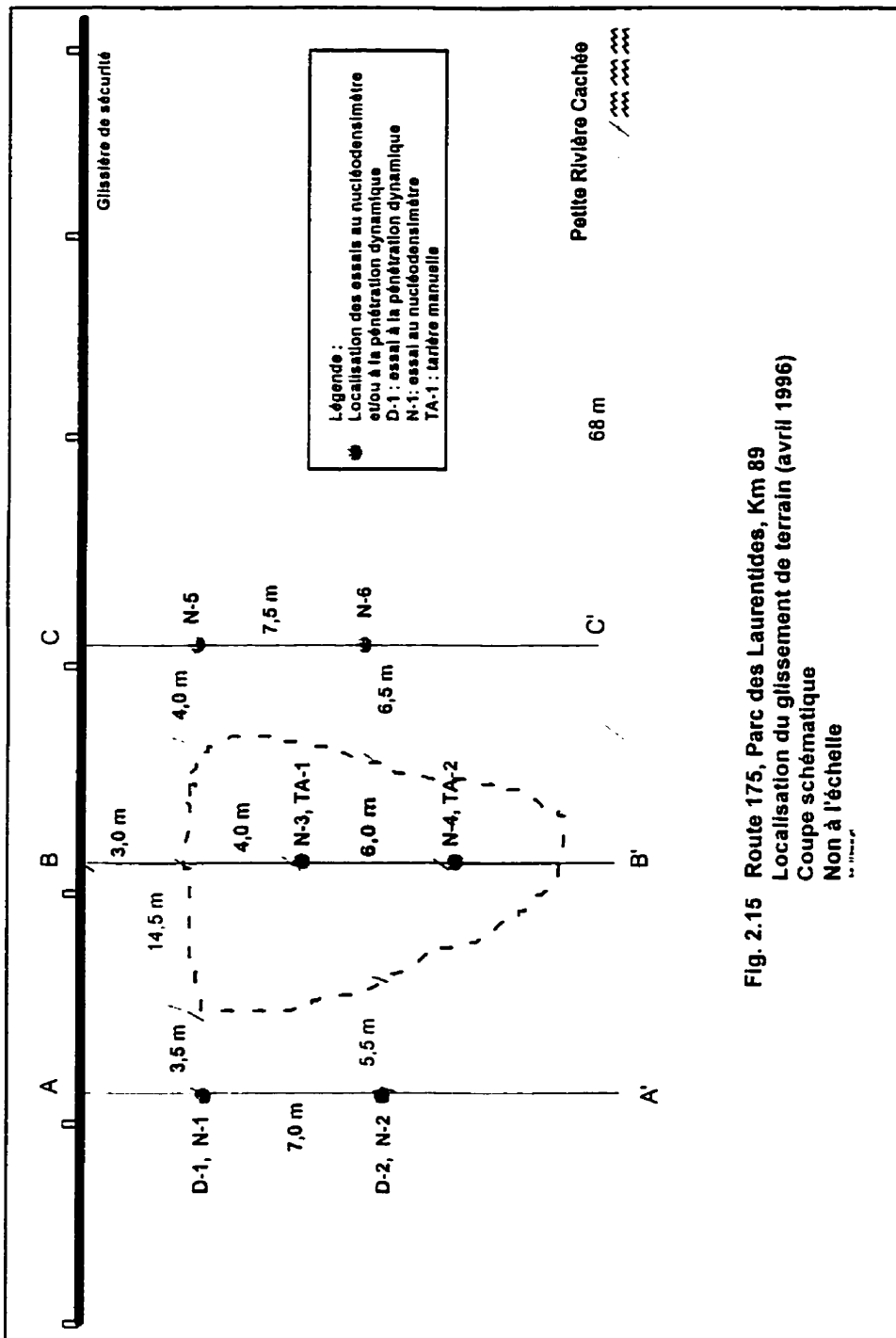
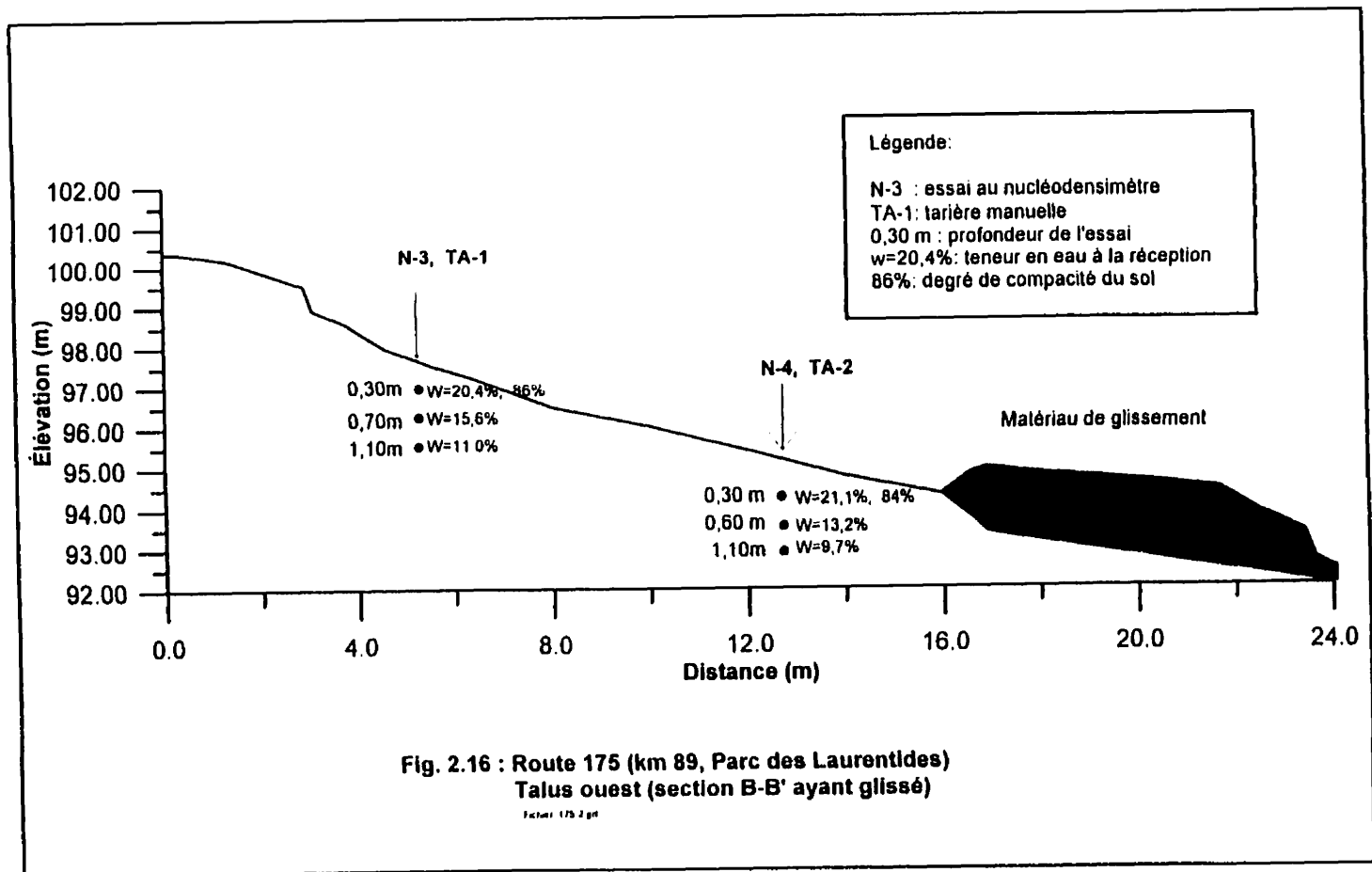


Fig. 2.15 Route 175, Parc des Laurentides, Km 89
 Localisation du glissement de terrain (avril 1996)
 Coupe schématique
 Non à l'échelle



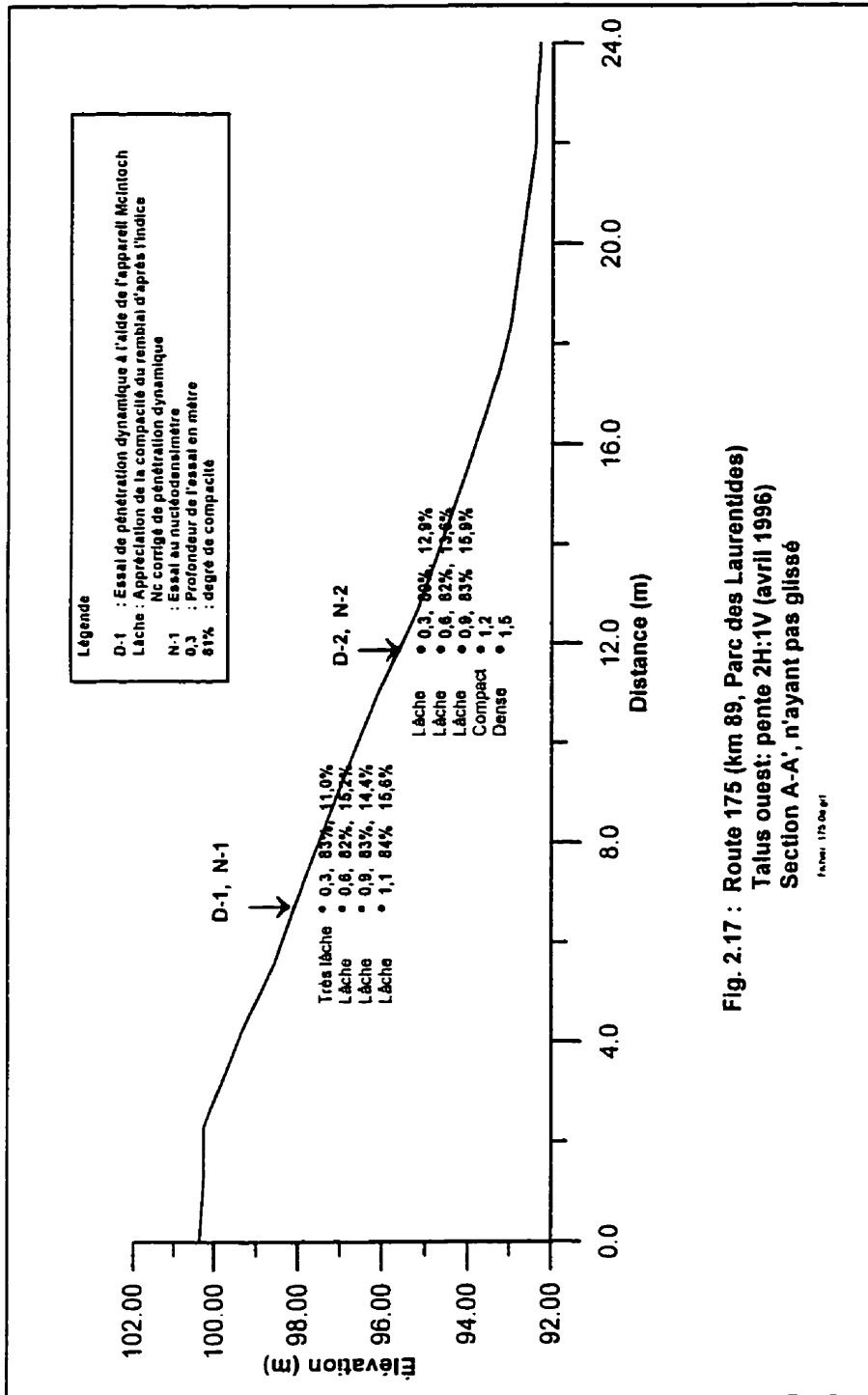


Fig. 2.17 : Route 175 (km 89, Parc des Laurentides)
 Talus ouest: pente 2H:1V (avril 1996)
 Section A-A', n'ayant pas glissé

Feuillet 175 de 87

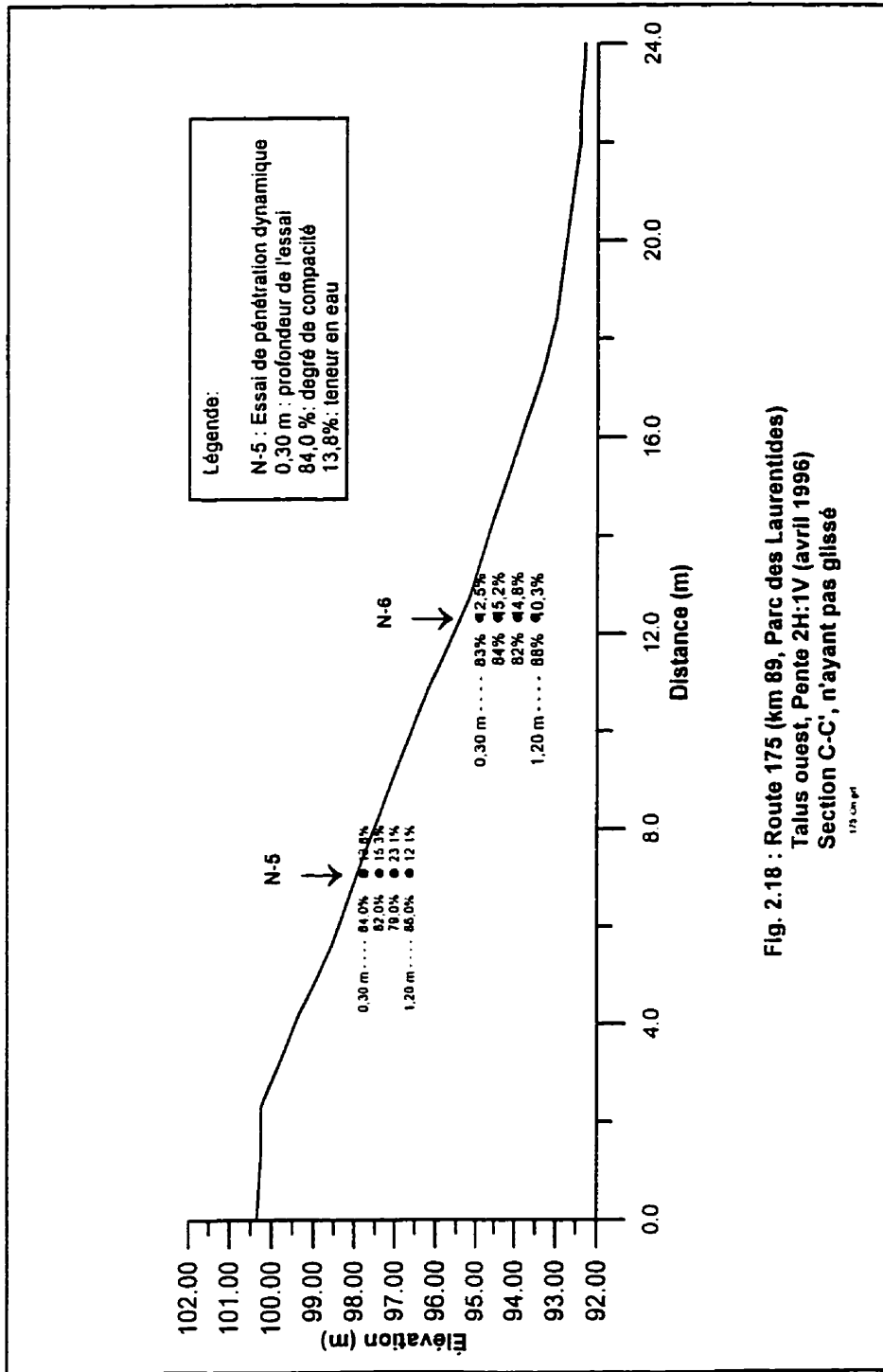
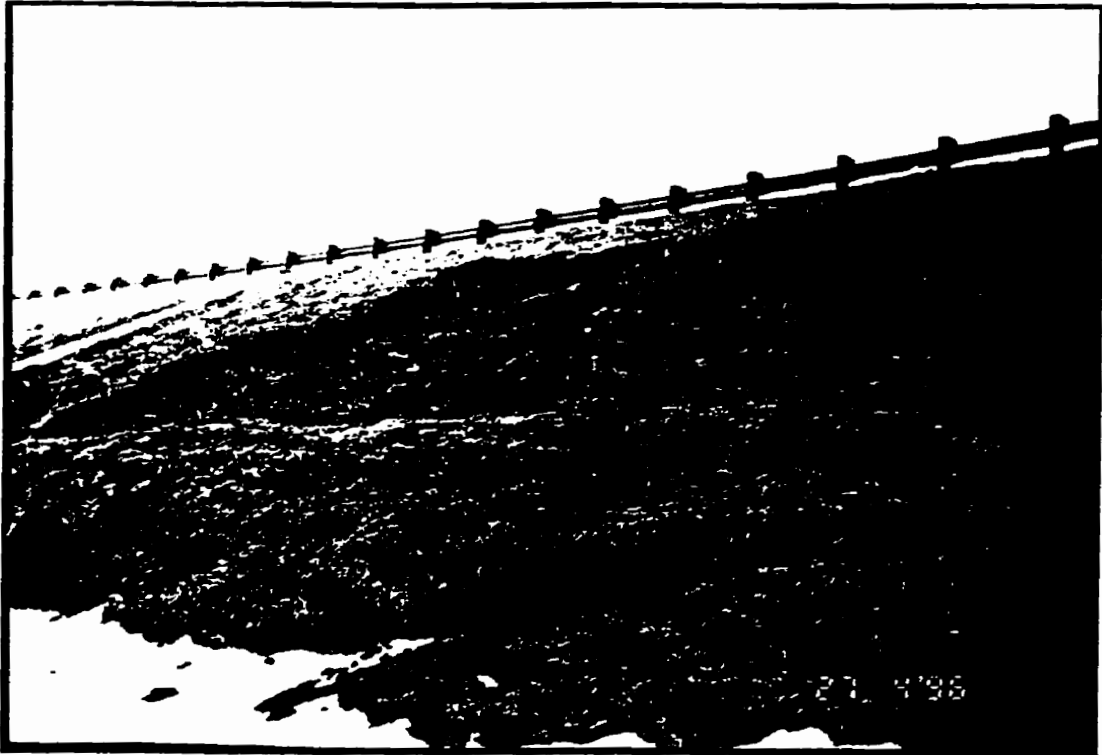


Fig. 2.18 : Route 175 (km 89, Parc des Laurentides)
 Talus ouest, Pente 2H:1V (avril 1996)
 Section C-C', n'ayant pas glissé
 175-04-91



Photo 2.11: Route 175, talus ouest, chaînage 89+160: glissement superficiel et coulée des matériaux sur une cinquantaine de mètres, environ.



Photos 2.12 et 2.13

Route 175, Parc des Laurentides, Québec.

Haut: glissement superficiel survenu en avril 1996 (talus ouest)

Bas: vue de détail sur le même glissement

2.2.6) Route 204 (St-Georges-de-Beauce)

2.2.6.1) Site

Le site est situé à St-Georges-de-Beauce, Québec. Il s'agit du réaménagement de la courbe de la route 204 ainsi que la reconstruction des routes St-Georges et St-René, à partir de l'intersection située à une cinquantaine de mètres au sud du pont Linière (figure no 2.19).

Le tronçon de la route 204 s'étend sur environ 2,5 km, alors que celui de la route St-Georges-St-René, s'étend sur quelques 427 mètres. Ces tronçons ont été construits en remblai-déblai avec des pentes de 1V: 1,5H alors que les mesures effectuées sur le chantier indiquent des valeurs variant entre 30 et 32° soit 1V : 1,7H environ.

2.2.6.2) Nature et propriétés des matériaux

Dans le cadre de l'étude pédologique d'avant-projet, des sondages ont été effectués le long du tronçon projeté de la route 204. Les résultats d'analyses effectuées sur les échantillons prélevés peuvent se résumer comme suit (tableau 2.17).

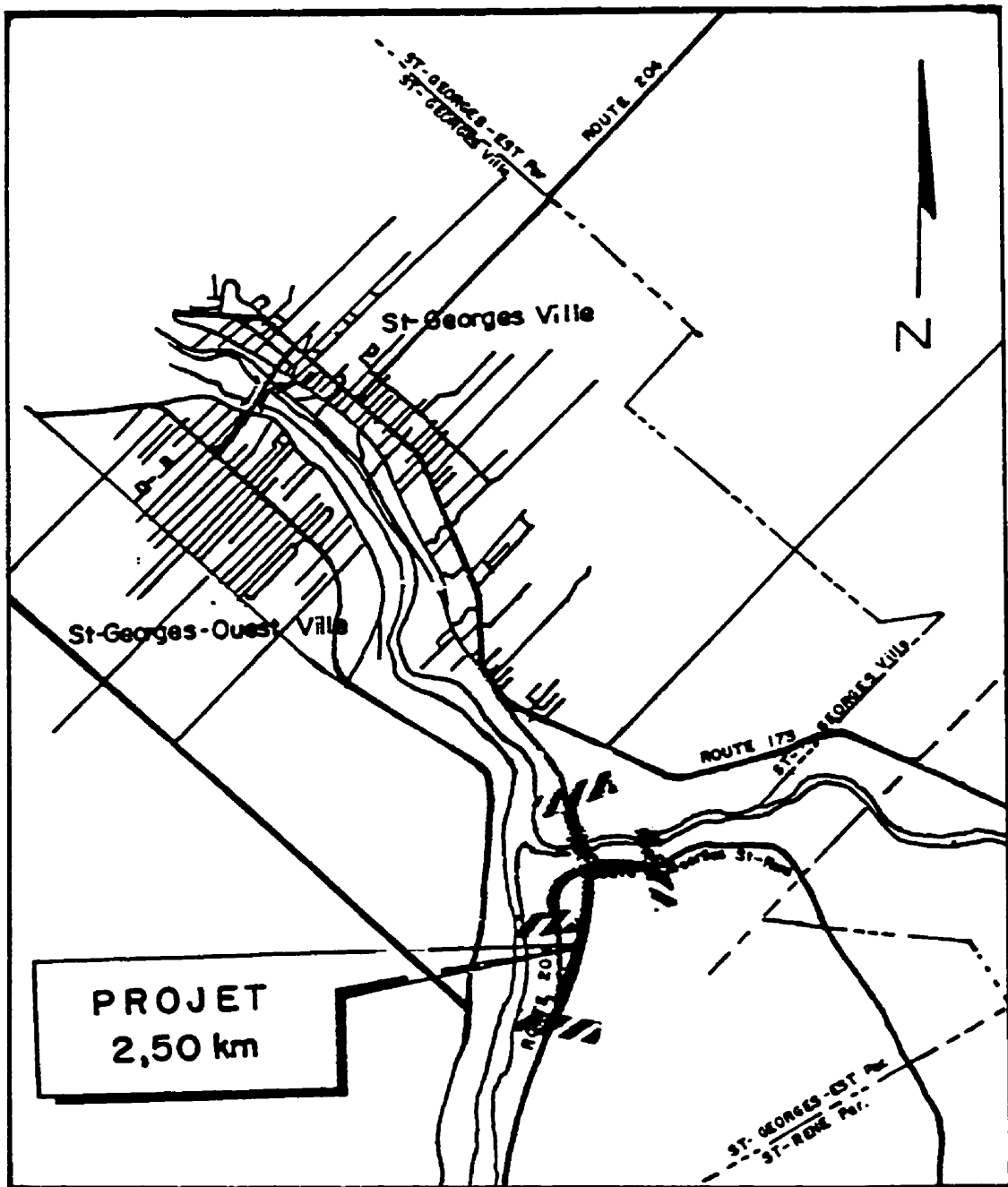


Figure no 2.19. Plan de localisation du site (Route 204)

Aucune échelle

Chainage	% passant 80 µm	Teneur en eau naturelle (%)	Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité	Indice de liquidité
0+000.D	50,2	12,6	16,1	14,7	1,4	---
0+020.G	56,7	15,0	19,3	15,7	3,6	---
0+200.G	47,3	21,6	21,9	16,5	5,4	0,9
0+360.G	48,8	---	17,3	15,1	2,2	---
0+380.G	56,5	15,3	19,0	15,6	3,4	---
0+600.D	61,5	---	22,2	16,6	5,6	---
0+620.G	61,6	---	---	---	---	---
0+660.G	52,9	12,5	22,2	16,6	5,6	---
0+940.D	95,6	29,2	34,3	20,5	13,8	0,6
1+160.D	42,3	11,1	---	---	---	---
1+400.C	75,5	15,7	25,1	17,6	7,5	---
1+440.G	47,3	19,2	---	---	---	---
1+720.D	91,6	20,7	31,5	19,6	11,9	---
1+740.G	50,4	13,1	23,5	17,1	6,4	---
1+760.D	50,1	13,7	21,8	16,5	5,3	---
2+000.G	44,2	12,6	23,4	17,0	6,4	---
2+140.D	32,8	14,1	21,9	16,5	5,4	---
2+460.D	76,9	17,7	26,1	17,9	8,2	---
2+760.C	53,0	11,3	---	---	4,8	---
2+860.C	58,4	11,6	19,2	13,6	5,6	---
3+020.G	60,5	15,6	22,2	18,7	3,5	---
3+240.G	99,9	23,8	35,8	21,5	14,3	---
3+280.D	52,3	9,9	17,1	15,0	2,1	---
3+320.D	57,9	---	---	---	---	---
3+440.C	38,8	6,7	15,3	14,4	0,9	---
3+600.C	31,9	---	20,9	16,2	4,7	---
3+620.C	98,9	27,2	32,6	20,0	12,6	0,6
3+680.G	99,8	25,9	40,2	22,4	17,8	0,2

Notes:

C: centre

G: 10 m à gauche

D: 10 m à droite

Tableau 2.17: Résumé des résultats des analyses géotechniques en laboratoire

D'après la description donnée dans les dossiers du MTQ et nos visites effectuées au site, il s'agit d'une moraine glaciaire (till). On remarque que le matériau est généralement de faible plasticité. Par ailleurs, aucun résultat n'est disponible concernant des essais possibles effectués sur les matériaux du tronçon de la route St-Georges-St-René.

Le 5 août 1995, des tranchées ont été réalisées sur les talus de déblai et de remblai des routes ci-haut mentionnées et où différents essais ont été effectués. La tableau 2.18 suivant résume les informations obtenues.

Tranchée no	Localisation	Profondeur (m)	Description visuelle des matériaux	Niveau de l'eau souterraine (m)	Remarques
TR-1	Route St-René, Chainage 0+065 km	0 à 0,90	Sable et silt, brun, avec un peu de gravier et d'argile ainsi que des traces de cailloux (moraine?). On note en surface la présence de blocs (schiste).	Pas d'eau	Echantillons prélevés de 0,20 à 0,30, de 0,40 à 0,60 et de 0,70 à 0,85 m de profondeur.
TR-2	Route 204; Chainage 0+303 km (partie stable)	0 à 0,70	Sable, silt et gravier avec un peu de cailloux, brun. On note la présence de blocs schiste en surface.	Pas d'eau	Echantillons prélevés de 0,20 à 0,35 et de 0,50 à 0,70m de profondeur.
TR-3	Route 204; Chainage 0+325km (Partie instable)	0 à 0,80	Sable, silt et gravier avec un peu d'argile ainsi que des traces de cailloux, gris. On note la présence de quelques blocs.	Pas d'eau	Echantillons prélevés de 0,20 à 0,30, de 0,45 à 0,55 et de 0,60 à 0,80 m de profondeur.

Tableau 2.18. Informations obtenues à l'aide de sondages

De plus, dans les talus de remblais situés en face des chaînages ci-haut mentionnés, des essais de la densité en place du sol et de sa teneur en eau naturelle ont été effectués. Le tableau suivant résume les résultats obtenus.

Tranchée no	Profondeur de l'essai	Densité sèche en place (kg/m^3)	Compacité mesurée (%) ⁽¹⁾	Teneur en eau (%)
TR-1 ⁽¹⁾	0,50	1627	83,0	10,3
	0,80	1539	78,0	13,7
	1,20	1411	72,0	19,6
TR-2 ⁽²⁾	0,20	1590	81,0	14,5
	0,50	1551	79,0	17,3
	0,70	1512	77,0	19,2
TR-3 ⁽³⁾	surface	1837	93,0	11,5
	0,30	1679	85,0	16,6
	0,70	1679	85,0	17,4

Notes:

(1) Le Proctor corrigé utilisé est 1966 kg/m^3

(2) Le Proctor corrigé utilisé est 1963 kg/m^3

(3) Le Proctor corrigé utilisé est 1975 kg/m^3

Ces valeurs ont été utilisées lors des travaux de contrôle de la compacité des sols (Journal II).

Tableau 2.19 : Résumé des résultats obtenus au nucléodensimètre

2.2.6.3) Niveau de l'eau souterraine

Le niveau de l'eau a été repéré lors la réalisation des sondages d'avant-projet, en 1985, probablement au printemps.

Chainage	Niveau de l'eau souterraine (m)
0+240,D	1,80
0+280,D	1,70
0+320,D	1,40
0+400,C	1,20
0+780,D	1,50
0+920,D	surface
0+940,D	surface
0+960,C	0,30
1+020,D	0,30
1+040,D	0,30
1+080,D	1,20
1+160,D	1,50
1+180,G	1,60
1+260,C	0,40
1+340,D	1,20
1+400,C	0,20
1+420,D	0,30
1+460,C	1,90
1+600,D	0,90
1+680,G	1,20
1+760,C	2,30
1+800,C	2,00
1+840,C	2,20
1+860,C	2,00
1+900,C	2,00
1+940,C	2,20
2+180,C	1,60
2+260,D	1,70
2+820,C	1,60
2+860,C	1,30
2+920,G	0,60
2+980,D	3,60
3+160,C	1,40
3+180,G	1,10

Tableau 2.20. Relevé de l'eau souterraine

2.2.6.4) Informations retenues

- Plusieurs mémos ont été émis concernant les instabilités observées lors de l'érection des couches de l'infrastructure. Les matériaux utilisés provenant des déblais avoisinants et présentaient souvent des teneurs en eau assez élevées;
- aux printemps suivant, lors de la période du dégel, des instabilités ont été constatées principalement dans les talus de déblais. Les matériaux impliqués dans les glissements ont partiellement bloqué les fossés de drainage, ce qui a conduit à des travaux d'entretien relativement importants. Au mois de mai 1995, nous avons constaté que le même phénomène s'est produit à certains endroits particulièrement entre les chaînages 0+300 et 0+325 km (photos nos 2.14 et 2.15).

2.3) DISCUSSION SOMMAIRE DES RÉSULTATS DU CHANTIER

- Les observations effectuées sur le terrain et les informations obtenues dans les documents de chantier (M.T.Q.) indiquent que les instabilités superficielles concernent généralement les talus de remblai (les six sites visités). Cependant les talus de déblai étaient impliqués dans trois de ces sites.
- Certaines de ces instabilités surviennent lors des travaux de construction et elle sont dues principalement à une teneur en eau élevée du matériau associée - à l'occasion - à de fortes précipitations de pluie. D'autres instabilités surviennent après la construction et elles sont associées à de fortes précipitations et/ou au dégel printanier (engorgement de sol en eau). Dans la majorité des cas, la compacité des matériaux en place a été jugée insuffisante (compactage insuffisant ou déconfinement après coupe dans un talus

naturel) et les sols impliqués sont composés généralement de till (sable silteux avec un peu d'argile et de gravier).

- Dans le cas de la moraine, la courbe "teneur en eau-densité sèche" obtenue à l'essai Proctor modifié présente généralement un pic pointu au niveau de l'optimum. Contrairement aux matériaux dont le pic de la courbe Proctor correspondante est "aplati", une légère variation de la teneur en eau dans le cas de la moraine provoque une variation importante de la densité sèche. Le contrôle de l'humidité lors du compactage s'avère par conséquent assez délicat et nécessite une attention particulière (ex.: routes 175 et 204);
- Le paramètre de contrôle de compactage qui tient uniquement de la comparaison de la teneur en eau du matériau par rapport à sa limite plastique doit être utilisé avec prudence (Cas de l'autoroute 10). En effet, d'autres paramètres doivent être pris en considération telle que l'indice de liquidité du matériau. À certains endroits où les données étaient disponibles pour permettre de calculer ce paramètre, il s'est avéré que des instabilités étaient constatées lorsque l'indice de liquidité était proche ou supérieur à l'unité alors que la teneur en eau du matériau était proche de sa limite.
- D'après les informations recueillies, il est d'usage que le rouleau compacteur s'arrête à une certaine distance du bord du talus lors des opérations du compactage. De plus, le profilage des talus de remblai se fait souvent par simple déposition des sols sans ou avec peu de compactage. Cette insuffisance dans la compacité des matériaux a été vérifiée à l'aide du nucléodensimètre et d'essai de pénétration dynamique;

- La présence de l'eau dans le sol suite à différentes conditions (pluies, dégel etc) est le plus souvent, à l'origine des glissements observés. Donc, une saturation en eau peut faire disparaître la tension superficielle due à l'humidité du matériau d'avant mouillage.
- L'analyse des instabilités dans les talus de déblai et de remblai constitue donc un problème complexe. Aussi nous nous limitons à étudier dans le cadre de cette étude l'aspect des instabilités superficielles dans les talus de remblai qui seraient reliées à une insuffisance dans le compactage du sol. De plus, les glissements dans les talus de remblai ont été impliqués dans tous les sites ayant fait l'objet de visites et d'essais in-situ.



Photos 2.14 et 2.15

Route 204, St-Georges-de-Beauce, Québec.
(À une centaine de mètres au sud de la rivière Linière)
Haut: glissement superficiel sur le talus de déblais ouest
Bas: détail de même glissement

CHAPITRE III

ESSAIS EN LABORATOIRE

3.1 BUT ET PROGRAMME DES ESSAIS DE LABORATOIRE (TILL)

L'objectif des essais triaxiaux en compression monotone et sous conditions non drainées est de déterminer les caractéristiques à grandes déformations des échantillons de till reconstitués (moraine composée de sable silteux avec des traces d'argile). L'état à grandes déformations sera représenté dans le diagramme e - $\log p'$, où e est l'indice des vides et p' est la contrainte moyenne effective: $p'=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$.

La détermination des deux droites limites d'état ultime est importante pour définir l'état physique en place du remblai morainique par rapport à celles-ci. Il nous sera alors possible

de déterminer si ce sol aura un comportement contractant lors du cisaillement et par conséquent son potentiel de liquéfaction.

Un total de 50 essais de compression triaxiale a été effectué sur des échantillons reconstitués par la méthode de compactage humide, à des indices des vides et des pressions de consolidation variés. La méthode de compactage humide est une méthode reconnue dont les avantages se résument en la facilité à contrôler l'indice des vides, la reproductibilité, et l'homogénéité dans la granulométrie (pas de ségrégation).

Le programme expérimental comprend trois séries d'essais. La première avait pour but de déterminer la courbe UF et elle a été menée avec des indices des vides différents et des contraintes isotropes suffisamment élevées. La deuxième série visait à définir la courbe LF laquelle était caractérisée par des indices de vides généralement variables associés à des niveaux de contraintes relativement faibles. La dernière série servait enfin à déterminer la position intermédiaire. Les résultats serviront, par la suite, à une comparaison avec les résultats des analyses de stabilité à rebours.

3.2 PROCÉDURE SUIVIE EN LABORATOIRE

3.2.1 CALIBRATION DES DIFFÉRENTS CAPTEURS DE PRESSION

Afin de s'assurer de l'uniformité dans les essais, la calibration du LVDT (Linear variation displacement transducer) et des différents capteurs été effectuée avant la campagne des essais. Les capteurs de pression et de la cellule de charge l'ont été dans la limite des valeurs à utiliser. Ainsi les capteurs de pression cellulaire et interstitielle utilisés avaient une capacité de lecture allant jusqu'à 1400 kPa (200 psi) alors que la cellule de charge avait

une capacité de 10 kN maximum. Quant au LVDT, il a été calibré sur une lecture allant à environ 30% de déformation axiale de l'échantillon alors qu'en pratique une valeur maximum de 20% a été visée dans les essais effectués. Le LVDT a été utilisé pour mesurer de façon précise les déformations durant la percolation, la saturation, la consolidation et le cisaillement.

3.2.2 PRÉPARATION DE L'ÉCHANTILLON

Tenant compte des expériences effectuées par différentes équipes de recherche dans le passé, nous avons adopté une teneur en eau initiale de 4% pour tous les échantillons reconstitués. Cette faible teneur en eau permet d'obtenir les structures lâches visées après saturation et consolidation de l'échantillon. De plus, cette méthode a démontré qu'on peut atteindre un indice des vides nettement supérieur à e_{\max} obtenu avec le même matériau sec selon la norme ASTM en vigueur.

Le moule cylindrique en plastique utilisé a été fabriqué pour être adapté à la base de la cellule triaxiale. Il mesure environ 100 mm de diamètre et de hauteur pour un élancement de 1.

Étant donné la présence de grains anguleux dans le till utilisé, nous avons utilisé une membrane en latex de 0.025 po (0,635 mm) d'épaisseur. Le sol est déposé dans le moule à l'aide d'une petite cuillère, en cinq couches d'égale hauteur, chacune des couches étant compactée à la densité correspondant à l'indice des vides désiré. Pendant ces étapes, la membrane reste adhérente à la paroi du moule par une légère succion pratiquée par siphonage d'air à travers un petit orifice latéral. On prend soin que l'humidité du sol reste constante pendant la mise en place du sol dans le moule.

Afin d'éliminer le frettage de l'échantillon lors de l'essai, deux plaques circulaires d'acier polies de 120 mm de diamètre ont été utilisées respectivement comme points d'assise à l'échantillon et d'appui pour la rotule de chargement. Le système d'antifrettage est utilisé afin d'obtenir des déformations homogènes jusqu'à de très grandes déformations axiales. Par ailleurs, deux joints toriques ont été utilisés pour assurer une bonne adhésion de la membrane contre chaque plaque, laquelle a été préalablement enduite de graisse de silicone.

La percolation et la saturation sont assurées par trois petits orifices circulaires de 10 millimètres de diamètre pratiqués dans chaque plaque et comblés par des pierres poreuses. De plus, après quelques essais, des papiers filtres circulaires de 1,5 cm de diamètre ont été utilisés afin d'éviter le colmatage des pores des pierres poreuses par les particules fines de l'échantillon, pendant la percolation et la saturation.

Enfin, on souligne que le sol utilisé a été tamisé et seule la composante passant le tamis 2 mm a été retenue pour les essais.

3.2.3 SATURATION ET CONSOLIDATION ISOTROPE

La première étape consiste à remplacer l'air dans l'échantillon par le dioxyde de carbone lequel a la propriété de se dissoudre mieux dans l'eau. Cette opération s'effectue par la base de l'échantillon avec une faible pression ne dépassant guère 10 kPa et doit durer pendant une période d'au moins 20 minutes. Pendant cette phase, la plaque d'acier à la tête de l'échantillon est gradée en place à l'aide d'un manche en métal dont l'autre extrémité se trouve en contact du cadre supérieur de la presse (photo no 3.1).

Le moule de plastique est ensuite retiré en enlevant les vis latérales. Deux feuilles de plastiques sont enroulées autour de l'échantillon et fixées à l'aide d'une colle qui se dissout au bout d'une quinzaine de minutes d'immersion dans l'eau. Ainsi, pendant la percolation de l'eau désaérée dans l'échantillon, celui garde un diamètre constant. Le couvercle de la cellule triaxiale est ensuite mis en place ainsi que les capteurs de pression et le LVDT, lesquels sont reliés à un système d'acquisition de données.

La phase de percolation commence alors avec une pression cellulaire de 20 kPa et une contrepression de 10 kPa. Les pressions cellulaire et interstitielle sont appliquées à l'aide d'un système d'air sous pression. Afin d'empêcher l'entrée d'air dans l'échantillon, une interface air-eau a été utilisée. Pour le till, selon l'indice des vides initial, cette phase de percolation peut durer jusqu'à 4 heures et elle ne sera complétée que lorsqu'on note que l'eau qui sort du haut de l'échantillon ne contient aucune bulle d'air.

La phase de saturation proprement dite peut alors commencer en augmentant en même temps la pression cellulaire et la contrepression de façon à ce que la différence de 10 kPa soit toujours maintenue. Cette phase se termine lorsqu'il n'y a aucune sortie ou entrée d'eau dans l'échantillon. Des burettes, d'une précision de 0,1 ml, communiquant avec la base et la tête de l'échantillon sont utilisées pour ces mesures. Ces deux burettes sont alors fermées et le remplissage de la cellule triaxiale avec de l'eau sous pression contrôlée est effectué afin de défaire les languettes de plastique ayant servi jusqu'à maintenant à garder le diamètre de l'échantillon constant. Selon le type de colle utilisée, la période d'attente peut varier entre dix et vingt minutes.

Ensuite, on augmente la pression cellulaire par palier régulier de 40 kPa et on surveille l'évolution parallèle de la pression interstitielle. Le coefficient B de Skempton sera alors facilement calculé.

Lorsqu'une valeur minimum de 96% est obtenue pour B, la contrainte effective est fixée et le drainage aux extrémités de l'échantillon est ouvert pour permettre la consolidation. Le volume d'eau expulsé par les deux extrémités de l'échantillon est alors mesuré permettant ainsi le suivi de la variation du volume de l'échantillon et donc de son indice des vides. La dissipation complétée de la pression à l'intérieur de l'échantillon engendrée par la contrainte effective appliquée est vérifiée par fermeture du drainage: la pression interstitielle doit demeurer constante. Pour le till utilisé, la durée de la consolidation peut atteindre 6 heures et elle augmente avec la contrainte effective appliquée à l'échantillon. Une autre façon de suivre la consolidation est de tracer la courbe de changement de volume en fonction du temps.

3.2.4 CISAILLEMENT

Les essais triaxiaux ont été effectués dans une cellule triaxiale en Plexiglas d'environ 17 cm de diamètre intérieur capable de supporter des pressions allant jusqu'à 1400 kPa. Le système de chargement axial a été assuré par une presse de 10 tonnes de marque Wykeham Farrance dont la vitesse de déplacement vertical a été fixée à 0,75 mm/minute.

La pression interstitielle générée lors du cisaillement en condition non drainé peut être importante dans le cas d'un matériau granulaire lâche et elle peut réduire la pression de confinement exercée sur la membrane. Ceci peut entraîner une variation de volume et induire une sous-estimation de la pression interstitielle. Pour le till utilisé, l'effet de

pénétration de la membrane a été négligé puisque le changement de volume pour la contrainte maximale de confinement utilisée était inférieur à 2%.

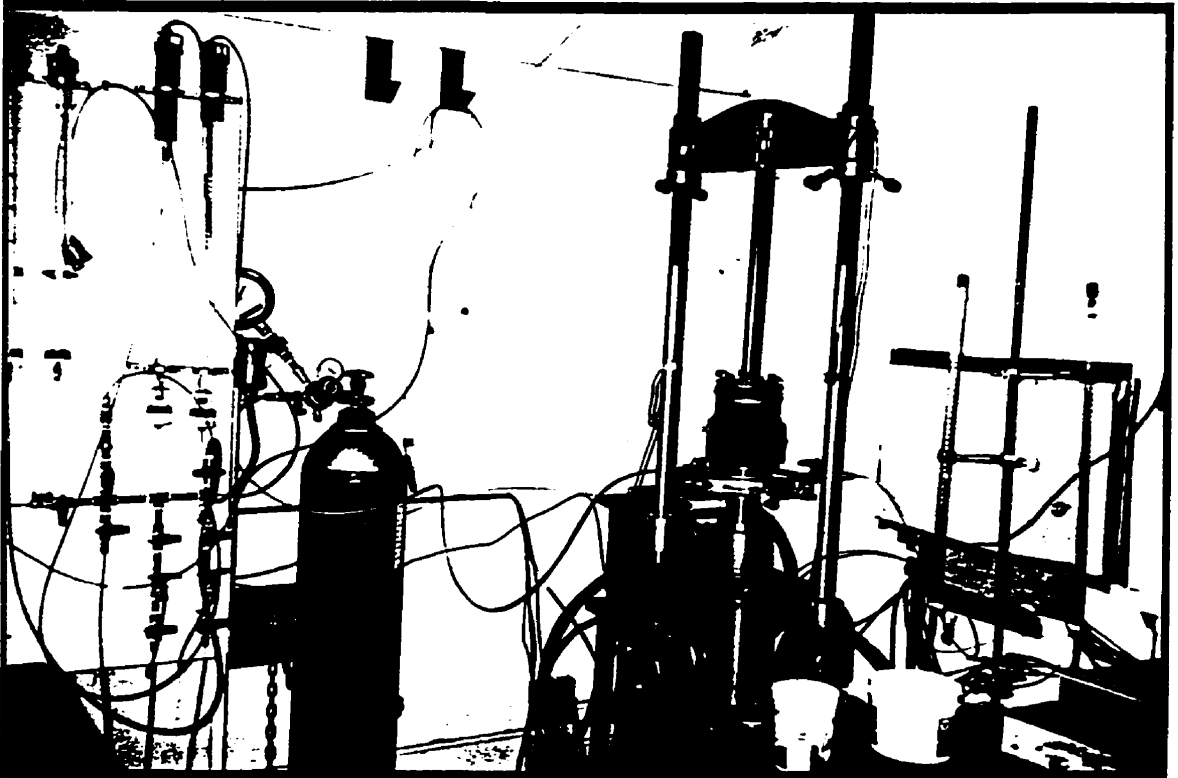


Photo no 3.1: Échantillon de sol dans le moule pendant la phase de saturation en CO2

CHAPITRE IV

CARACTÉRISATION À L'ÉTAT ULTIME DU TILL DU REMBLAI DE LA ROUTE 175 (km 89)

4.1 INTRODUCTION

Dans le but de déterminer les courbes LF et UF du till utilisé comme remblai routier de la route 175 (km 89, Parc des Laurentides), 50 essais de compression triaxiale non drainée ont été effectués sur des échantillons reconstitués par la méthode de compactage humide, à des indices des vides et des pressions de consolidation variés. On rappelle que pour tous les essais triaxiaux, le cisaillement a été effectué à drainage fermé, les contraintes de consolidation étaient isotropes et la méthodologie de la réalisation des essais a été la même. On note également que le taux de réussite des essais a été voisin de 55% mais s'améliorait progressivement avec le temps suite aux ajustements apportés; ainsi 27 essais ont été réussis et ont servi pour fin d'étude.

Le tableau 4.1 présente une synthèse des paramètres utilisés lors des essais triaxiaux non drainés (réussis) sur des échantillons reconstitués. Les courbes obtenues sont montrées à l'annexe "A", à la fin du présent mémoire.

4.2 RÉSULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX NON DRAINÉS

4.2.1 Influence de la densité (indice des vides initial)

Tel que le montre le tableau 4.1, plusieurs essais ont été effectués avec un niveau de contrainte de confinement isotrope mais à différents indices de vides. Les essais numéros 175-03 et 175-05 par exemple (figures A.3 et A.5, annexe A) ont été réalisés avec une contrainte effective de confinement d'environ 180 kPa. Les courbes de résistance des deux essais ont été rapportées sur la figure 4.1. Elles sont caractérisées chacune, par un pic de la contrainte déviatorique ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) pour une déformation axiale inférieure à 1 %, suivi d'une diminution de q vers une valeur correspondant à l'état de plasticité parfaite (plateau). Cet état est atteint à des valeurs de déformation supérieures à 15%.

En comparant ces deux essais, on remarque que la densité du matériau influence la résistance au cisaillement non drainé au pic et à l'état de plasticité parfaite. En effet, la résistance au cisaillement non drainée augmente avec la densité du matériau. Les courbes de pression interstitielle montrent également une augmentation rapide au début de l'essai et atteignent généralement une valeur maximale à des déformations axiales inférieures à 1 %. Cependant, la pression interstitielle peut monter encore légèrement et se stabiliser pour des valeurs supérieures à 15% de déformation axiale (essai no 175-05).

Essai no	Indice des vides initial	Contrainte de consolidation
175-01	0,700	80
175-02	0,700	100
175-03	0,650	185
175-04	0,650	160
175-05	0,600	180
175-06	0,740	310
175-07	0,740	160
175-08	0,600	500
175-09	0,690	340
175-11	0,680	230
175-13	0,600	240
175-14	0,680	80
175-15	0,620	145
175-18	0,650	265
175-20	0,650	100
175-21	0,540	490
175-22	0,460	70
175-23	0,450	125
175-28	0,500	710
175-29	0,540	870
175-31	0,400	750
175-33	0,680	840
175-34	0,570	815
175-35	0,680	935
175-38	0,450	810
175-39	0,450	370
175-40	0,640	35

Tableau 4.1. Essais triaxiaux non drainés effectués (route 175)

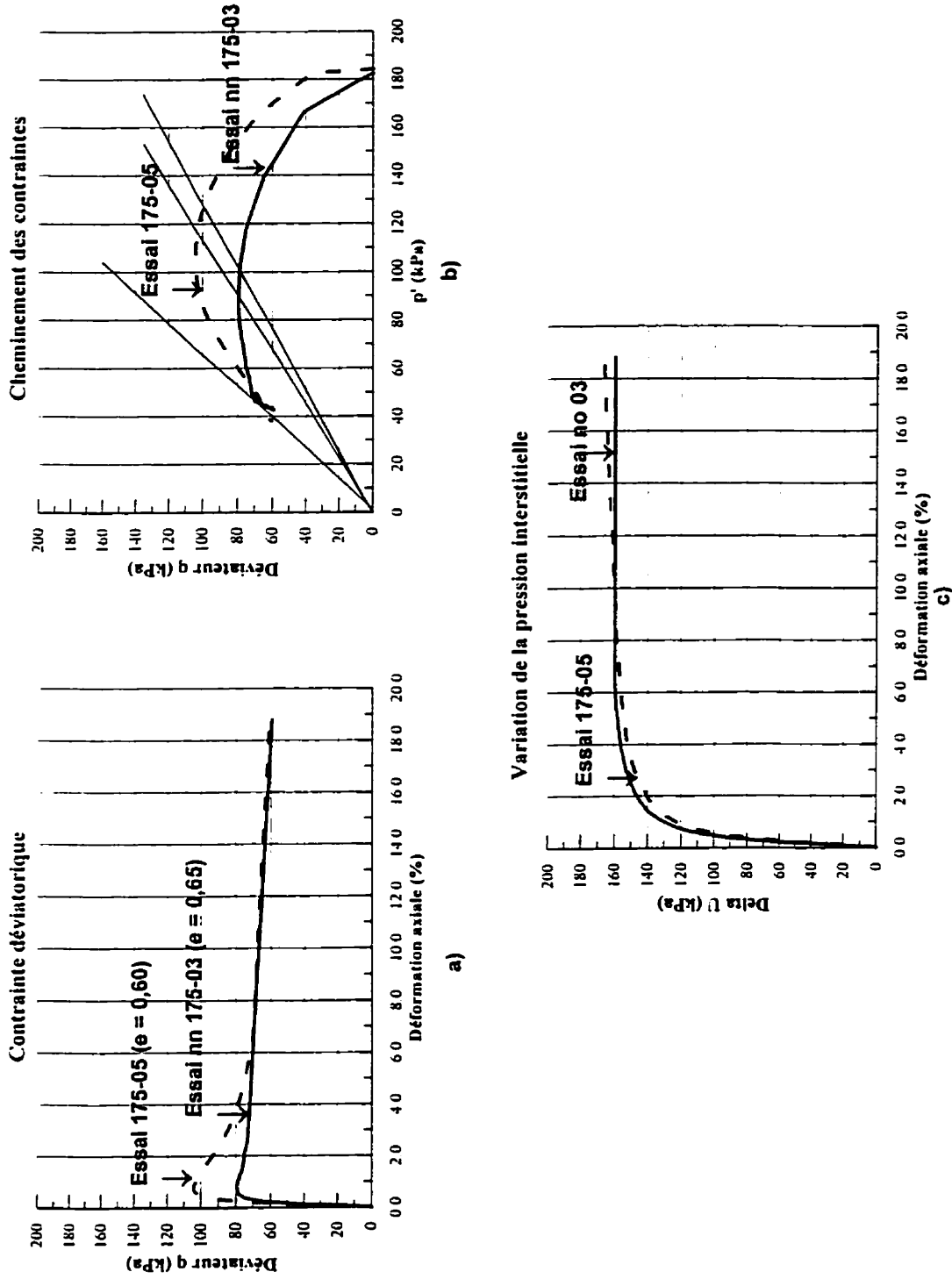


Figure no 4.1 : courbes des essais triaxiaux non drainés no 175-03 et 175-05. Influence de l'indice des vides à même contrainte de confinement isotrope (180 kPa)

17503-5.pl

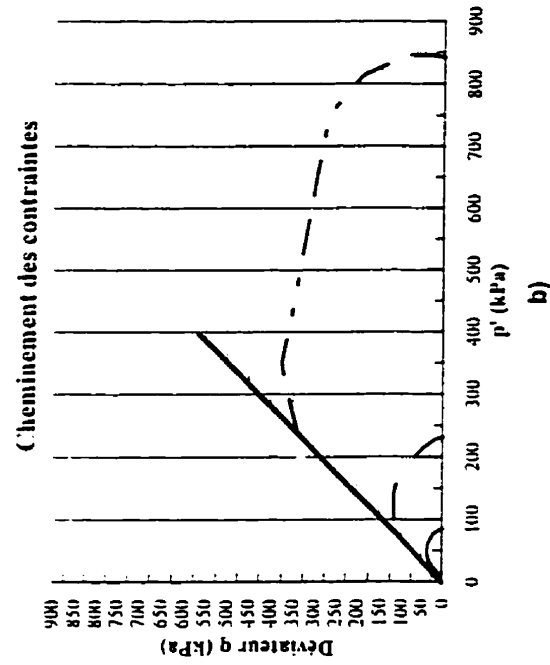
Par ailleurs, le diagramme de Cambridge des cheminements de contraintes indique que le rapport (q/p) au pic, M_p , est plus faible que celui mobilisé à l'état de plasticité parfaite, M_F . Dans le premier cas, la pente de la droite passant par l'origine et le pic augmente avec la densité du matériau : elle varie de 0,86 (essai 175-03) à 1,36 (essai 175-05). Dans le deuxième cas, i.e. à l'état de plasticité parfaite, cette pente est unique pour les essais et elle a une valeur de 1,70 pour un angle de 41° qui est celui du frottement interne du matériau.

Enfin des résultats identiques montrant l'influence de la densité du matériau, ont été trouvés pour d'autres essais. Par exemple, les essais 175-34 et 175-38 ont été effectués à différents indices de vides mais au même niveau de contrainte isotrope, supérieur au précédent, soit 810 kPa (figures A.25 et A.27, annexe A).

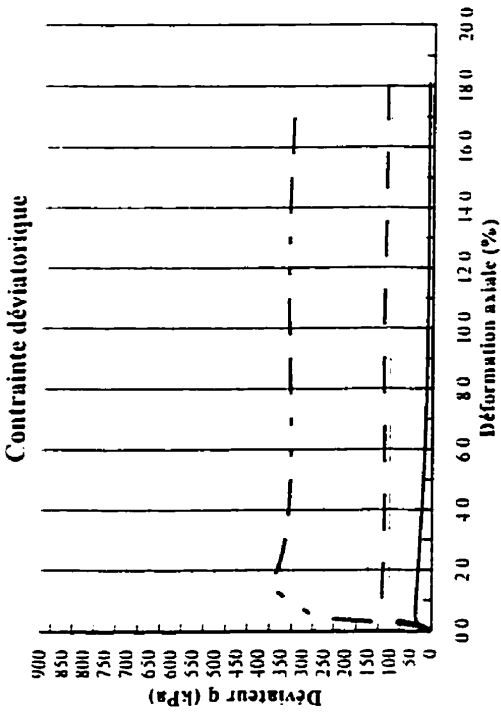
4.2.2 Influence du niveau de la contrainte de consolidation isotrope

Le comportement non drainé des échantillons ayant le même indice des vides varie avec le niveau de la contrainte de consolidation isotrope. Les essais 175-11, 175-14 et 175-33 ont été effectués sur des échantillons à même indice des vides initial égal à 0,680 avec des contraintes isotropes variant entre 80 à 840 kPa environ. Les résultats de ces essais sont présentés sur les figures A.10, A.12 et A.24, respectivement. (Annexe A.)

Pour fin de comparaison, les résultats de ces essais ont été rapportés sur la figure 4.2. Dans l'essai 175-33, l'échantillon a été soumis à la contrainte de confinement la plus élevée soit 840 kPa. Le pic de la contrainte déviatorique ($q = 385$ kPa) est le plus élevé et il est obtenu à une déformation axiale de 1,0 %, environ (fig. 4.2.a). Le déviateur décroît ensuite jusqu'à une valeur moyenne de 325 kPa obtenue à l'état de plasticité parfaite pour une déformation axiale de 6%, environ.

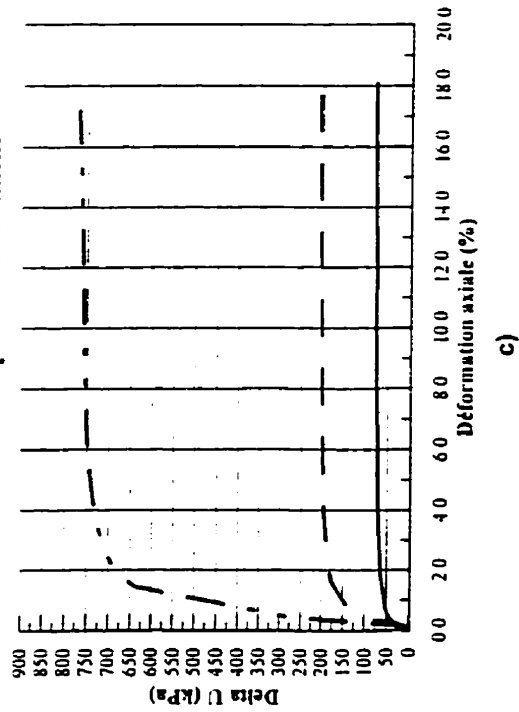


a)



b)

Variation de la pression interstitielle



c)

CARACTÉRISTIQUES DES ÉCHANTILLONS
 Reconstitués par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides initial : 0,680

CARACTÉRISTIQUES DES TROIS ESSAIS TRIAXIAUX
 Consolidation isotrope, compression non-drainée

Essai 175-14: — 82,0 kPa

Essai 175-11: - - - 232,0 kPa

Essai 175-33: - . - . 642,0 kPa

Type de chargement: Constant à 0,030 "/min

Figure no 4.2 : Influence de la contrainte de confinement: courbes des essais triaxiaux non drainés nos 175-11, 175-14 et 175-33

La pression interstitielle quant à elle augmente également rapidement au début de l'essai et atteint un plateau final égal à 93 % de la valeur de la pression de consolidation initial soit 770 kPa.

À l'autre extrême, l'essai 175-14 qui a été assujetti à la contrainte de confinement la plus faible soit environ 80 kPa, montre un pic du déviateur plus faible (35 kPa) atteint à une déformation axiale de 0,7 %. Par la suite, le déviateur décroît vers une valeur stationnaire de 8 kPa atteinte à partir d'une déformation axiale de 12% , soit l'état de plasticité parfaite.

4.2.3 Comportement typique d'un essai contractant (essai 175-29)

Plusieurs essais triaxiaux non drainés réalisés ont montré un comportement contractant typique. Généralement, l'échantillon se déforme en tonneau et l'état final se trouve sur ou très proche des lignes LF ou UF.

Pour l'essai 175-29 (figure 4.3), l'état final se trouve sur la courbe inférieure LF. Cet essai a été réalisé avec une contrainte isotrope effective de 870 kPa et un indice des vides initial égal à 0,540. La contrainte déviatorique augmente vers un maximum (524 kPa) atteint à 1,0 % de déformation axiale, ensuite elle diminue vers un plateau pour une valeur de 350 kPa, atteinte à 18% de déformation axiale (figure 4.3.a). Cette diminution est due à un effondrement ou une liquéfaction de l'échantillon (Konrad 1990).

Les surpressions interstitielles générées atteignent 80 % de la valeur finale à une déformation axiale inférieure de 1,2% et augmentent lentement par la suite pour se stabiliser à une valeur correspondant à environ 18 % de la déformation axiale. Cette valeur est d'environ 91 % de la contrainte isotropique initiale (figure 4.3.c).

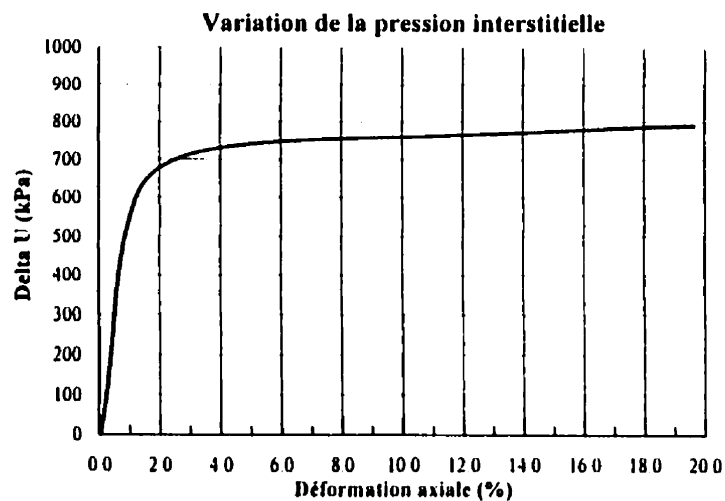
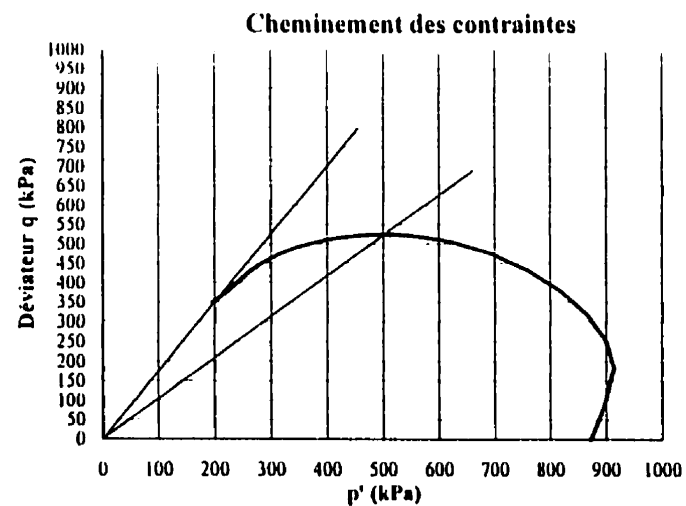
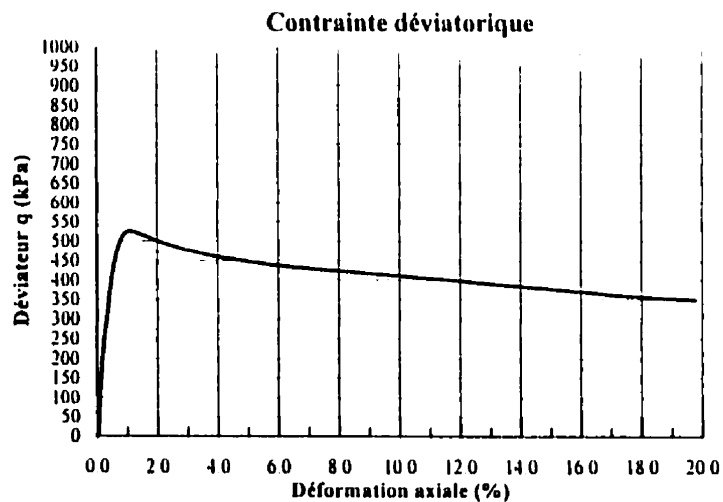


FIGURE A.22 ESSAI NO: 175-29 DATE: 1996/06/22

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)

Dim. de l'échant.(mm): Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm

Indice des vides: $E_{ini.}=0.540$, $E_{sat.}=0.533$, $E_{cons.}=0.407$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée

Contre-pression: 219 kPa $B\text{-bar}: 0.99$

Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.

Type de rupture: En tonneau

$p'_i= 871$ kPa $p'_f= 196.6$ kPa

$q_i= 0$ kPa $q_{pic}= 524.4$ kPa $q_f= 349.2$ kPa

ΔU final = 791 kPa

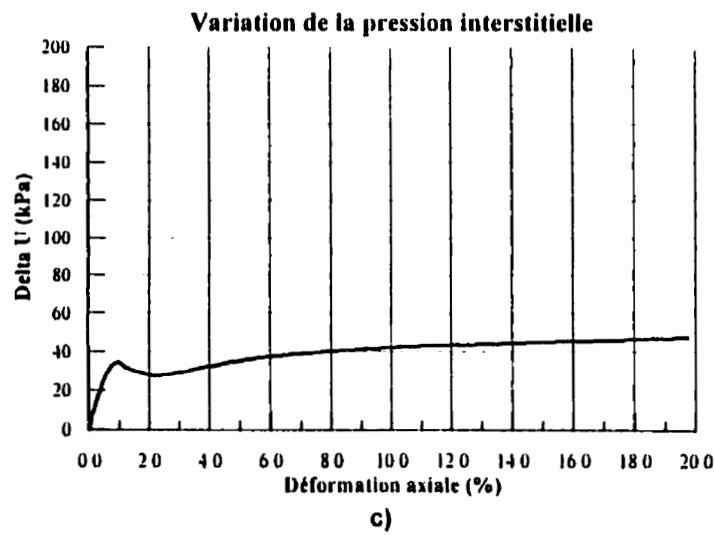
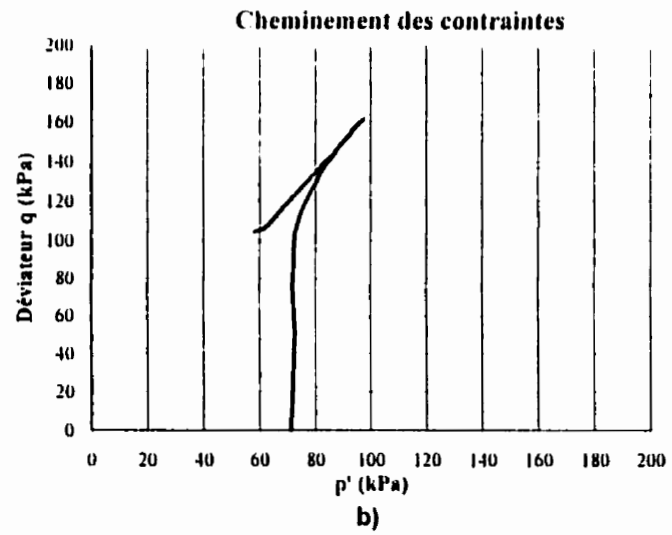
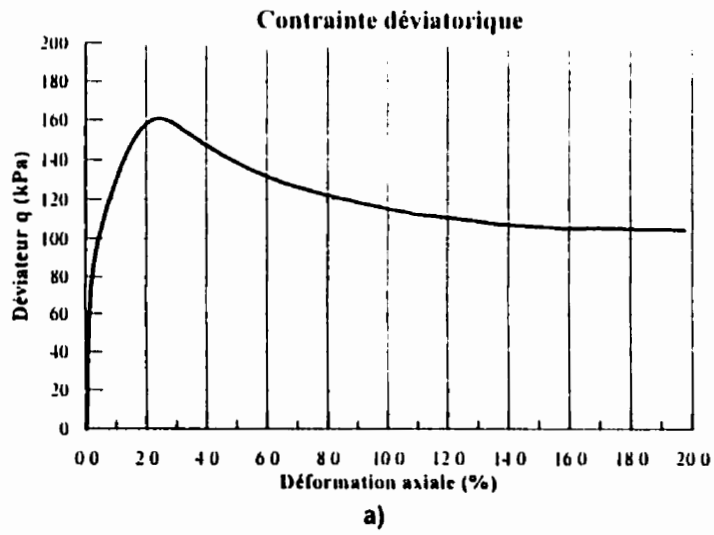
Dans un comportement contractant, le volume de l'échantillon tend à diminuer mais il est empêché par le drainage fermé générant ainsi une variation de pression interstitielle positive.

À partir du cheminement des contraintes montré sur la figure 4.3.b), la pente M_p , tracée à partir de l'origine et passant par le pic, est égale à 1,05. La pente M_f tracée à partir de l'origine joignant l'état de plasticité parfaite (état final) est égale à 1,70 ce qui correspond à un angle de frottement interne de 41° , lequel a été trouvé également dans les autres essais, toujours à l'état ultime.

4.2.4 Comportement typique d'un essai dilatant (essai no 175-22)

Les essais à comportement dilatant ont été difficiles à réaliser surtout pour atteindre la courbe UF et particulièrement pour les échantillons à indices des vides faibles. Ces essais demandaient une contrainte de confinement isotrope généralement très forte que la cellule triaxiale et les capteurs de pression n'auraient pas supportée. Les essais dilatants ayant pour but d'atteindre la courbe inférieure ont été réalisés avec des indices de vides relativement faibles associés à des contraintes de confinement également faibles.

Les résultats de l'essai 175-22 (fig. 4.4) montre un comportement dilatant de l'échantillon de till à l'état dense. La contrainte effective isotrope de consolidation utilisée est de 70 kPa environ, pour un indice de vides initial égal à 0,460. La même figure a) montre que le déviateur q augmente rapidement pour atteindre un pic à 2%, pour ensuite entrer dans le domaine plastique et continuer à diminuer constamment jusqu'à une déformation de 16 % où un état stationnaire est observé.



ESSAI NO: 175-22 DATE: 1996/06/08

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON
 Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant.(mm): Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm
 Indice des vides: Eini.=0.460, Esat.= 0.458, Econs.= 0.446

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL
 Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 370 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: cisailé
 $p'_i = 71.1$ kPa $p'_{pic} = 97.0$ $p'_f = 72.0$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 161$ kPa $q_f = 123$ kPa
 Delta U final = 40.0 kPa

Figure no 4.4 : courbes de l'essai triaxial non drainé no 22 (comportement dilatant)

L'échantillon a donc cisailé à environ 2% de la déformation axiale correspondant à une pression interstitielle située à son point le plus bas. Celle-ci semble avoir connu ce qui semble un pic à 0,5 % de la déformation axiale.

Un échantillon à comportement dilatant parfait tend à augmenter de volume, mais, à drainage fermé, tout changement de volume est empêché et il y aura développement de pressions interstitielles négatives. Ce phénomène a été observé dans l'essai 175-24 (fig A.20, annexe "A"); on est alors en présence d'un écrouissage caractérisé par une résistance croissante lors du cisaillement hors du domaine élastique: une diminution de la pression interstitielle conduit alors à une augmentation de la contrainte effective et donc de la résistance au cisaillement.

On souligne, que lors d'un radoucissement, le matériau se déforme d'une façon plus uniforme et l'indice des vides moyen montre la condition de l'échantillon. Lors d'un comportement dilatant, un mince plan de cisaillement peut se développer à l'intérieur duquel la valeur de l'indice des vides est inconnue. Cet indice des vides, probablement plus élevé que l'indice des vides moyen, peut parfois influencer grandement le comportement de l'échantillon (McRoberts et Sladen, 1992). Dans un comportement intermédiaire, l'échantillon adopte, au début, un comportement contractant pour ensuite subir une transformation de phase, suivre l'enveloppe d'état ultime et montrer enfin un comportement dilatant. Ce cas a été observé par exemple à l'essai numéro 175-09 (figure A.9, annexe "A").

4.3 DISCUSSION DES RÉSULTATS DANS LE DIAGRAMME E-LOG P'

Tous les essais triaxiaux non drainés effectués avec succès ont été rapportés dans le diagramme d'état (e-LogP') de la figure 4.5.

Il a été constaté que le comportement contractant du matériau dominait dans les essais étant donné que l'état initial se situait au-dessus de la ligne LF ou UF alors que l'état final convergeait plus au moins vers ces deux lignes. Les essais 175-13, 175-23, 175-29, 175-31, 175-34 et 175-38 ont été utilisés pour définir la ligne LF. Ces essais montraient un radoucissement lors du cisaillement.

D'autres essais à comportant dilatant dont l'état permanent convergeait vers la ligne LF ont également été utilisés pour définir celle-ci. C'est le cas des essais 175-22 et 175-39.

La partie supérieure de la droite UF a été définie à l'aide des essais 175-06 et 175-35, sachant que cette droite est parallèle à la droite LF (Konrad, 1990). Tel que mentionné précédemment, il a été impossible de réaliser des essais avec des pressions cellulaires plus importantes afin de ne pas dépasser la capacité de la cellule triaxiale. De plus, la présence de grains anguleux dans le sol rendait difficile la préparation des échantillons à un indice des vides très faible au risque de percer la membrane par compactage.

D'après Konrad et al (1990), ce sont les contraintes moyennes minimales correspondant à l'état de plasticité parfaite situées sur la ligne LF qui déterminent la résistance au cisaillement non drainée minimale pour un matériau granulaire donné. Cette résistance au cisaillement est plus faible que la résistance donnée par les méthodes d'essais traditionnels (exemple pénétration au cône, D.E. Mitchell et al, 1985). Cette constatation ajoute du

crédit au concept de *surface d'effondrement* introduit dans plusieurs autres études et qui joue un rôle déterminant dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction et de la perte de résistance potentielle des sols de remblai.

Konrad (1993) a également démontré que la pente λ de la droite d'état ultime *UF* ou *LF* était un paramètre important dans la caractérisation d'un sable lors d'un cisaillement non drainé. D'après l'auteur, un sable uniforme avec des grains de forme sphérique possède généralement une droite à pente douce tandis qu'un sable à grains anguleux montre une droite à pente plus abrupte. Dans le présent cas, la pente λ de la droite d'état ultime *UF* ou *LF* est égale à 0,03.

4.4 NORMALISATION DES ESSAIS CONTRACTANTS ET DES ESSAIS DILATANTS

Le but de normaliser les essais triaxiaux effectués est de mettre en évidence l'allure de l'enveloppe de l'état permanent pour les essais à comportement contractant et les essais à comportement dilatatant.

Dans le diagramme de la figure 4.6, la contrainte effective moyenne ainsi que la contrainte déviatorique ont été normalisées par rapport à la contrainte de confinement isotrope. Konrad (1993) mentionne que cette présentation graphique permet de ramener les droites *UF* et *LF* à des points uniques dans un plan de cheminement des contraintes normalisé.

Afin de ne pas trop charger le diagramme, quelques essais seulement ont été utilisés. On note que les points normalisés d'état permanent sont répartis sur une droite passant par l'origine et correspondant à la fois aux lignes LF et UF.

Le diagramme nous permet de constater que l'enveloppe des essais à comportement contractant est légèrement différente de celle des essais à comportement dilatant. Dans le premier cas, la pente moyenne M obtenue de la droite est égale à 1,72 correspondant à un angle de friction de 42° , alors que dans le deuxième cas la pente est égale à 1,55 pour un angle de friction de 38° .

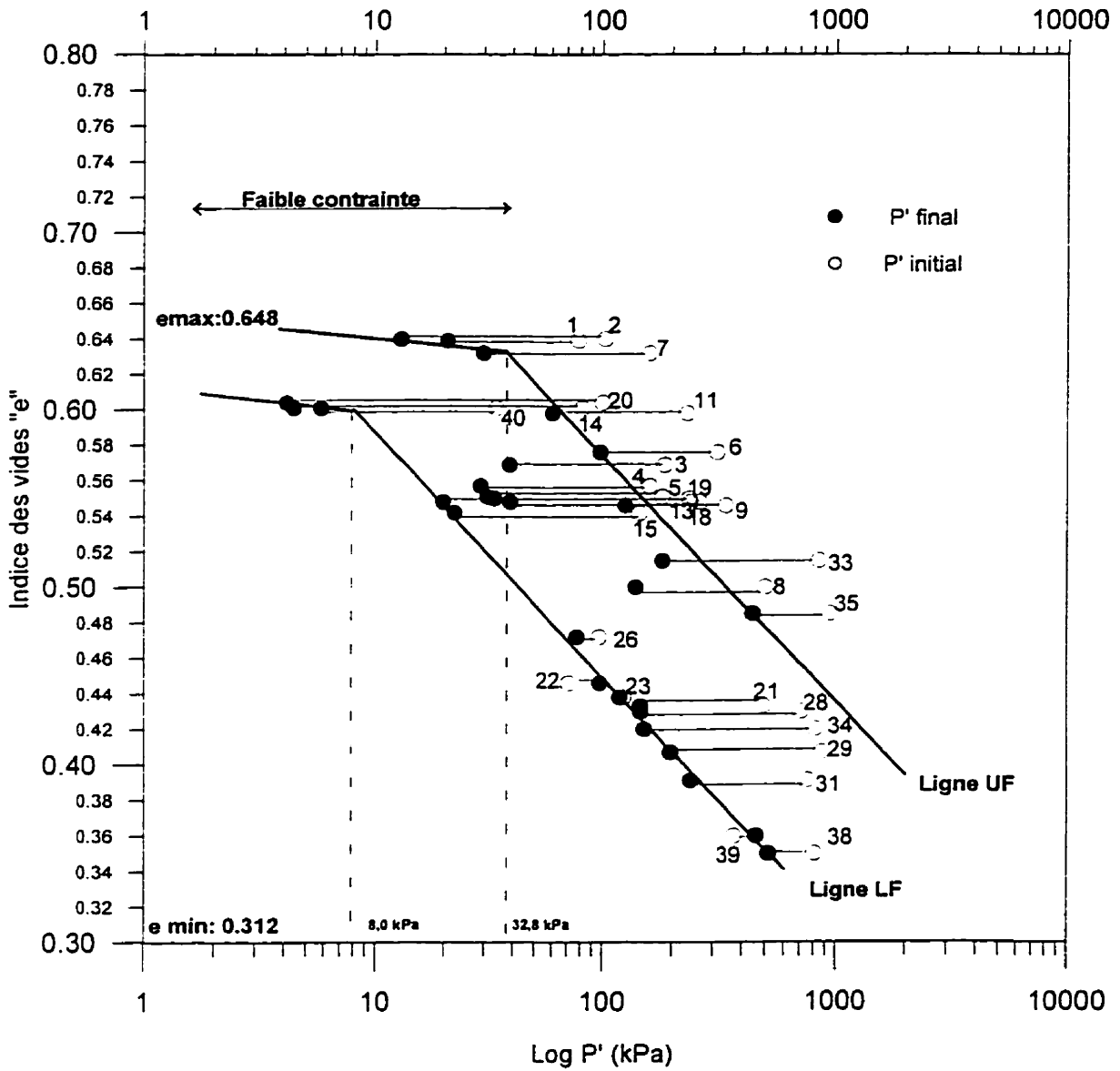
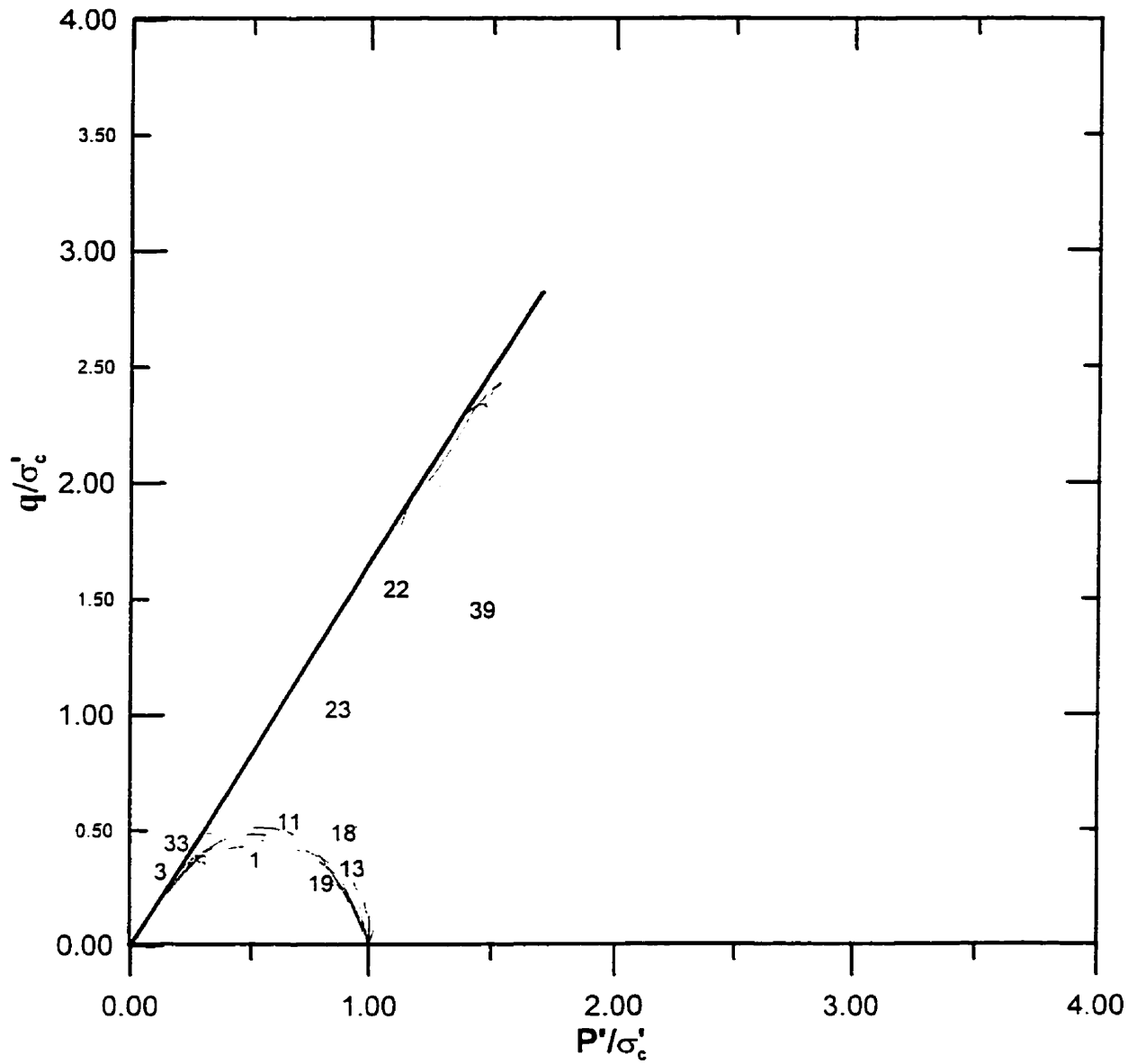


FIGURE 4.5 : DIAGRAMME D'ÉTAT
 MATÉRIAU: TILL
 ROUTE 175 (PARC DES LAURENTIDES)



**Figure 4.6 Enveloppes d'état ultime
(comportements contractant et dilatant)
Till du remblai de la route 175**

CHAPITRE V

GLISSEMENT SUPERFICIEL DU TALUS OUEST DE LA ROUTE 175

5.1 COMPORTEMENT DU SOL EN PLACE

Il est bien connu que les propriétés mécaniques des sols varient avec la minéralogie, la granulométrie, la compacité, le degré de saturation, etc. Également, et tel que mentionné dans le chapitre I, la relation contrainte-déformation du sol après rupture est une caractéristique mécanique du sol, mais qui dépend dans une large mesure des propriétés physiques telles que la densité relative ou le paramètre d'état ψ_i (Been et Jefferies, 1985) dans les matériaux granulaires.

Une caractérisation géotechnique des mouvements dans les pentes doit donc comporter trois aspects: le type du matériau, le type du mouvement et les étapes possibles du mouvement (pré-rupture, rupture, post-rupture et parfois réactivation). De ceci, Vaunat (1992) suggère une méthodologie qui doit définir:

- paramètres contrôlant le comportement;
 - facteurs de prédisposition;
 - facteur de déclenchement;
 - facteurs révélateurs; et
 - conséquences possibles du mouvement.
-
- Dans les matériaux silteux, la loi contrôlant la rupture dépend de la succion et elle est beaucoup plus complexe que dans les sols saturés (Leroueil et al 1994 et 1996). Dans ces sols , la courbe d'état limite diminue donc en taille quand la succion diminue (perte de résistance).
 - Dans les argiles, les facteurs de prédisposition semblent être les paramètres de résistance, alors que pour les matériaux silteux, ces facteurs sont plutôt le poids volumique sec du sol en place (donc son indice des vides).
 - La rupture est la phase ultime des mouvements pré-rupture et elle est induite par les facteurs de déclenchement (ou d'aggravation). Dans les matériaux granulaires lâches, ces facteurs peuvent être un tremblement de terre (charge dynamique) ou infiltration d'eau par pluie ou dégel (charge statique).

Par ailleurs, Il est connu qu'un sable dans un état lâche montre un comportement similaire à une argile naturelle surconsolidée: il présente une diminution de sa résistance au cisaillement après rupture (antiécrouissage) alors qu'un sable dense se comporte plutôt comme une argile normalement consolidée présentant un écrouissage après le pic (gain de résistance).

Poulos et al (1985) propose que dans un sol qui présente un comportement avec anti-écrouissage marqué, une partie importante de l'énergie potentielle disponible (différence entre le pic et l'état critique) va être transformée en énergie cinétique et donc en mouvement. Par contre, dans un état dense, l'énergie disponible va plutôt se dissiper en frottement de grains et le mouvement va être confiné sans qu'il y ait rupture.

- Si pour un glissement, il est difficile de définir une origine dans le temps et une valeur de la déformation accumulée, il est cependant connu que la vitesse de déformation augmente lorsque les conditions des contraintes approchent l'enveloppe de résistance suite à une augmentation de la contrainte de cisaillement, ou de pressions interstitielles et donc de la contrainte effective moyenne. Une montée de la nappe phréatique, une pluie ou un dégel, suivis de saturation constituent des conditions temporaires (déclencheurs) conduisant à de tels effets.

5.2 CAS D'UNE HAUSSE DE LA NAPPE PHRÉATIQUE

En examinant le glissement montré à la figure 1.17 (Chap. II), on constate que la rupture peut être considérée comme plane et elle s'est produite selon un plan généralement parallèle à la pente. Il faut souligner cependant qu'aucune résurgence n'a été observée sur le talus ouest lors des travaux en chantier et que les sondages à la tarière d'environ 1,20 m de

profondeur n'ont pas montré d'accumulations ou des venues d'eau. L'éventualité d'une hausse de la nappe (écoulement parallèle à la pente) reste donc hypothétique et elle permet une analyse simple des pressions hydrauliques et des contraintes effectives en présence d'eau en mouvement, tel que montré sur la figure 5.1. Dans ce cas particulier, les lignes de courant sont parallèles à la pente et les équipotentiels y sont perpendiculaires. Les forces latérales, effectives et hydrauliques, sont symétriques, parallèles au plan considéré et s'annulent.

Le sol est alors considéré sans cohésion, homogène et isotrope. La question d'intérêt est la hauteur h_w pour laquelle l'angle de sécurité est égal à 1.0 dans les conditions de géométrie actuelle. Le facteur de sécurité est donné par l'équation suivante.

$$F.S = (1 - (\gamma_w h_w) / z \gamma) \cdot (\text{tg}\phi' / \text{tg}\beta)$$

Les résultats des calculs sont présentés dans la figure 5.2. Ils montrent que dans les conditions sèches où la nappe d'eau est à la base du glissement, la pente est stable avec un facteur de sécurité de 1,75. La rupture survient quand la nappe est à 0,15 m de la surface du talus.

Tout ceci nous amène à la conclusion que le talus peut être dessiné avec la pente actuelle de 1V:2H mais que la rupture plane observée peut survenir lors d'un mouillage.

5.3 RÉSISTANCE MOBILISÉE LORS DE LA RUPTURE DU TALUS OUEST

5.3.1 Généralités

Le cas du glissement de la section du talus ouest identifiée B-B' (voir figures 1.15 et 1.16, chapitre II) est typique des instabilités relevées dans les autres sites ayant fait l'objet de visites de terrain où l'épaisseur moyenne du glissement est généralement inférieure à 1,0 mètre. Aussi, ce glissement a été analysé à rebours afin de déterminer la résistance au cisaillement non drainé, mobilisée sur le terrain lors de la rupture.

Pour les besoins des calculs, la masse volumique totale γ_t du sol en place a été calculée à 19,94 kN/m³; elle tient compte de la compacité moyenne du sol sus-jacent au plan de rupture et de la teneur en eau moyenne de celui-ci.

La stabilité du talus a été effectuée avec deux méthodes d'analyse en contraintes totales. L'une dite "*analyse de pente infinie*" utilisant les conditions limites de stabilité (F.S. = 1), l'autre méthode est celle de *Bishop modifiée* préconisant une rupture circulaire dans un plan normal à la pente. Dans ce dernier cas, la géométrie de la section transversale du talus ouest identifiée B-B' a été considérée. On rappelle que la hauteur du talus à cet endroit peut atteindre 10 mètres et que de part et d'autre du glissement, des fissures avec un léger déplacement ont été observées en avril 1996, à quelques 3 mètres de la glissière de sécurité.

5.3.2 Méthode de Bishop modifiée

Les calculs de stabilité ont été effectués selon la méthode Bishop modifiée (deux dimensions) à l'aide du logiciel GSLOPE (version 3.26a), conçu par Mitre Software Corporation. Pour chaque calcul, nous avons fixé la résistance au cisaillement non drainé du matériau et calculé le facteur de sécurité en conditions statiques (accélération horizontale = 0).

Les résultats de ces calculs sont montrés dans les figures 5.3 à 5.6. Ils indiquent que la résistance moyenne mobilisée le long de la surface de rupture est de 5,6 kPa (F.S. = 1,0). On note également que dans les mêmes conditions de géométrie (pente 1V:2H et épaisseur maximale de glissement de 1,0 m); une résistance au cisaillement de 8,3 kPa est requise pour obtenir un facteur de sécurité égal à 1,5. La figure 5.6 présente une synthèse des résultats des calculs de stabilité.

ANALYSE DE STABILITÉ
(méthode de Bishop modifiée)

F = .903

Matériau	γ_h kN/m ³	C kPa	Phi deg
TILL	19.94	5	0

Route 175, talus ouest
Étude de stabilité
97/02/07
Till
175--5.GSL
(mètre)

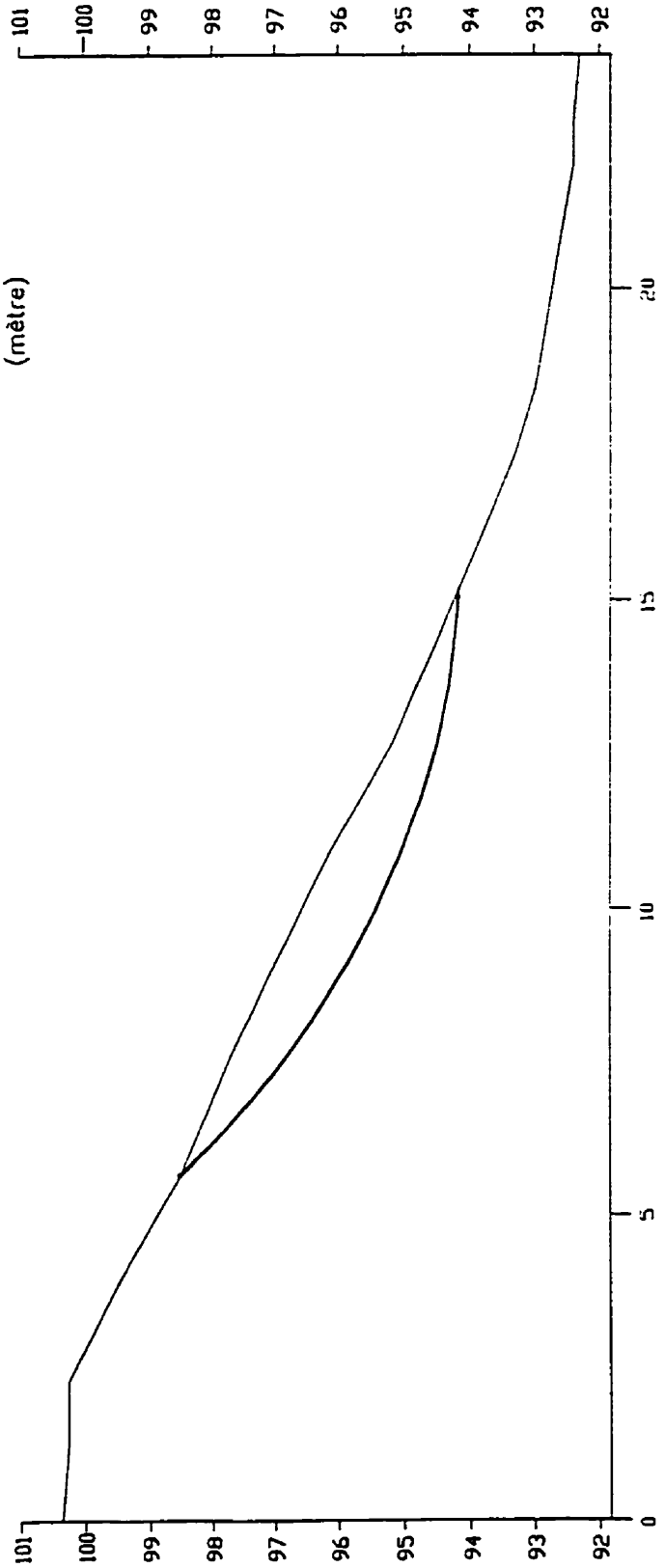


Fig. 5.3 Étude de stabilité.

ANALYSE DE STABILITÉ
(méthode de Bishop modifiée)

F = 1.264

Matériau	γ_h kN/m ³	C kPa	Phi deg
TILL	19.94	7	0

Route 175, talus ouest

Étude de stabilité

97/02/07

Till

175-7.GSL

(mètre)

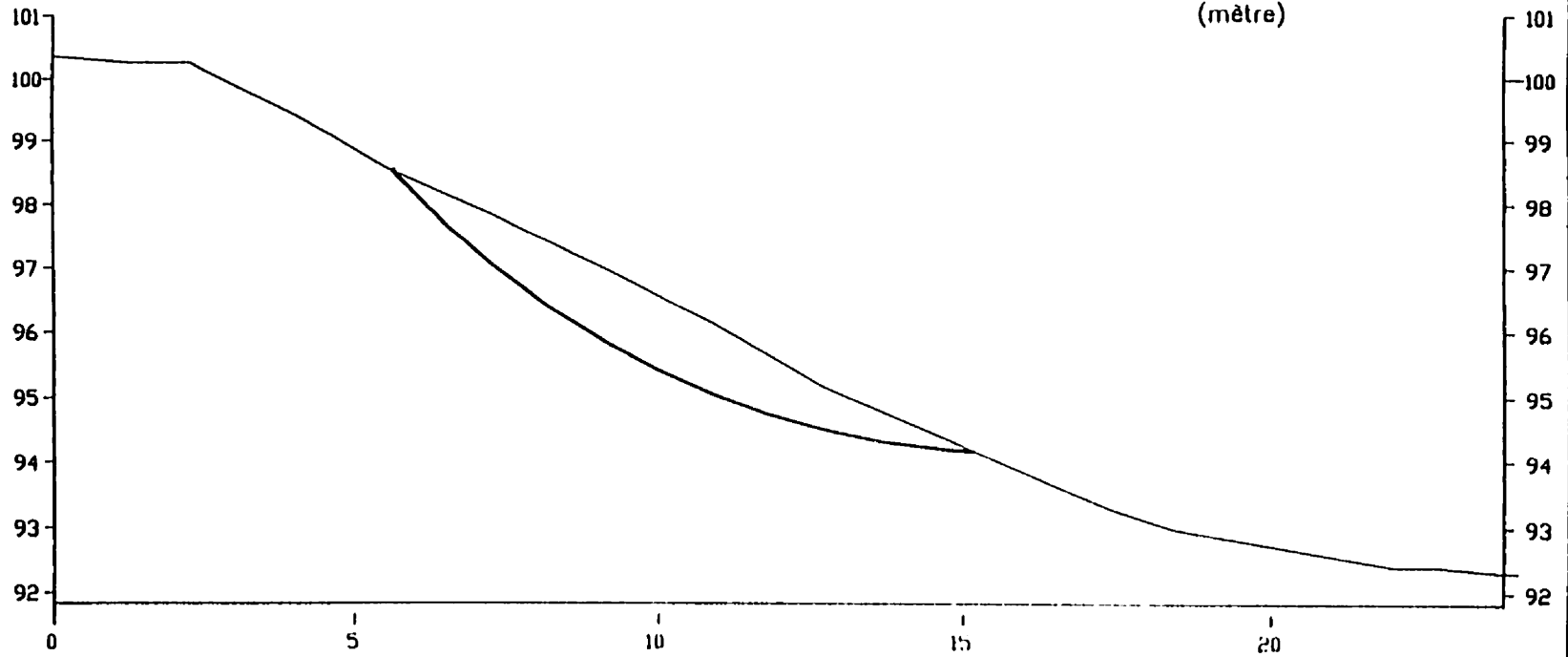


Fig. 5.4 Étude de stabilité.

ANALYSE DE STABILITÉ
(méthode de Bishop modifiée)

Matériau	γ_h	C	Phi
	kN/m ³	kPa	deg
TILL	19.94	8.4	0

F = 1.516

Route 175, talus ouest
Étude de stabilité
97/02/07
Till
175-8.GSL
(mètre)

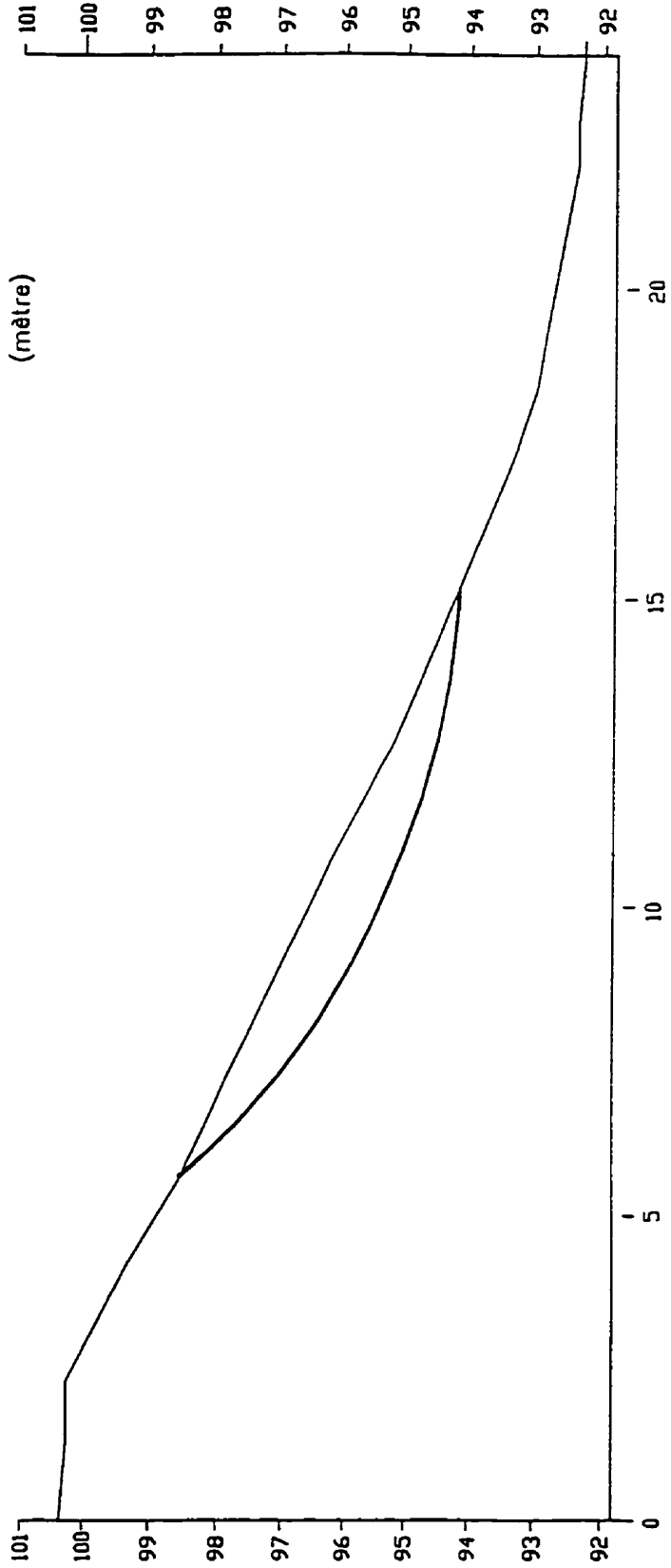


Fig. 5.5' Étude de stabilité.

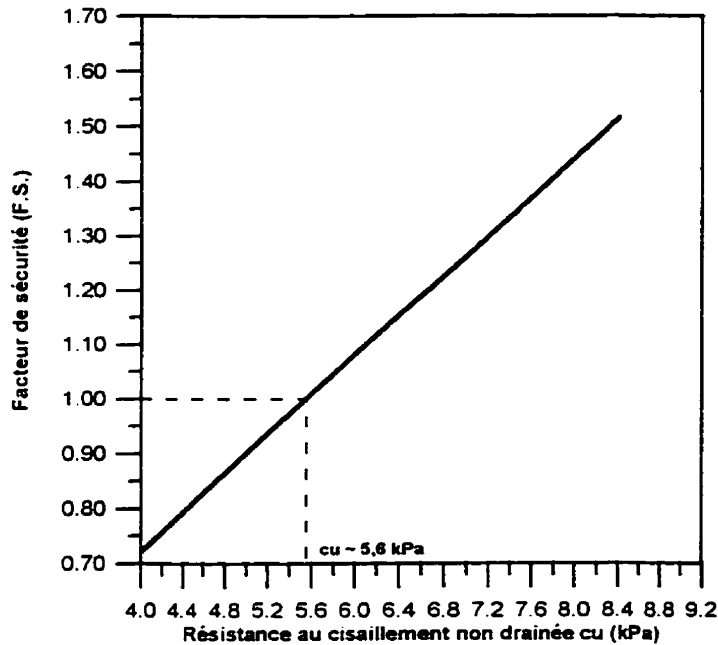


Figure 5.6 Synthèse des calculs effectués
(méthode de Bishop modifiée)

5.3.3 Méthode de pente infinie

Cette méthode a été expliquée plutôt dans ce chapitre. Cette fois-ci, on l'utilise pour calculer la résistance mobilisée pour une tranche de glissement de 1,0 m d'épaisseur. La relation suivante a été utilisée (contraintes totales):

$$F.S. = (\tau_t / \gamma_t \cdot d) \cdot \sec \beta \cdot \operatorname{cosec} \beta \quad \text{Équ. (5.2)}$$

où "F.S." est le facteur de sécurité, " τ_t " la résistance mobilisée à la base de la tranche, " γ_t " la densité totale correspondant à un indice des vides et une teneur en eau moyens en place, "d" la variation de l'épaisseur de la tranche du glissement et " β " l'angle de la pente. Rappelons que $\sec \beta$ et $\operatorname{cosec} \beta$ sont égaux à $1/\sin \beta$ et $1/\cos \beta$, respectivement.

La figure 5.7 présente les valeurs de résistance au cisaillement non drainé requises pour différentes pentes en relation avec la profondeur du glissement, lorsque les conditions aux limites sont posées (F.S. = 1). Ainsi, pour une épaisseur de glissement variant entre 0,8 et 1,0 m (telle qu'observée sur le terrain) et une pente 1V:2H, la résistance non drainée mobilisée à la rupture sera de 6,0 et 8,0 kPa, respectivement.

En comparant ces résultats avec ceux obtenus en utilisant la méthode de Bishop modifiée, nous avons tracé sur la même figure 5.7, une ligne démarquant la zone stable de celle instable pour une résistance (critique) moyenne d'environ 6,0 kPa (F.S. = 1). Cette ligne montre que pour les conditions du matériau décrites précédemment (lâche, etc) et pour éviter les instabilités superficielles observées, il faudrait construire un talus avec une pente plus faible que 3.0H:1V.

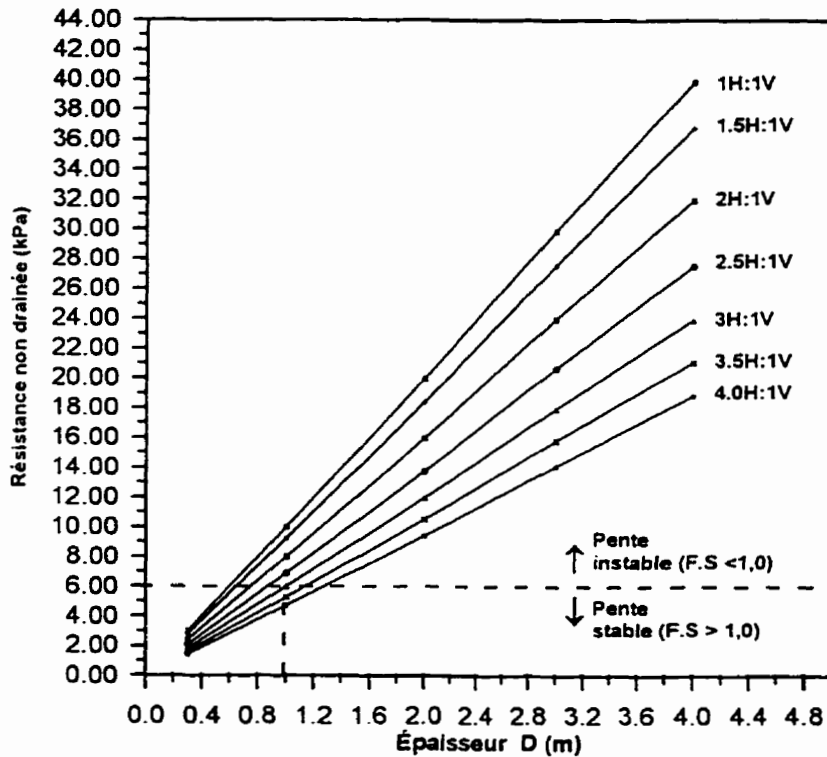


Figure 5.7 : Analyse de pente infinie (conditions limites: F.S. =1)
 Pente du talus "ouest": 2H:1V
 Pente du talus "est": généralement 3.5H:1V

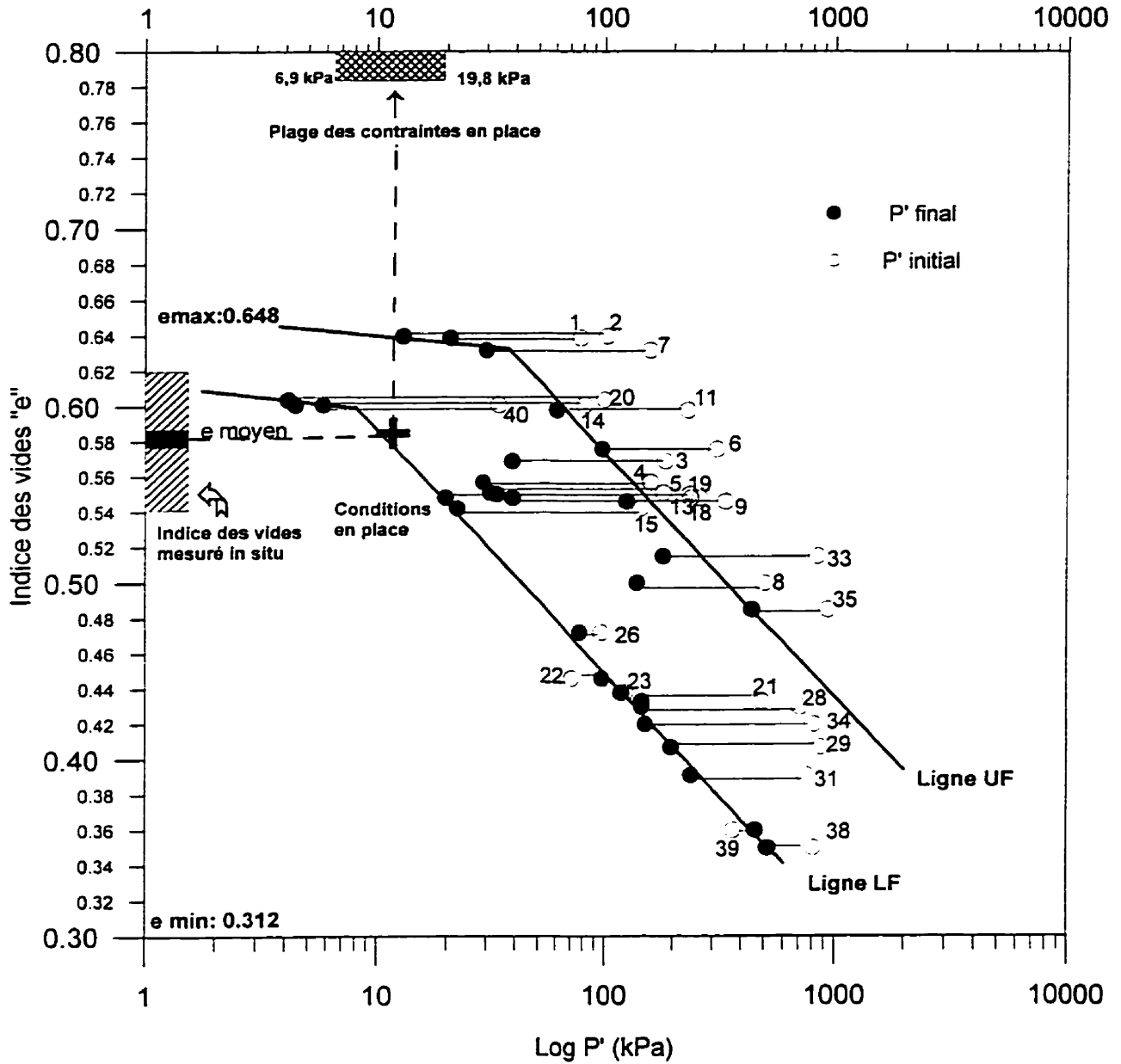
5.4 LIQUÉFACTION DU TILL DU REMBLAI DE LA ROUTE 175

Tel que mentionné dans l'introduction de la présente étude, le but des essais triaxiaux est de vérifier si le comportement du till est contractant au moment de la rupture.

Pour comparer les résultats obtenus à partir des essais en laboratoire et ceux obtenus en chantier concernant principalement l'indice des vides moyen (ou degré de compactage) et la contrainte "moyenne" en place, il suffit de rapporter ces résultats sur le même diagramme d'état e - $\log p'$ (fig 5.8).

Si les valeurs in-situ coïncident ou se trouvent au-dessus de la ligne LF de la zone définie en laboratoire alors le risque sera élevé que le till adoptera un comportement contractant lors d'un cisaillement non drainé sous chargement statique conduisant à une liquéfaction d'écoulement. Par contre, si ces valeurs sont positionnées sous la droite LF, la masse de till aura un comportement dilatant et ne subira pas une diminution importante de la résistance lors d'un cisaillement monotone non drainé.

Dans la figure 5.8, nous avons projeté les valeurs représentant les conditions in situ. L'indice des vides a été déterminé à partir des essais effectués au nucléodensimètre. La compacité moyenne mesurée sur le terrain a été calculée à 83% du Proctor modifié corrigé (2096 kg/m^3). À cette valeur de compacité, correspond un indice de vides moyen de 0,58. Notons que ces calculs ont été effectués à l'aide de 14 essais de la densité en place, réalisés en chantier (figures 2.16 à 2.18, chapitre II).



**FIGURE 6.8 : DIAGRAMME D'ÉTAT
CONDITIONS IN SITU VERSUS LABORATOIRE
ROUTE 175 (PARC DES LAURENTIDES)**

Par ailleurs, l'estimation des contraintes in-situ est nécessaire pour évaluer la charge statique agissant sur la surface de rupture (poids propre de la tranche du sol). L'équation qui permet le mieux d'évaluer le coefficient de pression des terres au repos K_0 a été formulée par Jacky (1944 et 1948):

$$K_0 = 1 - \sin \phi' = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0} \quad \text{Équa. 5.3}$$

où

σ'_{h0} : contrainte horizontale effective in situ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective in situ; et

ϕ' : angle de frottement interne du sol.

Si le calcul de σ'_{v0} se fait aisément à partir de la masse volumique sus-jacente au plan de rupture (1,0 m), il est difficile d'obtenir des mesures exactes de σ'_{h0} , en particulier pour un matériau granulaire. Il est pratiquement impossible d'installer un capteur de pression des terres sur le terrain sans modifier le champ des contraintes dans la zone des mesures. Aussi, nous avons choisi de procéder à une estimation indirecte de K_0 à partir d'essais en laboratoire (Proctor modifié, angle de frottement interne) et in-situ (nucléodensimètre).

D'après Al -Hussaini et Townsend (1975), la relation 5.3 semble être adaptée à l'évaluation du coefficient K_0 pour des sables normalement consolidés, étant donné que la plupart des points se situent entre 0,35 et 0,50 (figure 5.9). Cependant pour des sables très denses, la valeur K_0 peut atteindre 0,6. On peut donc utiliser de façon acceptable une valeur de K_0 égale à 0,35 (Sable silteux lâche, $\phi' = 41^\circ$). Les calculs effectués donnent alors une contrainte verticale égale à 19,9 kPa et une contrainte horizontale de 7,0 kPa, environ. De façon sommaire, on peut estimer que la contrainte moyenne en place varie alors entre ces deux valeurs.

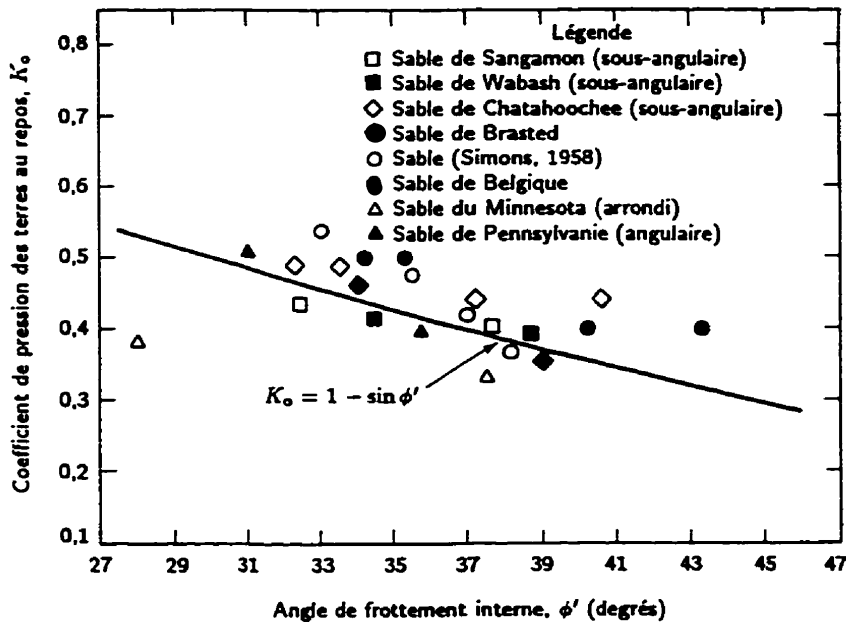


Figure 5.9 Relation entre K_0 et ϕ' pour des sables (D'après Al-Hussaini et Townsend, 1975)

Dans le diagramme d'état de la figure 5.8, le point représentatif de l'état du sol en place se trouve juste au dessus de la ligne d'état critique LF; ceci montre que le comportement du matériau est contractant après rupture conduisant ainsi à son écoulement.

5.5 DISCUSSION

La méthode d'analyse utilisant les lignes d'état ultime UF et LF pour le till de la route 175 conduit à des résultats cohérents avec les observations et les résultats des essais effectués sur le terrain. Si la résistance à la rupture est contrôlée par la ligne d'état ultime supérieure (UF) avec une densité relative du sol en place de 20% ($e_{in-situ}$ moyen = 0.58), les contraintes de confinement seront alors supérieures à 85 kPa (fig. 5.8) et dans ce cas les ruptures seraient plus profondes.

Cependant, dans le cas où la résistance à la rupture est contrôlée par la ligne d'état ultime inférieure LF, les ruptures seront possibles uniquement pour les couches où les contraintes effectives de confinement sont relativement faibles, ce qui en accord avec les observations du terrain où l'on a observé que les glissements sont superficiels (environ 1m d'épaisseur). En considérant que la densité relative du matériau de la tranche instable est de 20% ($e_{in-situ}$ moyen = 0.58); la contrainte moyenne effective (p') à l'état permanent est d'environ 12 kPa, ce qui correspond à une résistance au cisaillement non drainée de 7,7 kPa.

Dans le cas du talus ouest de la route 175, les conditions de mise en place avec des pentes assez raides variant entre 1V:1,5H (1995) à 1V:2H (1996, après correction) combinées à une résistance aussi faible d'une tranche de sol due à sa faible compacité, constituent des éléments de prédisposition à la rupture lorsque le sol sera soumis à des conditions temporaires constituant les facteurs déclencheurs (pluies intenses et/ou dégel et fonte des neiges etc.). La perte de résistance est alors suffisamment rapide pour conduire à un écoulement de sol (photo 2.11, chapitre II).

Il faut rappeler que les masses de terres ayant glissé en avril 1995 concernaient une large surface du talus ouest, alors que deux glissements seulement ont été enregistrés en avril 1996. Il est alors à peu près certain que dans ces masses de terres devaient se trouver des couches de till moins denses (lâches), issues d'une variabilité dans le compactage et/ou la technique de remblayage, et elles sont analogues à celles identifiées lors des essais in-situ (nucléodensimètre, etc.). Ces couches ont été évidemment soumises à de petites déformations ce qui a forcément engendré leur liquéfaction, puis les grandes déformations dues à l'inclinaison et à la hauteur du talus.

Par ailleurs, le talus "est" de la même route, dessiné avec des pentes variant entre 1V:3.0H et 1V:5H (à l'exception de quelques endroits près du ponceau de la rivière où le talus est abrupt), n'a subi aucun glissement au mois d'avril 1996. La figure 5.7 (analyse de pente infinie) explique également ce phénomène. En effet, pour ces degrés d'inclinaison, la même résistance du matériau à l'état lâche serait suffisante pour contrer des glissements superficiels tel que ceux observés dans le talus ouest. Il est possible également, qu'en raison de sa faible inclinaison, que des travaux de compactage ont eu lieu sur cette pente.

Enfin, pour éliminer le facteur de prédisposition dans ce type de matériau, il faut un degré de compacité minimum de 90% du sol en place ce qui conduit un indice des vides de 0,46. Dans les conditions de saturation subites, le matériau aurait montré un comportement dilatant et par conséquent un gain de résistance (exemple : essai 175-20, figure 5.8).

5.6 CONCLUSION

L'aspect pratique de la présente étude visée par le M.T.Q, est de suggérer des solutions applicables en tenant compte des contraintes rencontrées lors de la construction de remblais routiers. Ces contraintes concernent d'une part, la difficulté de trouver sur place des matériaux de bonne qualité et d'autre part le manque d'espace pour travailler avec des pentes plus douces. Ce dernier facteur limite également l'utilisation des équipements appropriés pour compacter les talus de remblais.

À la lumière des résultats trouvés dans la présente étude, les solutions qui peuvent être envisagées doivent à la fois améliorer le problème de drainage et la résistance du matériau à utiliser. Les solutions énumérées ci dessous sont données à titre indicatif seulement.

5.6.1 Renforcement mécanique

Lorsque le coût de son utilisation est justifié, le géotextile permet de construire même avec des sols de qualité médiocre, des ouvrages stables avec des pentes de talus pouvant atteindre la verticale (figure 5.10). De plus, il favorise le drainage latéral de l'eau (dans son épaisseur). Cette solution permet de résoudre à la fois le problème du drainage et de la résistance du sol.

5.6.2 Compactage des talus du remblai

Le compactage des talus du remblai est une opération capitale pour la qualité des ouvrages mais généralement difficile à exécuter lorsque les talus approche 1V:1.5H. Il existe cependant des techniques relativement simples pour y parvenir tel que le réglage du talus à l'aide d'un buteur de poids suffisant, au lieu d'une pelle mécanique. L'utilisation du remblai excédentaire est aussi à envisager, lorsque l'espace et la disponibilité du matériau sont suffisants (cas de la route 175).

5.6.3 Régalage avec de l'empierrement

Dans une pente raide le profilage du talus peut se faire avec de l'empierrement de calibre approprié (0-300 mm, par exemple) et selon la disponibilité du matériau. L'angle de friction élevé du matériau assure sa stabilité, quant à l'épaisseur, elle doit couvrir la profondeur instable qui varie généralement d'un mètre au centre du talus à 0,45 mètre en haut et en bas du talus (cas de la route 175).

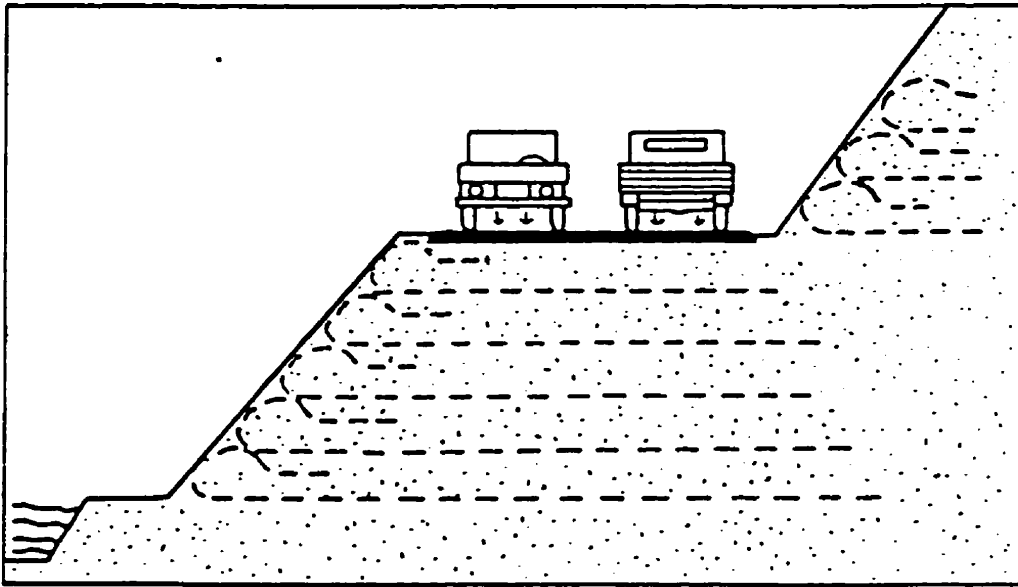


Figure 5.10. Renforcement d'un remblai par géotextile

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

ALONSO, E.E., GENS, A. AND HIGHT, D.W. (1987). *SPECIAL PROBLEM SOILS. GENERAL REPORT* (SESSION 5), 9TH EUROPEAN CON. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENG., DUBLIN, VOL. 3 ; 1087-1146.

ALONSO, E. E., GENS, A., AND JOSA, A. (1990). *A CONSTITUTIVE MODEL FOR PARTIALLY SATURATED SOILS*. GÉOTECHNIQUE, VOL. 40: 405-430.

ALONSO, E.E.; (1993) *EFFET DES VARIATIONS DE TENEUR EN EAU DANS LES SOLS COMPACTÉS*, REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE., VOL. 62, P. 7 - 21.

ANDERSON, S. A.; RIEMER, M. F. (1995) *COLLAPSE OF SATURATED SOIL DUE TO REDUCTION IN CONFINEMENT*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 121, N^o 2, P. 216-220.

ATKINSON, J.H., LITTLE J.A., (1988), *UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH AND STRESS-STRAIN CHARACTERISTICS OF A GLACIAL TILL SOIL*. CAN. GEOTECH. J. VOL. 25, P. 428 - 439.

BALDI, G.; NOVA, R. (1984) *MEMBRANE PENETRATION EFFECTS IN TRIAXIAL TESTING*. ASCE JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, VOL. 110, N^o 3, P. 403-420.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. (1985) *A STATE PARAMETER FOR SANDS*. GÉOTECHNIQUE, VOL. 35, N^o 2, P. 99-112.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G.; HACHEY, J. (1991) *THE CRITICAL STATE OF SANDS*. GÉOTECHNIQUE, VOL. 41, N^o 3, P. 365-381.

BIAREZ, J.; ZIANI, F.; (1991) *INTRODUCTION AUX LOIS DE COMPORTEMENT DES SABLES TRÈS PEU DENSES*, REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE, VOL 54, P. 65-73.

BISHOP, A.W. 1967. *PROGRESSIVE FAILURE- WITH SPECIAL REFERENCE TO THE MECHANISM CAUSING IT*. GEOTECHNICAL CON. ON SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF NATURAL SOILS AND ROCKS, OSLO, VOL. II, 142-150.

CASAGRANDE, A. (1936) *CHARACTERISTICS OF COHESIONLESS SOILS AFFECTING THE STABILITY OF SLOPES AND EARTH FILLS*. JOURNAL OF THE BOSTON SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, VOL. 23, P. 13-32.

CASTRO, G. (1969) LIQUEFACTION OF SANDS. SOIL MECHANICS SERIES N^o. 81, HARVARD UNIVERSITY, CAMBRIDGE, MASS.

CASTRO, G. ; SEED, R. B. ; KELLER, T. O. ; SEED, H. B. (1992) *STEADY-STATE STRENGTH ANALYSIS OF LOWER SAN FERNANDO DAM SLIDE*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 118, N^o 3, P. 406-427.

CHU, J. (1995) *AN EXPERIMENTAL EXAMINATION OF THE CRITICAL STATE AND OTHER SIMILAR CONCEPTS FOR GRANULAR SOILS*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 32, P. 1065-1075.

CHU, J. ; LO, S. C. R. ; LEE, I. K. (1993) *INSTABILITY OF GRANULAR SOILS UNDER STRAIN PATH TESTING*. JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 119, N^o 5, P.874-892.

DEGREGORIO, V. B. (1990) *LOADING SYSTEMS, SAMPLE PREPARATION, AND LIQUEFACTION*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 116, N^o 5, P. 805-820.

DI PRISCO, C.; MATOTTI R.; NOVA, R., *THEORETICAL INVESTIGATION OF THE UNDRAINED STABILITY OF SHALLOW SUBMERGED SLOPES*. GÉOTECHNIQUE VOL. 45, NO 3, P. 479-496.

HIRD, C. C. ; HASSONA, F. A. K. (1990) *SOME FACTORS AFFECTING THE LIQUEFACTION AND FLOW OF SATURATED SANDS IN LABORATORY TESTS*. ENGINEERING GEOLOGY, VOL. 28, P. 149-170.

HIRSCHFELD, R.C. (1963); *STRESS-DEFORMATION AND STRENGTH CHARACTERISTICS OF SOILS*, HARVARD UNIVERSITY, 87P.

HOLTZ, R. D. ; KOVACS, W. D. (1981) *INTRODUCTION À LA GÉOTECHNIQUE*. PRENTICE-HALL, INC., ENGLEWOOD CLIFFS, N. J., 808 P. (TRADUIT PAR LAFLEUR, J., ÉCOLE POLYTECH., MONTRÉAL)

JEFFERIES, M. G. ; BEEN, K. ; HACHEY, J. E. (1990) *INFLUENCE OF SCALE ON THE CONSTITUTIVE BEHAVIOUR OF SAND*. COMPTE RENDU, 43^E CONFÉRENCE CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE, QUÉBEC, 10 AU 12 OCTOBRE 1990, P. 263-273.

JEFFERIES, M.G. ; BEEN, K. (1987) *USE OF CRITICAL STATE REPRESENTATIONS OF SAND IN THE METHOD OF STRESS CHARACTERISTICS*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 24, P. 441-446.

KONRAD, J.-M. (1990A) *ASSESSING THE UNDRAINED FAILURE IN SANDS FROM TRIAXIAL TESTS*. COMPTE RENDU, 43^E CONFÉRENCE CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE, QUÉBEC, 10 AU 12 OCTOBRE 1990, P. 239-246.

KONRAD, J.-M. (1990C) *MINIMUM UNDRAINED STRENGTH OF TWO SANDS*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 116, N^O 6, P. 932-947.

KONRAD, J.-M. (1990D) *MINIMUM UNDRAINED STRENGTH VERSUS STEADY-STATE STRENGTH OF SANDS*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 116, N^O 6, P. 948-963.

KONRAD, J.-M. (1991) *THE NERLERK BERM CASE HISTORY: SOME CONSIDERATIONS FOR THE DESIGN OF HYDRAULIC SAND FILLS*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 28, P. 601-612.

KONRAD, J.-M. (1993) *UNDRAINED RESPONSE OF LOOSELY COMPACTED SANDS DURING MONOTONIC AND CYCLIC COMPRESSION TESTS*. GÉOTECHNIQUE, VOL. 43, N^O 1, P. 69-89.

KONRAD, J.-M. ; FLAVIGNY, E. ; MEGHACHOU, M. (1991) *COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU SABLE D'HOSTUN LÂCHE*. REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE, N^O 54, P. 53-63.

KONRAD, J.-M. ; WATTS, B. D. (1995) *UNDRAINED SHEAR STRENGTH FOR LIQUEFACTION FLOW FAILURE ANALYSIS*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 32, P. 783-794.

KONRAD, J.-M. ; YASHIMA, A. (1996) *ANALYSIS OF A LIQUEFACTION FLOW FAILURE IN A COMPACTED TILL*. INTERNAL PUBLICATION. LAVAL UNIVERSITY. 6 PAGES.

LEFEBVRE, G., MALENFANT, S., (1987), *CYCLIC SHEAR STRENGTH OF LOOSE GLACIAL TILL*., CAN. GEOTECH. JOUR. VOL. 25, P. 401 - 407.

LEROUEIL, S.; VAUNAT, J. *GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF SLOPE MOVEMENTS*, PROCEEDING OF THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, TRONDHEIM. JUIN 1996

MCRBERTS, E. C. ; SLADEN, J. A. (1992) *OBSERVATIONS ON STATIC AND CYCLIC SAND-LIQUEFACTION METHODOLOGIES*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 29, P. 650-665.

MÉNEROUD, J.P., (1983), *RELATIONS ENTRE LA PLUVIOSITÉ ET LE DÉCLENCHEMENT DES MOUVEMENTS DE TERRAIN*. BULL. LIAISON LABO. P. ET CH. VOL. 124, P. 89 - 100.

MITCHELL, D. E. (1984), *LIQUEFACTION SLIDES IN HYDRAULICALLY PLACED SAND*. PROC., INT. SYMP. ON LANDSLIDES, CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY.

PECK, R. B. (1979) *LIQUEFACTION POTENTIAL: SCIENCE VERSUS PRACTICE*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 105, N^o GT3, P. 393-398.

PITMAN, T. D. ; ROBERTSON, P. K. ; SEGO, D. C. (1994) *INFLUENCE OF FINES ON THE COLLAPSE OF LOOSE SANDS*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 31, P. 728-739.

POULOS, S. J. ; CASTRO, G. ; FRANCE, J. W. (1985) *LIQUEFACTION EVALUATION PROCEDURE*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 111, N^o 6, P. 772-792.

RAD, N. S. ; CLOUGH, G. W. (1984) *NEW PROCEDURE FOR SATURATING SAND SPECIMENS*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 110, N^o 9, P. 1205-1218.

ROBERTSON, P. K. (1990) *EVALUATION OF RESIDUAL SHEAR STRENGTH OF SANDS DURING LIQUEFACTION FROM PENETRATION TESTS*. COMPTE RENDU, 43^E CONFÉRENCE CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE, QUÉBEC, 10 AU 12 OCTOBRE 1990, P. 257-262.

ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. (1958). *ON THE YIELDING OF SOILS*. GÉOTECHNIQUE, VOL. 8: P. 22-53.

SASITHARAN, S.; ROBERTSON, P. K. ; SEGO, D. C. ; MORGENSTERN, N. R. (1994B) *STATE-BOUNDARY SURFACE FOR VERY LOOSE SAND AND ITS PRACTICAL IMPLICATIONS*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 31, P. 321-334.

SCHAEFFNER, M., (1982), *CONTRÔLE DE L'EXÉCUTION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME*, BULL. LIAISON LABO P. ET CH., VOL. 121, P. 77 - 87.

SEED, H.B. 1986, *DESIGN PROBLEMS IN SOIL LIQUEFACTION*. ASCE J. OF THE GEOT. ENG. DIV. VOL. 113: P. 827-845.

SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER, R. D. ; KRAHN, J. (1985 B) *THE LIQUEFACTION OF SANDS, A COLLAPSE SURFACE APPROACH*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 22, P. 564-578.

SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER, R. D. ; KRAHN, J. (1985 A). *BACK ANALYSIS OF THE NERLERK BERM LIQUEFACTION SLIDES*. CAN. GEOTECH. JOUR. VOL. 22, P. 579 - 588.

SLADEN, J. A.; HANDFORD, G. (1987) *A POTENTIAL SYSTEMATIC ERROR IN LABORATORY TESTING OF VERY LOOSE SANDS*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 24, P. 462-466.

SLADEN, J. A. ; KRAHN, J. ; HOLLANDER, R. D. (1986) *DISCUSSION ON "A STATE PARAMETER FOR SANDS"*. GÉOTECHNIQUE, VOL. 36, N^o 1, P. 123-124.

SLADEN, J.A. ; OSWELL, J. M. (1989) *THE BEHAVIOUR OF VERY LOOSE SAND IN THE TRIAXIAL COMPRESSION TEST*. CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, VOL. 26, P. 103-113.

TAYLOR, D.W. (1948), *FUNDAMENTALS OF SOIL MECHANICS*, JOHN WILEY & SONS INC., NEW YORK, 1948, 700 P.

VAID, Y. P. ; KUEBIS, R. H. ; CHERN, J. C. (1990B) *STATIC LIQUEFACTION OF SANDS AND SILTY SANDS*. COMPTE RENDU, 43^E CONFÉRENCE CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE, QUÉBEC, 10 AU 12 OCTOBRE 1990, P. 247-255.

VAID, Y. P. ; SIVATHAYALAN, S. ; UTHAYAKUMAR, M. ; ELIADORANI, A. (1995B) *LIQUEFACTION POTENTIAL OF RECONSTITUTED SYNCRUDE SAND*. COMPTE RENDU, 48^E CONFÉRENCE CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE, VANCOUVER, 25 AU 27 SEPTEMBRE 1995, VOL. 1, P. 319-329.

VAID, Y. P. ; THOMAS, J. (1995) *LIQUEFACTION AND POSTLIQUEFACTION BEHAVIOR OF SAND*. ASCE JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, VOL. 121, N^O 2, P. 163-173.

VARNES, D.J. (1978) *SLOPE MOVEMENT; TYPES AND PROCESSES*. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD REPORT 176. "LANDSLIDES. ANALYSIS AND CONTROL". P 11-33.

VAUNAT, J.; LEROUÉIL, S.; TAVENAS, F. (1992); *HASARD AND RISK ANALYSIS OF SLOPE STABILITY*. PROC. 1ST CAN. SYMP. ON GEOTECHNICS AND NATURAL HAZARD, VANCOUVER, VOL. 1, P. 397-404.

ANNEXE "A"

**RÉSULTATS DÉTAILLÉS
DES ESSAIS EN LABORATOIRE**

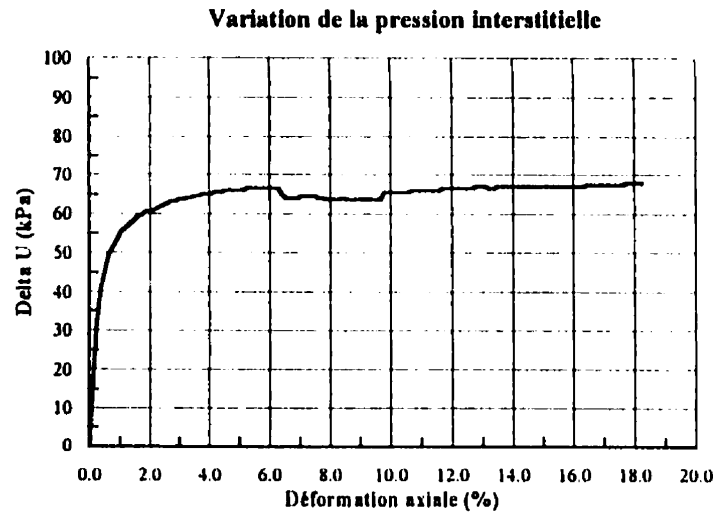
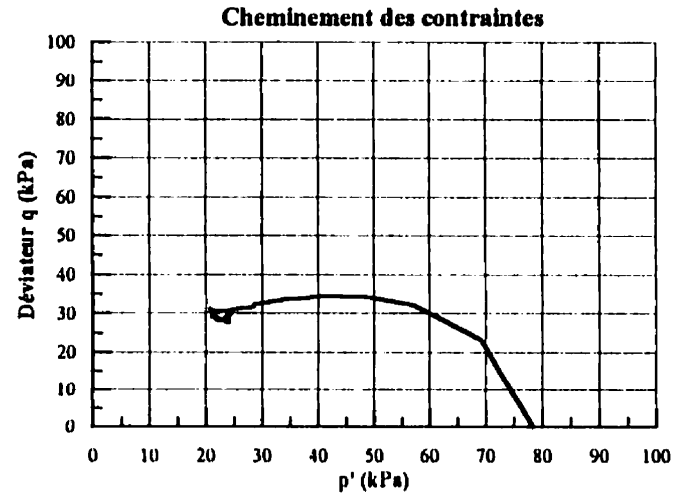
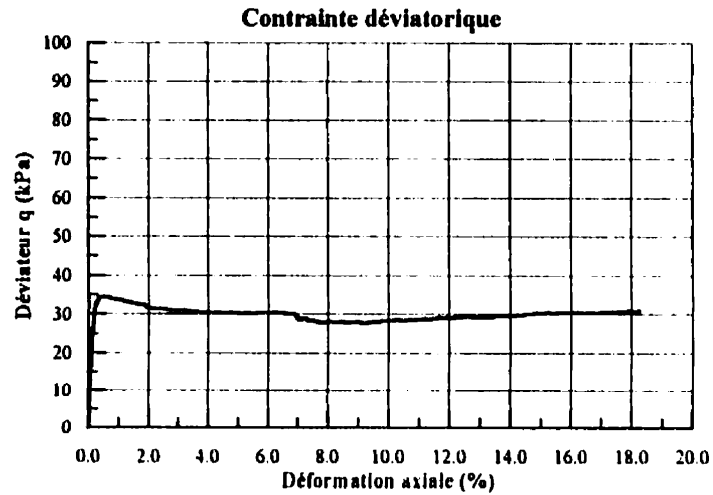


FIGURE A.1 ESSAI NO: 175-01 DATE: 1996/12/26

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{inl.} = 0.720$, $E_{sat.} = 0.691$, $E_{cons.} = 0.639$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 350 kPa B -bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 78.4$ kPa $p'_f = 20.7$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{plc} = 34.5$ kPa $q_f = 31.0$ kPa
 ΔU final = 68.0 kPa

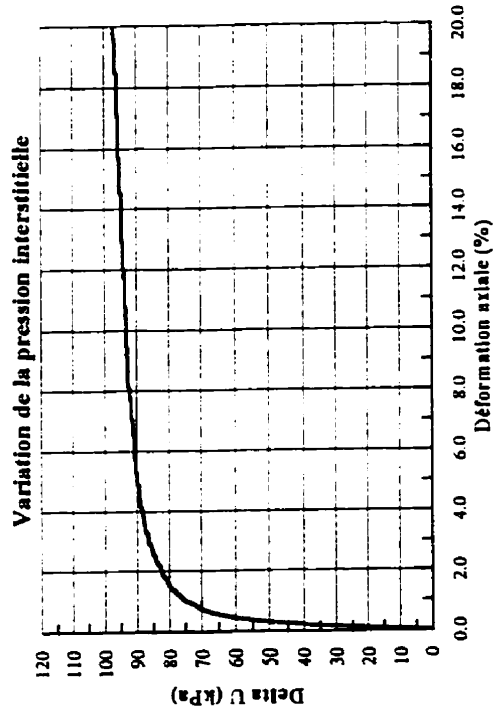
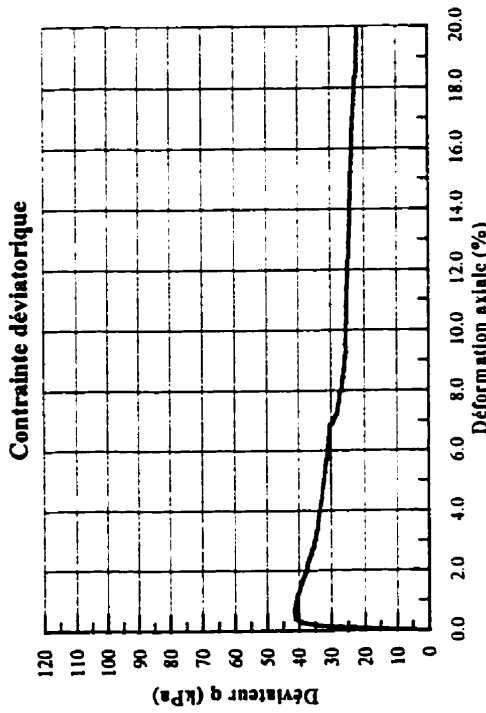
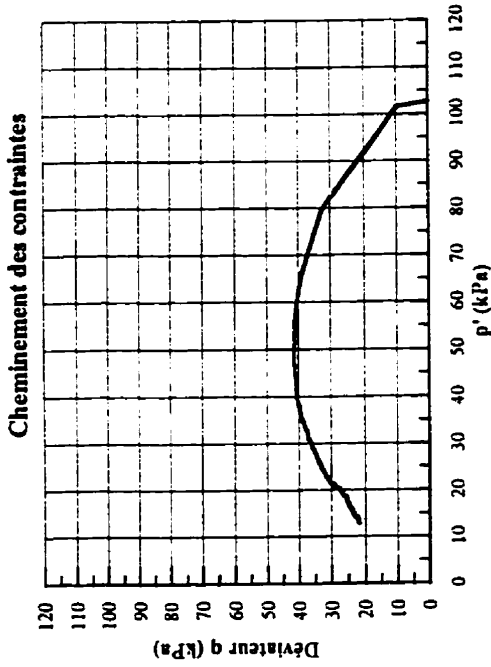


FIGURE A.2 ESSAI NO: 175-02 DATE: 1996/04/24

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{inl.} = 0.700$, $E_{sat.} = 0.698$, $E_{cons.} = 0.640$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 495 kPa B-bar: 0.97
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_l = 102.7$ kPa $p'_f = 12.9$ kPa
 $q_l = 0$ kPa $q_{pic} = 41.5$ kPa $q_f = 21.9$ kPa
 Delta U final = 97.1 kPa

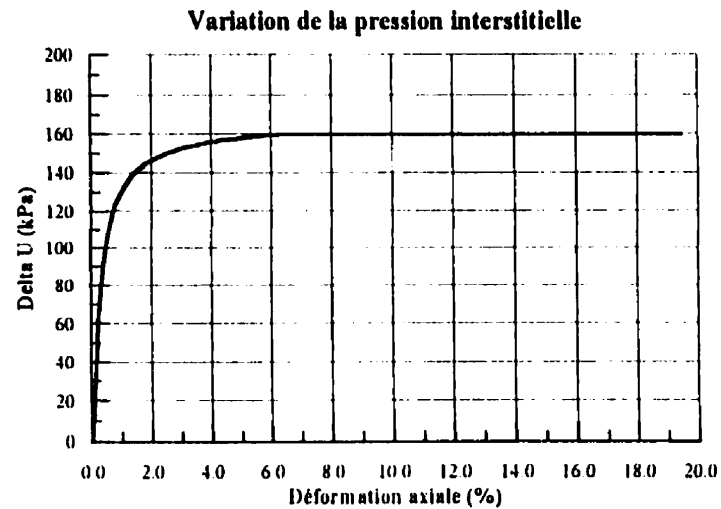
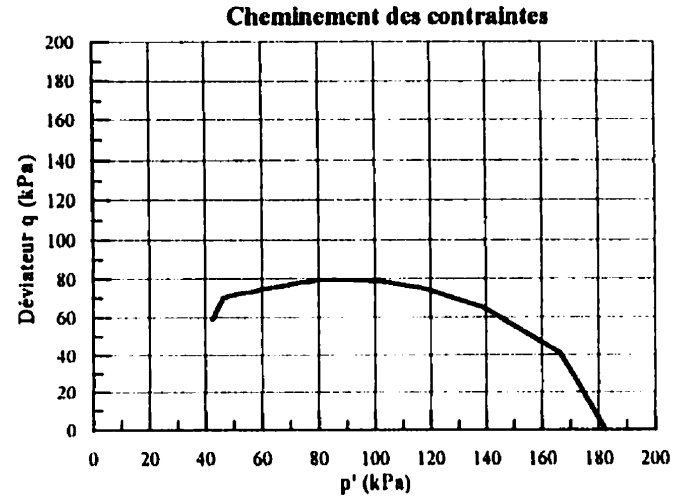
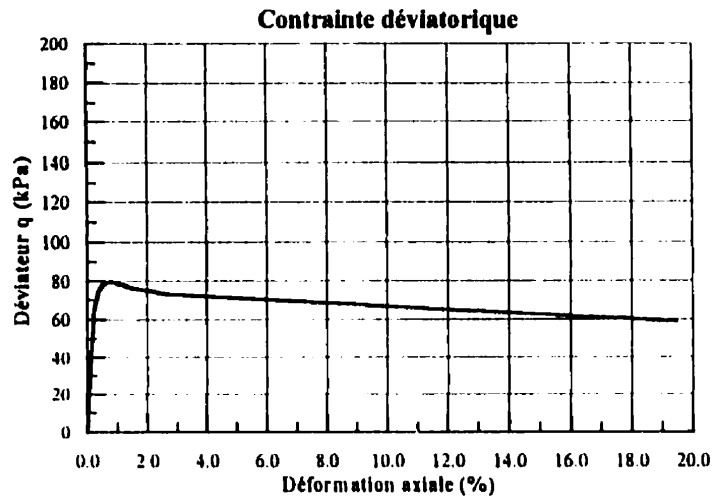


FIGURE A.3 ESSAI NO: 175-03 DATE: 1996/04/26

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant.[mm]: Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm
 Indice des vides: $E_{inl.}=0.680$, $E_{sat.}=0.646$, $E_{cons.}=0.569$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 514.3 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i=185.3$ kPa $p'_f=38.6$ kPa
 $q_i=0$ kPa $q_{pic}=79.4$ kPa $q_f=63.9$ kPa
 Delta U final = 168 kPa

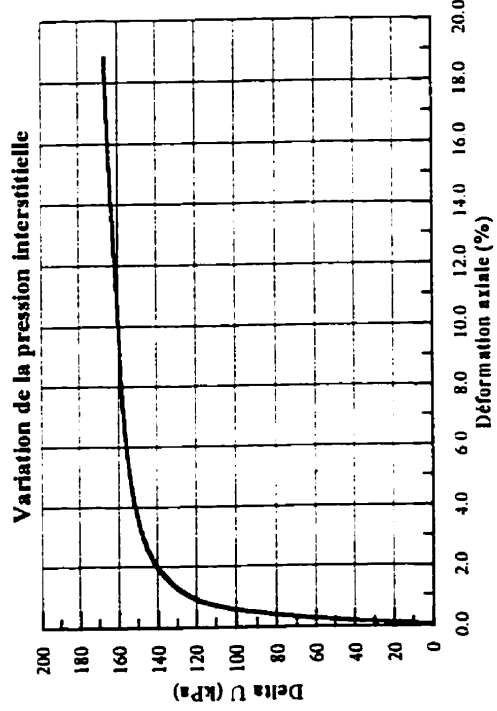
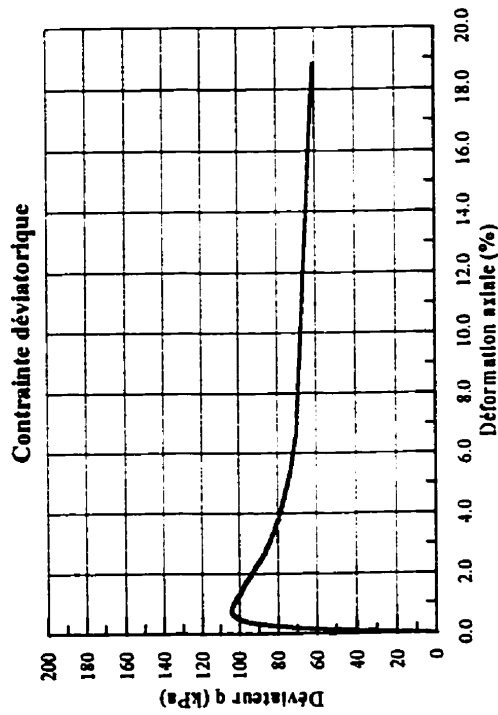
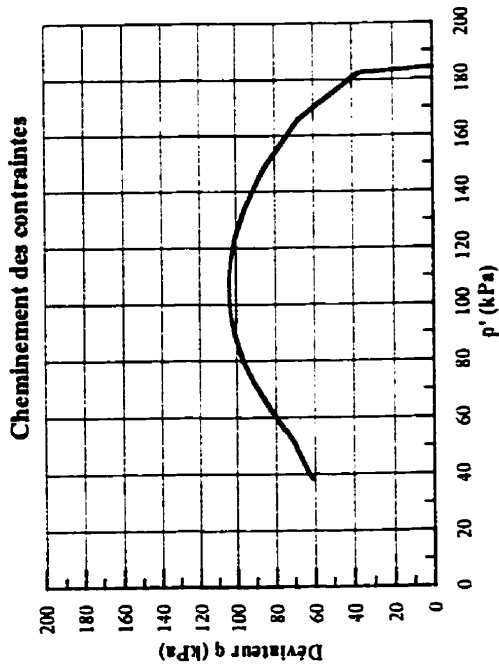


FIGURE A 5 ESSAI NO: 175-05 DATE: 1996/04/30

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. (mm): Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{ini} = 0.600$, $E_{sat} = 0.598$, $E_{cons} = 0.551$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 513 kPa B-bar: 0.96
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_f = 181.3$ kPa $p'_f = 30.9$ kPa
 $q_f = 0$ kPa $q_{pic} = 103.9$ kPa $q_f = 51.3$ kPa
 Delta U final = 167.5 kPa

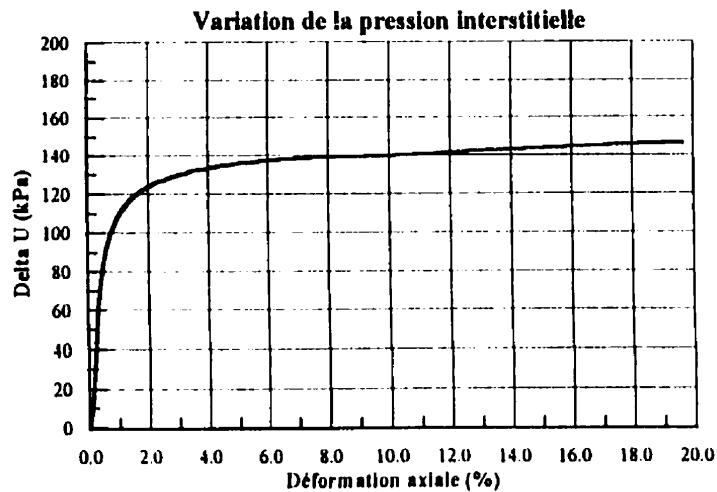
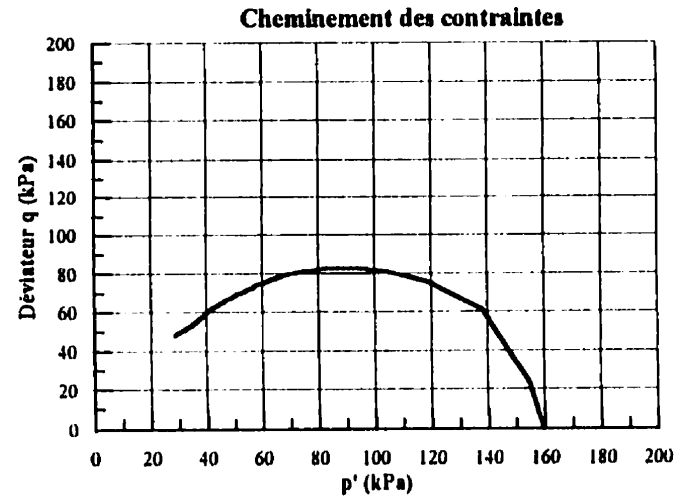
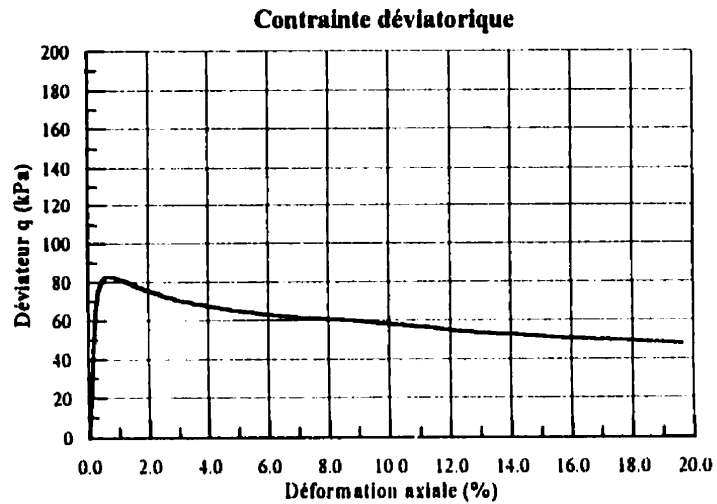


FIGURE A.4 ESSAI NO: 175-04 DATE: 1996/04/26

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indica des vides: $E_{ini.} = 0.650$, $E_{sat.} = 0.642$, $E_{cons.} = 0.557$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 390.5 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 159.4$ kPa $p'_f = 28.8$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 82.6$ kPa $q_f = 48.1$ kPa
 Delta U final = 146.6 kPa

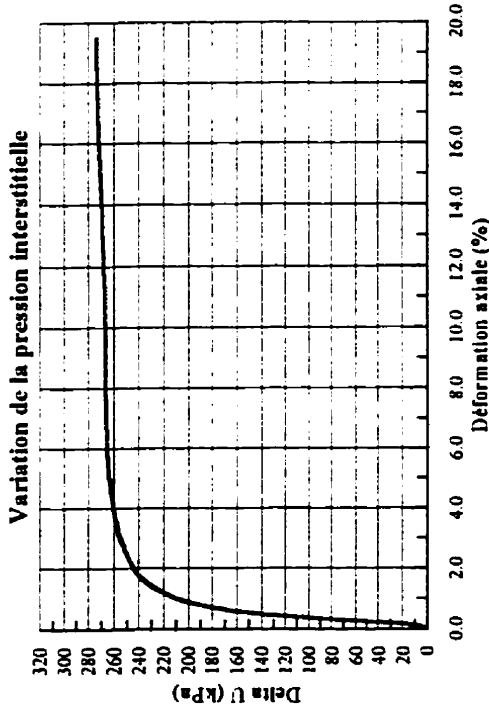
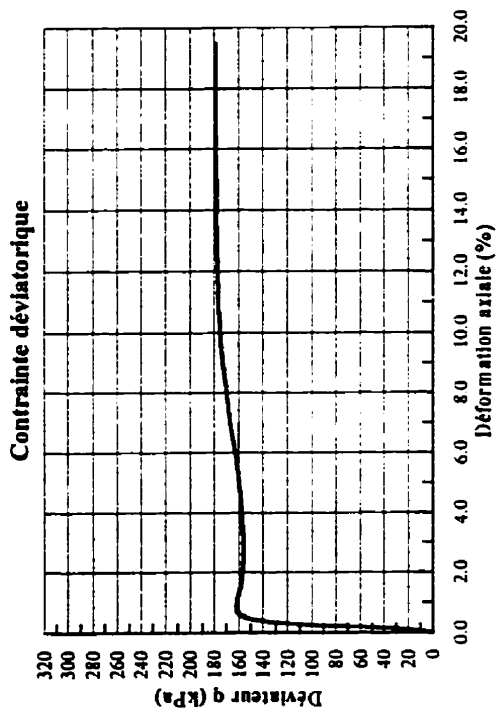
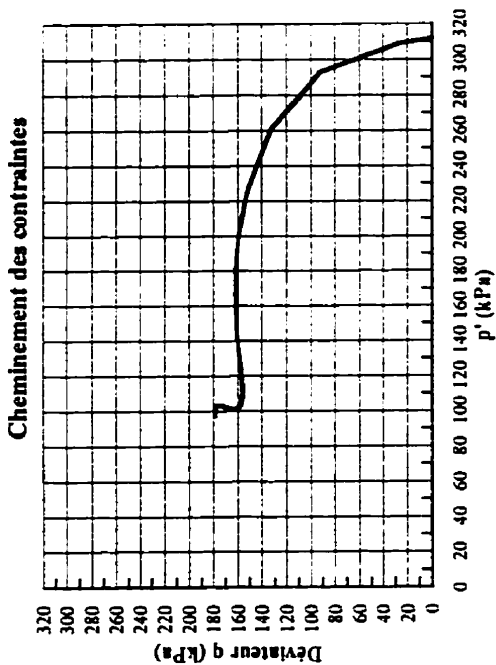


FIGURE A.6 ESSAI NO: 175-06 DATE: 1996/05/01

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: Eini.= 0.740, Esat.= 0.883, Econ.s.= 0.576

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 387.6 kPa B-bar: 0.97
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 p'i= 312.0 kPa p'f= 97.6 kPa
 qf= 0 kPa qpfc= 162.3 kPa qf = 178.5 kPa
 Delta U final = 273.9 kPa

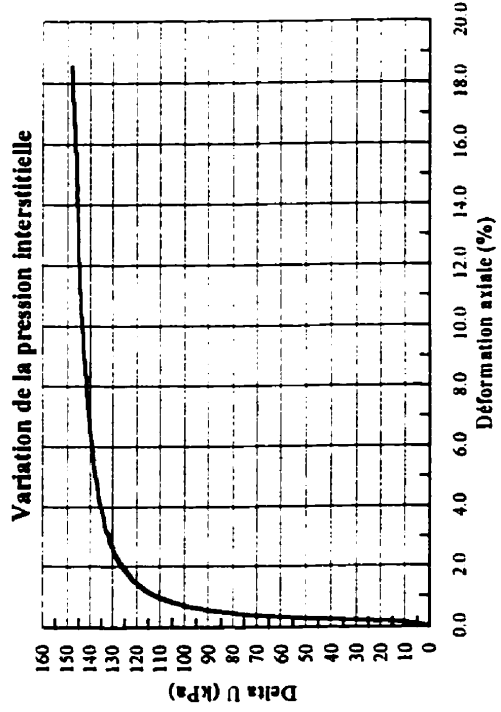
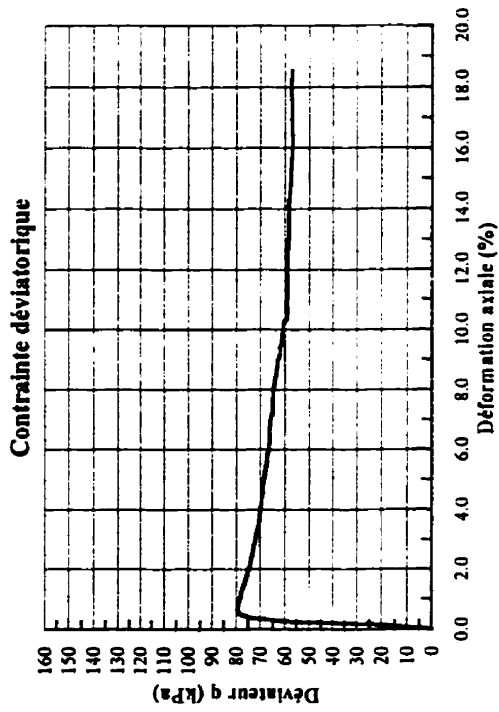
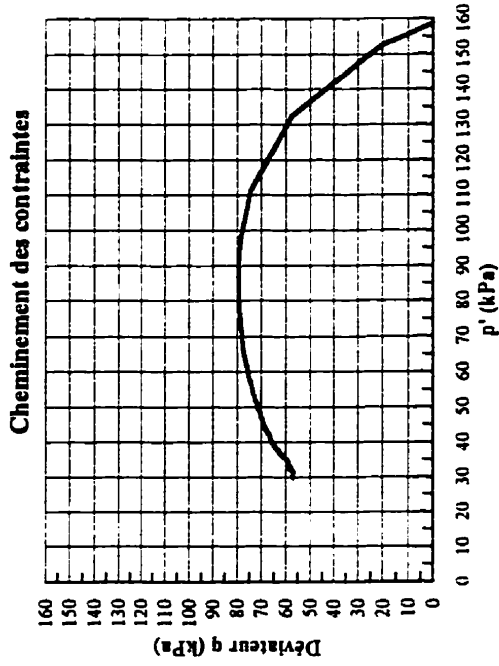


FIGURE A.7 ESSAI NO: 175-07 DATE: 1996/05/02

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. (mm): Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{ini} = 0,740$, $E_{sat} = 0,707$, $E_{cons} = 0,632$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 526,5 kPa B-bar: 0,97
 Type de chargement: Constant à 0,030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 158,9$ kPa $p'_f = 29,8$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 78,9$ kPa $q_f = 57,1$ kPa
 Delta U final = 148,1 kPa

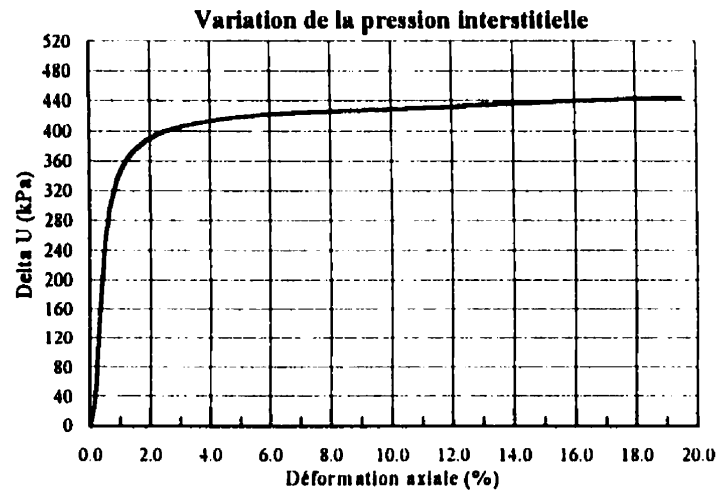
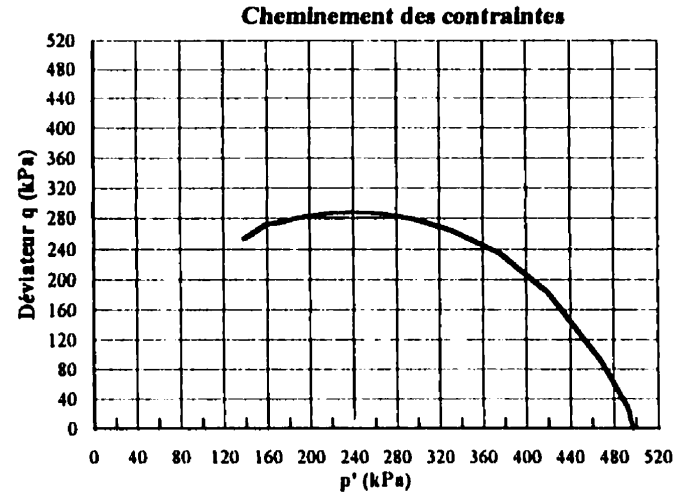
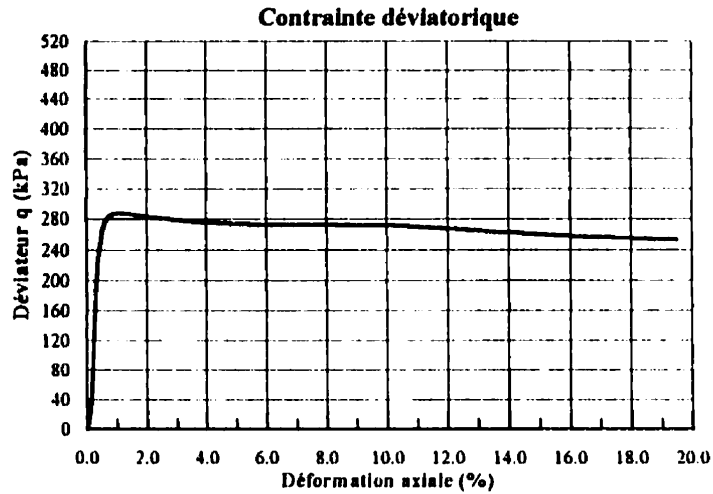


FIGURE A.8 ESSAI NO: 175-08 DATE: 1998/05/07

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant.[mm]: Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm
 Indice des vides: Eini.=0,600, Esat.= 0,597, Econs.= 0,500

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 259.4 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 497.2$ kPa $p'_f = 138.5$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 287.5$ kPa $q_f = 253.9$ kPa
 Delta U final = 443.3 kPa

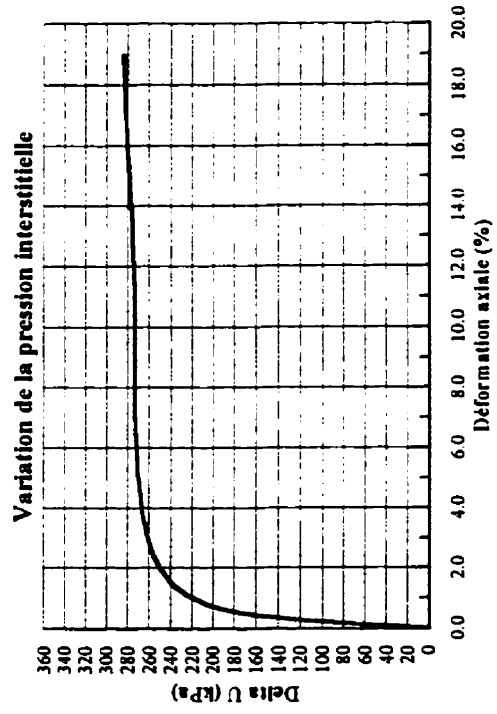
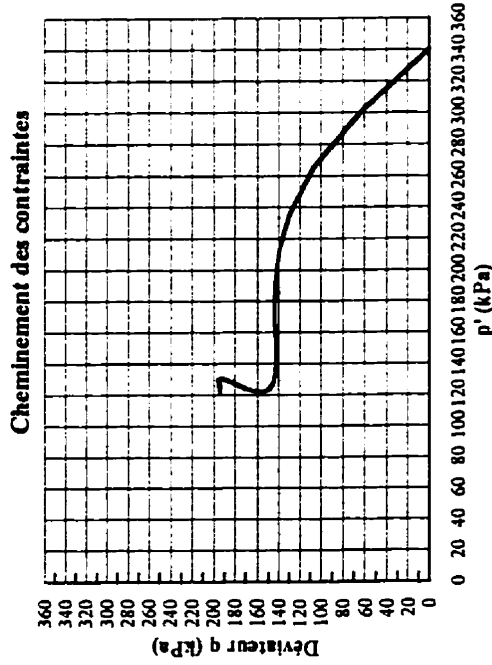
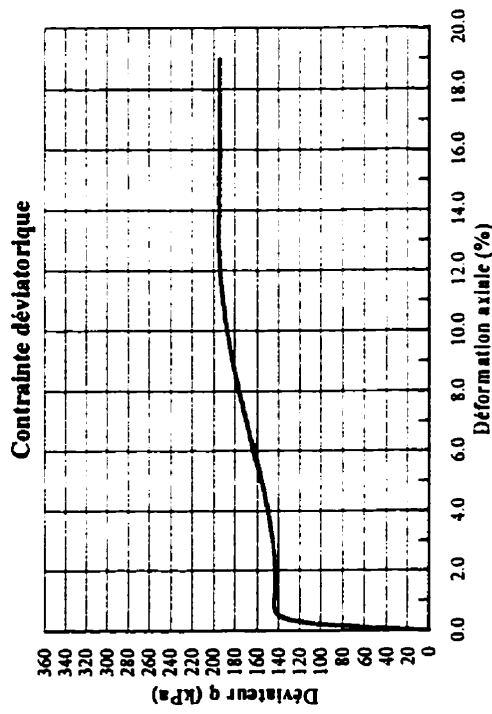


FIGURE A.9 ESSAI NO: 175-09 DATE: 1996/05/08

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. (mm): Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: Eini.= 0.690, Esat.= 0.662, Econs.= 0.546

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 435.2 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 p'i= 340.5 kPa p'f= 125.0 kPa
 qi= 0 kPa qf= 194.0 kPa
 Delta U final= 260.2 kPa

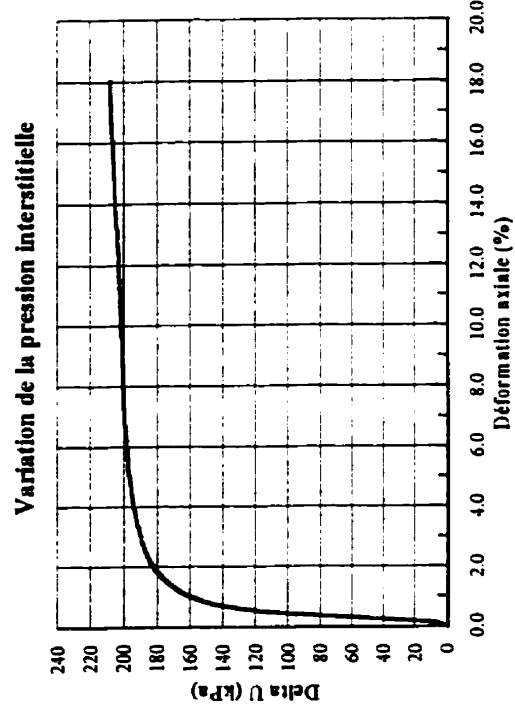
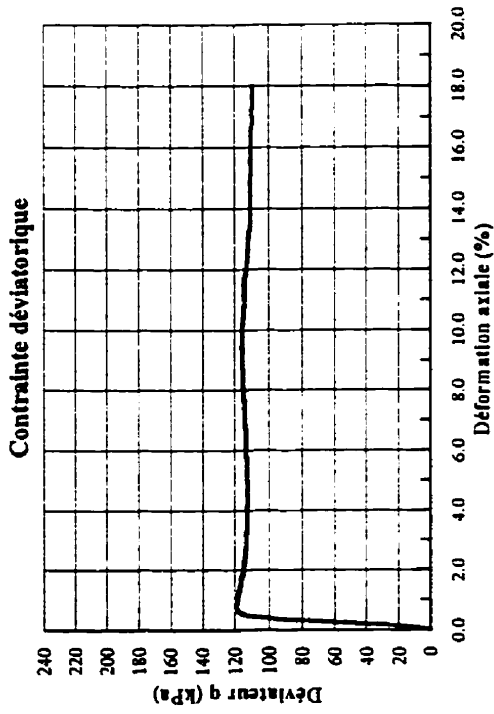
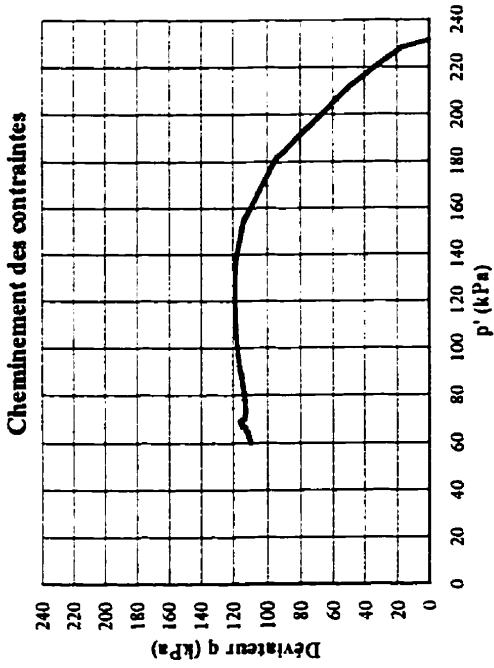


FIGURE A.10 ESSAI NO: 175-11 DATE: 1996/05/09

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant.: [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{ini.} = 0.68$, $E_{sat.} = 0.675$, $E_{cons.} = 0.598$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 381.8 kPa B-bar: 0.96
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 231.5$ kPa $p'_f = 60.3$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_f = 109.9$ kPa
 Delta U final = 207.8 kPa

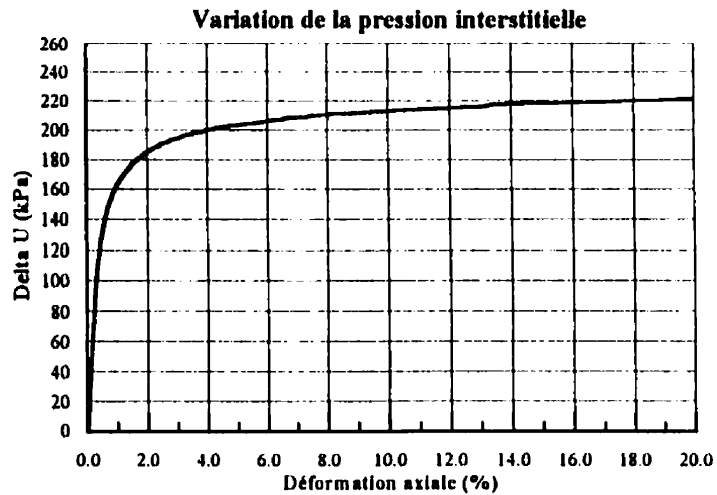
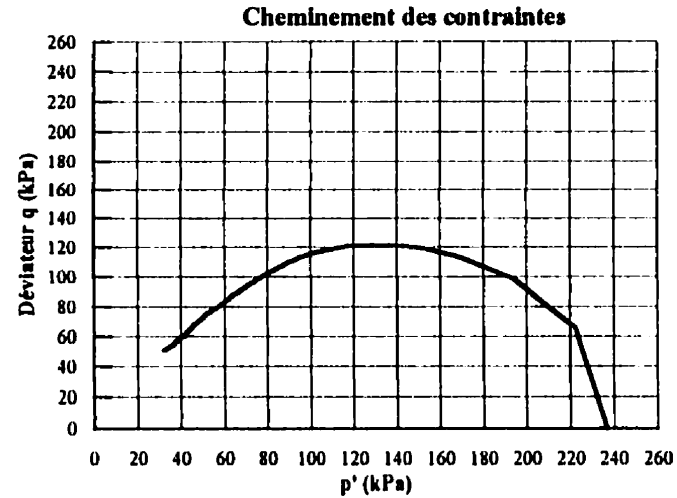
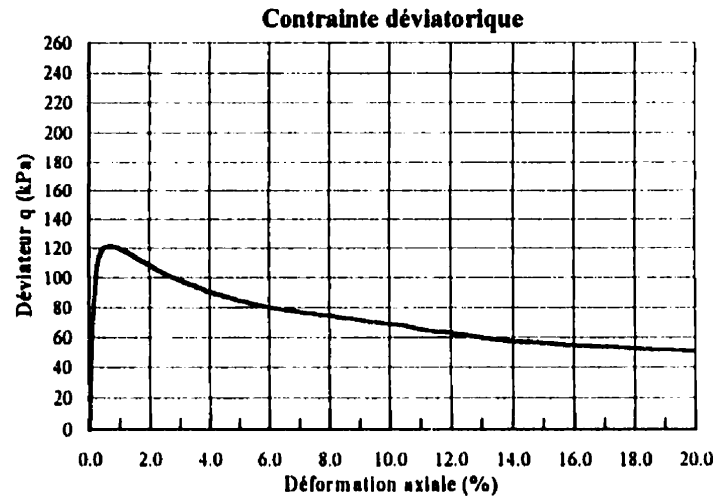


FIGURE A.11 ESSAI NO: 175-13 DATE: 1996/05/13

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{inl.} = 0.600$, $E_{sat.} = 0.596$, $E_{cons.} = 0.505$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 464.7 kPa B-bar: 0.98
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 236.8$ kPa $p'_f = 32.3$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_f = 51.1$ kPa
 Delta U final = 221.4 kPa

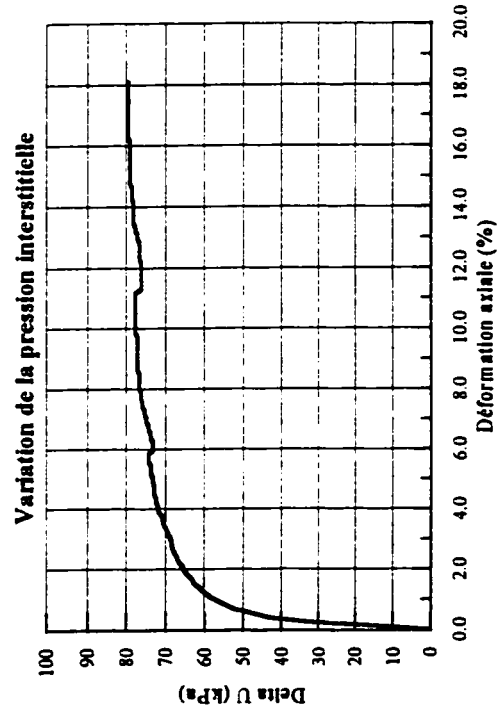
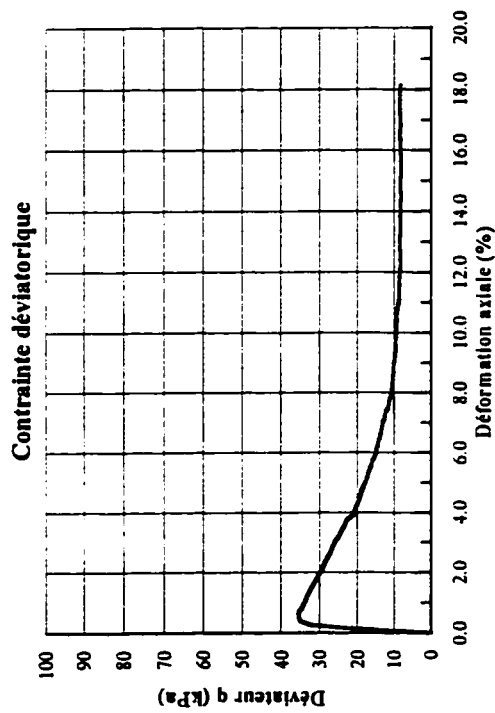
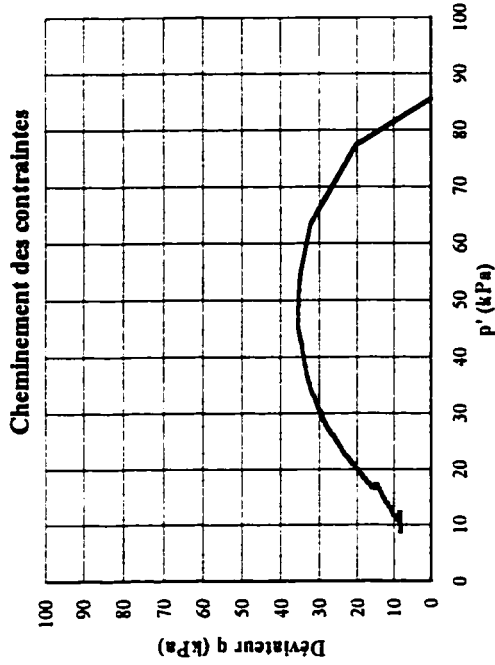


FIGURE A.12 ESSAI NO: 175-14 DATE: 1996/05/13

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: e_{ini} = 0.680, e_{sat} = 0.612, $e_{cons.}$ = 0.601

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 432.1 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 p'_i = 81.6 kPa p'_f = 4.7 kPa
 q_i = 0 kPa q_f = 8.4 kPa
 Delta U final = 79.9 kPa

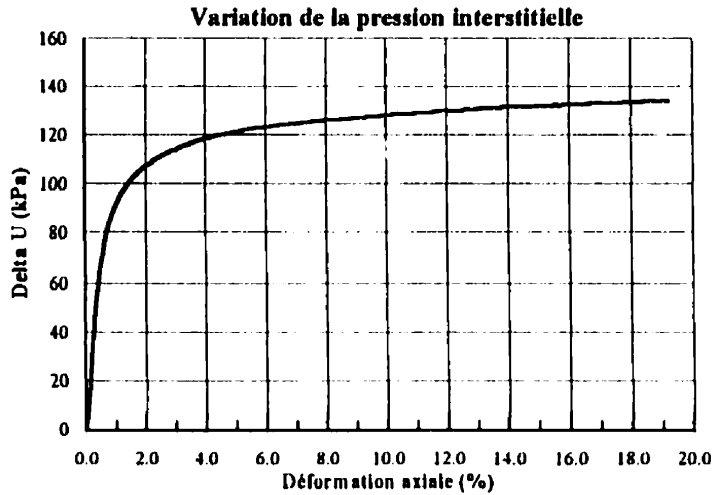
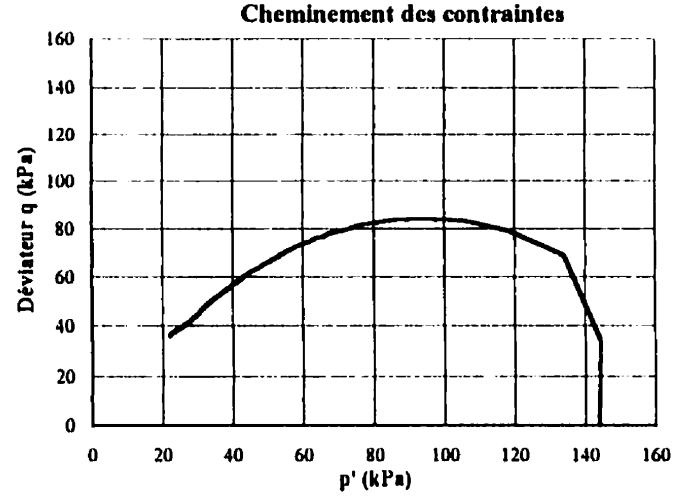
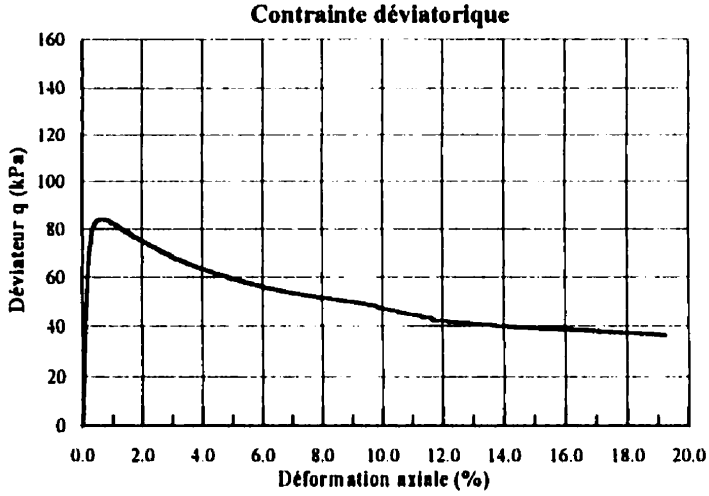


FIGURE A.13 ESSAI NO: 175-15 DATE: 1998/05/14

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON
 Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant.(mm): Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm
 Indice des vides: $E_{ini.}=0.650$, $E_{sat.}=0.630$, $E_{cons.}=0.542$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL
 Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 440.9 kPa $B\text{-bar}: 0.98$
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 144.1$ kPa $p'_f = 22.2$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_f = 36.4$ kPa
 ΔU final = 134.0 kPa

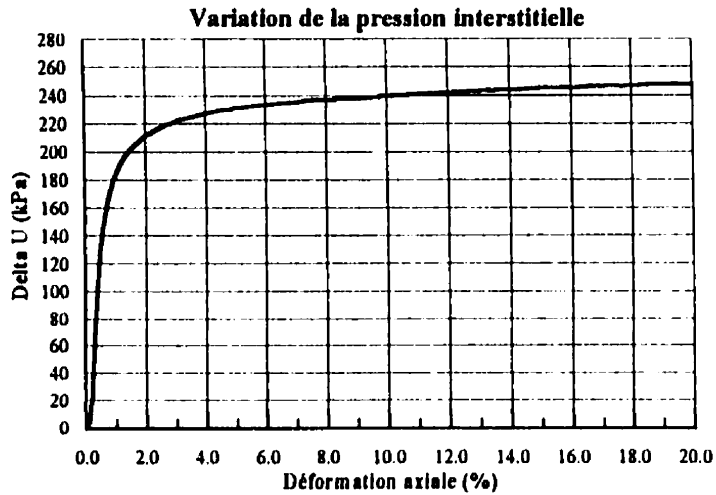
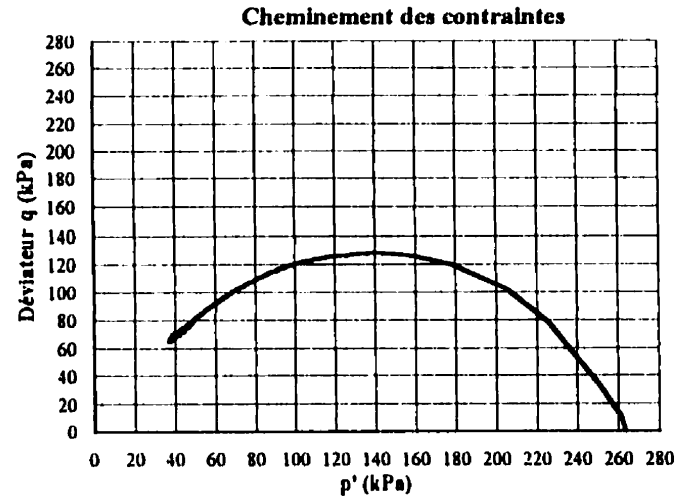
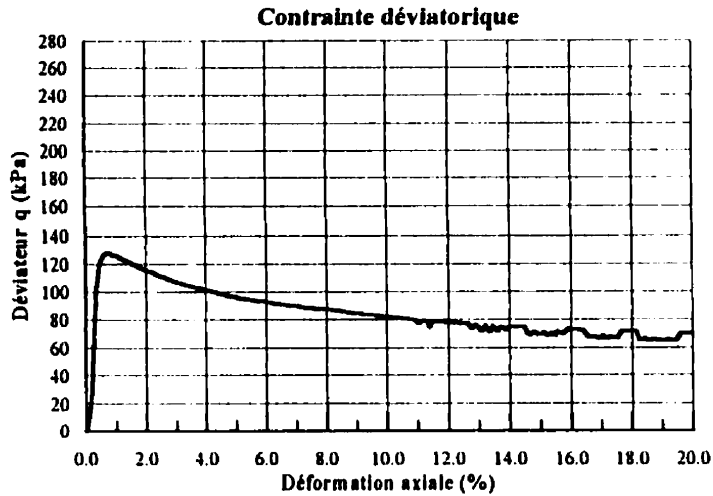


FIGURE A.14 ESSAI NO: 175-18 DATE: 1996/05/31

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{ini} = 0.650$, $E_{sat} = 0.649$, $E_{cons} = 0.548$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 373.9 kPa B-bar: 0.98
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 263.3$ kPa $p'_f = 38.8$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_f = 69.7$ kPa
 Delta U final = 247.7 kPa

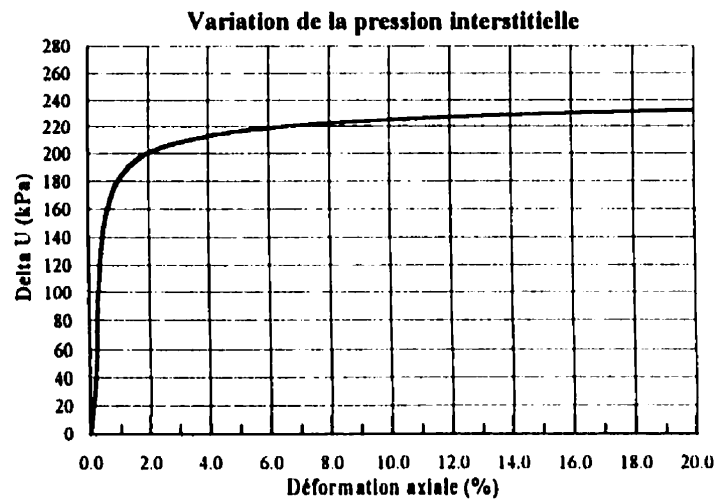
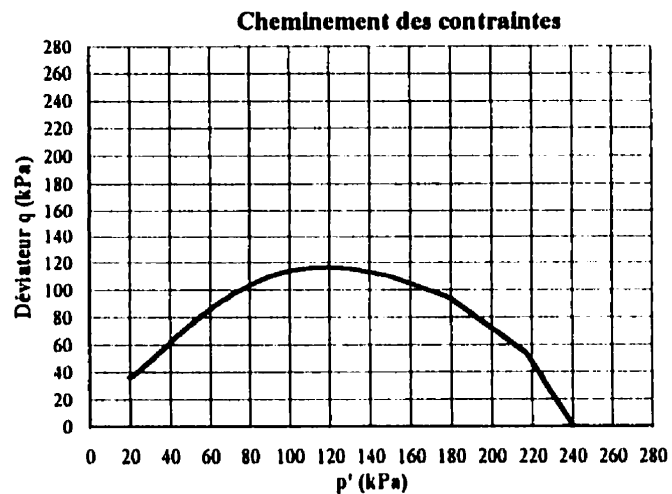
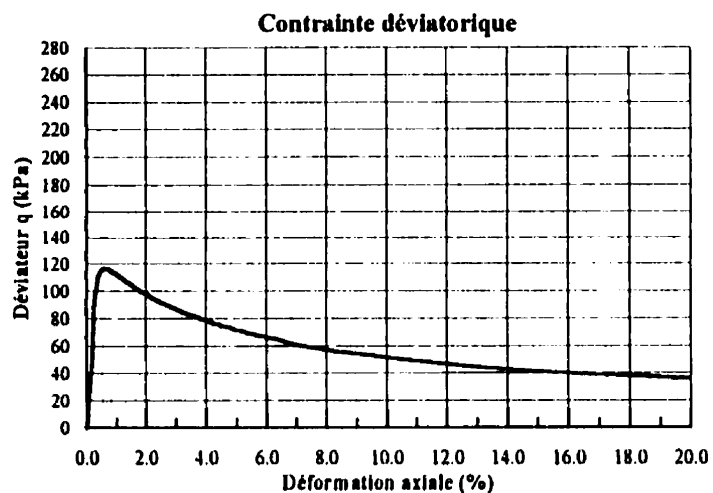


FIGURE A.15 ESSAI NO: 175-19 DATE: 1996/05/28

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON
 Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant.(mm): Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm
 Indice des vides: Eini.=0.610, Esat.= 0.604, Econs.= 0.548

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL
 Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 360 kPa B-bar: 0.97
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 240$ kPa $p'_f = 19.7$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_f = 36.0$ kPa
 Delta U final = 232.6 kPa

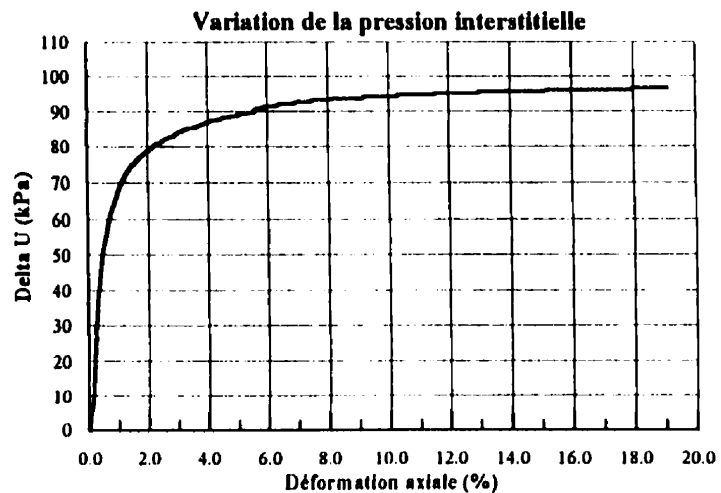
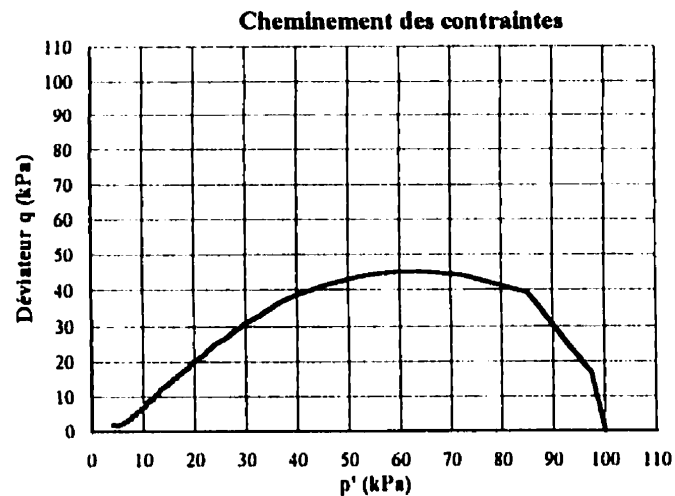
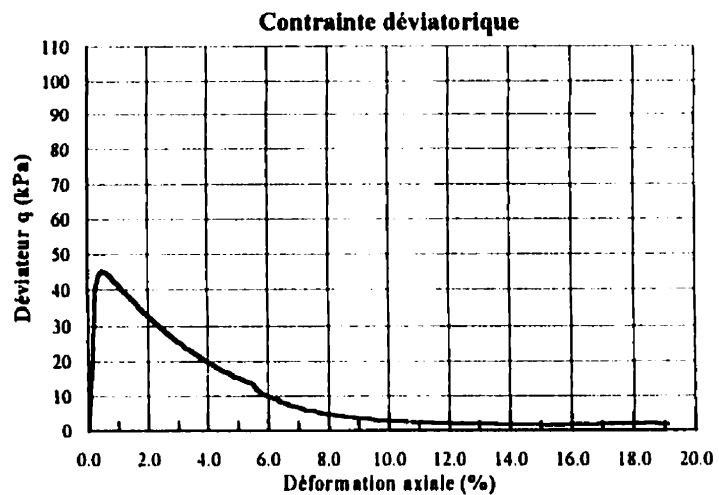


FIGURE A.16 ESSAI NO: 175-20 DATE: 1996/05/30

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{nl} = 0.650$, $E_{sat} = 0.632$, $E_{cons.} = 0.604$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 400 kPa B -bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 100.1$ kPa $p'_f = 4.1$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_f = 1.9$ kPa
 Delta U final = 96.6 kPa

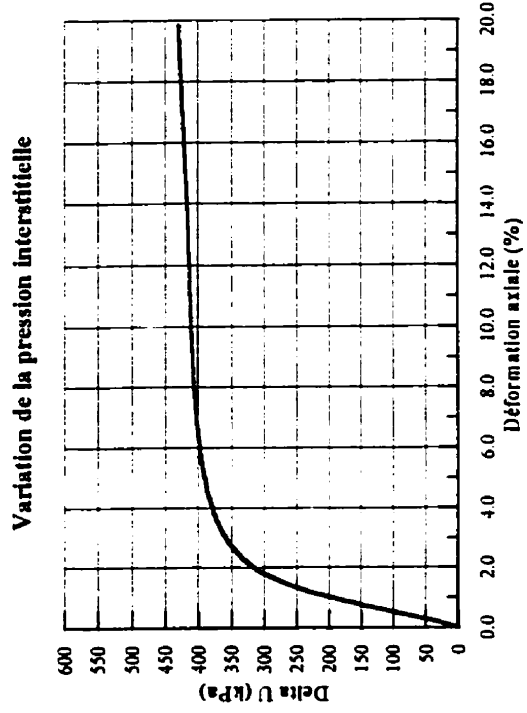
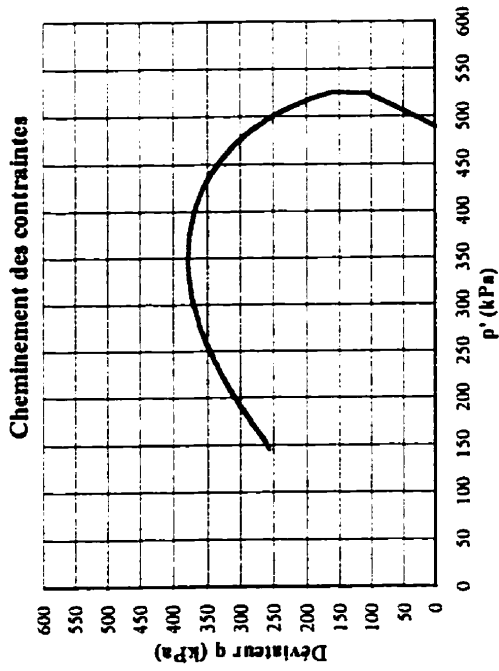
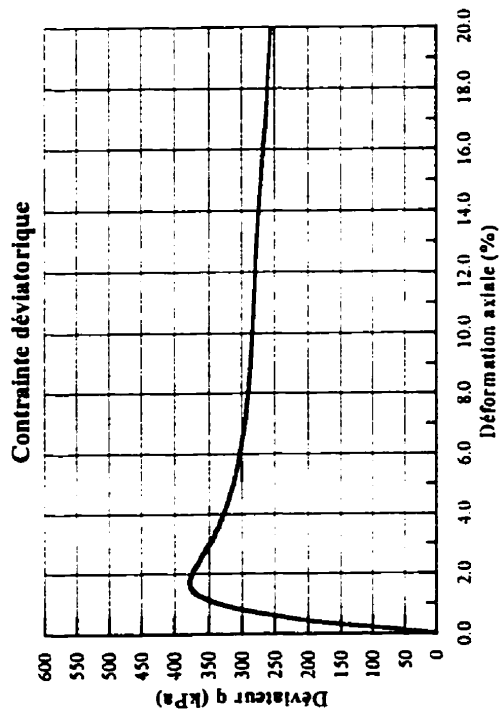
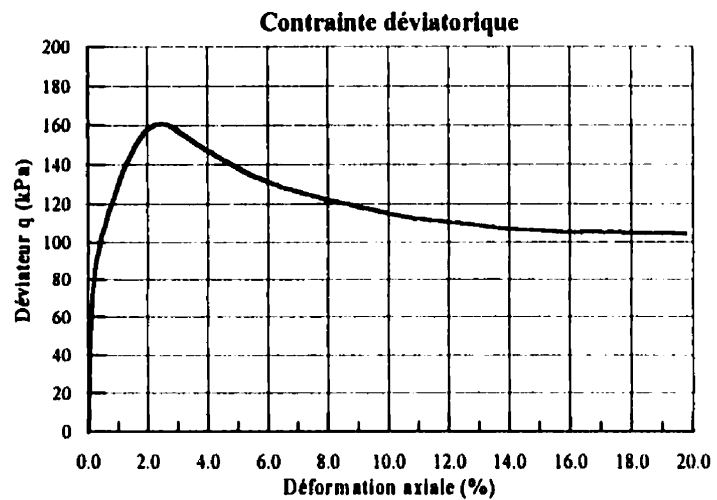


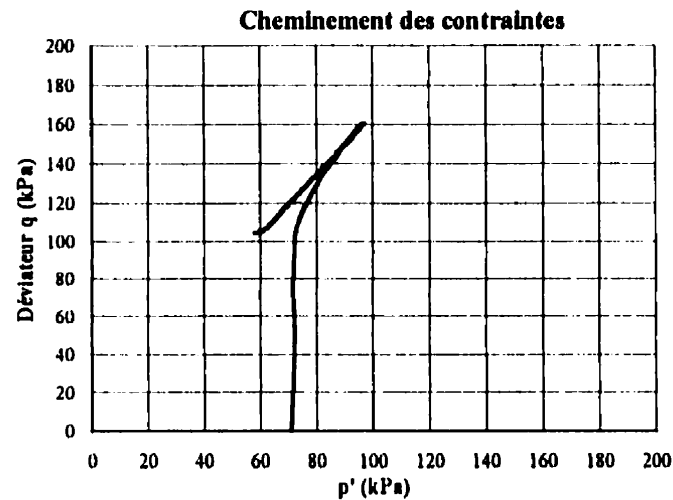
FIGURE A.17 ESSAI NO: 175-21 DATE: 1996/06/04

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON
 Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: Einl. = 0.540, Esat. = 0.533, Econs. = 0.433

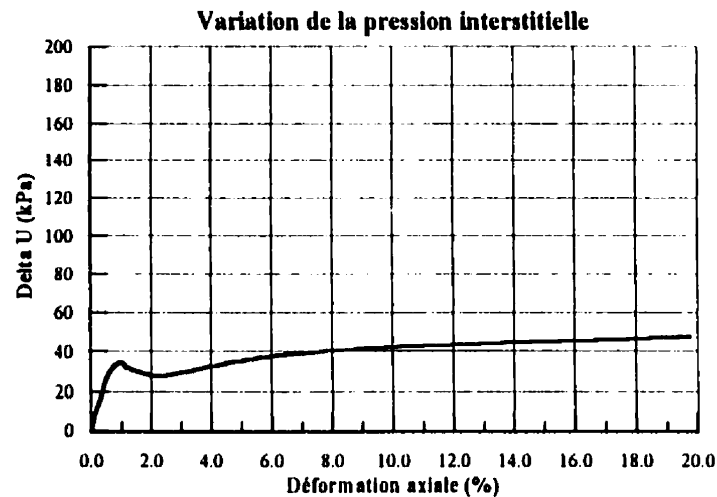
CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL
 Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 240.4 kPa B-bar: 0.96
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 p'i = 489.4 kPa p'f = 145.9 kPa
 qi = 0 kPa qpic = 378.5 kPa qf = 256.8 kPa
 Delta U final = 429.7 kPa



a)



b)



c)

FIGURE A.18 ESSAI NO: 175-22 DATE: 1996/06/08

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{inl.} = 0.460$, $E_{sat.} = 0.458$, $E_{cons.} = 0.446$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 370 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: cisailé
 $p'_i = 71.1$ kPa $p'_{pic} = 97.0$ $p'_f = 72.0$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 161$ kPa $q_f = 123$ kPa
 Delta U final = 40.0 kPa

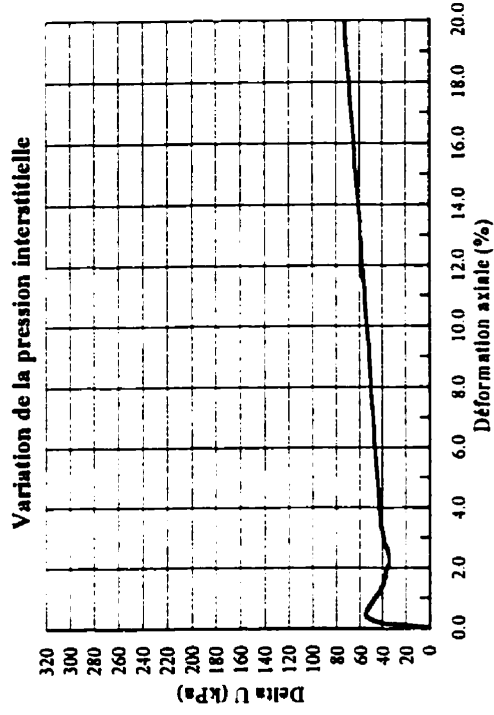
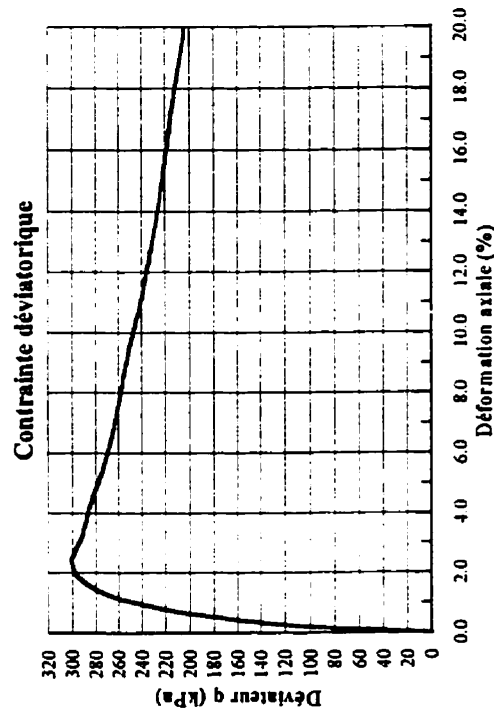
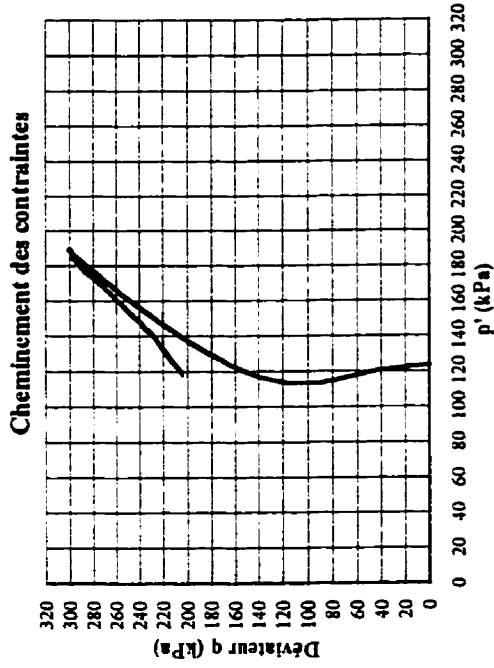


FIGURE A.19 ESSAI NO: 175-23 DATE: 1996/06/09

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. (mm): Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{inl.} = 0.450$, $E_{sat.} = 0.449$, $E_{cons.} = 0.438$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 367 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: cisailé
 $p'_i = 123.7$ kPa $p'_{pic} = 169.5$ $p'_f = 118.6$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 301$ kPa $q_f = 204.5$ kPa
 Delta U final = 73.3 kPa

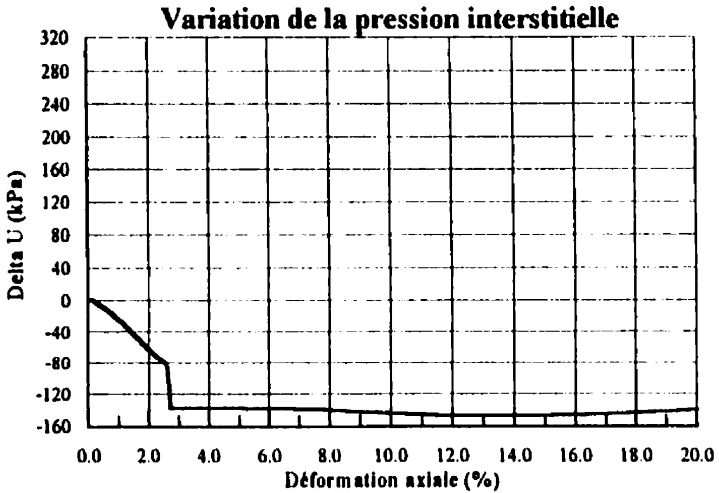
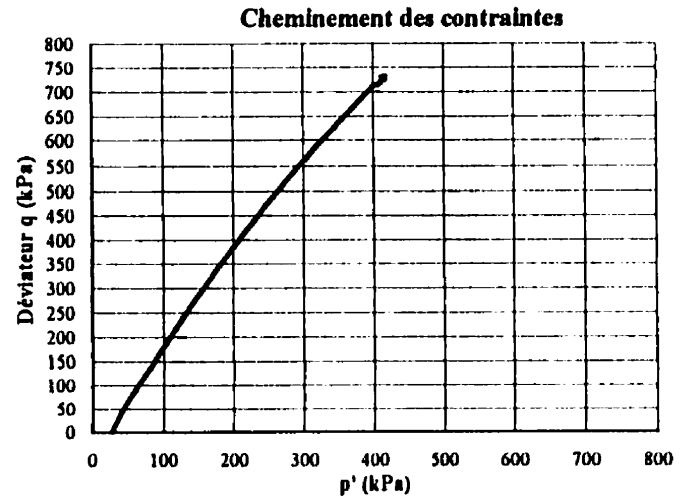
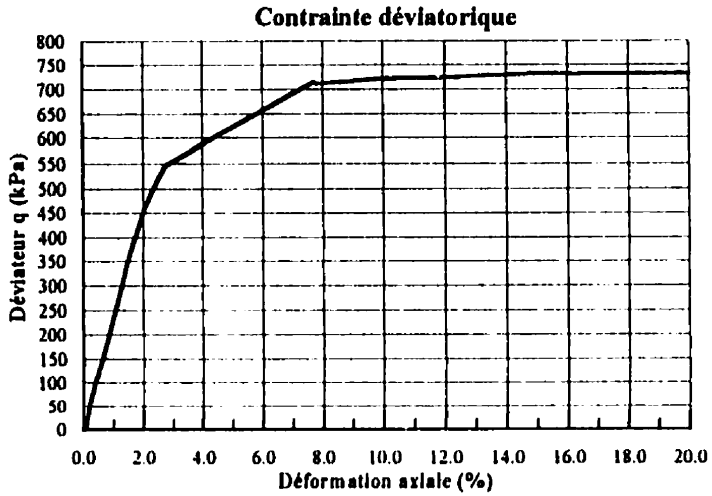


FIGURE A.20 ESSAI NO: 175-24 DATE: 1996/06/13

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant.(mm): Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm
 Indice des vides: $E_{nl}=0.400$, $E_{sat}=0.398$, $E_{cons}=0.396$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée

Contre-pression: 575 kPa B-bar: 0.96

Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.

Type de rupture: cisailé

$p'_i=418$ kPa $p'_{pic}=411$ kPa

$q_i=0$ kPa $q_{pic}=732$ kPa

Delta U final = -140.0 kPa

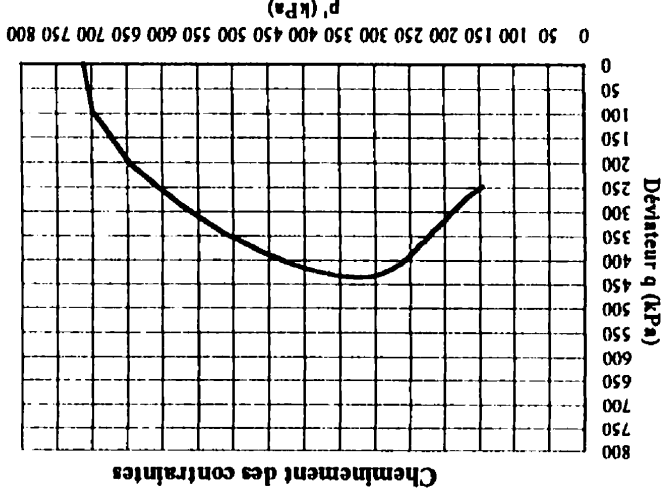
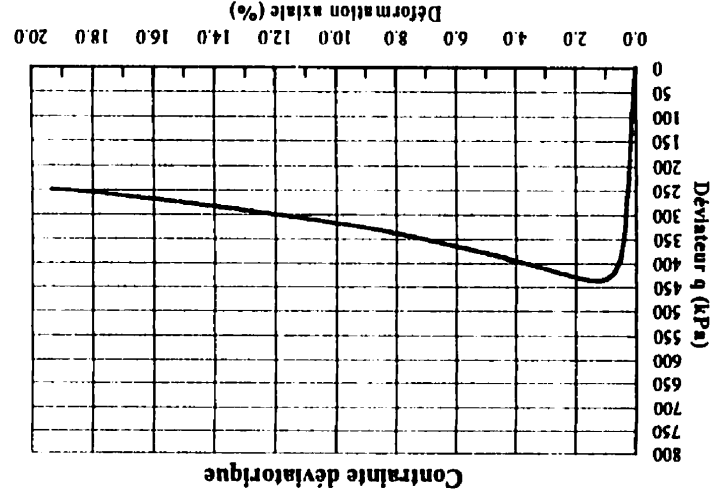
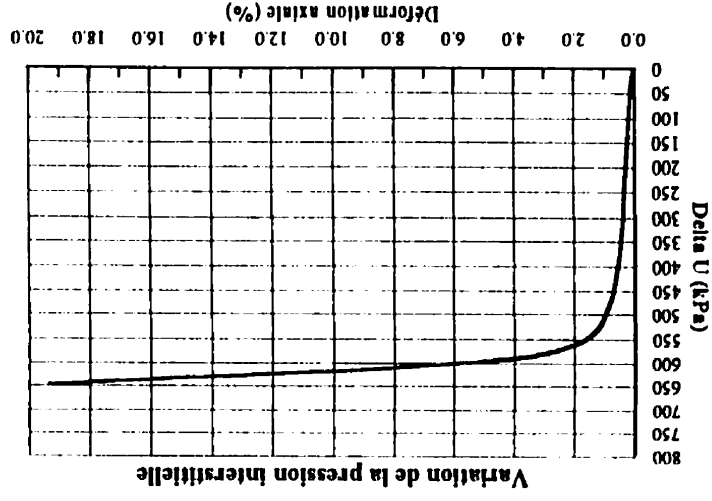


FIGURE A.21 ESSAI NO: 175-28 DATE: 1996/06/21

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON
 Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10.08 cm Haut.: 10.07 cm
 Indice des vides: $E_{inl} = 0.500$, $E_{sat} = 0.499$, $E_{cons} = 0.430$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL
 Consolidation isotrope, compression non-drainée
 B-bar: 0.98
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p_1 = 711.4$ kPa $p'_1 = 145.9$ kPa
 $q_1 = 0$ kPa $q_{pic} = 436.6$ kPa $q_f = 248.1$ kPa
 $\Delta U_{final} = 847.8$ kPa

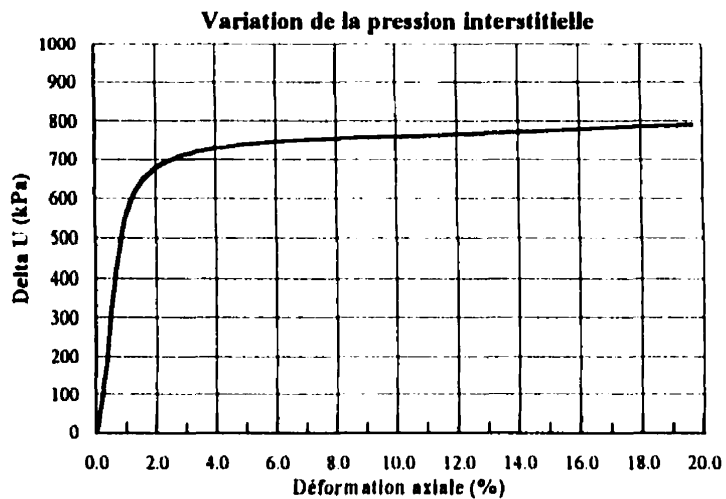
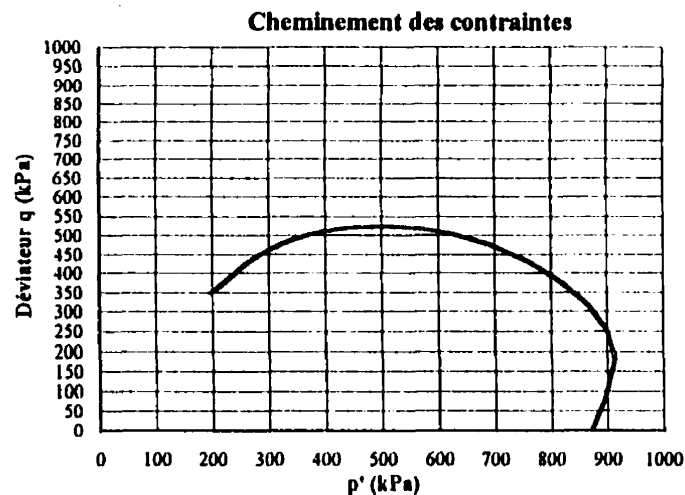
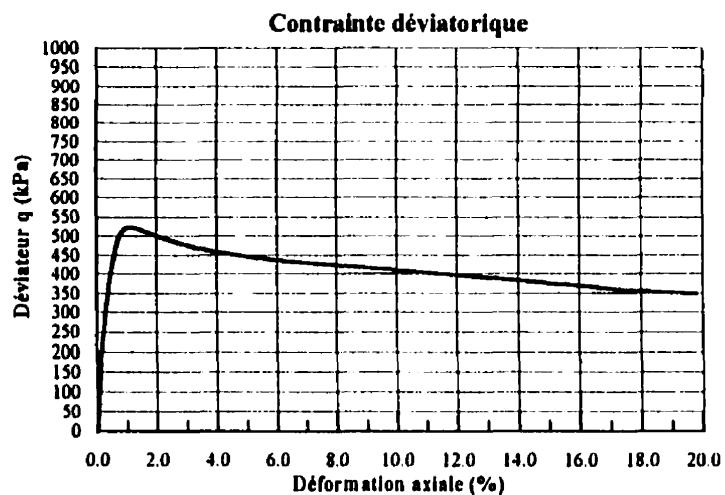


FIGURE A.22 ESSAI NO: 175-29 DATE: 1996/06/22

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant.[mm]: Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm
 Indice des vides: $E_{ini} = 0.540$, $E_{sat} = 0.533$, $E_{cons} = 0.407$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 219 kPa B-bar: 0.99
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 871$ kPa $p'_f = 196.6$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 524.4$ kPa $q_f = 349.2$ kPa
 Delta U final = 791 kPa

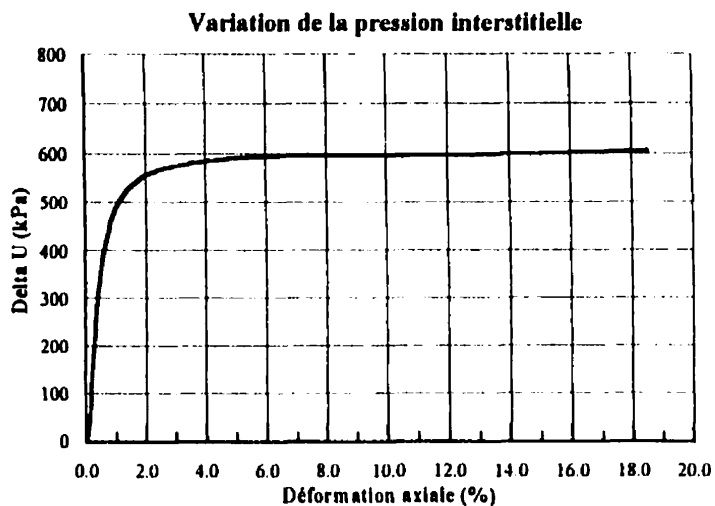
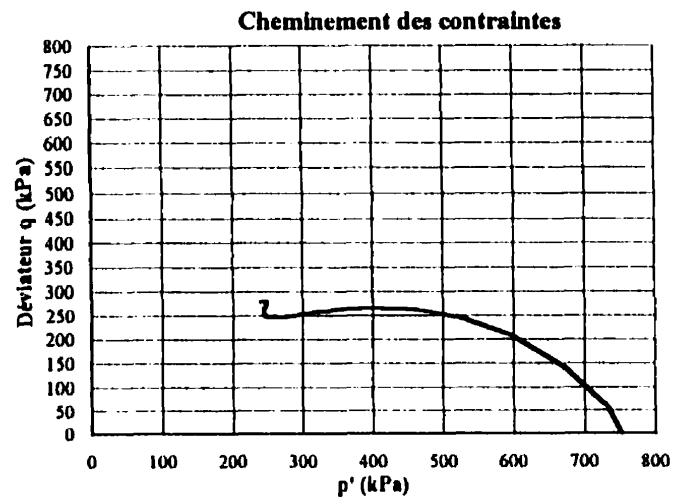
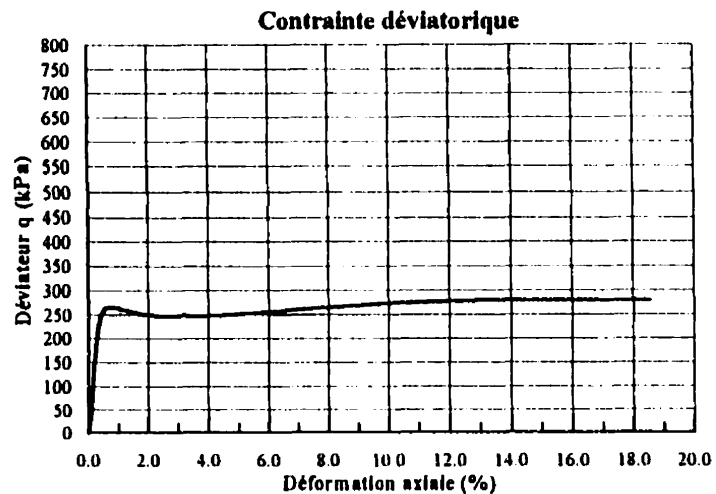


FIGURE A.23 ESSAI NO: 175-31 DATE: 1996/06/28

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. (mm): Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indica des vides: $E_{ini} = 0.400$, $E_{sat} = 0.398$, $E_{cons.} = 0.391$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 407 kPa B-bar: 0.98
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 753$ kPa $p'_f = 248$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_f = 291$ kPa
 Delta U final = 606 kPa

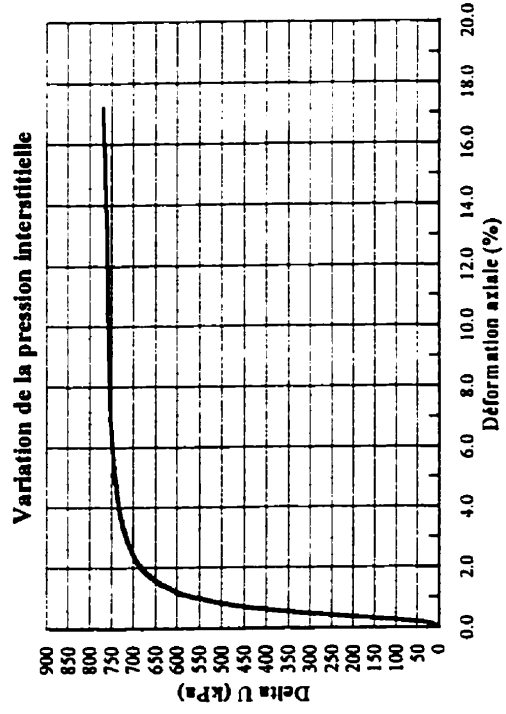
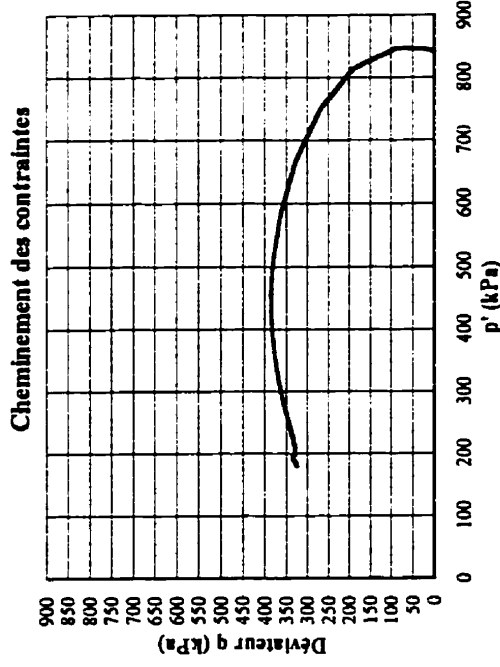
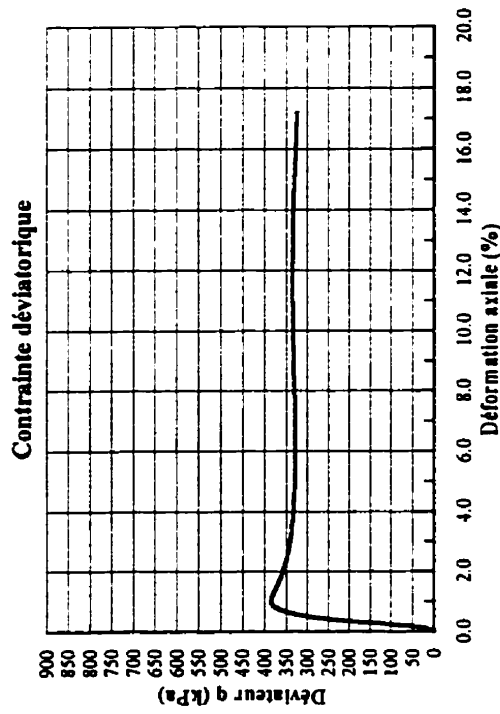


FIGURE A.24 ESSAI NO: 175-33 DATE: 1996/07/07

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON
 Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. (mm): Diam.: 10.06 cm Haut.: 10.07 cm
 Indice des vides: $E_{ini} = 0.680$, $E_{sat} = 0.648$, $E_{cons} = 0.515$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL
 Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 288 kPa B-bar: 0.98
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 841.7$ kPa $p'_f = 180.8$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 388$ kPa $q_f = 325.3$ kPa
 Delta U final = 773 kPa

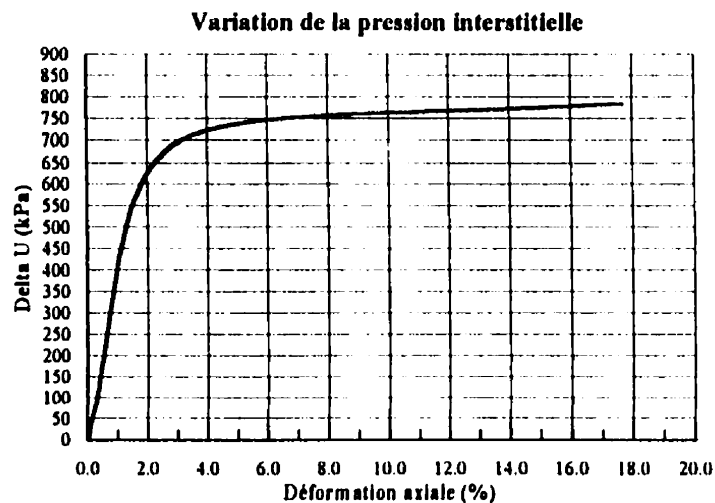
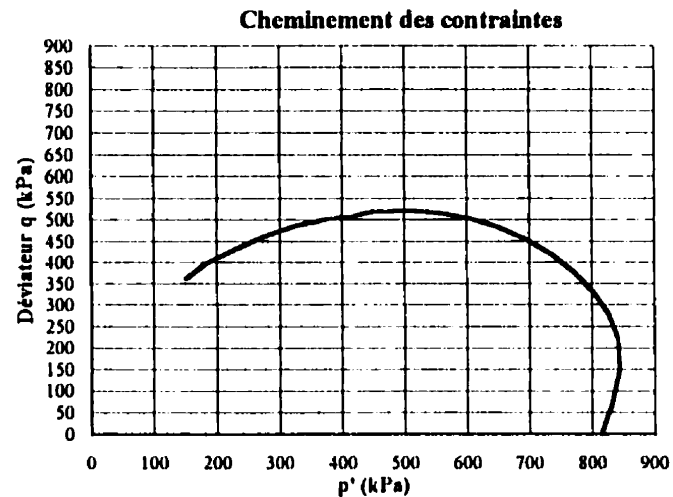
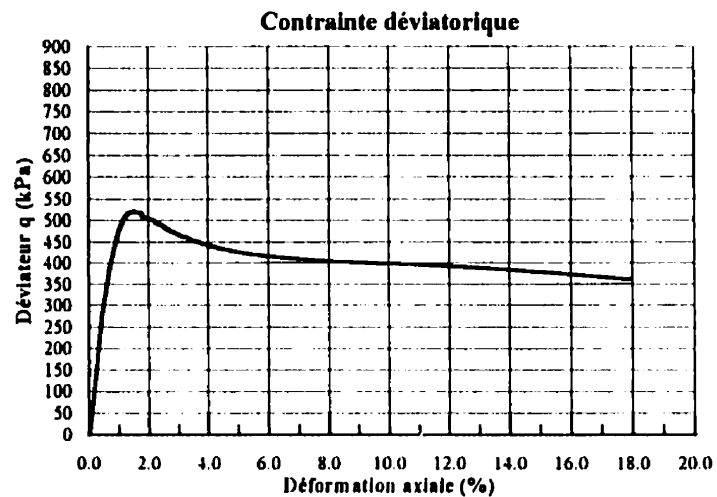


FIGURE A.25 ESSAI NO: 175-34 DATE: 1996/07/09

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{ini} = 0.570$, $E_{sat} = 0.562$, $E_{cons} = 0.420$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 340.2 kPa B-bar: 0.97
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 $p'_i = 814.0$ kPa $p'_f = 151.2$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_{pic} = 520.7$ kPa $q_f = 361.9$ kPa
 Delta U final = 783.8 kPa

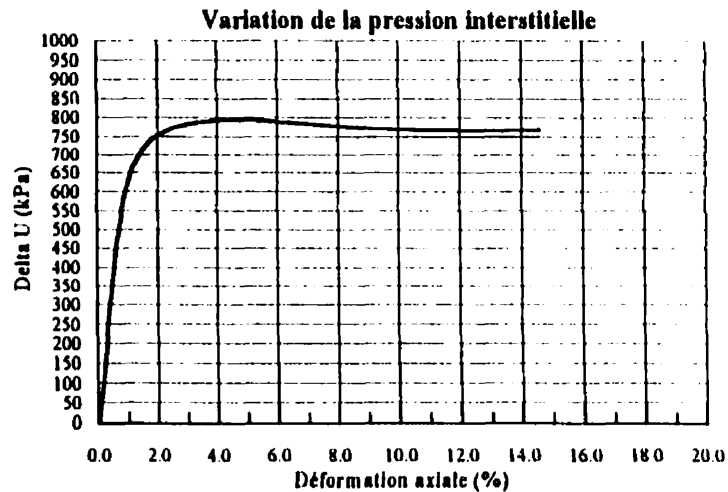
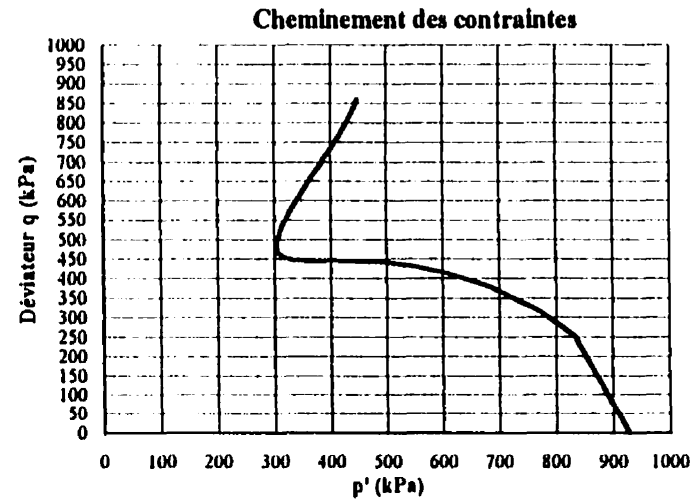
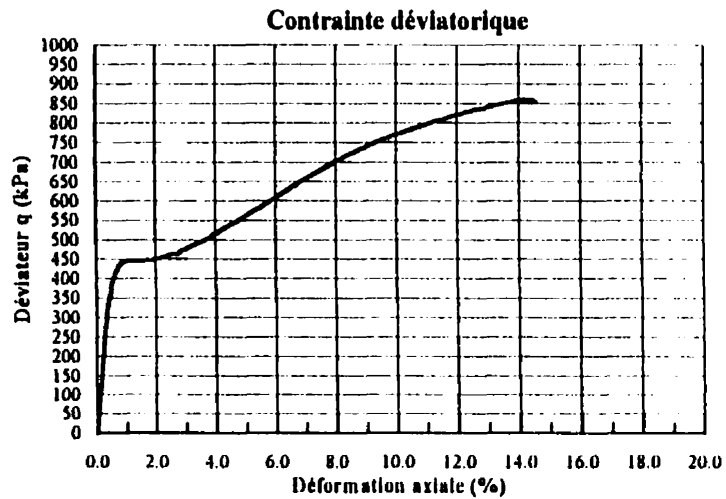


FIGURE A.26 ESSAI NO: 175-35 DATE: 1996/07/13

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. (mm): Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: $E_{ini} = 0.680$, $E_{sat} = 0.645$, $E_{cons} = 0.485$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 258.3 kPa $B\text{-bar}: 0.97$
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: Cisailé
 $p'_i = 936.0$ kPa $p'_f = 444.7$ kPa
 $q_i = 0$ kPa $q_f = 855.1$ kPa
 Delta U final = 769.5 kPa

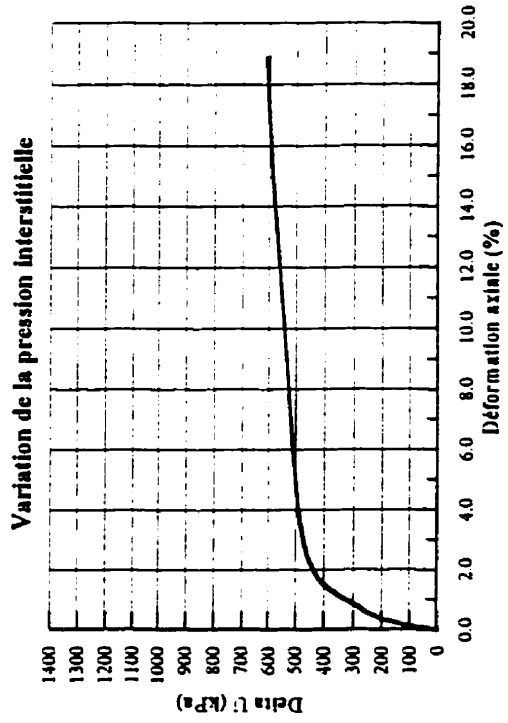
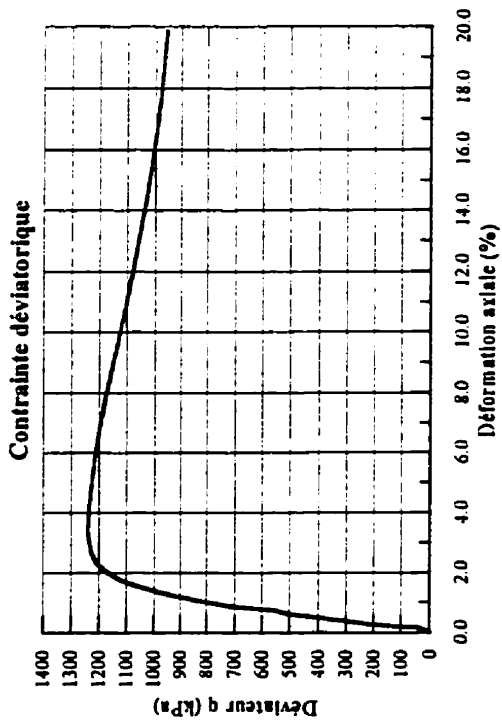
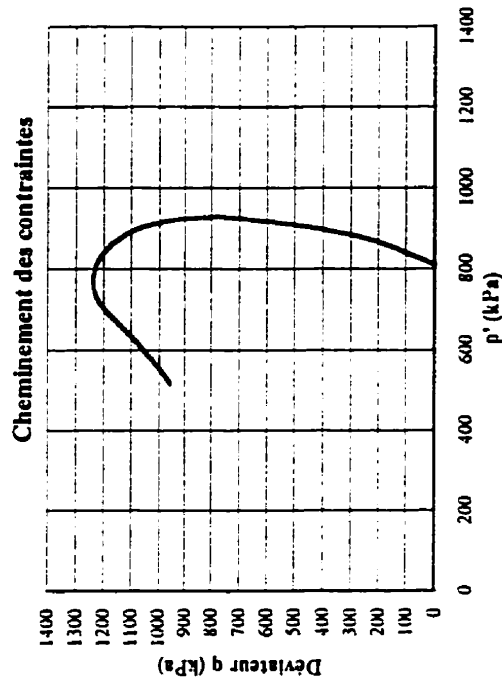


FIGURE A 27 ESSAI NO: 175-38 DATE: 1996/07/15

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: E_{in} = 0.450, E_{sat} = 0.448, $E_{cons.}$ = 0.350

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 300.9 kPa B-bar: 0.97
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 p'_1 = 809.2 kPa p'_f = 515.7 kPa
 q_1 = 0 kPa q_{pic} = 1240.0 kPa q_f = 958.3 kPa
 Delta U final = 612.9 kPa

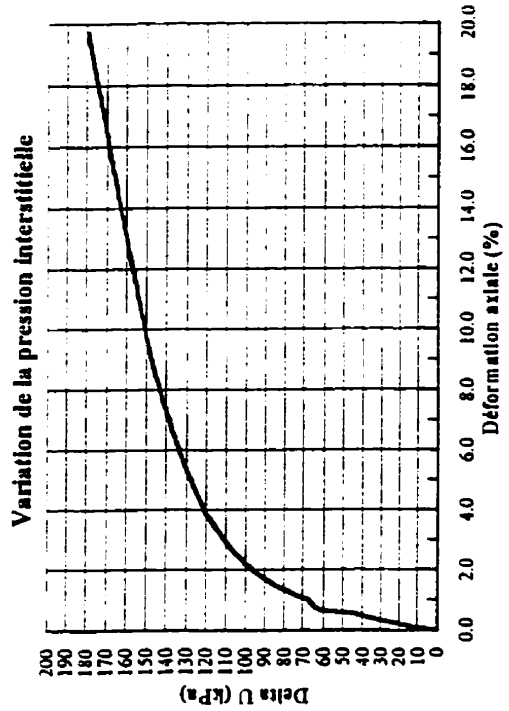
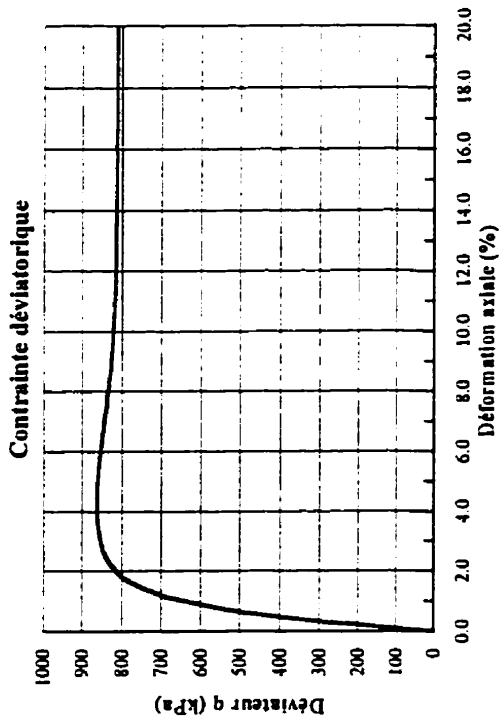
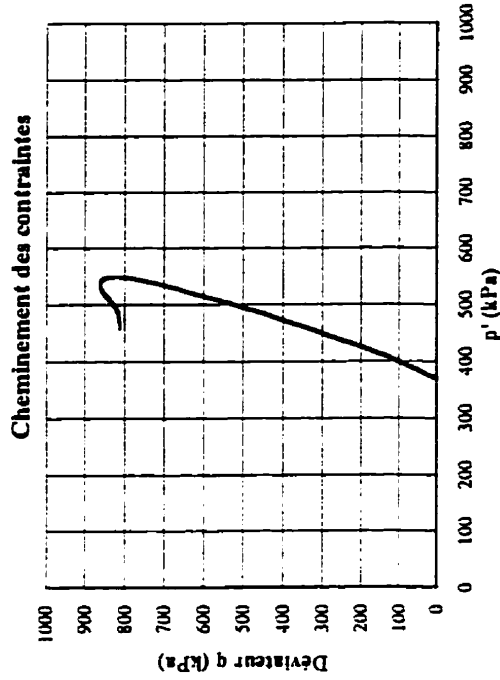


FIGURE A.28 ESSAI NO: 175-39 DATE: 1996/07/17

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)
 Dim. de l'échant. [mm]: Diam.: 10,08 cm Haut.: 10,07 cm
 Indice des vides: Eini. = 0.450, Esat. = 0.448, Econs. = 0.360

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée
 Contre-pression: 567.6 kPa B-bar: 0.96
 Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.
 Type de rupture: En tonneau
 p'f = 368.9 kPa p'f = 460.8 kPa
 qf = 0 kPa qpfc = 863.5 kPa
 Delta U final = 179.3 kPa

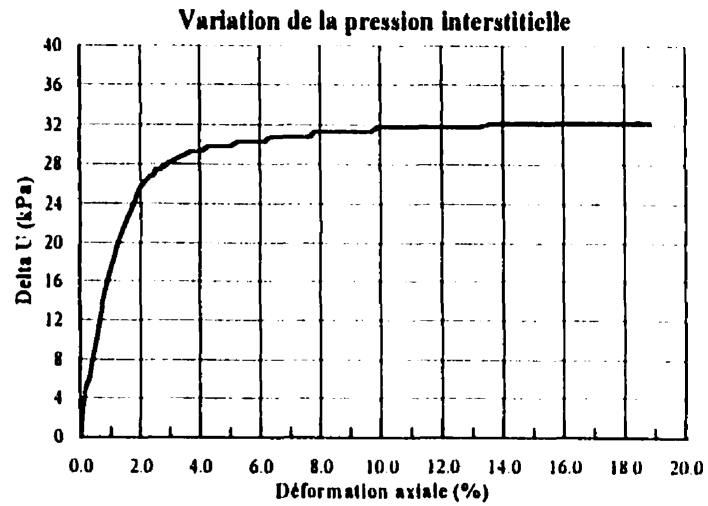
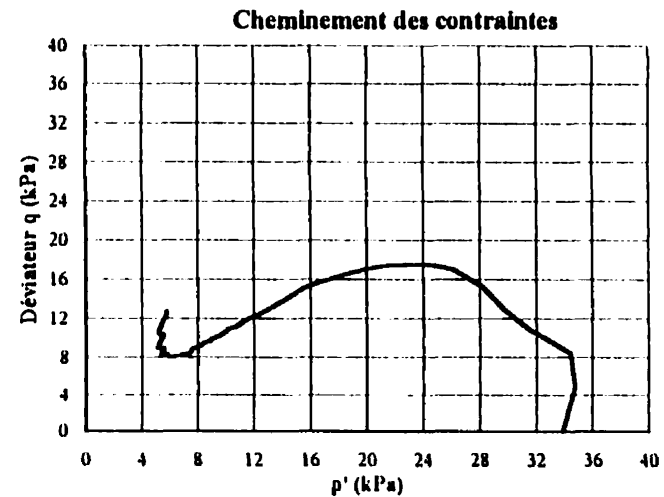
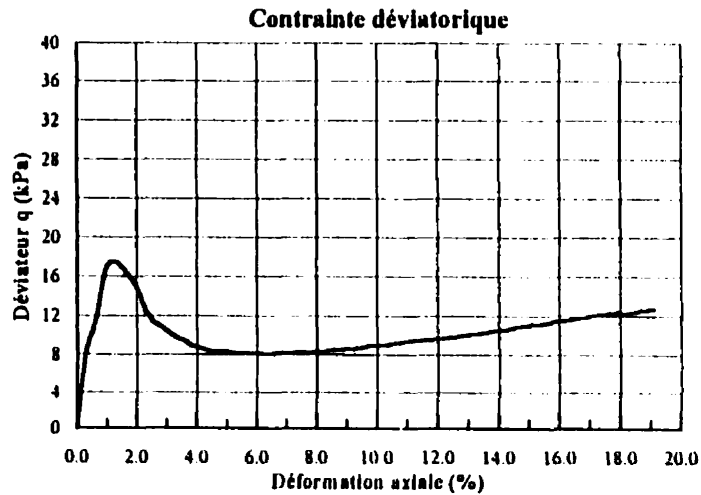


FIGURE A.29 ESSAI NO: 175-40 DATE: 1996/12/23

CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉCHANTILLON

Reconstitué par compactage humide (4%)

Dim. de l'échant.(mm): Diam.:10,08 cm Haut.:10,07 cm

Indice des vides: $E_{ni}=0.720$, $E_{sat}=0.669$, $E_{cons}=0.569$

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI TRIAXIAL

Consolidation isotrope, compression non-drainée

Contre-pression: 450.5 kPa B-bar: 1.0

Type de chargement: Constant à 0.030 "/min.

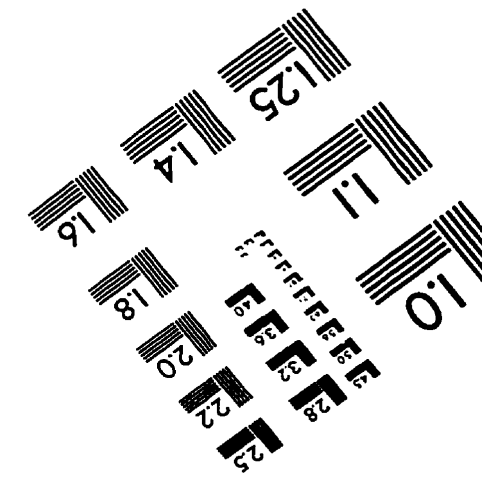
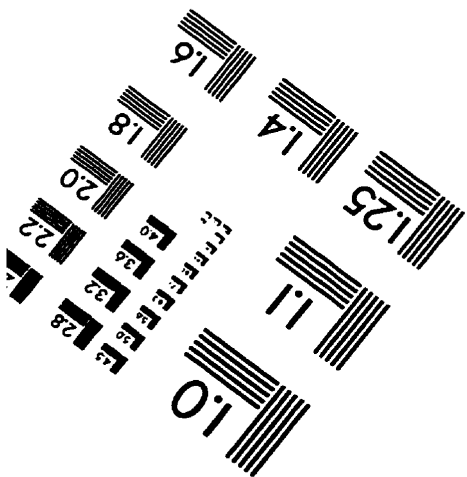
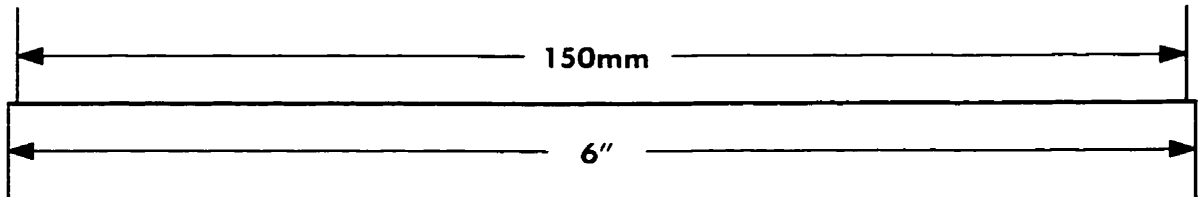
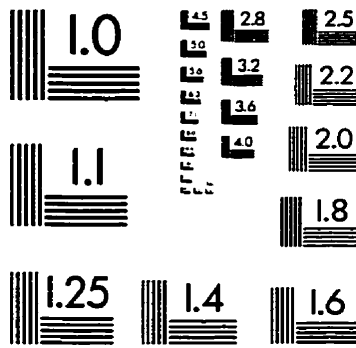
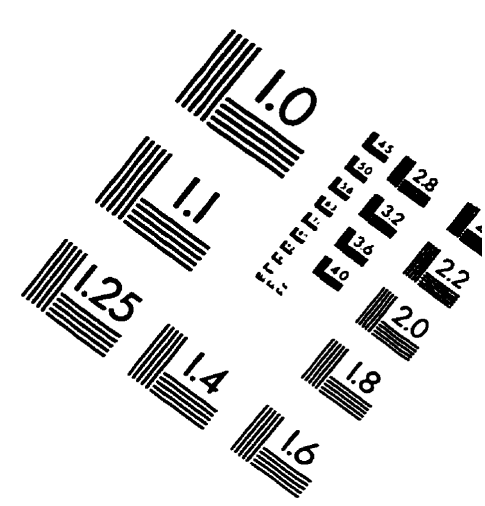
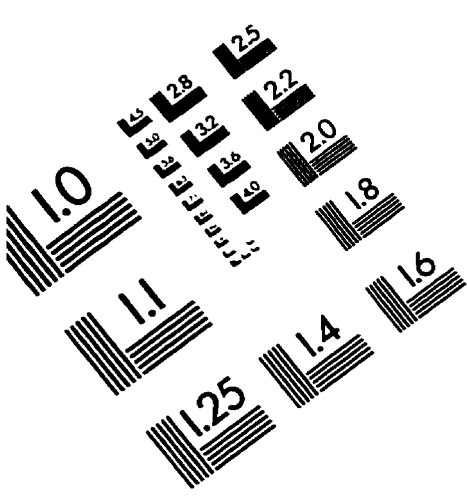
Type de rupture: En tonneau

$p'_i=33.9$ kPa $p'_f=5.8$ kPa

$q_i=0$ kPa $q_f=12.7$ kPa

Delta U final = 32.3 kPa

IMAGE EVALUATION TEST TARGET (QA-3)



APPLIED IMAGE . Inc
1653 East Main Street
Rochester, NY 14609 USA
Phone: 716/482-0300
Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved