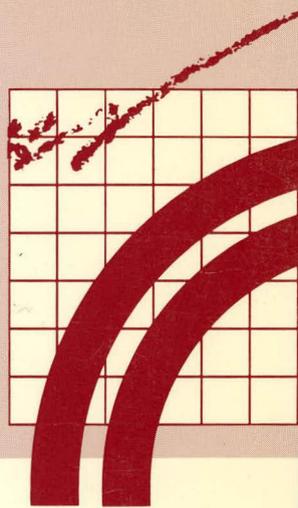


ÉTUDES ET
RECHERCHES
EN TRANSPORTS



LA CONCEPTION ET LA RÉHABILITATION DES INFRASTRUCTURES DE TRANSPORT EN RÉGIONS NORDIQUES

BRANKO LADANYI



GÉNIE
ET ENVIRONNEMENT

CANQ
TR
368

Québec 

396421

LA CONCEPTION ET LA RÉHABILITATION DES INFRASTRUCTURES DE TRANSPORT EN RÉGIONS NORDIQUES

Branko Ladanyi, ing., D.Sc.A.
École Polytechnique de Montréal

REÇU
CENTRE DE DOCUMENTATION

29 FÉV 1996

TRANSPORTS QUÉBEC

CANQ
TR
368

MINISTÈRE DES TRANSPORTS
CENTRE DE DOCUMENTATION
700, BOUL. RENÉ-LÉVESQUE EST,
21^e ÉTAGE
QUÉBEC (QUÉBEC) - CANADA
G1R 5H1

Ce guide a été rédigé par :

Branko Ladanyi, ing., D.Sc.A.
École Polytechnique de Montréal

Édition :

Direction des communications
Ministère des Transports

Chargé de projet pour le Ministère :

Nelson Rioux, ing.
Direction du laboratoire des chaussées
Service des chaussées

Dépôt légal — Bibliothèque nationale du Québec 1996

ISBN 2-550-25505-4

© Gouvernement du Québec
Ministère des Transports



Titre et sous-titre du rapport Conception et réhabilitation des infrastructures de transport en régions nordiques				N° du rapport Transports Québec RTQ-94-07		
				Rapport d'étape <input type="checkbox"/> An Mois Jour Rapport final <input checked="" type="checkbox"/>		
				N° du contrat (RRDD-AA-CCXX)		
Auteur(s) du rapport Branko Ladanyi, ing. D.Sc.A.				Date du début d'étude		
				Date de fin d'étude		
École polytechnique		Chargé de projet Nelson Rioux, ing.		Coût de l'étude		
Etude ou recherche réalisée par (nom et adresse de l'organisme) École polytechnique Université de Montréal C.P. 6079, Succursale A Montréal (Québec) H3C 3A7				Etude ou recherche financée par (nom et adresse de l'organisme) Ministère des Transports du Québec 700, boul. René-Lévesque Est Québec (Québec) G1R 5H1 Association des Transports du Canada 2323, boul. Saint-laurent Ottawa (Ontario) K1G 4K6		
But de l'étude, recherche et renseignements supplémentaires Le but de l'étude est de regrouper dans un même document l'état des connaissances pour fins de conception et de réhabilitation des infrastructures de transport en milieu de pergélisol. La publication couvre tous les aspects utiles au concepteur et peut servir de manuel de base.						
Résumé du rapport Ce document est fondé sur une recherche bibliographique très étendue portant sur la conception et la réhabilitation des ouvrages en régions nordiques. Le manuel couvre les aspects suivants : - les études préliminaires en vue de caractériser les conditions sur le site : méthodes d'investigation, revue des propriétés physiques et mécaniques des sols gelés et valeurs typiques ; - la conception des ouvrages : revue détaillée des calculs thermotechniques, prévisions de tassement et de soulèvement, conception des chaussées et des pistes ; - l'exécution des travaux : calendrier et logistique des travaux, mise en oeuvre des sols gelés et contrôle de la qualité ; - la réhabilitation et l'entretien des chaussées et des pistes. Pour faciliter la compréhension, quelques problèmes avec solutions sont reproduits à la fin du document.						
Nbre de pages 126	Nbre de photos -	Nbre de figures 95	Nbre de tableaux 12	Nbre de références bibliographiques 174	Langue du document <input checked="" type="checkbox"/> Français <input type="checkbox"/> Anglais	Autre (spécifier)
Mots-clés Pergélisol; Gel; Investigations; Sols gelés; Fluage; Teneur en eau; Teneur en glace; Dégel; Tassement; Soulèvement; Critères de gélivité; Isolation; Glaçage; Transition; Gel saisonnier; Calculs thermotechniques; Sols salins.				Autorisation de diffusion <input checked="" type="checkbox"/> Diffusion autorisée <input type="checkbox"/> Diffusion interdite		
				Signature du directeur général <i>L. Rioux</i>		Date 29-01-96

AVANT-PROPOS

Le présent guide est le résultat d'une revue bibliographique intensive réalisée par l'auteur, monsieur Branko Ladanyi, ing., D.Sc.A., Professeur émérite de génie civil et Directeur du Centre d'ingénierie nordique de l'École Polytechnique de Montréal. Il s'adresse aux ingénieurs concepteurs et aux scientifiques impliqués dans la conception, la réalisation et le suivi d'ouvrages routiers et aéroportuaires en milieu pergélisol. Les sujets traités intéresseront aussi ceux qui, pour fins de formation ou de référence, recherchent une documentation étendue sur les phénomènes de gel et de dégel et sur leurs effets sur le comportement des sols de fondation.

La rédaction de cet ouvrage a été rendue possible grâce à la contribution financière de l'Association des Transports du Canada et du Ministère des Transports du Québec.

INTRODUCTION

Dans le cadre du Projet de recherche sur les infrastructures de transport en milieu de pergélisol, établi en 1987 par le ministère des Transports du Québec, nous avons été mandaté en 1988 pour préparer un «Guide sur la conception et la réhabilitation des infrastructures de transport en régions nordiques».

Le présent guide représente le résultat de ce travail, qui est basé sur une recherche bibliographique très étendue de toutes les sources disponibles sur la conception, la construction et la réhabilitation des infrastructures de transport nordiques. Le Guide a été rédigé de manière à pouvoir servir de manuel de base pour un ingénieur concepteur, en lui permettant d'effectuer certaines études préliminaires sans avoir à consulter d'autres sources bibliographiques. Cependant, même si la réponse à une question particulière ne se trouve pas dans le Guide, on pourra néanmoins y trouver des indications permettant de trouver la réponse dans la littérature.

Le succès de tout projet entrepris en milieu nordique repose essentiellement sur la qualité des études préliminaires et détaillées des sites. Ces études doivent nécessairement considérer les conditions sur le terrain, et en particulier le relief, l'hydrologie, la géologie, les sols en surface et en profondeur, ainsi que le climat qui détermine son régime thermique. Tous ces facteurs influencent la distribution et la nature du pergélisol.

Le Guide est composé de quatre chapitres :

1. Études préliminaires
2. Conception des ouvrages
3. Exécution des travaux
4. Réhabilitation des chaussées et des pistes.

Le 1^{er} chapitre traite d'abord des méthodes d'investigation pour la construction nordique, incluant leur planification, leur choix et leur exécution. On y présente ensuite une revue des propriétés physiques et mécaniques des sols gelés, en présentant les notions et les définitions principales et en donnant des valeurs typiques et certains paramètres importants pour la conception des ouvrages.

Le 2^e chapitre, consacré à la conception des ouvrages, donne d'abord une revue détaillée des calculs thermo-techniques nécessaires, pour ensuite traiter des problèmes du tassement dû au dégel et du soulèvement dû au gel des sols. Dans le même chapitre, la partie sur la «Conception des chaussées et des pistes», donne une description détaillée des principes généraux de construction des routes en région pergélisolée, avec une attention particulière aux problèmes de l'action du gel et du dégel sur les routes, les ponceaux et les talus.

Le 3^e chapitre, sur l'exécution des travaux, porte sur le calendrier et la logistique des travaux de construction dans le Nord, ainsi que sur la réalisation de ces travaux dans les conditions nordiques difficiles.

Finalement, le 4^e chapitre parle des méthodes de réhabilitation des chaussées et des pistes applicables en milieu nordique, incluant l'utilisation des géotextiles pour atténuer les effets de gel et le contrôle de la fissuration des revêtements bitumineux.

En annexe, on trouvera quelques problèmes thermotechniques typiques résolus. On trouvera également une liste des symboles au début du Guide et les références utiles à la fin de chaque chapitre.

Nous tenons enfin à remercier, entre autres, MM Clément Tremblay, Nelson Rioux, Guy Doré de la Division structures et chaussées du ministère des Transports pour leur patience, leur intérêt continu dans la rédaction du Guide ainsi que pour leur commentaires et suggestions aux différentes phases du travail, qui nous ont grandement aidé.

Branko Ladanyi, ing., D.Sc.A.

Montréal, décembre 1994.

TABLE DES MATIÈRES

1. Études préliminaires	17	5 Gel et dégel: cas saisonnier	60
1.1 Méthodes d'investigation	17	6 Effet de la forme et des dimensions de la surface sur le taux de dégel	63
1.1.1 But des investigations	17	7 Gel et dégel d'un système bicouche	64
1.1.2 Planification des explorations pour les routes dans une région pergélisolée	17	8 Gel et dégel d'un sol stratifié	65
1.1.3 La photo-interprétation	17	9 Cas d'un système tricouche (gravier-isolation-sol)	66
1.1.4 La cartographie sur le terrain	18	2.2 Tassement dû au dégel	67
1.1.5 Les sondages sur le site	18	2.2.1 Introduction 2-37	67
1.1.6 Forage et échantillonnage dans les sols gelés	18	2.2.2 Calcul du tassement final dû au dégel	67
1.1.7 Méthodes géotechniques pour explorer les sols gelés sur place	19	2.3 Prévision du soulèvement dû au gel et méthodes de prévention	73
1.1.8 Relevés géophysiques	22	2.3.1 La gelivité des sols et sa détermination	73
1.1.9 Étude du régime thermique du terrain	23	1 Introduction	73
1.2 Propriétés physiques des sols gelés	24	2 Quelques critères de gelivité	73
1.2.1 Composition et structure d'un sol gelé ..	24	2.3.2 Soulèvement dû au gel	77
1.2.2 Quelques relations utiles entre les propriétés physiques des sols gelés	26	1 Introduction	77
1.3 Propriétés mécaniques des sols gelés	27	2 Mécanisme de soulèvement	77
1.3.1 Introduction	27	3 Gel des sols salins	78
1.3.2 Classement des sols gelés d'après leur composition	27	2.3.3 Prévision quantitative du soulèvement dû au gel	78
1.3.3 Fluage d'un sol gelé	28	2.4 Conception des chaussées et des pistes	82
1.3.4 Traitement des données d'essais de fluage		2.4.1 Principes généraux pour la construction des routes dans une région pergélisolée	82
1 Fluage secondaire	29	2.4.2 Action du gel sur les routes	82
2 Fluage primaire	30	1 Introduction	82
1.3.5 Résistance différée d'un sol gelé	31	2 Dégradation du revêtement	82
1.3.6 Effet de la pression de confinement sur le fluage et la résistance	32	3 Principes généraux de conception ...	83
1.3.7 Choix de la résistance de conception ...	33	4 Isolation	83
1.3.8 Quelques renseignements pratiques sur la résistance des sols gelés:		5 Transitions, accotements et coupes	86
1 Effet de la teneur en glace	33	6 Mesures de prévention contre le soulèvement dû au gel	87
2 Effet de la vitesse de déformation ...	34	7 Prévention du gel de la sous-fondation et problème de glaçage	89
3 Effet de la pression normale	35	2.4.3 Ponceaux	90
4 Effet de la température	35	2.4.4 Stabilité des talus	91
5 Paramètres de fluage obtenus pour quelques sols gelés typiques	35	3. Exécution des travaux	95
1.3.9 Propriétés élastiques des sols gelés	38	3.1 Calendrier et la logistique	95
1.3.10 Effet de la salinité sur la résistance d'un sol gelé	42	3.2 Mise en oeuvre	97
2. Conception des ouvrages	47	3.2.1 Excavation du sol gelé	97
2.1 Calculs thermotechniques	47	3.2.2 Remblayage et compactage des sols gelés	97
2.1.1 Propriétés thermiques des sols	47	3.2.3 Technique d'encapsulation en membrane (MESL)	99
1 Introduction	47	3.2.4 Utilisation des sols stabilisés dans les régions affectées par le gel	100
2 Définitions, unités et détermination	47	3.3 Contrôle de la qualité	101
2.1.2 Transfert de chaleur	51		
1 Introduction	51		
2 Écoulement de la chaleur sans changement de phase	52		
3 Effet de changement de phase	53		
4 Effet d'une variation sinusoïdale de la température en surface	58		

4. Réhabilitation des chaussées et des pistes	102
4.1 Entretien des routes dans le Nord.....	102
4.2 Utilisation des géotextiles pour atténuer les effets du gel	105
4.3 Conception des revêtements bitumineux pour minimiser la fissuration à basse température.....	105
4.4 Quelques exemples de cas d'aéroports nordiques	108
5. Références	111
BIBLIOGRAPHIE	113
ANNEXE:	
Problèmes résolus.....	119

LISTE DES FIGURES

Titre	
1-1	Résultats de deux essais de pénétration statique à charge contrôlée dans un couvert de glace de mer (d'après Ladanyi et al., 1991)..... 22
1-2	Indicateur de gel pour mesurer la profondeur et le taux du dégel ou de la pénétration du gel saisonnier (Johnston, 1981)..... 23
1-3	Teneur en eau non gelée d'après le Code URSS de construction dans le pergélisol (SNiP II-B, 6.66). 25
1-4	Intervalles de la teneur en eau non gelée pour différents sols. Abaque basé sur des valeurs normalement trouvées pour ces types de sols (d'après Johansen et Frivik, 1980). 25
1-5	Déformation et taux de déformation dans un essai de fluage à contrainte constante. 27
1-6	Résultats typiques d'une série d'essais de fluage en compression, effectués à une température et une pression de confinement constantes (Ladanyi, 1972)..... 29
1-7	Détermination des paramètres de déformation pseudo-instantanée et de fluage à contrainte constante (d'après Ladanyi, 1972 et Andersland & Anderson, 1978)..... 30
1-8	Courbes rhéologiques typiques des sols gelés en compression non confinée: (a) à partir des essais de fluage à charge constante, pour un sable silteux (Vyalov, 1962), (b) à partir des essais à taux de déformation constant, pour un sable fin (Perkins & Ruedrich, 1973)..... 30
1-9	Détermination des paramètres de fluage primaire à partir des essais de fluage à contrainte constante (Andersland & Anderson, 1978)..... 31
1-10	Détermination des paramètres pour l'effet de la température sur le fluage (Ladanyi, 1972)..... 31
1-11	Deux formes simplifiées des courbes intrinsèques pour sols gelés: (a) Pour un sol gelé froid et riche en glace, (b) Pour un sol moins froid qui se consolide sous charge, ou pour un sol granulaire dense. 32
1-12	Variation de la résistance en compression d'un sol gelé avec le temps et avec la pression de confinement (cas b, Fig.1 -11), (Ladanyi, 1972). 33
1-13	Représentation schématique des différentes surfaces limites de résistance pour un sol gelé (dans le plan diagonal de l'espace de contraintes principales): (a) à court terme, (b) à long terme, (c) différées, (d) de conception (Ladanyi, 1975)..... 33
1-14	Effet de la teneur en eau totale sur la résistance en compression confinée d'un sable fin gelé ($T = -12^{\circ}\text{C}$) (Ladanyi, 1981, d'après Baker, 1979)..... 34
1-15	Courbes contraintes-déformations typiques pour un sable gelé à trois taux de déformation différentes ($T = -10^{\circ}\text{C}$) (Ladanyi, 1981, d'après Bragg & Andersland, 1980)..... 34
1-16	Déformation de rupture en fonction du taux de déformation, pour un sable gelé (Ladanyi, 1981, d'après Bragg & Andersland, 1980)..... 34
1-17	Résistance en compression en fonction du taux de déformation pour un sable gelé et pour différentes températures (Ladanyi, 1981, d'après Bragg & Andersland, 1980)..... 34
1-18	Comparaison des résistances en compression d'un sable gelé en sollicitation statique et dynamique (Ladanyi, 1981, d'après Li & Andersland, 1980). 35
1-19	Résultats des essais de compression triaxiale avec le sable d'Ottawa ($T = 3,85^{\circ}\text{C}$, $\text{taux} = 5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$): (a) Courbes contraintes-déformations pour différentes pressions de confinement, (b) Enveloppes de Mohr pour le sable d'Ottawa et pour la glace polycristalline (Ladanyi, 1981, d'après Sayles, 1973). 35
1-20	Effet de la température sur les résistances en compression et en tension uniaxiale d'un silt gelé (Ladanyi, 1981, d'après Haynes & Karalius, 1977)..... 36
1-21	Effet du taux de déformation sur les résistances en compression et en tension d'un silt gelé ($T = -9,4^{\circ}\text{C}$) (Ladanyi, 1981, d'après Haynes et al., 1975)..... 36
1-22	Effet de la température sur la résistance non confinée pour deux sables gelés (Sayles, 1968)..... 36
1-23	Effet de la température sur la résistance en compression non confinée pour un silt et une argile (Sayles & Haines, 1974)..... 37

1-24 Effet de la température sur le module de Young pour trois sols gelés différents, déterminé par des essais cycliques (Tsytovtch, 1975).	38	2-2 Conductivité thermique moyenne pour et les sols sableux, en fonction de la teneur en eau et la masse volumique sèche (d'après Andersland & Anderson, 1978).	
1-25 Déformabilité à court terme d'un silt gelé (d'après Zhu & Carbee, 1984). (a) Module de Young tangent à l'origine, en fonction de la température. (b) Module de Young sécant au niveau de 50 % de la résistance maximale, en fonction de la température, pour différents taux de déformation axiale. (c) Module de Young sécant à 50 % de la résistance maximale, pour trois masses volumiques sèches du silt gelé.....	39	2-2 Sable gelé	48
		2-3 Sable non gelé.	48
1-26 Relations entre la résistance en compression et la déformabilité d'un sable gelé (d'après Kuribayashi et al., 1985). (a) Influence de la teneur en eau et de la température sur la résistance en compression pour quatre températures différentes. (b) Relation entre la résistance en compression et le degré de saturation, pour quatre températures différentes. (c) Relation entre le module de Young E_{50} (à 50 % de la résistance) et la résistance en compression. (d) Relation entre le module de Young $E_{1,5}$ (à la déformation axiale de 1,5 %) et la résistance en compression.....	40	2-4 Conductivité thermique moyenne pour les silts et les argiles, en fonction de la teneur en eau et la masse volumique sèche (d'après Andersland & Anderson, 1978).	
1-27 Module de résilience en fonction de la température, pour six sols différents (d'après Cole, 1984).	41	2-5 Silt et argile, gelés.....	49
1-28 Courbes granulométriques pour les six sols testés par Cole (1984).....	41	2-5 Silt et argile, non gelés.....	49
1-29 Variation saisonnière du module de résilience (d'après Johnson et al., 1984).....	42	2-6 Conductivité thermique moyenne de la tourbe, en fonction de la teneur en eau et la masse volumique sèche (d'après Andersland & Anderson, 1978).	
1-30 Relation entre la teneur en eau non gelée (volumétrique), la température et la salinité pour une argile silteuse (d'après Patterson & Smith, 1985).....	43	2-6 Tourbe gelée.....	49
1-31 Relation entre le paramètre de fluage B, la salinité et la température (d'après Nixon & Lem, 1984, modifié par Ladanyi, 1989).....	43	2-7 Tourbe non gelée.....	49
1-32 Effet de la température et la salinité sur la résistance en compression de deux sols granulaires gelés (d'après Mahar & Stuckert, 1985). (a) Courbes granulométriques pour les deux matériaux étudiés. (b) Résultats obtenus pour le sable gelé. (c) Résultats obtenus pour le gravier gelé.	44	2-8 Écoulement stationnaire de la chaleur à travers un système multicouche.	52
2-1 Relation entre la porosité et la conductivité thermique des sables et des argiles en états gelé et non gelé, et avec différents degrés de saturation (d'après Terzaghi, 1952).	48	2-9 Écoulement transitoire de la chaleur. Relation entre l'énergie thermique et la température.....	53
		2-10 Bilan thermique dans les cas de dégel et de gel.	55
		2-11 Écoulement transitoire de la chaleur sans changement de phase. Solution approchée d'après Terzaghi (1952).	55
		2-12 Écoulement transitoire de la chaleur sans changement de phase. Solution exacte (Sanger, 1969).....	56
		2-13 Écoulement transitoire de la chaleur avec changement de phase. Solution approchée d'après Terzaghi (1952).	56
		2-14 Écoulement transitoire de la chaleur avec changement de phase. Solution exacte «Berggren modifié», d'après Aldrich & Painter (1953).....	57
		2-15 Abaque des valeurs de lambda (Sanger, 1969, d'après Aldrich & Paynter, 1953).	58
		2-16 Effet de la variation sinusoïdale de la température en surface: Relation température-temps.	59
		2-17 Effet de la variation sinusoïdale de la température en surface: enveloppes des températures extrêmes.....	59
		2-18 Températures extrêmes en dessous d'une fondation établie dans le pergélisol.	60
		2-19 Notation utilisée pour le calcul de la profondeur de gel et de dégel saisonniers.	60

2-20 Indice de gel normal en degré-jours Fahrenheit, pour la période 1931-1960, d'après Boyd (1976).....	61	2-34 Relations, pour quelques sols typiques, entre le tassement dû au dégel, A° et la masse volumique sèche du sol gelé (d'après Nelson et al., 1983).....	72
2-21 Indice de dégel normal en degré-jours Fahrenheit pour la période 1931-1960, d'après Boyd (1976).....	62	2-35 Détermination de la gélivité d'un sol à partir de la courbe granulométrique (méthode finlandaise).	74
2-22 Relation entre la vitesse du vent et le facteur n , pendant une saison de dégel (pour les aéroports). (D'après U.S. Army Tech. Manual TM5-852-6) Note: 1 mph = 1.61 km/h.	63	2-36 Classifications des sols gélifs: résultats de l'essai de gonflement (d'après LCPC, 1975).	75
2-23 Effet sur le taux de dégel de la forme et des dimensions de la surface chauffée (d'après Sanger, 1969).	63	2-37 Représentation schématique d'un sol à l'état de gel (d'après Morgenstern, 1981).....	77
2-24 Notation pour le gel et le dégel d'un système bi-couche.	64	2-38 Effet de la salinité sur le soulèvement après 100 heures, pour différents sols (d'après Lu, Léonard & Mahar, 1988).....	78
2-25 Abaque pour la pénétration du gel à travers le béton dans un sol granulaire de protection contre le gel d'un sol gélif adjacent (Sanger, 1969).	65	2-39 Relation, lors de la formation de la lentille finale, entre le taux de l'entrée d'eau et le gradient de température dans un sol à l'état de gel (d'après Konrad & Morgenstern, 1981).....	80
2-26 Notation et schéma pour la détermination de la profondeur de dégel dans un sol stratifié: (a) Variation brusque de la température en surface. (b) Variation saisonnière de la température en surface.	65	2-40 Effet de la pression de surcharge sur le taux de soulèvement (dh/dt) et le taux de l'entrée d'eau (dw/dt) (d'après Akagawa et al., 1988).....	80
2-27 Abaque pour la pénétration du gel à travers un système tri-couche, composé de gravier, isolant et silt (d'après Lachenbruch, 1959, et Nixon, 1978).....	66	2-41 Quelques données publiées ou interprétées pour le potentiel de ségrégation, SP (d'après Nixon, 1987).....	81
2-28 Oedomètre pour le dégel avec la consolidation («permode») (d'après Morgenstern & Smith 1973 et Nixon & Morgenstern, 1974 dans: Andersland & Anderson, 1978).	68	2-42 Abaque du U.S. Army Corps of Engineers pour la détermination de l'épaisseur de la base non gelivée, destinée à réduire la pénétration du gel dans l'infrastructure de la route (d'après Lobacz et al., 1973, dans Eranti & Lee, 1986).....	83
2-29 Courbes typiques du tassement dû au dégel (d'après Tsyvovich et al., 1965 dans: Andersland & Anderson, 1978).	68	2-43 Abaques du U.S. Army Corps of Engineers pour la portance réduite de l'infrastructure (d'après Lobacz et al., 1973, dans Eranti & Lee, 1986).....	84
2-30 Courbe dégel-tassement généralisée (d'après Watson et al., 1973 dans: Andersland & Anderson, 1978).....	69	2-44 Effet de l'isolation thermique sur la conception du remblai routier (d'après Wellman et al., 1977).....	84
2-31 Une relation typique (e , o'), portée dans un diagramme semilogarithmique (d'après Nixon & Morgenstern, 1974 dans: Andersland & Anderson, 1978).	69	2-45 Épaisseur nécessaire de l'isolation avec polystyrène, lorsque la couche granulaire de protection est d'au moins 0,7 m d'épaisseur, et la couche filtrante en dessous de l'isolation de 100 à 200 mm (d'après Eranti & Lee, 1986).....	85
2-32 Relation entre la masse volumique totale du sol gelé et le tassement dû au dégel (A_0) pour quelques sols fins de la Vallée de Mackenzie (d'après Speer et al., 1973, et Johnston, 1981).	70	2-46 Détermination de l'épaisseur de la couverture granulaire pour différentes charges par roue (d'après Nixon, 1979).....	86
2-33 Relation entre le paramètre A_0 et la teneur en eau pour les sols fins de la vallée de la Mackenzie (d'après Johnson et al., 1984, base sur: Speer et al., 1973, et McRoberts et al., 1978).	71	2-47 Exemples des méthodes de transition destinées à éliminer l'effet du gel différentiel (d'après Eranti & Lee, 1986).....	87

2-48 (a) Fissuration de la chaussée causée par le dégel sous les talus latéraux du remblai. (b) Amélioration du problème avec l'addition des bermes latérales (d'après Eranti & Lee, 1986).....	88	2-56 Exemple d'un contrefort le long du gazoduc d'Alaska (Cold Climates Utilities Manual, 1986).....	93
2-49 Méthodes pour la protection thermique des coupes dans le pergélisol (d'après Pufahl & Morgenstern, 1980).....	88	3-1 Courbes de compactage pour un matériau granulaire, mis en place à basse température: Moraine de sable et de gravier, compactée par damage vibratoire en 2 couches, avec 2 min par couche (Johnston, 1981, d'après Heiner, 1972).	98
2-50 Différents types de barrières thermiques utilisées pour empêcher le gel de la fondation routière. Omega = indice de gel en °C.heures (d'après Nordal & Refsdal, 1989).	89	3-2 Compactage à basse température d'un sable silteux: Effort Standard AASHO (Johnston, 1981, d'après Alkire et al., 1975).	98
2-51 Évaluation de certains types de pavage selon leur tendance à produire le glaçage de la route (d'après Nordal & Refsdal, 1989).	90	3-3 Section typique d'un remblai encapsulé en membrane (d'après Smith & Pázsint, 1975).....	98
2-52 Protection contre le gel des entrées et des sorties de ponceaux (d'après Nordal & Refsdal, 1989).	91	4-1 Problèmes des routes construites le long des pentes pergélisolées.	103
2-53 Soulèvement inégal dû au gel, causé par la présence des ponceaux (d'après Nordal & Refsdal, 1989).	91	4-2 Méthodes de protection contre la formation des champs de glace (d'après Lobacz & Eff, 1981).	104
2-54 Mesure pour réduire le soulèvement inégal au dessus des ponceaux (d'après Nordal & Refsdal, 1989).	92	4-3 Relation entre la température minimale journalière ambiante et la température correspondante de la chaussée durant un cycle de basse température (d'après Hode-Keyser, 1982).....	107
2-55 Stabilisation naturelle d'une coupe dans un pergélisol très glacé (d'après Berg & Smith, 1976).	93	4-4 Abaque pour réduire les températures de fissuration (d'après Hode-Keyser, 1982).	108

LISTE DES TABLEAUX

1-1	Corrélations pour la photo-interprétation en milieu de pergélisol (d'après Allard et al., 1991).....	20	2-2	Analogies physiques en conduction.....	54
1-2	Espacement et profondeur de forages pour les remblais et les déblais (d'après SNiP 1.02.07-87).....	21	2-3	Facteurs n pour gel et dégel (d'après Linnel & Lobacz, 1980).....	63
1-3	Paramètres m et n d'après Anderson et Tice (1972).....	25	2-4	Le système de classification des sols pour la gélivité (d'après le U.S. Army Corps of Engineers, 1965).....	75
1-4	Valeurs de paramètres de fluage pour différents types de sols gelés.....	37	2-5	Détermination de la gélivité d'un type de sol.....	76
1-5	Propriétés physiques des sols du Tableau 1-4.....	38	2-6	Épaisseur de l'isolant corrigée pour des couches de protection plus épaisses que h_{\min} [mm(po)].....	85
2-1	Propriétés thermiques des divers matériaux (d'après Andersland & Anderson, 1978).....	47	2-7	Couche de protection contre le gel exigée pour les ponceaux (d'après le Manuel de conception norvégien).....	90

LISTE DES SYMBOLES

A	=	aire	k	=	conductivité thermique (W/m.K); exposant de contrainte dans l'équation de déformation pseudo-instantanée
A ₀	=	tassement spécifique au dégel; amplitude de température maximale (°C)	k _c	=	coefficient de forme
A _x	=	amplitude de température en profondeur x (°C)	k _E	=	coefficient de profondeur
a	=	diffusivité thermique (m ² /s)	k _n	=	coefficient pour l'évaluation de la teneur en eau non gelée
B	=	coefficient	L	=	chaleur latente de fusion de la glace (massique) = 334 kJ/kg
b	=	exposant du temps dans l'équation de fluage	L _v	=	chaleur latente de fusion de la glace (volumique) (MJ/m ³)
C _c	=	indice de compression	l	=	longueur (m)
C _u	=	coefficient d'uniformité	l _n	=	épaisseur de la zone non gelée (m)
c _v	=	coefficient de consolidation (m ² /s); capacité calorifique volumique (J/m ³ .K)	m	=	coefficient
c _m	=	capacité calorifique massique (J/kg.K)	m _v	=	coefficient de compression (Pa) ⁻¹
d	=	dimension de grain	n	=	coefficient de surface = l _{surface} /l _{air} ; exposant dans l'équation de w _u ; exposant de contrainte dans l'équation de fluage
E	=	module d'élasticité de Young	p	=	période = 365 jours; taux de soulèvement dû au gel [m/a ^{0.5} , ou m/(°C.j) ^{0.5}]
E _L	=	chaleur latente de fusion du sol (J/m ³)	p _e	=	pression externe (Pa)
E _t	=	énergie thermique (J)	p _w	=	succion dans la pellicule liquide (Pa)
e	=	indice des vides	Q	=	chaleur (J)
e _{ge}	=	indice des vides du sol gelé	Q̄	=	débit thermique (J/s = W)
e _{deg}	=	indice des vides du sol dégelé	q	=	débit thermique spécifique (W/m ²)
e _t	=	énergie thermique spécifique (J/m ³)	q _u	=	résistance en compression uniaxiale à court terme (Pa)
F	=	fonction	R	=	résistance thermique; rapport dégel/consolidation
F _s	=	facteur de sécurité	r	=	coefficient de réduction pour le dégel des lentilles de glace
f	=	fonction; coefficient de butée	S	=	degré de saturation
G	=	fonction	S _{rge}	=	degré de saturation total du sol gelé
G _s	=	gravité spécifique des solides	S _{rgl}	=	degré de saturation en glace du sol gelé
H	=	épaisseur de la couche de surface (isolation, remblai) (m)	s	=	tassement total; salinité du sol (p.p.m.)
h	=	soulèvement dû au gel (m)	s _d	=	tassement dû au dégel
h _i	=	épaisseur d'une lentille de glace (m)	s _c	=	tassement dû à la consolidation
l	=	indice de gel ou de dégel (°C.j); teneur en glace volumique	SP	=	potentiel de ségrégation (m ² /s°C)
l _{gel}	=	indice de gel (°C.j)	T	=	température (°C)
l _{deg}	=	indice de dégel (°C.j)	T _a	=	température de l'air près de la surface du sol
l _p	=	indice de plasticité du sol			
i	=	teneur en glace spécifique			
K	=	coefficient			

T_o	=	température de fusion de la glace = température de congélation de l'eau (°C)	ϵ_c	=	taux de déformation de référence pour ϵ_{fl}
T_s	=	température en surface du sol; température de ségrégation	ϵ_e	=	déformation équivalente ou de Von Mises
T_{ms}	=	température annuelle moyenne en surface du sol	ϵ_r	=	déformation de rupture
T_o^*	=	température absolue de fusion (K)	$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	=	déformations normales principales
T_s^*	=	température absolue de ségrégation (K)	θ	=	angle d'inclinaison d'une pente; (= -T) = nombre de °C en-dessous de 0°C
T_o	=	baisse du point de congélation (°C)	λ	=	f(α, μ) coefficient dans l'équation de Berggren modifiée
t	=	temps (s)	μ	=	paramètre de fusion
t_o	=	temps de passage d'une perturbation thermique à travers une couche d'épaisseur H (s)	ν	=	coefficient de Poisson
t_r	=	temps de rupture en fluage (s)	π	=	3.14159....; pression osmotique (Pa)
V	=	volume (m ³)	ρ	=	masse volumique totale du sol (kg/m ³)
V_{deg}	=	volume du sol dégelé (m ³)	ρ_s	=	masse volumique des particules solides (kg/m ³)
V_{ge}	=	volume du sol gelé (m ³)	ρ_w	=	masse volumique de l'eau (kg/m ³)
V_i	=	volume spécifique de la glace (m ³ /kg)	ρ_{ge}	=	masse volumique totale du sol gelé (kg/m ³)
V_w	=	volume spécifique de l'eau (m ³ /kg)	ρ_{gl}	=	masse volumique de la glace (kg/m ³)
v	=	taux de succion (m/s)	ρ_d	=	masse volumique sèche du sol (kg/m ³)
W	=	masse (kg)	ρ_{dge}	=	masse volumique sèche du sol gelé (kg/m ³)
w	=	teneur en eau totale	ρ_{ddeg}	=	masse volumique sèche du sol dégelé (kg/m ³)
w_{tot}	=	teneur en eau totale	σ	=	contrainte (Pa)
w_g	=	teneur en glace	σ'	=	contrainte effective (Pa)
w_n	=	teneur en eau non gelée	σ_c	=	contrainte de référence pour ϵ_{fl} (Pa)
w_p	=	limite de plasticité	σ_k	=	contrainte de référence pour ϵ_{pi} (Pa)
w_L	=	limite de liquidité	$\sigma_{c\theta}$	=	valeur de σ_c à température θ (Pa)
w_{deg}	=	teneur en eau après le dégel avec drainage	σ_{co}	=	valeur de σ_c à 0°C (Pa)
X	=	pénétration du gel ou du dégel (m)	σ_e	=	contrainte équivalente ou de Von Mises (Pa)
x,y,z	=	coordonnées	σ'_g	=	contrainte effective gravitaire (Pa)
z	=	teneur en sel du sol	σ'_z	=	contrainte effective due à la pression appliquée (Pa)
α	=	taux de dégel (m/a ^{1/2}) ou [m/(°C.j)] ^{1/2} ; rapport thermique	$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	=	contraintes normales principales (Pa)
β	=	terme défini par Éq. (2-87)	σ_r	=	résistance différée (Pa)
γ	=	déformation de cisaillement	σ_{er}	=	résistance différée équivalente (Pa)
ϵ	=	déformation normale	σ_T	=	pression de transition fragile/plastique (Pa)
ϵ_{inst}	=	déformation instantanée	τ	=	contrainte de cisaillement (Pa)
ϵ_{fl}	=	déformation différée ou de fluage	\emptyset	=	angle de résistance de cisaillement du sol gelé
ϵ_{pi}	=	déformation «pseudo-instantanée»	ω	=	argument dans Éq. (2-47)
ϵ_k	=	déformation de référence pour ϵ_{pi}			
ϵ_{el}	=	déformation élastique			
ϵ_{pl}	=	déformation plastique			

Note: Le point au-dessus d'un symbole signifie le taux par rapport au temps

1. ÉTUDES PRÉLIMINAIRES

1.1 Méthodes d'investigation

1.1.1 But des investigations (d'après Winterkorn & Fang, 1975)

Le but principal d'un programme d'investigations est de permettre à l'ingénieur de connaître les conditions souterraines sur le site d'un projet de génie. Normalement ces explorations fournissent l'information nécessaire pour une conception sécuritaire et économique du projet et renseignent l'ingénieur sur les matériaux et les conditions que l'on peut trouver sur place.

Les explorations sont normalement réalisées en plusieurs phases :

1. Investigations de reconnaissance.
2. Explorations pour la conception préliminaire.
3. Explorations pour la conception détaillée.
4. Explorations pendant la construction.

À chaque phase d'explorations, les travaux effectués visent à découvrir des problèmes exigeant une investigation supplémentaire à la phase suivante. Toutes les phases ne sont pas nécessaires dans tous les projets; par exemple, la quatrième phase peut fréquemment être omise.

Le nombre, le type, l'endroit, la dimension et la profondeur des explorations dépendent de la nature et de l'échelle du projet, ainsi que du degré de complexité et de la nature critique des conditions souterraines. Une règle générale est que le coût des explorations souterraines pour un projet doit être de l'ordre de 0,5 à 1,0 % du coût de construction du projet. Le pourcentage le plus petit est valable pour de grands projets avec des conditions souterraines peu critiques, tandis que le plus grand pourcentage correspond aux petits projets et à ceux où les conditions souterraines sont critiques.

1.1.2 Planifications des explorations pour les routes dans une région pergélisolée (d'après McPhail et al. 1976)

Le développement routier dans le nord implique habituellement la traversée de régions relativement peu développées avec peu de renseignements disponibles. En conséquence, l'ingénieur doit voir à choisir un tracé de route qui maximisera la location des sols minéraux compétents et minimisera le passage à travers les terrains critiques tels que les tourbières. Il est rare que le tracé le plus direct soit également la meilleure solution si l'on considère le coût total de la route, en tenant compte de la construction, du maintien, du service et de l'effet sur l'environnement.

Les études initiales du tracé de la route commencent normalement par une étude cartographique et par la reconnaissance aérienne sur le corridor de la route, étape qui est suivie par une reconnaissance générale sur place.

Les phénomènes morphologiques (ground patterns), quelquefois très proéminents, peuvent être détectés sur des photos aériennes et durant la reconnaissance aérienne et directe du site.

Ces phénomènes, qui reflètent les conditions du sol sous-jacent, doivent être utilisés par l'ingénieur pour optimiser le tracé de la route.

Les tourbières et les sols fins sur les côtes, même avec une faible pente, tendent à fluer le long du talus par le processus de solifluction. Si pour différentes raisons on ne peut pas éviter ce type de régions instables, il faut utiliser des méthodes de conception spéciales pour assurer la stabilité de la route.

Les diverses autres formes uniques géomorphologiques que le tracé de la route doit éviter sont le thermokarst, les pingos et les zones de glaçage.

Une fois que le tracé de la route a été choisi et fixé sur le terrain, les investigations détaillées sur place peuvent commencer.

Les objectifs principaux de cette analyse de terrain sont:

1. de fournir une base pour le développement d'un programme de forages et d'accumuler des données qui aideront à faire une interpolation précise entre les forages.
2. d'effectuer des essais rapides sur place (au scissomètre, pénétromètre, etc.) pour déterminer la résistance et la traficabilité du mollisol.
3. de noter la profondeur de pénétration du dégel dans les conditions du dégel annuel maximal.
4. de noter le type et l'étendue du couvert végétal.
5. de classifier et cartographier les types de sols près de la surface.
6. d'obtenir de petits échantillons représentatifs des sols, en utilisant des outils manuels, dans le but d'en déterminer la granulométrie et les propriétés physiques.
7. de déceler les régions potentiellement à problèmes, qui pourraient exiger une investigation détaillée additionnelle et des considérations spéciales lors de la conception et de la construction de la route.

1.1.3 La photo-interprétation

La photo-interprétation permet d'acquérir rapidement et économiquement une connaissance générale du terrain et de monter un plan d'échantillonnage des travaux sur le site (Allard et al. (1991), Lévesque et al. (1988), Johnston (1981), Brown (1974), Mollard (1972, 1975)).

Dans la zone de pergélisol continu, la photo-interprétation sert surtout à évaluer les conditions de pergélisol (l'épaisseur du mollisol et du pergélisol, le type de formation, la teneur en glace), et dans la zone discontinue, à établir sa distribution.

La télé-détection par images thermiques infrarouges permet, en principe, de déceler la condition thermique qui régit le pergélisol mais elle demeure à ce jour une méthode expérimentale peu répandue (Bélanger et al. (1990)). Autrement, les interprétations sont indirectes et reposent sur des effets secondaires reliés au gel ou au dégel du terrain. Ainsi, des matériaux qui ont peu tendance au gonflement dû au gel et au tassement au dégel, tels les dépôts glaciaires et fluvio-glaciaires à texture grossière, peuvent poser des difficultés d'interprétation importantes.

Seules les paises et les buttes minérales (cryogéniques) constituent de véritables indicateurs du pergélisol. Bien que d'autres formes, comme les polygones à coin de glace ou de sol, puissent fournir d'excellents indices, elles résultent avant tout du gel saisonnier.

La végétation peut être très sensible à la présence de pergélisol et peut aussi l'engendrer (tourbe). Les racines de certaines espèces d'arbres vont en profondeur et font douter de sa présence. Le tremble peuplier ne croîtra pas en milieu pergélisolé; le saule indique tout au moins une couche de mollisol épaisse et probablement une teneur en eau élevée; le baume, le peuplier et le bouleau préfèrent un milieu bien drainé et ont des racines relativement profondes; les muscinaires et les épinettes suggèrent un milieu mal drainé et une couche de mollisol mince.

Le tableau 1-1 présente quelques corrélations importantes pour la photo-interprétation en milieu pergélisolé. Afin de bien corrélérer l'impact de la végétation et de la neige sur l'occurrence du pergélisol, il est préférable de réaliser pour un même site des études basées sur des photos prises en périodes chaudes et froides.

1.1.4 La cartographie sur le terrain

Après l'étape de la photo-interprétation, une cartographie du terrain à échelle réelle s'impose pour les sites particulièrement intéressants. Un géomorphologue expérimenté en milieu pergélisolé peut raffiner énormément la cartographie en inspectant le site à pied. Il peut distinguer plus facilement certaines formes cryogéniques et corrélérer plus précisément, entre autres, la géologie, la végétation et les réseaux de drainage, tous des éléments ayant un impact potentiel sur la distribution du pergélisol.

1.1.5 Les sondages sur le site

Les sondages *in situ* font suite à l'étape de la cartographie sur le terrain et permettent de compléter l'information obtenue de celle-ci pour des sites définis. Les investigations visent surtout la détermination des types de glaces et de leur distribution dans le sol, ainsi que la susceptibilité au gel du sol et ses propriétés contraintes-déformations-thermique dans les états gelés-dégelés.

1.1.6 Forage et échantillonnage dans les sols gelés (d'après Reimers, 1982)

Introduction

On peut utiliser différentes méthodes pour explorer le terrain gelé telles que le captage à distance, l'échantillonnage dans les affleurements naturels et dans les fouilles d'essai, ou bien le prélèvement d'échantillons dans des forages.

L'échantillonnage du pergélisol est habituellement limité aux régions arctiques et subarctiques, où les sols sont généralement composés des silts, sables, graviers, moraines glaciaires, matériaux organiques et roches. Dans la plupart des cas, l'échantillonnage dans le pergélisol est effectué pour les besoins d'études de fondations, et il est généralement limité aux 15 m supérieurs du sol.

Les méthodes utilisées pour forer à travers un terrain gelé et pour y prendre des échantillons sont semblables à celles utilisées dans un terrain non gelé, mais il y a néanmoins un certain nombre de différences importantes. La plus évidente est que les sols gelés sont plus difficiles à pénétrer, parce que la glace dans les pores leur donne une cohésion considérable. Une autre des difficultés lors de la prise d'échantillons dans le pergélisol est que pour certains essais géotechniques, les échantillons doivent être non remaniés non seulement du côté mécanique, mais aussi du côté thermique.

Par conséquent, dans certains cas la chaleur produite par l'échantillonnage doit être éliminée avant qu'elle puisse affecter l'échantillon.

Dans les régions de pergélisol discontinu, le but principal de l'échantillonnage consiste surtout à déterminer le type de sol et à voir s'il est gelé, et si c'est le cas, s'il a tendance au tassement dû au dégel. En général, quelle que soit la méthode utilisée par le forage et l'échantillonnage, la teneur en eau du sol gelé et sa masse volumique totale doivent être connues afin de pouvoir voir les effets de dégel.

Méthodes

Le forage d'un trou pour l'échantillonnage dans des sols fins peut se faire à la tarière. La partie du trou traversant le mollisol doit être tubée si celui-ci est dégelé. Dans le sol gelé on n'a pas besoin de tubage, sauf si le sol est relativement sec et peu cimenté. Si le trou doit rester ouvert longtemps, ou s'il est très profond, le tubage peut être nécessaire à titre de précaution. Les tarières creuses sont convenables parce qu'elles fournissent un tubage du trou continu.

Pour forer les silts ou les silts sableux, on a besoin de troussees coupantes munies de dents aiguës et posées à un angle tel qu'elles permettent de raser des couches minces à partir du fond du trou, avec chaque rotation du foret. C'est la technique standard pour forer dans la glace, dont les couches sont souvent trouvées dans le silt gelé.

Le forage des graviers et des graviers silteux gelés doit être fait avec des dents sur le foret munies d'une surface dure trempée et dont les faces sont verticales ou presque. Lorsque le foret tourne, les grains ou les pierres sont arrachés du sol gelé. Les sables gelés peuvent être forés avec les deux types de dents mentionnées ci-dessus.

Le forage des graviers gelés n'est généralement possible qu'à un degré très limité, qui est fonction de la dimension des grains. Les forets s'usent très rapidement lorsqu'ils sont utilisés pour forer les graviers gelés. Un refus complet est commun, spécialement lorsqu'on rencontre des blocs de roches. Pour cette raison, les méthodes utilisées pour forer ou pour échantillonner les graviers gelés ressemblent à celles utilisées dans la roche. Les méthodes communes pour forer les matériaux grossiers sont le carottage et le forage par rotation et par percussion. Les trois méthodes utilisent les fluides de forage ou l'air comprimé pour sortir les coupures. Les matériaux fins gelés peuvent être échantillonnés par différentes méthodes telles que l'enfoncement de l'échantillonneur par battage, le carottage avec ou sans fluides, et le carottage avec l'échantillonneur CRREL. On peut trouver plus de détails sur le forage et l'échantillonnage dans les régions pergélisolées dans *Reimers (1982)* et dans *Goodman (1978)*.

Fréquence et profondeur des forages (d'après Johnston, 1981)

Les explorations dans un terrain pergélisolé doivent non seulement déterminer l'existence et la distribution des zones gelées de façon saisonnière et permanente, mais également, et surtout, le type et la répartition de la glace dans le sol. Les types et les propriétés des sols et des roches, les conditions des eaux souterraines, l'épaisseur du mollisol, la profondeur de pénétration du gel saisonnier dans les sols non gelés de la zone de pergélisol discontinu, la présence de couches dégelées et les températures du terrain doivent aussi être déterminés.

L'étendue et la profondeur des explorations dépendent beaucoup du type de la structure considérée. En règle générale, l'exploration est effectuée jusqu'à une profondeur minimale égale à la largeur de la structure, sauf si le roc ou une couche portante convenable est décelée positivement à une plus faible profondeur. Il est important d'examiner tous les matériaux de fondation dans la zone qui pourrait subir le dégel durant la vie utile de l'ouvrage. L'exploration pour les routes, les pistes, les lignes ferroviaires et les pipelines doit s'étendre jusqu'à au moins 3 m en dessous de l'élévation finale de l'infrastructure dans les déblais, et jusqu'à la même profondeur en dessous de la surface du terrain ou la base de mollisol dans les zones en remblai. Pour les fondations de maisons, l'exploration doit atteindre au moins 3 m en dessous de la profondeur de dégel estimée, et, en tout cas, au moins 3 m en dessous de la base des fondations. On étend l'exploration jusqu'à 7 m pour bien des structures, et dans certains cas jusqu'à plus de 30 m.

Pour des structures petites et temporaires, il se peut qu'il soit suffisant d'effectuer seulement quelques forages en utilisant une foreuse manuelle. D'autre part, pour des structures et installations plus importantes, et là où les conditions de pergélisol sont plus complexes, il faut obtenir des renseignements beaucoup plus détaillés, ce qui exige une répartition des forages beaucoup plus serrée.

Les tracés pour des structures linéaires, (les routes, les chemins de fer, les pipelines et les lignes de transport de l'électricité) traversant un terrain très variable demandent habituellement des investigations souterraines très étendues.

Le tableau suivant, 1-2, extrait des normes de construction de l'URSS (SNIP 1.02.07-87 de 1988), donne quelques recommandations sur la fréquence de forages dans le cas des remblais et des déblais.

1.1.7 Méthodes géotechniques pour explorer les sols gelés sur place

La plupart des méthodes développées pour explorer sur place les sols non gelés peuvent être utilisées aussi pour les sols gelés, à condition que l'équipement utilisé pour les essais soit suffisamment robuste pour déformer et amener à la rupture les sols, qui sont généralement beaucoup plus résistants lorsqu'ils sont gelés. Cependant, même si l'équipement peut être le même dans les deux types de sols, l'exécution des essais ainsi que l'interprétation des résultats sont généralement différentes.

Essentiellement, il y a deux méthodes pour les essais sur place, communes dans les sols non gelés, et qui ont trouvé une application croissante dans les sols gelés, soit l'essai pressiométrique (EPM) et l'essai de pénétration au cône (EPC). Les méthodes d'exécution de ces essais dans le pergélisol et leur interprétation en termes de résistances mécaniques à court et à long terme, ont été développées, pour le pressiomètre, par *Ladanyi et Johnston (1973)* et *Ladanyi (1982a)*, et pour le pénétromètre, par *Ladanyi (1976, 1982b, 1985)*.

Étant donné que tous les détails concernant l'exécution et l'interprétation de ces essais peuvent être trouvés dans les références susmentionnées, nous nous limiterons ici à en donner les points saillants, utiles pour la pratique.

Essai pressiométrique

Initialement, les essais pressiométriques dans le pergélisol étaient exécutés au moyen du pressiomètre Ménard, mais récemment on a plutôt utilisé le pressiomètre du type Texam. L'avantage de ce dernier est la facilité d'opération et le fait qu'il ne nécessite pas l'utilisation de l'air comprimé, dont l'approvisionnement présente des problèmes dans les régions éloignées du Nord.

Tableau 1-1 Corrélations pour la photo-interprétation en milieu de pergélisol (d'après Allard et al., 1991)

Corrélations générales entre les formes et les cryosols associés au pergélisol, les formations géologiques de surface et les types de glace de sol au Québec nordique.

Formes et cryosols	Nature des formations géologiques de surface	Texture	Régions de pergélisol	Types de glace de sol	Présence probable de glace en excès	Échelle minimale de détection sur photographie aérienne
Buttes cryogéniques	Limons et argiles marins Sables (buttes plus basses)	Limons argileux Sables fins et moyens	Discontinu et répandu Discontinu et dispersé	Ségrégation	Oui	1:40,000
Paises	Tourbe Tourbe/limons et argiles Tourbe/sable ou till (rare)	Tourbe fibreuse ou humique sur sols généralement fins.	Discontinu et répandu Discontinu et dispersé	Ségrégation	Oui, dans les sédiments minéraux sous la tourbe	1:40,000
Mares de thermokarst (accompagnent les paises et les buttes cryogéniques)	Toutes les formations; surtout fines et tourbeuses	Tourbe Limons argileux Sables	Discontinu et répandu Discontinu et dispersé Sporadique	Nil	Nil	1:40,000
Polygones à coins de glace	Tills Sables de terrasses fluviales Sables littoraux soulevés Tourbière à carex	Tourbe Sables fins à grossiers	Continu	Glace de coins Glace intersti- tielle dans les polygones	Oui, dans le réseau de coins	1:20,000
Polygones à coins de sol	Tills (sur crêtes et drumlins) Dépôts fluvio-glaciaires (plaines d'épandage et deltas)	Dépôts sablo-graveleux hétérométriques et grossiers	Continu Discontinu et répandu	Glace interstitielle	Non	1:20,000
Ostioles à bourrelets	Tills Diamictons (estrans soulevés) Souvent associés aux polygones à coins de sol et aux lobes de gélifluxion	Dépôts sablo-graveleux hétérométriques avec une fraction de sables très fins ou de limons	Continu Discontinu et répandu	Glace interstitielle Un peu de glace de ségrégation	Non	1:10,000
Ostioles à centre soulevé	Dépôts marins et lacustres Abondent sur les buttes cryogéniques	Sables fins et limons argileux	Continu Discontinu et répandu Discontinu et dispersé	Ségrégation	Oui	1:20,000
Sols striés	Tills Dépôts de versants	Dépôts blocailleux avec matrice fine	Continu	Interstitielle	Non	1:40,000
Lobes et nappes de gélifluxion	Tills Sables marins Dépôts de versants	Dépôts hétérométriques avec matrice sableuse et/ou limoneuse	Continu Discontinu et répandu Discontinu et dispersé Sporadique	Interstitielle	Non	1:40,000
Thufurs	Tills et diamictons sur terrains bas mal drainés	Dépôts hétérométriques avec matrice sableuse et/ou limoneuse	Continu Discontinu et répandu	Interstitielle	Non	1:10,000
Buttes saisonnières à noyaux de glace et glaçages	Tous les types de dépôts	Toutes granulométries et sols organiques. Près des ruisseaux et à l'emplacement de sources	Continu Discontinu et répandu	Intrusive (gonflement important et rapide en hiver; affaissement en été)	Oui	1:10,000 On voit surtout les zones de suintement et le micro-drainage désordonné)
Blocs ou monticules d'éjection	Roc (favorablement fissuré)		Continu Discontinu et répandu Discontinu et dispersé	Intrusive? Ségrégation?	?	1:5000

Tableau 1-2 : Espacement et profondeur des forages pour les remblais et les déblais (d'après SNIP 1.02.07-87)

Structure	Espacement		Profondeur des forages
	section transversale m	distance entre les sections transversales m	
Remblais et déblais ≤ 12 m de hauteur (ou profondeur)	≤ 25	100 à 300 (pour déblais)	Pour les remblais: 3 à 5 m - terrains peu compressibles 10 à 15 m - terrains très compressibles
			Pour les déblais: 1 à 3 m plus bas que la profondeur de gel saisonnier à partir du fond projeté du déblai.
> 12 m	20 à 50	50 à 100	Pour les remblais: 5 à 8 m - terrains peu compressibles, soit sur toute la profondeur du terrain très compressible avec la pénétration de 1 à 3 m dans le socle rocheux ou le sol portant sous-jacent. Dans tous les cas, pas moins que la largeur du remblai. Pour les déblais: Comme ci-dessus pour les déblais ≤ 12m.

En général, trois types d'essais pressiométriques sont effectués dans des trous de forage de 70 mm de diamètre, forés préalablement dans le sol gelé. Parmi ces trois types d'essais, ceux à court terme permettent la détermination de la courbe contraintes déformations complète, d'où on peut tirer des renseignements sur le module de déformation et la résistance maximale du sol gelé, tout ceci valable pour la vitesse de déformation imposée et la température du sol au moment de l'essai. L'utilisation de ces résultats pour d'autres températures du sol demande une correction de température, telle que donnée dans le chapitre 1.3 sur les propriétés mécaniques des sols gelés.

Les deux autres types d'essais pressiométriques sont les essais à long terme, dont le but est la détermination des paramètres de fluage dans l'équation de fluage primaire (voir Éq. (1-29) dans le chap. 1.3 sur les propriétés mécaniques). Parmi ces deux types d'essais à long terme, les essais de fluage ont été effectués initialement, tel que possible par l'équipement original de Ménard. Ces essais, décrits dans *Ladanyi et Johnston (1973)*, consistaient à augmenter par paliers la pression dans la cellule, et à maintenir dans chaque palier la pression constante pour des périodes variant entre 15 minutes et plus d'une heure. Toutefois, on s'est bientôt rendu compte que ce type d'essai n'était pas pratique pour deux raisons principales :

- (1) le nombre et la durée des paliers de fluage étaient limités par la capacité totale de gonflement de la cellule, et
- (2) l'interprétation correcte de cet essai demandait de tenir compte du degré de redistribution de contrainte après chaque palier de charge (*Murat et al, 1989*).

Pour ces raisons, on a remplacé depuis une dizaine d'années l'essai pressiométrique de fluage par l'essai pressiométrique de relaxation, qui ne présente pas les problèmes cités ci-dessus. Dans ce dernier essai, qui est facile à exécuter avec les pressiomètres permettant un contrôle de déformation, tel que Texam, la cellule est gonflée par paliers, en ajoutant un volume fixe du liquide injecté dans chaque palier successif et en observant la chute avec le temps de la pression extérieure agissant sur la cellule. Une méthode d'interprétation semi-graphique permet alors de tirer à partir de ces résultats les valeurs des paramètres de fluage paraissant dans l'équation de fluage primaire (Éq. (1-29) dans 1.3). On peut trouver une description détaillée de la performance et de l'interprétations de ces derniers essais dans *Ladanyi (1982a)*.

Essai pénétrométrique

L'essai de pénétration au cône (EPC, ou CPT, en anglais) est actuellement réputé pour être une méthode pratique et rapide pour la mesure de certaines propriétés physiques et mécaniques des sols non gelés, spécialement en relation avec la conception des fondations. Son utilisation dans les sols gelés a débuté dans les années 70, et ses résultats se sont avérés utiles tant pour la détermination des propriétés de fluage des sols gelés (*Ladanyi, 1976, 1982b*) que pour la conception des pieux dans le pergélisol (*Ladanyi, 1985*).

Le pénétromètre statique classique consiste en un train de tiges de 35,7 mm de diamètre, munies à leur base d'une pointe conique avec un angle de 60° au sommet, généralement de même diamètre que les tiges. Un pénétromètre électrique permet, au moyen de jauges installées à l'intérieur

de la pointe, de mesurer et d'enregistrer la force nécessaire pour pénétrer le sol à une vitesse de pénétration donnée. Certains pénétromètres utilisés dans les sols non gelés possèdent également un manchon de frottement, qui permet d'enregistrer la résistance au cisaillement entre le manchon métallique et le sol. Ce dernier est considéré moins important dans le cas de sols gelés.

Pour les essais dans les sols gelés, il faut utiliser un pénétromètre d'une capacité d'au moins 100 kN. La force pour pousser le pénétromètre dans le sol est habituellement fournie soit par un appui contre un système d'ancrage, soit par un poids mort, soit encore par le poids d'une foreuse très lourde. Dans certains cas, si l'essai est fait dans une excavation, l'appui est fourni par la paroi opposée à celle qui est pénétrée par le pénétromètre (Ladanyi et Huneault, 1989).

En outre, il faut mentionner que dans les sols gelés, l'essai de pénétration n'est pas exécuté à une vitesse de pénétration standard de 2 cm/sec, ce qui exigerait un équipement de pénétration très lourd, mais qu'il est fait plutôt «à charge contrôlée», la charge à la pointe étant tenue constante et la variation du taux de pénétration étant observée et enregistrée. Ce type d'information, notamment la relation entre la charge appliquée à la pointe et la vitesse de pénétration résultante, forme la base pour l'interprétation de ces essais en termes de propriétés rhéologiques ou la résistance différée.

Généralement de tels essais de pénétration à charge contrôlée peuvent être utilisés dans les sols gelés à deux fins différentes :

1. pour la détermination du profil de résistance mécanique du pergélisol jusqu'à une certaine profondeur, et
2. pour la détermination de la résistance mécanique du sol gelé à l'intérieur d'une couche homogène bien choisie.

Dans le premier cas, on applique à la pointe une pression constante relativement élevée, de façon à ce que la pointe pénètre rapidement, ce qui permet d'examiner le profil de sol désiré dans un temps raisonnable.

Dans le deuxième cas, par contre, le but est de déterminer la relation entre la vitesse de pénétration et la pression appliquée à la pointe, tout cela à l'intérieur d'une couche homogène du sol gelé. On peut y parvenir en tenant la pression sur la pointe basse et en l'augmentant par paliers; tout en tâchant de rester à l'intérieur de la couche de sol examinée.

En utilisant une théorie d'interprétation très simple (expliquée en détail dans Ladanyi 1982b, 1985 et Ladanyi & Huneault, 1989), il y a moyen de tirer de cet essai les paramètres de fluage dans l'équation de fluage secondaire (Éq. (1-25) dans 1.3) pour une couche donnée, ou alternativement, la variation de la résistance du sol gelé dans un profil donné. La figure 1-1 montre un profil type, obtenu

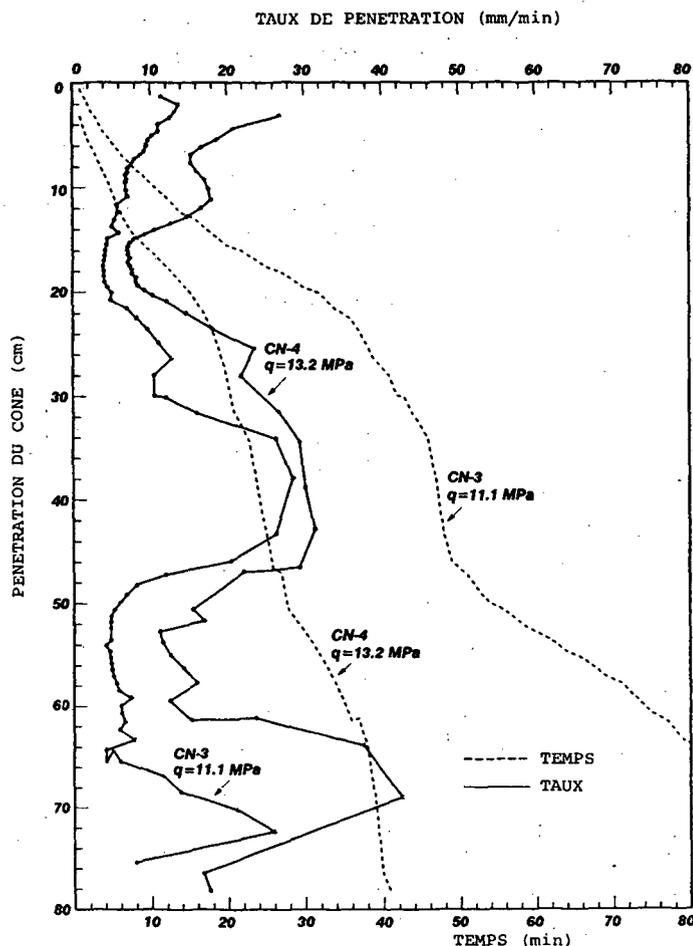


Figure 1-1 Résultats de deux essais de pénétration statique à charge contrôlée dans un couvert de glace de mer (d'après Ladanyi et al., 1991).

en pénétrant un couvert de glace de mer avec deux charges constantes différentes. Cet essai est particulièrement utile dans le pergélisol contenant des inclusions de glace, lesquelles peuvent être distinguées facilement au moyen du pénétromètre.

Évidemment, comme dans le cas des essais pressiométriques, les résultats des essais au pénétromètre dépendent de la température du sol au moment de l'essai et exigent une correction de température lorsqu'ils sont appliqués à un cas pratique.

1.1.8 Relevés géophysiques (d'après Johnston, 1981)

Les techniques géophysiques classiques peuvent être utilisées efficacement dans l'exploration du pergélisol. Pour une application effective de ces techniques, il faut bien comprendre que certains paramètres physiques dépendent de la température du sol et, par conséquent, de la profondeur des strates en dessous de la surface du terrain. Les paramètres qui sont mesurés le plus souvent sont la vitesse des ondes sismiques de compression et de cisaillement et la résistivité électrique.

L'application de la géophysique aux problèmes de pergélisol peut être divisée en trois groupes principaux : le premier groupe est la détection et la délimitation du pergélisol dans la région discontinue et la détection des «taliks» (zones dégelées) dans le pergélisol continu. Le deuxième groupe comprend la détection du terrain riche en glace ou la glace souterraine massive. Le troisième est la détermination du type des matériaux souterrains dans le pergélisol. On peut chercher des solutions à ces problèmes en utilisant des méthodes géophysiques, soit aériennes, soit terrestres, ce qui dépend de l'échelle et du détail exigé.

Plusieurs techniques terrestres classiques sont applicables à la cartographie du pergélisol discontinu (Scott et Hunter, 1977). Celles qui sont utilisées le plus souvent sont la méthode de réfraction sismique à faible profondeur et la résistivité électrique au courant direct (DC). La variation observée des vitesses d'ondes sismiques et des résistivités électriques est corrélée avec la distribution de la température dans le terrain. Une bonne estimation de l'épaisseur du mollisol peut être obtenue en utilisant la méthode de réfraction, parce qu'elle permet de délimiter la frontière entre le sol non gelé, caractérisé par une faible vitesse d'ondes, et le pergélisol sous-jacent montrant une vitesse élevée. Les méthodes de réfraction ne peuvent pas être utilisées pour estimer l'épaisseur du pergélisol, parce que la base de celui-ci représente une inversion de la vitesse avec la profondeur.

L'épaisseur tant du mollisol que du pergélisol peut être déterminée par le sondage géoélectrique (DC), mais cette technique est la plus utile dans les régions où le pergélisol épais existe de façon continue (Scott et Mackay, 1977). La répartition spatiale du pergélisol peut être déduite à partir de l'évaluation de la variation latérale en vitesse des ondes ou en résistivité. Présentement, on utilise de plus en plus, pour la cartographie, du pergélisol, la méthode de résistivités de très basse fréquence (VLF). On peut trouver une brève revue des méthodes géophysiques utilisées dans le pergélisol, par exemple dans Johnston (1981).

1.1.9 Étude du régime thermique du terrain (d'après Johnston, 1981)

Les renseignements sur le régime thermique du terrain sont habituellement exigés et collectés pendant l'investigation d'un site ou du tracé d'une route. Dans certains cas, on ne demande que la connaissance de la position de l'isotherme de 0°C, que l'on peut obtenir par des méthodes relativement simples.

Cependant, pour la plupart des projets, il faut fournir une information détaillée sur les températures du terrain et leur variation annuelle à différentes profondeurs. Ceci est nécessaire non seulement pour les calculs thermiques, la détermination des profondeurs de gel et de dégel et la détection des zones non gelées dans le pergélisol, mais également pour pouvoir spécifier les températures d'essai pour les essais en laboratoire qui doivent être faits sur les échantillons prélevés.

La sélection des méthodes appropriées et l'équipement pour obtenir l'information sur le régime thermique dépend de divers facteurs, notamment la localisation (une région éloignée comparée à un site facilement accessible), les profondeurs auxquelles les températures sont exigées, la précision des mesures, la fréquence des observations et le coût de l'équipement des installations et de l'exécution des mesures.

La profondeur et le taux de gel et de dégel dans le mollisol et dans la zone du gel saisonnier sont le plus souvent déterminés en utilisant les indicateurs de gel («frost tubes», Gandahl, 1963; Ricard et Brown, 1972) (Fig. 2). Cet instrument, qui est peu coûteux, facile à fabriquer et à lire, et dont la précision est d'environ ± 5 cm, est installé dans un trou de forage et soigneusement rembourré pour assurer un bon contact entre le tube et la paroi du trou. La dégradation du pergélisol ayant eu lieu durant plusieurs années en dessous des structures a été observée en utilisant cet instrument (Johnston, 1969).

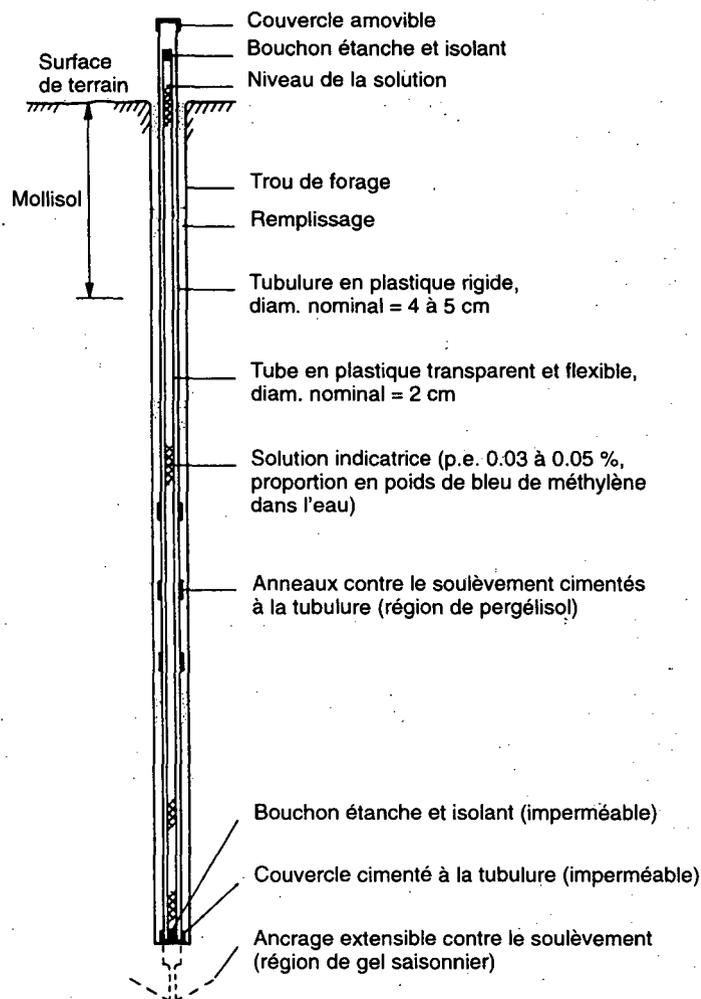


Figure 1-2 Indicateur de gel pour mesurer la profondeur et le taux du dégel ou de la pénétration du gel saisonnier (Johnston, 1981).

Les indicateurs de gel montrent la position de l'isotherme de 0°C, mais ils ne donnent aucune information sur la température du sol.

Pour obtenir les renseignements sur les températures dans le terrain et leur variation avec le temps et la profondeur, on utilise différents capteurs de température, dont les plus communs sont les thermocouples et les thermistors. Une précision de $\pm 0,2^\circ\text{C}$ qui est désirable pour les besoins d'ingénierie, peut être obtenue par ces deux types de capteurs. Généralement, on fabrique des câbles multi-conducteurs avec les capteurs placés à des positions choisies, et on les installe dans des trous forés et soigneusement comblés et tassés. En fonction du degré de remaniement causé par le forage ou l'excavation, il peut falloir plusieurs heures, jours ou même semaines avant que l'équilibre thermique dans le sol soit rétabli. Cependant, *Mackay (1974d)* et *Veillette (1975c)* ont trouvé que les températures mesurées dans les trous remplis d'air de 6 à 30 m de profondeur, mais bouchés à la surface, se stabilisaient dans une journée (voir aussi dans *Klein et al, 1986*).

1.2 Propriétés physiques des sols gelés

1.2.1 Composition et structure d'un sol gelé

Le sol gelé est un système complexe multiphase comprenant normalement quatre composantes, chacune ayant des propriétés physico-mécaniques différentes : les particules solides, la glace, l'eau et l'air.

Les propriétés des sols gelés dépendent non seulement de la dimension et la forme de leurs particules minérales, mais également des propriétés physico-chimiques de leur surface, déterminées essentiellement par leur composition minéralogique.

La glace est la composante la plus importante du sol gelé. C'est une substance visco-plastique dont les propriétés diffèrent considérablement de celles des autres matériaux solides, parce que dans la nature, la température de la glace est très proche de sa température de fusion. Les sols gelés naturels contiennent des quantités et des formes de glace très variables. Celle-ci est rarement distribuée dans le sol d'une manière uniforme et homogène. Lorsque le sol gèle, une partie de l'humidité peut s'accumuler sous forme de grands cristaux et lentilles de glace. D'autre part, une partie de l'humidité gèle dans les pores du sol liant ensemble les particules minérales, comme une sorte de ciment.

En fonction du type et de la distribution de la glace dans le sol, la structure du sol gelé peut être massive, stratifiée ou réticulée. La structure massive est caractérisée par la présence prédominante de la glace de pores (interstitielle) et par une teneur en glace relativement faible. Par contre, les sols gelés avec une structure stratifiée et réticulée contiennent de la glace de ségrégation et leur teneur en glace totale est relativement élevée.

L'expérience montre que dans la plupart des sols à granulométrie fine (silt et argiles) toute l'eau n'est pas gelée, sauf si la température est considérablement plus basse que 0°C. Avec la variation de la température, le rapport (glace/eau non gelée) change continuellement, ce qui affecte considérablement toutes les propriétés physiques, thermiques et mécaniques du sol gelé.

Pour définir correctement la composition d'un sol gelé en fonction de ses quatre phases principales, il faut déterminer les paramètres suivants:

- (1) sa teneur en eau totale, w ,
- (2) sa masse volumique totale, ρ_{ge}
- (3) la masse volumique de ses particules solides, ρ_s
- (4) sa teneur en eau non gelée, w_n .

La teneur en eau totale comprend tous les types d'eau (gelée et non gelée) se trouvant dans le sol gelé:

$$w_{tot} = w_n + w_{gtot} \quad (1-1)$$

soit

$$w_{tot} = w_n + w_g + w_l \quad (1-2)$$

ou : w_n est la teneur en eau non gelée à une température donnée, w_{gtot} est la teneur en glace totale, composée de la glace interstitielle, w_g , et de la glace d'inclusions, w_l (lentilles et gros cristaux).

La teneur en eau du sol gelé massif intercalé entre les lentilles et les couches de glace est alors

$$w = w_n + w_g \quad (1-3)$$

Toutes les teneurs en eau sont exprimées comme un rapport entre la masse de l'eau et la masse du sol sec. Les valeurs de w_{tot} , w et w_n se déterminent expérimentalement, tandis que w_g et w_l résultent des équations (1-1) et (1-3). La valeur de w_n peut être trouvée par des procédures expérimentales spéciales (*Anderson et Morgenstern, 1973*), mais dans la pratique on utilise le plus souvent certaines méthodes empiriques.

Par exemple, d'après l'expérience soviétique (*USSR, 1969*) la valeur de w_n peut être estimée à partir de la formule

$$w_n = k_n w_p \quad (1-4)$$

où w_p désigne la teneur en eau du sol à la limite de plasticité, exprimée comme fraction, et k_n est un coefficient qui dépend du type de sol, de son indice de plasticité et de sa température, comme le montre la figure 1-3.

Une autre abaque expérimentale, donnant directement la teneur en eau non gelée en fonction de la température de gel et du type de sol, basée sur les résultats d'essais avec les sols norvégiens, d'après *Johansen et Frivik (1980)*, est présentée dans la Figure 1-4.

w_n = teneur en eau non gelée du sol
 w_p = limite de plasticité du sol
 I_p = indice de plasticité du sol

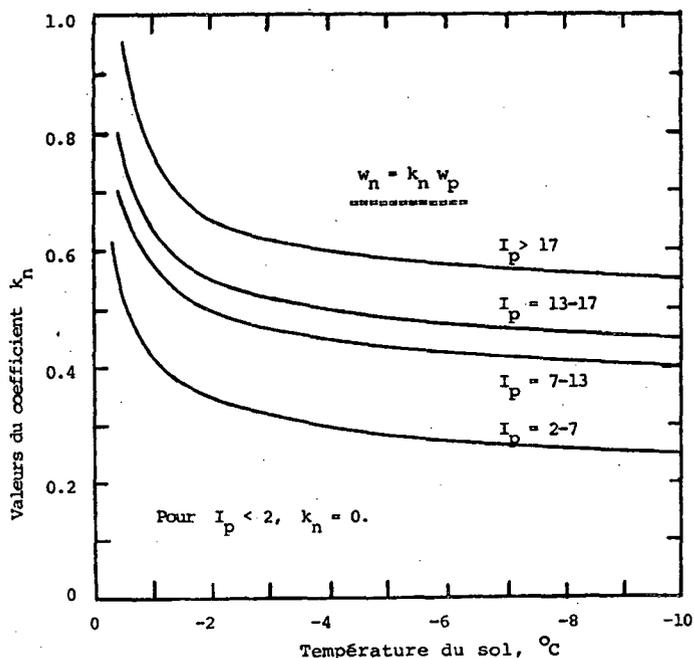


Figure 1-3 Teneur en eau non gelée d'après le Code URSS de construction dans le pergélisol (SNiP II-B, 6.66).

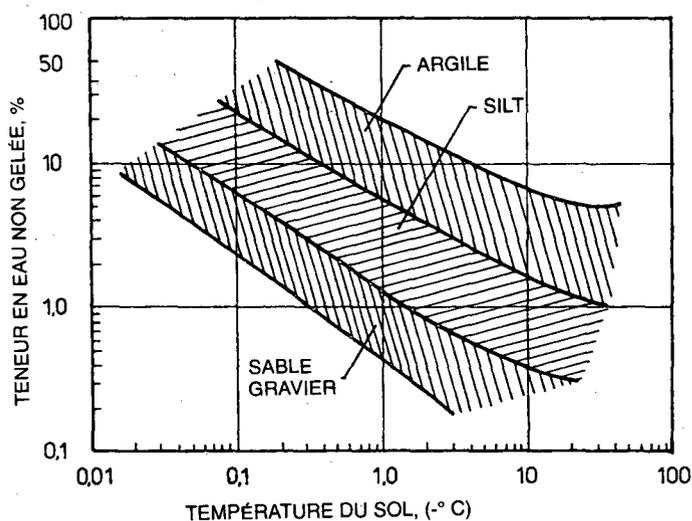


Figure 1-4 Intervalles de la teneur en eau non gelée pour différents sols. Abaque basé sur des valeurs normalement trouvées pour ces types de sols (d'après Johansen et Frivik, 1980).

D'autre part, *Anderson et Tice (1972)* trouvent que la teneur en eau non gelée des sols gelés reconstitués peut être convenablement représentée par l'équation

$$w_n = m\theta^n \quad (1-5)$$

où m et n sont les paramètres caractéristiques du sol et θ est le nombre de degrés celsius en dessous de 0°C .

Quelques valeurs typiques de m et n sont données dans le Tableau 1.

Tableau 1-3 Paramètres m et n , d'après Anderson et Tice 1972

Sol	m	n
Limonite	8,82	- 0,83
Silt de Fairbanks	4,81	- 0,33
Kaolinite	23,80	- 0,36 (argiles)
Bentonite de Wyoming	55,99	- 0,29

Toutefois, il est bien connu que la teneur en eau non gelée augmente avec la pression, à cause de la fonte de la glace au contact avec les grains. Elle augmente également avec la teneur des solutés dans l'eau interstitielle, qui produit une baisse du point de congélation de l'eau.

Dans les sols où l'eau des pores contient du sel, ce sel est expulsé lors du gel de la glace et se concentre dans l'eau résiduelle non gelée, dont le point de congélation est alors encore davantage abaissé.

La composition chimique du fluide interstitiel est très importante, parce qu'elle influence décisivement toutes les propriétés des sols gelés.

Dans le Code de construction soviétique (*USSR, 1973*), la teneur en sel d'un sol gelé est définie comme le rapport du poids des sels dans le sol et du poids sec du sol (avec les sels) exprimé en pourcentage.

Le sol est considéré comme «salin» si sa teneur en sel dépasse les valeurs suivantes:

sables silteux	0,05 %
sables fins, moyens, ainsi que grossiers et graveleux	0,10 %
limons ordinaires et sableux	0,15 %
Argiles	0,25 %

1.2.2 Quelques relations utiles entre les propriétés physiques des sols gelés

Notations:

w = teneur en eau totale dans un sol gelé = $w_g + w_n$

w_g = teneur en glace

w_n = teneur en eau non gelée

$w_{dég}$ = teneur en eau après le dégel avec drainage

ρ_s = masse volumique des solides (kg/m^3)

ρ_w = masse volumique de l'eau (kg/m^3) $\rho_w/\rho_{gl} = 1,09$

ρ_{gl} = masse volumique de la glace (kg/m^3)

G_s = gravité spécifique des solides = ρ_s/ρ_w

ρ_{dge} = masse volumique sèche du sol gelé (kg/m^3)

$\rho_{ddég}$ = masse volumique sèche du sol dégelé (kg/m^3)

e_{ge} = indice des vides du sol gelé

$e_{dég}$ = indice des vides du sol dégelé

V_{ge} = volume du sol gelé (m^3)

$V_{dég}$ = volume du sol dégelé (m^3)

ΔV = $V_{ge} - V_{dég}$

$S_{rge} = \frac{\text{Volume de l'eau et de la glace}}{\text{Volume des vides}} = \text{degré de saturation total du sol gelé}$

$S_{rgl} = \frac{\text{Volume de la glace}}{\text{Volume des vides}} = \text{degré de saturation en glace du sol gelé}$

$i = \frac{\text{Volume de la glace}}{\text{Volume du sol gelé}} = \text{teneur en glace (volumique)}$

$i = \frac{\text{Poids de la glace}}{\text{Poids de l'eau + glace}} = \text{teneur en glace (spécifique)}$

Formules:

$$i = w_g / w = 1 - w_n / w \quad (1-6)$$

$$I = \frac{1,09 w_g G_s}{1 + e_{ge}} \quad (1-7)$$

$$e_{ge} = \frac{G_s}{S_{rge}} (1,09 w_g + w_n) \quad (1-8)$$

$$S_{rdég} = G_s \cdot w / e_{dég} \quad (1-9a)$$

$$S_{rge} = \frac{G_s (1,09 w_g + w_n)}{e_{ge}} \quad (1-9b)$$

$$S_{rgl} = \frac{1,09 w_g G_s}{e_{ge}} \quad (1-10)$$

$$e_{dég} = \frac{G_s w}{S_{rdég}} \quad (1-11)$$

Contraction de volume due au dégel sans drainage ($w = w_{dég}$):

$$\frac{\Delta V}{V_{ge}} = \frac{\Delta V}{1 + e_{ge}} = \frac{0,09 w_g}{1/G_s + (1,09 w_g + w_n) / S_{rge}} \quad (1-12)$$

Si $S_{rge} = 1$ et $w_n = 0$, on obtient :

$$\frac{\Delta V}{V_{ge}} = \frac{0,09}{1,09 + 1/w G_s} \quad (1-13)$$

Augmentation de volume due au gel sans variation de la teneur en eau :

$$\frac{\Delta V}{V_{ge}} = \frac{\Delta V}{1 + e_{dég}} = \frac{0,09 w_g}{1/G_s + w / S_{rdég}} \quad (1-14)$$

Si $S_{rdég} = 1$ et $w_n = 0$, on obtient:

$$\frac{\Delta V}{V_{dég}} = \frac{0,09}{1 + 1/w G_s} \quad (1-15)$$

Contraction de volume lors du dégel avec drainage (c.-à-d., $w_{dég} < w$):

$$\frac{\Delta V}{V_{ge}} = \frac{0,09 w_g + w - w_{dég}}{1/G_s + (1,09 w_g + w_n) / S_{rge}} \quad (1-16)$$

Masses volumiques sèches :

$$\rho_{dge} = \frac{G_s \rho_w}{1 + e_{ge}} = \frac{\rho_w}{1/G_s + (1,09 w_g + w_n) / S_r} \quad (1-17)$$

$$\rho_{ddég} = \frac{G_s \rho_w}{1 + e_{dég}} = \frac{\rho_w}{1/G_s + w_{dég} / S_r} \quad (1-18)$$

Masse volumique totale d'un sol gelé :

$$\rho_{ge} = \rho_{dge} (1 + w) \quad (1-19)$$

1.3 Propriétés mécaniques des sols gelés

1.3.1 Introduction

Le sol gelé est un matériau composite naturel, composé de quatre éléments: les grains solides (d'origine minérale ou organique), la glace, l'eau non gelée et le gaz. Sa caractéristique la plus importante, par laquelle il se distingue des autres matériaux apparemment semblables, tels les sols non gelés et la plupart des composites pulvérulents, réside dans le fait qu'il contient de la glace, habituellement à une température tellement proche du point de fusion que sa teneur en eau non gelée ne reste pas constante, mais varie avec la température et la pression interstitielle.

Le comportement du sol gelé sous une charge quasi-statique (c'est-à-dire non dynamique) est habituellement très différent de celui d'un sol non gelé, à cause de la présence de la glace et des pellicules d'eau non gelée entourant les particules. En particulier, les sols gelés sont beaucoup plus sujets au fluage et à la relaxation, et leur comportement est fortement affecté par le changement de la température. Dans le sol non gelé, la déformation résultant d'un changement en contrainte est retardée à cause de la consolidation hydrodynamique accompagnée d'une certaine quantité du fluage volumique et distorsionnel, mais la consolidation domine généralement.

Dans un sol gelé, par contre, on considère que le fluage distorsionnel représente la source principale de la réponse différée à une variation de contrainte, tandis que la consolidation joue normalement un rôle secondaire.

Comme dans le cas d'un sol non gelé, la résistance mécanique d'un sol gelé dépend du frottement intergranulaire, de l'enchevêtrement des grains et de la cohésion. Cependant, dans un sol gelé, la cohésion due à la cimentation des particules par la glace est la source principale de la résistance. Tout ceci est compliqué par la présence de pellicules d'eau non gelée qui enveloppent les particules du sol et empêchent leur contact.

La résistance de la glace interstitielle dans un sol gelé dépend de plusieurs facteurs, tels que la température, la pression, le taux de déformation et la densité, ainsi que la dimension et l'orientation des cristaux. À une teneur en glace très élevée, un sol gelé se comporte presque comme la glace polycristalline. À des teneurs en eau totales plus faibles, lorsque les forces intergranulaires entrent en jeu, les pellicules d'eau non gelée jouent un rôle important, particulièrement dans des sols gelés à granulométrie très fine.

Le mouvement de l'eau non gelée sous l'effet des gradients de contraintes et de température est considéré comme un facteur important en relation avec le fluage et la relaxation dans un sol gelé dense. Lorsque l'eau se déplace sous contrainte, les liens de cimentation par la glace se rompent et les particules solides se déplacent. Ce processus, qui dépend du temps et qui est associé avec la réorientation des cristaux de glace et des particules minérales qui tendent à s'orienter parallèlement à la direction de glissement,

à pour résultat une réduction de la résistance au cisaillement (ramollissement). D'autre part, à cause des effets simultanés de consolidation, il se produit une multiplication des liens intermoléculaires et la formation d'autres liens de cimentation en glace, ce qui conduit à un renforcement. Si, dans de tels sols, le renforcement dépasse le ramollissement, le taux de fluage ralentit. Cependant, si le ramollissement excède le renforcement le taux de fluage s'accélère et peut éventuellement conduire à la rupture. Entre ces deux extrêmes, un fluage stationnaire (c'est-à-dire à taux constant) peut exister pour un certain laps de temps. Ces phénomènes aboutissent à un comportement typique sous charge des sols gelés et des éléments de construction qui y reposent, comme le montre schématiquement la figure 1-5(a).

1.3.2 Classements des sols gelés d'après leur composition

Comme mentionné auparavant, le sol gelé comporte généralement quatre composantes : les solides, la glace, l'eau non gelée et les gaz. On peut s'attendre alors à ce que son comportement dépende de la fraction relative de chacune de ses composantes. Cependant, même si l'on ne considère que ses deux composantes les plus importantes, soit les grains solides et la glace, on peut imaginer toute une gamme continue de ses caractéristiques lorsque

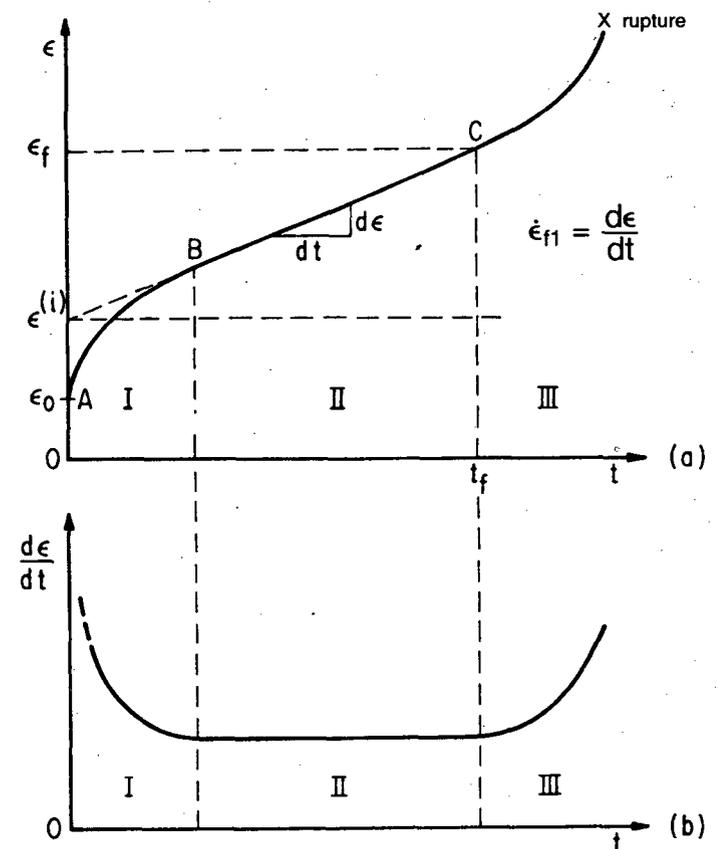


Figure 1-5 Déformation et taux de déformation dans un essai de fluage à contrainte constante.

la proportion de ces deux composantes varie entre la glace pure et les grains seuls sans glace.

Une classification basée sur le rapport grains/glace fut récemment proposée par *Weaver (1979)*. On y considère quatre classes principales des sols gelés :

- (1) **Glace sale**, définie comme la glace ayant une faible concentration de grains solides, dont la masse volumique totale varie de 0,9 à 1,0 Mg/m³;
 - (2) **Glace très sale**, ayant une concentration moyenne élevée de grains solides, mais toujours sans beaucoup de contact intergranulaire. Sa masse volumique typique se situe entre 1,0 et 1,7 Mg/m³.
 - (3) **Sol gelé à forte teneur en glace**, c'est un sol gelé dans lequel la glace est distribuée d'une manière hétérogène, faisant un réseau macroscopique de veines de glace de ségrégation dans le sol.
 - (4) **Sol gelé à faible teneur en glace**, ce terme s'applique à un sol gelé dense, saturé de glace, dont la densité totale varie de 1,7 à 2,0 Mg/m³.
- À ces quatre classes, on peut en ajouter une cinquième :
- (5) **Sol gelé non saturé**, qui contient aussi des gaz dans ses pores, et dont la cimentation par la glace dépend de son degré de saturation en glace.

Une autre classification d'intérêt pour la pratique, qui est basée sur la teneur en eau non gelée du sol, est celle utilisée dans le Code de construction en pergélisol de l'*URSS (1969)*. D'après le Code, il n'y a effectivement que deux types de sols gelés, soit les sols gelés **durs** et les sols gelés **plastiques**. Les premiers sont bien cimentés de glace et plus froids que les derniers, qui contiennent normalement des quantités considérables d'eau non gelée. La limite entre ces deux classes est définie en fonction d'une température limite qui varie avec le type du sol: - 0,3°C pour les sables silteux, - 0,6°C pour les limons sableux, - 1,0°C pour les limons argileux, et - 1,5°C pour les argiles.

1.3.3 Fluage d'un sol gelé

On peut utiliser différents types d'essais pour déterminer les propriétés fondamentales de fluage d'un sol gelé sous charge. Les plus fréquents sont des essais de compression triaxiale effectués sur des échantillons cylindriques, dans lesquels on tient à un niveau constant, soit la contrainte appliquée, soit le taux de déformation.

Une série d'essais de compression uniaxiale (ou triaxiale avec $s_3 = \text{const.}$) dans lesquels la contrainte est brusquement appliquée et ensuite tenue constante pour un certain laps de temps, aboutit à une famille de courbes de fluage ayant une allure semblable à celle de la figure 1-5 (a). On y voit habituellement trois phases bien distinctes :

- (1) Phase primaire, caractérisée par un taux de fluage décroissant;

- (2) Phase secondaire ou stationnaire, ayant un taux de fluage constant, qui représente également le taux de fluage minimum;
- (3) Phase tertiaire, caractérisée par la vitesse de fluage croissante, qui mène normalement vers la rupture générale (Fig. 1-5(b)).

La proportion de chacune de ces trois phases du fluage dépend non seulement du type de sol gelé, mais également du niveau de contrainte, de la température et aussi, dans une certaine mesure, de la forme de l'échantillon et des conditions aux limites.

Pour de faibles contraintes, les sols denses montrent surtout un fluage primaire, tandis que les sols riches en glace tendent plus rapidement vers un fluage secondaire. Pour des contraintes élevées, l'échantillon passe rapidement à un fluage accéléré, sans phases primaire et secondaire bien distinctes, et il se brise après un temps très court. La contrainte qui produit la rupture de l'échantillon à l'intérieur d'une période de quelques minutes est habituellement appelée «la résistance à court terme» du matériau.

On appelle «résistance à long terme» la contrainte pour laquelle le taux de fluage décélère à zéro après un certain temps. Dans les sols gelés à haute teneur en glace, cela n'arrive que lorsqu'ils sont soumis à une pression de confinement. Sans confinement, ils continuent à se déformer indéfiniment.

Si l'on fait une série d'essais de fluage en compression triaxiale sur des échantillons identiques, et en tenant constantes la température et la pression de confinement, on obtient, idéalement, pour différentes contraintes déviatoriques

$$\sigma_a < \sigma_b < \sigma_c < \sigma_d < \sigma_e$$

un ensemble de courbes de fluage, comme on peut le voir schématiquement au quadrant (a) de la figure 1-6. L'information contenue dans ces courbes de fluage peut être représentée de différentes façons, dont certaines sont représentées dans cette figure.

Si, par exemple, on coupe ces courbes de fluage par des lignes de temps constant ($t = \text{const}$) et on projette les points d'intersection vers le haut dans le diagramme (b), on obtient un ensemble de courbes «isochrones» dont chacune représente l'état de déformation dans le sol après un certain temps sous charge. À l'exception de la courbe instantanée ($t \rightarrow 0$), ces courbes, liant les contraintes aux déformations, sont différentes de celles obtenues dans les essais de compression ordinaires, effectués avec un taux de déformation constant.

D'autre part, si l'on porte les taux de déformation secondaires ou minimum en fonction de la contrainte appliquée (Fig. 1-6 quadrant (c)), on obtient la courbe rhéologique fondamentale du sol pour les conditions de l'essai effectué. Pour un sol gelé à la température ordinaire de pergélisol, ces courbes ont habituellement une forme non linéaire complexe.

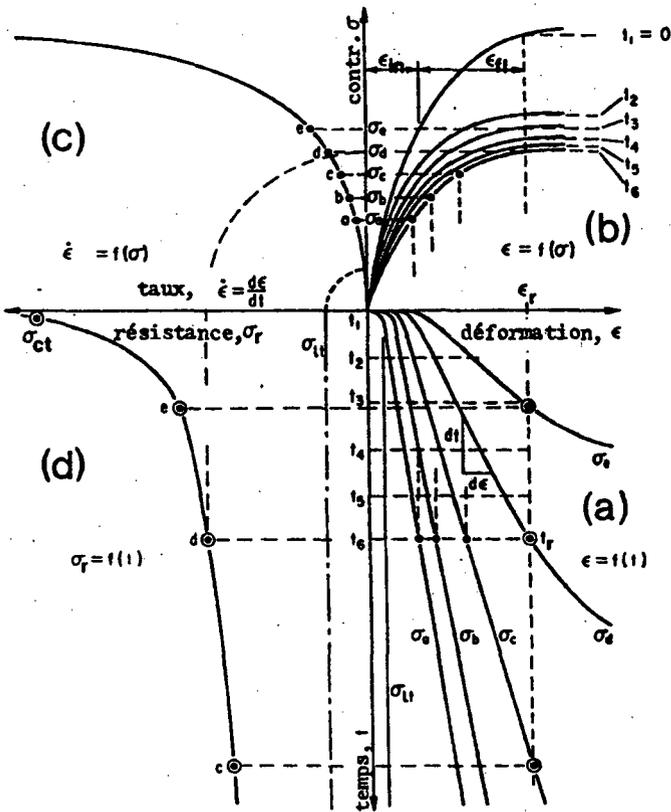


Figure 1-6 Résultats typiques d'une série d'essais de fluage en compression, effectués à une température et une pression de confinement constantes (Ladanyi, 1972).

Finalement, si sur les courbes de fluage on définit les points de «rupture en fluage» d'une façon conventionnelle (p. ex., au début du fluage tertiaire, comme au quadrant (a)), et les contraintes de «rupture» sont ensuite portées en fonction des temps de rupture respectifs, comme dans le quadrant (d), on obtient une courbe de «résistance différée». Celle-ci montre comment la résistance d'un sol gelé varie avec le temps, à partir de sa valeur à court terme, σ_{ct} , jusqu'à sa valeur à long terme, σ_{lt} , vers laquelle elle tend asymptotiquement.

Vu que le comportement rhéologique des sols gelés dépend aussi de la température et de la pression normale (ou de confinement), une série de diagrammes semblables à la figure 2 peut être obtenue pour chaque combinaison de ces deux paramètres. À cause de ce comportement rhéologique complexe des sols gelés, il faut utiliser une méthode spéciale pour traiter l'information expérimentale, de manière à pouvoir mettre ces renseignements dans une forme analytique convenable pour la conception des ouvrages. Cette méthode est décrite plus loin.

1.3.4 Traitement des données

1.3.4.1 Fluage secondaire

D'une manière générale, la déformation totale ϵ atteinte par le sol gelé lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression constante σ , peut s'exprimer par la somme

$$\epsilon = \epsilon_{inst} + \epsilon_{fluage} \quad (1-20)$$

où ϵ_{inst} englobe toutes les déformations instantanées tant réversibles (élastiques) qu'irréversibles (plastiques), tandis que ϵ_{fluage} comprend toutes les déformations différées, notamment les fluages primaire et secondaire.

Lorsqu'on est surtout intéressé aux problèmes de long terme, où le fluage secondaire devient prévalant, on peut utiliser une approximation linéaire pour représenter une courbe de fluage quelconque (Fig. 1-5)

$$\epsilon = \epsilon_{pi} + \dot{\epsilon}_{fl} t \quad (1-21)$$

où ϵ_{pi} représente la déformation pseudo-instantanée qui comprend non seulement toutes les déformations instantanées, mais aussi celles dues au fluage primaire, tandis que $\dot{\epsilon}_{fl}$ est le taux de fluage secondaire ou minimum, avant le passage en phase tertiaire.

À partir d'une série d'essais de fluage sur des échantillons identiques, comme à la figure 1-6 (a), il est possible d'établir des relations empiriques liant respectivement ϵ_{pi} et $\dot{\epsilon}_{fl}$ avec la contrainte σ et la température T , notamment:

$$\epsilon_{pi} = F(\sigma, T) \quad (1-22)$$

$$\dot{\epsilon}_{fl} = G(\sigma, T)$$

où σ peut aussi être une fonction du temps. On peut alors écrire l'équation (1-21) ainsi :

$$\epsilon = F(\sigma, T) + \int_0^t G(\sigma, T) dt \quad (1-23)$$

L'expérience montre que les fonctions expérimentales F et G peuvent s'exprimer convenablement pour un sol gelé par des lois de puissance :

$$\epsilon_{pi} = F(\sigma, T) = \epsilon_k \left(\frac{\sigma}{\sigma_k} \right)^k \quad (1-24)$$

et

$$\dot{\epsilon}_{fl} = G(\sigma, T) = \dot{\epsilon}_c \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^n \quad (1-25)$$

où ϵ_k , σ_k et $\dot{\epsilon}_c$, σ_c sont les valeurs de référence des déformations, des taux de déformation et des contraintes qui sont nécessaires pour fixer, dans un diagramme double-log, les droites représentant les deux lois de puissance, tandis que k et n sont des pentes de ces droites (Fig. 1-7) dans le même diagramme. Il est évident que tous ces paramètres expérimentaux varient avec la température et la pression normale, comme on le verra plus loin.

La figure 1-8 (a) montre trois courbes rhéologiques pour un sable silteux, obtenues à trois températures différentes. On constate que leur pente (n) ne varie que très peu avec la température, mais qu'elle tend à croître avec la vitesse de déformation croissante.

La fonction $G(\sigma, T)$ peut aussi être déterminée, alternativement, par une série d'essais de compression triaxiale ordinaires, à vitesse de déformation contrôlée. En portant les résistances maximales (au sommet des courbes contraintes-déformations) en fonction du taux de déformation appliqué, on obtient, dans un diagramme double-log (Fig. 1-8(b)) habituellement des lignes droites, d'où les paramètres de fluage secondaire: n et σ_c (qui dépend de $\dot{\epsilon}_c$) peuvent aussi être déterminés.

1.3.4.2 Fluage primaire

Si l'on veut rester dans le domaine du fluage primaire, ce qui correspond à de faibles contraintes et un temps plus court, on peut écrire l'équation (1-20) comme :

$$\epsilon = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl} + \epsilon_{fl} \quad (1-26)$$

exprimant que la déformation totale est égale à la somme des déformations élastiques, plastiques et de fluage, où

$$\epsilon_{fl} = f(\sigma, t, T) \quad (1-27)$$

Cette dernière relation s'écrit habituellement comme un produit des trois fonctions indépendantes de la contrainte, du temps et de la température, respectivement.

$$\epsilon_{fl} = f_1(\sigma) f_2(t) f_3(T) \quad (1-28)$$

Une forme convenable d'une telle loi de fluage primaire est donnée par

$$\epsilon_{e,fl} = (\sigma_e / \sigma_{c\theta})^n (\dot{\epsilon}_c t / b)^b \quad (1-29)$$

où n , b et $\sigma_{c\theta}$ (qui dépend de $\dot{\epsilon}_c$) sont trois paramètres expérimentaux qui caractérisent le fluage primaire d'un sol gelé. Dans l'équation (1-29) l'indice «e» indique la contrainte et la déformation «équivalentes», telles que définies par von Mises

$$\sigma_e^2 = 1/2 [(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (1-30)$$

$$\epsilon_e^2 = \frac{2}{9} [(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2] \quad (1-31)$$

lesquelles pour une symétrie cylindrique et le coefficient de Poisson $\nu = 0,5$ se réduisent à

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_1 - \sigma_3 \\ \epsilon_e &= \epsilon_1 \end{aligned} \quad (1-32)$$

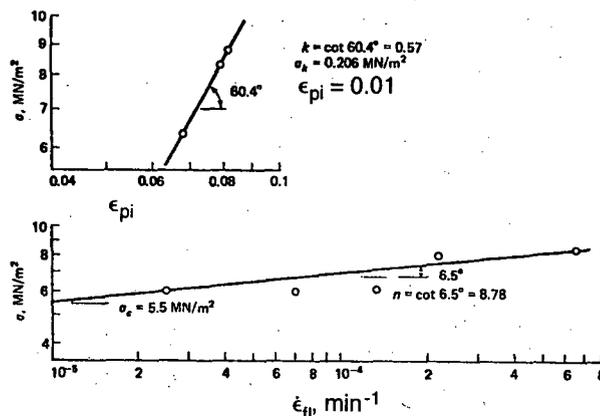


Figure 1-7 Détermination des paramètres de déformation pseudo-instantanée et de fluage à contrainte constante (d'après Ladanyi, 1972, tiré de: O.B.Andersland, F.H.Sayles & B.Ladanyi, «Mechanical Properties of Frozen Ground», Chapter 5 dans *Geotechnical Engineering for Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

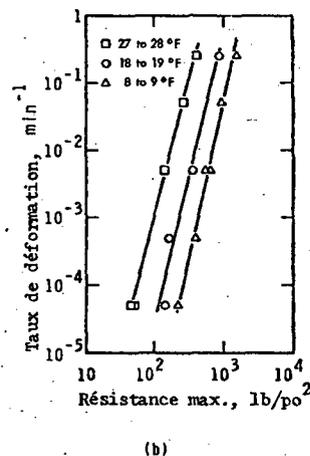
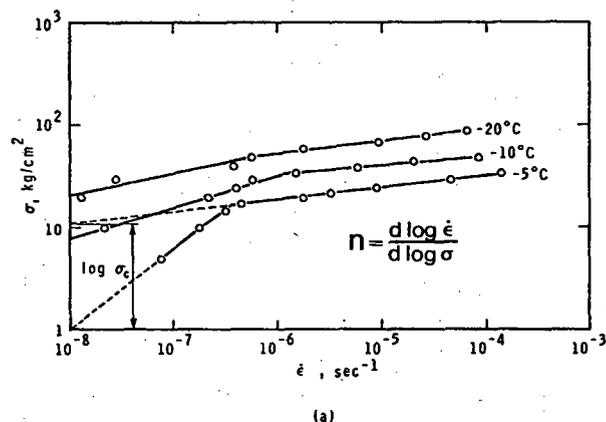


Figure 1-8 Courbes rhéologiques typiques des sols gelés en compression non confinée: (a) à partir des essais de fluage à charge constante, pour un sable silteux (Vyalov, 1962), (b) à partir des essais à taux de déformation constant, pour un sable fin (Perkins & Ruedrich, 1973).

tandis que pour la déformation plane et $\nu = 0,5$, elles deviennent

$$\sigma_e = \frac{\sqrt{3}}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\varepsilon_e = \frac{2}{\sqrt{3}} \varepsilon_1$$
(1-33)

Pour le cisaillement simple, tel qu'il a lieu par exemple au contact avec le fût d'un pieu, il faut substituer dans l'équation (1-33) :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2\tau$$

$$\varepsilon_1 = \gamma / 2$$
(1-34)

où τ et γ sont la contrainte et la déformation de cisaillement. Les mêmes expressions que pour les déformations sont aussi valables pour les taux de déformation.

On montre à la figure 1-9 comment, à partir de quelques courbes de fluage primaire à différentes contraintes appliquées, on peut trouver par une méthode semi-graphique les valeurs des paramètres de fluage b , n et $\sigma_{c\theta}$ (ce dernier pour une valeur choisie de $\dot{\varepsilon}_c$). Ces paramètres peuvent aussi être déterminés par des essais pressiométriques de fluage sur place (Ladanyi et Johnston, 1973).

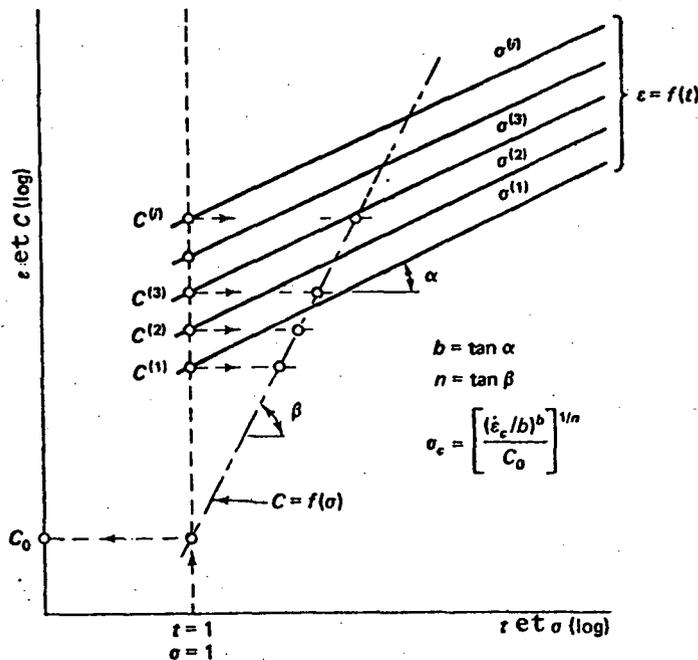


Figure 1-9 Détermination des paramètres de fluage primaire à partir des essais de fluage à contrainte constante (Tiré de: O.B.Andersland, F.H.Sayles & B.Ladanyi, «Mechanical Properties of Frozen Ground», Chapter 5 dans *Geotechnical Engineering for Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

La valeur de la contrainte de référence $\sigma_{c\theta}$ dépend de la température $\theta = -T$, définie comme le nombre de degrés en-dessous de 0°C .

Cet effet de la température sur le fluage d'un sol gelé peut être introduit dans la valeur du paramètre $\sigma_{c\theta}$ en utilisant une formule empirique

$$\sigma_{c\theta} = \sigma_{c0} (1 + \theta / \theta_c)^w$$
(1-35)

où $\theta_c = 1^\circ\text{C}$, $w \leq 1$ est l'exposant de température, tandis que σ_{c0} est la valeur de $\sigma_{c\theta}$ extrapolée en arrière jusqu'à 0°C (Figure 1-10a). Si $w = 1$, θ_c prend la valeur d'intersection à l'abscisse, θ_0 (Figure 1-10b).

1.3.5 Résistance différée d'un sol gelé

L'expérience avec les sols gelés et la glace polycristalline montre que, pour une série d'essais de fluage dans des conditions contrôlées, le passage au fluage tertiaire arrive dans les conditions normales de température et de pression à peu près à la même déformation permanente, quelle que soit la contrainte appliquée (Fig. 1-5a). En outre, on constate que cette déformation de «rupture en fluage» correspond très bien à celle qui est associée avec les sommets des courbes contraintes-déformations dans des essais de compression à taux de déformation constant.

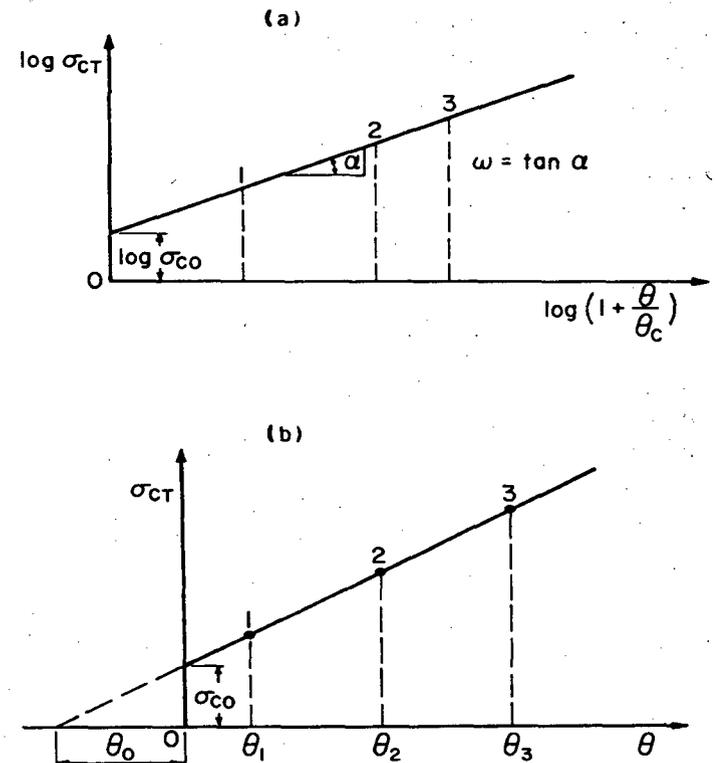


Figure 1-10 Détermination des paramètres pour l'effet de la température sur le fluage (Ladanyi, 1972).

Si l'on utilise la formulation «fluage secondaire», et si l'on introduit la déformation de rupture en compression, ε_r , dans l'équation (1-21), en négligeant la déformation élastique ε_{el} , on peut écrire pour le temps de rupture t_r (c'est-à-dire le temps nécessaire pour atteindre le début du fluage tertiaire) :

$$t_r = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_k (\sigma / \sigma_k)^k}{\dot{\varepsilon}_c (\sigma / \sigma_c)^n} \quad (1-36)$$

Pour un temps très long, ou une faible contrainte, ε_r est beaucoup plus grand que le deuxième terme en numérateur, ce qui permet d'écrire approximativement,

$$t_r \approx \varepsilon_r / \left[\dot{\varepsilon}_c (\sigma / \sigma_c)^n \right] \quad (1-37)$$

d'où la résistance différée peut être exprimée par

$$\sigma_r = \sigma_c (\dot{\varepsilon}_r / \dot{\varepsilon}_c)^{1/n} \quad (1-38)$$

où

$$\dot{\varepsilon}_r = \varepsilon_r / t_r \quad (1-39)$$

est le taux de déformation moyen, en négligeant la déformation pseudo-instantanée.

Toutes ces équations, écrites pour le cas uniaxial, sont aussi valables pour le cas triaxial si l'on remplace les contraintes et les déformations par les valeurs équivalentes, équations (1-30) et (1-31). Lorsque la formulation «fluage primaire» est utilisée, la résistance différée s'exprime directement à partir de l'équation (1-29), notamment :

$$\sigma_{er} = \sigma_{c\theta} \varepsilon_{er}^{1/n} (b / \dot{\varepsilon}_{ct})^{b/n} \quad (1-40)$$

qui, pour $b = 1$, se réduit à l'équation (1-38).

1.3.6 L'effet de la pression de confinement sur le fluage et la résistance

Pour une compression triaxiale, cet effet peut s'exprimer de deux façons différentes :

(a) Pour un sol gelé, riche en glace et froid, qui ne se consolide que très peu sous charge :

Fluage :

$$\varepsilon_{1,fl} = \left[(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_{c\theta} \right]^n (\dot{\varepsilon}_{ct} / b)^b \quad (1-41)$$

Résistance :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = \sigma_{c\theta} (\varepsilon_{1r})^{1/n} (b / t_r \dot{\varepsilon}_c)^{b/n} \quad (1-42)$$

$$\sigma_{c\theta} = \sigma_{cu\theta} + \sigma_3 (f_c - 1) \quad (1-43)$$

et $\sigma_{cu\theta}$ est la valeur de la contrainte de référence $\sigma_{c\theta}$ obtenue par des essais de compression non confinée, pour $\dot{\varepsilon}_1 = \dot{\varepsilon}_c$. En outre,

$$f_c = \frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \quad (1-44)$$

est le coefficient de butée, correspondant à la pente de la droite de Coulomb pour $\dot{\varepsilon}_1 = \dot{\varepsilon}_c$ (Fig. 1-11a).

(b) Pour un sol gelé à granulométrie fine et relativement chaud qui contient de grandes quantités d'eau non gelée, ainsi que pour un sol gelé non saturé qui se consolide sous charge, l'effet de la pression de confinement peut s'exprimer mieux par :

Pour le fluage :

$$\varepsilon_{1,fl} = \left[(\sigma_1 - f\sigma_3) / \sigma_{cu\theta} \right]^n (\dot{\varepsilon}_{ct} / b)^b \quad (1-45)$$

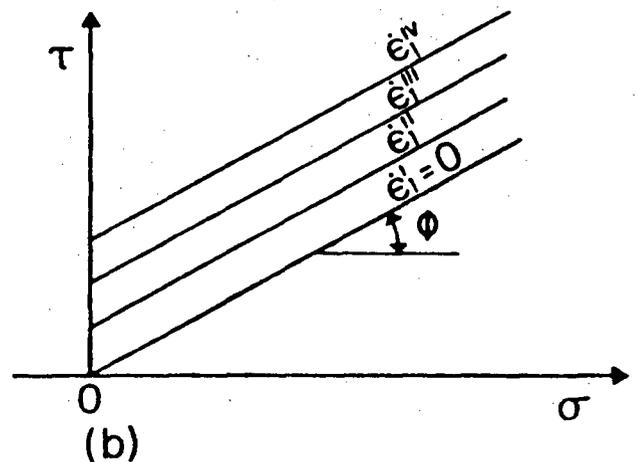
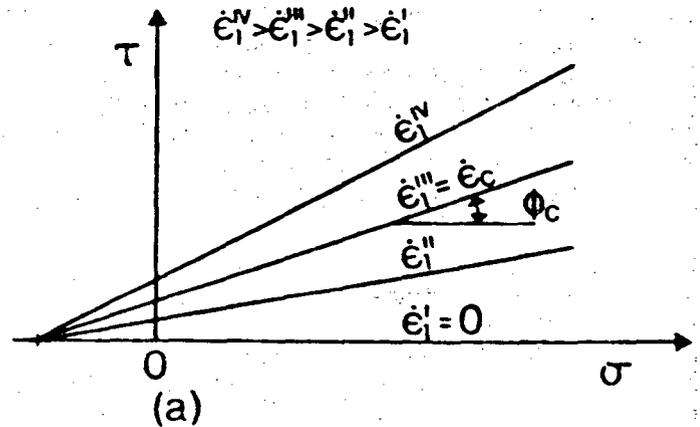


Figure 1-11 Deux formes simplifiées des courbes intrinsèques pour sols gelés: (a) Pour un sol gelé froid et riche en glace, (b) Pour un sol moins froid qui se consolide sous charge, ou pour un sol granulaire dense.

Pour la résistance :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = q_{u,fl} + \sigma_3(f - 1) \quad (1-46)$$

où

$$q_{u,fl} = \sigma_{cu\theta}(\epsilon_{1r})^{1/n} (b/t_r \dot{\epsilon}_c)^{b/n} \quad (1-47)$$

et

$$f = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \equiv N_\phi \quad (1-48)$$

est le coefficient de butée correspondant à un angle ϕ qui ne dépend pas de la vitesse de déformation (Fig. 1-11b).

La figure (1-12) montre schématiquement la variation de la résistance différée d'un sol gelé d'après l'équation (1-46). On y voit que selon ce modèle de comportement, la résistance à long terme est fournie par la partie frictionnelle de la résistance totale.

1.3.7 Choix de la résistance de conception

Lorsqu'on veut résoudre un problème pratique tel que la conception des fondations ou des ancrages dans le pergélisol, on n'utilise que rarement la résistance à long terme ultime, mais on se base plutôt sur une résistance différée qui présente une sécurité satisfaisante contre la rupture par fluage dans la période de service de l'ouvrage.

La figure 1-13 montre schématiquement, dans la section verticale de l'espace de contraintes principales, comment varie la résistance d'un sol gelé (à une température donnée) lorsque le temps varie de pratiquement zéro jusqu'à l'infini. On obtient ainsi un ensemble de surfaces limites de rupture qui se rétrécissent avec le passage du temps à partir de celle à court terme jusqu'à la surface limite à long terme.

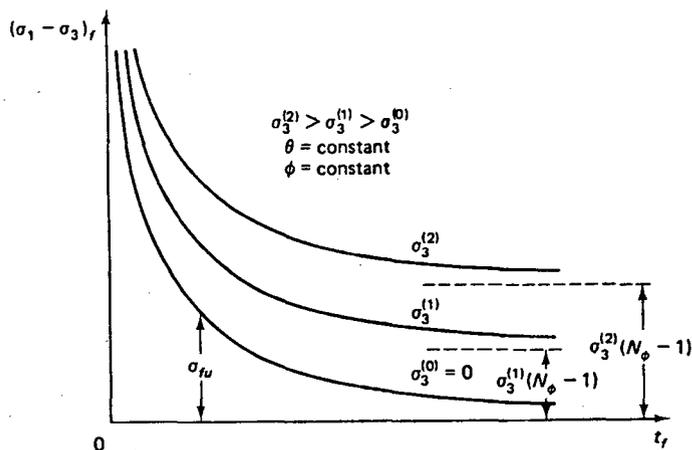


Figure 1-12 Variation de la résistance en compression d'un sol gelé avec le temps et avec la pression de confinement (cas b, Fig.1 -11), (Ladanyi, 1972).

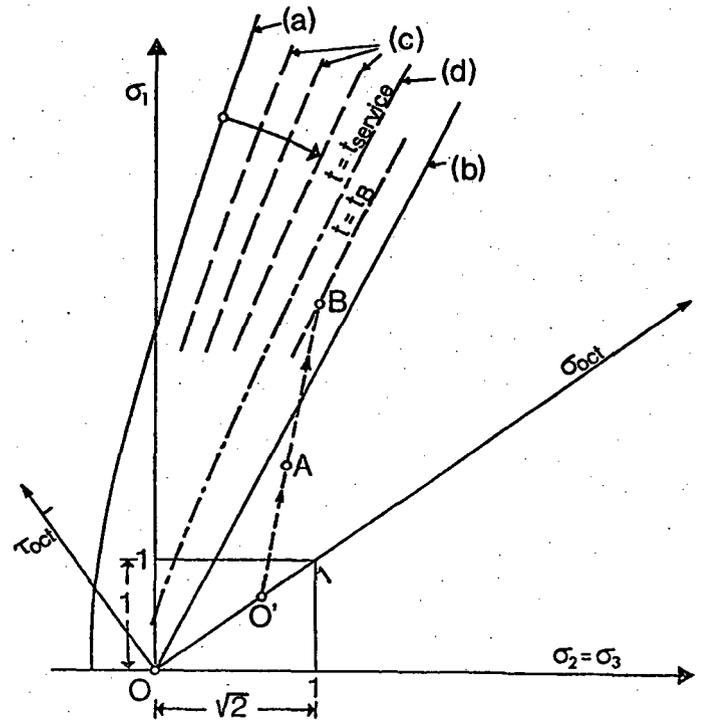


Figure 1-13 Représentation schématique des différentes surfaces limites de résistance pour un sol gelé (dans le plan diagonal de l'espace de contraintes principales): (a) à court terme, (b) à long terme, (c) différées, (d) de conception (Ladanyi, 1975).

On considère normalement que cette dernière correspond au cas où la cohésion due aux liens de glace est perdue par relaxation, et que tout ce qui reste est la résistance du sol même, comme s'il n'était pas gelé. En d'autres termes, la résistance ultime à long terme d'un sol gelé n'est rien d'autre que la résistance du même sol non gelé, ayant la même densité et la même teneur en eau que le sol gelé. Pour un sable gelé, ce serait la résistance due au frottement et à la dilatance, caractérisée par l'angle ϕ , tandis que pour une argile, cette résistance dépendrait des paramètres effectifs, c' et ϕ' , et du degré de surconsolidation.

En pratique, on considère que la résistance ultime à long terme est trop sécuritaire, et on choisit plutôt une résistance différée qui correspond, par exemple, à deux fois le temps de service requis. On peut calculer cette résistance en utilisant les équations (1-42) ou (1-46) ci-dessus, en y substituant $t = 2 t_{\text{service}}$.

1.3.8 Quelques renseignements pratiques sur la résistance des sols gelés

1.3.8.1 Effet de la teneur en glace

Comme nous l'avons mentionné auparavant, la résistance d'un sol gelé varie avec sa teneur en glace. Ceci est bien visible dans la figure (1-14), qui montre comment la résistance en compression non confinée d'un sable gelé varie

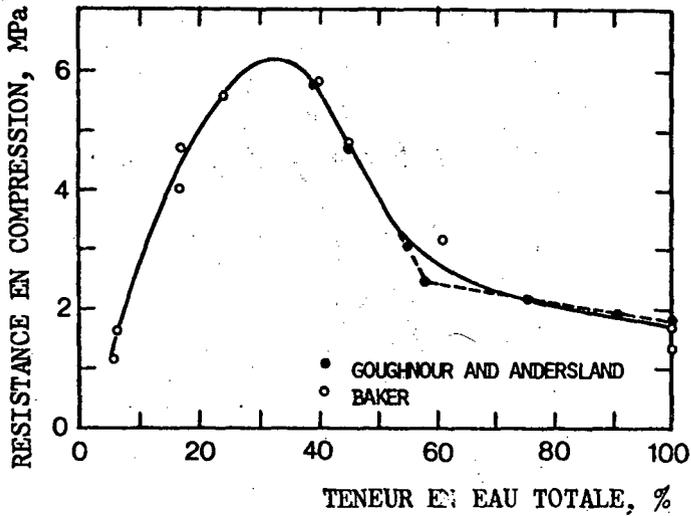


Figure 1-14 Effet de la teneur en eau totale sur la résistance en compression non confinée d'un sable fin gelé ($T = -12^{\circ}\text{C}$) (Ladanyi, 1981, d'après Baker, 1979).

avec sa teneur en glace, w_g . À l'origine ($w_g = 0$), le sable est sec et sa résistance non confinée est nulle. À l'autre bout, dès que la teneur en glace dépasse environ 58 %, la résistance ne diffère pas beaucoup de celle de la glace pure, parce que les grains de sable ne se touchent plus. Entre ces deux extrêmes, la résistance montre un sommet, qui correspond à la meilleure combinaison de la résistance de la glace interstitielle et celle fournie par le frottement et la dilatance entre les grains du sable. Du côté gauche du sommet, le sable est non saturé, tandis que du côté droit, les grains sont de plus en plus séparés par la glace.

1.3.8.2. Effet de la vitesse de déformation

La figure 1-15 montre comment l'augmentation de la vitesse de déformation conduit à une forte variation de l'allure des courbes contraintes-déformations pour un sable gelé. Avec la vitesse de déformation croissante, le sable devient, en effet, de plus en plus fragile et se brise à des déformations plus faibles. On voit ceci encore mieux si l'on porte les déformations de rupture en fonction du taux de déformation (Fig. 1-16). On y voit deux domaines bien distincts : plastique, à faible taux, dominé par le frottement, et fragile, à taux élevé, dominé par les liens de cimentation de glace qui se brisent d'une façon fragile.

La figure 1-17 montre que les courbes rhéologiques pour un sable gelé ont aussi deux domaines distincts, avec un point de changement de pente à environ 10^{-5} sec^{-1} . Pour des vitesses plus élevées que celle-ci, l'exposant $n \geq 10$ dans l'équation (1-25), tandis qu'en bas de cette vitesse, n tend vers des valeurs entre 5 et 3.

La figure 1-18 montre qu'une sollicitation dynamique conduit à une forte réduction de la résistance et à une plus forte sensibilité de la résistance au taux de déformation (c'est-à-dire $n_{\text{dyn}} < n_{\text{stat}}$).

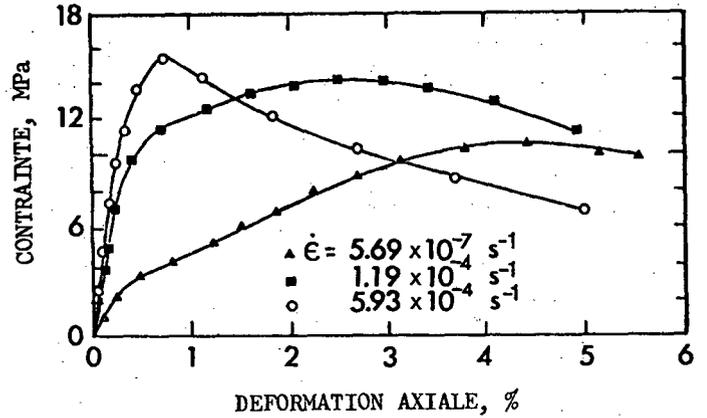


Figure 1-15 Courbes contraintes-déformations typiques pour un sable gelé à trois taux de déformation différents ($T = -10^{\circ}\text{C}$) (Ladanyi, 1981, d'après Bragg & Andersland, 1980).

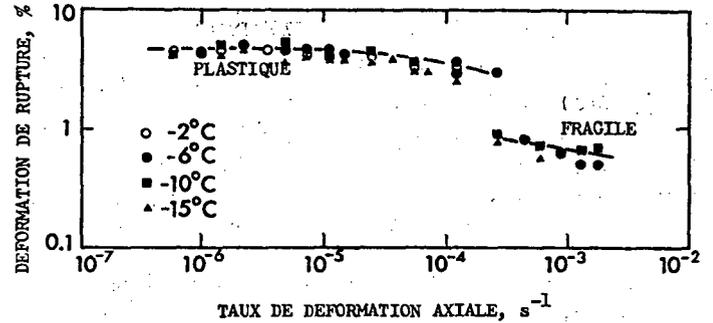


Figure 1-16 Déformation de rupture en fonction du taux de déformation, pour un sable gelé (Ladanyi, 1981, d'après Bragg & Andersland, 1980).

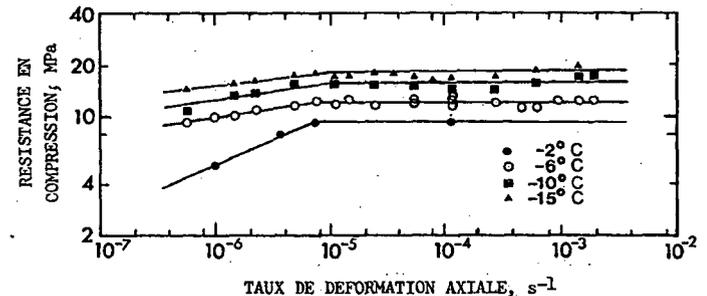


Figure 1-17 Résistance en compression en fonction du taux de déformation pour un sable gelé et pour différentes températures (Ladanyi, 1981, d'après Bragg & Andersland, 1980).

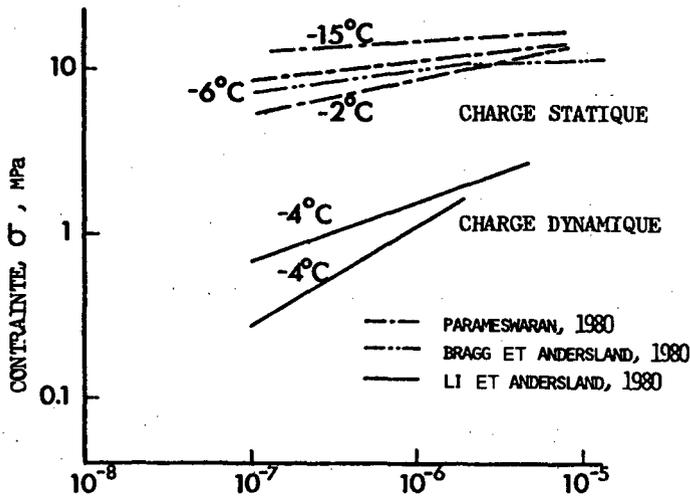


Figure 1-18 Comparaison des résistances en compression d'un sable gelé en sollicitation statique et dynamique (Ladanyi, 1981, d'après Li & Andersland, 1980).

1.3.8.3 Effet de la pression normale

La figure 1-19 (a) montre un ensemble de courbes contraintes-déformations obtenues avec un sable gelé dans des essais de compression triaxiale à quatre différentes pressions de confinement. Ces courbes manifestent deux points de rupture : le premier, à faible déformation, représentant la rupture de la glace interstitielle, et le deuxième, à beaucoup plus forte déformation, la rupture par cisaillement du squelette de sable. En portant ces résultats dans un diagramme de Mohr (Fig. 1-19 b), on obtient les courbes intrinsèques typiques pour un matériau cimenté, qui se croisent à une pression σ_T . Le comportement est fragile en bas de σ_T , et devient plastique et durcissant à des contraintes normales plus élevées que σ_T .

1.3.8.4 Effet de la température

La figure 1-20 montre comment les résistances à la compression et à la traction uniaxiale d'un silt gelé varient avec la température et la vitesse de déformation. On y voit que la résistance à la traction est beaucoup moins affectée par la vitesse de déformation et par la température que la résistance à la compression. En conséquence, le rapport entre les résistances à la compression et à la traction croît avec l'abaissement de la température et avec l'augmentation du taux de déformation, c'est-à-dire que le sol devient de plus en plus fragile. On voit cette même tendance dans la figure 1-26, valable pour une température constante de $-9,4^\circ\text{C}$.

Les figures 1-22 (a) et (b) donnent des résistances à la compression uniaxiale pour deux sables différents, en fonction de la température et du temps jusqu'à la rupture. On voit que les courbes obtenues sont légèrement convexes vers le haut, ce qui permet de les exprimer par des lois de puissance telles que l'équation (1-35).

On trouve le même type de courbes aussi dans la figure 1-23 (a) et (b), respectivement pour un silt et une argile gelée.

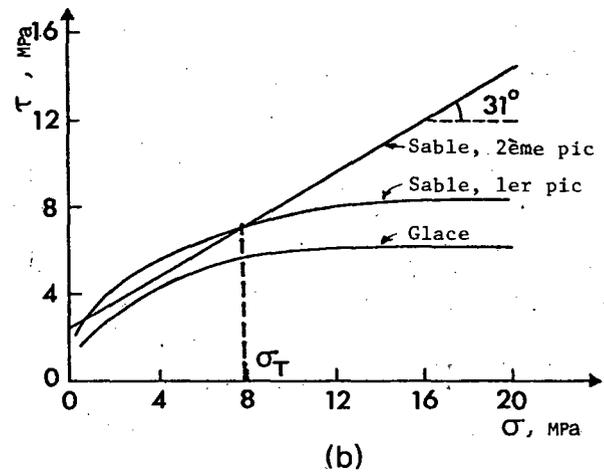
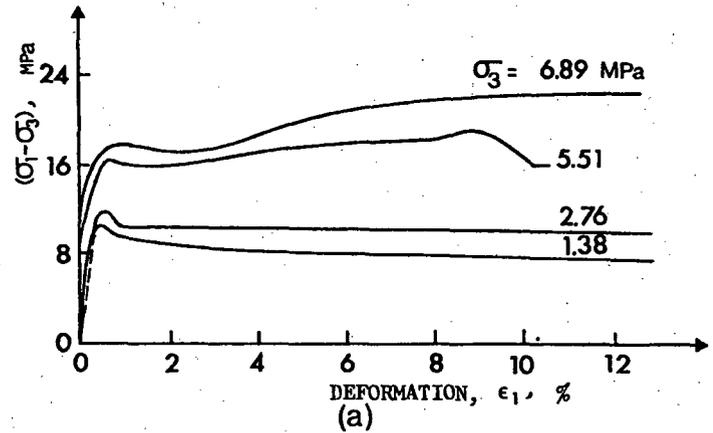


Figure 1-19 Résultats des essais de compression triaxiale avec le sable d'Ottawa ($T = -3,85^\circ\text{C}$, $\text{taux} = 5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$): (a) Courbes contraintes-déformations pour différentes pressions de confinement, (b) Enveloppes de Mohr pour le sable d'Ottawa et pour la glace polycristalline (Ladanyi, 1981, d'après Sayles, 1973).

1.3.8.5 Paramètres de fluage obtenus pour quelques sols gelés typiques

Étant donné qu'une étude expérimentale complète des lois de fluage d'un sol gelé donné exige un grand nombre d'essais bien contrôlés à long terme et en utilisant un équipement spécial, le nombre total de telles études est resté jusqu'à présent relativement faible. Nous en donnons plus loin quelques résultats cités dans la littérature. Pour les besoins du présent guide, nous avons exprimé ces résultats sous la forme de l'équation de fluage primaire, Éq. (1-29) où $\sigma_{c\theta}$ est exprimé par l'équation (1-35). Les paramètres de fluage qui interviennent dans ces équations sont : les exposants b , n et w , et la contrainte de référence σ_{c0} , qui correspond à $\theta = 0$ et au taux de déformation de référence, $\dot{\epsilon} = 10^{-5} \text{ h}^{-1}$, ($\theta_c = 1^\circ\text{C}$ toujours). Les valeurs de ces paramètres sont données dans le tableau 1-4 et les propriétés géotechniques des sols en question sont données dans le tableau 1-5.

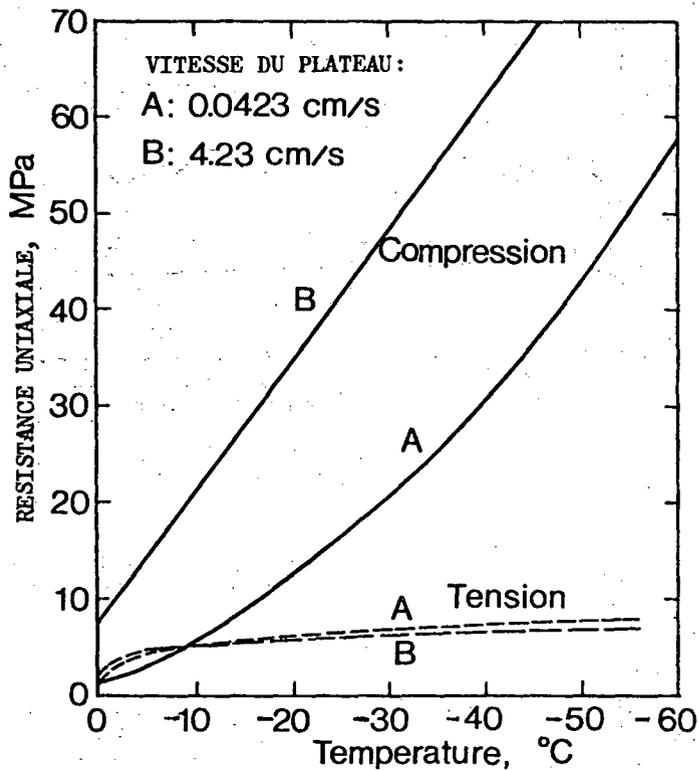


Figure 1-20 Effet de la température sur les résistances en compression et en tension uniaxiale d'un silt gelé (Haynes & Karalius, 1977).

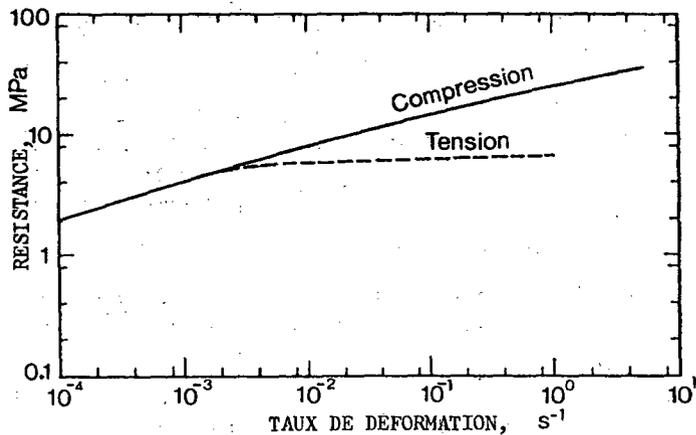
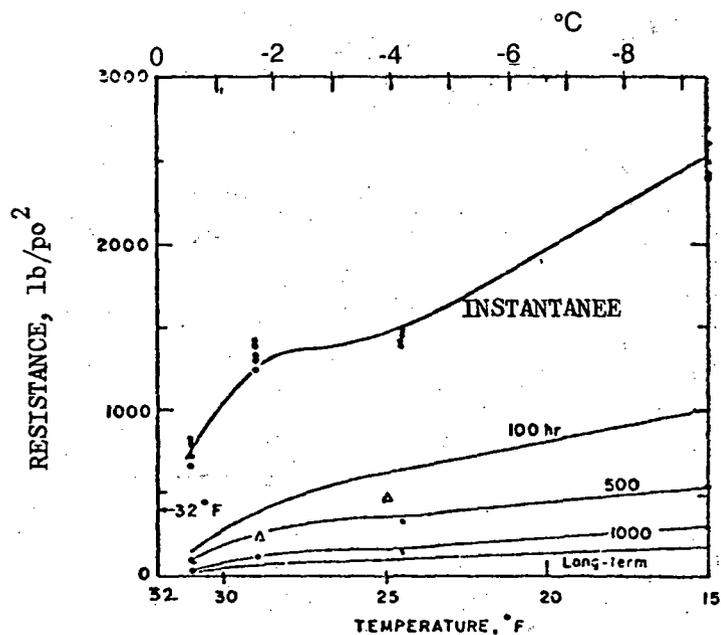
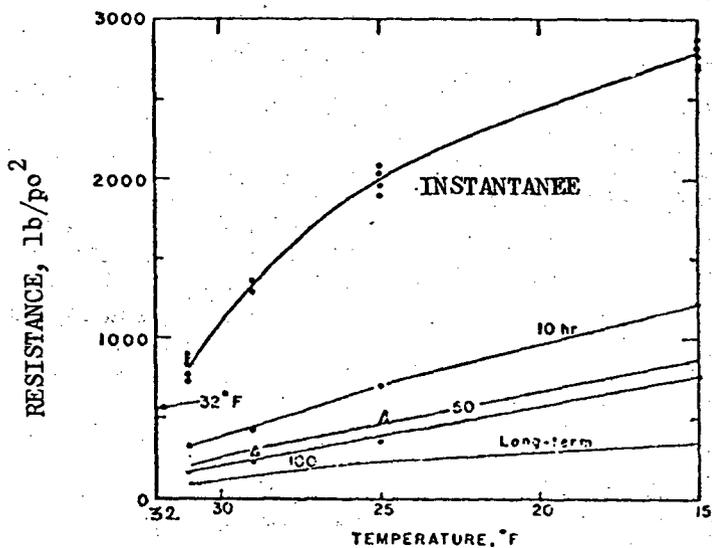


Figure 1-21 Effet du taux de déformation sur les résistances en compression et en tension d'un silt gelé (T = -9,4°C) (Haynes et al., 1975).

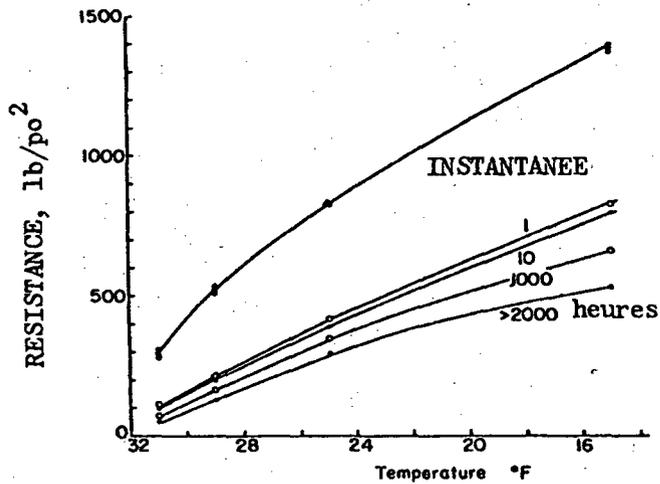


(a) SABLE D'OTTAWA

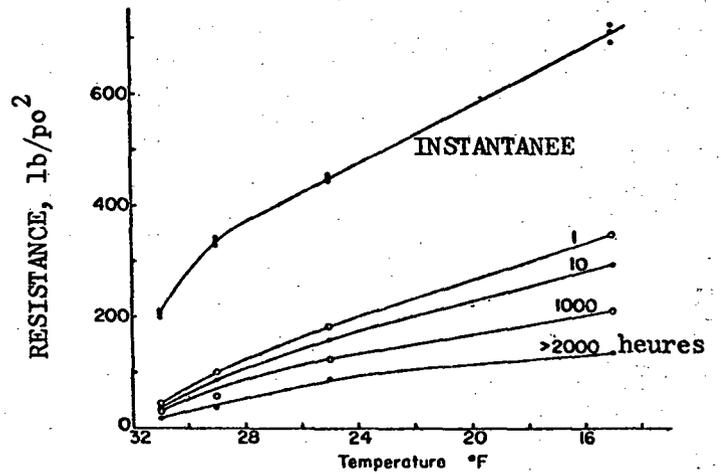


(b) SABLE DE MANCHESTER

Figure 1-22 Effet de la température sur la résistance non confinée pour deux sables gelés (Sayles, 1968).



(a) SILT D'HANOVER



(b) ARGILE DE SUFFIELD

Figure 1-23 Effet de la température sur la résistance en compression non confinée pour un silt et une argile (Sayles & Haines, 1974).

TABEAU 1-4

Sol	Référence	b	n	w	σ_{co} , MPa	Note
(1) Argiles						
A. de Suffield	Sayles & Haines, 1974	0.33	2.38	1.2	0.17	
A. Bat-Baioss	Vyalov, 1962	0.45	2.50	0.97	0.18	
(2) Silts et limons						
Silt de Hanover	Sayles & Haines, 1974	0.15	2.04	0.87	2.25	
Limon Callovien	Vyalov, 1962	0.37	3.70	0.89	0.31	
Silt, riche en glace non remanié ($10^{-8} < \epsilon < 10^{-4}h^{-1}$)	McRoberts et al., 1978	1.00	3.00	0.60	0.071	long terme
(3) Sables						
Sable d'Ottawa	Sayles, 1968	0.45	1.28	1.00	1.05	
Sable fin de Manchester	Sayles, 1968	0.63	2.63	1.00	0.16	
Sable silteux de Karlsruhe	Meissner & Eckardt, 1976	0.40	2.00	1.00	0.30	long terme
(4) Sol très riche en glace ou la glace polycristalline	Morgenstern et al., 1980	1.00	3.00	0.37	0.103	

($\theta \leq 1^\circ\text{C}$; taux de déf. : 10^{-7} à $10^{-2}h^{-1}$)

Tableau 1-5

Dans le tableau suivant, on donne les propriétés physiques de ces sols, telles que rapportées.

Sol	% <0.002 mm	% >0.1 mm	% W _L	% W _p	G _s	% S	e	Mg/m ³ ρ _d	Mg/m ³ ρ
Argile de Suffield	31	0	35	20	2.69	98.5	1.045	1.312	1.79
Argile de Bat-Baioss ¹	30	10	51.2	23.6	2.73		0.59	1.72	2.06 à 2.15
Silt de Hanover	2	18	—	—	2.74	99.5	0.923	1.42	1.86
Silt riche en glace ²	20	6	33 à 60	25 à 50		100			1.2 à 1.45
Limon Callovien ³	2	10			2.70		0.64 à 0.79	1.50- -1.65	
Sable d'Ottawa (20-30 mesh)	—	—	—	—	2.65	100	0.587	1.67	
Sable fin de Manchester	0	10	—	—	2.67	98.7	0.770	1.51	

- 1 w = 20 à 24 %
- 2 w = 50 à 150 %
- 3 w = 39 à 44 %

Notation : W_L, W_p = limites d'Atterberg
 G_s = gravité spécifique des grains
 S = degré de saturation
 e = indice des vides
 ρ_d = masse volumique sèche
 ρ = masse volumique totale

1.3.9 Propriétés élastiques des sols gelés

Les propriétés élastiques des sols gelés sont caractérisées par leur module de Young E et leur coefficient de Poisson, ν. Le module de Young est beaucoup plus grand pour un sol gelé que pour le même sol non gelé. Il est affecté par la composition du sol, son indice des vides, sa teneur en glace, sa température, et par les pressions extérieures. Le module d'un sol complètement gelé est plus grand que celui de la glace. Il est le plus élevé pour les sols granulaires, et le plus faible pour les argiles, avec celui pour des silts entre ces deux extrêmes. Le module est maximum pour une saturation de 100 % en glace et diminue avec la saturation décroissante. Les valeurs comparatives pour le module de Young de quelques sols sont données dans la figure 1-24, pour des températures variant de 0 à -10°C. Ces valeurs ont été obtenues par des essais de compression uniaxiale cyclique. On a aussi trouvé que le coefficient de Poisson de ces trois sols diminuait avec la température décroissante d'environ 0,40 près de 0°C jusqu'à 0,13 aux basses températures, lorsque presque toute l'eau était gelée.

Les caractéristiques de ces trois sols (Tsytoovich, 1975) étaient les suivantes :

- Sable** 93 % grains > 0,25 mm,
w = 17 à 19 %
- Silt** 35,6% > 0,05 mm, 9,2 % < 0,005 mm
w = 26 à 29 %
- Argile** 50 % < 0,005 mm
w = 47 %

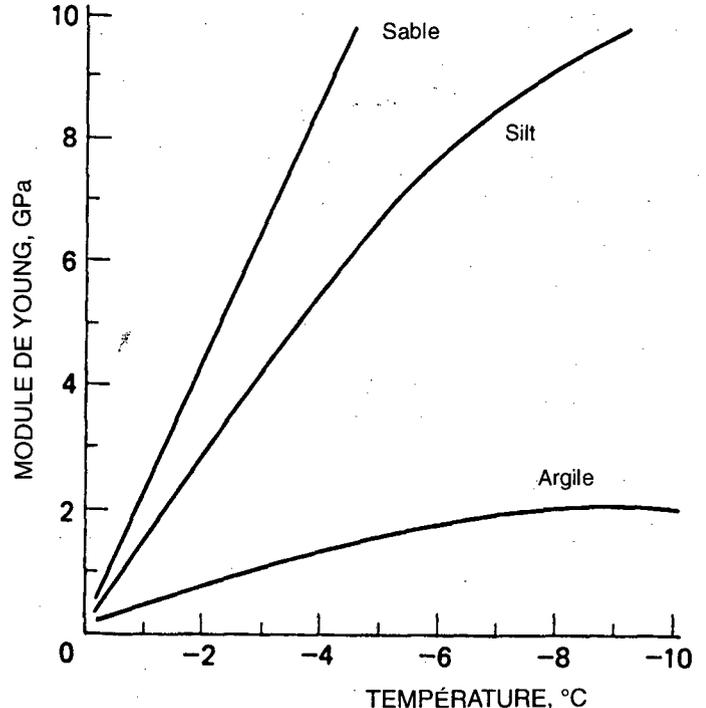


Figure 1-24 Effet de la température sur le module de Young pour trois sols gelés différents, déterminé par des essais cycliques (Tsytoovich, 1975).

Les figures 1-25 et 1-26 montrent d'autres résultats concernant la déformabilité à court terme d'un silt gelé (Fig. 1-25) et d'un sable gelé (Fig. 1-26). En particulier, la figure 1-25, tirée de *Zhu et Carbee (1984)*, donne des valeurs du module de Young respectivement tangent à l'origine et sécant (E_{50}) au niveau de 50 % de la résistance en compression maximale q_u en fonction de la température, en considérant également les effets du taux de déformation et de la densité du silt gelé.

La figure 1-26, tirée de *Kuribayashi et al. (1985)*, montre, pour un sable gelé, différentes corrélations liant ensemble la résistance à la compression et les modules de Young $E_{1.5}$ et E_{50} avec la température, la teneur en eau et le degré de saturation. On constate, par exemple (Fig. 1-26d), que le rapport $E_{1.5}/q_u \approx 60$.

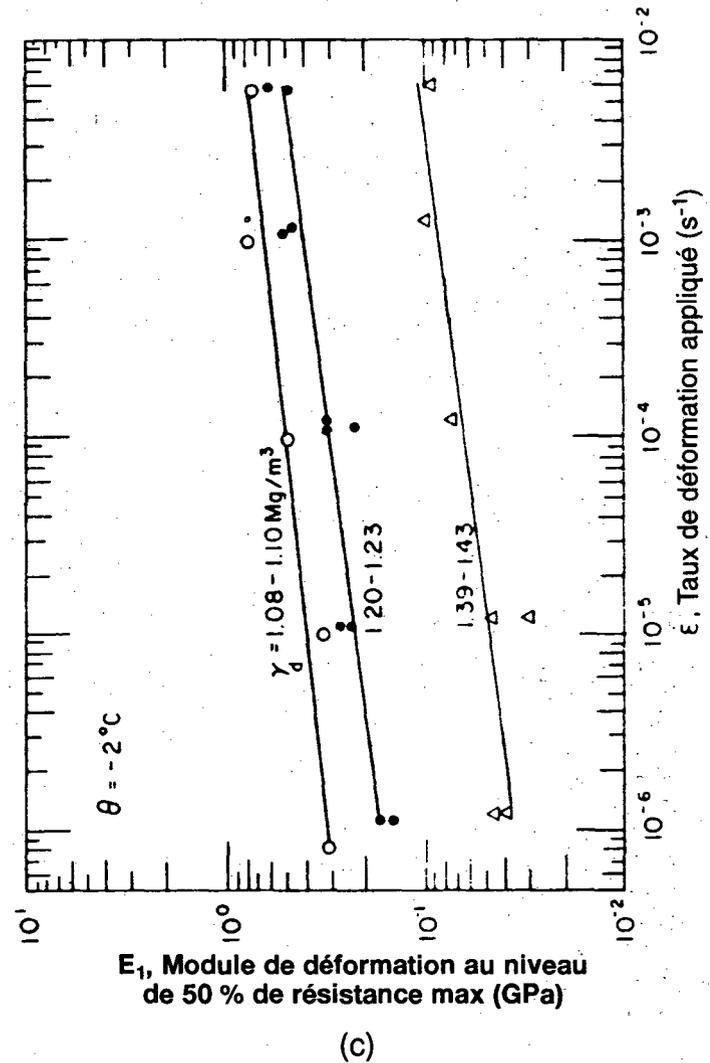
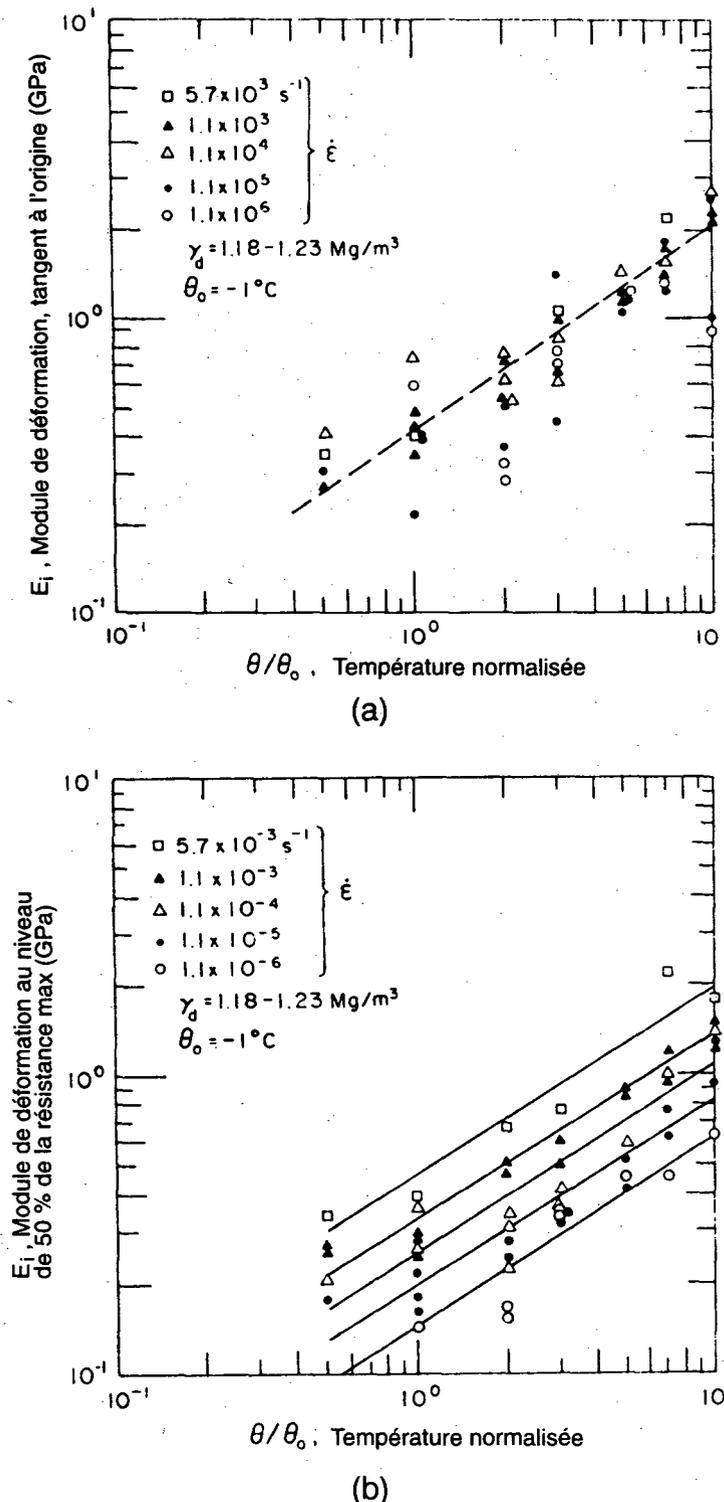
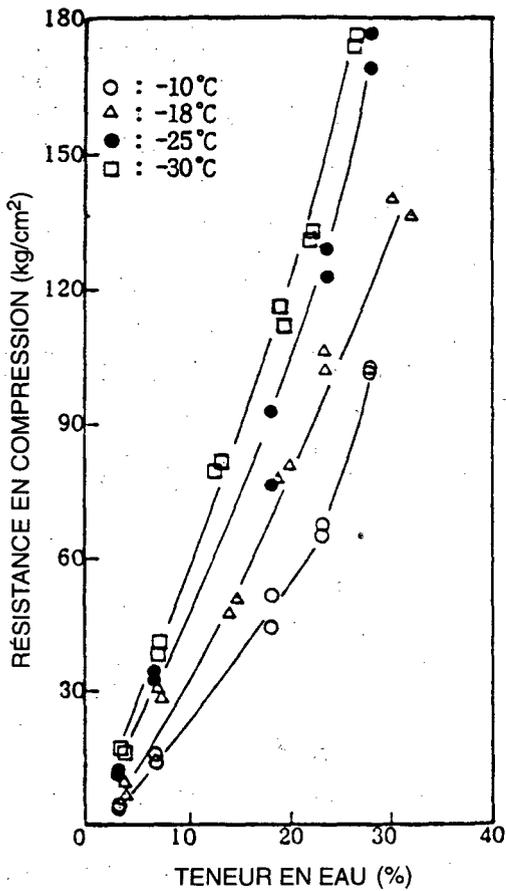
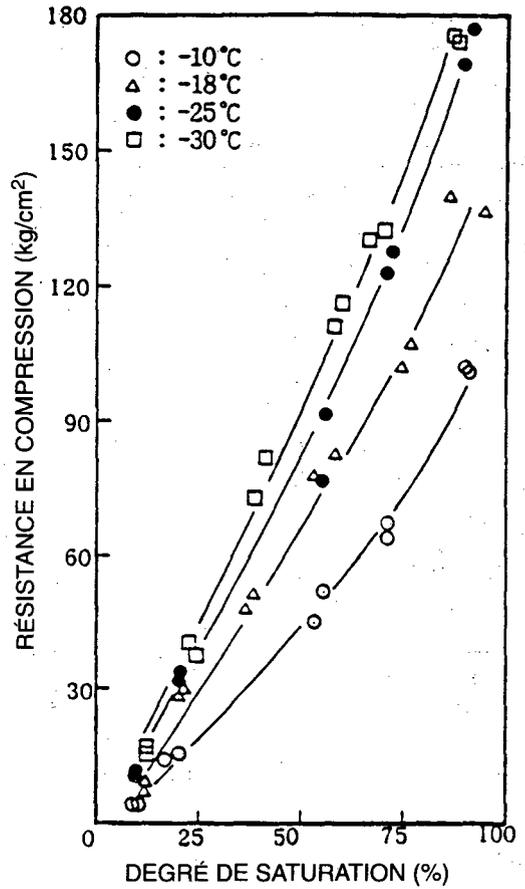


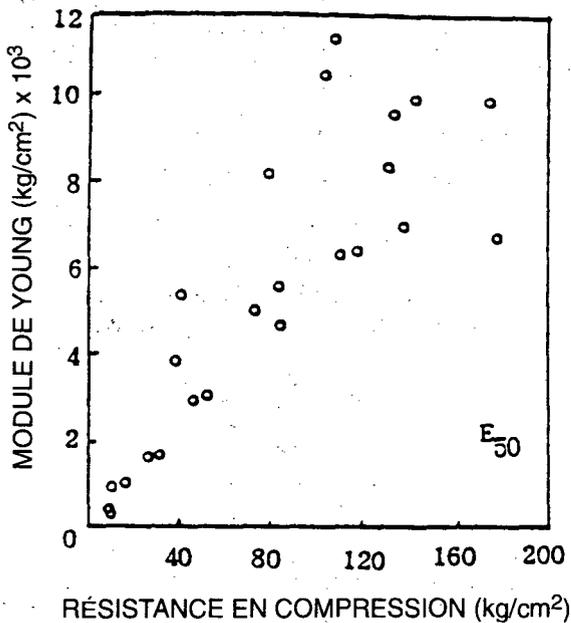
Figure 1-25 Déformabilité à court terme d'un silt gelé (d'après *Zhu & Carbee, 1984*). (a) Module de Young tangent à l'origine, en fonction de la température. (b) Module de Young sécant au niveau de 50 % de la résistance maximale, en fonction de la température, pour différents taux de déformation axiale. (c) Module de Young sécant à 50 % de la résistance maximale, pour trois masses volumiques sèches du silt gelé.



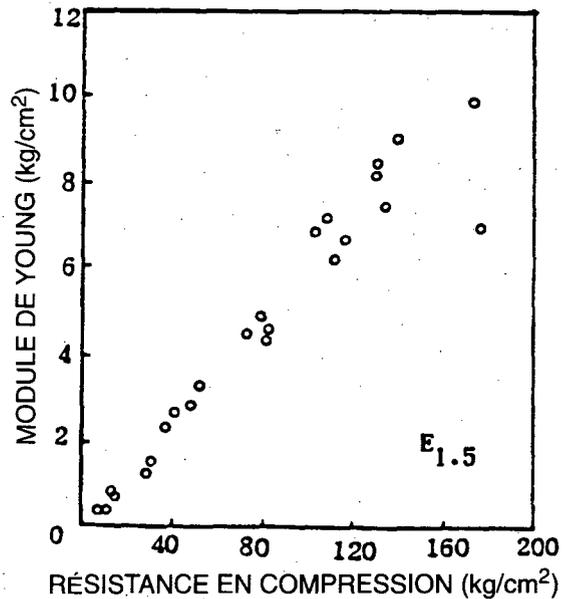
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 1-26 Relations entre la résistance en compression et la déformabilité d'un sable gelé (d'après Kuribayashi et al., 1985). (a) Influence de la teneur en eau et de la température sur la résistance en compression pour quatre températures différentes. (b) Relation entre la résistance en compression et le degré de saturation, pour quatre températures différentes. (c) Relation entre le module de Young E_{50} (à 50 % de la résistance) et la résistance en compression. (d) Relation entre le module de Young $E_{1.5}$ (à la déformation axiale de 1,5 %) et la résistance en compression.

Module de résilience

Lorsqu'on veut évaluer le comportement des chaussées sous des charges répétées du trafic, on a besoin de connaître la valeur du module de résilience du sol. Ce module est défini comme la résistance en compression maximale («au pic») divisée par la déformation récupérable dans un essai triaxial cyclique. Dans les sols gelés, ce module est très sensible à la température juste en-dessous du point de fusion, en tombant de presque deux ordres de grandeur lorsque le matériau dégèle complètement. En général, pour un sol donné et avec les propriétés physiques données, le module de résilience est directement relié à la teneur en eau non gelée, qui augmente avec la température et avec la salinité de l'eau interstitielle.

La figure 1-27, tirée de Cole (1984), montre la variation du module de résilience avec la température pour six sols non salins différents, dont les courbes granulométriques sont présentées dans la figure 1-28, et dont les propriétés physiques étaient :

Sol	Description	Masse volumique sèche (Mg/m ³)	Teneur en eau totale W _t (%)
1	Concassé dense	1,810	18,94
2	Sable «Graves»	1,302	31,51
3	Sable «Hart Bros»	1,584	17,29
4	Sable «Hyannis»	1,394	29,10
5	Sable «Ikalanian»	1,444	27,23
6	Till «Sibley»	1,857	12,24

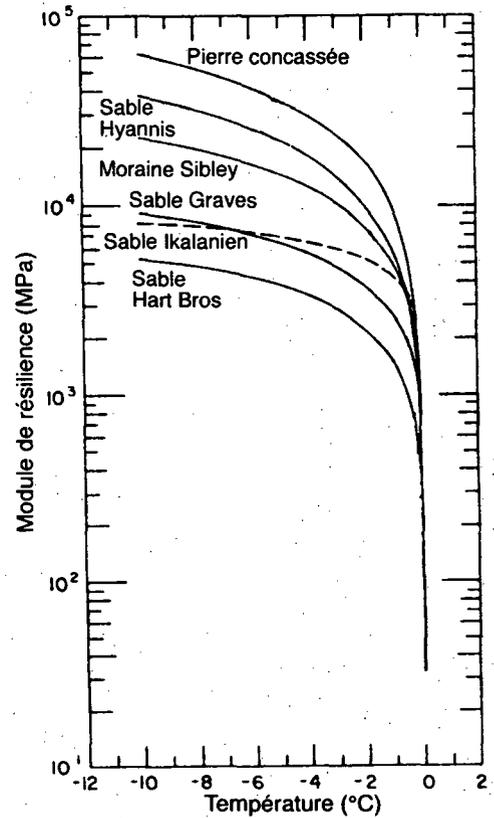


Figure 1-27 Module de résilience en fonction de la température, pour six sols différents (Tiré de: D.M.Cole, «Modeling the Resilient Behavior of Frozen Soils Using Unfrozen Water Content», Proc. ASCE-CSCE Cold Regions Specialty Conference, Edmonton, 1984, reproduit avec la permission de la CSCE.).

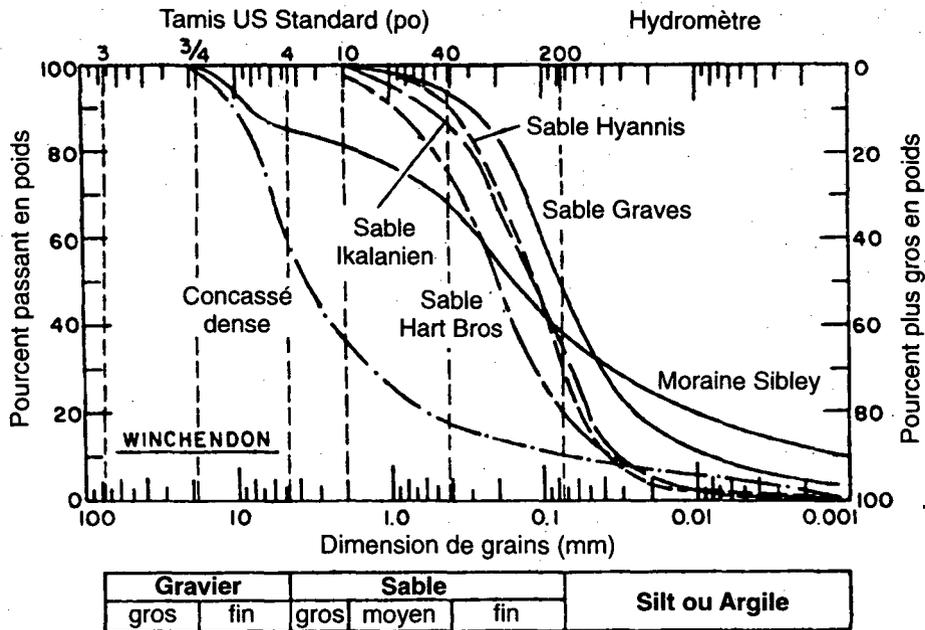


Figure 1-28 Courbes granulométriques pour les six sols testés par Cole (1984), (Tiré de: D.M.Cole, «Modeling the Resilient Behavior of Frozen Soils Using Unfrozen Water Content», Proc. ASCE-CSCE Cold Regions Specialty Conference, Edmonton, 1984, reproduit avec la permission de la CSCE.).

Variation saisonnière du module de résilience

De la même manière que la résistance au cisaillement, le module de résilience est très élevé pour les sols gelés, mais diminue brusquement lors du dégel printanier. Sa valeur remonte de nouveau graduellement à la fin du printemps et continue à augmenter pendant l'été et l'automne, lorsque le sol se consolide et ensuite perd sa saturation (Fig. 1-29). Aussi, comme dans le cas de la résistance au cisaillement, pendant le dégel, le module de résilience est le plus bas dans les sols qui, lorsque gelés, contenaient une grande quantité de glace. Sa valeur dépend alors des propriétés du sol et des conditions qui règnent pendant le gel.

Outre ceux donnés dans Cole (1984), d'autres renseignements sur le module de résilience et sa variation avec la température et le type de sol peuvent être trouvés dans : Allen et al. (1989), Fredlund et al. (1975), et Johnson et al. (1978, 1984, 1986).

1.3.10 Effet de la salinité sur la résistance d'un sol gelé

La résistance mécanique des sols gelés dépend fortement de la teneur en glace du sol. Dans les sols salins, la teneur en glace volumique est une fonction de la salinité de l'eau interstitielle, pour une température donnée. En outre, la distribution de la glace dans les pores et sa température jouent un rôle critique dans la détermination de la résistance mécanique des matériaux gelés.

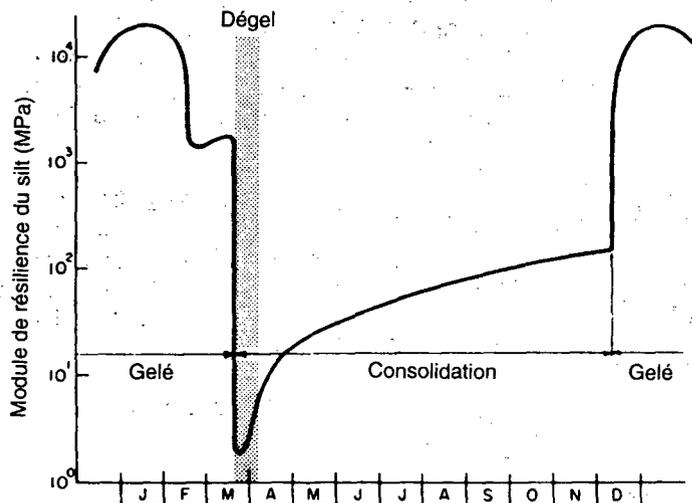


Figure 1-29 Variation saisonnière du module de résilience (Tiré de: T.C.Johnson, E.McRoberts & J.F.Nixon, «Design Implications of Subgrade Thawing», Proc. ASCE-TCCRE Conf. on Frost Action and its Control, 1984, reproduit avec la permission de l'ASCE.).

La teneur en eau non gelée dans un sol salin gelé est une fonction de la dépression du point de congélation (ΔT_o), qui peut être déterminée à partir de la relation (Velli & Grishin, 1983) :

$$\Delta T_o = T_k K \quad (1-49)$$

où

$$K = \frac{S}{1000 + S} \quad (1-50)$$

dans laquelle

$T_k = 62^\circ\text{C}$, est un paramètre empirique, valable pour NaCl dans l'eau des pores;

S = la teneur en sel de l'eau interstitielle en grammes par litre (g/l), ou en parts par mille (ppm).

Par exemple, pour $S = 10$ g/l, on obtient $\Delta T_o = 0,61^\circ\text{C}$, et pour $S = 30$ g/l, on a $\Delta T_o = 1,80^\circ\text{C}$.

Alternativement, l'augmentation de la teneur en eau non gelée peut être estimée en utilisant la formule de Ono (1975)

$$f_{\text{glace}} = 1 - \frac{S}{1000} \left(1 - \frac{54,11}{T} \right) \quad (1-50a)$$

où f_{glace} est la fraction de glace dans un sol gelé salin, S est la salinité en (g/l) et T est la température. Vu que la fraction de glace est définie comme le rapport entre la teneur en glace, w_{gl} , et la teneur en eau totale, w , on obtient,

$$f_{\text{glace}} = w_{gl} / w = 1 - w_n / w \quad (1-50b)$$

où w_n est la teneur en eau non gelée.

Le rapport w_u/w est alors

$$\frac{w_u}{w} = \frac{S}{1000} \left(1 - \frac{54,11}{T} \right) \quad (1-50c)$$

Par exemple, pour $S = 30$ g/l et $T = -8^\circ\text{C}$, on trouve

$$w_n / w = (30 / 1000) [1 - 54,11 / (-8)] = 0,233$$

La température à laquelle toute l'eau interstitielle sera gelée pour une salinité donnée s'obtient en posant $w_n/w = 1$ dans (1-50b), ce qui donne

$$T = \frac{54,11}{1 - 1000 / S} \quad (1-50d)$$

Par exemple, pour $S = 30$ g/l, on obtient $T = -1,67^\circ\text{C}$.

La figure 1-30 montre l'influence de la salinité sur la teneur en eau non gelée pour une argile silteuse (Patterson & Smith, 1985).

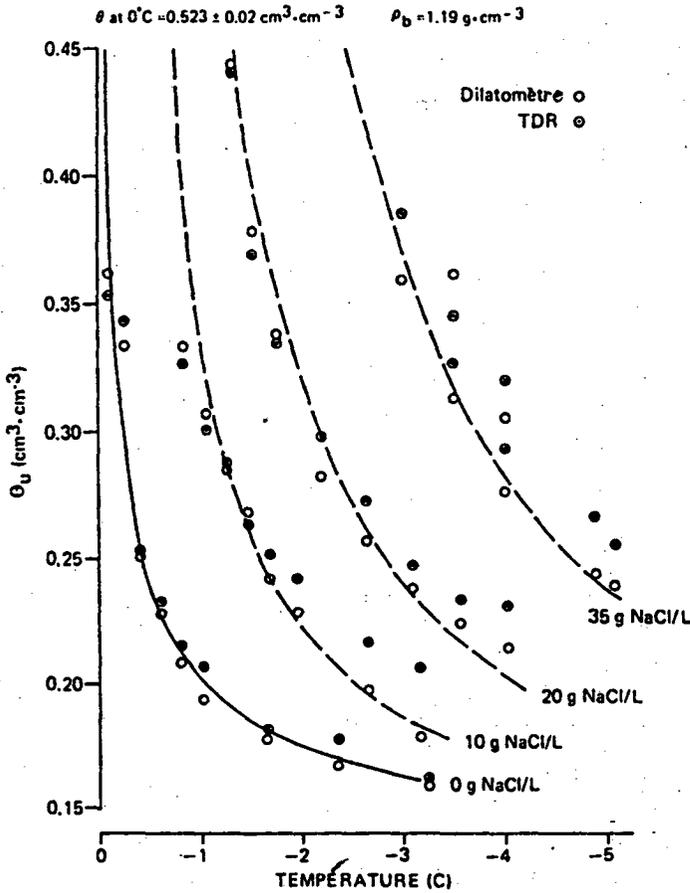


Figure 1-30 Relation entre la teneur en eau non gelée (volumétrique), la température et la salinité pour une argile silteuse (d'après Patterson & Smith, 1985).

À partir d'un grand nombre d'essais avec des silts et des argiles silteuses, Nixon et Lem (1984) ont pu établir le graphique, Fig. 1-31, qui montre la variation du coefficient B dans l'équation de fluage

$$\dot{\epsilon} = B\sigma_c^n \quad (1-51)$$

qui est équivalente à l'équation (1-25) citée ci-haut. On voit qu'avec notre notation :

$$B = \dot{\epsilon}_c / \sigma_c^n \quad (1-52)$$

En adoptant $n = 3$ (d'après Nixon et Lem, 1984), et en prenant $\dot{\epsilon}_c = 10^{-4} \text{ a}^{-1}$, on trouve que l'effet de la salinité et la température sur le fluage du sol, montré dans la figure 1-31, peut s'exprimer par l'équation (1-51), si la valeur de σ_c est donnée par l'expression empirique :

$$\sigma_c = 0,323f_c(S)f_c(\theta) \quad (1-53)$$

avec

$$f_c(S) = (49,505 - S) / (8,425 + S) \quad (1-54)$$

et

$$f_c(\theta) = (1 + \theta)^2 \quad (1-55)$$

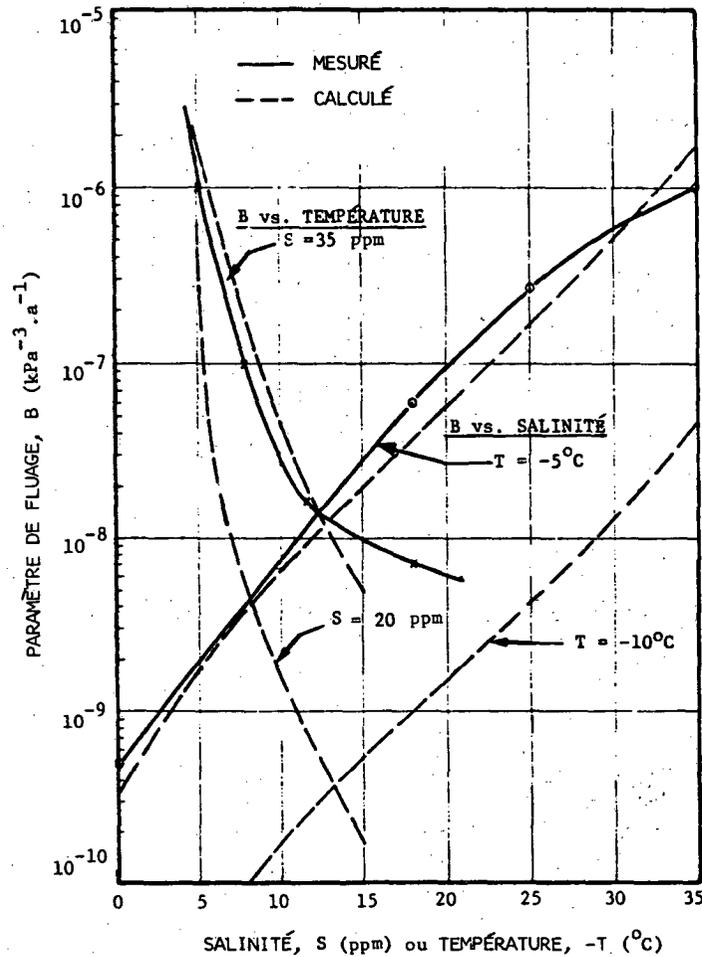


Figure 1-31 Relation entre le paramètre de fluage B, la salinité et la température (d'après Nixon & Lem, 1984, modifié par Ladanyi, 1989).

où σ_c est la contrainte de référence en kPa, liée avec le taux de déformation de référence choisi : $\dot{\epsilon}_c = 10^{-4} \text{ a}^{-1}$, θ est le nombre de degrés C sous 0°C , et S est la salinité en ppm (parts per mille). Les équations (1-53) à (1-55) sont valables pour des températures entre -3 et -13°C , et pour les salinités entre 0 et 35 ppm.

Afin de trouver la résistance en compression uniaxiale correspondante, q_u , on peut écrire l'équation (1-51) comme :

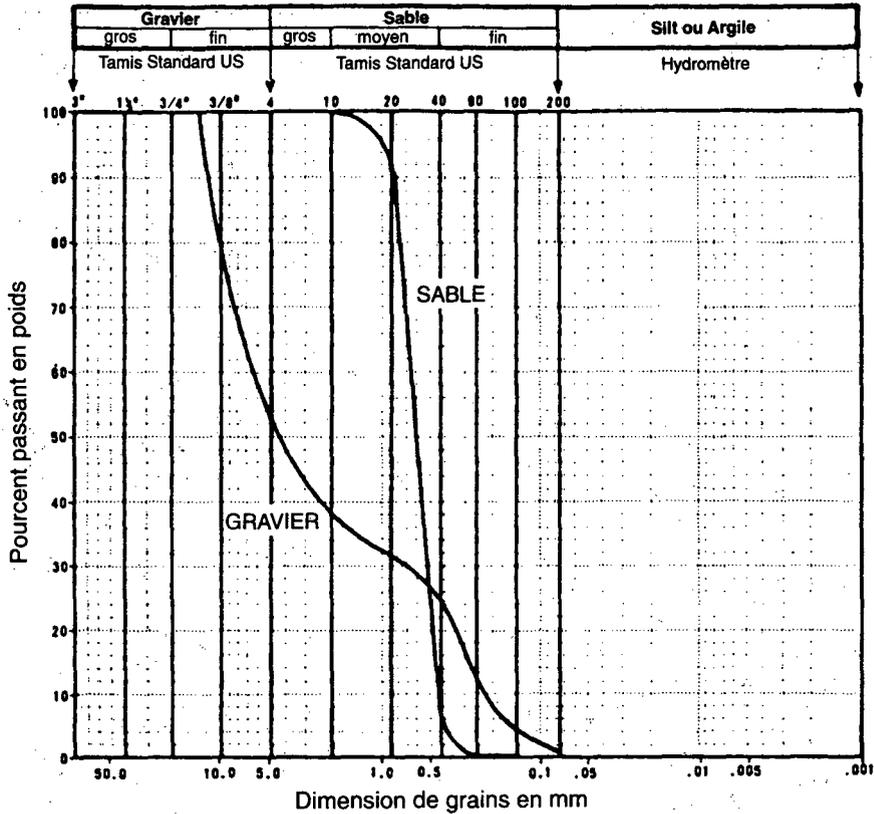
$$q_u = (\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_c)^{1/n} \sigma_c \quad (1-56)$$

soit, explicitement,

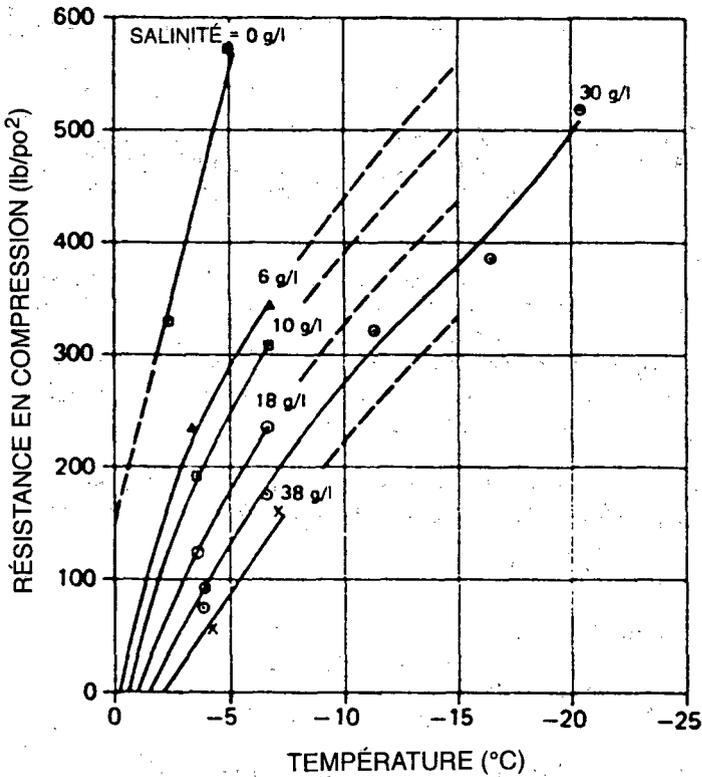
$$q_u = 0,323(10^4 \dot{\epsilon})^{1/3} \frac{49,505 - S}{8,425 + S} (1 + \theta)^2 \quad (1-57)$$

avec q_u en kPa, $\dot{\epsilon}$ en a^{-1} , S en ppm et θ en $^\circ\text{C}$.

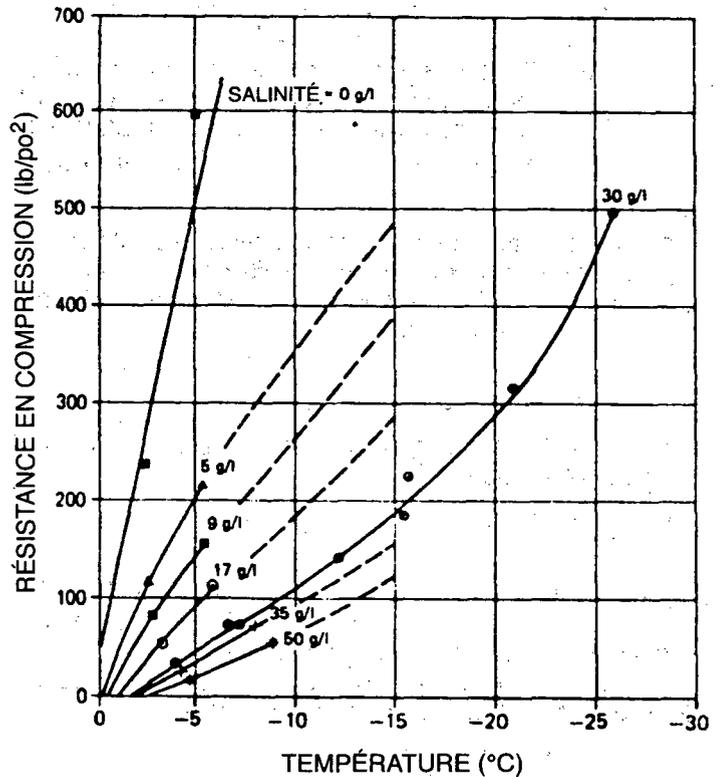
D'autre part, Mahar et Stuckert (1985) ont étudié la résistance en compression uniaxiale de deux sols granulaires salins : un sable moyen uniforme (Sable de Monterey) et un gravier d'Alaska, dont les courbes granulométriques sont présentées dans la figure 1-32(a). Tous les essais de compression ont été conduits à un taux de $8,5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$.



(a)



(b)



(c)

Figure 1-32 Effet de la température et la salinité sur la résistance en compression de deux sols granulaires gelés (Tiré de: Larry J. Mahar & Brian J.A. Stuckert, «Strength and Deformation Behavior of Frozen Saline Sand and Gravel», Proc. Conf. ARCTIC'85, 1985, reproduit avec la permission de l'ASCE.). (a) Courbes granulométriques pour les deux matériaux étudiés. (b) Résultats obtenus pour le sable gelé. (c) Résultats obtenus pour le gravier gelé.

À partir de leurs graphiques, figures 1-32(b) et (c), on a pu établir les expressions empiriques suivantes :

Pour le sable salin gelé :

$$q_u = 165,2f_s(S).f_s(\theta) - 938 \quad (1-58)$$

avec

$$f_s(S) = (18,78 + S) / (5,52 + S) \quad (1-59)$$

et

$$f_s(\theta) = (3,52 + \theta) \quad (1-60)$$

avec q_u en kPa, s en ppm et θ en °C. Les équations (1-58) à (1-60) sont valables pour les températures entre -2 et -7°C et les salinités de 0 à 38 ppm.

Si l'on veut y introduire également l'effet de la vitesse de déformation, on peut calculer q_u à partir de l'équation (1-56), en y substituant : $n = 1,5$ (d'après les auteurs), $\dot{\epsilon}_c = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, ce qui donne selon l'équation (1-58) :

$$\sigma_c(\text{kPa}) = 39,65f_s(S).f_s(\theta) - 225,12 \quad (1-61)$$

valable pour les taux de déformation en bas de 10^{-5} s^{-1} .

Pour le gravier salin gelé on obtient à partir de la figure 1-32(c), qui est valable pour le taux de déformation de $8,5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$:

$$q_u(\text{kPa}) = 23f_g(S).f_g(\theta) - 169,3 \quad (1-62)$$

avec

$$f_g(S) = (104 + S) / (4 + S) \quad (1-63)$$

et

$$f_g(\theta) = (1,77 + \theta) \quad (1-64)$$

Pour n'importe quelle vitesse de déformation en bas de 10^{-5} s^{-1} , on peut calculer la valeur de q_u à partir de (1-56), en y substituant : $\dot{\epsilon}_c = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, $n = 3$ (d'après les auteurs), et

$$\sigma_c(\text{kPa}) = 11,27f_g(S).f_g(\theta) - 82,96 \quad (1-65)$$

2. CONCEPTION DES OUVRAGES

2.1 Calculs thermotechniques

2.1.1 Propriétés thermiques des sols

2.1.1.1 Introduction

La position par rapport à la surface du terrain de l'interface entre le sol non gelé et gelé, pour un régime donné de la température en surface, dépend des propriétés thermiques des strates situées au-dessus et immédiatement en dessous de cette interface. Ces propriétés thermiques sont des paramètres importants dans la détermination de la pénétration du gel et du dégel et elles sont fondamentales pour tous les problèmes de transfert de chaleur dans le sol. Les trois propriétés thermiques de base d'un sol sont : la conductivité thermique, la capacité calorifique et la chaleur latente de fusion. Celles-ci varient avec la température et avec la composition du sol, donc le type de sol, la teneur en eau, la porosité, le degré de saturation, la densité et la teneur en matières organiques.

Définitions et unités

(1) *La température (T)* est la mesure de l'énergie thermique. Son niveau est exprimé en degrés celsius (°C) par rapport au point de fusion de l'eau (°C).

La température de gel (Θ) est le nombre de degrés celsius en dessous de 0°C, (signe positif).

L'unité de mesure pour la température est 1 degré kelvin (K), qui est identique à 1 degré celsius.

(2) *La chaleur (Q)* est une forme de l'énergie transférée par un processus thermique. Elle s'écoule toujours d'un niveau plus élevé à un niveau plus bas. Son unité de base est 1 joule (J).

(3) *La conductivité thermique k* est une mesure de la quantité de chaleur qui traverse l'aire unitaire d'une substance d'une épaisseur unitaire dans un temps unitaire et à un gradient thermique unitaire. Selon la loi de Fourier sur l'écoulement stationnaire de la chaleur, qui s'écrit

$$\bar{Q} = dQ / dt = kA(\delta T / \delta x)$$

Les unités de k sont :

$$k = \frac{dQ / dt}{(dT / dx)A} = \frac{J / s}{(K / m)m^2} = W / mK$$

Le tableau 2-1 donne des valeurs typiques de la conductivité thermique de quelques matériaux communs.

Tableau 2-1 Propriétés thermiques des divers matériaux (d'après Andersland & Anderson, 1978)

Description	Conductivité thermique, k w/mK	Capacité calorifique volumique, c _v MJ/m ³ K	Diffusivité thermique, a 10 ⁻⁶ m ² /s
Eau	0,602	4,18	0,144
Glace	2,22	1,93	1,15
Air	0,024	0,00126	—
Neige fraîche	0,105	0,209	0,50
Neige compactée	0,335	0,419 - 0,6228	0,80 - 0,53
Granite	2,51 - 2,93	2,30 - 2,68	0,94 - 1,27
Calcaire	1,674 - 2,93	2,39 - 4,18	0,40 - 1,22
Dolomie	5,02	2,51	2,0
Grès	2,51	2,51	1,0
Schiste	1,46	1,84	0,79
Pavage bitumineux	1,51	2,05	0,74
Verre	0,879	1,76	0,50
Béton avec l'agrégat de sable, gravier ou roche concassée	0,920	2,18	0,42
Acier	46,0	3,89	11,83
Bois (mou)	0,126 - 0,230	0,502 - 0,544	0,23 - 0,46
Isolants synthétiques (p. ex., polystyrène)	0,029 - 0,063	0,0586	0,49 - 1,08
Sciure de bois	0,084	—	—

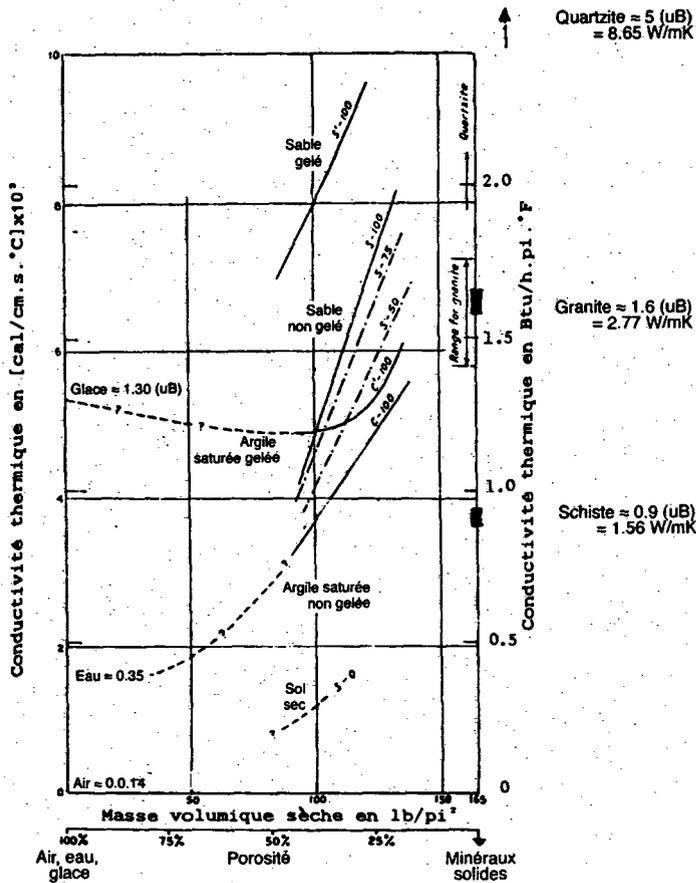


Figure 2-1 Relation entre la porosité et la conductivité thermique des sables et des argiles en états gelé et non gelé, et avec différents degrés de saturation (d'après Terzaghi, 1952).
 Note: (UB) = Unités Britanniques
 $1 \text{ Btu/h}\cdot\text{pi}\cdot^\circ\text{F} = 1.73 \text{ W/mK}$

Pour les sols, la variation générale de la conductivité thermique avec le type de sol, sa porosité, son degré de saturation et son état gelé ou non gelé est présentée dans la figure 1 (selon Terzaghi, 1952). On y voit que lorsque la porosité diminue de 100 % jusqu'à 0 %, la conductivité thermique varie entre celle de la substance interstitielle (air, eau ou glace) et celle des minéraux constitutifs du sol. On constate généralement que la valeur de k augmente avec la densité et la saturation croissantes et qu'elle est plus élevée pour un sol gelé que pour un sol non gelé. Une exception à cette croissance de k est le cas de l'argile, dont la conductivité thermique est partiellement plus faible que celle de la glace pure, ce qui est dû à la présence de l'eau non gelée dans l'argile à des températures ordinaires.

Bien qu'il existe des formules empiriques permettant de calculer la conductivité thermique des sols à partir de celles de ses constituants (voir par exemple Farouki, 1981), dans la pratique on se sert presque exclusivement des abaques déduits des mesures systématiques qui ont été effectuées par Kersten (1949). Ces abaques, tirés du livre Andersland & Anderson (1978), sont présentés dans les figures 2-2 et 2-7. Elle permettent la détermination de $k(\text{W/mk})$ pour des sables, des argiles, des silts et pour la tourbe, tant gelés

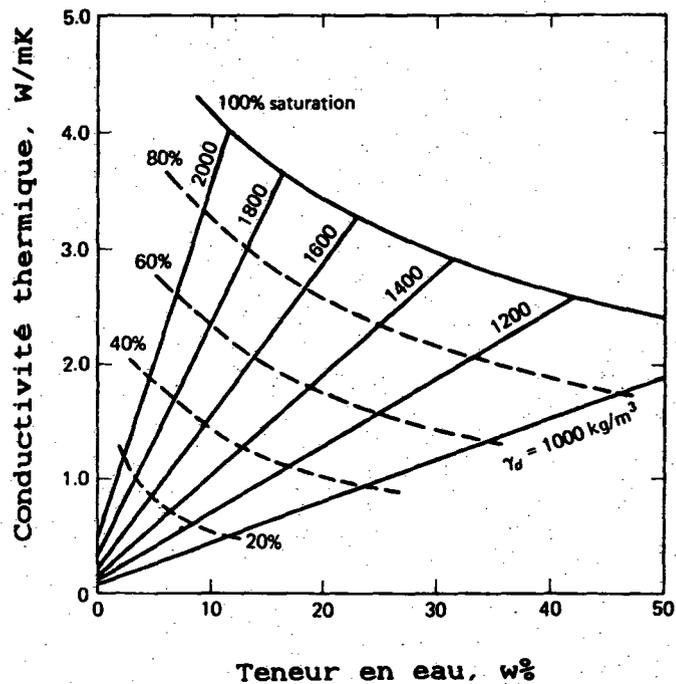


Figure 2-2 Sable gelé

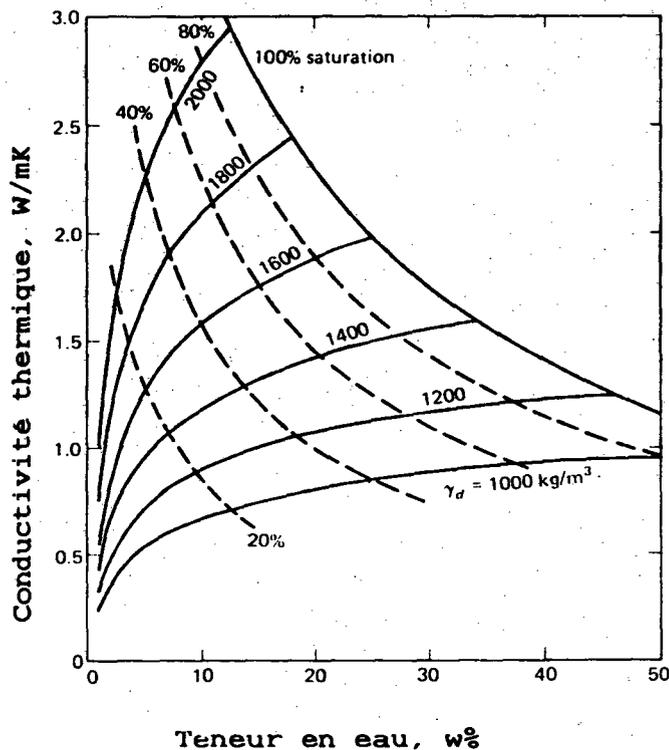


Figure 2-3 Sable non gelé.

Figure 2-2 et Figure 2-3 Conductivité thermique moyenne pour les sols sableux, en fonction de la teneur en eau et la masse volumique sèche (Tiré de: R.J.Harlan & J.F.Nixon, «Ground Thermal Regime», Chapter 3 dans *Geotechnical Engineering for Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

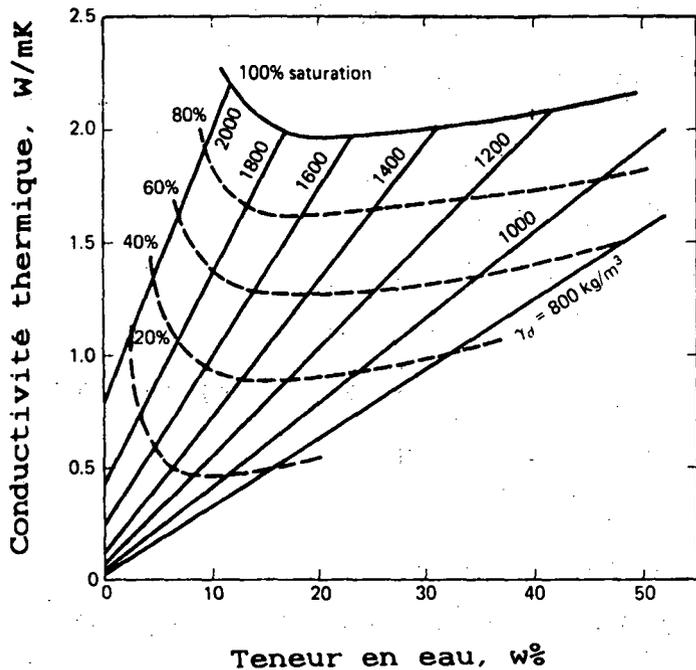


Figure 2-4 Silt et argile, gelés

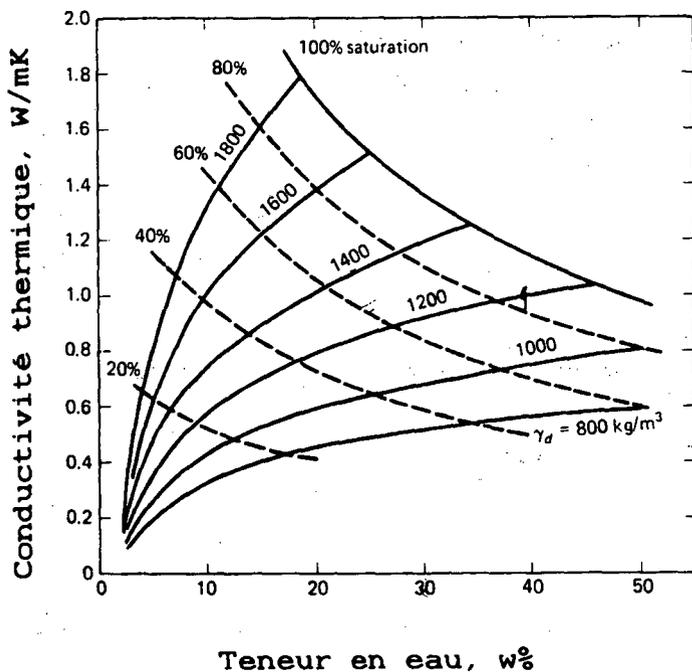


Figure 2-5 Silt et argile, non gelés

Figure 2-4 et
Figure 2-5 Conductivité thermique moyenne pour les silts et les argiles, en fonction de la teneur en eau et la masse volumique sèche (Tiré de: R.J.Harlan & J.F.Nixon, «Ground Thermal Regime», Chapter 3 dans *Geotechnical Engineering for Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

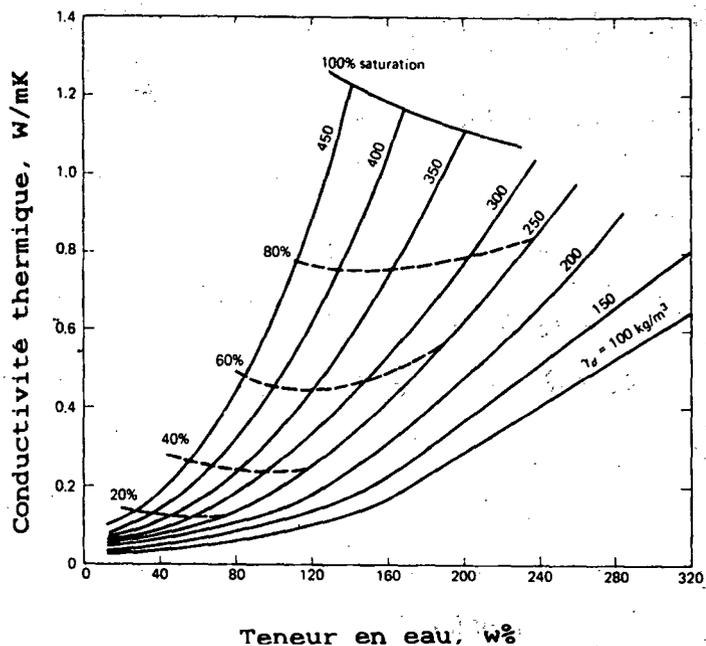


Figure 2-6 Tourbe gelée

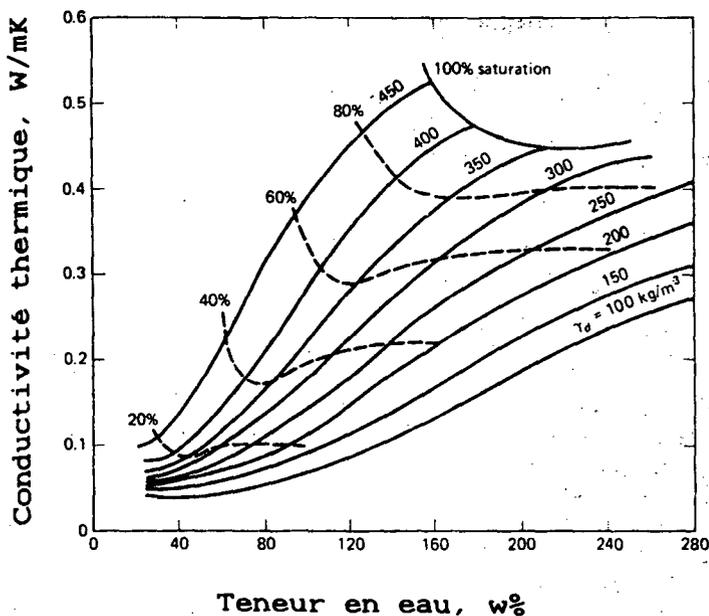


Figure 2-7 Tourbe non gelée.

Figure 2-6 et
Figure 2-7 Conductivité thermique moyenne de la tourbe, en fonction de la teneur en eau et la masse volumique sèche (Tiré de: R.J.Harlan & J.F.Nixon, «Ground Thermal Regime», Chapter 3 dans *Geotechnical Engineering for Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

que non gelés, en fonction de leur teneur en eau (w %) et de leur masse volumique sèche (ρ_d en kg/m^3).

(4) Capacité calorifique (chaleur spécifique)

La capacité calorifique, ou chaleur spécifique, exprime le changement en énergie thermique, soit dans une masse volumique (c_m), soit dans le volume unitaire (c_v) d'un matériau, lorsque la température change d'une unité. Les valeurs de c_m et c_v sont définies par

$$c_m = Q / W \cdot \Delta T = Q / \rho \cdot V \cdot \Delta T \quad (2-1)$$

$$c_v = Q / V \cdot \Delta T = c_m \cdot \rho \quad (2-2)$$

où

c_m = capacité calorifique massique ($\text{kJ}/\text{kg} \cdot \text{K}$)

c_v = capacité calorifique volumique ($\text{kJ}/\text{m}^3 \cdot \text{K}$)

Q = chaleur (J)

W = masse (kg)

V = volume (m^3)

ΔT = variation de la température ($^\circ\text{K}$)

ρ = masse volumique unitaire (kg/m^3)

Quelques valeurs typiques de c_v ($\text{MJ}/\text{m}^3 \cdot \text{K}$) pour des matériaux communs sont données dans le tableau 2-1.

Pour l'eau :

$$c_{mw} = 4,187 \text{ kJ}/\text{kg} \cdot \text{K}, \text{ et } c_{vw} = c_{mw} \cdot \rho = 4,187 \times 1000 = 4,187 \text{ MJ}/\text{m}^3 \cdot \text{K}$$

Pour un sol : la capacité calorifique se calcule en utilisant la loi des mélanges :

$$c_v V = c_m W = c_{ms} W_s + c_{mw} W_w + c_{mg} W_g + c_{ma} W_a \quad (2-3)$$

où les indices s, w, g et a indiquent respectivement : solides, eau, glace et air. La masse totale du sol est alors :

$$W = W_s + W_w + W_g + W_a \quad (2-4)$$

En divisant l'équation (3) par V , on obtient :

$$c_v = c_m \rho = c_{ms} \rho_d + c_{mg} w \rho_d + c_{mg} w \rho_d + 0 \quad (2-5)$$

soit

$$c_v = \rho_d [c_{ms} + w_n c_{mw} + w_g c_{wg}] \quad (2-6)$$

où $w_n = w_{tot} - w_g$ est la teneur en eau non gelée dans un sol gelé. Dans un sol non gelé, $w_g = 0$ et $w_n = w_{tot}$.

L'équation (2-6) peut s'écrire également, en tenant compte que $c_{mw} = c_{vw}/\rho_w$:

$$c_v = (\rho_d / \rho_w) c_{vw} [c_{ms} / c_{mw} + w_n + (c_{mg} / c_{mw}) w_g] \quad (2-7)$$

Dans cette équation :

$$c_{vw} = 4,187 \text{ MJ}/\text{m}^3 \cdot \text{K}$$

$$c_{ms}/c_{mw} \approx 0,17 \text{ pour un sol minéral}$$

$$c_{ms}/c_{mw} \approx 0,40 \text{ pour un sol purement organique (tourbe)}$$

$$c_{mg}/c_{mw} = 0,50 \text{ pour la glace.}$$

On obtient alors :

Pour un sol minéral gelé :

$$c_v (\text{MJ} / \text{m}^3 \cdot \text{K}) = 4,187 (\rho_d / \rho_w) [0,17 + w_n + 0,5 w_g] \quad (2-8)$$

Si le sol est complètement gelé, $w_n = 0$, $w_g = w_{tot}$.

Pour un sol minéral non gelé :

$$c_v (\text{MJ} / \text{m}^3 \cdot \text{K}) = 4,187 (\rho_d / \rho_w) [0,17 + w_{tot}] \quad (2-9)$$

Pour une tourbe gelée :

$$c_v (\text{MJ} / \text{m}^3 \cdot \text{K}) = 4,187 (\rho_d / \rho_w) [0,40 + w_n + 0,5 w_g] \quad (2-10)$$

Si toute l'eau est gelée, $w_n = 0$, $w_g = w_{tot}$.

Alternativement, si au lieu de la teneur en eau, on connaît la porosité n et le degré de saturation S_r du sol, on peut transformer les formules précédentes en utilisant les relations connues en mécanique des sols :

$$\rho_d w_{tot} = S_r \cdot n \cdot \rho_w (\text{sol non gelé}) (n = n_{\text{non gelé}}) \quad (2-11)$$

$$\rho_d w_g = S_{rg} \cdot n \cdot \rho_g (\text{sol compl. gelé}) (n = n_{\text{gelé}}) \quad (2-12)$$

et

$$\rho_d / \rho_w = (1 - n) G_s \quad (2-13)$$

On a alors :

$$w_{tot} = S_r \cdot n / (1 - n) G_s (n = n_{\text{non gelé}}) \quad (2-14)$$

$$w_g = S_{rg} n \rho_g / \rho_d = S_{rg} n (\rho_g / \rho_w) / (\rho_d / \rho_w) = 0,916 S_{rg} n / (1 - n) G_s$$

où

$$n = n_{\text{gelé}} \quad (2-15)$$

Pour un sol minéral, on a donc :

compl. gelé :

$$c_v (\text{MJ} / \text{m}^3 \text{K}) = 4,187 [0,17(1-n)G_s + 0,458n S_{rg}] \quad (\text{avec } n_{\text{gelé}}) \quad (2-16)$$

non gelé :

$$c_v (\text{MJ} / \text{m}^3 \text{K}) = 4,187 [0,17(1-n)G_s + n S_r] \quad (n_{\text{non gelé}}) \quad (2-17)$$

Pour la tourbe

compl. gelée :

$$c_v (\text{MJ} / \text{m}^3 \text{K}) = 4,187 [0,40(1-n)G_s + 0,458n s_{rg}] \quad (\text{avec } n_{\text{gelé}}) \quad (2-18)$$

non gelée :

$$c_v (\text{MJ} / \text{m}^3 \text{K}) = 4,187 [0,40(1-n)G_s + n S_r] \quad (n_{\text{non gelé}}) \quad (2-19)$$

Il faut noter que pour un sol minéral, $G_s \approx 2,65$, et pour une tourbe, $G_s \approx 1,5$, tandis que la neige peut être considérée comme un matériau poreux avec $G_s = 0,916$.

On a donc :

Pour la neige :

$$c_v = (1-n)G_s c_{vw} [c_{mg}/c_{mw}] = 4,187 \times 0,916 \times 0,5(1-n)$$

$$c_v (\text{MJ}/\text{m}^3\text{K}) = 1,92(1-n)$$

(5) Chaleur latente de fusion, E_L

La chaleur latente de fusion exprime le changement en énergie thermique dans une masse volumique ou dans un volume unitaire du matériau lors de la solidification ou la fusion à une température constante.

En désignant par $L = 334 \text{ kJ/kg}$ la chaleur de fusion massique pour l'eau, on obtient pour un sol (gel ou dégel complet) :

$$E_L = L \rho_d w_{\text{tot}} = 334 \rho_d w_{\text{tot}} (\text{kJ} / \text{m}^3) \quad (2-20)$$

Pour dégeler un sol qui contient de l'eau non gelée ou pour geler un sol qui contiendra de l'eau non gelée après le gel :

$$E_L = L \rho_d w_g (\text{kJ} / \text{m}^3) \quad (2-21)$$

Pour geler 1 m^3 de l'eau, il faut enlever :

$$L_v = L \rho_w = 334 \times 1000 = 334 \text{ MJm}^3$$

Pour dégeler 1 m^3 de la glace, il faut amener :

$$L_v = L \rho_g = 334 \times 916 = 306 \text{ MJ} / \text{m}^3$$

En termes de n et S_r :

Gel complet d'un sol avec la porosité n et le degré de saturation S_r :

$$E_L = L n S_r \rho_w = 334 n S_r (\text{MJ} / \text{m}^3) \quad (2-22)$$

Dégel d'un sol qui contient de l'eau non gelée :

$$E_L = L n S_{rg} \rho_g = 306 n S_{rg} (\text{MJ} / \text{m}^3) \quad (2-23)$$

(6) La diffusivité thermique, a (m^2/s)

D'après les lois de la thermodynamique, le taux auquel la température d'un corps de dimensions données et d'une masse unitaire donnée s'adapte à un changement de température du milieu environnant est régi par le rapport : $a = k/c_m$, $r = k/c_v$, appelé la diffusivité thermique.

Le rôle de la diffusivité en thermo-dynamique correspond à celui du coefficient de consolidation de Terzaghi, qui détermine le taux auquel la teneur en eau d'une couche d'argile saturée s'adapte à une charge appliquée à cette couche. Quelques valeurs typiques de a (m^2/s) pour des matériaux communs sont données dans le tableau 2-1.

2.1.2 Transfert de chaleur

2.1.2.1 Introduction

Le transfert de chaleur entre les corps a lieu par conduction, par convection et par radiation, et par leur différentes combinaisons. Dans le cas de la conduction, il s'agit du transfert de l'énergie cinétique par collision de molécules, à partir d'une température plus élevée vers une température plus basse. Le transfert par convection implique le mouvement de la matière d'une façon soit naturelle (par exemple en suivant le gradient thermique ou hydraulique, comme le mouvement de l'eau souterraine), soit forcée (par exemple la circulation forcée de l'air à la surface du sol ou de l'eau à l'intérieur de celui-ci). Le transfert par radiation se fait par des ondes électromagnétiques (par exemple la radiation solaire).

Dans les calculs thermotechniques, en pratique on utilise des coefficients empiriques pour tenir compte des effets de convection et de radiation solaire à la surface du terrain sur la température de celle-ci, et on se concentre généralement sur le transfert de chaleur par conduction à travers les couches de sol produisant le gel et le dégel de celles-ci.

2.1.2.2 Écoulement stationnaire de la chaleur

L'écoulement stationnaire de la chaleur est régi par la loi de Fourier (qui est analogue à la loi de Darcy régissant l'écoulement stationnaire de l'eau à travers le sol) :

$$\bar{Q} = dQ dt = -A_x k \delta T \delta x \quad (2-24)$$

(\bar{Q} en Watts, k en W/mK, A en m^2)

\bar{Q} = taux d'écoulement de la chaleur

k = conductivité thermique

A_x = aire de la section normale à la direction de l'écoulement

$\delta T/\delta x$ = gradient thermique dans la direction des x .
Sa valeur numérique est négative parce que T décroît dans la direction de l'écoulement.

Si pour une couche d'épaisseur $x = L$ le gradient thermique et l'aire restent tous les deux constants, on peut écrire l'équation (2-24) comme :

$$\bar{Q} = kA \frac{T_2 - T_1}{L} \quad (2-25)$$

où $T_2 > T_1$ sont les températures à deux extrémités de la couche. En désignant par R la résistance thermique,

$$R \text{ (K/W)} = \frac{L}{kA} \quad (2-26)$$

on peut écrire (2) comme :

$$\bar{Q} = \frac{T_1 - T_2}{R} = \frac{\Delta T}{R} \quad (2-27)$$

soit, par unité de surface :

$$q \text{ (W/m}^2\text{)} = \bar{Q} / A \quad (2-28)$$

Écoulement stationnaire de la chaleur à travers un système multicouche

Soit un système multicouche composé de n couches en contact, dont les résistances thermiques sont R_1, R_1, \dots, R_n (Figure 2-8).

En désignant par T_E la température d'entrée et par T_S la température de sortie du système avec $T_E > T_S$, et en supposant qu'il n'y a aucun gain ou aucune perte de chaleur sur le chemin, il s'établira un écoulement stationnaire de chaleur dont le taux est :

$$\bar{Q} = \text{const.} = \frac{T_E - T_I}{R_1} = \frac{T_I - T_{II}}{R_2} = \dots = \frac{T_{N-1} - T_S}{R_n} \quad (2-29)$$

d'où

$$T_I = T_E - \bar{Q}R_1 \quad (2-30)$$

$$T_{II} = T_I - \bar{Q}R_2 = T_E - \bar{Q}(R_1 + R_2)$$

$$T_{III} = T_{II} - \bar{Q}R_3 = T_E - \bar{Q}(R_1 + R_2 + R_3)$$

$$T_N \equiv T_S = T_{N-1} - \bar{Q}R_n = T_E - \bar{Q} \sum_{i=1}^n R_i$$

À partir de (7), on peut trouver :

$$\bar{Q} = \frac{T_E - T_S}{\sum_{i=1}^n R_i} \quad (2-31)$$

ce qui représente le taux de transfert de chaleur à travers ce système, en Watts.

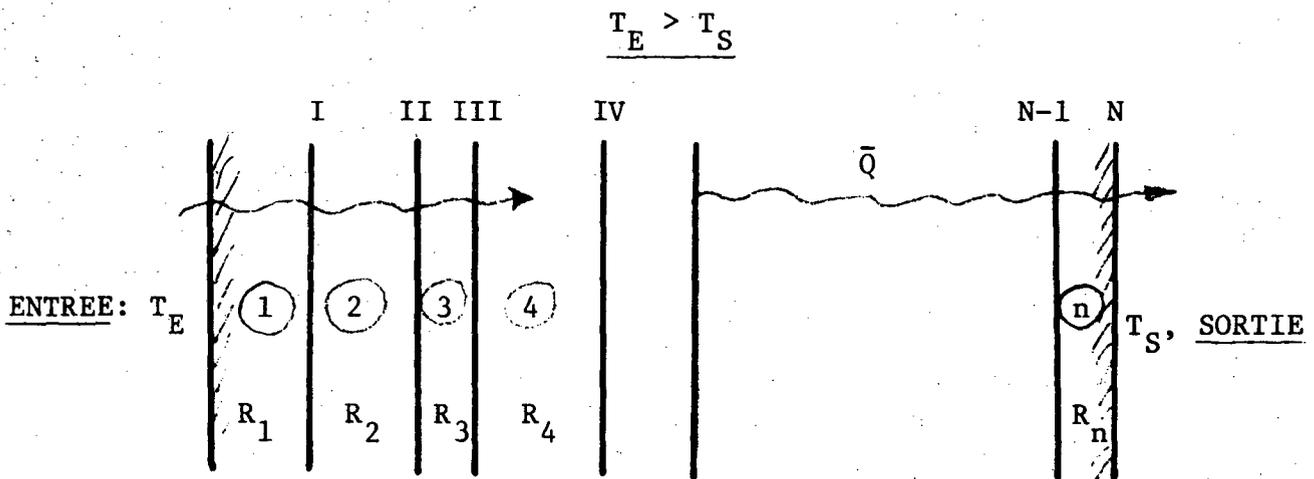


Figure 2-8 Écoulement stationnaire de la chaleur à travers un système multicouche.

Écoulement non stationnaire (transitoire) de chaleur

(1) Emmagasiner de la chaleur

Tous les objets contiennent de la chaleur en tant qu'énergie potentielle. Lorsque l'objet se refroidit, une partie de cette énergie thermique (chaleur emmagasinée) est libérée.

Si l'on considère une unité de volume (1m^3) du sol contenant de l'eau dans ses pores, le graphique idéalisé de l'énergie thermique en fonction de la température est représenté sur la figure 2-9.

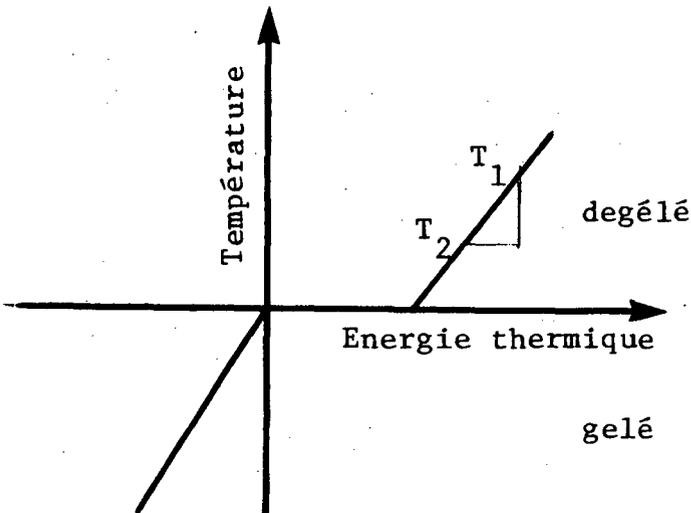


Figure 2-9 Écoulement transitoire de la chaleur. Relation entre l'énergie thermique et la température.

En l'absence du changement de phase, l'énergie nécessaire pour augmenter de ΔT la température d'un corps de volume V est donnée par :

$$Q(J) \equiv \Delta E_t = c_m \rho V \Delta T \quad (2-32)$$

soit pour un volume unitaire

$$\Delta e_t \left(J / m^3 \right) = c_m \rho \Delta T \quad (2-33)$$

et dans une unité du temps

$$de_t / dt \left(J / m^3 s \right) = c_m \rho \delta T / \delta t \quad (2-34)$$

(2) Écoulement de la chaleur

Cependant, le taux avec lequel l'énergie thermique change dans le corps est une fonction du taux avec lequel la chaleur est transférée, qui s'exprime par l'équation de Fourier :

$$q \left(J / m^2 s \right) = \bar{Q} / A_x = -k \delta T / \delta x \quad (2-35)$$

(3) La condition de continuité ou de conservation de l'énergie

demande que l'accroissement de l'énergie thermique d'un élément unitaire du sol considéré soit égal à l'énergie transférée dans l'élément.

$$q - \left(q + \frac{\delta q}{\delta x} dx \right) = \frac{\delta e_t}{\delta t} dx \quad (2-36)$$

d'où

$$\frac{\delta e_t}{\delta t} + \frac{\delta q}{\delta x} = 0 \quad (2-37)$$

En y substituant (2-34) et en tenant compte que (Éq. 2-35) :

$$\delta q / \delta x = -k \delta^2 T / \delta x^2 \quad (2-38)$$

on obtient finalement

$$\delta T / \delta t = a \delta^2 T / \delta x^2 \quad (2-39)$$

où $a = k/c_m \rho$ désigne la diffusivité thermique du sol en m^2/s .

L'équation (2-39) représente l'équation différentielle unidimensionnelle de diffusion de la chaleur. Elle est analogue à l'équation de consolidation unidimensionnelle du sol (voir le tableau 2-2).

2.1.2.3 Effet de changement de phase

On constate en général qu'il existe une analogie physique parfaite entre les lois d'écoulement respectivement de l'eau dans un milieu poreux, du courant électrique et de la chaleur à travers un corps (Tableau 2-2). Pour ce dernier, cependant, cette analogie est limitée à la région où il n'y a pas de changement de phase.

Si ce n'est pas le cas, outre les relations mentionnées, l'écoulement de la chaleur doit satisfaire encore à une condition supplémentaire, exigeant que la chaleur absorbée durant le dégel (ou libérée lors du gel) soit capable à traverser le chemin entre le front du dégel (ou dégel) et la surface du terrain.

Le bilan thermique au front de dégel est comme suit : en supposant (Fig. 2-10) que pendant le temps dt , le front avance de dX , on a

$$q_{dég} dt = q_{gelé} dt + E_L dX \quad (2-40)$$

d'où

$$E_L \frac{dX}{dt} = q_{dég} - q_{gelé}$$

TABEAU 2-2 ANALOGIES PHYSIQUES EN CONDUCTION

	Écoulement dans les milieux poreux	Conduction de la chaleur	Conduction de l'électricité
1. Potentiel	Tête d'eau, h (pi) (m)	Température, T (°F) (°C)	Voltage, V (Volts)
2. Emmagasinement	Volume d'eau, W (pi ³ /pi ³) (m ³ /m ³)	Énergie thermique, e _t (Btu/pi ³) (J/m ³)	Charge, Q (Coulombs)
3. Conductivité	Perméabilité, k (pi/sec) (m/s)	Conductivité therm., k (Btu/hre.pi.°F) (W/mK)	Conductivité él., o (Coul./sec.m.volt)
4. Écoulement	Débit, Q (pi ³ /sec) (m ³ /s)	Taux d'écoul. de la chaleur, Q̇ (BTU/hre), (W)	Courant élect., i (Coul./sec = amp)
5. Gradient le long des x (négatif)	Gradient hydraul., i i = -∂h/∂x (pi/pi) (m/m)	Gradient therm., i i = ∂T/∂x (°F/pi) (°C/m)	Intensité élect., E E = -∂V/∂x (V/m)
6. Conduction le long des x	Loi de Darcy Q = -k _x (∂h/∂x)A	Loi de Fourier Q̇ = -k _x (∂V/∂x)A	Loi d'Ohm i = -o _x (∂V/∂x)A = V/R
7. Capacitance	Coef. de variation de volume, M M = dW/dh = k/c _v (pi ² /pi ³) (m ² /m ³)	Capacité calorifique c _v c _v = de _t /dT (Btu/pi ³ .°F), (J/m ³ K)	Capacitance, C C = dQ/dV (Coul./volt = farads)
8. Continuité, (cas général)	∂W/∂t + ∇Q = 0	∂e _t /∂t + ∇ = 0	∂/∂t + ∇ i = 0
9. Continuité, (cas stationnaire)	∇Q = 0	∇ q = 0	∇ i = 0
Éq. de Laplace, si homogène et isotrope. (k = const.)	∇ ² h = 0	∇ ² T = 0	∇ ² V = 0
10. Diffusion (une dimension) (cas transitoire)	∂h/∂t = c _v (∂ ² h/∂x ²) c _v = coef. de consolidation = k/m (m ² /s)	∂T/∂t = a (∂ ² T/∂x ²) a = diffusivité = k/c _v (m ² /s)	∂V/∂t = (o/C) (∂ ² V/∂x ²)

Avec q = -k ∂T/∂x, on a

$$E_L (\delta X / \delta t) = k_{\text{gelé}} (\delta T / \delta x) \Big|_{(x=x^+)} - k_{\text{dég}} (\delta T / \delta x) \Big|_{(x=x^-)} \quad (2-41)$$

Pour le cas du gel, le bilan thermique conduit à une relation semblable à (2-41). Cette condition de frontière mobile rend le problème de solidification ou de fusion mathématiquement difficile à résoudre. Même pour un cas unidimensionnel, il faut résoudre simultanément deux équations différentielles de diffusion (une pour 0 < x < X et l'autre pour X < x < ∞, en satisfaisant aux conditions de frontières en surface (x=0) et au front du gel ou du dégel (x=X).

Solutions approchées et exactes pour le cas transitoire

(a) *Sans changement de phase* (Fig.2-11)

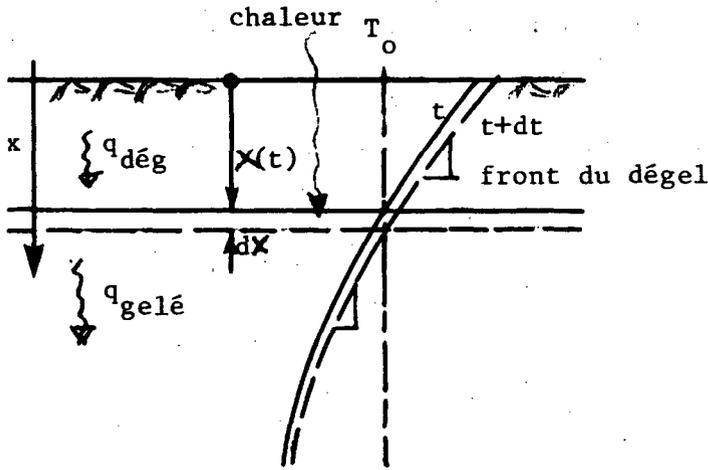
Hypothèses :

- (1) cas unidimensionnel.
- (2) changement brusque de la température en surface du corps de T_{os} à T_s, tel que ΔT_s = |T_s - T_{os}|
- (3) La forme de la courbe T = f(x) :

T = f(x) en n'importe quel instant t > 0 à une forme parabolique, donnée par (Terzaghi, 1952)

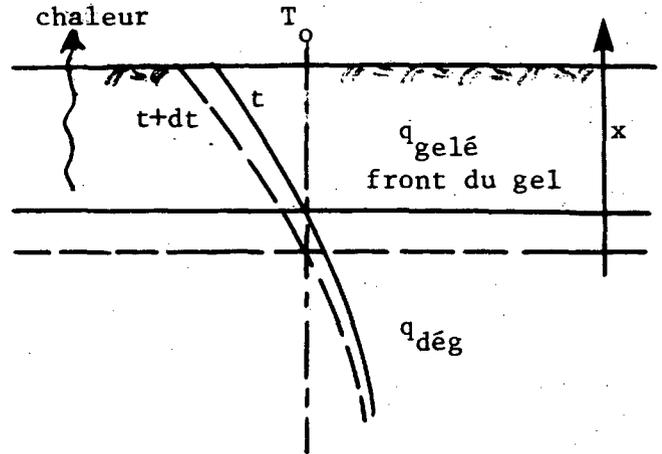
$$T = T_{os} + \Delta T_s (1 - x / x_o)^2 \quad (2-42)$$

DEGEL



$$q_{dég} > q_{gelé}$$

GEL



$$q_{gelé} > q_{dég}$$

Figure 2-10 Bilan thermique dans les cas de dégel et de gel.

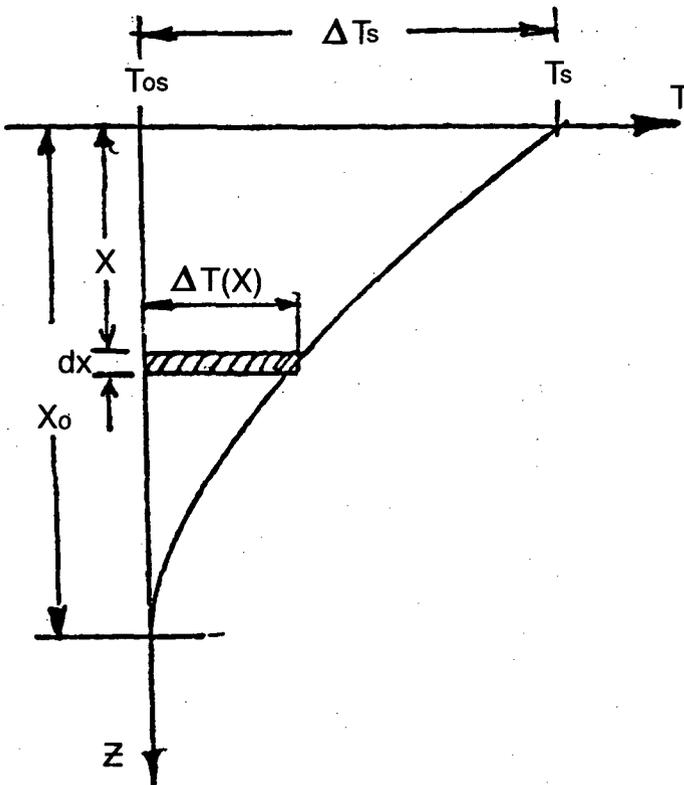


Figure 2-11 Écoulement transitoire de la chaleur sans changement de phase. Solution approchée d'après Terzaghi (1952).

où x_0 est la profondeur de la perturbation thermique, fonction du temps.

- (4) Le matériau est homogène, et caractérisé par la diffusivité thermique a .
- (5) $x_0 = 0$ lorsque $t = 0$.

Comme résultat, on obtient :

Le temps nécessaire pour qu'une perturbation thermique pénètre jusqu'à une profondeur x_0

$$t = x_0^2 / 12a \tag{2-43}$$

Soit, inversement

$$x_0 = \sqrt{12at} \tag{2-44}$$

Une fois que x_0 est déterminé, la variation de la température avec la profondeur, $T(x)$ est donnée par (2-42).

Le flux thermique nécessaire pour maintenir la température en surface constante et égale à T_s est donné par la loi de Fourier.

$$q \text{ (W / m}^2\text{)} = -k \left(\frac{dt}{dx} \right)_{x=0} \tag{2-45}$$

avec

$$\left(\frac{dt}{dx} \right)_{x=0} = 2k\Delta T_s / x_0 \tag{2-46}$$

Par contre, la solution exacte du même problème ne fait aucune hypothèse sur la forme de la fonction $T = f(x)$, dont la forme analytique est

$$T(x) = T_s + (T_{os} - T_s) \operatorname{erf} \omega \quad (2-47)$$

soit

$$\Delta T(x) = \Delta T_s \operatorname{erfc} \omega \quad (2-48)$$

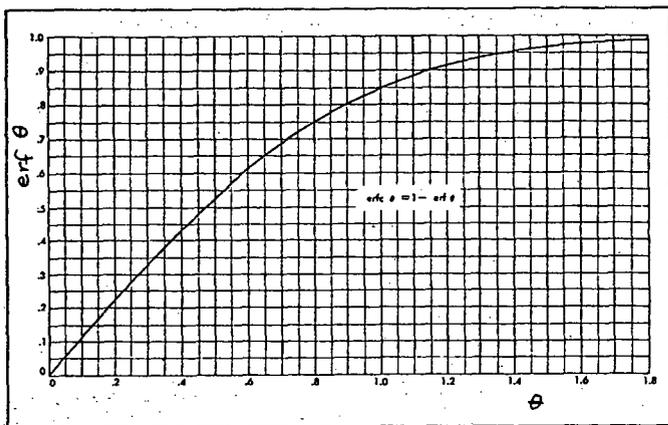
avec l'argument

$$\omega = x / 2 (\alpha t)^{1/2} \quad (2-49)$$

Cette solution exige l'utilisation de l'abaque pour la fonction $\operatorname{erf} \omega$, montré dans la figure 2-12.

Le flux thermique en surface est dans ce cas donné également par l'équation (2-43), mais avec le gradient

$$(dt/dx)_{x=0} = (T_{os} - T_s) / (\pi \alpha t)^{1/2} \quad (2-50)$$



$$T_x = T_s + (T_{os} - T_s) \operatorname{erf} \theta$$

$$\Delta T_x = \Delta T_s \operatorname{erfc} \theta$$

$$\theta = \frac{x}{2\sqrt{\alpha t}}$$

$$q \text{ (W/m}^2\text{)} = -k \left(\frac{dT}{dx} \right)_{x=0}$$

$$\left(\frac{dT}{dx} \right)_{x=0} = \frac{T_{os} - T_s}{\sqrt{\pi \alpha t}}$$

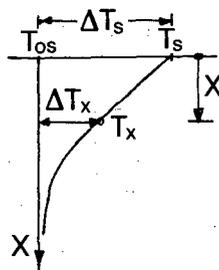


Figure 2-12 Écoulement transitoire de la chaleur sans changement de phase. Solution exacte (Sanger, 1969).

(b) Avec changement de phase

Solution approchée (Terzaghi, 1952) (Fig.2-13)

Hypothèses

- Cas unidimensionnel
- Sol homogène, température près de 0°C
- Variation linéaire de la température jusqu'au front de gel (ou dégel)
- En dessous du front de gel (ou dégel) la température reste à $T_o = 0^\circ\text{C}$
- Dans la zone du sol au-dessus du front de changement de phase, on considère que le sol se trouve à une température moyenne de $(1/2) |T_s - T_o| = (1/2) \Delta T_s$

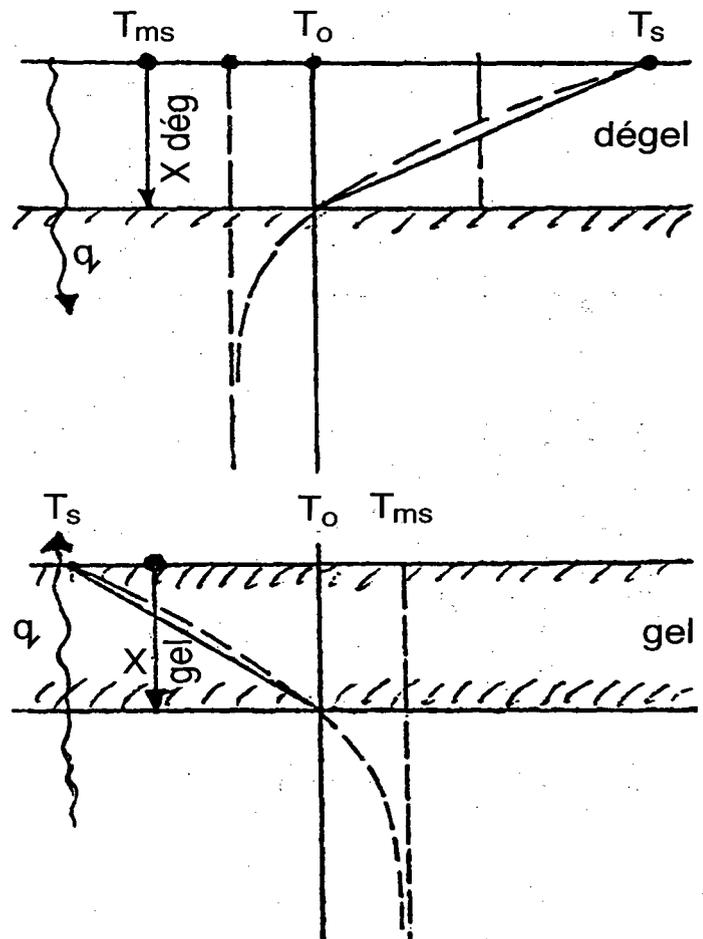


Figure 2-13 Écoulement transitoire de la chaleur avec changement de phase. Solution approchée d'après Terzaghi (1952).

En satisfaisant aux conditions d'écoulement, d'emmagasinement et de continuité, *Terzaghi (1952)* a obtenu, pour un changement brusque de la température en surface et pour $z = 0$ lorsque $t = 0$, le résultat suivant :

$$z = \left[\frac{2t \Delta T_s k}{E_L + (1/2) \Delta T_s c_v} \right]^{1/2} \quad (2-51)$$

Dans (2-51) il faut substituer :

Pour $x_{\text{dégel}}$: $k_{\text{dég}}$, $E_{L, \text{dég}}$, $c_{v, \text{dég}}$

Pour x_{gel} : $k_{\text{gelé}}$, $E_{L, \text{gelé}}$, $c_{v, \text{gelé}}$

Solution exacte (Fig. 2-14)

Pour le même cas, une solution exacte a été développée par *Neumann (1860)*. Elle fut modifiée par *Berggren (1943)* et mise sous forme d'abaques par *Aldrich & Paynter (1953)*.

Cette solution tient compte de la température initiale du sol T_{ms} , qui est différente de $T_o = 0^\circ\text{C}$, ainsi que de la chaleur nécessaire pour chauffer ou refroidir le sol en dessous du front de gel ou de dégel.

Cette solution s'exprime par :

$$x = \lambda \left[\frac{2k_m \Delta T_s t}{E_L} \right]^{1/2} \quad (2-52)$$

où

$$k_m = (1/2) (k_{\text{gelé}} + k_{\text{dég}})$$

$$\Delta T_s = |T_s - T_o|$$

$$\lambda = f(\alpha, \mu) \quad (2-53)$$

où

$$\alpha = \text{« rapport thermique »} = \left| \frac{T_{ms} - T_o}{T_s - T_o} \right| \quad (2-54)$$

$\mu = \text{« paramètre de fusion »} =$

$$\frac{c_{vm} |T_s - T_o|}{E_L} \quad (2-55)$$

avec

$$c_{vm} = (1/2) (c_{v\text{gelé}} + c_{v\text{dég}}) \quad (2-56)$$

Les valeurs de λ sont lues à partir de l'abaque, Fig. (2-15).

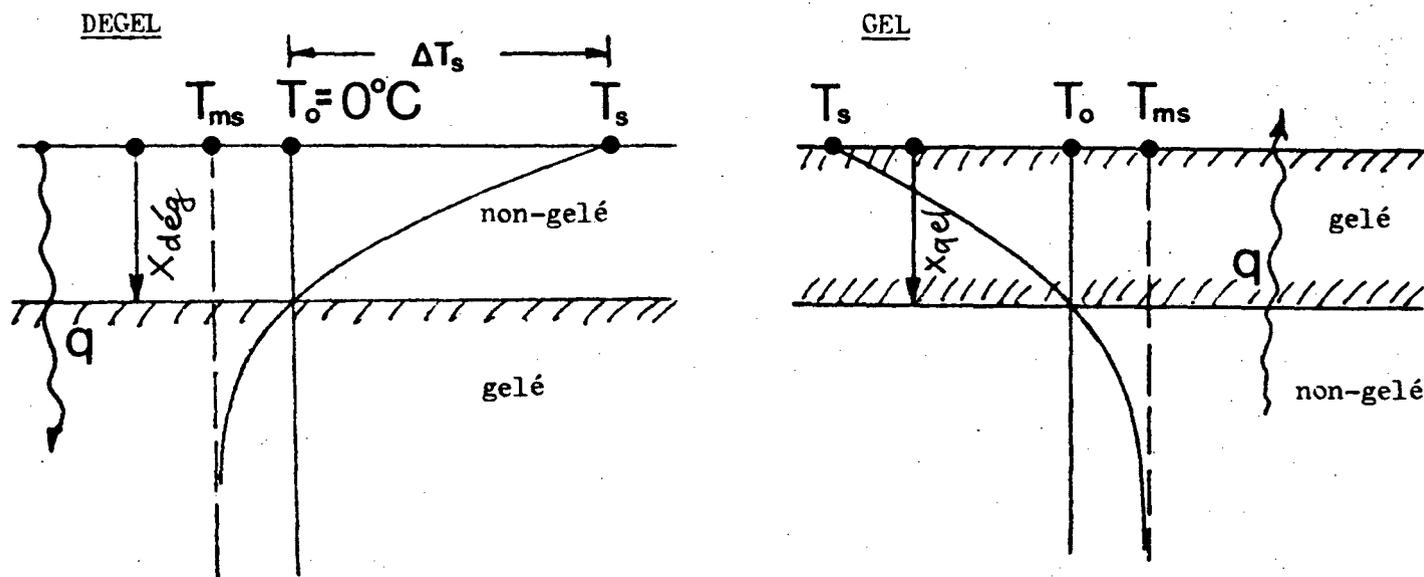


Figure 2-14 Écoulement transitoire de la chaleur avec changement de phase. Solution exacte «Berggren modifié», d'après Aldrich & Paynter (1953).

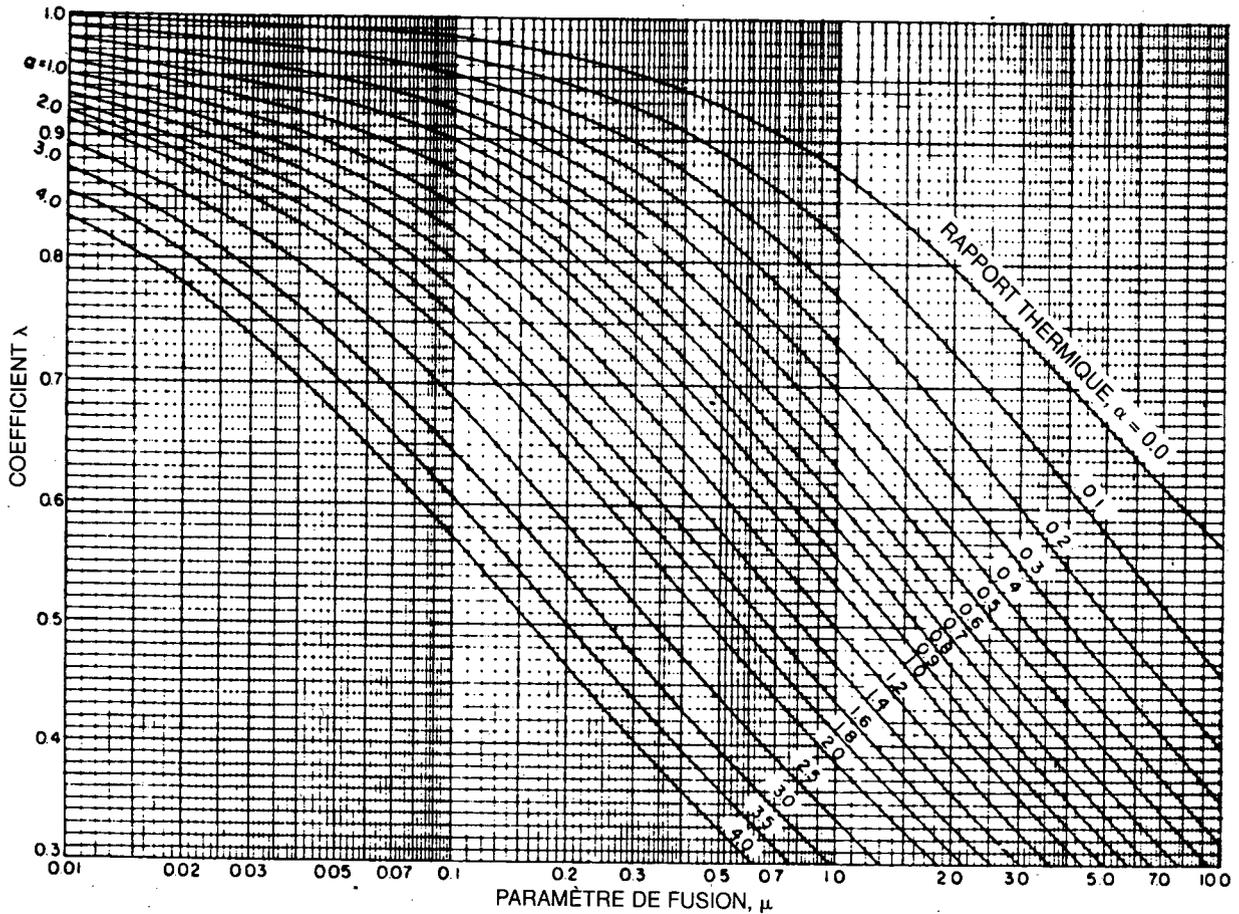


Figure 2-15 Abaque des valeurs de lambda (Sanger, 1969, d'après Aldrich & Paynter, 1953).

2.1.2.4 Variation sinusoïdale de la température en surface

La température à la surface du sol T_s varie de jour en jour et suit pendant l'année les fluctuations de la température de l'air, T_a . Cependant, $T_s \neq T_a$ à cause des conditions microclimatiques près de la surface de sol, qui dépendent du type de sol, de la couverture végétale, de sa couleur, ainsi que du vent, de la couverture nivale et de l'orientation et la pente du terrain.

Bien que la variation de T_a et T_s soit irrégulière et fluctue légèrement d'année en année, la moyenne des températures pendant une période d'au moins 10 ans montre une variation essentiellement sinusoïdale, qui peut s'exprimer par la loi (Fig 2-16) :

$$T_s = T_{ms} + A_0 \sin(2\pi t / p) \quad (2-57)$$

où

T_{ms} = la température annuelle moyenne à la surface du terrain

A_0 = l'amplitude maximale

t = le temps

p = la période = 365 jours.

On constate (Fig. 2-17) que T_s en surface varie entre $(T_{ms} + A_0)$ et $(T_{ms} - A_0)$.

Dans une profondeur quelconque, x , la variation de la température (dans un sol homogène, caractérisé par la diffusivité, a , et sans changement de phase) est donnée par :

$$T_x = T_{ms} + A_0 \exp \left[-x \left(\frac{\pi}{pa} \right)^{1/2} \right] \sin \left[\left(\frac{2\pi t}{p} \right) - x \left(\frac{\pi}{pa} \right)^{1/2} \right] \quad (2-58)$$

À partir de (2-58), on peut déduire :

- (1) la valeur de l'amplitude maximale en n'importe quelle profondeur, x ,

$$A_x = A_0 \exp \left[-x \left(\frac{\pi}{pa} \right)^{1/2} \right] \quad (2-59)$$

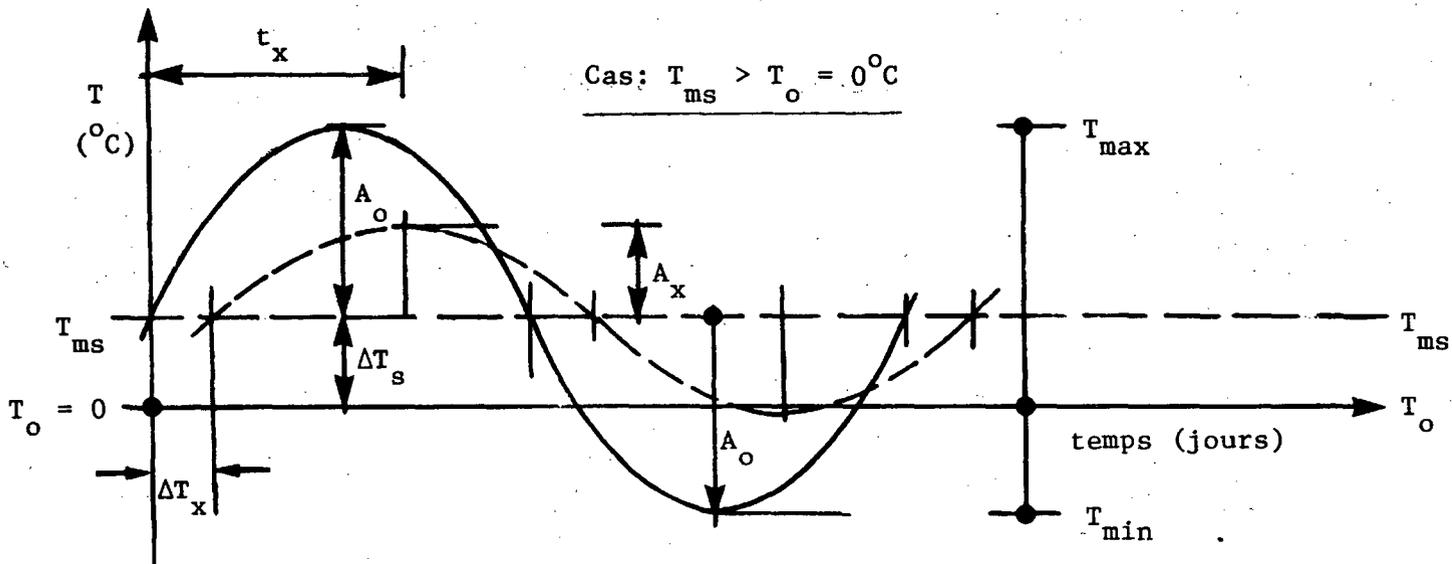


Figure 2-16 Effet de la variation sinusoïdale de la température en surface: Relation température-temps.

Ce maximum montre, par rapport à la variation en surface, un déphasage de (Fig 2-16).

$$\Delta t_x = \frac{x}{2} \left[\frac{p}{\pi a} \right]^{1/2} \quad (2-60)$$

Donc, la température T_x à la profondeur x varie entre $(T_{ms} + A_x)$ et $(T_{ms} - A_x)$

2. Enveloppe des températures maximales dans le pergélisol

À partir de (2-58), on peut aussi déduire l'enveloppe des températures maximales dans une couche de pergélisol. Son équation s'écrit :

$$T(z) = T_0 (T_0 - T_{ms}) [1 - \exp(-cz)] \quad (2-61)$$

où

$$c = (\pi / pa)^{1/2}$$

et $z = x - x_0$ est la profondeur mesurée à partir de la surface du pergélisol (Fig. 2-17). Vu que $T_0 = 0^\circ\text{C}$, on peut écrire (2-61) comme :

$$T(z) = T_{ms} [1 - \exp(-cz)] \quad (2-62)$$

valable pour $0 < z < \infty$

On en donne un exemple dans la figure 2-18.

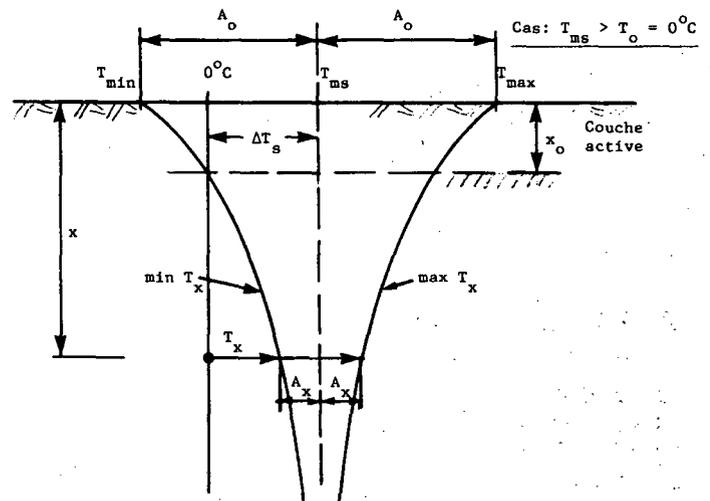


Figure 2-17 Effet de la variation sinusoïdale de la température en surface: enveloppes des températures extrêmes.

Finalement, une valeur approchée de l'amplitude maximale à la surface du terrain peut être obtenue à partir de

$$A_0 \approx (\pi / 2p) (I_{\text{gel}} + I_{\text{dégel}}) \quad (2-63)$$

où I_{gel} et $I_{\text{dégel}}$ sont les indices de gel et de dégel pour la surface du sol.

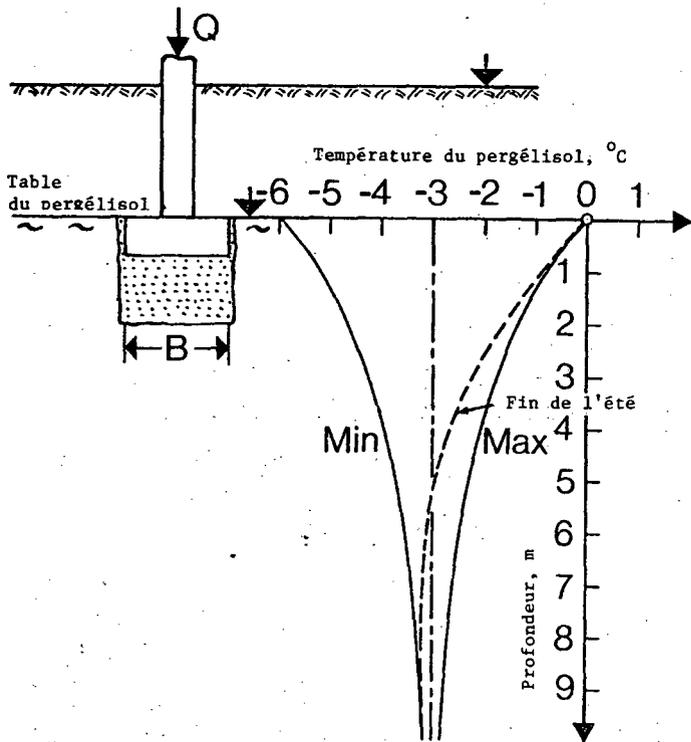


Figure 2-18 Températures extrêmes en dessous d'une fondation établie dans le pergélisol.

2.1.2.5 Gel et dégel : cas saisonnier

Les formules déduites précédemment pour la propagation du front de gel et de dégel dans le sol, suite à une variation brusque de la température en surface, peuvent se transformer pour traiter également le cas d'une variation saisonnière de la température. Pour cela, (Fig. 2-19) on définit l'indice de gel, I_{gel} , par

$$I_{gel} = \int_{t_{gel}} \Delta T_s dt \quad (2-64)$$

et l'indice de dégel, $I_{dég}$ par

$$I_{dég} = \int_{t_{dég}} \Delta T_s dt \quad (2-65)$$

où t_{gel} et $t_{dég}$ sont les périodes de gel et de dégel pour la localité considérée, et $\Delta T_s(t)$ est la variation de la température mesurée à partir de $T_0 = 0^\circ C$. En connaissant les valeurs de I_{gel} , $I_{dég}$, t_{gel} , $t_{dég}$, on peut calculer ΔT_s moyen respectif :

$$\Delta T_{sm, gel} = I_{gel} / t_{gel} \quad (2-66)$$

$$\Delta T_{sm, dégel} = I_{dég} / t_{dég} \quad (2-67)$$

Les figures 2-20 et 2.21 montrent les valeurs moyennes des indices de gel et de dégel pour une période de 30 ans. Ces valeurs correspondent aux conditions dans l'air au-dessus de la surface du sol. L'effet du caractère de la surface sur ces indices est exprimé par le facteur de transformation n,

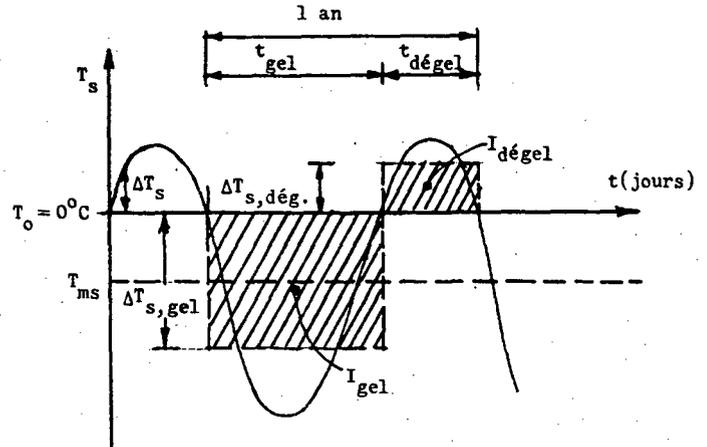


Figure 2-19 Notation utilisée pour le calcul de la profondeur de gel et de dégel saisonniers.

dont les valeurs sont données dans le Tableau 2-3. C'est $I_{surface}$ qui doit être utilisé dans toutes les formules. La figure 2-22 montre l'effet du vent sur la valeur de n de dégel, pour une piste d'aéroport.

Avec cette transformation, et en tenant compte que les indices I_{gel} et $I_{dég}$ sont mesurés en $^\circ C$ jours tandis que dans tous les autres paramètres le temps est en secondes, on obtient pour la *Méthode approchée* (Éq. 2-51) :

$$X = 60 \left[\frac{48kI}{E_L + (1/2)\Delta T_{sm}c_v} \right]^{1/2} \quad (2-68)$$

avec la même remarque qu'après (2-51).

Pour la *Méthode Berggren modifiée* (Éq. 2-52) :

$$X = 60\lambda \left[\frac{48k_m I}{E_L} \right]^{1/2} \quad (2-69)$$

avec

$$\alpha = \frac{T_{ms} - T_0}{\Delta T_{sm}} \quad (2-70)$$

$$\mu = \frac{c_{vm} \Delta T_{sm}}{E_L} \quad (2-71)$$

et $\lambda(\alpha, \mu)$ est lu à partir de la figure 2-15.

Remarque générale : La méthode approchée donne des valeurs de X proches de la théorie exacte, lorsque le sol est saturé et que sa température initiale est près de $0^\circ C$. Si ces conditions ne sont pas satisfaites, il faut utiliser la méthode plus exacte (Berggren modifiée).

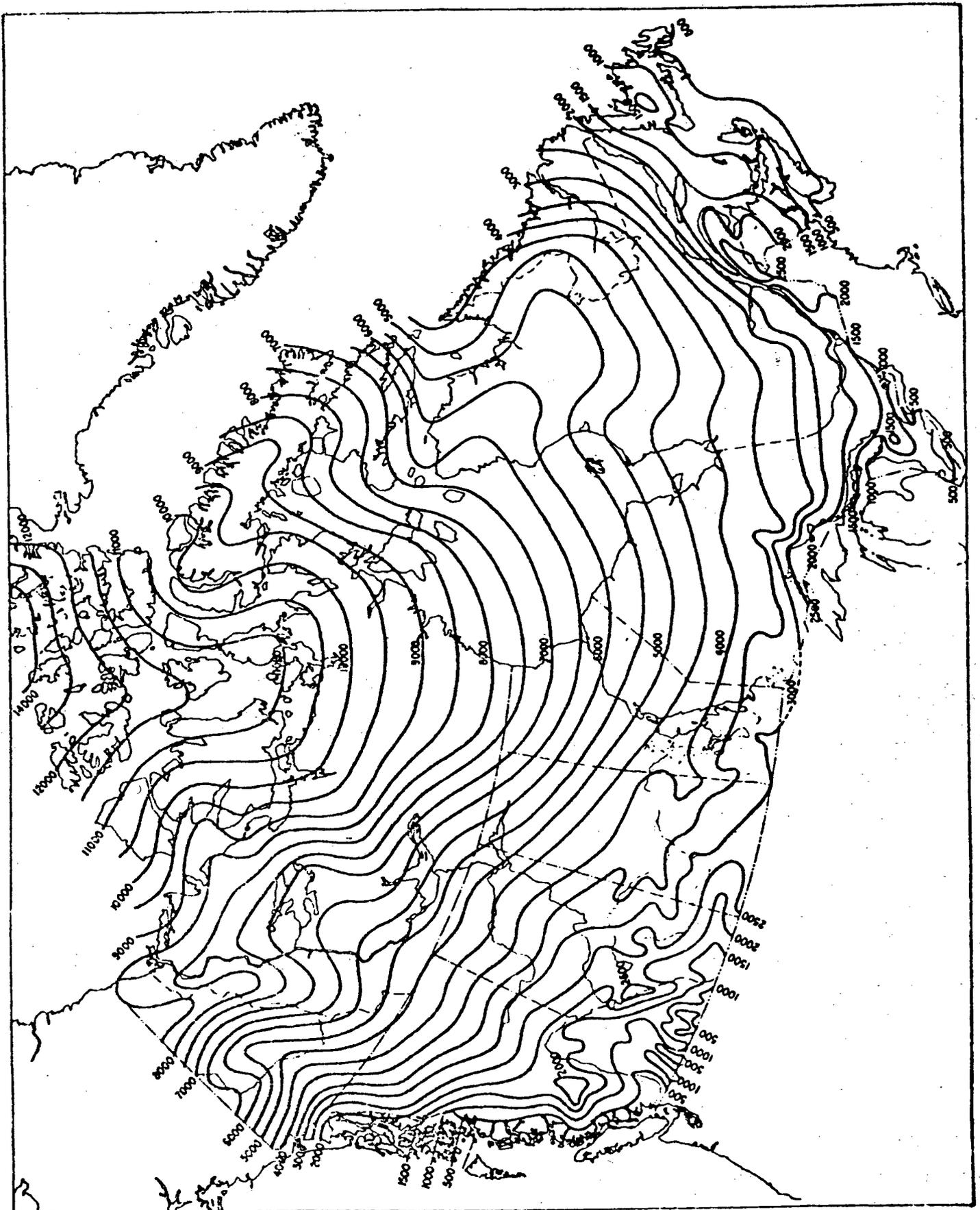


Figure 2-20 Indice de gel normal en degré-jours Fahrenheit, pour la période 1931-1960, d'après Boyd (1976).

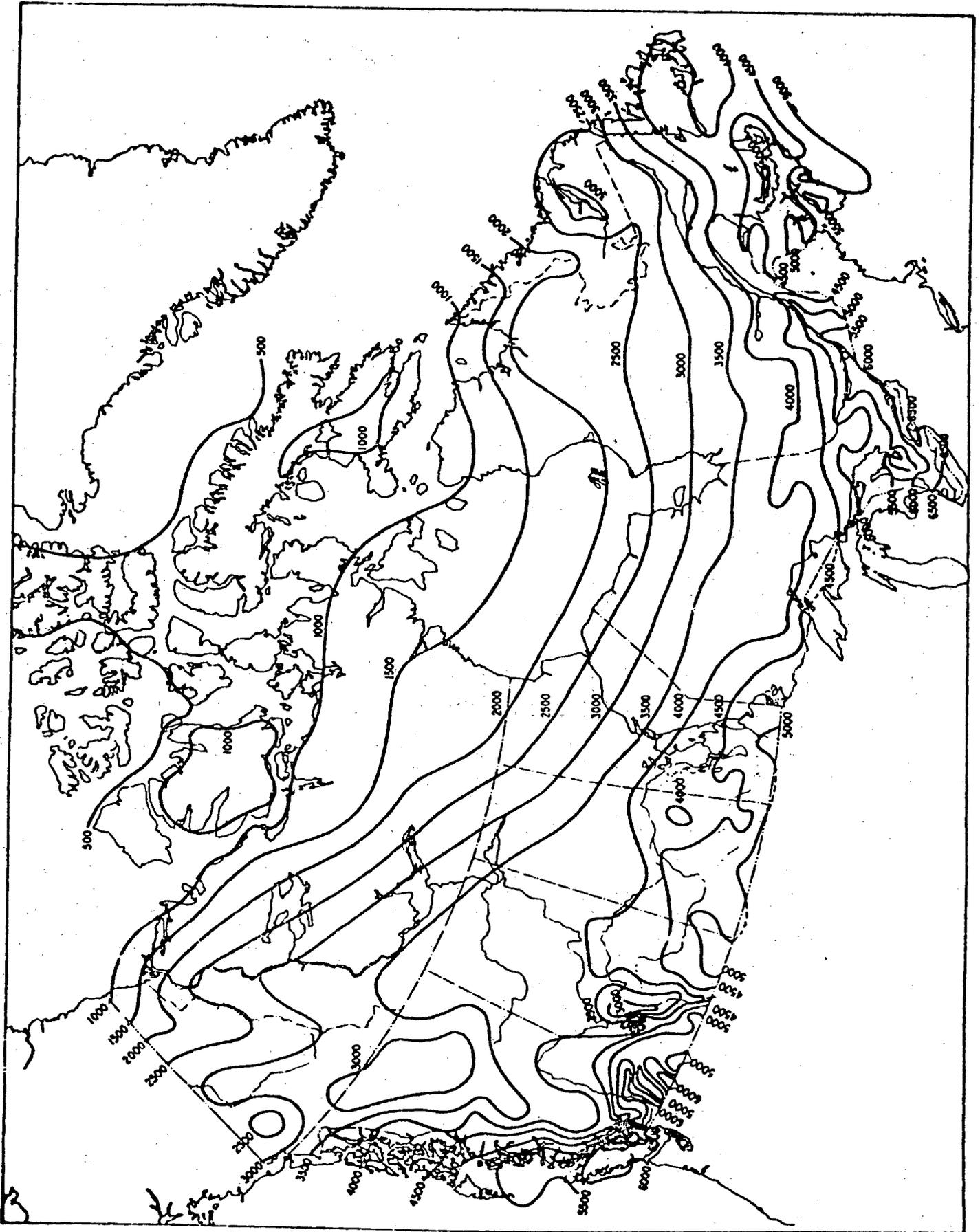


Figure 2-21 Indice de dégel normal en degré-jours Fahrenheit pour la période 1931-1960, d'après Boyd (1976).

Tableau 2-3 Facteurs n pour gel et dégel (d'après C.R.R.E.L. SR 80-34) (Linell & Lobacz, 1980)

Type de surface (a)	n = I _{surface} /I _{air}	
	Pour le gel	Pour le dégel
Neige	1,0	—
Béton du ciment Portland	0,75	1,5
Pavage bitumineux	0,7	(b) 1,6 à 2,00
Sol dénudé	0,7	(b) 1,4 à 2,0
Surface à l'ombre	0,9	1,0
Gazon	0,5	0,8
Boisée	0,3	(c) 0,4

Notes :

- (a) Surface exposée directement au soleil et/ou à l'air libre, sans couvert de poussière, sol, neige ou glace, et sans chauffage par un bâtiment.
- (b) Utiliser les plus faibles valeurs, sauf aux hautes latitudes ou élévations, où la principale source de chaleur pendant l'été est le rayonnement solaire.
- (c) Données de Fairbanks, Alaska, pour une seule saison, avec l'accumulation normale de la neige.

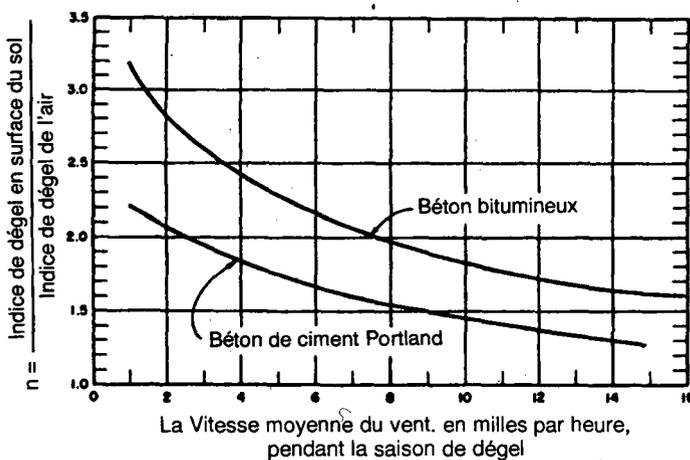


Figure 2-22 Relation entre la vitesse du vent et le facteur n, pendant une saison de dégel (pour les aéroports). (D'après U.S. Army Tech. Manual TM5-852-6) Note: 1 mph = 1.61 km/h.

2.1.2.6 Effet de la forme et des dimensions de la surface sur le taux de dégel

Toutes les considérations jusqu'à présent ne sont valables que pour un cas unidimensionnel du transfert de chaleur dans le sol. Si, par contre, la perturbation de la température en surface est concentrée sur une surface rectangulaire de largeur B et longueur L, le dégel aura la forme d'un bulbe, avec l'ordonnée au centre (Fig. 2-23).

$$X_c = k_c X_{dég} \quad (2-72)$$

et au bord

$$X_E = k_E X_c = k_c k_E X_{dég} \quad (2-73)$$

Un point supplémentaire en dehors de la surface B x L se trouve à une distance $X_E/4$ à partir du bord et à une profondeur $X_E/2$.

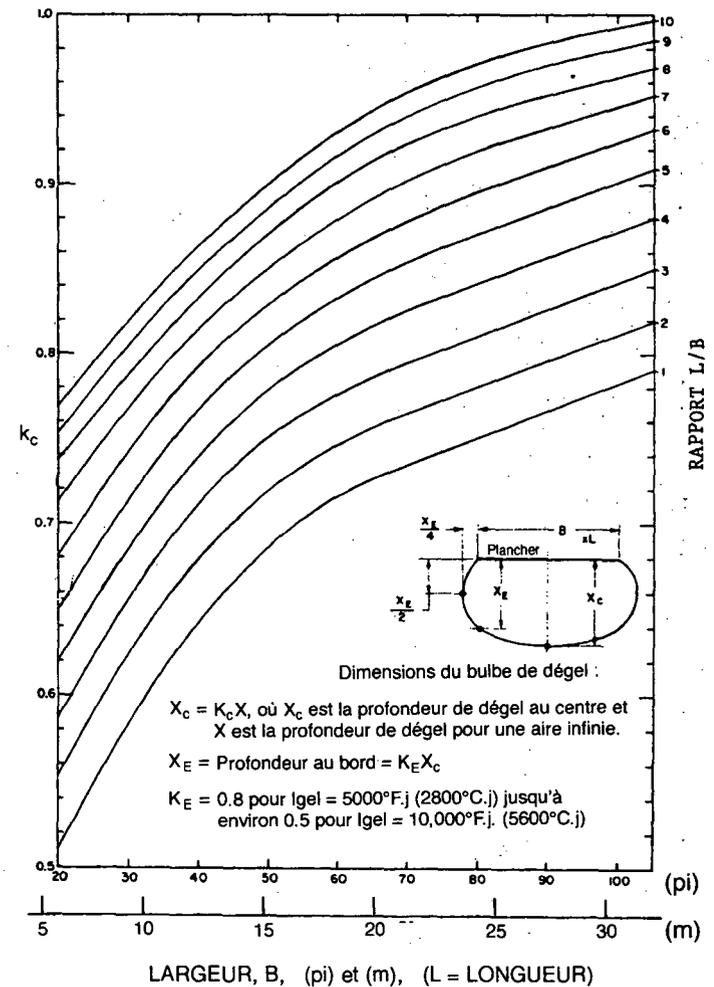


Figure 2-23 Effet sur le taux de dégel de la forme et des dimensions de la surface chauffée (d'après Sanger, 1969).

Les valeurs du coefficient de réduction K_c sont données dans l'abaque (Fig. 2-23) en fonction de B et de L/B, tandis que les coefficients K_E dépendent des indices de gel comme suit :

Pour $I_{gel} = 5550^\circ\text{Cj}$, $k_E = 0,50$

$I_{gel} = 4170^\circ\text{Cj}$, $k_E = 0,65$

$I_{gel} = 2780^\circ\text{Cj}$, $k_E = 0,80$

2.1.2.7 Gel et dégel d'un système bicouche

Soit deux couches dont les propriétés thermiques sont très différentes (par exemple, un sol couvert de gravier humide, de tourbe sèche, d'une couche d'isolation ou de neige). Une analyse approchée semblable à celle de *Terzaghi (1952)* donne les résultats suivants (Fig. 2-24) :

1) Gel ou dégel dû à un changement brusque de la température en surface : La profondeur du front, X, est donnée par

$$X = \left[(k_2 R_1)^2 + 2 \frac{\Delta T_s}{E_{L2}} k_2 (t - t_0) \right]^{1/2} - k_2 R_1 + H \quad (2-74)$$

Ici, les indices «1» et «2» signifient respectivement la couche supérieure et inférieure, H est l'épaisseur de la couche supérieure, et $R_1 = H/k_1$ est sa résistance thermique. Le temps t_0 de passage de la perturbation thermique à travers la couche supérieure pour atteindre la surface de la couche inférieure peut se calculer par la formule

$$t_0 = H^2 / 12a_1 \quad (2-75)$$

(avec a_1 en m^2/s), valable si l'humidité de la couche supérieure est négligeable et $E_{L1} \approx 0$. D'autre part, il faut utiliser la formule

$$t_0 = H^2 E_{L1} / 2k_1 \Delta T_s \quad (2-76)$$

si la couche supérieure contient de l'eau et $E_{L1} > 0$.

Une fois la valeur de X déterminée, on calcule la température au contact entre les deux couches (ΔT_c à $X = H$) :

$$\Delta T_c = \Delta T_s \frac{X - H}{k_2 R_1 + X - H} \quad (2-77)$$

soit

$$\Delta T_c = \frac{\Delta T_s}{1 + \left(\frac{H}{X - H} \right) \frac{k_2}{k_1}} \quad (2-77a)$$

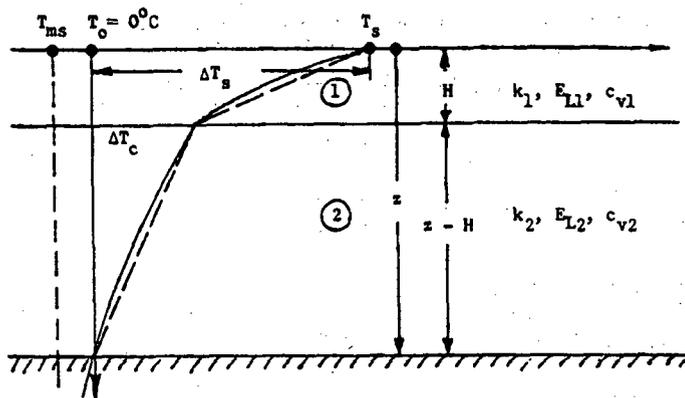


Figure 2-24 Notation pour le gel et le dégel d'un système bi-couche.

On peut obtenir une valeur de X plus précise si dans (50) on substitue au lieu de E_{L2} la valeur plus exacte E'_{L2} :

$$E'_{L2} = E_{L2} + \frac{\Delta T_c}{2} c_{v2} + \frac{\Delta T_s + \Delta T_c}{2} c_{v1} \quad (2-78)$$

Dans le cas d'une variation saisonnière de la température en surface, la profondeur du front de gel ou de dégel peut être déterminée à partir de la formule

$$X = \left[(k_2 R_1)^2 + \frac{48 \times 3600 I k_2}{E_{L2}} \left[1 - \frac{t_0}{t} \right] \right]^{1/2} - k_2 R_1 + H \quad (2-79)$$

Ici le temps dans k est en secondes, tandis que l s'exprime en $^\circ\text{C}$ jours.

Les valeurs de t_0 sont :

- La couche supérieure est presque sèche :

$$t_0 \text{ (jours)} = H^2 / 12a_1 \quad (2-80)$$

avec a_1 en m^2/jour

- La couche supérieure contient de l'eau :

$$t_0 \text{ (jours)} = \frac{H^2 E_{L1}}{48 \times 3600 k_1 \Delta T_{sm}} \quad (2-81)$$

où

$$\Delta T_{sm, \text{ gel ou dégel}} = \frac{I_{\text{gel ou dégel}}}{T_{\text{gel ou dégel}}} \quad (2-82)$$

Cette solution peut s'améliorer également en substituant ΔT_{sm} de l'équation (2-82) dans (2-77a) pour trouver ΔT_c et en remplaçant dans (2-79) E_{L2} par E'_{L2} , donné par l'équation (2-78).

Il faut noter que dans toutes ces équations (2-74) à (2-82), il faut substituer :

Pour le dégel : $l_{dég}$, $k_{dég}$, $E_{Ldég}$, $c_{vdég}$

Pour le gel : l_{gel} , k_{gel} , E_{Lgel} , c_{vgel} .

La figure 2-25 montre un exemple d'application de cette théorie.

2.1.2.8 Gel ou dégel d'un sol stratifié

L'analyse de ce problème montre que la solution mathématique reste la même que dans le cas d'un sol homogène, à condition de remplacer les propriétés thermiques du sol par leurs moyennes pondérées.

Si (Fig. 2-26) x_i est l'épaisseur d'une couche quelconque i , caractérisée par k_i , $R_i = x_i/k_i$, c_{vi} , et E_{Li} , les moyennes pondérées de ces paramètres jusqu'à une profondeur X , à priori inconnue, sont

$$\bar{c}_v = \frac{1}{X} \sum_0^x (c_{vi} X_i) \quad (2-83)$$

$$\bar{k} = X / \sum_0^x (R_i) \quad (2-84)$$

$$\bar{E}_L = \frac{1}{X} \sum_0^x (E_{Li} X_i) \quad (2-85)$$

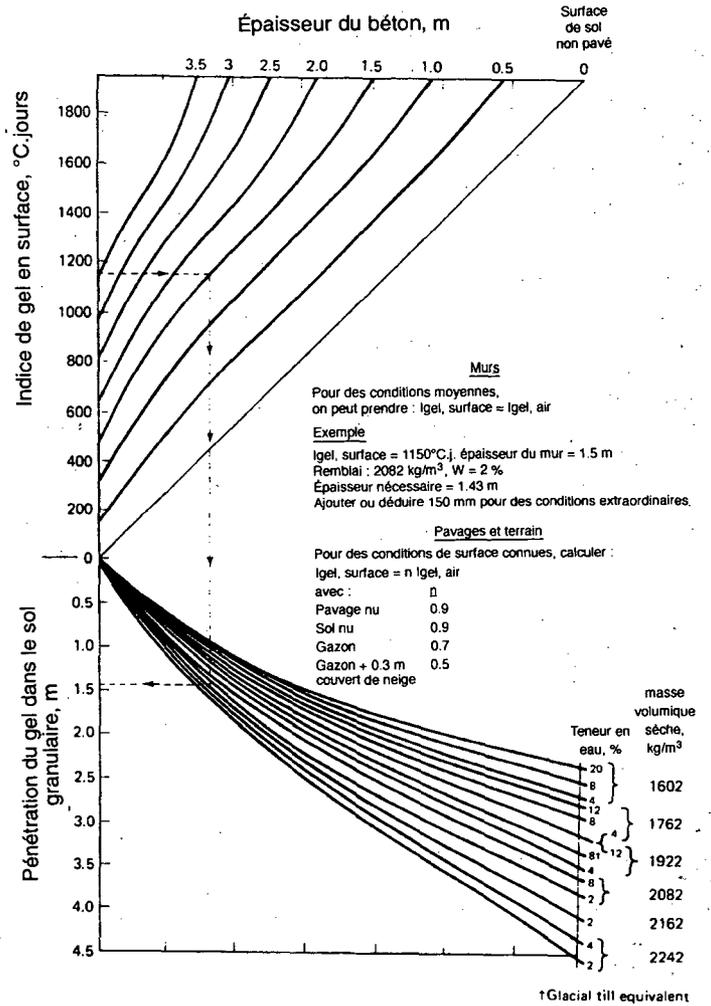


Figure 2-25 Abaque pour la pénétration du gel à travers le béton dans un sol granulaire de protection contre le gel d'un sol gélif adjacent (d'après Sanger, 1969).

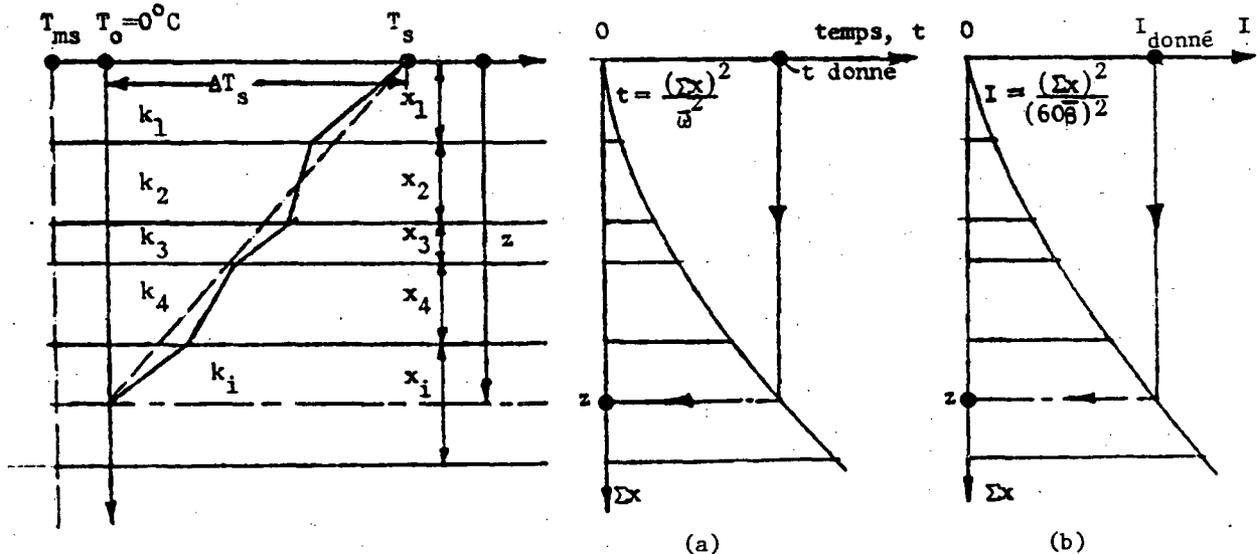


Figure 2-26 Notation et schéma pour la détermination de la profondeur de dégel dans un sol stratifié: (a) Variation brusque de la température en surface. (b) Variation saisonnière de la température en surface.

La profondeur du gel ou du dégel s'obtient comme auparavant et, en considérant uniquement le cas saisonnier,

$$X \text{ (m)} = 60 \bar{\beta} I^{1/2} \quad (2-86)$$

$$\bar{\beta} = \lambda \left[\frac{48 \overline{k_m}}{E_L} \right]^{1/2} \quad (2-87)$$

Pour trouver la valeur de X pour un I donné, on calcule les valeurs

$$I_{\Sigma x} = \left[\frac{\Sigma x}{60 \bar{\beta}} \right]^2 \quad (2-88)$$

Pour trouver la valeur de X pour un I donné, on calcule les valeurs successivement pour $X = x_1$, $X = x_1 + x_2$, etc., jusqu'au moment où $I_{\Sigma x}$ devient égal à I donné. La solution s'obtient le plus facilement en portant $I_{\Sigma x}$ en fonction de Σx (Fig. 2-26). Il convient, au besoin, de programmer ce calcul pour une calculatrice de poche. Un exemple de ce type de calcul est donné dans l'Annexe.

2.1.2.9 Cas d'un système tricouche (gravier-isolation-sol)

Dans beaucoup de cas pratiques, y compris les fondations des routes et des pistes dans le Nord, on ne peut pas tolérer que le gel ou le dégel pénètre profondément dans le sol, à cause du danger des soulèvements ou des tassements qui peuvent en résulter. Pour la protection thermique on couvre le sol le plus souvent soit par un remblai granulaire épais, soit, principalement pour des raisons économiques, par un remblai granulaire posé sur une couche isolante qui repose directement sur le sol. Cette dernière peut être composée de matériaux organiques naturels (copeaux de bois, sciures, tourbe) ou synthétiques (planches rigides de polystyrène).

Dans la suite on montre une solution qui permet d'estimer l'effet thermique d'un tel ensemble de couches, notamment les planches de polystyrène couvertes de gravier, lorsque la variation de la température saisonnière suit une loi sinusoïdale.

Cette solution, obtenue par *Lachenbruch (1959)* et rapportée par *Nixon (1978)*, et *Harlan et Nixon (1978)*, suppose qu'il n'y a de changement de phase dans aucune des trois couches considérées. La solution analytique générale est très complexe, mais un cas particulier a été calculé par *Lachenbruch* et son résultat est montré à la figure 2-27. Les propriétés thermiques des matériaux qui ont été adoptées dans ce calcul sont les suivantes :

Matériau	Conductivité thermique W/mK	Capacité calorifique MJ/m ³ K	Diffusivité thermique μm ² /s
Gravier sec	2,26	1,99	1,13
Isolation polystyrène	0,042	0,058	0,71
Sol naturel (Silt gelé)	1,67	2,67	0,62

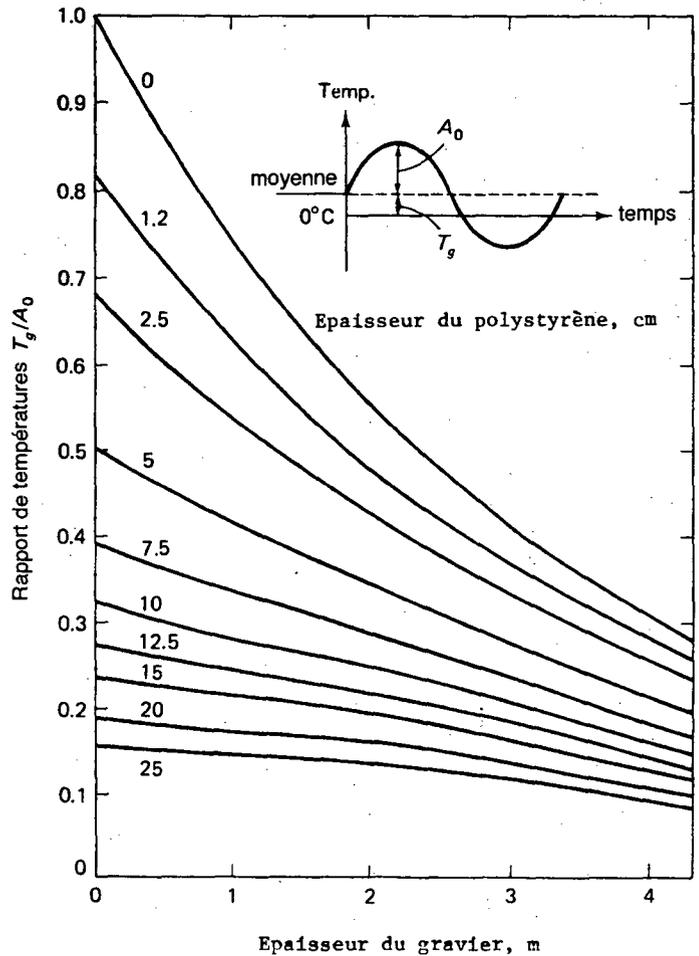


Figure 2-27 Abaque pour la pénétration du gel à travers un système tri-couche, composé de gravier, isolant et silt (d'après *Lachenbruch, 1959*, et *Nixon, 1978*).

La solution spécifique de ce problème tricouche est représentée à la figure 2-27 comme un ensemble de courbes (chacune valable pour une épaisseur donnée de polystyrène), liant l'épaisseur du couvert de gravier avec le rapport T_g/A_0 , où

T_g = la température moyenne annuelle en surface du remblai de gravier en °C

A_0 = l'amplitude de la sinusoïde en °C, égale approximativement à :

$$A_0 = (\pi/2p)(I_{\text{gel}} + I_{\text{dégel}})$$

où p = période = 365 jours et I en °C jours

Ce rapport peut être estimé pour un endroit donné, soit à partir des mesures directes de la température, soit à partir des données climatiques de la région. En traçant une ligne horizontale pour chaque rapport T_g/A_0 estimé, on peut choisir une combinaison convenable du gravier et de l'isolation pour protéger le sol contre le gel ou le dégel.

Exemple :

En utilisant l'abaque, Fig. 2-27, estimez l'épaisseur de la couche de gravier qui, combiné avec une plaque de polystyrène de 10 cm, sera capable de protéger contre le gel de sous-sol gélif, dans une région où, en surface du remblai, la température moyenne annuelle $T_g = -4,5^\circ\text{C}$, et les indices $I_{\text{dégel}} = 1250^\circ\text{C}\cdot\text{j}$. et $I_{\text{gel}} = 2900^\circ\text{C}\cdot\text{j}$.

Solution :

$$\text{Éq. (2-89) : } A_o = (\pi/2 \times 365)(1250 + 2900) = 17,86^\circ\text{C}$$

$$|T_g|/A_o = 4,5/17,86 = 0,252$$

Fig. 2-27 : Épaisseur de gravier nécessaire : 2 m.

2.2 Tassement dû au dégel

2.2.1 Introduction

Dans le pergélisol, la glace peut être distribuée de différentes façons. Dans les sables et graviers, elle ne remplit normalement que les pores, tandis que dans les silts et les argiles, elle apparaît sous forme de lentilles horizontales et remplit aussi les fissures verticales, formant ainsi un réseau complexe de veines de glace. Toutefois, même dans des graviers et dans le roc fissuré, on trouve souvent de gros blocs de glace enterrée.

Si on laisse le front du dégel pénétrer dans le pergélisol, la teneur en eau du sol dégelé sera le plus souvent excessive, dépassant celle qui correspond à la consolidation normale du sol. Comme résultat, même sans aucune charge extérieure, le sol dégelé commencera à se tasser sous son propre poids, en tendant vers l'état de consolidation normale.

Dans les sols plus perméables, tels les sables et les graviers, le taux de tassement suit étroitement le taux de pénétration du front de dégel. En d'autres termes, le tassement est à chaque instant proportionnel à l'épaisseur de la couche dégelée en dessous de la fondation, qui croît avec le temps suivant une loi de racine carrée du temps.

Le tassement s'arrête lorsque le front du dégel atteint une couche peu compressible, par exemple, le socle rocheux.

Dans les sols fins, peu perméables, tels les silts et les argiles, il arrive que les pressions interstitielles restent non dissipées tout au long de la pénétration du front du dégel, ce qui fait que la consolidation complète et le tassement final ne seront atteints que longtemps après l'arrêt du front de gel.

Une analyse complète de ce processus de dégel-consolidation fut présentée par *Morgenstern et Nixon en 1971*. Cette analyse montre d'une façon globale que le degré de consolidation lors du dégel dépend d'un rapport adimensionnel.

$$R = \alpha / 2\sqrt{c_v} = \frac{\text{taux de pénétration du gel}}{\text{taux de consolidation}} \quad (2-89)$$

appelé «rapport dégel-consolidation»,

où α = le coefficient de \sqrt{t} dans l'équation de Berggren modifiée de pénétration du dégel (Éq. 2-52).

et $c_v = k/m_v \gamma_w$ = coefficient de consolidation du sol.

On constate que, si $R < 1,0$, plus que 70 % du tassement sera terminé lors du dégel.

En pratique α varie entre 0,2 et 1,0 mm/s^{-1/2}, tandis que c_v peut varier de 10 (sables silteux) jusqu'à 0,01 mm²/s (argiles).

2.2.2 Calcul du tassement final dû au dégel

Tandis que le taux de tassement d'un sol gelé dû au dégel dépend des propriétés thermiques et de consolidation du sol, son tassement final ne dépend que de sa densité initiale à l'état gelé et de sa densité finale après de dégel total sous charge.

La prévision du tassement dû au dégel peut être basée soit sur le diagramme de tassement obtenu par un essai oedométrique de dégel en laboratoire (Fig. 2-28), soit sur la variation de la densité du sol au dégel. Les deux méthodes sont décrites plus loin.

(1) **À partir du diagramme de tassement au dégel.** Vu que la majeure partie du tassement au dégel d'un sol gelé a lieu pendant le dégel (Fig. 2-29), le tassement total, s , peut être représenté comme la somme du tassement au dégel, s_d , et le tassement dû à la consolidation subséquente, s_c .

$$s = s_d + s_c \quad (2-90)$$

Pour une couche de sol gelé d'épaisseur H_g , sur laquelle agit la pression effective σ' , les deux composantes du tassement sont données respectivement par

$$s_d = A_o H_g \quad (2-91)$$

$$s_c = m_v \sigma' H_g \quad (2-92)$$

Le tassement spécifique au dégel, A_o , sous une pression $\sigma'_o < \sigma'$ peut s'exprimer en termes des indices de vide du sol respectivement gelé, e_g , et dégelé, e_d , comme :

$$A_o = \frac{e_g - e_d}{1 + e_g} \quad (2-93)$$

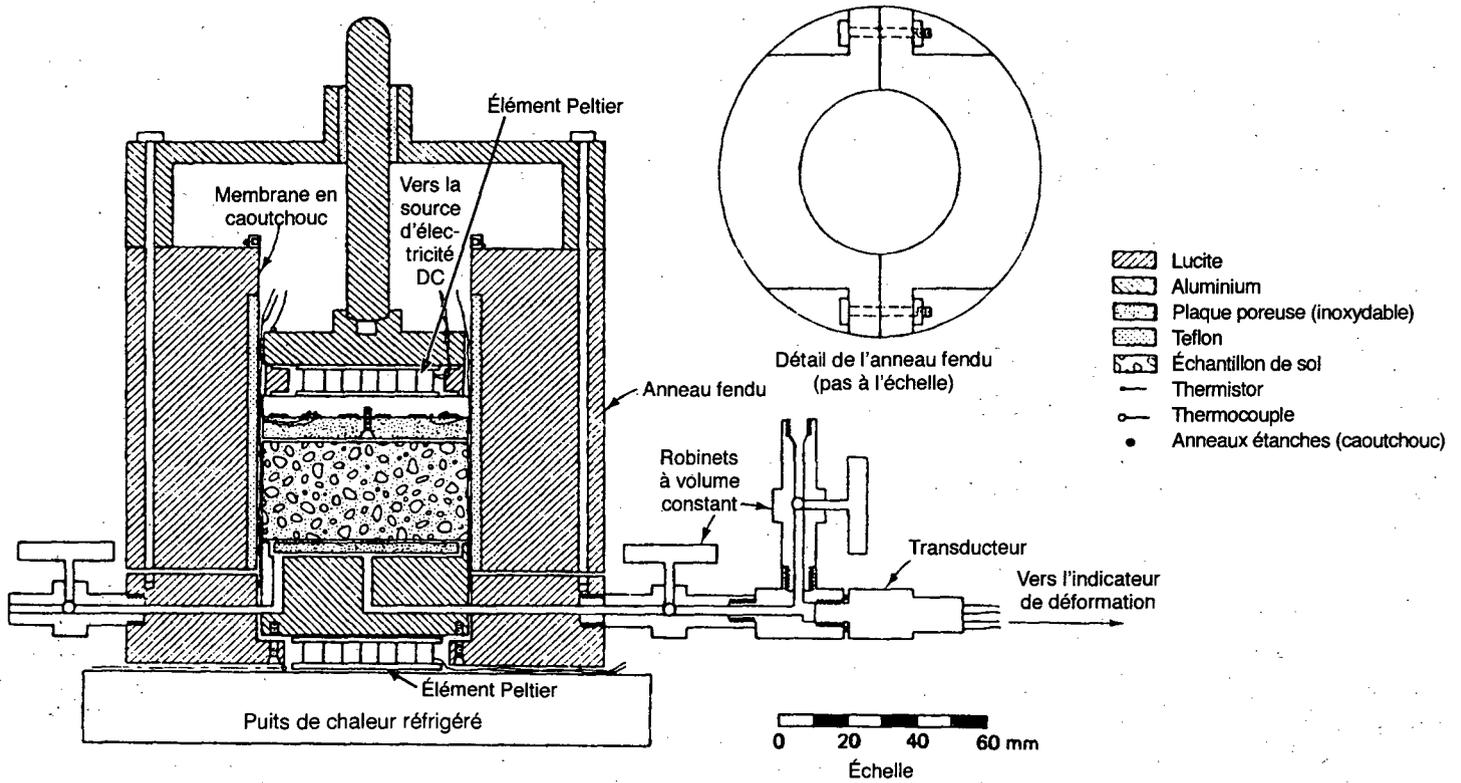


Figure 2-28 Oedomètre pour le dégel avec la consolidation («permode») (d'après Morgenstern & Smith 1973 et Nixon & Morgenstern, 1974, tiré de: J.F.Nixon & B. Ladanyi, «Thaw Consolidation», Chapter 4 dans *Geotechnical Engineering For Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

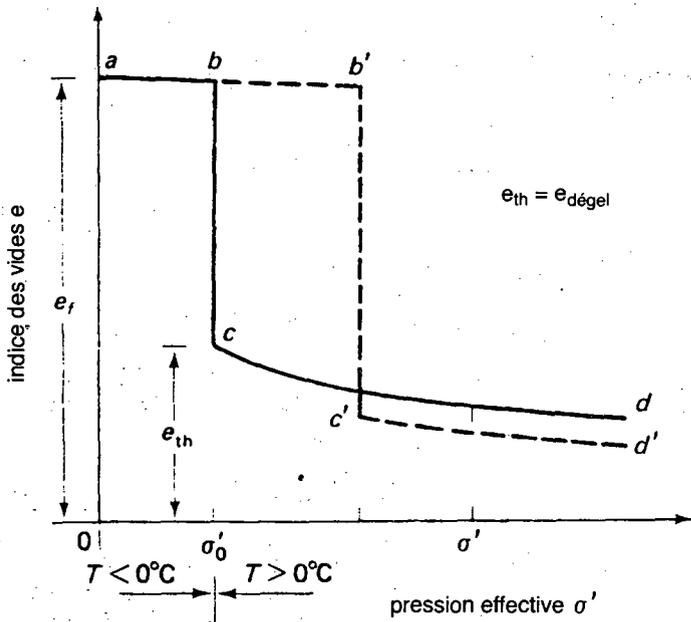


Figure 2-29 Courbes typiques du tassement dû au dégel (d'après Tsytoich et al., 1965, tiré de: J.F.Nixon & B. Ladanyi, «Thaw Consolidation», Chapter 4 dans *Geotechnical Engineering For Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

Le coefficient de compressibilité volumique m_v , pour un accroissement de la contrainte effective de σ'_0 à σ' , associé avec une diminution de l'indice de vides de e_g à e , est défini par :

$$m_v = \frac{(e_g - e) / (\sigma' - \sigma'_0)}{1 + e_g} \quad (2-94)$$

La valeur de σ'_0 à laquelle le tassement spécifique du dégel A_0 doit être mesuré peut être une charge très légère ou celle qui correspond à la surcharge effective dans un cas donné. Alternativement, on peut déterminer A_0 en extrapolant linéairement la courbe de tassement au dégel vers l'ordonnée et en lisant la valeur de l'intersection, comme le montre la figure 2-30. Dans un tel diagramme, la valeur de m_v est égale à la pente de la ligne droite.

S'il faut déterminer le tassement de n couches et si pour chacune d'elles on a trouvé des valeurs appropriées de A_0 et m_v à partir des essais de dégel oedométrique, sur des échantillons représentatifs, le tassement total sera égal à

$$s = \sum_{i=1}^n A_{0i} H_i + \sum_{i=1}^n m_{vi} H_i \sigma'_i \quad (2-95)$$

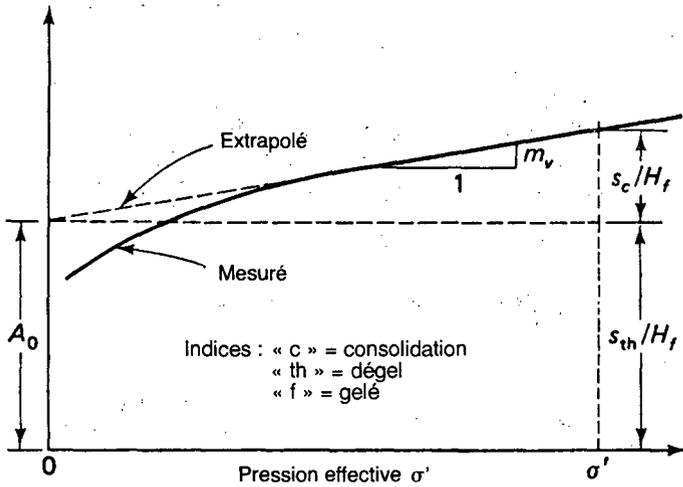


Figure 2-30 Courbe dégel-tassement généralisée (d'après Watson et al., 1973, tiré de: J.F.Nixon & B. Ladanyi, «Thaw Consolidation», Chapter 4 dans *Geotechnical Engineering For Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

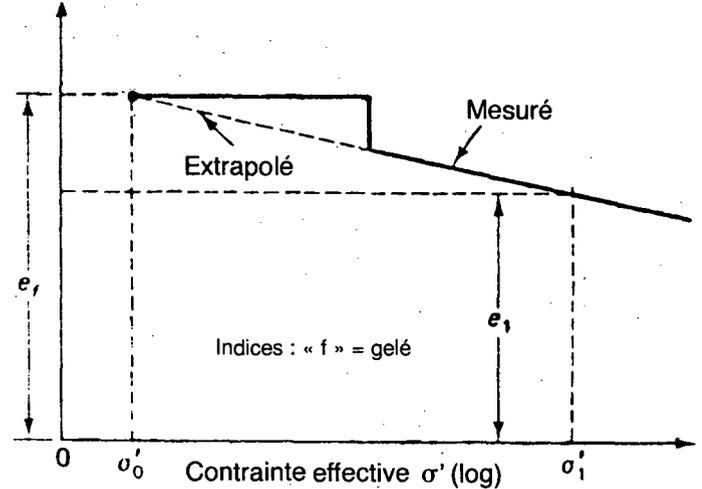


Figure 2-31 Une relation typique (e, σ'), portée dans un diagramme semilogarithmique (d'après Nixon & Morgenstern, 1974, tiré de: J.F.Nixon & B. Ladanyi, «Thaw Consolidation», Chapter 4 dans *Geotechnical Engineering For Cold Regions*, 1978, McGraw-Hill Book Co., reproduit avec la permission de McGraw-Hill Inc.).

où σ'_i représente la contrainte effective à la mi-hauteur de chaque couche dont l'épaisseur originale est H_i . La contrainte effective σ'_i est composée de la contrainte effective initiale σ'_{gi} et celle due à la pression appliquée, σ'_{zi} .

$$\sigma'_i = \sigma'_{gi} + \sigma'_{zi} \quad (2-96)$$

Les méthodes classiques de mécanique des sols permettent de déterminer σ'_g et σ'_z .

Alternativement les résultats des essais de dégel oedométrique peuvent être portés dans un diagramme avec ($\log \sigma'$) en abscisse et (e) en ordonnée (Fig. 2-31). Dans ce type de diagramme, la courbe de tassement au dégel tend à se linéariser. En extrapolant cette ligne droite vers l'arrière jusqu'au point d'intersection avec la ligne horizontale tracée au niveau de l'indice de vide initial du sol gelé, e_g , on trouve que cette intersection correspond à une contrainte initiale, σ'_o . On a appelé σ'_o la «contrainte résiduelle», parce qu'elle varie avec les cycles de gel et dégel et qu'elle affecte tant le tassement dû au dégel que le gonflement dû au gel d'un sol donné.

Si l'on connaît σ'_o , on peut calculer le tassement au dégel d'une couche d'épaisseur, H_g , soumise à la contrainte effective σ'_1 en utilisant la procédure classique de la mécanique des sols:

$$s = H_g \frac{c_c}{1 + e_g} \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_o} \quad (2-97)$$

L'indice de compression, C_c , est égal à la pente de la partie linéaire du diagramme, Fig. 2-31, et il est donné par :

$$c_c = (e_g - e_1) / \log(\sigma'_1 / \sigma'_o) \quad (2-98)$$

Comme auparavant, pour n couches contenues dans la profondeur de dégel $X(t)$, le tassement total sera :

$$s = \sum_{i=1}^n H_i \frac{C_{ci}}{1 + e_{gi}} \log \frac{\sigma'_i}{\sigma'_o} \quad (2-99)$$

où σ'_1 est donné par l'équation (2-96).

(2) À partir de la densité du sol

Le tassement spécifique, A_o , dû au dégel peut s'exprimer en terme des masses volumiques sèches respectivement avant et après le dégel

$$A_o = s / H_g = 1 - \rho_{dg} / \rho_{dd} \quad (2-100)$$

où ρ_{dg} et ρ_{dd} sont les masses volumiques respectivement du sol gelé et dégelé. Si l'équation (2-100) n'est appliquée qu'aux couches du sol gelé uniforme entre les lentilles de glace, il faut ajouter au tassement total aussi celui dû au dégel des lentilles. D'après le Code de l'USSR (1960), ce tassement, s_{gl} , peut être évalué par la formule

$$s_{gl} = \sum_0^x h_i r_i \quad (2-101)$$

où h_i est l'épaisseur des lentilles de glace individuelles comprises dans la profondeur de dégel $x(t)$ et r est un coefficient de réduction :

$$r = \begin{cases} 0,4 & 1 < h_i < 30\text{mm} \\ 0,6 & \text{si } 30 < h_i < 100\text{mm} \\ 0,8 & h_i > 100\text{mm} \end{cases}$$

3- Méthode de corrélation statistique

Si l'on choisit comme référence une charge moyenne, par exemple 100 kPa, surtout en relation avec certains ouvrages linéaires, tels les routes, les pipelines et les fondations de pylônes, on peut en principe trouver une corrélation directe entre le tassement spécifique final

d'un sol gelé et certaines de ses propriétés physiques (masse volumique totale ou sèche à l'état gelé, teneur en eau totale). Une telle corrélation a été déterminée pour des silts et des sables gelés provenant de quelques sites le long du fleuve Mackenzie, dans les Territoires du Nord-Ouest, Fig. 2-32 (Johnston, 1981), montre un ensemble de résultats obtenus par les essais de dégel oedométriques effectués sous une pression nominale de 100 kPa.

La ligne que l'on a ajoutée à la figure 2-32 représente la corrélation moyenne qui peut s'exprimer par

$$\epsilon_i = 0,85 \left\{ 1 - \left(\rho_{ge} / \rho_w - 1,10 \right)^{1/2} \right\} \pm 0,07 \quad (2-102)$$

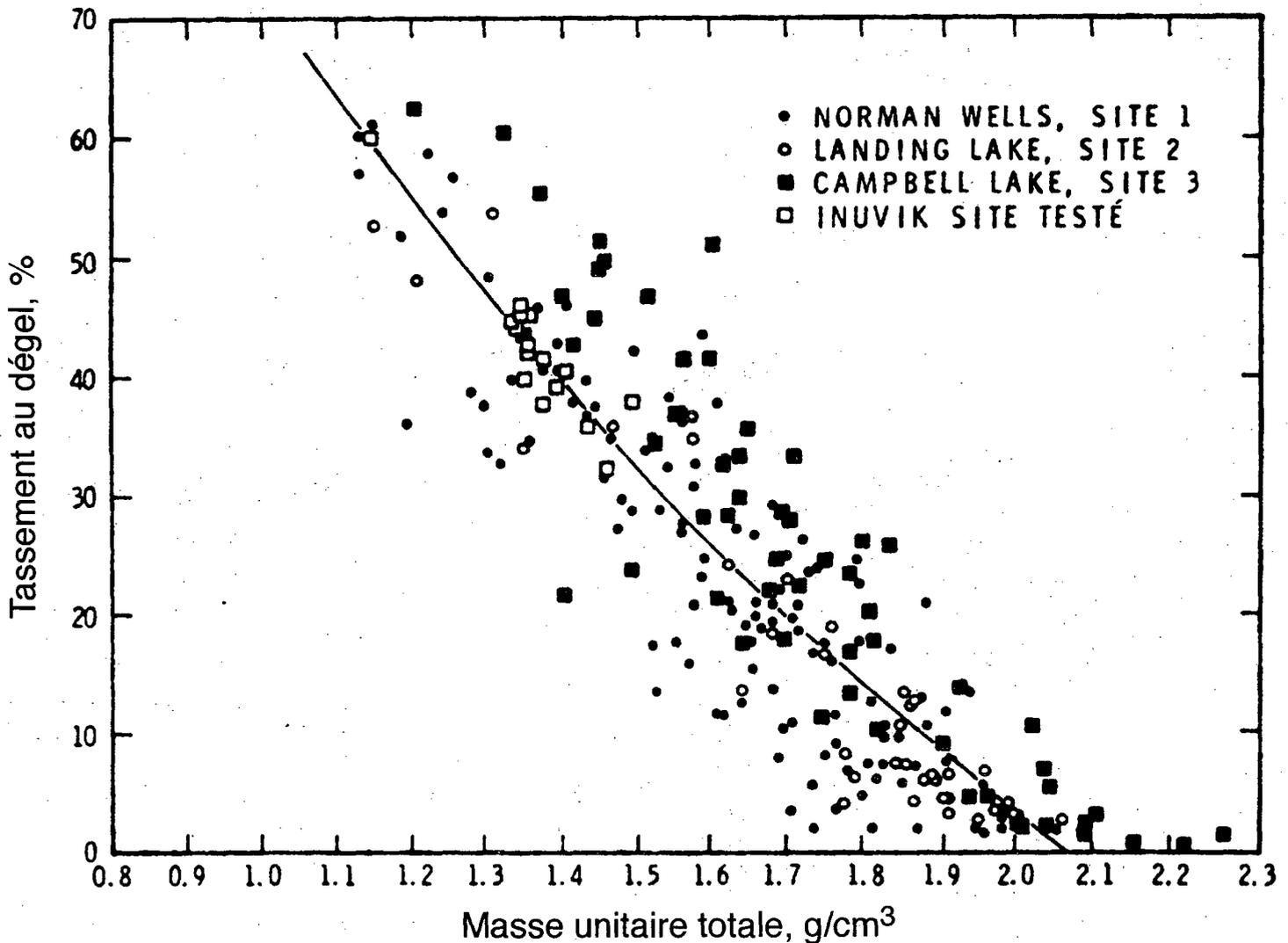


Figure 2-32 Relation entre la masse volumique totale du sol gelé et le tassement dû au dégel (A_0) pour quelques sols fins de la Vallée de Mackenzie (d'après Speer et al., 1973, et Johnston, 1981).

où

$\epsilon_i = \Delta h / h_0$ est le tassement spécifique après le dégel,

ρ_{ge} = la masse volumique totale du sol gelé, avec les inclusions de glace,

ρ_w = la masse volumique de l'eau.

Notons que la corrélation $A_0 = f(w)$, représentée dans la figure 2-33, peut s'exprimer en moyenne par la relation empirique

$$\epsilon_i \% \equiv A_0 \% = 102,75 - \frac{5480,75}{w\% + 27,34} \quad (2-103)$$

Note:

Dans les sables gelés denses, l'utilisation de cette corrélation conduit quelquefois à prévoir des tassements exagérés. On peut obtenir une prévision plus réaliste si l'on détermine la densité relative moyenne du sable gelé dans la zone principalement affectée par le tassement (ce qui se fait facilement en prélevant les carottes du sable gelé) et si l'on détermine le tassement à partir de la corrélation liant N(SPT) avec la densité relative et le tassement spécifique, utilisés normalement pour l'estimation du tassement des sables non gelés (par exemple à partir de *Terzaghi et Peck, (1949)*).

Depuis les années 70 jusqu'à ce jour, toute une série de telles corrélations ont été établies pour différents types de sols, dont la plupart ont été également exprimées par des équations empiriques, comme montré dans les figures 2-34.

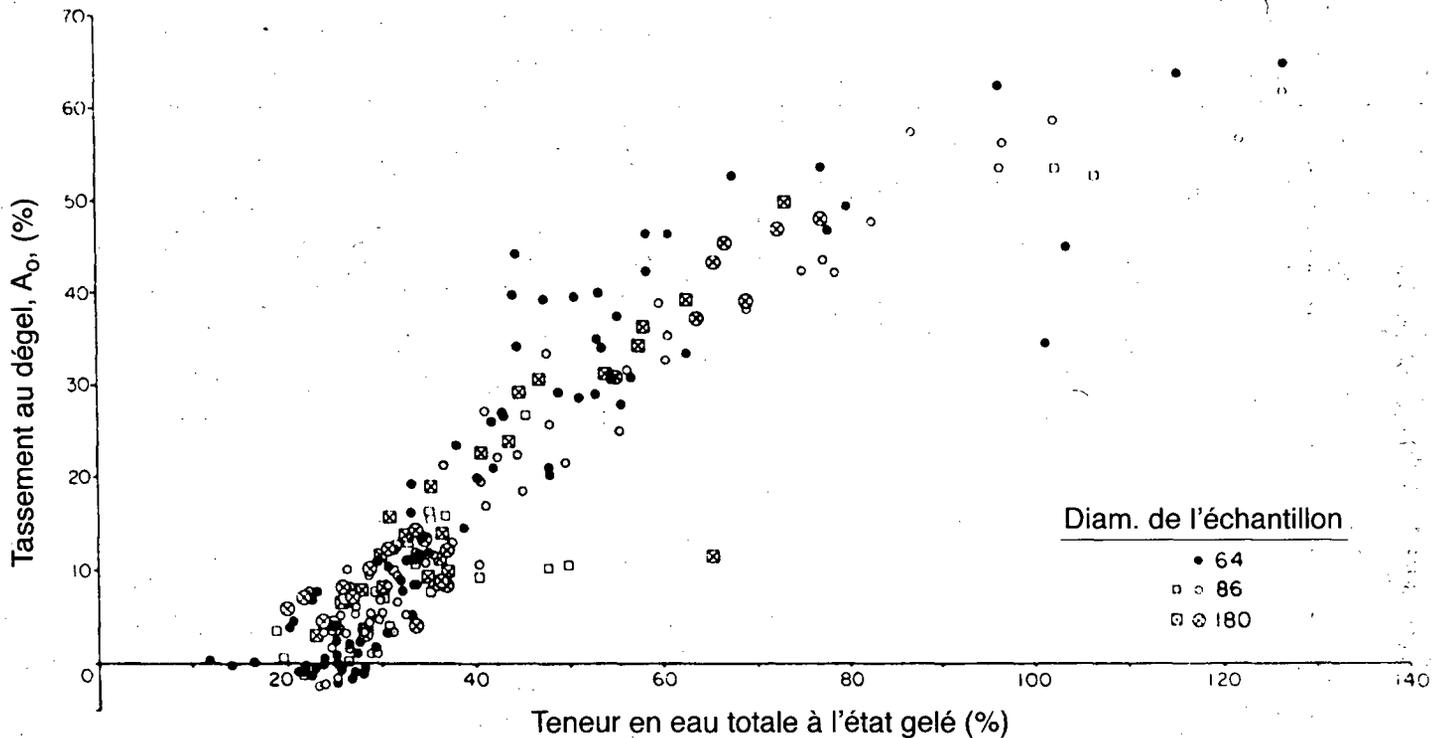
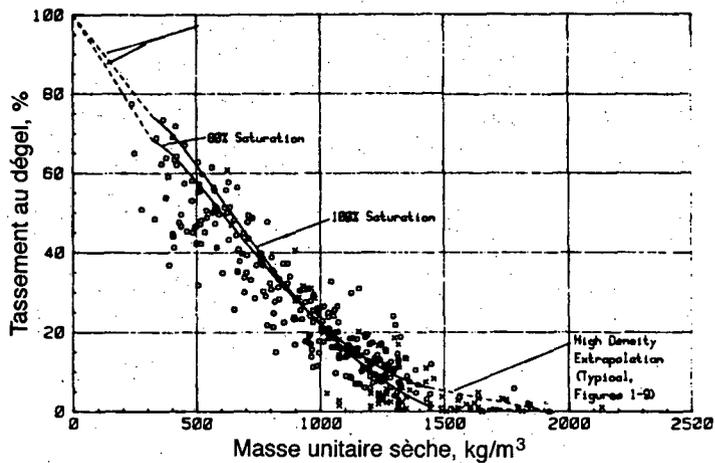
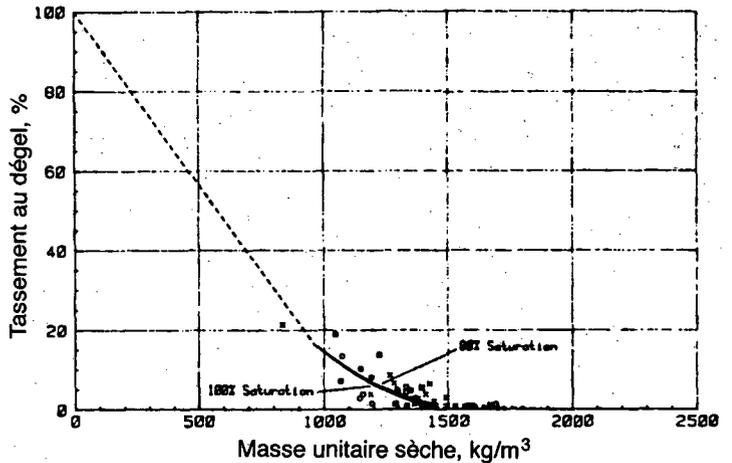


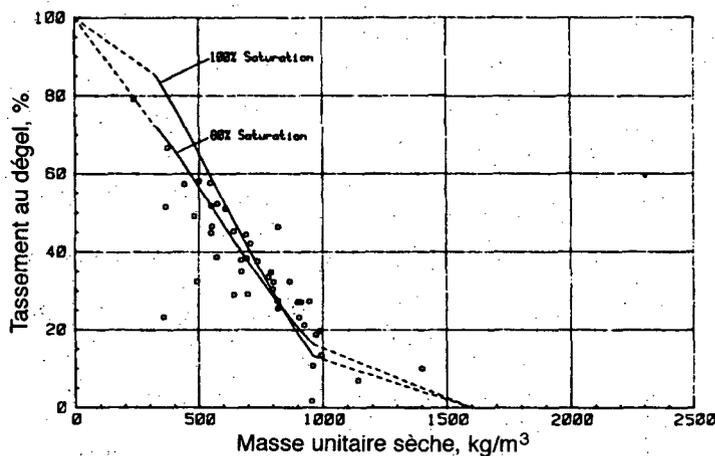
Figure 2-33 Relation entre le paramètre A_0 et la teneur en eau pour les sols fins de la vallée de la Mackenzie (Tiré de: T.C.Johnson, E.McRoberts & J.F.Nixon, «Design Implications of Subgrade Thawing», Proc. ASCE-TCCRE Conf. on Frost Action and its Control, 1984, reproduit avec la permission de l'ASCE.).



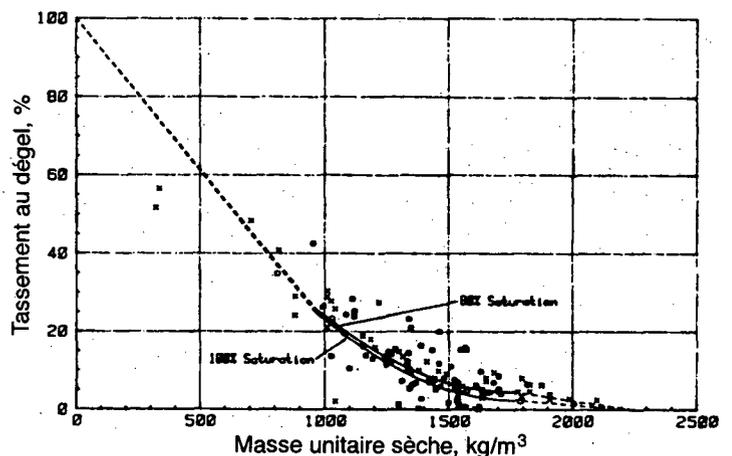
(a) Silt "supérieur" (ML)



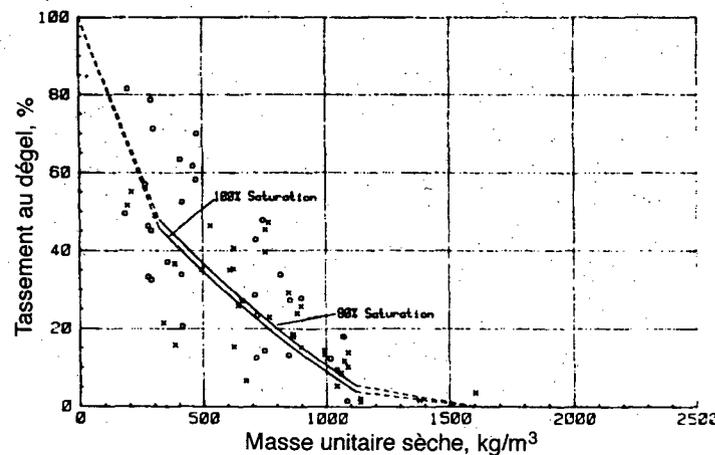
(d) Argiles très plastiques (CH et MH)



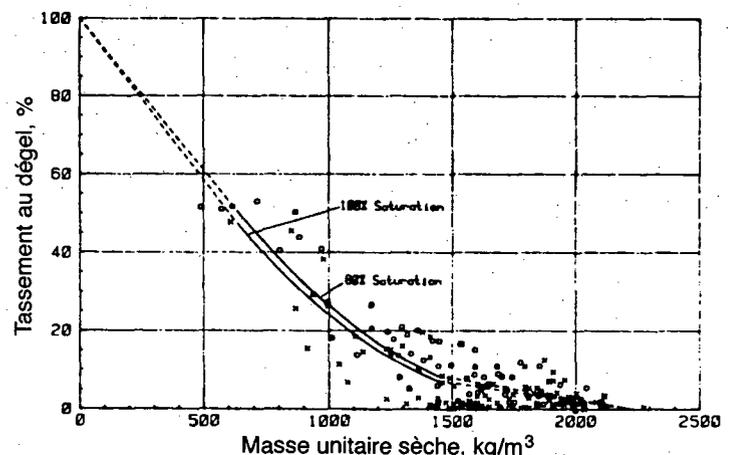
(b) Silt "inférieur" (ML)



(e) Argiles peu plastiques (CL)

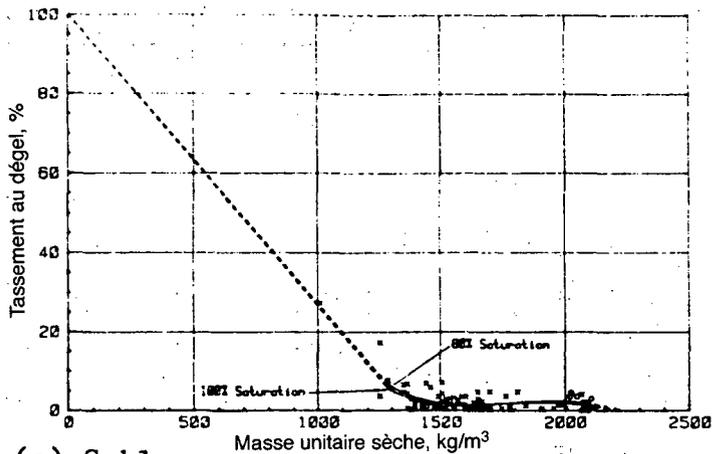


(c) Sols organiques (OL, OH et tourbe)

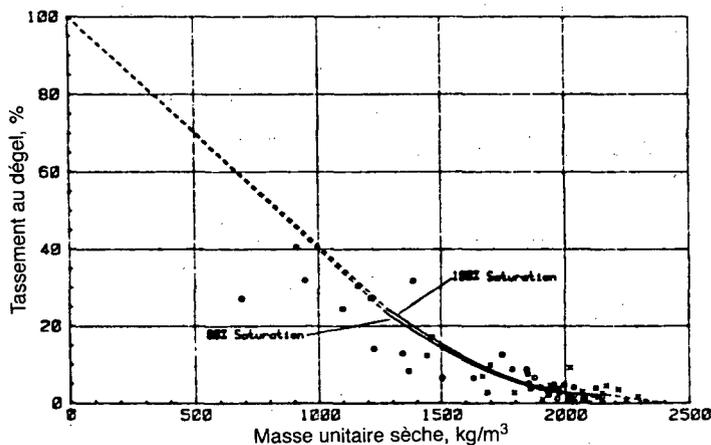


(f) Sables silteux (SM, SM-SC, SC)

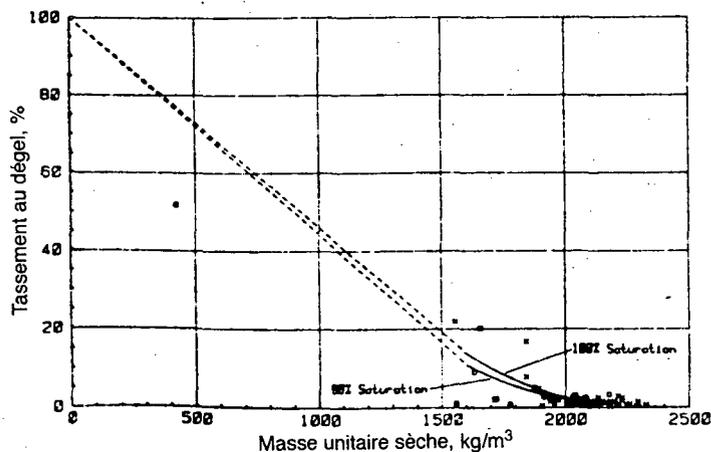
Figure 2-34 Relations, pour quelques sols typiques, entre le tassement dû au dégel, A° , et la masse volumique sèche du sol gelé (d'après Nelson et al., 1983). Reproduit avec la permission de PERMAFROST: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE. Copyright 1983 National Academy of Sciences. Gracieuseté de la National Academy Press, Washington, D.C.



(g) Sable pur
(SW, SP, SW-SM, SP-SM, SW-SC, SP-SC)



(h) Gravier silteux (GM, GM-GC, GC)



(i) Gravier pur
(GW, GP, GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC)

Figure 2-34 (Suite)

2.3 Prédiction du soulèvement dû au gel et méthodes de prévention

2.3.1 La gélivité des sols et sa détermination

2.3.1.1 Introduction

Dans un sol gélif, l'action du gel se manifeste par: le gonflement dû au gel, le tassement dû au dégel et l'affaiblissement après le dégel. Lequel de ces trois facteurs sera décisif pour la conception de la structure dépendra du climat local, des conditions du sol ainsi que de la sensibilité à l'action du gel de la structure considérée. Le concept de gélivité est normalement basé sur le gonflement dû au gel. Dans les cas où les effets du tassement lors du dégel et de l'affaiblissement après celui-ci sont plus importants, d'autres critères sont à considérer, comme le CBR (*Chamberlain, 1981*) ou le module résilient après le dégel (*Cole et al., 1986*), mais ces critères ne sont pas traités dans le présent chapitre.

N'importe quel sol peut former des lentilles si le taux de gel et la disponibilité de l'eau sont favorables. Dans la nature cependant, le taux de gel est tel que seulement certains sols particuliers sont considérés comme gélifs.

2.3.1.2 Quelques critères de gélivité

Des sables, des graviers purs et des argiles intactes ne montrent généralement pas de soulèvement. Bien que la seule façon sûre pour évaluer la gélivité d'un sol soit un essai de performance lors du gel, on utilise certains critères simples pour une évaluation préliminaire de la gélivité, dont le plus ancien est celui de *Casagrande (1931)*.

Ce critère s'exprime comme suit : un sol de granulométrie étalée, avec $C_u = 15$, est gélif s'il contient plus de 3 % en poids de particules inférieures à 0,02 mm, tandis qu'un sol à granulométrie plus uniforme, avec $C_u = 5$, est gélif s'il contient plus de 10% de particules inférieures à 0,02 mm.

Ici, $C_u = d_{60}/d_{10}$ est le coefficient d'uniformité déterminé à partir de la courbe granulométrique cumulative du sol.

Ce critère fut élargi par les Finlandais, qui y ajoutent encore quelques autres points des courbes granulométriques.

Selon leur critère, la gélivité d'un sol est affectée par :

- la teneur en particules fines,
- le coefficient d'uniformité, C_u ,
- et la dimension de grain moyen, d_{50} .

En particuliers :

Si $C_u > 15$ et $d_{50} > 1$ mm (région 4 dans la figure 2-35), le sol est non gélif si sa courbe granulométrique satisfait aux conditions :

- ≤ 1 % de grains avec $d < 0,002$ mm
- ≤ 3 % de grains avec $d < 0,02$ mm
- ≤ 8 % de grains avec $d < 0,074$ mm.

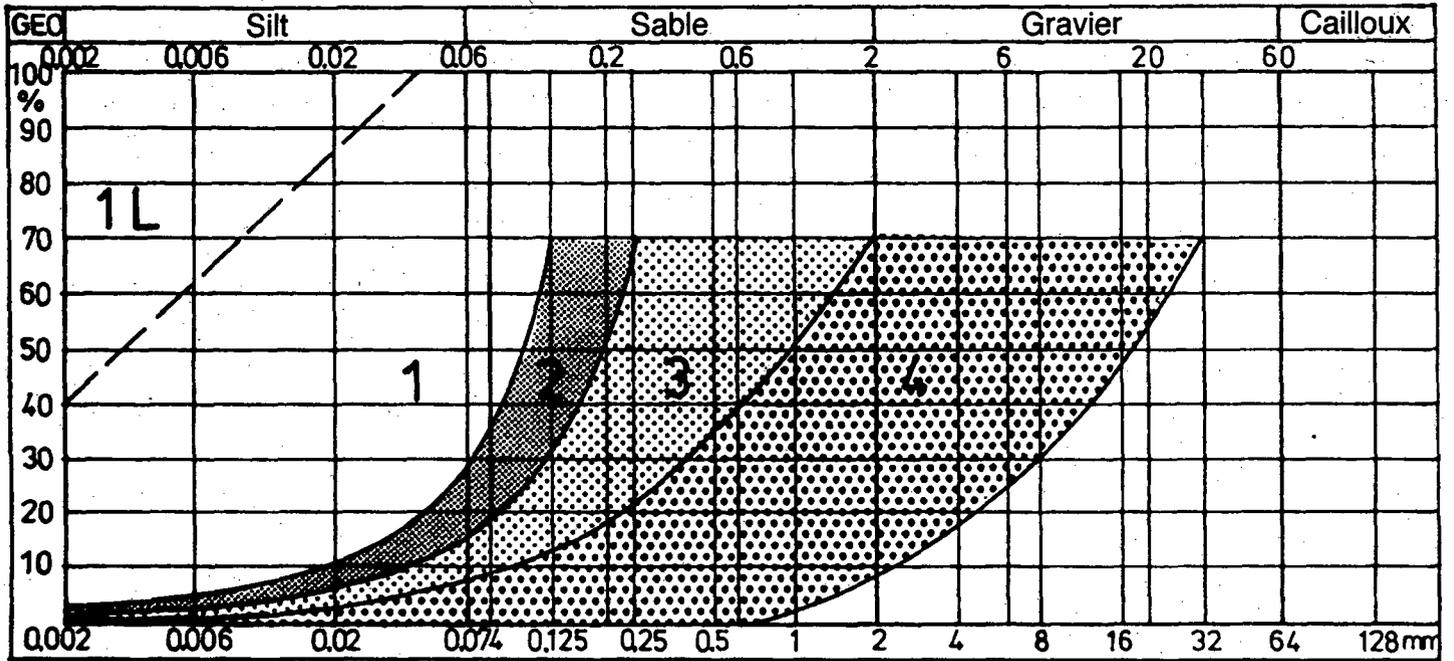


Figure 2-35 Détermination de la gélivité d'un sol à partir de la courbe granulométrique (méthode finlandaise).

1. Si la courbe granulométrique tombe complètement dans la région 1, le sol est toujours gélif; dans la région 1L, la gélivité est très basse.
2. Si la courbe granulométrique tombe complètement dans la région 2, 3, ou 4, le sol est non gélif.
3. Si la partie inférieure de la courbe granulométrique passe dans la région voisine, le sol est gélif.
4. Les cas douteux doivent être vérifiés par des méthodes plus exactes.

Si $C_u > 15$ et $0,2 < d_{50} < 1$ mm (région 3) les critères de non-gélivité sont :

- ≤ 1,5 % de $d < 0,002$ mm
- ≤ 5 % de $d < 0,02$ mm, et
- ≤ 18 % de $d < 0,074$ mm.

Si $C_u < 15$ et $0,1 < d_{50} < 0,2$ mm (région 2) les critères de non-gélivité sont :

- ≤ 3 % de $d = 0,002$ mm
- ≤ 10 % de $d < 0,02$ mm, et
- ≤ 35 % de $d = 0,074$ mm.

En outre, l'ascension capillaire pour la région 2 doit être inférieure à 1 mètre.

Tous les sols dans la région 1 sont considérés comme gélifs. La gélivité des sols dans la région 1L est généralement basse.

Une classification plus élaborée de la gélivité des sols, tenant compte également de leur plasticité, fut proposée par le *U.S. Army Corps of Engineers (1965)* (Chamberlain, *Mono. 81-2.*, p.35). Elle est résumée dans le tableau 2-4.

Méthode Française (Chamberlain, 1981 et LCPC, 1975).

Le Laboratoire central de Ponts et Chaussées (LCPC) en France a mis au point un essai standard et une classification de la gélivité basée sur la pente du diagramme obtenu dans un essai de gel standardisé liant la quantité de soulèvement (en mm) à la racine carrée de l'indice de gel, \sqrt{I} , en $(^{\circ}\text{C}\cdot\text{j})^{1/2}$.

L'essai standard est effectué dans une cellule isolée de 7,5 cm de diamètre et 25 cm de hauteur. Les échantillons sont compactés à 20 cm de hauteur et saturés pendant 18 heures dans la cellule avec l'eau librement disponible à la base. On applique alors une température constante de $-5,7^{\circ}\text{C}$ au sommet de l'échantillon et on tient la température à $+1^{\circ}\text{C}$ à sa base. Le soulèvement est observé pendant 150 à 200 heures. Dans l'essai, I est égal au produit de la température du côté froid et le temps écoulé. (Aguirre Puente et al. 1973, 1974).

Tableau 2-4 U.S. Army Corps of Engineers (1965) : Le système de classification des sols pour la gélivité

Gélivité	Groupe	Type de sol	Fraction <0,02 mm (% par poids)	Sols typiques d'après le système de classification unifié
Aucune	—	(a) Gravier (b) Sables	0 - 1,5 0 - 3	GW, GP SW, SP
Possible	—	(a) Gravier (b) Sables	1,5 - 3 3 - 10	GW, GP SW, SP
Très basse à élevée	F1	Gravier	3 - 10	GW, GP, GW-GM, GP, GM
Moyenne à élevée Négligeable à élevée	F2	(a) Gravier (b) Sables	10 - 20 10 - 15	GM, GM-GC, GW-GM, GP-GM SW, SP, SM, SW-SM, SP-SM
Moyenne à élevée Basse à élevée	F3	(a) Gravier (b) Sables, sauf très fins silteux (c) Argiles, PL>12	> 20 > 15 —	GM, GC SM, SC CL, CH
Très basse à très élevée	F4	(a) Tous les silts (b) Sables silteux très fins (c) Argiles PL>12 (d) Argiles varvées et autres dépôts stratifiés fins	— >15 — —	ML, MH SM CL, CL-ML CL et ML, CL, ML, et SM; CL, CH et ML; CL, CH, ML et SM

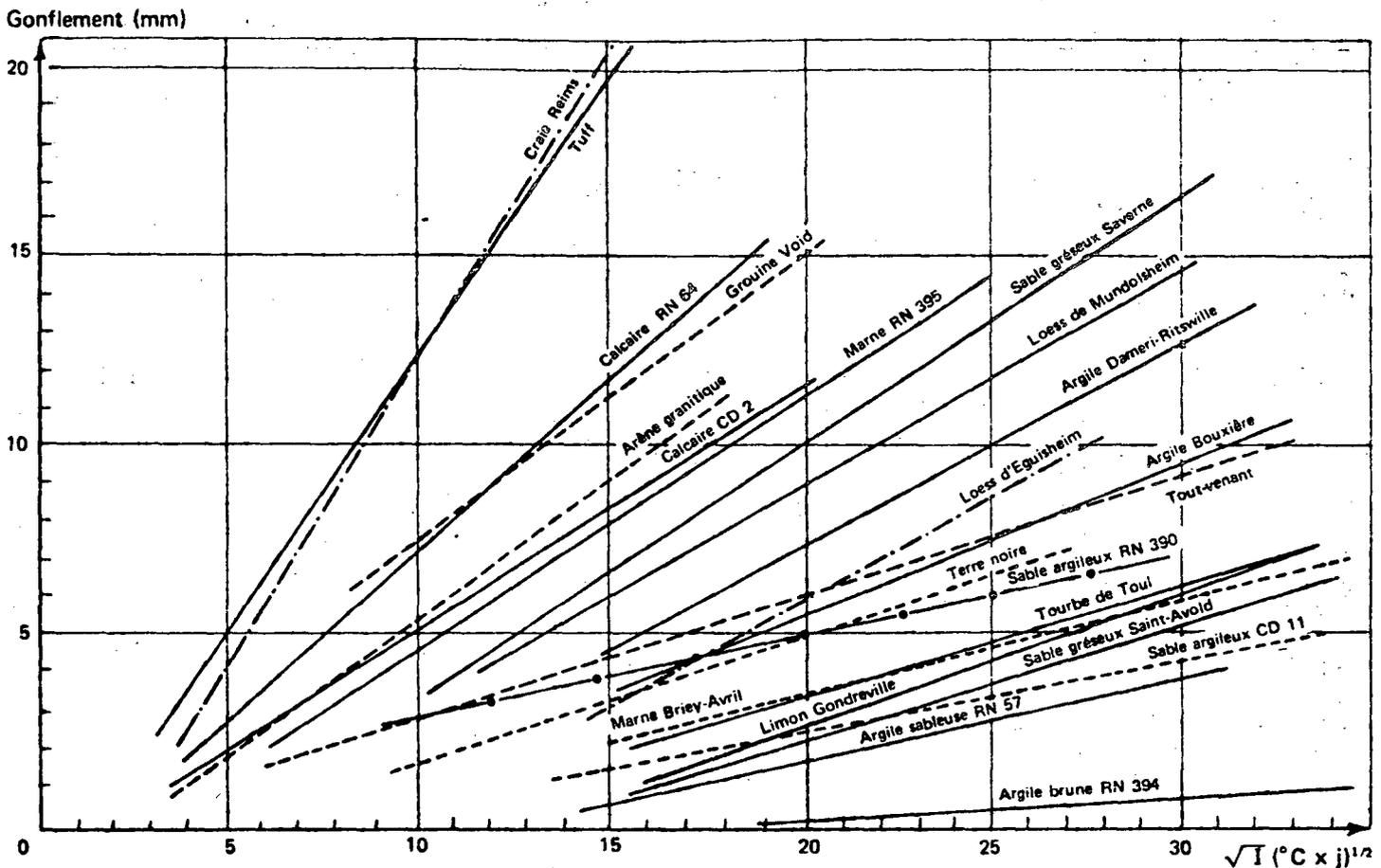


Figure 2-36 Classifications des sols gélifs: résultats de l'essai de gonflement (d'après LCPC, 1975).

D'après *Caniard (1978)*, LCPC a adopté la classification suivante basée sur cet essai.

Géivité	Pente limite, $p = d(h)/d(\sqrt{l})$ mm / (°C h) ^{1/2}
Aucune	$p < 0,05$
Basse à moyenne	$0,05 < p < 0,40$
Élevée	$p > 0,40$

Ces observations en laboratoire ont été confirmées par *Gandahl (1977)* par des observations sur place (*Nordal & Hansen, 1987* ; *Saarelainen, 1984*).

Ce dernier a également démontré qu'il existe une relation entre la valeur de p et le potentiel de ségrégation, SP , défini par l'équation (2-111) plus loin.

Si la pénétration du gel s'exprime par $\alpha\sqrt{l}$ (où α est le coefficient de \sqrt{l} dans les équations (2-68) ou (2-69), et le

soulèvement $h = p\sqrt{l}$, on aura, dans un sol homogène, par définition :

$$h / z = 2SP_0 / \alpha^2$$

tandis que, d'après le précédent

$$h / z = p / \alpha, \text{ d'où}$$

$$SP_0 = \alpha p / 2$$

(*Saarelainen, 1989*).

Le tableau 2-5 montre une évaluation de la géivité basée sur différents critères, dont le potentiel de ségrégation, tel que proposé par le Comité technique (TC8) sur le gel de la Société Internationale de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations en 1989.

Tableau 2-5 Détermination de la géivité d'un type de sol

Géivité	Plasticité		Indice de liquidité	Facteur de finesse	Potentiel de ségrégation (mm/h)/(°C/mm)	Taux de soulèvement mm/jour (CRREL, 1981)	
	Type de sol (USCS)	I_p					W
Négligeable	GW GP SW SP	< 1		≤ 0	$< 2,5$	$< 0,5$	$< 0,5$
Basse	CH	≥ 7	> 50	$< 0,25$	$2,5 - 5$	$0,5 - 1,5$	$0,5 - 2$
Moyenne	CL (>ligne A)	≥ 7	$35 - 50$	$0,25 - 0,50$	$5 - 10$	$1,5 - 3,0$	$2 - 4$
	OH, MH (<ligne A)	≥ 7	> 50				
Élevée	CL (>A)	≥ 7	< 35	$> 0,50$	> 10	$> 3,0$	> 4
	ML (<A)	≤ 4	< 50				
	OL (<A)	≥ 7	$35 - 50$				

Note : Les sols au-dessus de la ligne A, avec I_p entre 4 et 7, sont des cas limites qui exigent l'utilisation de plusieurs méthodes.

Tableau 2-4 U.S. Army Corps of Engineers (1965) : Le système de classification des sols pour la gélivité

Gélivité	Groupe	Type de sol	Fraction <0,02 mm (% par poids)	Sols typiques d'après le système de classification unifié
Aucune	—	(a) Graviers (b) Sables	0 - 1,5 0 - 3	GW, GP SW, SP
Possible	—	(a) Graviers (b) Sables	1,5 - 3 3 - 10	GW, GP SW, SP
Très basse à élevée	F1	Graviers	3 - 10	GW, GP, GW-GM, GP, GM
Moyenne à élevée Négligeable à élevée	F2	(a) Graviers (b) Sables	10 - 20 10 - 15	GM, GM-GC, GW-GM, GP-GM SW, SP, SM, SW-SM, SP-SM
Moyenne à élevée Basse à élevée	F3	(a) Graviers (b) Sables, sauf très fins silteux	> 20 > 15	GM, GC SM, SC
Très basse à très élevée	—	(c) Argiles, PL>12	—	CL, CH
Basse à très élevée Très basse à élevée Basse à très élevée Très basse à très élevée	F4	(a) Tous les silts (b) Sables silteux très fins (c) Argiles PL>12 (d) Argiles varvées et autres dépôts stratifiés fins	— >15 — —	ML, MH SM CL, CL-ML CL et ML, CL, ML, et SM; CL, CH et ML; CL, CH, ML et SM

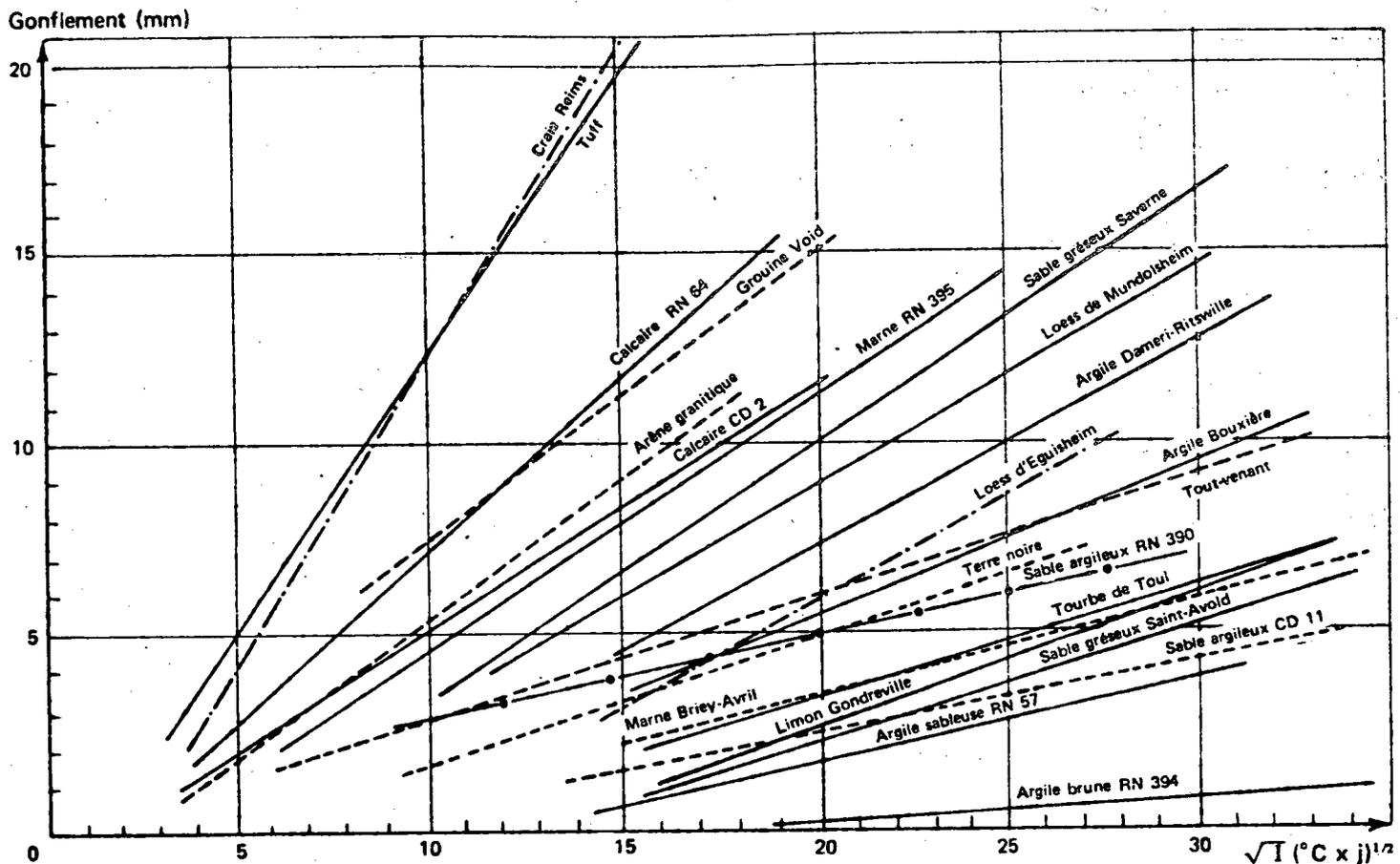


Figure 2-36 Classifications des sols gélifs: résultats de l'essai de gonflement (d'après LCPC, 1975).

D'après *Caniard (1978)*, LCPC a adopté la classification suivante basée sur cet essai.

Géivité	Pente limite, $p = d(h)/d(\sqrt{l})$ mm / (°C h) ^{1/2}
Aucune	$p < 0,05$
Basse à moyenne	$0,05 < p < 0,40$
Élevée	$p > 0,40$

Ces observations en laboratoire ont été confirmées par *Gandahl (1977)* par des observations sur place (*Nordal & Hansen, 1987* ; *Saarelainen, 1984*).

Ce dernier a également démontré qu'il existe une relation entre la valeur de p et le potentiel de ségrégation, SP , défini par l'équation (2-111) plus loin.

Si la pénétration du gel s'exprime par $\alpha\sqrt{l}$ (où α est le coefficient de \sqrt{l} dans les équations (2-68) ou (2-69), et le

soulèvement $h = p\sqrt{l}$, on aura, dans un sol homogène, par définition :

$$h / z = 2SP_0 / \alpha^2$$

tandis que, d'après le précédent

$$h / z = p / \alpha, \text{ d'où}$$

$$SP_0 = \alpha p / 2$$

(*Saarelainen, 1989*).

Le tableau 2-5 montre une évaluation de la géivité basée sur différents critères, dont le potentiel de ségrégation, tel que proposé par le Comité technique (TC8) sur le gel de la Société Internationale de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations en 1989.

Tableau 2-5 Détermination de la géivité d'un type de sol

Géivité	Plasticité			Indice de liquidité	Facteur de finesse	Potentiel de ségrégation (mm/h)/(°C/mm)	Taux de soulèvement mm/jour (CRREL, 1981)
	Type de sol (USCS)	I_p	W				
Négligeable	GW GP SW SP	<1		≤ 0	< 2,5	< 0,5	< 0,5
Basse	CH	≥ 7	> 50	< 0,25	2,5 - 5	0,5 - 1,5	0,5 - 2
Moyenne	CL (>ligne A)	≥ 7	35 - 50	0,25 - 0,50	5 - 10	1,5 - 3,0	2 - 4
	OH, MH (<ligne A)	≥ 7	> 50				
Élevée	CL (>A)	≥ 7	< 35	> 0,50	> 10	> 3,0	> 4
	ML (<A)	≤ 4	< 50				
	OL (<A)	≥ 7	35 - 50				

Note : Les sols au-dessus de la ligne A, avec I_p entre 4 et 7, sont des cas limites qui exigent l'utilisation de plusieurs méthodes.

2.3.2 Soulèvement dû au gel

2.3.2.1 Introduction

Le gel de certains sols est associé avec la formation des couches et lentilles de glace, dont l'épaisseur peut varier d'un millimètre à plusieurs centimètres. Ces lentilles sont essentiellement de la glace pure sans beaucoup de particules de sol. La surface du terrain se soulève souvent de quelques dizaines de centimètres, et son gonflement total peut dépasser de plusieurs fois les 9 % qui accompagnent le gel de l'eau pure. L'opposition ou l'empêchement du soulèvement conduit à des pressions de gel de plusieurs centaines de kPa. Comme résultat, les sols gélifs en dessous des revêtements et des fondations peuvent créer des problèmes majeurs, tant à cause d'un soulèvement inégal lors du gel qu'à cause de la perte de support lorsque les lentilles fondent, laissant dans le sol de larges cavités remplies d'eau. Ordinairement, les lentilles de glace sont orientées normalement dans la direction de la propagation du front de gel.

Pour un sol donné et un niveau fixe de la nappe phréatique, le taux de soulèvement, qui peut atteindre plusieurs millimètres par jour, dépend du taux de gel d'une façon complexe. Lorsque croît le taux de pénétration du gel, le taux de soulèvement augmente mais le rapport entre le taux de soulèvement et le taux de pénétration diminue. Si le taux de refroidissement est trop grand, le sol gèle avant que l'eau puisse migrer vers le front et former une lentille.

Dans un tel cas, le gonflement du sol est dû seulement à l'expansion de l'eau dans ses pores au cours du changement de phase.

Quatre conditions sont nécessaires pour la formation des lentilles de glace et le gonflement du sol dû au gel :

- (1) un sol gélif (susceptible de se soulever sous l'action du gel)
- (2) la température de gel ($T < 0^{\circ}\text{C}$)
- (3) la disponibilité de l'eau, et
- (4) une faible pression effective.

Par conséquent, le soulèvement dû au gel est important dans des régions où les températures d'hiver sont en dessous du point de congélation et dans les sols gélifs où la nappe d'eau n'est pas trop éloignée du front de gel. La formation des lentilles et le taux de soulèvement diminuent avec la pression effective croissante au front de gel. Pour cette raison, le plus souvent, les lentilles deviennent plus minces et disparaissent graduellement avec la profondeur. Dans les régions où la pénétration du gel est très grande (2 à 3 m), un sol gélif forme des lentilles surtout dans le premier mètre de cette zone.

Cependant la théorie et les observations montrent que pour empêcher complètement la formation de lentilles de glace, des pressions de l'ordre de 1 MPa sont nécessaires.

2.3.2.2 Mécanisme de soulèvement

La formation des lentilles de glace est un phénomène complexe impliquant une interrelation entre le changement de phase, la migration de l'eau vers la lentille et l'écoulement non stationnaire de la chaleur dans le sol en train de geler.

Lorsqu'un sol gèle, à cause des forces de surface agissant sur les particules et les contraintes de succion agissant en dessous de la lentille de glace, la température de nucléation (formation de glace) T_s à la base de la lentille est plus basse que le point de congélation de l'eau, $T_w = 0^{\circ}\text{C}$. La zone entre la base de la lentille de glace croissante (où $T = T_s$) et le point de gel (où $T = T_w$) est appelée la «frange gelée» (Miller, 1972), Fig. 2-37. Dans cette frange, l'eau liquide existe en équilibre avec la glace à une température inférieure au point de congélation. La quantité de l'eau qui peut s'écouler vers la base de la lentille est une fonction du gradient de succion qui existe à travers la frange gelée et dans la zone non gelée sous-jacente, ainsi que de la perméabilité du sol non gelé. Dans des conditions stationnaires, l'eau s'écoule vers la base de la lentille à travers la frange gelée à partir du sol non gelé sous-jacent. Lorsque le front de gel avance, la température dans la frange diminue, causant la réduction de sa perméabilité et de l'écoulement d'eau vers la lentille.

Si la perméabilité du sol devient tellement faible que l'eau ne peut pas arriver assez rapidement au front de gel pour satisfaire la demande, il se passe plusieurs choses : (a) la tension dans l'eau interstitielle du sol sous-jacent augmente, ce qui peut conduire à la cavitation (formation des bulles d'air ou de gaz dans l'eau); (b) ceci réduit encore plus la perméabilité du sol et empêche le mouvement de l'eau; et finalement, (c) l'équilibre thermodynamique est dérangé, le gel pénètre plus profondément dans le sol et de nouvelles lentilles se forment.

À cause de la forte attraction des molécules d'eau vers le front de gel, beaucoup des sols argileux très imperméables sont soumis au séchage sur une faible distance en dessous de la zone du gel, et des fissures verticales apparaissent accompagnées par la consolidation du sol avoisinant.

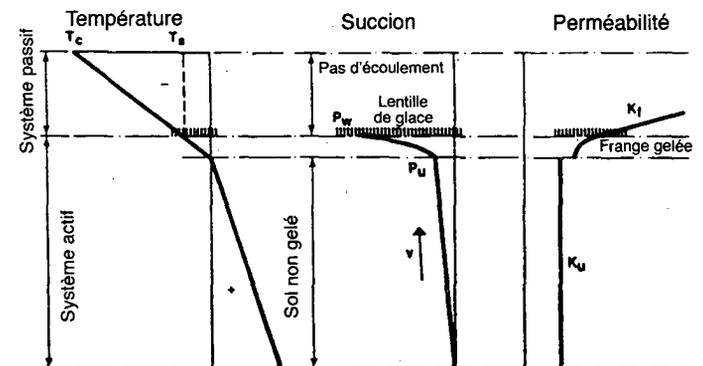


Figure 2-37 Représentation schématique d'un sol à l'état de gel (d'après Morgenstern, 1981).

Le gel produit un effet de succion dans l'eau non gelée, et, par conséquent, il se traduit par une augmentation des contraintes effectives. De ce point de vue, le gel peut être comparé au séchage, dont on sait qu'il produit une consolidation des sols compressibles. Cependant, après un second cycle de gel-dégel, les cycles subséquents n'ont plus beaucoup d'effet, à condition de ne pas abaisser encore plus la température.

Dans les climats froids, on attribue à cet effet de consolidation due au gel (en plus du séchage et de l'action chimique) la formation de la croûte plus dure près de la surface des sols argileux.

2.3.2.3 Gel des sols salins (d'après Kinney et Reckard 1986)

L'addition de sels change radicalement la façon par laquelle le sol gèle. Ceci est dû principalement à la forte variation de la concentration de sel présente au cours du gel, qui est causée par l'exclusion de la saumure, la diffusion et la convection. Cette grande variation de la concentration de sel a comme résultat que le gel se produit dans un grand intervalle de température et sur un cheminement irrégulier, qui n'est pas nécessairement continu. Dans des conditions d'un gel lent, les sels tendent à être expulsés vers le bas et en avant du front de gel.

Par contre, lors d'un gel rapide, les sels tendent à être enfermés dans des poches à l'intérieur du sol gelé. Lorsqu'une lentille commence à se former, elle élimine les sels et forme une concentration plus élevée de la saumure de son côté chaud et demande une température plus basse pour que le gel se poursuive.

Éventuellement, une nouvelle lentille se forme en dessous de la saumure, produisant une stratification alternante de glace et de saumure.

Les couches de glace individuelles ne sont pas nécessairement planes. Ce phénomène aboutit à un soulèvement sporadique qui tend à réduire le soulèvement total, particulièrement dans des situations de gel rapide. Cependant, dans certaines circonstances, il peut arriver que le taux de soulèvement croisse à cause de l'augmentation de la perméabilité de la frange gelée due à l'épaississement des pellicules d'eau non gelée.

Outre les phénomènes décrits ci-dessus, les sels peuvent causer la dispersion de certains sols (ex. : les argiles de haute plasticité) et changer leur granulométrie effective. Ceci peut augmenter le potentiel de soulèvement de ces sols.

Le front de gel avance fréquemment plus rapidement dans un sol salin parce qu'une plus grande teneur en eau non gelée demande moins d'énergie pour abaisser la température. Un des effets secondaires favorisant ce comportement, c'est que la conductivité thermique est souvent plus grande dans un sol où il y a plus d'eau non gelée.

La figure 2-38 montre quelques résultats d'essais concernant l'effet de la salinité sur le soulèvement des sols dû au gel.

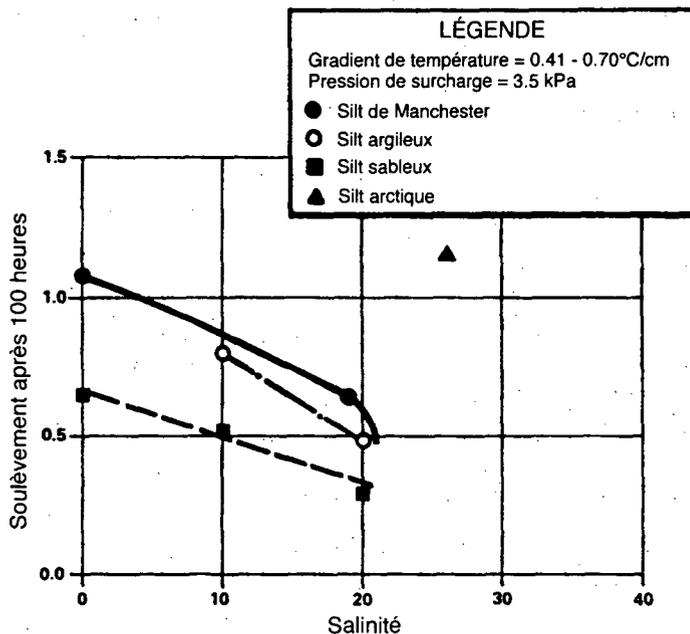


Figure 2-38 Effet de la salinité sur le soulèvement après 100 heures, pour différents sols (d'après Lu, Léonard & Mahar, 1988).

2.3.3 Prévision quantitative du soulèvement dû au gel (d'après Ladanyi & Shen, 1989)

Malgré la grande quantité des travaux, tant théoriques qu'expérimentaux, menés au cours des quelques dernières décennies, la prévision de la quantité de soulèvement d'un terrain lors du gel reste encore un problème difficile à résoudre. On constate en effet, que le soulèvement dépend non seulement des conditions locales des sols et de la position de la nappe phréatique, mais également des conditions climatiques, qui varient considérablement d'année en année. Le soulèvement que l'on observe à la surface du terrain représente la somme de tout le volume d'eau amené lors du gel jusqu'au front de gel et en arrière de celui-ci, qui gèle soit sous forme de lentilles, soit simplement dans les pores du sol. À cause de la variabilité des propriétés du sol naturel, cette accumulation de la glace est un problème aléatoire, qui ne peut être traité que par des méthodes probabilistes.

Par contre, dans des conditions bien contrôlées d'essais de gel en laboratoire, il est possible d'en simuler les résultats par des méthodes théoriques déterministes. Dans la suite, on mentionne deux de ces méthodes théoriques, notamment la théorie capillaire et la théorie thermodynamique, et on décrit cette dernière plus en détail.

Théorie capillaire

Cette théorie, qui fut beaucoup utilisée dans le passé, est présentement considérée comme étant capable de traiter uniquement le problème du soulèvement «primaire» dans les matériaux composés de particules inertes ne contenant presque pas d'eau non gelée. Cette théorie suppose que les lentilles de glace ne se forment qu'au front de gel, ce qui n'est pas étayé par les observations faites sur les sols gélifs naturels.

Théorie thermodynamique

L'équation Clausius-Clapeyron et ses applications

L'équilibre thermodynamique entre la glace et l'eau au contact d'une lentille de glace peut se décrire par l'équation Clausius-Clapeyron. Pour une lentille de glace, cette équation dans sa forme générale relie la pression dans la pellicule liquide, la température et la pression extérieure appliquée (Konrad-Morgenstern, 1982) :

$$p_w = (L / V_w) \ln(T_s^* / T_o^*) + (V_i / V_w) p_e + \pi \quad (2-104)$$

où

p_w = la succion dans la pellicule liquide;

L = la chaleur de fusion de l'eau (333.6 kJ/kg);

T_s^* = la température de ségrégation à la base de la lentille, en °K;

T_o^* = la température absolue de fusion de l'eau pure (273,15 K);

p_e = la pression externe appliquée en Pa;

V_w = le volume spécifique de l'eau (0,001m³/kg);

V_i = le volume spécifique de la glace (0,00109m³/kg);

π = la pression osmotique associée avec les solutés.

Pour T_s^* près de T_o^* et $\pi = 0$, l'équation (2-104) devient :

$$p_w = (L / V_w T_o^*) T_s + (V_i / V_w) p_e \quad (2-105)$$

où $T_s = T_s^* - T_o^*$ = la température de ségrégation en °C.

Si $p_e = 0$ (c.-à-d. si la glace est à la pression atmosphérique), l'équation (2-105) donne la succion à la base de la lentille:

$$p_w = (L / V_w T_o^*) T_s = 1,221 T_s \text{ (en MPa et } ^\circ\text{C)} \quad (2-106)$$

(p_w est une tension, parce que T_s a un signe négatif).

L'équation (2-106) prédit une variation linéaire de la succion à travers la frange gelée. En réalité, cette variation est non linéaire à cause de la perméabilité variable de la frange gelée.

La pression extérieure capable d'éliminer la succion peut être calculée à partir de (2-105) en y posant $p_w = 0$, (l'écoulement arrêté).

$$p_e = -\left(L / V_i T_o^*\right) T_s = -1,119 T_s \text{ (en MPa et } ^\circ\text{C)} \quad (2-107)$$

(ce qui est une pression, parce que T_s est négatif)

L'équation (2-105) décrit également la pression de soulèvement maximale générée lors du gel d'un sol saturé dans un système fermé.

La condition $p_w = p_o = p_i$ dans l'équation (2-105) fournit la dépression du point de congélation pour la glace :

$$p_i = -13,5 T_s \text{ (en MPa et } ^\circ\text{C)} \quad (2-108)$$

Cette pression serait nécessaire par exemple pour fondre une lentille de glace dont la température est T_s . Cependant, la glace interstitielle fond à des pressions beaucoup plus basses à cause de la concentration de contraintes aux contacts entre les particules.

Finalement, dans un cas isotherme

($T_s = \Delta T = 0$), l'équation (2-105) donne :

$$\Delta p_w = 1,091 \Delta p_i \quad (2-109)$$

ce qui implique qu'en l'absence du changement de phase, toute la variation de la pression dans l'eau non gelée suit étroitement la variation de la pression dans la glace interstitielle.

Concept du potentiel de ségrégation

D'après Konrad et Morgenstern (1981), lorsque dans un essai de gel, un échantillon de sol est soumis à des paliers de températures différentes (mais constantes) du côté froid de l'échantillon, en tenant la température constante du côté chaud de celui-ci, le débit d'entrée d'eau, v , lors de la formation de la lentille de glace finale est proportionnel au gradient de la température dans la frange gelée, grad T_f .

$$v = SP \cdot \text{grad } T_f \quad (2-110)$$

où SP désigne «le potentiel de ségrégation», défini par

$$SP = \bar{K}_f [(p_w - p_u) / T_s] \quad (2-111)$$

où

\bar{K}_f = la conductivité hydraulique moyenne de la frange

p_w = le potentiel total de succion au front de ségrégation

p_u = le potentiel de succion à l'interface du contact entre le sol gelé et non gelé

T_s = la température de ségrégation

D'après l'équation (2-110), SP est le rapport entre le taux d'écoulement de l'eau vers le front de gel et le gradient général de température dans la frange gelée, dont les valeurs peuvent être directement mesurées dans un essai de gel en laboratoire.

La valeur de SP, donnée, par exemple, par la pente de la ligne droite dans la figure 2-39, est une fonction de p_w , p_u , T_s et K_f , où p_w peut être déterminé à partir de (2-106) ci-dessus, tandis que p_u s'obtient en appliquant l'équation de Darcy à la zone non gelée de l'échantillon :

$$p_u = v l_n / k_n \quad (2-112)$$

où l_n est l'épaisseur de la zone non gelée et k_n est sa perméabilité.

On trouve que SP est constant à un état stationnaire (le début de la formation de la lentille finale). Cependant SP varie avec le taux de refroidissement de la frange, $\dot{T}_f = dT_f / dt$, lors d'un gel transitoire, notamment lorsque

$$\text{grad } T_f = \dot{T}_f / \dot{z} \quad (2-113)$$

où $\dot{z} = dz / dt$ est le taux d'avancement du front de gel.

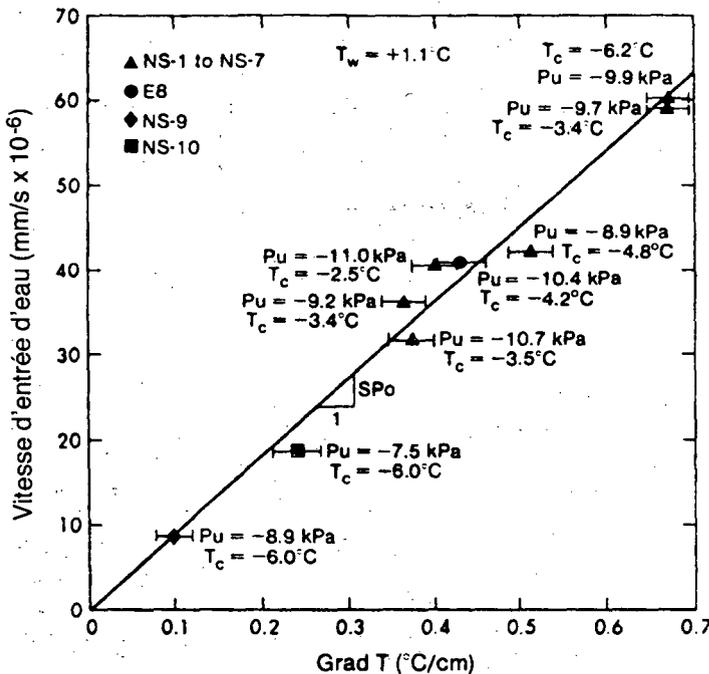


Figure 2-39 Relation, lors de la formation de la lentille finale, entre le taux de l'entrée d'eau et le gradient de température dans un sol à l'état de gel (d'après Konrad & Morgenstern, 1981).

Effet de la pression de surcharge

Une augmentation de la pression de surcharge p_e :

- (1) réduit le potentiel de succion en dessous de la lentille de glace d'une quantité égale à $(V_i/V_w)p_e$, en affectant ainsi le taux de migration d'eau et celui de soulèvement, et
- (2) augmente la teneur en eau non gelée dans le sol gelé, provoquant des changements en perméabilité locale, spécialement dans la frange gelée.

Comme résultat, SP décroît lorsque p_e augmente, en suivant une loi exponentielle :

$$SP = (SP)_0 \exp(-ap_e) \quad (2-114)$$

où $(SP)_0$ correspond à $p_e = 0$, et «a» est un paramètre expérimental pour le sol donné. Un exemple en est donné dans la figure (2-40).

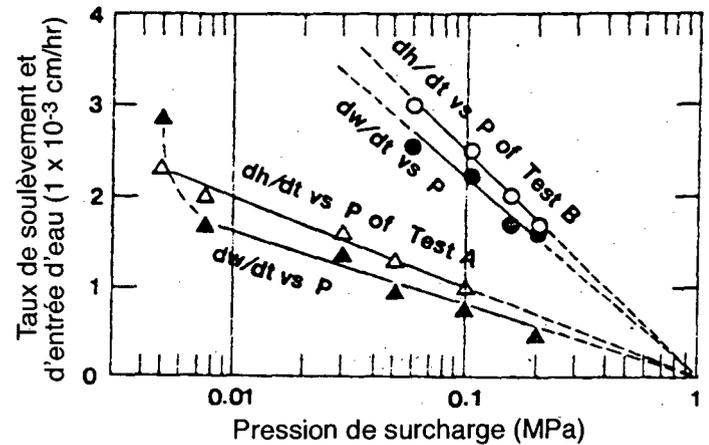


Figure 2-40 Effet de la pression de surcharge sur le taux de soulèvement (dh/dt) et le taux de l'entrée d'eau (dw/dt) (d'après Akagawa et al., 1988).

La figure (2-41) montre les valeurs de SP pour quelques sols typiques, en fonction de la pression de surcharge, telles que compilées par Nixon, (1987).

Évaluation du soulèvement en utilisant le concept SP

D'après Konrad & Morgenstern (1982, 1984), afin de pouvoir évaluer la borne supérieure du soulèvement dû au gel, il faut :

- (1) Dans un essai de gel, déterminer la valeur de SP au début de la formation de la lentille finale, lorsque dT_s/dt est très bas, tel qu'il est en réalité sur place.
- (2) Supposer $p_u = 0$.
- (3) Tenir compte de l'effet de la surcharge sur SP.
- (4) Déterminer la variation avec le temps de la température de gel en surface, $T_c = T_c(t)$ et de la pénétration du front de gel, $z = z(t)$ en décollant.

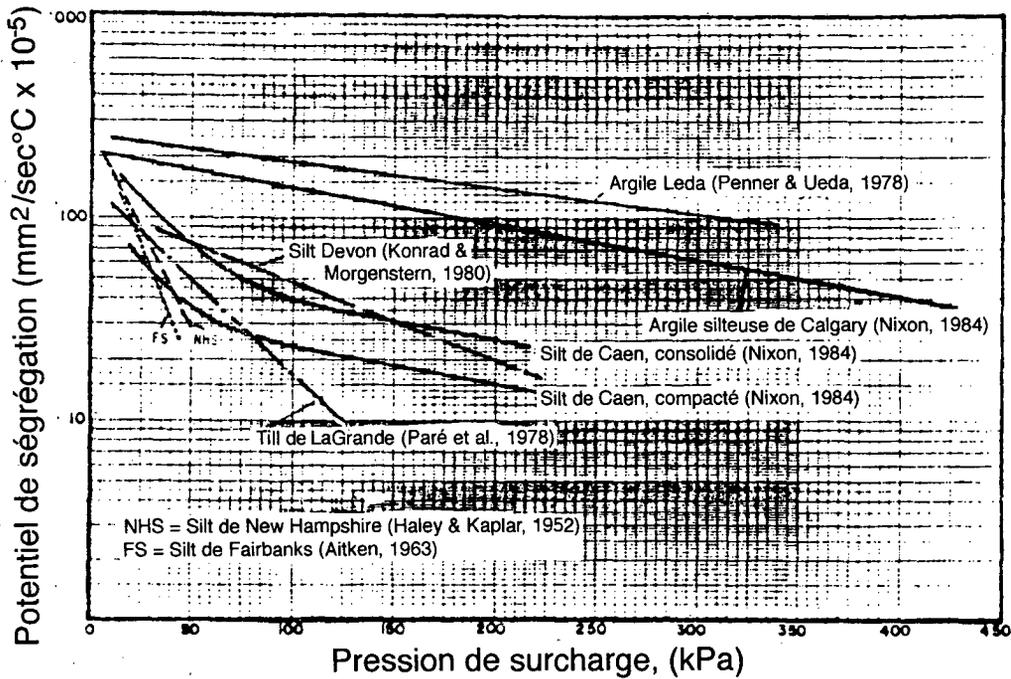


Figure 2-41 Quelques données publiées ou interprétées pour le potentiel de ségrégation, SP (Tiré de: J.F.Nixon, «Pipeline Frost Heave Predictions Using the Segregation Potential Frost Heave Method», Proc. 6th OMAE Symp., Offshore and Arctic Pipelines, Houston, TX, 1987, reproduit avec la permission de l'ASME.).

Ensuite on calcule :

(5) Le gradient de température :

$$\text{grad } T(t) = T_c(t) / [(z(t) + h(t))] \quad (2-115)$$

où h = le soulèvement total.

(6) La pression appliquée, p_e :

(= la pression de surcharge totale) :

$$p_e(t) = p_o + \gamma_f [z(t) + h(t)] \quad (2-116)$$

où p_o est la pression appliquée à la surface du terrain et γ_f est le poids unitaire du sol gelé.

(7) Le débit d'écoulement de l'eau

$$v(t) = SP \text{ grad } T(t) \quad (2-117)$$

(8) Le soulèvement de ségrégation pendant t :

$$\Delta h_s = 1,09 v(t) \Delta t \quad (2-118)$$

(9) Le soulèvement dû au gel de l'eau interstitielle

$$\Delta h_i = 0,09 A \Delta z$$

où

$$A = (w - w_n) / (\rho_w / \rho_s + w / S_r) \quad (2-119)$$

et Δz est l'avancement du front de gel pendant Δt .

(10) Le soulèvement total pendant Δt est alors

$$\Delta h = \Delta h_s + \Delta h_i \quad (2-120)$$

(11) et le soulèvement total pendant le temps t :

$$h = \sum_0^t \Delta h(t) \quad (2-121)$$

NOTE : Bien que la méthode SP décrite ci-dessus soit présentement la seule méthode pratique (sans utilisation de l'ordinateur) permettant de prédire l'ordre de grandeur du soulèvement dû au gel à partir d'essais de laboratoire relativement simples, elle ne rend pas compte d'un phénomène important observé dans la nature, soit celui du gonflement du sol déjà gelé en arrière du front de gel. Pour traiter ce problème, les méthodes numériques décrites par Blanchard et Frémond (1985) et Shen et Ladanyi (1987) sont nécessaires; ces méthodes permettent d'évaluer également les contraintes internes générées dans le sol lors du gel.

Des exemples pratiques pour l'utilisation du concept SP pour la prévision du soulèvement peuvent être trouvés entre autres dans Nixon (1982) et Jessberger et Jagow (1989).

2.4 Conception des chaussées et des pistes

2.4.1 Principes généraux pour la construction des routes dans une région pergélisolée

On peut distinguer les quatre cas suivants :

I. Ne pas tenir compte du pergélisol

Lorsque le sol est à gros grains et bien compacté.

II. Conserver l'infrastructure à l'état gelé

Lorsque la couche active est mince, par exemple dans la toundra arctique. Conserver la végétation. Construire durant la période de gel pour ne pas endommager la couverture végétale.

III. Permettre le dégel graduel du pergélisol dans l'infrastructure durant la construction. Dans le cas du pergélisol épais, c'est permis dans les sables et graviers. Dans les silts : des drains de sable sont à prévoir. Entretien continu nécessaire; la mise en place du revêtement seulement 2 à 3 ans plus tard.

IV. Améliorer l'infrastructure avant la construction

Méthodes :

1. Dégel naturel + consolidation naturelle.

Dans le Sud, dans les sables et graviers, lorsque le drainage est facile.

2. Dégel artificiel + consolidation artificielle.

Dans les sables et graviers; on peut utiliser la vibroflottation à l'eau chaude.

3. Excavation et remplacement de la couche active.

Lorsque dans le Nord, on rencontre des sols avec lentilles de glace, on recommande leur remplacement par un sol granulaire.

Quelques recommandations concernant la mise en application de la méthode II :

1. La couverture végétale doit être laissée sur place, pour diminuer l'érosion thermique.
2. Le déblai est à éviter, surtout dans des sols riches en glace. Utiliser plutôt le remblai.
3. Maintenir les systèmes de drainage naturels. Éviter toute accumulation de l'eau à côté de la route pour empêcher l'érosion thermique et le soulèvement dû au gel.
4. Considérer en premier lieu les besoins de drainage en surface. La percolation souterraine est faible dans le pergélisol.
5. Vérifier les tassements dus au gel, et si ceux-ci sont tolérables, faire le projet de la route en conséquence.
6. Le tracé de la route doit éviter les zones de forte percolation et d'écoulement en surface, pour empêcher la formation des champs de glace «glaçage».

7. Les matériaux gélifs sont à éviter dans la route.
8. La protection des déblais et des remblais contre l'érosion thermique et mécanique doit être efficace.
9. Les structures de drainage, tels les ponceaux et les ponts, doivent être surdimensionnées pour éviter les problèmes d'obturation par la glace et les débris flottants.

2.4.2 Action du gel sur les routes

2.4.2.1 Introduction

(d'après Eranti & Lee, 1986)

Le gel est un facteur essentiel à considérer dans la conception des routes et des pistes dans les régions froides. En principe, les problèmes dans les régions de gel saisonnier et de pergélisol sont tout à fait semblables. Les facteurs tels le soulèvement inégal dû au gel, le tassement dû au dégel et la contraction thermique tendent à réduire la capacité du revêtement utilisé.

D'autre part, lorsque la stabilité du remblai est en question, il faut tenir compte du ramolissement au dégel. Dans les régions de pergélisol, la dégradation du sol gelé et l'érosion thermique sont également des facteurs dont il faut tenir compte.

2.4.2.2 Dégradation du revêtement

La dégradation du revêtement des routes et des pistes est souvent causé par un effet combiné du gel, de l'humidité et du trafic. Le gel, la contraction thermique et le trafic donnent lieu à des fissures dans le revêtement. L'eau qui pénètre à travers ces fissures peut geler dans la fondation de la route et causer le soulèvement additionnel. D'autre part, l'eau ou les sels de déglçage peuvent créer des conditions de support inégal pour le revêtement et causer des problèmes pendant la saison du dégel. Dans certains cas, les charges de trafic pompent du matériau fin à travers les fissures et une rupture locale aura lieu. L'action du gel et les charges dynamiques du trafic pompent le matériau fin à partir de la fondation inférieure dans la fondation supérieure, rendant éventuellement la chaussée exposée, sensible au gel. Les phénomènes de séparation granulométrique lors de la construction aggravent souvent ces problèmes.

L'eau est relâchée lors du dégel et l'humidité additionnelle peut entrer dans les fondations de la route à travers les fissures et les épaulements. Dans beaucoup de cas le dégel pénètre rapidement sous un revêtement foncé, tandis que les épaulements protégés par la neige sont encore gelés, ce qui bloque le drainage. La perte de portance due à la concentration de l'eau et à la réduction de la densité du sol provoque l'endommagement à cause de la fatigue et de la déformation inégale de la surface sous des charges élevées, ce qui peut conduire à la fissuration et la formation de nids de poule.

Les nids de poules se forment en majorité au printemps ou en hiver. Les mécanismes primaires en sont le support inadéquat de la fondation, produisant la rupture par fatigue du revêtement, et la rupture locale due aux effets combinés

de l'eau et de l'action mécanique. Dans les revêtements épais, un réseau de fissures peut se former lors du dégel avant la formation des nids de poule.

La fissuration transversale causée par la contraction thermique peut pénétrer à travers le revêtement et la fondation, profondément dans l'infrastructure. Elle peut être palliée par la réduction de la teneur en eau du sol. Quelquefois, la fissuration est limitée à la couche de revêtement bitumineux. Dans un tel cas, la conception d'un mélange bitumineux convenable peut constituer une solution à ce problème.

Les fissures longitudinales sont souvent créées par l'action du gel dans des sections de route de forme irrégulière. Une autre raison commune pour la fissuration longitudinale est la pénétration inégale du gel dans l'infrastructure gélive, lorsque la partie centrale de la route est exposée aux températures de gel, tandis que les épaulements sont isolés par la neige déblayée. Dans les régions de pergélisol, elle est souvent causée par des changements du régime thermique sous les talus de la chaussée.

Les principes généraux de la conception des revêtements dans les régions pergélisolées ne diffèrent pas de ceux utilisés dans les régions de gel saisonnier. Essentiellement, les déformations dues au gel ne doivent pas dépasser des limites acceptables, et la portance doit être maintenue à un niveau acceptable, également pendant le dégel printanier.

2.4.2.3 Principes généraux de conception

Les trois méthodes suivantes sont utilisées par le U.S. Army Corps of Engineers pour le contrôle de l'action du gel sur les revêtements :

1. Protection complète
2. Pénétration limitée du gel dans l'infrastructure
3. Résistance réduite de l'infrastructure.

Lorsqu'on désire avoir une **protection complète**, l'épaisseur du revêtement et de la fondation non gélive est déterminée de façon à ne pas permettre la pénétration du gel dans l'infrastructure gélive. Dans beaucoup de cas, cette méthode est trop prudente et coûteuse. Elle est utilisée essentiellement dans les régions de gel saisonnier peu profond ou de pergélisol continu, ou bien pour des routes de très haute qualité. L'utilisation de cette méthode peut aussi être justifiée lorsque l'infrastructure est très sensible au gel et variable.

Le but de la méthode de **pénétration de gel limitée** est de fournir une épaisseur combinée suffisante du revêtement et de la fondation non gélive de manière à réduire les déformations en surface à un niveau acceptable. Un abaque de design pour cette méthode est donné à la figure 2-42. Cependant, il faut également considérer la **portance réduite** pendant le dégel printanier, et les courbes de design pour différentes conditions d'infrastructure sont présentées à la figure 2-43. Ces deux méthodes peuvent être utilisées ensemble, mais si une approche spéciale est adoptée pour éliminer l'action du gel localement inégale, la

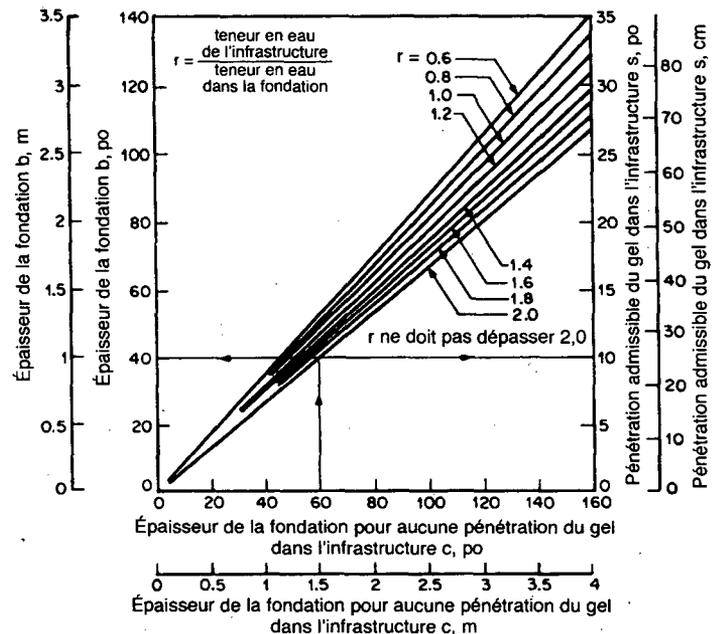
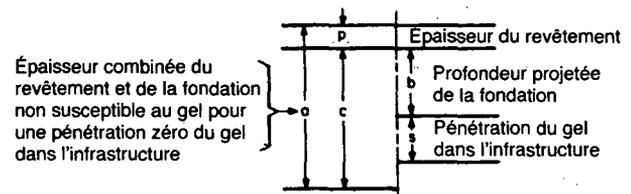


Figure 2-42 Abaque du U.S. Army Corps of Engineers pour la détermination de l'épaisseur de la base non gelivée, destinée à réduire la pénétration du gel dans l'infrastructure de la route (d'après Lobacz et al., 1973, dans Eranti & Lee, 1986).

méthode de portance réduite peut fournir un résultat acceptable. En tout cas, une bonne pratique consiste à utiliser entre la fondation et l'infrastructure une couche anticontaminante épaisse de 100 à 200 mm ou un géotextile filtrant.

Note : Étant donné que la conception des routes suivant l'abaque, Fig. 2-42, s'est avérée en pratique trop prudente, on préfère présentement utiliser pour le même but la méthode finlandaise, qui combine les effets du trafic, de la portance de l'infrastructure au dégel, de la gélivité des sols d'infrastructure, de l'indice de gel et des conditions hydrogéologiques. Cette méthode est présentée en détail entre autres dans Dysli (1991).

2.4.2.4 Isolation

Un remblai extrêmement haut peut être nécessaire pour limiter l'action de gel dans les régions de gel saisonnier profond et de pergélisol. Le taux de pénétration du gel ou du dégel peut être légèrement réduit en utilisant des matériaux ayant une teneur en eau et une chaleur latente de fusion élevées. Cependant, l'utilisation d'une isolation thermique peut s'avérer la solution la plus économique. Ceci est illustré à la figure 2-44.

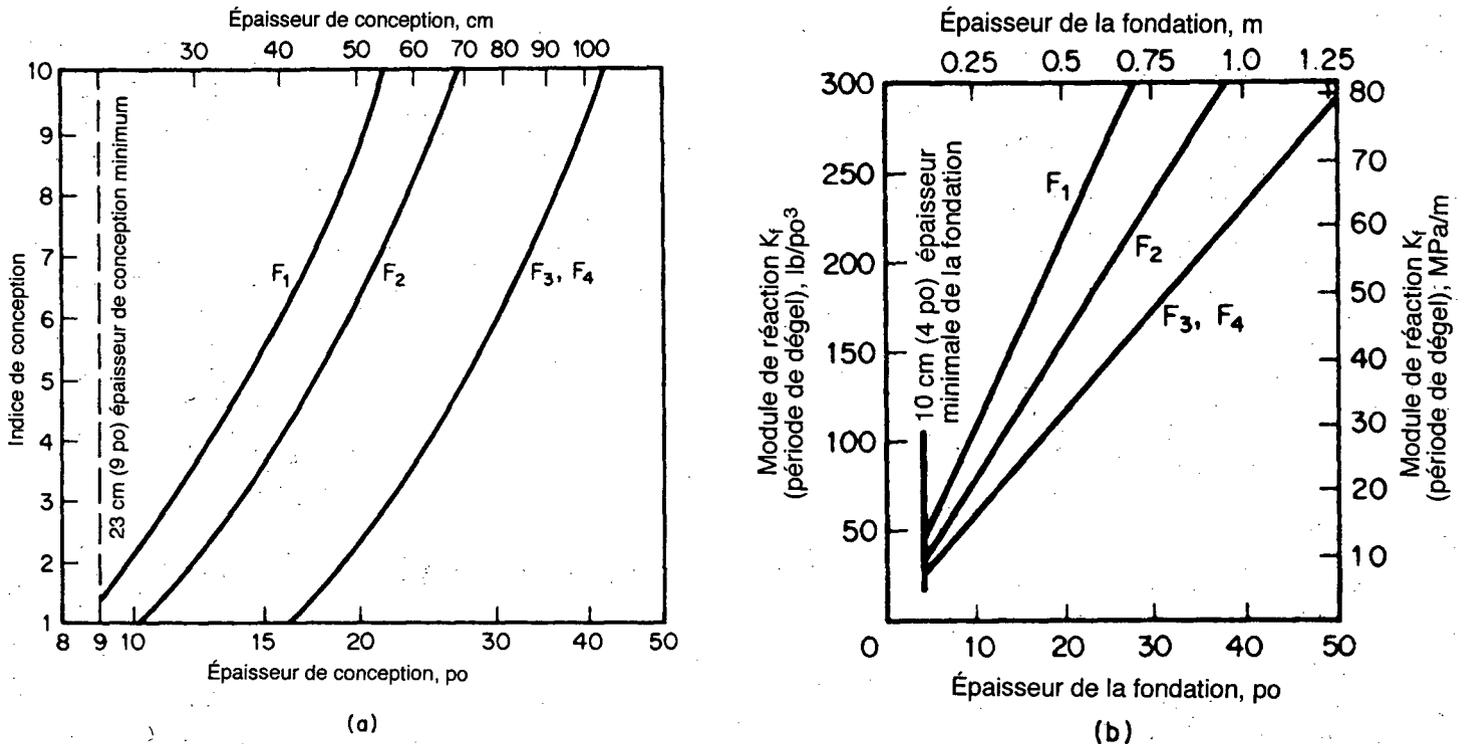


Figure 2-43 Abaqués du U.S. Army Corps of Engineers pour la portance réduite de l'infrastructure (d'après Lobacz et al., 1973, Dans Eranti & Lee, 1986).

(a) Pavages flexibles. L'épaisseur comprend le revêtement et la fondation non gélive.

(b) Pavages rigides. Le module de réaction est utilisé dans les conditions de conception normale. (D'après Lobacz et al., 1973, dans Eranti & Lee, 1986).

Note : Les groupes F1 à F4 se réfèrent à la classification de gélivité des sols d'après le U.S. Corps of Engineers (Chap. 2.3-1).

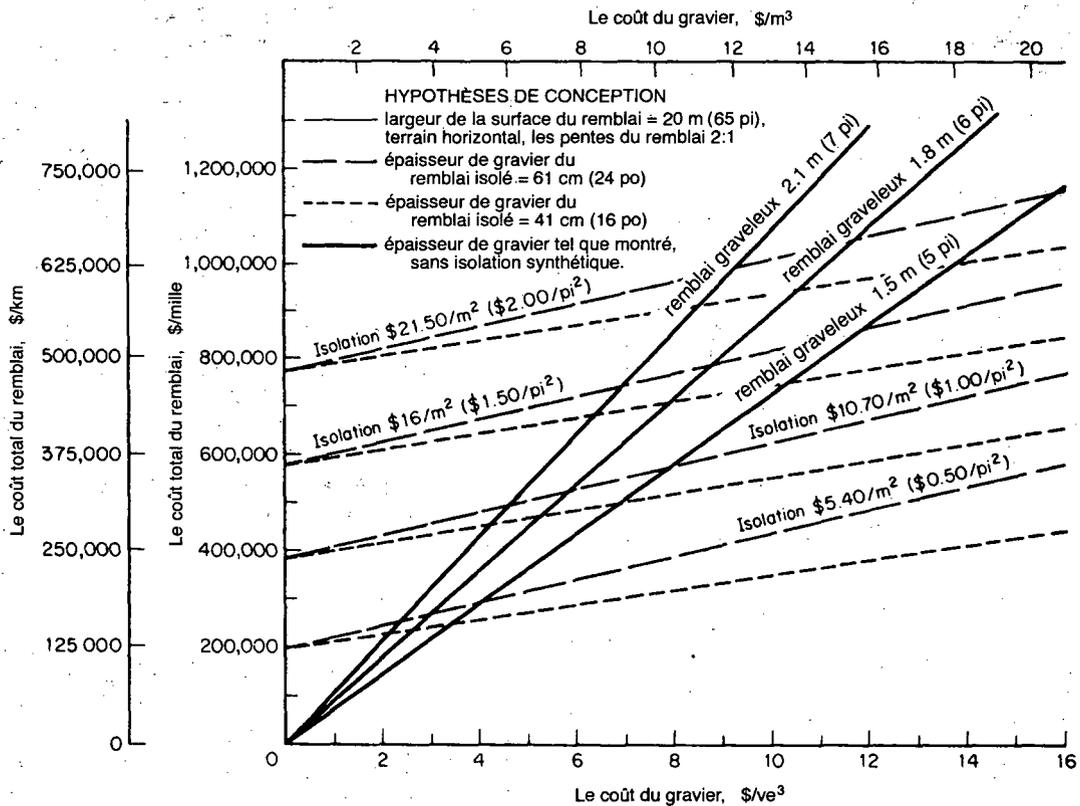


Figure 2-44 Effet de l'isolation thermique sur la conception du remblai routier (d'après Wellman et al., 1977).

Théoriquement, l'isolation thermique est la solution plus efficace près de la surface du revêtement. Cependant, l'isolation doit être suffisamment forte pour résister aux charges du trafic. Il est aussi connu que les revêtements peuvent subir de graves problèmes de glaçage, dangereux pour le trafic lorsque, dans les routes asphaltées, l'isolation est placée trop près de la surface.

La profondeur de pénétration du gel dans un remblai isolé peut être calculée suivant les principes expliqués dans la section 2.1.

Un exemple de conception thermique d'une section de route isolée est montré à la figure 2-45. Si l'épaisseur de la couche anticontaminante en dessous de l'isolation dépasse une valeur minimale, h_{min} , (100 à 200 mm) l'épaisseur de cette dernière peut être réduite comme indiqué dans le tableau 2-6.

La pression admissible sur l'isolation dépend du type de celle-ci et du nombre de passages de véhicules. Pour des planches de polystyrène et polyuréthane plus robustes (35 à 40 kg/m³), la résistance à long terme correspondant à la déformation de 2 % s'étend de 50 à 200 kPa. L'épaisseur de la couverture granulaire de protection peut être estimée par la théorie de Boussinesq : (Mc Dougall, 1977).

$$z = \left[\frac{W / \pi p}{[1 - (\sigma_a / p)]^{2/3} - 1} \right]^{1/2} \quad (2-122)$$

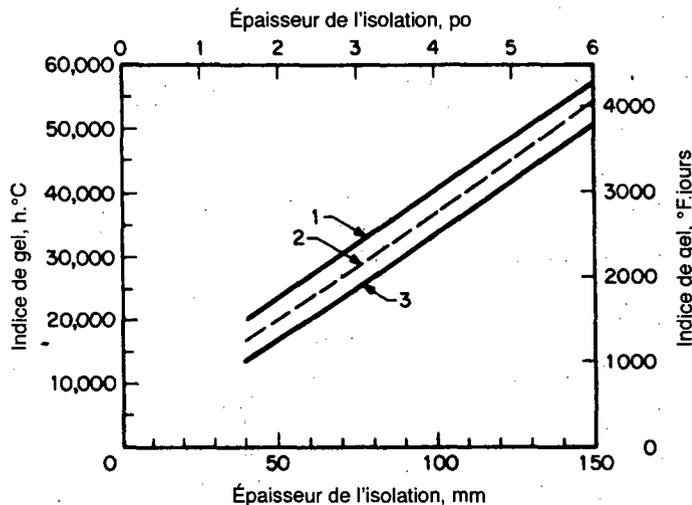


Figure 2-45 Épaisseur nécessaire de l'isolation avec polystyrène, lorsque la couche granulaire de protection est d'au moins 0,7 m d'épaisseur, et la couche filtrante en dessous de l'isolation de 100 à 200 mm.

- 1- Polystyrène extrusif, condition sèche (remblais).
- 2- Idem; Conditions humides (coupes. Aussi : Polystyrène gonflé, conditions sèches.
- 3- Polystyrène gonflé, conditions humides. (d'après Eranti & Lee, 1986).

Tableau 2-6 Épaisseur de l'isolant corrigée pour des couches de protection plus épaisses que h_{min} [mm(po)]

Épaisseur de la couche de protection en dessous de l'isolant				
Épaisseur de l'isolant d'après Fig. 2-45 mm (po)	$h_{min} + 200$ mm (8 po)	$h_{min} + 400$ mm (16 po)	$h_{min} + 600$ mm (24 po)	$h_{min} + 800$ mm (32 po)
40 (1,6)	30 (1,2)	30 (1,2)	30 (1,2)	30 (1,2)
50 (2,0)	35 (1,4)	30 (1,2)	30 (1,2)	30 (1,2)
60 (2,4)	40 (1,6)	30 (1,2)	30 (1,2)	30 (1,2)
70 (2,8)	50 (2,0)	35 (1,4)	30 (1,2)	30 (1,2)
80 (3,2)	60 (2,4)	40 (1,6)	30 (1,2)	30 (1,2)
90 (3,6)	70 (2,8)	50 (2,0)	35 (1,4)	30 (1,2)
100 (4,0)	80 (3,2)	60 (2,4)	40 (1,6)	30 (1,2)
110 (4,3)	90 (3,6)	70 (2,8)	50 (2,0)	35 (1,4)
120 (4,7)	100 (4,0)	80 (3,2)	60 (2,4)	40 (1,6)
130 (5,1)	110 (4,3)	90 (3,6)	70 (2,8)	50 (2,0)
140 (5,5)	120 (4,7)	100 (4,0)	80 (3,2)	60 (2,4)
150 (5,9)	130 (5,1)	110 (4,3)	90 (3,6)	70 (2,8)

où z = l'épaisseur de couverture nécessaire (m)

σ_a = la pression admissible pour un type d'isolation donné et un nombre de passages de véhicules spécifié (kPa)

p = la pression d'inflation dans le pneu (kPa)

W = la charge de roue spécifiée (kN).

Une couverture granulaire ordinaire de 0,5 à 0,8 m est tout à fait suffisante pour protéger l'isolant dans un cas typique avec une charge par roue d'environ 50 kN et une pression dans les pneus allant jusqu'à 800 kPa. (Fig. 2-46).

Dans la pratique norvégienne, (Refsdal 1987), bien que plusieurs types d'isolants soient utilisés sur les routes pour la prévention contre le gel (le polystyrène extrudé, le polystyrène expansé, le polyuréthane, la laine minérale, l'argile expansée), la préférence est donnée au polystyrène extrudé. L'épaisseur minimale d_{min} de l'isolant (indépendante du calcul thermique) pour différents types de structures est comme suit :

Structure	d_{min} (mm)
Routes	45
Ponceaux (diam < 2,5 m)	45
Ponceaux (diam > 2,5 m)	75
Murs de soutènement (h < 2,5 m)	45
Murs de soutènement (h > 2,5 m)	75

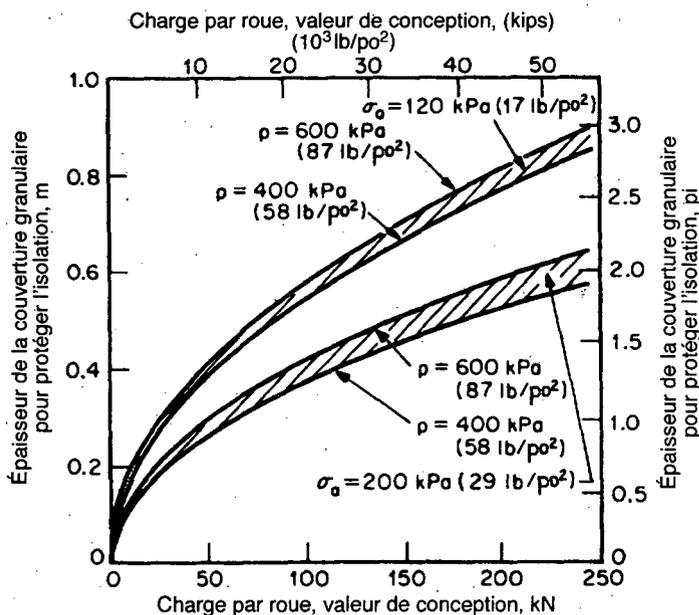


Figure 2-46 Détermination de l'épaisseur de la couverture granulaire pour différentes charges par roue.

p = pression dans le pneu

σ_a = pression admissible sur l'isolant, fonction de son type et du nombre de passages de véhicules (Nixon, 1979).

2.4.2.5 Transitions, accotements et coupes

Des soulèvements et des tassements abrupts ont lieu souvent aux endroits où il y a discontinuité dans les conditions géotechniques de l'infrastructure, spécialement lorsque la nappe est élevée. Les ruptures du revêtement se produisent généralement aux intersections entre le déblai et le remblai, dans les zones de transition dans l'infrastructure, aux endroits où il y a de grands blocs de roche ou un socle rocheux irrégulier à une faible profondeur, ainsi qu'au-dessus des ponceaux de diamètre dépassant 50 cm.

Les sections où l'eau pénètre sous le revêtement latéralement, comme à partir des coupes latérales, sont très susceptibles à la détérioration due au gel. L'action du gel peut être contrôlée par des transitions en biseaux, qui peuvent atteindre la profondeur totale de pénétration du gel et avoir des pentes de 1:20 à 1:40, en fonction des conditions de gel et des exigences quant à la qualité du revêtement. Une solution de rechange est l'utilisation des sections isolées (Fig. 2-47).

Dans les régions de pergélisol discontinu, les transitions entre le terrain dégelé et le pergélisol posent tout spécialement problème parce que le remblai construit provoque des changements dans le régime thermique du sol. Une dégradation progressive du pergélisol et une dénivellation due au dégel du sol peuvent se produire dans ces régions limites. Quelquefois, afin d'atteindre une stabilité acceptable, il faut recourir à des mesures spéciales telles que la congélation artificielle ou l'enlèvement complet du pergélisol.

Le problème en ce qui concerne les accotements est leur tendance à devenir instables à cause de l'action du gel. Les glissements et l'érosion ont lieu généralement au printemps lorsque le talus dégelé est saturé et affaibli. La stabilité du talus peut être améliorée par une couche de matériau grossier, non gélif, posée à la surface.

Dans des régions de pergélisol moins froid, des fissures longitudinales apparaissent souvent dans les remblais de la route comme résultat des tassements à long terme liés au dégel du sol sous les talus latéraux (Fig. 2-48). Les sols sous les talus ne regèlent pas nécessairement chaque hiver à cause de l'accumulation de neige, de la retenue de l'eau et d'autres changements des conditions en surface. Une extension des bermes latérales et l'application de l'isolation peuvent être utilisées pour ralentir le progrès du dégel et éliminer le problème, comme le montre la figure 2-48. Dans certains cas, un refroidissement artificiel des bermes peut aussi s'avérer nécessaire.

Des coupes faites dans un pergélisol riche en glace représentent une autre source de problèmes liés au dégel. Des solifluctions et une érosion thermique ont lieu comme résultat du dégel de ces talus naturels. La situation se stabilise généralement après quelques années, mais entretemps les problèmes de drainage sont difficiles à résoudre. La stabilité des talus dans des sols riches en glace peut être préservée pour une couche de protection granulaire et l'isolation, ce qui assure une protection complète du pergélisol (Fig. 2-49).

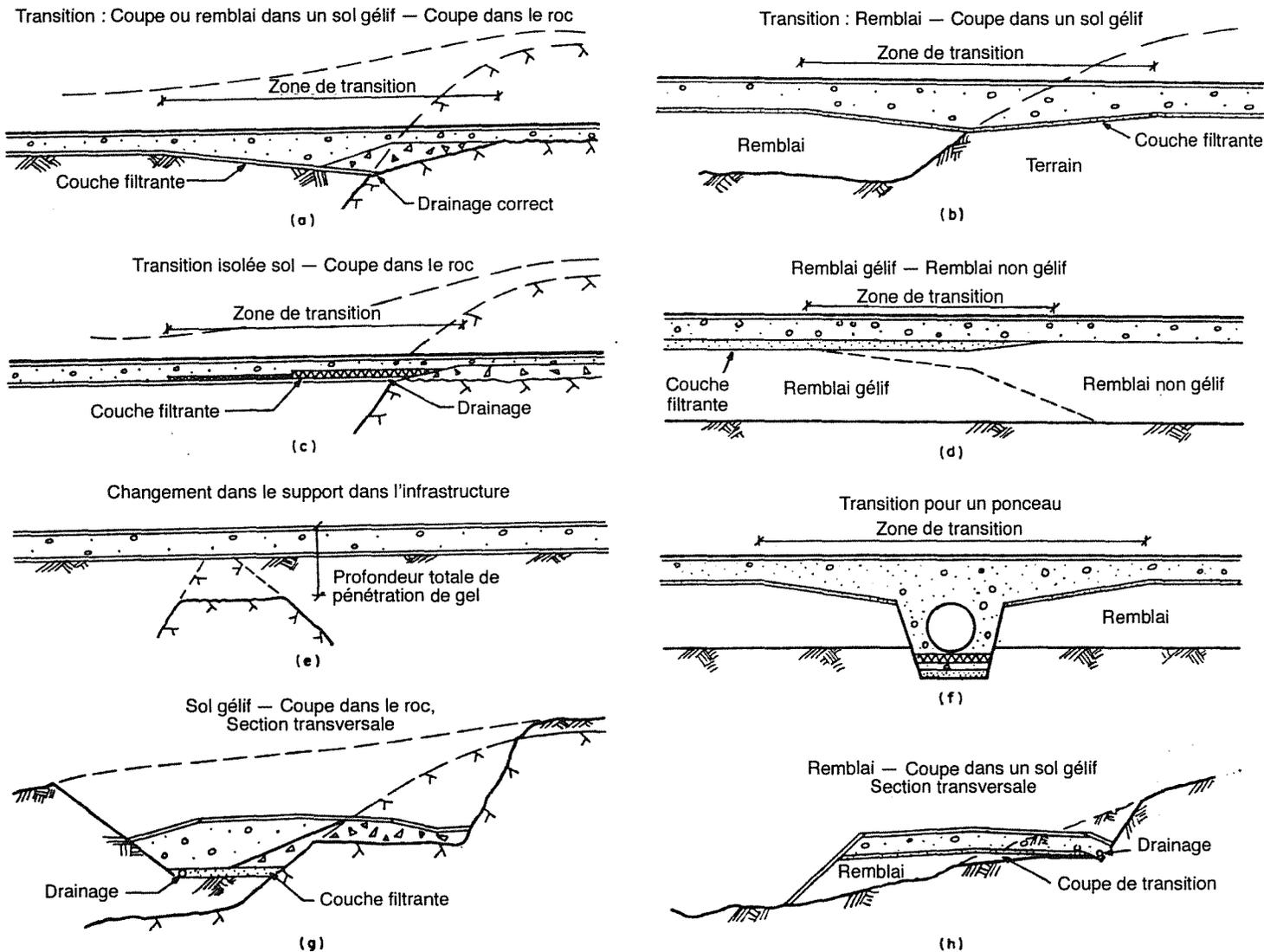


Figure 2-47 Exemples des méthodes de transition destinées à éliminer l'effet du gel différentiel (Eranti & Lee, 1986).

2.4.2.6 Mesures de prévention contre le soulèvement dû au gel (D'après Yong & Warkentin, 1975)

Les effets du soulèvement dû au gel sont nuisibles de deux façons :

- (a) à cause de la déformation inégale de la surface du terrain ou de la chaussée et
- (b) à cause de la perte de la capacité portante du sol lorsque les lentilles de glace fondent en laissant des poches d'eau dans le sol.

L'expérience montre qu'environ 150 kPa de pression de surcharge est nécessaire pour restreindre le soulèvement à des températures d'environ -5°C . Vu que les routes ne fournissent pas de telles pressions, elles sont particulièrement susceptibles d'être endommagées par le soulèvement.

La prévention de l'effet nuisible du soulèvement dû au gel exige l'élimination ou l'atténuation des conditions qui causent le soulèvement. Les mesures suivantes peuvent être utilisées pour changer les conditions favorisant le soulèvement.

- (1) Remplacement du sol gélif par un matériau moins gélif, préférablement un matériau granulaire grossier, qui satisfait au critère de non-gélimité.
- (2) Abaissement du point de congélation de l'eau interstitielle. L'addition de sels peut abaisser le point de congélation de l'eau et réduire les effets du gel dans le sol. Vu que le drainage et l'écoulement de l'eau souterraine pendant l'été tendent à délayer les sels, des additions régulières de sel sont nécessaires, ce qui peut affecter l'environnement.

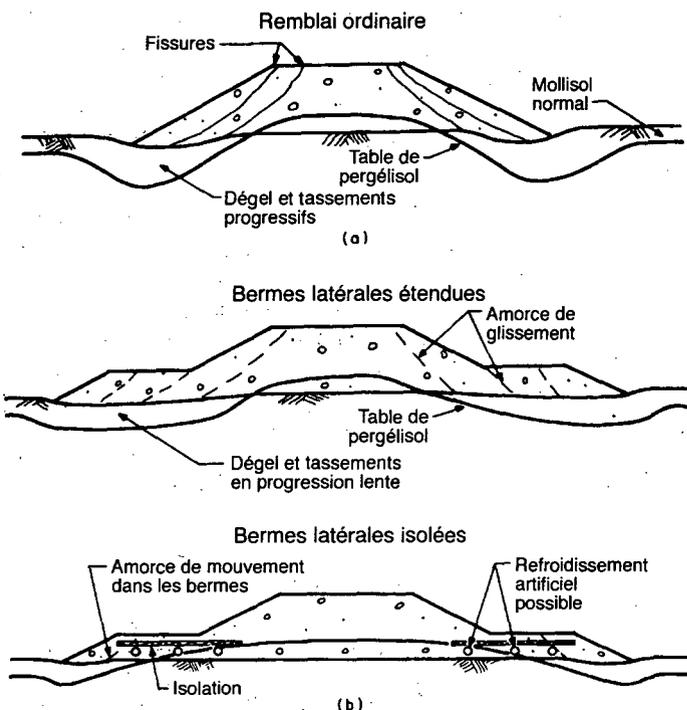


Figure 2-48 (a) Fissuration de la chaussée causée par le dégel sous les talus latéraux du remblai. (b) Amélioration du problème avec l'addition des bermes latérales (Eranti & Lee, 1986).

(3) Réduction de la disponibilité de l'eau. Ceci peut s'effectuer en installant une couche imperméable dans le sol. Cette couche peut être une couche d'argile, une membrane bitumineuse ou même une couche de béton. Le but en est de limiter la disponibilité de l'eau, et ainsi la formation de lentilles de glace. Cette méthode est utile mais pas toujours économique. On peut y inclure également la technique d'encapsulation d'un sol fin gélif dans une membrane étanche, qui empêche l'infiltration d'eau dans celui-ci et la formation de lentilles de glace. Cette méthode est connue sous le nom de MESL («Membrane Encapsulated Soil Layer»).

(4) Utilisation d'agents chimiques. Ces agents, destinés à changer les propriétés du sol, peuvent être des dispersants, des agrégants ou des imperméabilisants. Lorsque ces produits sont mélangés avec le sol et compactés, ils font que le sol devient soit plus perméable, soit moins perméable. Dans le premier cas, l'ascension capillaire est réduite et dans le deuxième, l'arrivée de l'eau est empêchée, ce qui, dans un cas comme dans l'autre, réduit la formation de lentilles de glace.

(5) Addition d'une surcharge supplémentaire. L'expérience indique que si la nappe d'eau est à une profondeur dépassant 1,50 m sous la surface du terrain, la formation de lentilles devient plus difficile. En ajoutant de la surcharge, on rehausse le niveau du terrain et on l'éloigne de la nappe. La surcharge tend également à réduire l'importance du soulèvement.

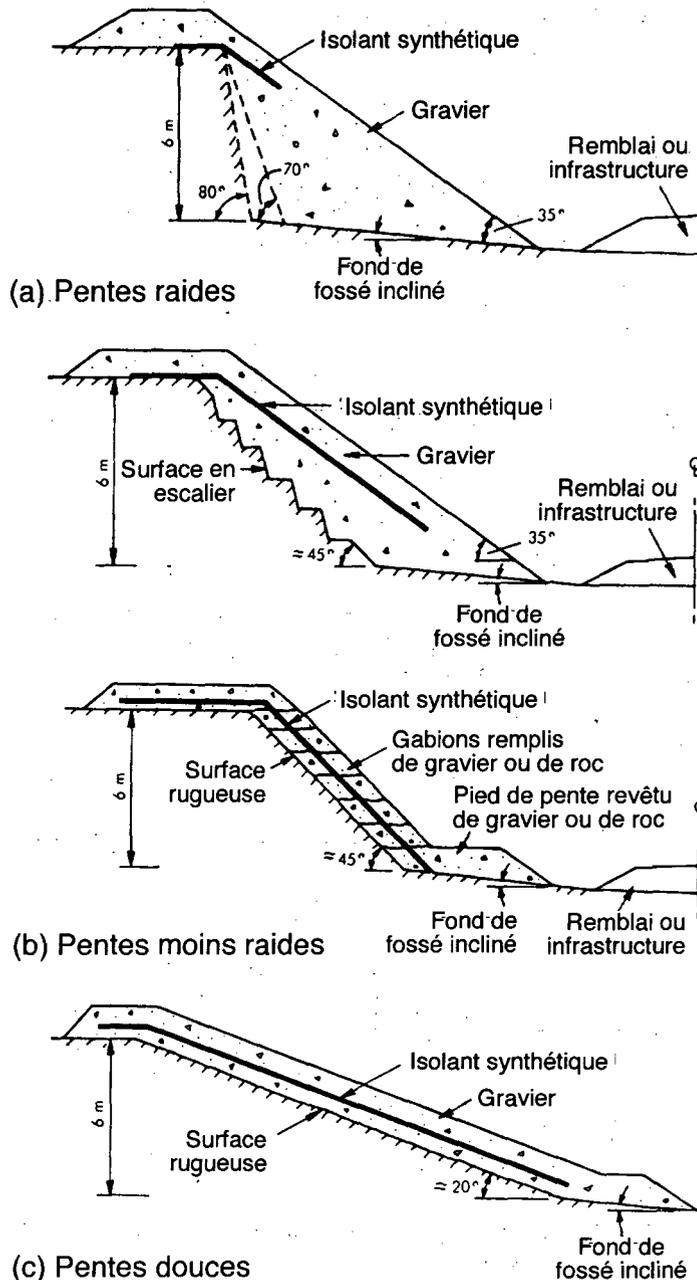


Figure 2-49 Méthodes pour la protection thermique des coupes dans le pergélisol (Pufahl & Morgenstern, 1980).

(6) Utilisation d'une couverture thermique. Si une barrière thermique (par exemple, un plastique mousseux) est placée à une certaine profondeur en dessous de la surface du terrain, de manière à limiter le front de gel ou le sol au-dessus de la barrière, il est possible de réduire le soulèvement nuisible. Bien sûr, le sol au-dessus de la barrière doit être non gélif.

2.4.2.7 Prévention du gel de l'infrastructure et problème de glaçage

(D'après Nordal et Refsdal, 1989)

Quelques conseils pratiques concernant certaines de ces méthodes sont donnés plus loin. La méthode la plus simple consiste à placer une couche épaisse d'un matériau non gélif (sable, gravier, roche concassée) en dessous de la couche de fondation inférieure régulière (Fig. 2-50A). Cette couche de protection contre le gel est utilisée fréquemment dans les régions où les matériaux granulaires non gélifs sont abondants dans les coupes et les lieux d'emprunt. Dans un terrain rocheux, on utilise le concassé à cette fin. Par une gradation sélective, on peut placer le matériau le plus gélif dans des remblais bien en dessous du front de gel, et on peut garder le matériau non gélif pour utilisation dans la zone de gel. Afin d'augmenter l'effet protecteur des matériaux granulaires, leur teneur en eau doit être élevée. Un sable gelé sans grains fins gélifs peut

maintenir son humidité en empêchant le drainage. Ceci augmente sa chaleur de fusion et le nombre de degrés-heures pour geler la couche (Fig. 2-50B). On l'appelle alors «couche d'accumulation de gel». L'écorce humide a une capacité encore plus élevée comme barrière thermique (Fig. 2-50C).

Cependant, la façon la plus efficace d'établir une barrière thermique contre le gel de la sous-fondation consiste à utiliser des matériaux isolants. Là où la température annuelle moyenne n'est pas très basse, une couche isolante peut effectivement ralentir l'extraction de la chaleur emmagasinée et prévenir le gel de la sous-fondation (Fig. 2-50D).

On peut utiliser différents types de matériaux isolants, mais le polystyrène extrudé est présentement le plus courant. Lorsque la température annuelle moyenne est proche du point de congélation, la quantité de chaleur volumique emmagasinée est relativement faible. Dans de

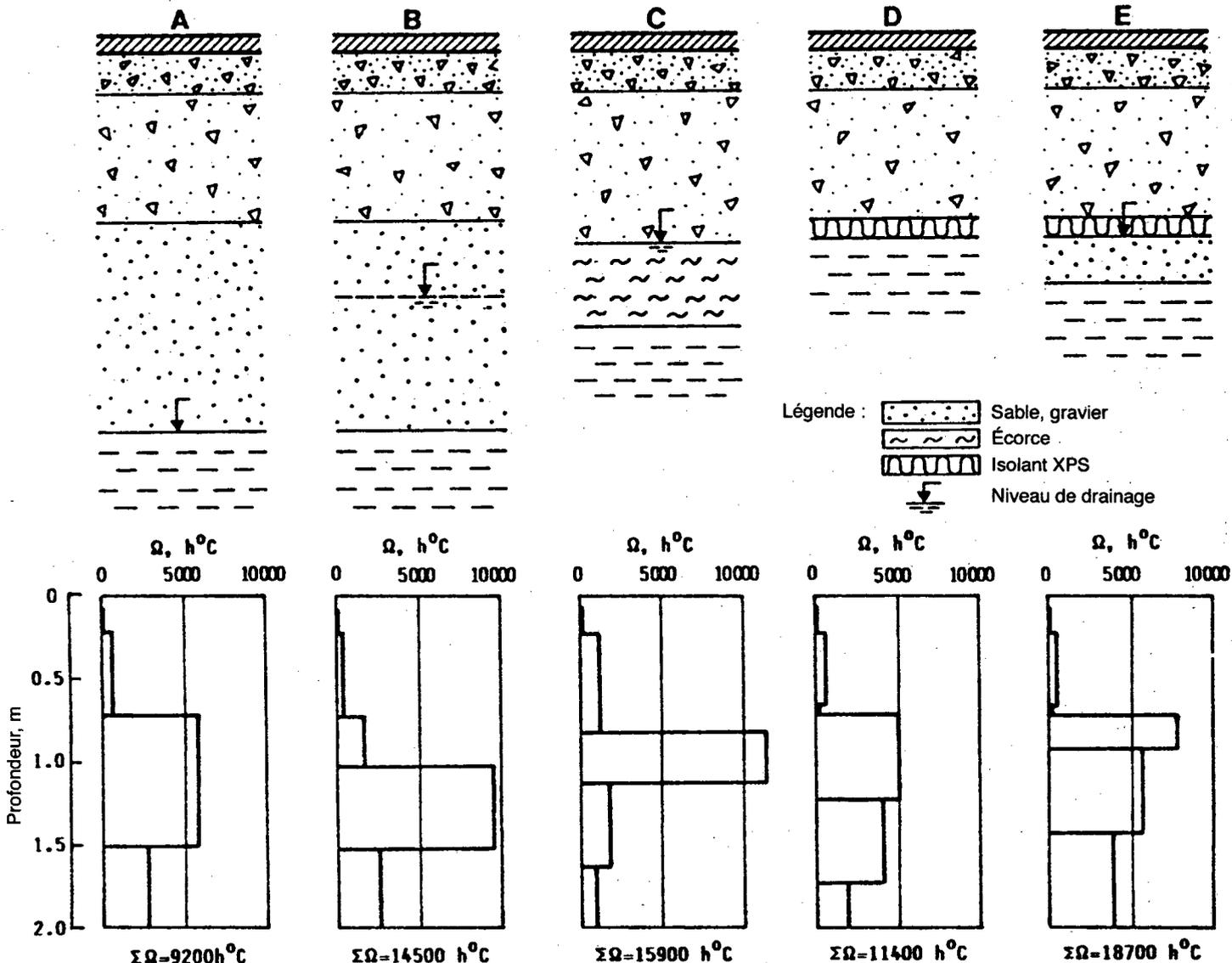


Figure 2-50 Différents types de barrières thermiques utilisées pour empêcher le gel de la fondation routière. (Nordal & Refsdal, 1989). Ω = indice de gel en °C.heures

tels cas, on peut placer au-dessous de l'isolation thermique une source de chaleur latente, comme une couche non drainée de sable saturé, pour fournir une barrière thermique efficace contre le gel de la sous-fondation (Fig. 2-50E).

Si la couche isolante est placée près de la surface de la chaussée, la capacité calorifique des couches sous-jacentes sera très faible et celles-ci seront souvent refroidies jusqu'en bas de la température de gel, causant le phénomène de glaçage. La figure 2-51 montre quelques sections typiques de chaussées, classées selon leur susceptibilité au glaçage. La prévention du glaçage causé par la couche isolante est un point important dans la conception de la chaussée. Certaines épaisseurs minimales de matériaux granulaires contenant une quantité considérable d'humidité sont à prévoir au-dessus des dalles isolantes pour la protection contre le glaçage.

2.4.3 Ponceaux

(D'après Eranti & Lee, 1986 et Nordal & Refsdal, 1989)

Le problème en ce qui concerne les ponceaux est qu'ils sont souvent bloqués par la glace pendant le dégel printanier, lorsque le besoin de drainage est le plus grand. La formation de glace peut être le résultat d'un glaçage ordinaire ou de grandes pertes de chaleur et de l'accumulation du frazil aux extrémités du ponceau. Le gel peut aussi avoir lieu au milieu du ponceau, spécialement dans le pergélisol. Généralement, la situation peut s'améliorer en augmentant les dimensions des fossés et des ponceaux. Quelquefois, des tuyaux de vapeur ou des câbles électriques chauffants ont été installés pour dégeler les ponceaux. Dans d'autres cas, les bouts de ponceaux ont été fermés au début de l'hiver et ouverts au printemps, ce qui permet l'évacuation de l'eau à travers un ponceau libre de glace.

Une autre méthode utile consiste à utiliser des ponceaux multiples installés à plusieurs niveaux du remblai. Le ponceau le plus haut se trouve au-dessus du niveau de glaçage prévu et permet l'évacuation d'eau initiale au printemps. Plus tard, le ponceau inférieur est libéré de glace, ce qui permet l'écoulement du reste de l'eau accumulée.

Les ponceaux peuvent créer des problèmes d'entretien très sérieux. Les grands ponceaux permettent la circulation de l'air chaud pendant l'été, ce qui cause un dégel non désirable dans la fondation. Des couverts mobiles ont été préparés pour fermer les deux bouts des grands ponceaux afin de réduire la circulation de l'air chaud pendant l'été.

Une autre possibilité est de les isoler de façon à empêcher le dégel du sol sous-jacent. Si l'on ne prend pas de mesures de prévention pour le dégel, les ponceaux dans le pergélisol subissent un tassement maximal au centre de la route, ce qui crée une pente inversée qui mène à l'accumulation de l'eau en dessous de la route.

Les ponceaux sont aussi souvent endommagés par des forces provoquées par le soulèvement dû au gel, et causent un soulèvement inégal de la chaussée.

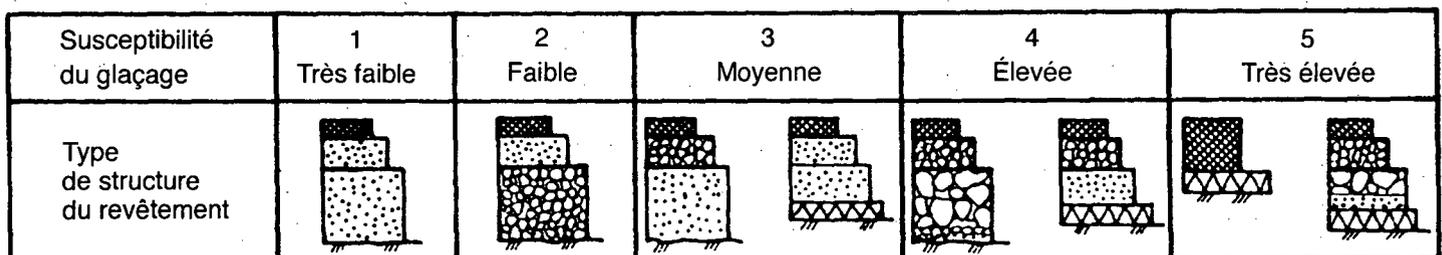
Afin de protéger le ponceau lui-même, le manuel de conception norvégien (Norwegian Design Manual) demande de prévoir une couche de protection granulaire, comme il est spécifié dans le tableau 2-7.

Tableau 2-7 Couche de protection contre le gel exigée pour les ponceaux (d'après le Manuel de conception norvégien)

Diamètre intérieur du ponceau, d (m)	Épaisseur de la couche granulaire de protection, h _f (m)
d < 0,1 m	h _f = 0
0,5 ≤ d ≤ 1,0 m	h _f = 0,3d h ₁₀
d > 1,0 m	h _f = (0,3 + 0,1d)h ₁₀

Note: h₁₀ = a pénétration maximale du gel pour une période de 10 ans.

La pénétration réelle du gel autour d'un ponceau et les forces de soulèvement peuvent varier considérablement en fonction de la forme du ponceau, des sols et des conditions hydrauliques et microclimatiques. Les entrées et les sorties des ponceaux doivent être protégées, comme le montre la figure 2-52.



Légende : Asphalte Macadam Matériau isolant Gravier Roche concassée

Figure 2-51 Évaluation de certains types de pavage selon leur tendance à produire le glaçage de la route (Nordal & Refsdal, 1989).

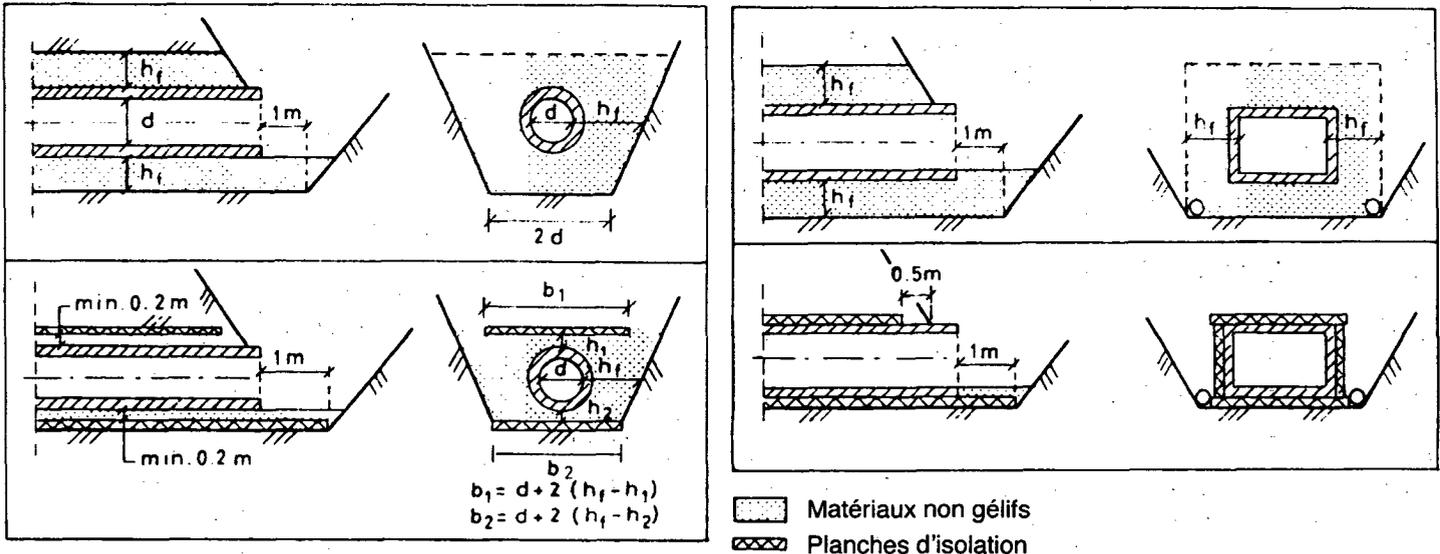


Figure 2-52 Protection contre le gel des entrées et des sorties de ponceaux (Nordal & Refsdal, 1989).

Les ponceaux peuvent créer un soulèvement inégal de la chaussée, qu'ils contiennent ou non de l'eau en hiver (Fig. 2-53). Afin de réduire le soulèvement inégal, il faut prévoir des zones de transition (Fig 2-54), en y ajoutant au besoin aussi des dalles isolantes, dont l'épaisseur se réduit graduellement jusqu'à 20 mm. Dans ce cas, une épaisseur suffisante de la chaussée doit être prévue au-dessus de l'isolant pour empêcher le glaçage.

2.4.4 Stabilité des talus

À l'état gelé, les talus sont très stables, mais si l'équilibre thermique est dérangé et si la fonte a lieu, même les pentes de 5° et moins peuvent devenir instables. D'après McRoberts et Morgenstern (1974), on peut classer les instabilités des pentes dans les régions pergélisolées en coulées, glissements et éboulements. Dans le cas d'une coulée, la masse coule le long de la pente comme un liquide visqueux. Le glissement implique le mouvement d'un bloc de sol essentiellement intact le long d'une surface de glissement soit plane soit courbe. L'éboulement représente la tombée des blocs de sol à partir des bancs verticaux qui sont sujets à l'érosion fluviale.

Dans les régions de pergélisol, les coulées sont la plus fréquente forme d'instabilité. Elles ont lieu habituellement lorsque la couche active descend le long de la pente et que la zone dégelée est saturée d'eau. Les coulées peuvent se développer lorsqu'un feu de forêt ou un autre dérangement détruit le matelas isolant naturel, ce qui conduit à des changements en régime thermique.

La raison pour laquelle les coulées se produisent lors du dégel réside dans le fait que le dégel entraîne dans une augmentation des pressions interstitielles au front du dégel, ce qui réduit fortement le facteur de sécurité contre le glissement.

Par exemple, pour une pente plane, inclinée de l'angle θ vers l'horizontale, dans un sol caractérisé par les paramètres de cisaillement effectifs $c' = 0$ et ϕ' , et dont les poids unitaires, respectivement total et déjaugé, sont g et g' , la pente limite pour un facteur de sécurité $F_s = 1$ est donnée par

$$\text{tg } \theta = (\gamma' / \gamma) \text{tg } \phi \approx (1/2) \text{tg } \phi \quad (2-123)$$

Par contre, dans une pente pergélisolée en état de dégel, l'angle θ limite, pour $F_s = 1$ est donné par (Mc Roberts et Morgenstern, 1974):

$$\text{tg } \theta = \frac{(\gamma' / \gamma) \text{tg } \phi}{1 + \alpha^2 / 2c_v} \quad (2-124)$$

où α est le coefficient de \sqrt{t} dans l'équation de Berggren modifiée, et c_v représente le coefficient de consolidation du sol dégelé. Par exemple, pour une coulée dans l'argile silteuse le long du fleuve Mackenzie les mêmes auteurs obtiennent, avec: $(\gamma' / \gamma) = 1/2$, $\phi' = 23^\circ$, $c' = 0$, $\alpha = 0,04 \text{ cm/s}^{1/2}$ et $c_v = 5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, pour un talus non gelé: $\theta_{\text{limite}} = 12^\circ$, tandis que pour le même talus en état de dégel on aurait seulement $\theta_{\text{limite}} = 4^\circ 40'$, ainsi qu'ils l'ont constaté sur place.

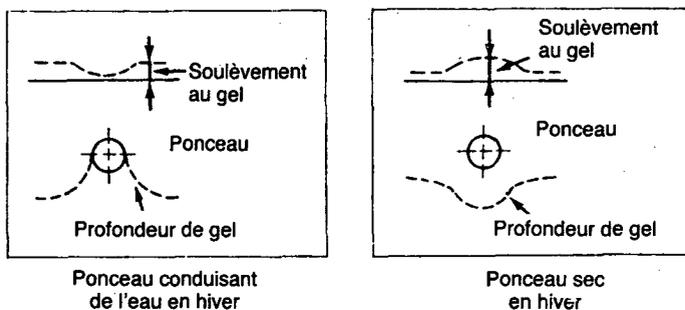


Figure 2-53 Soulèvement inégal dû au gel, causé par la présence des ponceaux (Nordal & Refsdal, 1989).

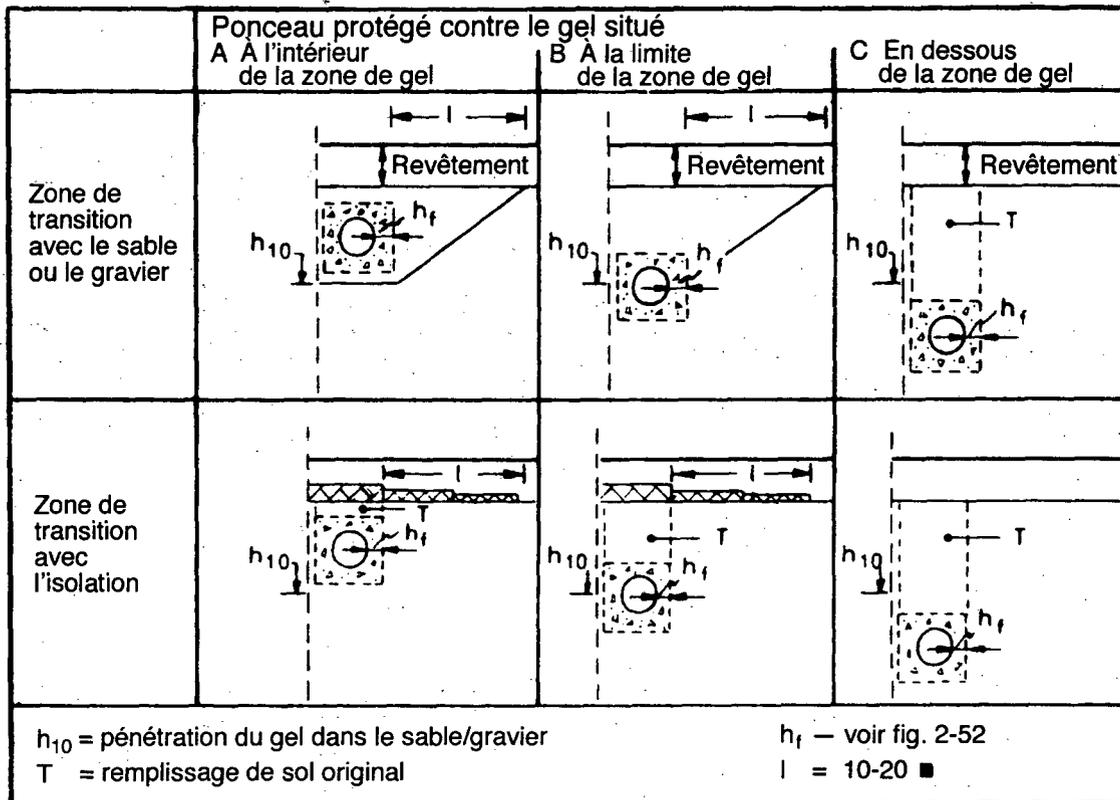


Figure 2-54 Mesures pour réduire le soulèvement inégal au dessus des ponceaux (Nordal & Refsdal, 1989).

La situation devient encore plus défavorable lorsque par l'ablation la coulée expose au dégel le pergélisol sous-jacent et que l'instabilité se répète chaque année de plus en plus profondément.

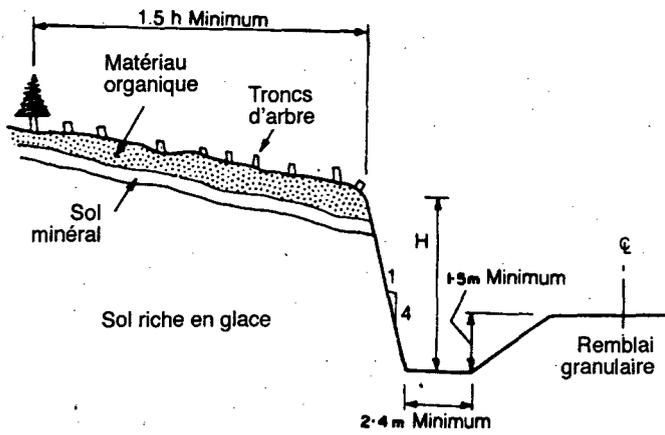
Pour empêcher la liquéfaction de tels talus, le matériau sujet au dégel doit être suffisamment drainant pour que les pressions interstitielles ne puissent pas augmenter et réduire la résistance au cisaillement. Par exemple, lors de la construction de l'oléoduc d'Alaska, on a exigé que le matériau à utiliser pour couvrir et stabiliser les talus ait les propriétés suivantes :

1. Gravier et sable grossier, avec des grains entre 150 mm et 2 mm.
2. Grains passant le tamis de 2 mm ne dépassant pas 5 % par poids.
3. Angle de frottement interne entre 40° et 45°.

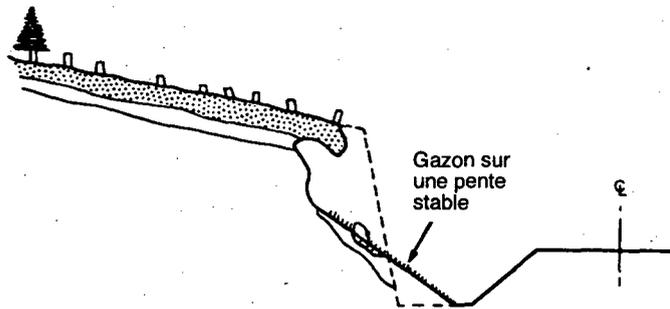
Un drainage soigneux des talus pour réduire les pressions interstitielles peut aider à prévenir les glissements. Les drains souterrains près du fond de la couche active sont quelquefois efficaces. La végétation des pentes est utile, mais les mousses et les lichens naturels sont extrêmement lents à reprendre. Dans tous les cas, il faut tâcher de ne pas détruire la valeur isolante de la végétation durant la construction.

En ce qui concerne les coupes le long des routes, le mieux est de les laisser se restabiliser par elles-mêmes. Le long de l'oléoduc d'Alaska, on a essayé de remplacer la valeur isolante naturelle du matelas de toundra dans une coupe par un plastique mousseux. Les résultats furent concluants : il est préférable de laisser les bancs presque verticaux s'autostabiliser par fonte et coulée, comme le montre la figure 2-55. Le matelas en tête du talus se plie vers le bas pour couvrir et protéger le talus lorsque le sol s'effondre et s'écoule dans les fossés de la route. Ce rétablissement naturel est beaucoup plus efficace que l'application d'une isolation artificielle. Pour le cas en question, il a fallu couper les bancs à une pente plus raide que normale, avec un large fossé que l'on pouvait nettoyer au besoin, jusqu'au moment où le talus fonda et reprend sa position stable.

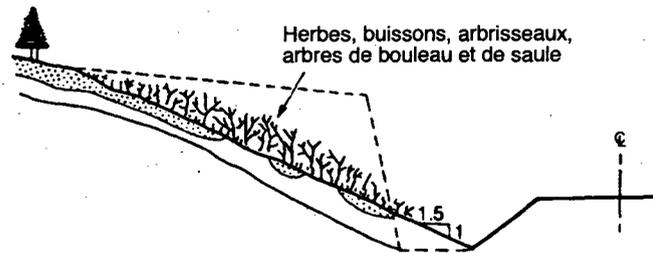
Alternativement, les supports (contreforts), comme dans la figure 2-56, ont été utilisés également avec succès le long de l'oléoduc d'Alaska.



(a) Profil initial de la coupe.



(b) Fin de la première saison de dégel.



(c) Fin de la 5^{ème} saison de dégel.
Le talus est stabilisé avec le dégel réduit et la végétation retablie.

Figure 2-55 Stabilisation naturelle d'une coupe dans un pergélisol très glacé (Berg & Smith, 1976).

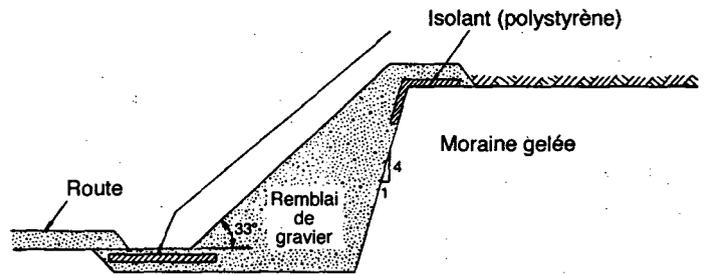


Figure 2-56 Exemple d'un contrefort le long du gazoduc d'Alaska (Tiré de: D.W.Smith, «*Cold Climates Utilities Manual*», 1986, reproduit avec la permission de la Société canadienne de génie civil.).

3. EXÉCUTION DES TRAVAUX

3.1 Calendrier et logistique

Calendrier (TM 5-852-2; AFM 88-19, Ch.2). Dans les régions arctiques et subarctiques, il est très important d'organiser les différentes phases de sélection du site et de construction pour profiter des conditions climatiques et atmosphériques locales. Certaines opérations ne peuvent pas s'effectuer pendant n'importe quelle saison, à moins d'y consacrer un temps et des sommes considérables. L'investigation préliminaire, n'utilisant qu'un équipement manuel, peut être faite le plus économiquement et efficacement pendant la fin de l'été, lorsque tout le gel saisonnier est disparu. La reconnaissance aérienne peut se faire plusieurs fois durant l'année, mais certains vols doivent être faits juste avant et pendant le début du dégel, lorsque les conditions de glaçage et d'inondation sont le plus mauvaises.

La photographie aérienne et les vols de reconnaissance ne doivent pas se faire en hiver, à cause du peu de lumière et parce que la configuration du terrain est généralement obscurcie par le couvert nival.

Les investigations géotechniques et hydrologiques détaillées, utilisant un équipement de forage motorisé, peuvent se faire pendant presque toute l'année. Cependant, le mouvement de véhicules et d'équipement lourd sur le terrain est pratiquement impossible pendant le dégel printanier et reste très dangereux à la fin du printemps et au début de l'été. La traversée du terrain peut s'accomplir le mieux après la période de regel. Les lacs et les rivières gelés constituent des routes très convenables pour l'utilisation de traîneaux motorisés en hiver. Les avions légers équipés de skis ou de flotteurs, ne peuvent pas être utilisés pendant les périodes de dégel et de gel. Le début du printemps, juste avant le dégel, est une saison idéale pour le déboisement. Un calendrier général pour planifier la construction d'une installation permanente en région arctique ou subarctique non développée, est donné plus loin.

OPÉRATION	SAISON
Reconnaissance	
Étude régionale préliminaire	Printemps
Repérage des sites	Début de l'été
Sélection du site local idéal	Mi-été
Relevé du terrain et exploration du sous-sol	
Relevé préliminaire	Fin de l'été
Investigation détaillée du sous-sol	Début de l'hiver
Phase de construction préliminaire	
Mouvement de l'équipement lourd sur le terrain	Hiver
Établissement des camps de construction temporaires; déboisement	Printemps
Développement des sites d'emprunt et d'approvisionnement en eau	Printemps

OPÉRATION	SAISON
Suite	
Excavation et empilement du matériel	Été
Construction proprement dite	Printemps et automne suivant.

Logistique

Sélection et développement du site (d'après Lobacz, 1986)

- Tout projet de construction en région arctique ou subarctique doit être précédé par une investigation complète du site ou du tracé de la route, afin d'obtenir tous les renseignements disponibles sur l'emplacement proposé, ainsi que toutes les données nouvelles sur le terrain et le sous-sol, tels le drainage, la présence de pergélisol et autres caractéristiques importantes. L'impact environnemental doit certainement toujours être considéré. En général, les sites impliquant des sols non gélifs sont beaucoup plus simples à développer que ceux contenant des sols gélifs.
- La sélection et le développement de sites dans le Nord sont souvent beaucoup plus complexes que dans les régions tempérées à cause du manque de renseignements, des grandes distances, des moyens de transport limités et des contraintes saisonnières et environnementales imposées aux activités sur le terrain. L'accès au site ou au tracé de la route proposés est souvent difficile et coûteux : il demande une bonne planification saisonnière, et implique souvent des limitations importantes quant aux dimensions et au poids de l'équipement de reconnaissance. Les conditions de travail sur le terrain sont quelquefois difficiles et les questions de sécurité doivent être sérieusement considérées.

Les coûts de la sélection du site et des études préliminaires sont souvent très élevés, mais cela ne doit pas servir de prétexte pour faire des études inadéquates.

Les pistes d'atterrissage et les routes

Lors de la conception et la construction des pistes d'atterrissage et des routes dans le Nord, il faut considérer certains effets potentiellement nuisibles :

- Soulèvement dû au gel et tassement au dégel, habituellement différentiels;
- Réduction de la capacité portante pendant et après le dégel;
- Phénomène de pompage à l'endroit des fissures;
- Fissuration du revêtement;
- Détérioration de la surface du revêtement;
- Augmentation progressive de la rugosité du revêtement;

- Perte de compaction;
- Restriction du drainage souterrain par le sol gelé;
- Problèmes de drainage de surface pendant l'hiver;
- Enlèvement de la neige et problèmes de glaçage;
- Tassement inégal du revêtement dû au dégel du pergélisol;
- Effets néfastes des drainages de surface et souterrain, causés par la dégradation du pergélisol.

Tous ces effets, sauf les deux derniers, sont à considérer aussi dans les régions tempérées où il y a gel, mais dans l'arctique le gel est plus important et plus long. Les périodes de dégel et d'affaiblissement lors du dégel y sont également plus longues, et dans les régions pergélisolées, elles continuent jusqu'à la nouvelle période de gel. Les conditions les plus difficiles se présentent dans la zone près de la frontière méridionale entre le pergélisol et les sols non gelés, où la profondeur du gel saisonnier est maximale, tandis que le pergélisol est sporadique et thermiquement instable.

La gestion et les méthodes de construction

(a) Général

La gestion et les méthodes de construction dans les régions nordiques diffèrent par rapport aux régions tempérées à cause du gel saisonnier profond, du pergélisol et du climat. L'environnement et la courte saison de construction ont une importance déterminante pour les calendriers de travail sur le terrain. Des sites de construction éloignés et isolés, desservis par des voies d'approvisionnement longues et difficiles, cela implique que les erreurs de planification sont coûteuses en temps et en argent. Une équipe de gestion très compétente où, si possible, l'autorité est décentralisée, tout en ayant un soutien central, doit planifier et organiser soigneusement les activités sur le terrain et y faire l'inspection intensive du travail. Toute la conception et toutes les estimations des coûts sont fortement influencées par les méthodes de construction qui sont applicables dans ces régions.

(b) Méthodes de transport

1. Le transport aérien est un des moyens de transport principaux pour atteindre les sites nordiques. S'il n'y a pas de pistes d'atterrissage près du site, on peut utiliser des hélicoptères ou de petits avions ou hydravions dans les étapes initiales du projet, selon les conditions locales. En hiver, même les avions assez lourds peuvent se poser sur les couverts de glace.
2. Là où il y a une route ou une rivière convenable, ou lorsqu'on peut construire une route temporaire, les matériaux et l'équipement de construction peuvent être amenés sur le site par ce moyen. Cependant, les rivières et les eaux côtières ne sont libres de glace que pour des périodes limitées. Les trains de tracteurs à faible pression de pneus peuvent être utilisés pour transporter le personnel, les matériaux et l'équipement

à travers le terrain gelé et couvert de neige en hiver. Les lacs et les rivières gelés sont souvent utilisés pour ce type de transport. Les ponts de glace peuvent être utilisés pour traverser les rivières et les lacs par véhicules à roues, à chenilles ou sur traîneaux. Les matériaux peuvent souvent être empilés à des emplacements convenables pendant l'été, pour être transportés sur le site en hiver par transport terrestre. Pour la protection du terrain, les opérations sur la surface naturelle de toundra en été sont généralement défendues, sauf lorsque des véhicules munis de pneus à faible pression ($1 \text{ à } 2 \text{ lb/po}^2 = 7 \text{ à } 14 \text{ kPa}$) sont utilisés. Dans certains endroits, comme dans les parcs nationaux, d'autres restrictions sont souvent imposées.

(c) Équipement de construction

Un équipement lourd est essentiel pour la construction en région arctique ou subarctique. Les difficultés provoquées par le climat demandent normalement qu'on utilise des tracteurs de 30 000 lbs (133 kN) de 10 m^3 de capacité et des pelles de 2 m^3 et plus, ainsi que de l'équipement de recoupage très lourd. Tout l'équipement motorisé doit être adapté à l'hiver, incluant les cabines isolées et chauffées pour protéger le personnel du froid, du vent et de la neige. L'entretien préventif joue un rôle clé dans l'utilisation de l'équipement, et il faut voir à lubrifier très régulièrement toutes les pièces d'équipement. Les techniques de préopération, de démarrage, de réchauffement et d'utilisation, doivent être strictement respectées par les opérateurs.

À des températures extrêmement basses, les pneus deviennent fragiles et sont facilement percés. La fracture fragile des pièces métalliques à des températures autour de -40°C est un problème potentiel. Toutes les fissures détectées lors de l'inspection régulière doivent être réparées immédiatement, avec préchauffement avant le soudage, et les pièces défectueuses doivent être remplacées.

La statistique établie à partir d'un projet de la U.S. Army Corps of Engineers en Alaska a montré que la disponibilité de l'équipement diminuait de 2 % pour chaque degré Fahrenheit en bas de -20°F (soit 4 % pour chaque $^\circ\text{C}$ en bas de -29°C).

(d) Le froid et le travailleur

L'efficacité du travail sur des projets de construction dans le Nord varie avec l'expérience, l'attitude et le morale des travailleurs ainsi qu'avec les conditions de travail sur le site. De plus, le froid et la noirceur pendant les mois d'hiver se combinent pour créer des problèmes de sécurité au travail qui limitent la productivité. Le degré d'adaptation des travailleurs au froid affecte directement le travail. Par exemple, les entrepreneurs en Alaska rapportent qu'à -20°F (-29°C), la productivité tombe à environ 25 % par rapport à l'été. L'efficacité des mécaniciens et des autres catégories de personnel travaillant à l'extérieur est réduite à zéro à des températures en dessous de -35°F (-37°C).

Travaux de construction

Tous les aspects de la construction : l'excavation du sol et du roc gelés, la mise en oeuvre de remblais et de remplissages, le placement du béton et la protection des ouvrages, sont affectés par les conditions particulières qui ont cours dans le Nord.

Voici quelques-unes des difficultés particulières qui exigent une attention spéciale :

- Difficulté d'excaver les matériaux gelés.
- Difficulté de manipuler les matériaux dégelés très humides pendant l'été.
- Adhérence des matériaux gelés très glacés à l'équipement à basse température.
- Effets directs des basses températures sur l'équipement, dont la fracture fragile du métal.
- Courte saison sans gel en été.
- Courte durée du jour en automne et en hiver.
- Difficulté de réaliser des remblais satisfaisants à des températures sous zéro.
- Problèmes de mise en place du béton pour atteindre une résistance adéquate sans dégeler le pergélisol sous-jacent.
- Protection des ouvrages contre le froid, la chaleur, le séchage, la poussière, le vent et les précipitations.
- Cloisonnement des lieux de travail pour maintenir la productivité des travailleurs.
- Sécurité et protection contre l'incendie.

Pour plus de détails sur la logistique des opérations en régions arctique et subarctique, on peut consulter les références citées ci-dessus, notamment le manuel TM 5-852-4 et Lobacz (1986).

3.2 Mise en oeuvre

3.2.1 Excavation du sol gelé (d'après Bennet, 1986)

L'excavation du sol gelé devient de plus en plus facilement réalisable avec l'utilisation des grands tracteurs de recoupage (*Yoakum, 1976*). Le recoupage est limité par le type de matériaux à excaver. Certains types de sols qui sont saturés de glace demandent souvent un sautage (*Tart, 1983*). Le sol gelé a été recoupé sans difficultés à des températures allant jusqu'à -40°C durant la construction de l'oléoduc d'Alaska.

Dans certains cas, l'excavation pour des ponceaux peut s'effectuer plus facilement et plus économiquement pendant l'hiver, lorsque le terrain est gelé. Le sol gelé maintient la fouille excavée libre de l'excès d'eau souterraine. De la même façon, de grandes excavations, comme pour les emprunts et les coupes routières, sont souvent exécutées durant l'hiver. Des techniques spéciales sont nécessaires pour maintenir le matériau excavé non gelé. Une

fois que l'excavation est ouverte, il faut continuer le travail 24 heures par jour, sept jours par semaine, jusqu'à la fin des travaux. L'excavation doit être réduite à une surface qui soit le plus petit possible, pour réduire l'aire exposée au gel. (*Bieganouski & Lovell, 1976*).

3.2.2 Remblayage et compactage des sols gelés (d'après Johnston, 1981)

La compaction des sols gelés est difficile parce que leurs pores sont remplis de glace. À cause de l'effet de cimentation par la glace, les sols gelés montrent une très forte cohésion et résistent à la compaction. L'intensité de la cohésion dépend de la composition du sol, de sa teneur en eau, et de la structure et la température de la glace. Généralement, les sols gelés ne peuvent pas être compactés d'une façon satisfaisante, et ceux dont la teneur en glace est très élevée montrent après le dégel une grande porosité, une perte de résistance et un écoulement sous charge. On constate que, même pour les sols non gelés, lors de l'engel, un compactage convenable est difficile à réaliser et il dépend de la teneur en eau. Une basse température lors du compactage a le même effet qu'une réduction en énergie de compactage. Par conséquent, pour compacter les sols non gelés et froids, il faut augmenter l'effort de compactage.

La teneur en eau des sables et des graviers doit être très basse pour réussir un bon compactage à basse température. En plus, il faut utiliser un équipement de compactage très lourd, préférablement vibratoire.

D'après une étude de compactage effectuée par *Heiner (1972)*, l'énergie utilisée pour le compactage des sols gelés affecte fortement la compaction relative, et cet effet augmente avec la teneur en eau croissante.

Quelques courbes de compaction pour un matériau granulaire compacté à des températures sous zéro sont montrées à la figure 1. Pour atteindre une compaction relative de 90 % de la valeur AASHO modifiée maximum, ces résultats ont montré que, pour les deux sols examinés, la teneur en eau ne devait pas dépasser les valeurs suivantes:

Type de sol	Température -5°C		-10°C	
	Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2
Sable	6 %	10 %	3,5 %	3,5 %
Moraine (sable + silt)	5 %	6 %	3,5 %	3,5 %

Note: Cas 1 : Le sol a été gelé en place en couches minces et ensuite compacté.

Cas 2 : Le sol a d'abord été compacté et gelé, pour être ensuite écrasé en petits morceaux (16 mm de diamètre) et finalement compacté à nouveau.

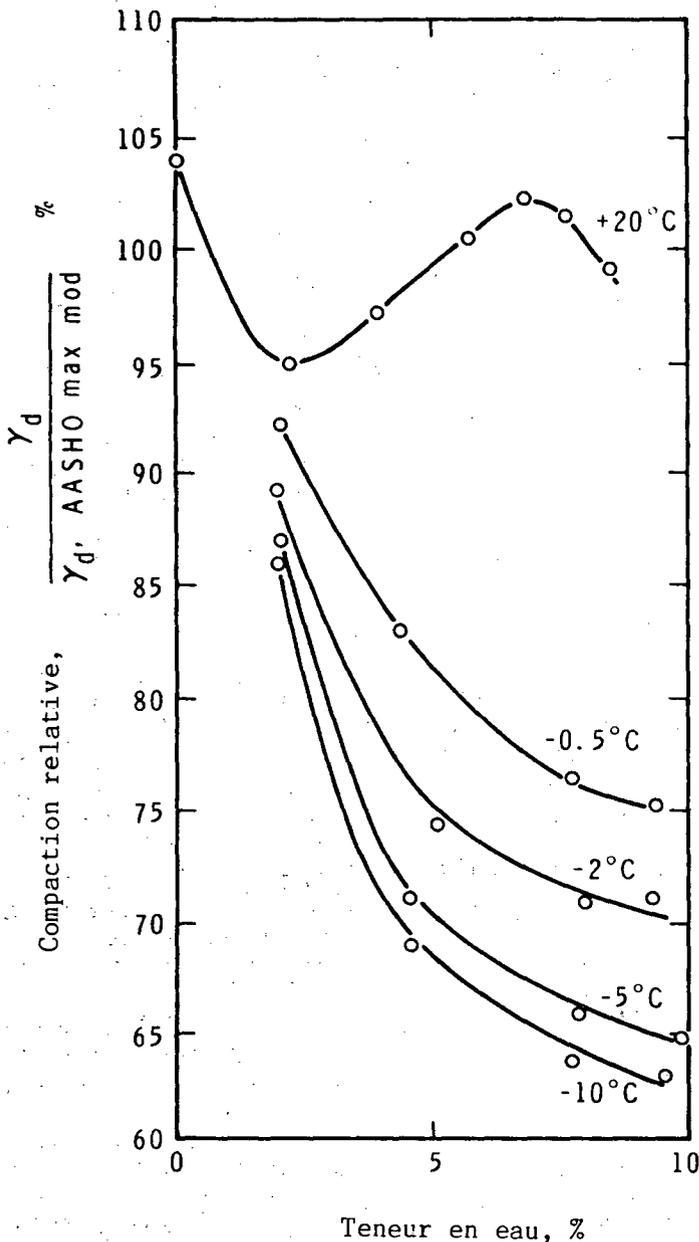


Figure 3-1 Courbes de compactage pour un matériau granulaire, mis en place à basse température: Moraine de sable et de gravier, compactée par damage vibratoire en 2 couches, avec 2 min par couche (Johnston, 1981, d'après Heiner, 1972).

Lorsque la température de l'air tombe sous zéro, la mise en place et le compactage des sols non gelés doivent être effectués le plus tôt possible après l'excavation pour empêcher que le sol gèle. Le gel est relativement lent si le sol est très humide. Cependant, la température d'un sol excavé qui est déjà gelé descend très rapidement après l'exposition à l'air très froid et au vent.

Si l'on veut empêcher qu'un sol gèle avant sa mise en place, on peut lui ajouter du chlorure de calcium pour abaisser le point de congélation de l'eau et maintenir le sol à l'état plastique.

Lorsque le sol gelé qu'il faut compacter est en gros morceaux, il est essentiel d'écraser ces morceaux en utilisant un équipement approprié. Dans une étude de compactage des morceaux gelés d'un sable silteux à -7°C , Alkire et al. (1975) ont trouvé que la relation entre la masse volumique sèche et la teneur en eau avait une allure bi-linéaire (Fig. 2) avec le point d'intersection à environ 3 %.

L'addition au sol du chlorure de calcium a entraîné une augmentation considérable de la masse volumique sèche, comme le montre la figure 3-2. Ceci était dû à l'abaissement de la température de fusion de l'eau dans le sol, qui provoqua une réduction de la résistance au cisaillement des morceaux gelés.

Les quantités de chlorure de calcium ajoutées à l'argile lors de la construction du barrage Kelsey au Manitoba (Johnston, 1981) étaient: 3 kg sur 1 m^3 de l'argile en septembre et octobre, et 6 à 9 kg/m^3 en novembre, lorsque les températures ont descendu en bas de -9°C . Les travaux de placement furent arrêtés lorsque la température tomba en dessous de -18°C .

Bernell (1964) a présenté les exigences pour le placement et le compactage des remblais durant l'hiver comme suit :

1. La neige et le sol gelé doivent être enlevés du site pour permettre de placer le remblai sur un sol non gelé.
2. Un filtre de gravier compacté doit être placé entre le remblai et le sol pour assurer un drainage adéquat.
3. Le placement des remblais ne doit pas être permis pendant qu'il neige.

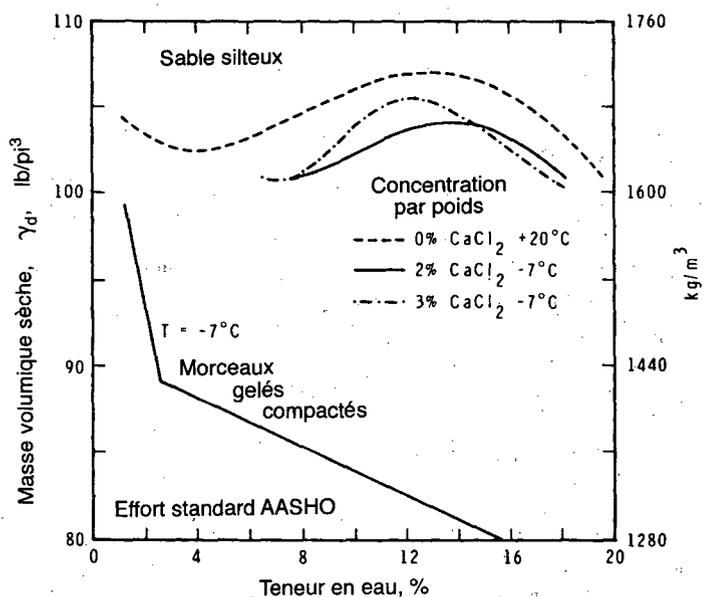


Figure 3-2 Compactage à basse température d'un sable silteux: Effort Standard AASHO (Johnston, 1981, d'après Alkire et al., 1975).

4. Chaque couche doit être libre de neige et de glace avant le placement de la couche suivante.
5. Les couches finales ne doivent pas être placées avant le dégel complet du remblai, pour empêcher la formation du pergélisol dans les grands remblais.

Il est évident qu'après le dégel, la résistance d'un remblai compact à l'état gelé ne sera pas nécessairement la même que celle qui aurait été obtenue si le compactage avait été fait à l'état non gelé du sol.

Quelques études faites ces dernières années (*Burwash & Clark, 1981, Clark et al., 1983, Graham et al., 1988, 1989*), qui comprenaient des essais de compactage à l'état gelé et non gelé de sols typiques, ainsi que la vérification de leur résistance au cisaillement après le dégel, ont mené à la conclusion suivante (*Graham et al., 1989*):

À l'exception du sable compacté à une faible densité relative (Proctor Standard), les échantillons «préalablement gelés» montraient des résistances au cisaillement plus faibles que ceux «jamais gelés». On peut expliquer ces différences par la nature du sol et par la méthode d'exécution des essais. Les échantillons de sable formaient après le gel des morceaux denses et durs qu'il fallait écraser pour atteindre le compactage relatif désiré. Par conséquent, au dégel, la densité des échantillons était non uniforme, et le comportement dépendait du sable plus meuble entourant les morceaux denses. Par contre, dans un sable initialement plus meuble, le dégel a permis de comprimer le sable lors de l'application de la pression de confinement, ce qui a entraîné une augmentation de la résistance.

Dans le silt compact, on n'a observé que de faibles déformations au dégel, et il n'y avait presque pas de différence entre les échantillons «préalablement gelés» et «jamais gelés», pour le même degré de compactage. Par contre, dans le cas d'une argile plastique, ces différences étaient plus grandes, la résistance des échantillons «préalablement gelés» dépassant toujours celle des échantillons «jamais gelés». Le rapport entre ces deux résistances augmentait avec le degré de compactage, à partir de 1,0 à 75 % de densité relative, jusqu'à plus de 2,2 à 105 % de densité relative.

En général, on constate que les propriétés d'un remblai gelé dépendent de la forme, de la dimension et des propriétés des morceaux de sol gelé présents lors du compactage.

3.2.3 Technique d'encapsulation en membrane (MESL)

L'encapsulation en membrane des sols fins afin d'empêcher la migration de l'humidité peut offrir une alternative intéressante à l'utilisation de sols granulaires sélectionnés comme couches de fondation de routes et d'aéroports. Ceci est particulièrement intéressant dans les régions froides où les sols granulaires sont rares, et où on trouve des quantités abondantes de sols fins et silteux.

En général, les sols fins compactés à une teneur en eau optimale ou légèrement en dessous de l'optimum offrent des capacités portantes adéquates en tant que couches de fondation structurelles dans les chaussées et les remblais. Cependant, si la teneur en eau augmente après le compactage du sol, la capacité portante subit une réduction drastique, surtout après le gel/dégel cyclique. MESL (Membrane Encapsulated Soil Layer), en français CSEM (couche de sol encapsulé en membrane), est une méthode permettant de maintenir la teneur en eau du sol au niveau désiré en l'encapsulant dans une membrane étanche qui empêche l'infiltration d'eau.

La membrane qui a été utilisée jusqu'à présent à cette fin était une pellicule de polypropylène ou de polyéthylène. Comme le montre la figure 3-3, la membrane est posée sur l'infrastructure (subgrade) et s'étend latéralement vers le haut, pour se replier sur le sommet du remblai complété. La sous-fondation est arrosée avec une émulsion d'asphalte chaude (60°C ou 140°F) à un taux d'application de 1,36 lit/m² (0,3 gal/yd²), avant que la membrane soit mise en place, afin d'offrir une protection contre le percement lors de la construction. La surface supérieure de la couche en question est également arrosée d'asphalte, avant le placement de la membrane de polypropylène non tissé. Ce matériau poreux est rendu étanche par une application supplémentaire d'émulsion d'asphalte chaude après son placement.

La membrane supérieure est protégée contre le percement par des matériaux du revêtement en y étendant une couche tampon de sable fin. En Alaska on a couvert ce sable par une couche de surface de 20 à 30 cm (8 - 12 po).

L'expérience avec des sections utilisant le MESL en Alaska a montré qu'une argile silteuse encapsulée maintiendra l'humidité uniforme lors du gel dans un système fermé, à condition que son degré de saturation ne dépasse pas 80%, ce qui est considéré comme un maximum admissible pour empêcher la migration de l'humidité. Par contre, pour le silt de Fairbanks, il fallait tenir le degré de saturation à 60 % au maximum, pour satisfaire aux mêmes exigences.

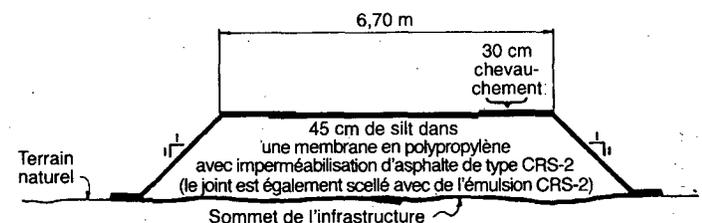


Figure 3-3 Section typique d'un remblai encapsulé en membrane (d'après Smith & Pазsint, 1975).

Une couche de 18 à 25 cm (8 à 10 po) de sable et de gravier posée sur le MESL est suffisante pour supporter un trafic léger de véhicules, et occasionnellement des camions lourds, même pendant la période de dégel/affaiblissement au printemps. On a noté que l'utilisation d'une simple pellicule de 6 - mil (0,15 mm) de polyéthylène peut entraîner une augmentation de la teneur en eau à long terme à cause des petits trous (pin holes) liés à la fabrication de la membrane. Pour cette raison, on recommande présentement d'utiliser une membrane double (deux pellicules) au lieu d'une simple (Smith, 1972, 1978; Smith et Pazzint, 1975).

3.2.4 Utilisation des sols stabilisés dans les régions affectées par le gel (d'après Berg & Johnson, 1983)

Le stabilisant et les couches stabilisées

(a) Additifs

Les additifs les plus communs dans les sols stabilisés sont l'asphalte, le ciment portland, la chaux et le LCF (Lime-Cement-Flyash), qui est un mélange de chaux, de ciment et de cendre. Les conditions de leur utilisation dans les régions froides sont brièvement décrites plus loin.

(b) Limitations

Dans les régions soumises au gel, un sol stabilisé sera utilisé dans la plupart des cas dans une ou plusieurs couches formant un élément supérieur du système de la chaussée. Il sera normalement placé directement en dessous de la couche superficielle de la chaussée, où le coût additionnel de la stabilisation est compensé par son avantage structurel, en permettant une réduction de l'épaisseur nécessaire de la chaussée. Cependant, une base stabilisée par le ciment, la chaux ou par le LCF ne doit pas être placée directement en dessous des revêtements bitumineux, parce que ceci tend à augmenter considérablement les risques de fissuration et de défauts.

Les couches de sol stabilisées à un plus faible degré, destinées à être placées à des niveaux plus bas de la route, doivent être utilisées avec prudence et seulement après des vérifications intensives sur le terrain. Ceci est dû au fait qu'un sol faiblement cimenté est habituellement moins en mesure de résister à des cycles de gel/dégel répétés sans dégradation qu'un sol bien cimenté. Une exception à cette règle peut se produire lorsqu'un sol faiblement stabilisé est enveloppé d'une membrane, suivant le système MESL décrit en 3.2.3. Une expérience encore limitée indique qu'un sol qui n'est pas adapté à l'encapsulation à cause de la migration d'eau et de l'affaiblissement au dégel peut être amélioré avec de faibles quantités d'additif stabilisant. Dans tous les cas, les matériaux modifiés par de faibles quantités d'additifs chimiques doivent être testés pour vérifier s'ils résistent aux cycles répétés gel/dégel, et si leur amélioration n'a pas été obtenue au dépens d'une augmentation de leur sensibilité au gel.

Période de construction

Pour les matériaux stabilisés au ciment, à la chaux ou au LCF dont la résistance augmente avec la période de prise, il est essentiel que la couche stabilisée soit construite assez tôt dans la saison pour permettre le développement d'une résistance suffisante avant le début du premier cycle de gel. La recherche dans ce domaine montre que le taux de gain de résistance est considérablement plus lent à 50°F (10°C) qu'à 70 ou 80°F (21 ou 27°C). Par conséquent, dans les régions de gel, il ne suffit pas toujours de protéger le mélange stabilisé contre le gel pendant la période de prise normale de sept jours; il peut même être essentiel de fixer la date d'arrêt de la construction bien avant le début du gel. Pour le continent nord-américain, des renseignements généraux sur ces dates peuvent être trouvés dans TRB Records No. 442, 612, et 641.

Stabilisation avec la chaux et le LCF

Les sols ne contenant que de la chaux ne sont pas appropriés pour être utilisés comme couche de fondation dans les niveaux supérieurs du corps de la chaussée dans les régions de gel, sauf peut-être dans le MESL, mentionné ci-dessus. Dans certains cas, on peut utiliser la chaux, le ciment et un matériaux pozzolanique, telles les cendres volantes, pour produire un matériau de haute qualité, convenable pour les couches supérieures, possédant une durabilité et une résistance adéquates contre les cycles gel/dégel. (Pour les méthodes de préparation et de vérification de la performance, voir dans Berg & Johnson, 1983, et ASTM D-560).

Stabilisation au ciment portland

Les sols stabilisés au ciment, satisfaisant aux exigences de l'ASTM D-560 concernant les effets des cycles gel/dégel, peuvent être utilisés dans les régions de gel comme fondation supérieure ou comme infrastructure stabilisée. Cependant, dans les régions froides, l'utilisation du ciment comme stabilisant est souvent limitée à cause du besoin de l'exécution des opérations de la construction (mélange, compactage et prise) dans des conditions climatiques défavorables, surtout pendant les longues périodes de gel.

Stabilisation au bitume

Plusieurs types de sols et d'aggrégats peuvent être stabilisés convenablement au bitume pour produire une base liée de haute qualité. Cependant, dans les régions de gel, l'utilisation du goudron doit être évitée à cause de sa sensibilité aux changements de température. Les liants bitumineux sont moins affectés par ces changements, mais un type de liant acceptable selon les conditions climatiques qui règnent sur le site doit être choisi (voir 4.3 et App. B dans Berg & Johnson, 1983).

D'autres renseignements sur l'utilisation des sols stabilisés dans le Nord peuvent être trouvés dans : Johnson et al. (1975), Danyluk (1986), Vita et al. (1988), Kujala (1989) et Kubo (1989).

3.3 Contrôle de la qualité (d'après Anderson & Heimark, 1984)

Comme dans le cas des routes et autres ouvrages, les revêtements des pistes d'atterrissage d'aéroports sont sujets à plusieurs types de problèmes. Dans les régions de pergélisol, la dégradation de celui-ci peut causer une rugosité sévère du revêtement. Le soulèvement différentiel dû au gel est un phénomène commun, qui tend à augmenter annuellement la rugosité, jusqu'à ce qu'elle devienne inacceptable.

La fissuration thermique et un vieillissement général du revêtement sont les problèmes les plus fréquents dans les aéroports nordiques. Au fur et à mesure que les revêtements vieillissent et deviennent plus fragiles, la fissuration thermique divise la surface en morceaux de plus en plus petits. Souvent les fissures forment un réseau continu, produisant de petits morceaux détachés de revêtement, qui peuvent être déplacés par le trafic et le souffle des réacteurs des avions. Cette situation est plus grave pendant les mois d'hiver, lorsque les chutes marquées de la température produisent de brusques et fortes contraintes de traction dans le revêtement. Cette détérioration progressive du revêtement demande un entretien continu non seulement en termes de réparations localisées, mais aussi en termes de surveillance continue, pour garantir une surface sécuritaire et sans débris.

Dans les aéroports de Transport Canada, le personnel d'entretien fait des inspections des zones d'opération au moins une fois par jour, et souvent jusqu'à 15 fois en fonction de la quantité du trafic, de l'âge et de l'état du revêtement, des conditions atmosphériques et de divers autres facteurs. En plus de ces contrôles d'entretien, on effectue une inspection plus rigoureuse et complète tous les deux ans dans la plupart des aéroports, et annuellement à Calgary et à Edmonton. Ces relevés sont faits à la fois par des ingénieurs et des techniciens. Les rapports relèvent différents types de défauts et attribuent une valeur numérique à chacun (voir exemple dans Anderson & Heimark, 1984). Pendant des années, ces rapports sont étudiés chronologiquement pour détecter une baisse éventuelle de la performance du revêtement et pour calculer sa durée de vie utile.

Un excellent exemple de contrôle de la qualité pendant et après la construction peut être trouvé dans Tremblay & Doré (1988), qui ont observé la pénétration du front de dégel, les tassements à court et à long termes, le soulèvement dû au gel, la portance de la fondation du revêtement et la stabilité du talus en coupe adjacente.

4. RÉHABILITATION DES CHAUSSÉES ET DES PISTES

4.1 Entretien des routes dans le Nord (d'après Porkhaev et Sadovskiy, 1959)

I - Problèmes causés par le gel et le dégel saisonniers

Les processus ayant lieu durant le gel et le dégel saisonniers se manifestent par :

- (1) **Le soulèvement et le tassement inégal** de la chaussée à cause de la formation de lentilles de glace dans le corps de la route.

Dans cette situation, un revêtement flexible ne casse pas nécessairement, mais il s'affaisse surtout au centre de la route où le dégel commence au printemps.

Par contre, un revêtement rigide se fissure à cause du soulèvement inégal et permet la percolation de l'eau dans le corps de la route, ce qui la détériore.

La solution consiste à couper l'accès à l'eau capillaire en choisissant un remblai granulaire, et/ou à utiliser une couche d'isolation dans le corps de la route pour diminuer la pénétration du gel dans le sol naturel gélif.

- (2) **Fissuration du revêtement à cause des variations brusques de la température de l'air.**

Solution : L'entretien continu du revêtement est nécessaire pour empêcher la percolation de l'eau dans le corps de la route.

II - Problèmes causés par le changement de position de la table de pergélisol.

- (a) L'abaissement de la table de pergélisol qui survient dans la région méridionale conduit aux tassements inégaux, parce que le pergélisol est discontinu et hétérogène. Dans ce cas, même des glissements du remblai de la route sont possibles.

Solution : Il faut drainer l'eau retenue dans les poches dégelées. Une bonne méthode consiste à utiliser les drains de sable verticaux (voir Johnston 1969). En tout cas, il faut attendre plusieurs années avant d'asphalter de telles routes.

- (b) **Remontée de la table de pergélisol dans le corps de la route.** Ce cas se produit dans les régions de pergélisol continu. Le problème réside alors dans le fait que le noyau gelé du remblai routier forme un barrage souterrain empêchant l'écoulement naturel de l'eau souterraine, surtout si la route longe une pente. Ceci peut créer deux problèmes différents :

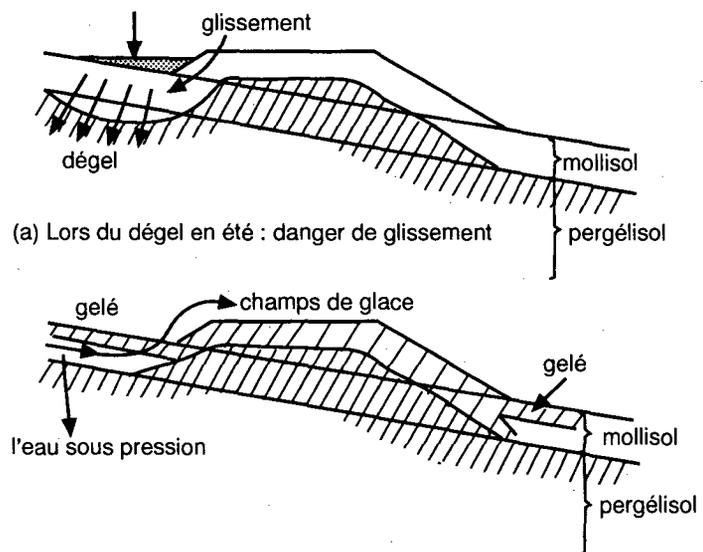
En été, l'accumulation de l'eau à côté de la route (Fig. 4-1a) produit un dégel plus profond et conduit à l'instabilité de la partie en amont du remblai routier.

En hiver, l'eau emprisonnée entre la route gelée et le pergélisol crée une condition artésienne (Fig. 4-1b). Lorsque cette eau sous pression et très froide trouve un chemin vers la surface, il se forme des champs de glace qui rendent certaines parties de la route impraticables.

Les remèdes possibles sont :

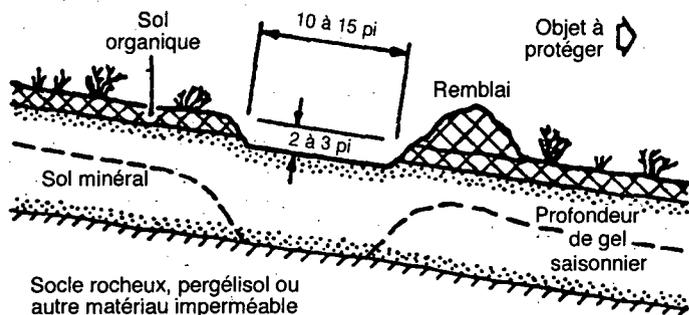
- **Le drainage** adéquat, avec des ponceaux surdimensionnés et bien entretenus, empêchant toute accumulation de l'eau à côté de la route en n'importe quelle saison de l'année.
- **Les mesures** destinées à couper l'écoulement de l'eau souterraine dans la couche active à une certaine distance en amont du remblai routier par une ceinture de gel, comme le montre la figure 4-2.

Ceintures de gel (Lobacz & Eff. 1981). Pour avoir un bon succès avec les ceintures de gel, il faut qu'elles soient bien placées, conçues et entretenues. Elles peuvent être soit permanentes soit saisonnières. Une ceinture permanente est une bande de terrain dont on a enlevé la végétation et le sol organique, qui s'étend à travers la pente normalement dans la direction de la percolation. Le gel saisonnier en dessous de cette ceinture, qui s'approche d'une base imperméable, tel le pergélisol, aboutit à la formation de glaçage en amont de la position de la ceinture. Celle-ci doit être suffisamment longue pour empêcher le glaçage de se produire autour de ses extrémités et de s'approcher

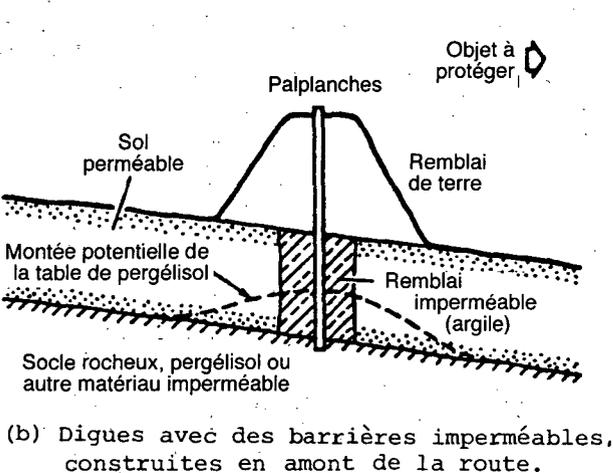
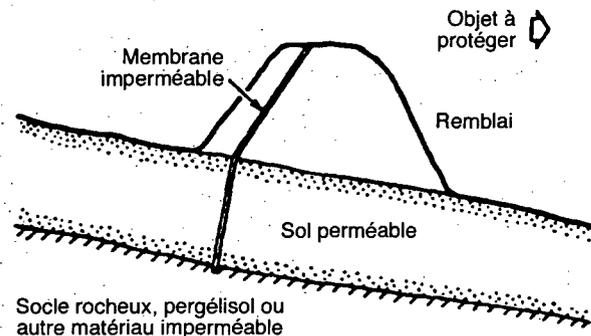


(a) Lors du dégel en été : danger de glissement.
(b) Lors de l'engel pendant l'hiver : formation des champs de glace.
Figure 4-1 Problèmes des routes construites le long des pentes pergélisolées.

ainsi de la piste ou d'autres surfaces qu'il faut protéger. Une telle ceinture a habituellement une profondeur de 60 à 90 cm et sa largeur est de 3 à 5 m. Le matériau excavé est placé comme une petite digue en aval de la ceinture (Fig. 4-2a). La ceinture est placée à une distance d'environ 30 m en amont de la route.



(a) "Ceinture de gel"



(b) Digues avec des barrières imperméables, construites en amont de la route.

Figure 4-2 Méthodes de protection contre la formation des champs de glace (d'après Lobacz & Eff, 1981).

Le glaçage peut aussi être prévenu en utilisant des remblais de terre combinés avec des barrières contre l'écoulement de l'eau souterraine. Celles-ci sont placées à une bonne distance de la région à protéger et fonctionnent similairement aux ceintures de gel, en empêchant la percolation à travers le sol qui tend à amener de l'eau vers la surface du terrain, où elle gèle et forme le glaçage. Une méthode pour installer une barrière imperméable consiste à excaver une tranchée à travers le talus, s'étendant jusqu'à la base imperméable, à remplir cette tranchée avec de l'argile et à battre à travers celle-ci une rangée de palplanches dépassant la surface de quelques dizaines de centimètres, pour aider à créer une accumulation d'eau (Fig. 4-2b). Au lieu de palplanches, on peut utiliser des membranes de plastiques.

Réparation d'un pavage fissuré (d'après Argue, 1984)

La méthode traditionnelle pour la réhabilitation de pavages d'aéroports consistait en l'application d'une couche de revêtement d'asphalte, ou de revêtement de renforcement, lorsqu'on prévoyait une charge de roue plus élevée. Cependant, l'expérience canadienne montre que la durée de vie utile moyenne d'un revêtement bitumineux est environ 5 ans moindre que celle du revêtement original de la piste. On attribue cette vie plus courte des couches de revêtement surtout à la perte d'intégrité structurale de la surface d'asphalte qui est recouverte et à la propagation de fissures thermiques à travers le revêtement, peu de temps après la construction. Les recherches systématiques sur la performance des différentes méthodes de revêtement au Canada (Argue, 1984, Anderson & Heimark, 1984) et en Alaska (Esch, 1989) n'ont pas encore donné de résultats concluants, et on considère que le remplacement complet du pavage fissuré reste encore la meilleure méthode pratique.

Aéroports nordiques

En ce qui concerne les aéroports nordiques, situés dans les régions pergélisolées, le principe de conception à suivre pour les pavages de gravier consiste à minimiser les perturbations du régime thermique du sol sous-jacent. Quant à la sélection du site, on s'efforce d'implanter l'ouvrage dans une région où un minimum de coupes est nécessaire et là où la piste est posée surtout sur un remblai.

Idéalement, le remblai pour une piste sur pergélisol est conçu de façon à ce que la profondeur de dégel après construction ne dépasse pas l'épaisseur du remblai. Cependant, l'expérience montre que si l'épaisseur du remblai est suffisante pour distribuer la charge des roues d'avion sur l'infrastructure, un certain dégel de la couche active originale peut être toléré, et le tassement en décaulant peut être corrigé par un programme d'entretien continu («regrading»). Par conséquent, en général, les pistes d'aéroports construites sur le pergélisol consistent en au moins 1 m de remblai granulaire, placé directement sur le sol naturel non remanié, recouvert d'une couche de surface de 150 à 240 mm de gravier ou de concassé. Peu de problèmes sérieux ont été rapportés avec cette méthode. Cependant,

la stabilité d'une surface graveleuse peut se détériorer pendant le dégel printanier et après les périodes de pluie prolongées.

Le pavage des surfaces utiles des pistes est nécessaire dans les aéroports nordiques importants, parce que les avions à réaction fonctionnent mal sur un revêtement de gravier. Cependant, l'asphaltage tend à augmenter l'épaisseur de la couche de dégel saisonnier dans les régions de pergélisol discontinu. Si le sol sous-jacent est un silt riche en glace, le résultat sera une consolidation profonde produisant des tassement qui continuent pendant plusieurs années. Bien que dispendieuse dans les régions éloignées, la seule approche économique dans cette situation est de procéder à une réparation continue de la surface de la piste («extensive patching and leveling»), jusqu'au moment où les conditions en sous-sol se stabilisent.

4.2 Utilisation des géotextiles pour atténuer les effets du gel

Une utilisation possible des géotextiles consiste à les placer horizontalement dans le sol au-dessus de la nappe d'eau pour qu'ils agissent comme une barrière contre l'ascension capillaire. La barrière capillaire est efficace parce que certains géotextiles possèdent des pores et/ou des angles de mouillage plus grands que le sol avoisinant, ce qui entraîne dans une réduction de la perméabilité non saturée et une diminution de l'ascension capillaire. Ceci réduit le soulèvement au gel en limitant la migration de l'eau vers le front de gel.

Les essais effectués par Henry (1988) avec le géotextile non tissé à base de polypropylène ont montré des réductions en soulèvement jusqu'à 85 %. Leur effet était affecté par l'épaisseur du tissu et le type de sol.

Une recherche systématique sur l'application des géotextiles dans les régions froides, conduite par Bell et al. (1983), a mené aux conclusions suivantes concernant les cinq types de géotextiles impliqués dans l'étude (Bidim C-34, Stablenka T-100, Typar 4301, Fibretex 300 et Propex 2002) :

1. Les propriétés mécaniques des géotextiles, quant à leur relation contraintes-déformations-temps, ne sont pas défavorablement affectées par les températures de gel associées à la plupart des applications nordiques.
2. La répétition des gel/dégel à l'état sec, ou dans l'eau distillée ou saline, affecte très peu les caractéristiques mécaniques de la plupart des géotextiles.
3. La structure des géotextiles tend à contrôler leur comportement en fluage à court terme.
4. Le fluage à long terme est contrôlé par le type de polymère et par la température.
5. Plusieurs géotextiles ont un potentiel considérable comme barrières capillaires pour limiter le soulèvement dû au gel.
6. Dans les mêmes conditions, les tissus épais font de meilleures barrières capillaires que les tissus minces.

7. Les géotextiles hydrophobiques sont plus efficaces comme barrières que ceux qui absorbent de l'eau facilement.

D'après l'expérience japonaise (*Aoyama & Fukuda, 1989*), une mesure préventive contre le soulèvement inégal consiste à couvrir par le géogrid le matériau de fondation d'une route de macadam. Le macadam et le géogrid s'intègrent pour s'opposer à la force de soulèvement en rendant ce dernier plus uniforme. Ainsi, même si le soulèvement a lieu, le revêtement est moins susceptible de se fissurer.

Toutefois, le plus souvent, le géogrid n'est pas utilisé pour contrôler le soulèvement, mais plutôt pour renforcer le remblai en lui donnant une résistance en traction supplémentaire.

Les méthodes d'utilisation et la performance des géotextiles pour contrôler la fissuration existante par des couches de recouvrement ont été présentées et analysées par *Anderson et Heimark (1984)*.

4.3 Conception des revêtements bitumineux pour minimiser la fissuration à basse température (D'après Hode Keyser, 1982)

La fissuration transversale des revêtements bitumineux à basses températures constitue un problème de taille au Canada et au Québec, à cause du climat. De nombreuses recherches, théoriques et appliquées, menées en laboratoire et sur des routes, ont été effectuées en vue d'établir des méthodes de conception permettant d'éliminer, sinon de contrôler, le problème des fissures transversales. De telles fissures peuvent affecter sérieusement la sécurité et le confort et peuvent avoir des conséquences économiques graves. On trouvera plus loin une méthode de conception simple et rationnelle développée par l'Asphalt Institute (1981) dans le but de minimiser la fissuration transversale.

Causes de la fissuration transversale à basses températures

Le bitume est un matériau viscoélastique dont les caractéristiques dépendent essentiellement de la température. Ainsi, lorsque la température s'élève, il se ramollit et lorsque la température baisse, il devient rigide et cassant. De plus, il rétrécit et se dilate avec les variations de température. Lors d'un abaissement de température, les phénomènes de rigidification et de retrait se combinent, augmentant le risque de fissuration.

Celle-ci survient surtout lorsque les contraintes thermiques induites à une certaine température sont supérieures à la résistance à la traction du revêtement bitumineux.

Les fissures transversales peuvent être également causées par des problèmes dans les couches de base et/ou de fondation, ou peuvent résulter des soulèvements différentiels du sol de fondation (*Keyser & Laforte, 1982*).

Facteurs qui influencent la fissuration transversale

L'occurrence et l'évolution de la fissuration transversale thermique sont influencées, à des degrés divers, par plusieurs facteurs :

- le climat
- le type de fondation et de sol
- les propriétés du bitume
- les propriétés du revêtement
- l'épaisseur du revêtement
- l'âge du revêtement
- le trafic, etc.

Ce sont les propriétés du bitume qui ont été le plus étudiées. De nombreuses corrélations ont été établies entre ces propriétés et la fissuration transversale. Voici une brève description des facteurs qui influencent la fissuration à basse température des revêtements. Les facteurs énumérés sont loin d'être exhaustifs et les recherches doivent se poursuivre pour en définir l'importance.

1. Conditions climatiques

La fissuration à basses températures dépend des conditions climatiques hivernales (température, vent, neige, vitesse de changement de la température, etc.). Les fissures apparaissent généralement lorsque la température du revêtement descend en dessous des valeurs critiques pendant un certain laps de temps.

2. Type de fondation

Le type de fondation peut avoir, dans certains cas, une influence significative sur la fissuration transversale à basse température. On a notamment observé que pour des revêtements identiques, une chaussée construite sur un sol sableux présente plus de fissures transversales dues aux basses températures qu'une chaussée construite sur un sol argileux.

3. Propriétés du bitume

Les bitumes sont classés selon la pénétration à 25° C (77° F) ou la viscosité à 60° C (140° F). Il est prouvé que l'utilisation de bitumes plus mous (pénétration plus élevée) ou moins visqueux (viscosité plus faible) peut réduire grandement la fissuration transversale due aux basses températures. Cependant, prises séparément, ces caractéristiques ne constituent pas un critère approprié pour le choix du bitume. Car des bitumes de même classe mais de sources différentes peuvent avoir des consistances significativement différentes à basse température et, de ce fait, des tendances différentes à la fissuration à basse température. Il est important de choisir la classe de bitume en fonction de la température.

Il existe une relation directe entre la rigidité du bitume et la fissuration transversale à basse température du revêtement. La rigidité d'un bitume donné peut être évaluée à différentes températures, ce qui permet de définir sa sensibilité à la température.

Presque toutes les méthodes de conception des revêtements sont basées sur la rigidité du bitume à basse température.

4. Propriétés du revêtement

Le pourcentage de vides et le pourcentage de bitume dans le mélange du revêtement influencent la rigidité et la résistance à la rupture du mélange et, de ce fait, affectent aussi la fissuration transversale. Cependant, des essais routiers ont démontré qu'une variation dans le pourcentage de bitume de $\pm 1\%$ de la valeur optimum affecte peu le degré de fissuration du revêtement.

L'absorption du bitume par les granulats peut influencer la rigidité du mélange.

5. Épaisseur du revêtement

La résistance à la fissuration à basse température semble augmenter avec l'épaisseur du revêtement.

6. Âge du revêtement

La fréquence des fissures augmente avec l'âge du revêtement. Cela peut être dû au durcissement du bitume par oxydation.

7. Trafic

Une faiblesse structurale de la chaussées due à la fatigue peut causer la fissuration transversale à des températures auxquelles une chaussée neuve similaire résisterait.

Méthode de conception des revêtements à basse température

Il n'existe pas encore de méthode fiable pour contrôler ou éliminer la fissuration transversale reliée aux basses températures. Une telle méthode devra tenir compte de tous les facteurs d'influence. Les méthodes existantes sont basées sur l'un ou l'autre des concepts suivant :

- les caractéristiques du bitume;
- la prévision de la température de fissuration du revêtement à partir des valeurs limites de rigidité à basse température, des bitumes ou des mélanges bitumineux.

Méthodes basées sur les caractéristiques du bitume

Les études sur chaussées en service ont clairement démontré que la fissuration transversale à basse température peut être grandement réduite, voire même être éliminée, en utilisant un mélange ayant un faible module de rigidité à basse température. De tels mélanges peuvent être obtenus avec un bitume plus mou. Cependant, comme la consistance du bitume à une température donnée ne peut constituer un critère de contrôle de la fissuration pour tous les bitumes, les limites des caractéristiques sont généralement basées à la fois sur la viscosité et la pénétration ou la sensibilité à la température du bitume. Les méthodes basées sur les caractéristiques sont

généralement très restrictives et, de ce fait, elles peuvent éliminer des bitumes qui auraient pu avoir un bon comportement en service.

Méthodes basées sur la rigidité du bitume ou du mélange

Ces méthodes consistent essentiellement à prévoir la température de fissuration à partir de la rigidité du bitume ou du mélange. Le principe de base vise à établir les valeurs limites de rigidité du bitume ou du mélange en fonction de la température d'utilisation.

Certaines méthodes sont basées sur des mesures indirectes ou les valeurs prévues de la rigidité, et d'autres, d'une façon plus précise, sur des mesures directes. Mais comme les appareils nécessaires pour déterminer la rigidité sont complexes et trop coûteux pour être utilisés couramment, la rigidité du bitume ou des mélanges est généralement évaluée par des méthodes indirectes comme celle de l'abaque de Van der Poel, dont les paramètres d'entrée sont obtenus à partir des essais de routine, c'est-à-dire l'essai de pénétration et l'essai du point de ramollissement bille et anneau.

Méthode de l'Asphalt Institute

La méthode de l'Asphalt Institute (1981) fait partie des méthodes du deuxième groupe. La méthode a l'avantage d'être simple d'application. Le principe de base est le suivant : on détermine à partir de la température minimale de la surface la température de design du revêtement (T_d). Puis, on prévoit pour le type de bitume proposé la température à laquelle le revêtement se fissurera (T_p). Ensuite, on compare les deux températures T_d et T_p ; si la température de fissuration prévue (T_p) est supérieure à la température de design (T_d), le design est adéquat pour le comportement à basse température et le mélange doit être vérifié du point de vue du comportement durant l'été, car l'utilisation d'un bitume trop mou peut conduire à des problèmes d'orniérage sous le trafic durant cette saison. Si, par contre, la température de fissuration prévue est inférieure à la température de design, il faut alors choisir un bitume plus mou, ou utiliser un bitume moins sensible à la variation de température s'il y a lieu.

Étapes de la méthode

Les étapes principales de la méthode sont :

a) Détermination de la température de design du revêtement (T_r)

La température de design est la température minimale que la surface du revêtement peut atteindre en service; cette température minimale est normalement mesurée à une profondeur variant entre 6 mm ($1/4^{po}$) et 12 mm ($1/2^{po}$). Lorsque les données sur la température de surface ne sont pas disponibles, on peut l'évaluer avec les données de température minimale de l'air provenant des stations météorologiques (Fig. 4-3).

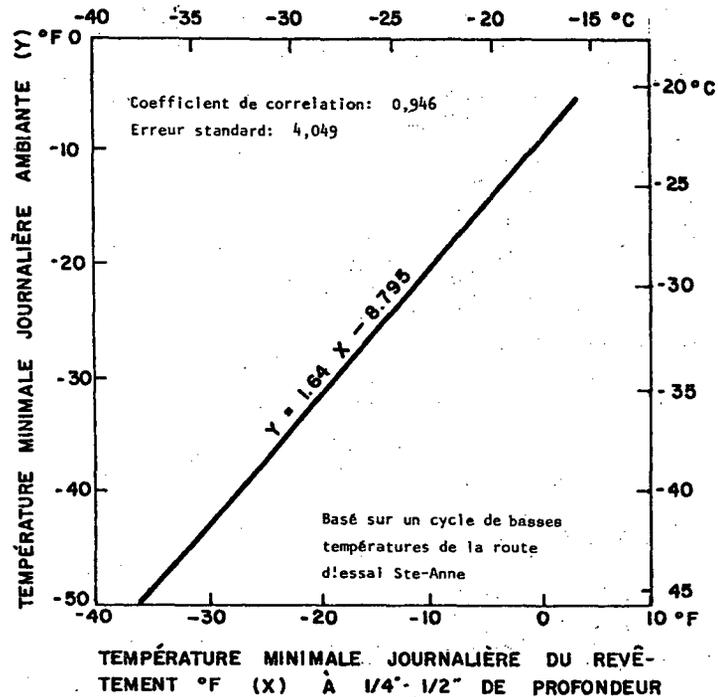


Figure 4-3 Relation entre la température minimale journalière ambiante et la température correspondante de la chaussée durant un cycle de basse température (d'après Hode-Keyser, 1982).

b) Détermination de la température de fissuration du revêtement

La température de fissuration du revêtement est déterminée à l'aide de l'abaque de la figure 4-4 avec les valeurs de la pénétration du bitume à 25° C et à 5° C (77° F et 47° F) pour des conditions de charge et de temps de 100 g et 5 secondes.

La précision de la prévision de la température de fissuration dépend en grande partie de la précision de l'essai de pénétration à 5° C. Il importe donc que l'essai soit précis.

c) Choix du type de bitume approprié

Le choix se fait en comparant les températures de design (T_r) et celle de fissuration (T_p). Comme on l'a déjà mentionné, le design est adéquat pour les conditions de basse température si la température de fissuration prévue est supérieure à la température de design. Dans le cas contraire, le choix du type de bitume est modifié soit en prenant une classe de bitume plus mou, soit en utilisant un bitume moins sensible à la température. Dans les cas limites, un bon jugement est nécessaire pour éviter l'élimination de bitumes qui peuvent avoir un bon comportement.

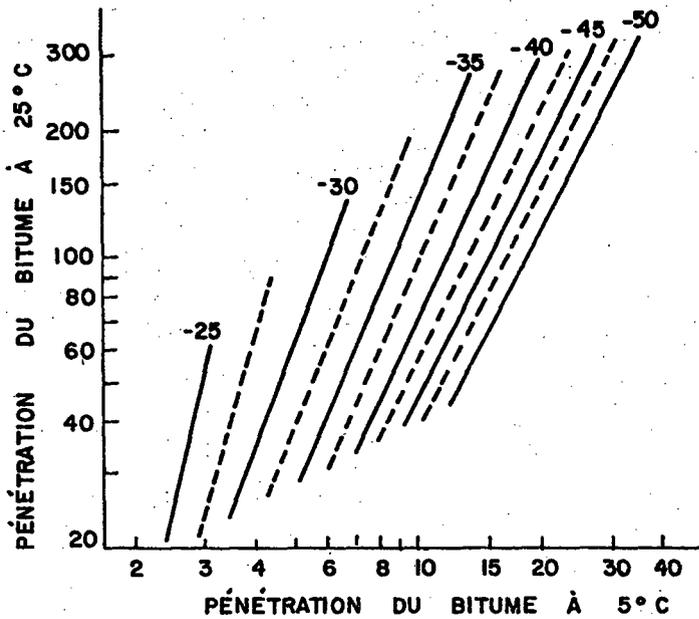


Figure 4-4 Abaque pour réduire les températures de fissuration (d'après Hode-Keyser, 1982).

d) *Choix du bitume pour le design optimal*

Cette étape consiste à vérifier si le choix du bitume pour les conditions de basse température répond aussi aux exigences structurales à haute température. Dans certains cas, ceci ne pose pas d'inconvénients, mais dans d'autres cas il arrive que des compromis s'imposent entre le comportement à basse et à haute températures.

Exemple d'application

Prenons une autoroute principale dans les Cantons de l'Est. On en est aux dernières étapes du design, qui doit être vérifié pour la fissuration à basse température.

- 1) On utilise les données de température obtenues à la plus proche station météorologique pour les 15 dernières années. La température minimale journalière de l'air ambiant pour cette période (1966 à 1980) est de $-36,7^{\circ}\text{C}$. La température minimum de la surface de la chaussée (T_r) est de $-29,8^{\circ}\text{C}$ (Fig. 4-3).
- 2) Les résultats des essais de pénétration pour le bitume proposé indiquent une pénétration de 10 à 5°C et 124 à 25°C . À partir de la figure 4-4, ces valeurs donnent une température de fissuration prévue (T_p) de -36°C .
- 3) La température de fissuration prévue étant en dessous de la température minimale de la surface ($T_p = -36^{\circ}\text{C} > T_r = -29,8^{\circ}\text{C}$), le bitume choisi est donc approprié.
- 4) Pour une autoroute, il est important de vérifier si le revêtement est suffisamment résistant à l'ornièrage. Si oui, le design sera optimum. Sinon, il faudra doser le mélange pour assurer sa résistance.

4.4 Quelques exemples de cas d'aéroports nordiques

Bien que les principes de construction des routes et des pistes d'atterrissage dans les régions nordiques soient présentement assez bien connus, les seules preuves véritables de leur validité proviennent des expériences acquises lors de la construction des pistes et à la suite des observations de leur comportement à long terme. Pour cette raison, avant de commencer la conception d'une nouvelle piste nordique, il est fortement recommandé de consulter la littérature afin d'y trouver des exemples, décrivant certaines histoires de cas réels. On trouvera plus loin une brève revue de quelques-uns des rapports publiés sur les aéroports construits dans les régions pergélisolées du Canada et de l'Alaska.

À partir de l'expérience canadienne, on peut mentionner deux rapports très instructifs. Dans le premier (Johnston, 1982) on présente un rapport détaillé sur la construction de l'aéroport d'Inuvik, dans les Territoires du Nord-Ouest, et sur son comportement au cours des dix ans suivant la construction. La piste a été construite entre 1956 et 1958 sur un sol fin riche en glace. Pour empêcher le dégel du sol sous-jacent, la piste fut posée sur un remblai de roche de 2,5 à 4,2 m d'épaisseur. En 1969, on a revêtu la piste de béton asphaltique. Les mesures de température faites de 1958 à 1974 à différents endroits dans le sol sous-jacent et dans le remblai ont montré que le pergélisol est monté environ 60 cm dans le remblai peu après la construction, et que son niveau est resté le même au cours des années suivantes. En général, cette piste d'atterrissage a montré un excellent comportement, ne nécessitant que très peu de travaux d'entretien.

Le deuxième rapport provenant du Canada concerne la construction d'une piste d'atterrissage non pavée à Kangirsuk, Québec (Tremblay & Dore, 1988). Les problèmes particuliers en relation avec cette piste étaient dûs au fait qu'elle devait être partiellement placée dans une coupe de 5 m de profondeur, faite dans un sol fin, riche en glace. Ceci a demandé qu'on prenne des mesures appropriées pour stabiliser la pente adjacente, soumise au dégel saisonnier et à l'ablation. Le rapport donne une description de la conception et de la construction de la piste ainsi que de son comportement pendant trois ans après la construction. Le comportement de la piste a été observé par un système de mesure permettant de détecter la pénétration du front de dégel, les tendances aux tassements à long terme, le soulèvement dû au gel, la capacité portante de la fondation et le mouvement de la pente adjacente. Une solution originale pour le drainage de la pente y est également proposée.

À partir des expériences américaines concernant la construction et le comportement des aéroports dans le nord de l'Alaska, on peut mentionner le rapport de Esch (1986), qui présente une comparaison de la performance à long terme et à basse température de cinq types de plastiques poreux isolants. Dans deux autres publications, Esch (1988) (a) et (b) fait une revue des méthodes de construction et de

réhabilitation des remblais de routes sur pergélisol, comprenant : le dégel avant la construction, l'isolation de la fondation par des plastiques poreux et par des couches de tourbe, l'utilisation de bermes pour retarder le dégel latéral, l'utilisation des conduits de ventilation, des thermosyphons et des surfaces réfléchissantes, la protection des pentes et le renforcement des remblais par des géotextiles.

Dans Esch (1989), on trouve une revue des traitements pour le contrôle de la fissuration dans les pistes pavées, qui conduit à la conclusion que la seule solution fiable est leur remplacement complet.

Crory (1988) fait une excellente revue de la construction et de la performance des pistes d'atterrissage temporaires et permanentes dans le nord de l'Alaska. On y parle des pistes posées sur la neige et la glace ainsi que des pistes construites sur un remblai de gravier ou de roche, qui peuvent éventuellement être asphaltées.

Finalement, il faut mentionner deux autres rapports sur la construction d'aéroports en Alaska, notamment celui de Johnson & Bradley (1988), décrivant une piste construite en remblai et utilisant des plaques d'isolation de polystyrène, ce qui a permis de contrôler le tassement dû au dégel du sol sous-jacent, riche en glace, ainsi que celui de Vita et al. (1988) qui porte sur la performance à long terme de l'aéroport de Bethel, où la piste asphaltée repose sur une fondation composée de sable silteux traité au ciment. Les observations faites au cours des 30 ans d'existence de la piste montrent que cette méthode peut être considérée comme un succès pour les applications en régions nordiques.

Étant donné le grand intérêt de ces descriptions de cas très complètes, il est fortement conseillé d'en produire pour tous les aéroports en construction et en usage, car cela représente un excellent investissement, en temps et en argent, pour les générations futures.

5. RÉFÉRENCES

NOTE. Dans la liste de références les abréviations suivantes ont été utilisées:

- ICOP = International Conference on Permafrost
ICOP1 = Lafayette, IN, 1963, U.S.Nat.Acad.of Sciences, Washington, Publ.1287, 1966.
ICOP2 = Yakutsk, U.S.S.R., 1973, North American Contribution, U.S. Nat. Acad. of Sciences, Washington.
ICOP3 = Edmonton, Alberta, 1978, Nat.Res.Council Canada, Ottawa.
ICOP4 = Fairbanks, Alaska, 1983, U.S.Nat.Acad. of Sciences, Washington.
ICOP5 = Trondheim, Norway, 1988, TAPIR Publ., Trondheim.
CRESC = Cold Regions Engineering Specialty Conference.
CRESC1 = Fairbanks, Alaska, 1971.
CRESC2 = Fairbanks, Alaska, 1976.
CRESC3 = Edmonton, Alberta, 1984.
CRESC4 = Anchorage, Alaska, 1986.
CRESC5 = St.Paul, Minnesota, 1989.
CRESC6 = West Lebanon, N.H., 1991

ASCE - TCCRE = ASCE Technical Committee on Cold Regions Engineering.

Monographs :

- ASCE-TCCRE, 1984 = Frost Action and its Control (R.L. Berg & E.A. Wright, eds.), 145 p.
ASCE-TCCRE, 1985/1 = Thermal Design Considerations in Frozen Ground Engineering. (T.G. Krzewinski & R.G. Tart, eds.), 275 p.
ASCE-TCCRE, 1985/2 = Freezing and Thawing of Soil-Water Systems (D.M. Anderson & P.J. Williams, eds.) 97 p.
ASCE-TCCRE, 1988 = Embankment Design and Construction in Cold Regions (E.G. Johnson, ed.), 173 p.

- C.R.R.E.L. = U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, NH.
OMAE = Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conference.
RCG = Revue canadienne de géotechnique.
DOT = Department of Transport.
DOTPF = Department of Transport and Public Facilities.
ASTM = American Society for Testing and Materials.
ISGF = International Symposium on Ground Freezing.
HRR = Highway Research Record.
HRB = Highway Research Board.
TRR = Transportation Research Record

BIBLIOGRAPHIE

- AGUIRRE-PUENTE, J., DUPAS, A. & PHILIPPE, A. 1973. Quelques résultats concernant le gonflement au gel et leur application au classement des sols selon leur degré de gélivité. Symp. OCDE sur l'action du gel sur les chaussées, Oslo, Vol.1, pp. 267-278.
- AGUIRRE-PUENTE, J., DUPAS, A. & PHILIPPE, A. 1974. Frost Heaving and the Classification of Soils According to their Frost Susceptibility. *Frost i Jord*, 14, pp. 41-47.
- AKAGAWA, S., GOTO, S. & SAITO, A. 1988. Segregation Freezing Observed in Welded Tuff by Open System Frost Heave Test. Proc. 5th Int. Permafrost Conf., Trondheim, V.2, pp. 1030-1035.
- ALDRICH, H.P. & PAYNTER, H.M. 1953. Analytical Studies of Freezing and Thawing of Soils. U.S. ARMY CRREL, TR 42, Hanover, NH.
- ALKIRE, B.D., HAAS, W.M. & KADERABEK, T.J. 1975. Improving low temperature compaction of a granular soil. RCG, Vol.12, pp.527-530.
- ALLARD, M., LÉVESQUE, R., SÉGUIN, M.K. & PILON, J.A. 1991. Les caractéristiques du pergélisol et les études préliminaires aux travaux de génie au Québec nordique. Texte préliminaire, Centre d'études nordiques, Université Laval, Québec.
- ALLEN, W.L., QUINN, W.F., KELLER, D. & EATON, R.A. 1989. Response of Pavement to Freeze-thaw Cycles, Lebanon, NH Regional Airport. CRREL, SR 89-2, 31 p.
- ANDERSLAND, O.B., SAYLES, F.H. & LADANYI, B. 1978. Mechanical Properties of Frozen Ground, Chapter 5 dans «Geotechnical Engineering for Cold Regions» (O.B.Andersland & D.M.Anderson, Eds.), McGraw-Hill Book Co., pp. 216-275.
- ANDERSON, D.M. & MORGENSTERN, N.R. 1973. Physics, Chemistry and Mechanics of Frozen Ground: a Review ICOP2, pp. 257-288.
- ANDERSON, D.M. & TICE, A.R. 1972. Predicting Unfrozen Water Contents in Frozen Soils from Surface Area Measurements. U.S. HRB Record 393, pp. 12-18.
- ANDERSON, K.O. & HEIMARK, H. 1984. Airport Pavement Overlays in Cold Regions. CRESC3, Edmonton, pp. 637-657.
- AOYAMA, K. & FUKUDA, M. 1989. Experimental Study on Prevention of Differential Frost Heave by Using GEOGRID. «FROST'89», Saariselka, Finland, pp. 633-643.
- ARGUE, G.H. 1984. Cold Weather Influences on the Airport Pavements and Management Practices. In: «Paving in Cold Areas», Canada/Japan Mini Workshop, Vancouver. PWRI Tech.Memo. No.2136, pp 656-.
- ASPHALT INSTITUTE, 1981. Design Techniques to Minimize Low Temperature Asphalt Pavement Transverse Cracking. Research Rep. No.81-1, Maryland.
- BAKER, T.H.W. 1979. Strain Rate Effect on the Compressive Strength of Frozen Sand. Proc. 1st Int.Symp. on Ground Freezing, Bochum, Germany, (H.L. Jessberger, Ed.), Elsevier Sei.Publ., Co., pp. 223-231.
- BÉLANGER, J.R., DALLIMORE, S.R. & EGGINTON, P.A. 1990. Applications of Thematic Mapper Thermal Infrared Imagery for Permafrost and Terrain Studies, Richards Island, NWT, Proc. 5th Canad Permafrost Conf, Québec, pp. 231-237.
- BELL, J.R., ALLEN, T. & VINSON, T.S. 1990. Properties of Geotextiles in Cold Regions Applications, ICOP4, Fairbanks, AK, pp. 51-56.
- BENNETT, F.L. 1986. Winter highway construction. Research on Transport. Facilities in Cold Regions. ASCE-TCCRE Monograph, pp. 32-46.
- BERG, R. & JOHNSON, T. 1983. Revised Procedure for Pavement Design under Seasonal Frost Conditions. U.S.Army CRREL, SR 83-27, 129 p.
- BERG, R. & SMITH, N. 1976. Observations along the Pipeline Haul Road between Livengood and the Yukon River. US Army CRREL, Spec.Rep. 76-11, 83 p.
- BERGGREN, W.P. 1943. Prediction of Temperature Distribution in Frozen Soils. Trans. Amer. Geophys. Union, vol.24, pp. 71-77.
- BERNELL, L. 1965. Properties of Frozen Granular Soils and their Use in Dam Construction. Proc. 6th ICSMFE, Montréal, Vol.2, pp. 541-455.
- BIEGANOUSKY, W.A. & LOVELL, C.W. 1976. Do Earthwork in the Cold?, TRR, No.702, pp. 133-139.
- BLANCHARD, D. & FREMOND, M. 1985. Soils Frost Heaving and Thaw Settlement, ISGF4, Hanover, N.H. pp. 209-216.
- BOYD, D.W. 1976. Normal Freezing and Thawing Degree-Days from Normal Monthly Temperature. RCG, 13, 2, pp. 176-180.
- BRAGG, R.A. & ANDERSLAND, O.B. 1980. Strain Rate, Temperature, and Sample Size Effects on Compression and Tensile Properties of Frozen Sand. Preprints, 2nd Int.Symp. on Ground Freezing, Trondheim, Norway, 1, pp. 35-46.
- BROWN, R.J.E. 1974. Some Aspects of Airphoto Interpretation of Permafrost in Canada. Div.of Bldg. Research, NRCC, Ottawa, Paper No. 409, 35 p.

- BURWASH, W.J. & CLARK, J.I. 1981. Compaction of Soils in Freezing Conditions. C.R. 34e Conf.Can. de Geotech., Fredericton, NB.
- CANIARD, L. 1978. Frost Susceptibility of Soils. Experimental Method for Classification of Soils According to their Degree of Frost Susceptibility. In: «Soil Freezing in Highway Construction», Carleton University, Ottawa, pp. 50-56.
- CASAGRANDE, A. 1931. A new Theory of Frost Heaving: Discussion. Proc. U.S.HRB, Vol.11, Part I, pp. 168-172.
- CHAMBERLAIN, E.J. 1981a. Comparative Evaluation of Frost Susceptibility Tests. TRR 809, pp. 45-52.
- CHAMBERLAIN, E.J. 1981b. Frost Susceptibility of Soils. US Army CRREL Mono. 81-2, 121 p.
- CHAMBERLAIN, E.J. 1986. Evaluation of Selected Frost Susceptibility Methods. US Army CRREL, Rep. 86-14, 51 p.
- CHAMBERLAIN, E.J. 1987. A Freeze-Thaw Test to Determine the Frost Susceptibility of Soils. US Army CRREL, Spec.Rep. 87-1, 90 p.
- CHAMBERLAIN, E.J. 1988. A new Freezing Test for Determining Frost Susceptibility. ICOP5, Trondheim, pp. 1045-1050.
- CLARK, J.I., SHIELDS, D.H., GRAHAM, J. & RYMES, J.E. 1983. Cold Regions Engineering Earthworks. Transport Canada Rep. No. TP-442E.
- COLD CLIMATE UTILITIES MANUAL, 1986. (D.W. Smith, Tech.Ed.), Société canadienne de génie civil, Montréal.
- COLE, D., BENTLEY, DURELL & JOHNSON, T. 1986. Resilient Modulus of Freeze & Thaw Affected Granular Soils for Pavement Design and Evaluation. Parts 1-4. US Army CRREL Reports No. 86-4, 86-12, 86-13, 87-2.
- COLE, D.M. 1984. Modeling the Resilient Behavior of Frozen Soils Using Unfrozen Water Content. CRESC3, Edmonton, pp. 823-833.
- CRORY, F.E. 1988. Airfields in Arctic Alaska. ICOP5, Trondheim, Vol.3, pp. 49-55.
- DYSLI, M. 1991. Le gel et son action sur les sols et les fondations. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 250 p.
- ERANTI, E. & LEE, G.C. 1986. Cold regions structural engineering. McGraw Hill, 529 p.
- ESCH, D.C. 1986. Insulation Performance Beneath Roads and Airfields in Alaska. CRESC4, Anchorage, AL, pp. 713-722.
- ESCH, D. C. 1988 (a). Roadway Embankments on Warm Permafrost, Problems and Remedial Treatments. ICOP5, Trondheim, Vol.2, pp. 1223-1228.
- ESCH, D.C. 1988 (b). Embankment Case Histories on Permafrost. ASCE-TCCRE 1988, pp. 127-159.
- ESCH, D.C. 1989. Asphalt Pavement Crack Control at the Fairbanks International Airport. CRESC5, St.Paul, Minn., pp. 59-69.
- ESCH, D. C. & FRANKLIN, D. 1989. Asphalt Pavement Crack Control at Fairbanks International Airport. CRESC5, St.Paul, Minn., pp. 59-69.
- FAROUKI, O.T. 1981. Thermal Properties of Soils. US Army CRREL, Mono. 81-2, 151 p.
- FREDLUND, D.G., BERGAN, A.T. & SAUER, E.K. 1975. Deformation Characterisation of Subgrade Soils for Highways and Runways in Northern Environments. RCG, V.12, pp. 213-223.
- GANDAHL, R. 1963. Determination of the Ground Frost Line by Means of a Simple Type Frost Depth Indicator. Nat. Swedish Road Research Inst., RPT 30A, Stockholm.
- GANDAHL, R. 1977. Frost Heaving of Roads in Relation to Freezing Index. Proc. Int.Symp. on Frost Action in Soils, Lulea, Sweden.
- GOODMAN, M.A. 1978. Logging, Coring and Testing for Permafrost Evaluation. World Oil 1978, pp. 22-28.
- GRAHAM, J., FENSURY, H. & SHIELDS, D.H. 1988. The Thawed Strength of Soil Compacted while Frozen: An Introductory Study. ASTM Geotech.Testing J., Vol.11, pp. 125-131.
- GRAHAM, J., SHIELDS, D.H. & FENSURY, H. 1989. Strength of Compacted Frozen Fill after Thawing. CRESC5, St.Paul, MINN., pp. 274-281.
- HARLAN, R.L. & NIXON, J.F. 1978. Ground Thermal Regime, Chapter 3 dans «Geotechnical Engineering for Cold Regions» (O.B.Andersland & D.M.Anderson, Eds.), McGraw-Hill Book Co., pp. 103-163.
- HAYNES, F.D. & KARALIUS, a.A. 1977. Effect of Temperature on the Strength of Frozen Silt. U.S. Army CRREL, CR77-03.
- HAYNES, F.D., KARALIUS, J.A. & KALAFUT, J. 1975. Strain Rate Effect on the Strength of Frozen Silt. U.S. ARMY CRREL, Res.Rep. 350, 27 P.
- HEINER, G.W. 1972. Strength and Compaction Properties of Frozen Soil. Nat. Swedish Inst. of Building Research, Doc. D11:1972, 116 p.
- HENRY, K. 1988. Use of Geotextiles to Mitigate Frost Heave in Soils. ICOP5, Trondheim, Norway, pp. 1096-1101.

- ISSMFE TECHNICAL COMMITTEE ON FROST (TC-8), 1989. Work Report 1985-1989. In: «FROST'89», Saariselka, Finland, Vol.1, pp. 15-70.
- JESSBERGER, H.L. & JAGOW, R. 1989. Determination of Frost Susceptibility of Soils. FROST'89, Saariselka, Finland, Vol.1, pp. 449-469.
- JOHANSEN, J.H. & FRIVIK, P.E. 1980. Calorimetric Measurements of Specific Heat and Unfrozen Water for Mineral Soils and Organic Materials. The Norwegian Inst. of Technology, Trondheim, Norway.
- JOHNSON, E.G. & BRADLEY, G.P. 1988. Protection of Warm Permafrost Using Controlled Subsidence at Nunapitchuk Airport. ICOP5, Trondheim, Vol.2, pp. 1256-1261.
- JOHNSON, T.C., BERG, R.L., CAREY, K.L. & KAPLAR, C.W. 1975. Roadway Design in Seasonal Frost Areas. U.S.Army CRREL, TR 259, 104 p.
- JOHNSON, T.C., BERG, R.L., CHAMBERLAIN, E.J. & COLE, D.M. 1986. Frost Action Predictive Techniques for Roads and Airfields. A Comprehensive Survey of Research Findings. CRREL, Report 86-18, 45 p.
- JOHNSON, T.C., COLE, D.M. & CHAMBERLAIN, E.J. 1978. Influence of Freezing and Thawing on the Resilient Properties of a Silt Soil beneath an Asphalt Pavement. ICOP3, pp. 662-668.
- JOHNSON, T.C., McROBERTS, E. & NIXON, J.F. 1984. Design Implications of Subgrade Thawing. ASCE-TCCRE, 1984, pp. 45-103.
- JOHNSTON, G.H. 1969. Dykes on Permafrost, Kelsey Generating Station, Manitoba. R.C.G., Vol.6, No. 2, pp. 139-157.
- JOHNSTON, G.H. 1982. Design and Performance of the Inuvik, NWT Airstrip. Proc. 4th Canad. Permafrost Conf, Calgary, pp. 577-585.
- JOHNSTON, G.H. (ED.) 1981, Permafrost, Engineering Design and Construction. Nat. Research Council, Canada, J. Wiley & Sons, New York.
- KERSTEN, M.S. 1949. Thermal Properties of Soils. Engrg. Exper. Station, Univ. of Minnesota, Bull. 28, 227 p.
- KEYSER, J.H., 1982. Conception des revêtements bitumineux pour minimiser la fissuration à basse température. CINEP, École Polytechnique, Montréal, Rapport Interne.
- KEYSER, J.H. & LAFORTE, M.A. 1983. Road Construction in Palsa Fields. ICOP4, Fairbanks, Poster Session.
- KEYSER, J.H. & LAFORTE, M.A. 1984. Low Temperature of Asphalt Pavements - A Reconsideration. In: «Paving in Cold Areas», Canada/Japan Mini Workshop, Vancouver, PWRI Tech.Memo. No.2136, pp.
- KINNEY, T.C. & RECKARD, M. 1986. Effects of Salts on Road Embankment Stability under Freezing and Thawing Conditions. Final report., State of Alaska, DOTPF, 34 p.
- KLEIN, C.A., WILSON, C.R., BENSON, B.D. & CARPENTER, G.W. 1986. Installation of Thermistor Strings in Test Borings: A Comparison of Methods and Results. CRESC4, Anchorage, pp. 200-206.
- KONRAD, J.M. & MORGENSTERN, N.R. 1981. The Segregation Potential of a Freezing Soil. RCG, Vol.18, pp. 482-491.
- KONRAD, J.M. & MORGENSTERN, N.R. 1982. Effects of Applied Pressure on Freezing Soils. RCG, Vol.19, pp. 494-505.
- KONRAD, J.M. & MORGENSTERN, N.R. 1984. Frost Heave Prediction of Chilled Pipelines Buried in Unfrozen Soils. RCG, Vol.21, pp. 100-115.
- KUBO, H. 1989. Frost Protection in Design and Construction in Japan. «FROST'89», Saariselka, Finland, Vol.2, pp. 613-631.
- KUJALA, K. 1989. Frost Susceptibility of Lime-and Cement-Stabilized Soils. «FROST'89», Saariselka, Finland, Vol.2, pp. 809-819.
- KURIBAYASHI, E., KAWAMURA, M. & YUI, Y. 1985. Stress-Strain Characteristics of an Artificially Frozen Sand in Uniaxially Compressive Tests. ISGF4, Sapporo, Japan, V.III pp. 177-182.
- LACHENBRUCH, A.H. 1959. Periodic Heat Flow in a Stratified Medium with Application to Permafrost Problems. US Geol. Survey, Bull. 1083A, 36 p.
- LADANYI, B. 1972. An Engineering Theory of Creep of Frozen Soils. RCG, Vol.9, pp. 63-80.
- LADANYI, B. 1975. Bearing Capacity of Strip Footings in Frozen Soils. RCG, 12, pp. 393-407.
- LADANYI, B. 1981. Mechanical Behavior of Frozen Soils. Proc.Int.Symp. on Behav. of Structured Media, Ottawa, ON, pp. 205-245.
- LADANYI, B. 1982a. Borehole Creep and Relaxation Tests in Ice-Rich Permafrost.. Proc. 4. Canad. Permafrost Conf., Calgary, 1981, ACGR-NRCC, Ottawa, pp. 406-415.
- LADANYI, B. 1982b. Determination of Geotechnical Parameters of Frozen Soils by Means of the Cone Penetration Test. ESOPT II, Amsterdam, Vol.2, pp. 671-678.
- LADANYI, B. 1985. Use of the Cone Penetration Test for the Design of Piles in Permafrost. ASME J.of Energy Resources Technology, V.-107, pp. 183-187.
- LADANYI, B. 1987. Notes de cours : «Géotechnique des régions froides», (1.635), Manuscrit.

- LADANYI, B. 1989. Effect of Salinity and Temperature on the Behavior of Frozen Soils. Workshop on Impact of Saline Permafrost, Winnipeg, CNRC, Ottawa, Tech. Memo. No. (à paraître).
- LADANYI, B. & HUNEALD, P. 1989. Cone Penetrometer Tests in Permafrost - Fox Tunnel, Alaska. Int.Symp. on Mining in the Arctic, Fairbanks, AK, pp. 75-82.
- LADANYI, B. & JOHNSTON, G.H. 1973. Evaluation of In-Situ Creep Properties of Frozen Soils with the Pressurometer. ICOP2, Yakutsk, pp. 310-318.
- LADANYI, B. & SHEN, M. 1989. Mechanics of Freezing and Thawing in Soils. Special Lecture, FROST'89, Saariselka, Finland, Vol.1, pp. 73-103.
- LADANYI, B., STEEL, A., WINSOR, W.D. & CLARK, J.F. 1991. Comparison of Three Methods for In-situ Ice Strength Determination. Proc. 11th Int. Conf. on Ports and Oceans under Arctic Conditions (POAC), St. John's, NF, 1, pp. 344-365.
- LCPC 1975 (G. Rouquès & L. Caniard). Gel et dégel des chaussées. Lab.Nat. des Ponts et Chaussées, Min. de l'Équipement, Paris, 34 p.
- LCPC 1977. L'indicateur de profondeur de gel. Laboratoire central des Ponts et Chaussées, FAER 01.07, Paris.
- LEHTONEN, J. & SAARELAINEN, S. 1989. Arctic Road Construction. Proc.FROST'89, Saariselka, Finland, Vol.2, pp. 679-689.
- LI, J.C. & ANDERSLAND, O.B. 1980. Creep Behavior of Frozen Sand under Cyclic Loading Conditions. Preprints, 2nd Int. Symp. on Ground Freezing, Trondheim, Norway, 1, pp. 223-234.
- LINELL, K.A. & LOBACZ, E.F. 1980. Design and Construction of Foundations in Areas of Deep Seasonal Frost and Permafrost. US Army CRREL, Spec.Rep. 80-34, 310 p.
- LOBACZ, E.F. & EFF, K.S. 1981. Surface Drainage Design for Airfields and Heliports in Arctic and Subarctic Regions. US Army CRREL, Spec.Rep. 81-22, 61 p.
- LOBACZ, E.F. 1986. Arctic and Subarctic Construction. General Provisions. CRREL, SR 86-17, 75 p.
- LOBACZ, E.F., GILMAN, G.D. & HENION, F.B. 1973. Corps of Engineers Design of Highway Pavements in Areas of Seasonal Frost. Proc.Symp. on Frost Action on Roads, Oslo, pp. 142-152.
- LU, B.T.D., LEONARD, M.L. & MAHAR, L. 1988. Frost Heave in Saline-Saturated Fine-Grained Soils. Proc. 5th Int. Permafrost Conf., Trondheim, V.2, pp. 1121-1126.
- MACKAY, J.R. 1974. Seismic Shot Holes and Ground Temperatures, Mackenzie Delta area, NWT. GSC Paper 74-1, Part A, pp. 389-390.
- MAHAR, L.J. & STUCKERT, B.J.A. 1985. Strength and Deformation Behavior of Frozen Saline Sand and Gravel. ARCTIC'85, San Francisco, ASCE, New York, pp. 557-565.
- McDOUGALL, J. 1977. The Beaufort Gas Project Surface Facilities. CRESC2, Fairbanks, AK, p. 383.
- McPHAIL, J.F., McMULLEN, W.B. & MURFITT, A.W. 1976. Yukon River to Prudhoe Bay Highway: Lessons in Arctic Design and Construction. Civil Engrg, ASCE, Feb. 1976, pp. 78-82.
- McROBERTS, E.C. & MORGENSTERN, N.R. 1974. The Stability of Thawing Slopes. RCG, Vol. 11, pp. 447-469.
- McROBERTS, E.C., LAW, T.C. & MONIZ, E. 1978. Thaw Settlement Studies in the Discontinuous Permafrost Zone. ICOP3, Edmonton, pp. 700-706.
- McROBERTS, E.C., LAW, T.C. & MURRAY, T.K. 1978. Creep Tests on Undisturbed Ice-Rich Silt. ICOP3, Edmonton, Vol.1, pp. 539-545.
- MEISSNER, H. & ECKARDT, H. 1976. Deflection of Frozen Soil Beams under Constant Temperature Gradient. Sixieme Congr. Europ. de MSTF, Vienne, Vol.1, pp. 251-256.
- MILLER, R.D. 1972. Freezing and Heaving of Saturated and Unsaturated Soils. HRR No.393, pp. 1-11.
- MOLLARD, J.D. 1972. Airphoto Terrain Classification and Mapping for Northern Feasibility Studies. NRCC-ACGR Tech. Memo. 104, pp. 105-127.
- MOLLARD, J.D. 1975. Pergelisol, Chapitre 13, Landforms and Surface Materials of Canada. A Stereoscopic Atlas and Glossary, 4th Edition.
- MORGENSTERN, N.R. 1981. Geotechnical Engineering and Frontier Resource Development. Géotechnique, 31, 3, pp. 305-365.
- MORGENSTERN, N.R. & NIXON, J.F. 1971. One-Dimensional Consolidation of Thawing Soils. RCG, Vol.8, pp. 558-565.
- MORGENSTERN, N.R. & SMITH, L.B. 1973. Thaw-Consolidation Tests on Remolded Clays. RCG, Vol.10, pp. 25-40.
- MORGENSTERN, N.R., ROGGENSACK, W.D. & WEAVER, J.S. 1980. The Behaviour of Friction Piles in Ice and Ice-Rich Soils. RCG, Vol.17, pp. 405-415.

- MURAT, J.R., LADANYI, B. & HUNEAULT, P. 1989. In-Situ Determination of Creep Properties of Sea-Ice with the Pressuremeter. R.C.G., Vol.26, pp. 575-594.
- NELSON, R.A., LUSCHER, U., ROONEY, J.W. & STRAMLER, A.A. 1983. Thaw Strain Data and Thaw Settlement Predictions for Alaskan Silts. ICOP4, Fairbanks, AK, pp. 912-917.
- NEUMANN, F. 1860. Lectures. Dans: Riemann-Weber: Die partiellen Differential-Gleichungen der Mathematischen Physik (5e edition), Vol.2, p. 121, 1912.
- NIXON, J.F. 1978. Geothermal Aspects of Ventilated Pad Design. ICOP3, Edmonton, pp. 841-846.
- NIXON, J.F. 1979. Some Aspects of Road and Airstrip Pad Design in Permafrost Areas. RCG, Vol.16, pp. 222-225.
- NIXON, J.F. 1982. Field Frost Heave Predictions Using the Segregation Potential Concept. RCG, Vol.19, pp. 526-529.
- NIXON, J.F. 1987. Pipeline Frost Heave Predictions Using the Segregation Potential Frost Heave Method. Proc. 6th OMAE Symp., Houston, TX, Offshore and Arctic Pipelines, pp. 109-114.
- NIXON, J.F. & LADANYI, B. 1978. Thaw Consolidation, Chapter 4 dans «Geotechnical Engineering for Cold Regions» (O.B.Andersland & D.M.Anderson, Eds.), McGraw-Hill Book Co., pp. 164-215.
- NIXON, J.F. & LEM, G. 1984. Creep and Strength Testing of Frozen Saline Fine-Grained Soils. RCG, Vol. 21, pp. 518-529.
- NIXON, J.F. & MORGENSTERN, N.R. 1974. Thaw-Consolidation Tests on Undisturbed Fine-Grained Permafrost. RCG, Vol. 11, pp. 1-.
- NORDAL, R.S. & HANSEN, E.K. 1987. The Vormsund Test Road. Norwegian Road Research Lab., Oslo, Rep. No. 58, 78 p.
- NORDAL, R.S. & REFSDAL, G. 1989. Frost Protection in Design and Construction. «FROST'89», Saariselka, Finland, pp. 127-163.
- PATTERSON, D.E. & SMITH, M.W. 1985. Unfrozen Water Content in Saline Soils: Results Using Time-Domain Reflectometry. RCG, Vol.22, pp. 95-101.
- PERKINS, T.K. & RUEDRICH, R.A. 1973. The Mechanical Behavior of Synthetic Permafrost. J. Society of Petroleum Eng., (AIME), 13, 4, pp. 211-220.
- PORKHAEV, G.V. & SADOVSKIY, A.V. 1959. Beds for Roads and Airfields. Chap.VIII, Part II in «Principles of Geocryology», Acad.Sci. USSR, Moscow 1959, NRCC, Ottawa, TT-1220, 1965.
- PUFAHL, D.E. & MORGENSTERN, N.R. 1980. Remedial Measures for Slope Instability in Thawing Permafrost. ISGF2, Trondheim, Norway, pp. 1089-1101.
- REIMERS, S. 1982. Drilling and Sampling in Frozen Ground. Frost i Jord, Nr.24, pp. 9-13.
- RICARD, W. & BROWN, J. 1972. The Performance of a Frost-Tube for the Determination of Soil Freezing and Thawing Depth. Soil Science, 113, pp. 149-154.
- RIEKE, R.D., VINSON, T.S. & MAGEAU, D.W. 1983. The Role of Specific Surface Area and Related Index Properties in the Frost Heave Susceptibility of Soils. ICOP4, Fairbanks, AK, pp. 1066-1071.
- SAARELAINEN, S. 1984. Frost Depth and Frost Heave at Some Observation Sites in Finland. Proc. Scandinavian Geotech. Meeting (NGM 84), Linköping, Vol.1, pp. 373-380.
- SAARELAINEN, S. 1989. Evaluation of Frost Heave Properties of Soils. «FROST'89», Saariselka, Finland, Vol.2, pp. 471-480.
- SANGER, F.J. 1969. Foundations of Structures in Cold Regions. U.S. ARMY CRREL, Monogr. III-C4, Hanover, NH.
- SAYLES, F.H. 1968. Creep of Frozen Sands. US Army CRREL, Tech.Rep. 190. 54 p.
- SAYLES, F.H. 1973. Triaxial and Creep Tests on Frozen Ottawa Sand. North Amer. Contrib., 2nd Int Conf. on Permafrost, Yakutsk, National Acad. of Sciences, Washington, DC, pp. 384-391.
- SAYLES, F.H. & HAINES, D. 1974. Creep of Frozen Silt and Clay. US Army CRREL, Tech.Rep. 252, 50 p.
- SCOTT, W.J. & HUNTER, J.A. 1977. Applications of Geophysical Techniques in Permafrost Regions. Can J. Earth Sci., Vol.14, pp. 117-127.
- SCOTT, W.J. & MACKAY, J.R. 1977. Reliability of Permafrost Thickness Determination by DC Resistivity Sounding. Symp. on Permafrost Geophysics, Vancouver 1976, NRCC-ACGR Tech. Memo. 119, pp. 25-38.
- SHEN MU & LADANYI, B. 1987. Modelling of Coupled Heat, Moisture and Stress Field in Freezing Soil. Cold Reg. Sci. & Technol., Vol.14, pp. 237-246.
- SMITH, N. 1978. Techniques for Using MESL in Roads and Airfields in Cold Regions. CRESC4, Anchorage, AK, pp. 560-570.
- SMITH, N. & PAZSINT, D.A. 1975. Field Test of a MESL Road Section in Central Alaska. US Army CRREL, Tech.Rep. 260, 37 p.

- SMITH, N. 1979. Construction and Performance of Membrane Encapsulated Soil Layers in Alaska. US Army CRREL, Rep.79-16, 27 p.
- SNIP 1.02.07-87. 1988. Investigations pour l'ingénierie de construction (en russe). Normes et règlements de construction; GOSSTROI, Moscou.
- SPEER, T.L., WATSON, G.H. & ROWLEY, R.K., 1973. Effects of Ground-Ice Variability Affecting Resulting Thaw Settlements on Buried Warm-Oil Pipelines. ICOP2, Yakutsk, pp. 746-752.
- TART, R.G. 1983. Cold Regions Earthwork. ASCE-TCCRE Monograph,
- TERZAGHI, K. 1952. Permafrost. J. of Boston Soc. Civil Engrs, Vol.39, No.1, pp. 1-50.
- TERZAGHI, K. & PECK, R.B. 1948. Soil Mechanics in Foundation Engineering, J. Wiley & Sons, New York.
- TREMBLAY, C. & DORÉ, G. 1988. Airport Network and Housing Construction in Northern Québec, Canada. ICOP5, Trondheim, Vol.2, pp. 1500-1506.
- TSYTOVICH, N.A. 1975. The mechanics of frozen ground. McGraw-Hill, New York, 426 p.
- TSYTOVICH, N.A., ZARETSKY, Y.K., GRIGORYEVA, V.G. & TER-MARTINOSYAN, Z.G. 1965. Consolidation of Thawing Soils. Proc. 6th ICSMFE, Montréal, Vol.1, pp. 390-394.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1965. Soils and Geology: Pavement Design for Frost Conditions. U.S. Dept. of the Army, TM 5-818-2.
- U.S.ARMY & U.S.AIR FORCE, 1966. Arctic and Subarctic Construction: Site Selection and Development (TMS5-852.2 & AFM 88-19.2).
- USSR 1969. Handbook for the Design of Bases and Foundations of Buildings and other Structures on Permafrost. (SNIP IIB.6.66), CNRC, Tech.Transl., TT-1865, 129 p.
- USSR 1973. Instructions for the Design of Bases and Foundations on Permafrost Soils Having High Ice and Salt Contents (SN 450-72), GOSSTROI, Moscow, 25 p.(en russe).
- VEILLETTE, J. 1975. Stabilization of Ground Temperatures in a Shallow Borehole. Geol.Survey Canada, Paper 75-1, Part A, pp. 427-429.
- VELLI, Y.Y. & GRISHIN, P.A. 1983. On the Functional Dependence of the Freezing Point of Soils on the Composition of Water-Soluble Salts in Interstitial Solution. CNRC, Ottawa, Tech.Transl. TT-2070, 8 p.
- VIALOV, S.S. (Ed.), 1962. The Strength and Creep of Frozen Soils and Calculations for Ice-Soil Retaining Structures. US Army CRREL, Transl. 76, Hanover, NH, 1965.
- VINSON, T.S., AHMAD, F. & RIEKE, R. 1987. Factors Important to the Development of Frost Heave Susceptibility Criteria for Coarse-Grained Soils. TRR 1089, pp. 124-131.
- VITA, C.L., ROONEY, J.W., C.L. & VINSON, T.S. 1988. Bethel Airport; CTB Pavement Performance Analysis. ICOP5, Trondheim, Vol.2, pp. 1330-1335.
- WATSON, G.H., SLUSARCHUK, W.A. & ROWLEY, R.K. 1973. Determination of Some Frozen and Thawed Properties of Permafrost Soils. RCG, Vol.10, pp 595-606.
- WEAVER, J.S. 1979. Pile Foundations in Permafrost. Ph.D. Thesis, Univ.of Alberta, Edmonton, 225 p.
- WELLMAN, J.H., CLARKE, E.S. & CONDO, A.C. 1977. Design and Construction of Synthetically Insulated Gravel Pads in the Alaskan Arctic. CRESC2, Fairbanks, AK, pp. 62-85.
- WINTERKORN, H.F. & FANG, H.Y. 1975. Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand-Reinhold, New York, 751 p.
- YOAKUM, D. 1966. A Survey of Winter Construction Practices: Earthwork, Concrete, Asphalt. US Army CRREL, Spec.Rep. 76.
- YONG, R.N. & WARKENTIN, B.P. 1975. Soil Properties and Behaviour. Elsevier, 449 p.
- ZHU, Y. & CARBEE, D.L. 1984. Uniaxial Compressive Strength of Frozen Silt under Constant Deformation Rates. Cold Reg. Sci. & Tech., 9, 1, pp. 3-15.

ANNEXE : PROBLÈMES RÉSOLUS

Chapitre 2.1

PROBLÈMES

1. Calculez la profondeur (a) du fond, et (b) de la table supérieure d'une couche de pergélisol dans une région où la température moyenne annuelle en surface du terrain $T_{ms} = -8,33^{\circ}\text{C}$, l'indice du dégel $I_{dég} = 515,6^{\circ}\text{C}\cdot\text{jours}$, la période de dégel $t_{dég} = 138$ jours et le taux d'écoulement de la chaleur géothermique $q = 0,032 \text{ W/m}^2$. Jusqu'à une profondeur de 30,5 m, le terrain est composé d'un sable avec $\rho_d = 1600 \text{ kg/m}^3$ et $w_t = 18 \%$ reposant sur un socle rocheux avec une conductivité de $1,56 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$, qui s'étend jusqu'à une profondeur dépassant 600 m.
2. Calculez le temps nécessaire pour qu'une onde de chaleur brusque ΔT_s traverse une couche de tourbe humide de 1,22 m d'épaisseur dont la conductivité est $0,35 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$, la porosité $n = 80 \%$, et le degré de saturation $S = 70 \%$.
3. En utilisant le graphique, Fig. 2-25, calculez l'épaisseur du remblai granulaire qu'il faut poser en arrière d'un mur de soutènement de béton pour empêcher que le gel pénètre dans le terrain soutenu. L'épaisseur du mur est 0,61 m, l'indice de gel, $I_{gel} = F_A = 1556^{\circ}\text{C}\cdot\text{j}$, et le remblai est un sable avec $\rho_d = 1602 \text{ kg/m}^3$ et $w_t = 12 \%$.
4. En utilisant la formule de Berggren, calculez la profondeur du gel dans une région où : $I_{gel} = 1389^{\circ}\text{C}\cdot\text{jours}$, $t_{gel} = 150$ jours, $T_{ms} = -1,11^{\circ}\text{C}$. Le sol est une argile silteuse dont la teneur en eau totale est de 23 %, la teneur en glace 19 % et la masse volumique sèche $\rho_d = 1474 \text{ kg/m}^3$.
5. Déterminez l'épaisseur de la zone dégelée (en utilisant la formule de Terzaghi) et le tassement maximum (par l'équation 1-16, chapitre 1-2, «Propriétés physiques des sols gelés») dix ans après la mise en service, en dessous du centre et du bord d'un édifice chauffé, posé sur une couche épaisse de pergélisol.

La température à la surface du sol sur tout le plan de l'édifice sera tenue constante à environ $16,1^{\circ}\text{C}$ en moyenne. L'édifice est situé dans une région où l'indice de gel est d'environ $2778^{\circ}\text{C}\cdot\text{jours}$.

Le plan de l'édifice est un rectangle de 10,7 m x 21,3 m. Dans les 18,3 m supérieurs, le pergélisol consiste en un sable ayant pour masse volumique sèche $\rho_d = 1683 \text{ kg/m}^3$ et pour teneur en glace $w_{gl} = 20 \%$. On constate en outre que ce sable, lorsqu'il est complètement tassé, possède une masse volumique sèche $\rho_{d,max} = 1763 \text{ kg/m}^3$.

6. Calculez la profondeur du dégel sept ans après la fin de la construction, en dessous du centre d'une maison chauffée de 9,14 m x 18,29 m posée sur un coussin de gravier de 2,44 m d'épaisseur, lui-même reposant directement sur le pergélisol. La température en surface du gravier sur tout le plan de la maison sera tenue à $15,6^{\circ}\text{C}$ pendant toute l'année. Le remblai de gravier a une teneur en eau $w_t = 7 \%$ et une masse volumique sèche $\rho_d = 1763 \text{ kg/m}^3$. Le pergélisol est composé d'un sable dont la porosité est $n = 46 \%$ et le degré de saturation $S = 83 \%$ (notez que $G_s = 2,65$ pour les grains de sable).
7. Il faut déterminer la profondeur de pénétration du front de dégel dans le corps d'une route composée des couches décrites dans le cinq premières colonnes du Tableau A-1. Les données climatiques sont les suivantes :

$T_{m,air}$	=	-11°C ;
Vitesse moyenne du vent	=	$7,5 \text{ m/h}$ ($n = 2$)
$I_{gel,air}$	=	$433^{\circ}\text{C}\cdot\text{jour}$
T_{gel}	=	105 jours
Pour le béton bitumineux, prenez :	c_v	= $1,88 \text{ MJ/m}^3 \text{ K}$
	k	= $1,49 \text{ W/mK}$.

SOLUTIONS

$$\begin{aligned}
 1. T_{ms} &= -8,33^\circ\text{C} & t_{dég} &= 138 \text{ j} \\
 I_{dég} &= 515,6^\circ\text{C}\cdot\text{j} \\
 q &= 0,032 \text{ w/m}^2 \\
 \text{sable} &= 0 - 30,5 \text{ m} & \rho_d &= 1600 \text{ kg/m}^3 \\
 & & w_t &= 18 \% \\
 & & k_{gelé} &= 2,60 \text{ w/m}^\circ\text{C} \text{ (sable)} \\
 & & k_{gelé} &= 1,56 \text{ w/m}^\circ\text{C} \text{ (roc)} \\
 \text{roc} &= 30,5 - 600 \text{ m}
 \end{aligned}$$

a) Fond du pergélisol

$$\begin{aligned}
 \text{sable } i_g &= q / k_{gelé} = 0,032 \text{ (W/m}^2) / 2,60 \text{ (m}^\circ\text{C/W)} = 0,0123 \text{ (}^\circ\text{C/m)} \\
 \text{roc } i_g &= 0,32 / 1,56 = 0,0205 \text{ (}^\circ\text{C/m)}
 \end{aligned}$$

température au fond du sable

$$\begin{aligned}
 T &= T_{ms} + X i_g \\
 &= -8,33^\circ\text{C} + 30,5 \text{ (m)} \cdot 0,0123 \text{ (}^\circ\text{C/m)} = -7,95^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

profondeur dans le roc

$$\Delta H_{pf} = (T_0 - T_{ms}) / i_g = [0^\circ\text{C} - (-7,95^\circ\text{C})] / 0,0205 \text{ (}^\circ\text{C/m)} = 387,8 \text{ m}$$

profondeur totale : 30,5 + 387,8 (m) = 418,3 m

b) Table supérieure

Terzaghi :

$$\Delta T_s = I_{dég} / t_{dég} = 515,6 \text{ (}^\circ\text{C}\cdot\text{j)} / 138 \text{ (j)} = 3,74^\circ\text{C}$$

Sable :

$$c_{v \text{ dég}} = 4,187 \times 1,6(0,17 + 0,18) = 2,34 \text{ (MJ/m}^3\text{C)}$$

$$k_{dég} = 1,8 \text{ (W/m K)} = 1,8 \text{ (J/ms}^\circ\text{C)}$$

$$E_L = L \rho_d w_t = 0,334 \text{ (MJ/kg)} \cdot 1600 \text{ (kg/m}^3) \cdot 0,18 = 96,2 \text{ (MJ/m}^3)$$

$$z_{dég} = \sqrt{\frac{2k_{dég}I_{dég}}{E_L + \frac{1}{2}\Delta T_s c_{v,dég}}} = 60 \sqrt{\frac{48k_{dég}I_{dég}}{E_L + \frac{1}{2}\Delta T_s c_{v,dég}}}$$

$$z_{dég} = 60 \sqrt{\frac{48 \times 1,8 \text{ (W/m}^\circ\text{C)} \times 515,6 \text{ (}^\circ\text{C}\cdot\text{j)}}{96,4 \text{ (MJ/m}^3) + \frac{1}{2} \times 3,74 \text{ (}^\circ\text{C)} \times 2,34 \text{ (MJ/m}^3\text{C)}}}$$

$$z_{dég} = 60 \sqrt{\frac{0,04455 \text{ (MJ/m)}}{(96,4 + 4,4) \text{ (MJ/m}^3)}} = 1,26 \text{ (m)}$$

Berggren :

$$\alpha = |T_{ms} - T_0| / \Delta T_{s \text{ moy}} = |-8,33^\circ\text{C} - 0^\circ\text{C}| / 3,74^\circ\text{C} = 2,23$$

$$c_{v \text{ dég}} = 2,34 \text{ (MJ/m}^3\text{C)}$$

$$c_{v \text{ gelé}} = 4,187 \times 1,6(0,17 + 0,5 \times 0,18) = 1,74 \text{ (MJ/m}^3\text{C)}$$

$$c_{v \text{ moy}} = (2,34 + 1,74) / 2 = 2,04 \text{ (MJ/m}^3\text{C)}$$

$$\begin{aligned}
 \mu &= c_{v \text{ moy}} \Delta T_{s \text{ moy}} / E_L = 2,04 \text{ (MJ/m}^3\text{C)} \times 3,74^\circ\text{C} / 96,4 \text{ (MJ/m}^3) \\
 &= 0,079
 \end{aligned}$$

On trouve dans la figure 2-15 :

$$\lambda = 0,74 \text{ ou } 0,75$$

$$k_{\text{moy}} = (2,60 + 1,80) / 2 = 2,20 \text{ (W/m}^\circ\text{C)}$$

$$z_{dég} = \lambda \sqrt{\frac{2k_{\text{moy}}I_{dég}}{E_L}}$$

$$z_{dég} = 0,74 \times 60 \sqrt{\frac{48 \times 2,20 \text{ (J/m}^\circ\text{C)} \times 515,6 \text{ (}^\circ\text{C}\cdot\text{j)}}{96,4 \text{ (MJ/m}^3)}}$$

$$z_{dég} = 1,06 \text{ m}$$

2. Temps de traversée

Tourbe

$$z = 1,22 \text{ m}$$

$$k = 0,35 \text{ (J/m}^\circ\text{Cs)}$$

$$n = 0,80; \quad S = 0,70$$

$$c_v = 4,187 [0,40(1-n)G_s + nS_r]$$

$$c_{ms} = 1674 \text{ (J/kg}^\circ\text{C)}$$

$$c_{mw} = 4187 \text{ (J/kg}^\circ\text{C)}$$

$$\rho_s = 1500 \text{ (kg/m}^3), \quad \rho_w = 1000 \text{ (kg/m}^3)$$

$$c_v = 4,187(0,40 \times 0,20 \times 1,5 + 0,80 \times 0,70) = 2,85 \text{ (MJ/m}^3\text{C)}$$

$$a = k / c_v = 0,35 \text{ (J/m}^\circ\text{Cs)} \cdot \text{(m}^3\text{C)} / 2,85 \times 10^6 \text{ (J)} = 1,22 \times 10^{-7} \text{ (m}^2/\text{s)}$$

$$t = z^2 / 12a = (1,22\text{m})^2 / 12 \times 1,22 \times 10^{-7} (\text{m}^2) = 1009986 (\text{sec})$$

$$t = 11,69 (\text{j})$$

$$t = 281 \text{ heures}$$

3. Remblai derrière un mur de soutènement

$$\text{mur} = 0,61 \text{ m}$$

$$I_{\text{gel}} = 1556^\circ\text{C j}$$

$$\text{sable } \rho_d = 1602 \text{ kg/m}^3 \quad w_t = 0,12$$

$$1,9 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 2,05 \text{ m}$$

4. Profondeur du gel Berggren

$$I_{\text{gel}} = 1389^\circ\text{C j}; \quad T_{\text{ms}} = -1,11^\circ\text{C}$$

$$t_{\text{gel}} = 150 \text{ j}$$

$$\Delta T_s = I_{\text{gel}} / t_{\text{gel}} = 1389 / 150 = 9,26^\circ\text{C}$$

$$\alpha = |T_{\text{ms}} - T_o| / \Delta T_s = |-1,11 - 0| / 9,26 = 0,120$$

$$\text{Argile silteuse: } w_t = 23\%, \quad \rho_d = 1474 \text{ kg/m}^3$$

$$w_{\text{gl}} = 19\%$$

$$k_{\text{gelé}} = 1,68$$

$$k_{\text{dégelé}} = 1,20; \quad k_{\text{moy}} = 1,44 (\text{W/m}^\circ\text{C})$$

$$c_{v \text{ gelé}} = 1,88 (\text{MJ/m}^3\text{C})$$

$$c_{v \text{ dégelé}} = 2,47 (\text{MJ/m}^3\text{C})$$

$$c_{v \text{ moy}} = 2,17 (\text{MJ/m}^3\text{C})$$

$$E_L = L \rho_d w_g = 0,334 \times 1474 \times 0,19 (\text{MJ/kg}) (\text{kg/m}^3) = 93,8 (\text{W/m}^3)$$

$$\mu = c_{v \text{ moy}} \Delta T_s / E_L = 2,17 \times 9,26 / 93,8 = 0,214$$

$$\lambda = 0,94$$

$$z_{\text{gel}} = 0,94 \times 60 \sqrt{\frac{48 \times 1,44 \times 1389}{93,8 (\text{MJ/m}^3)}} = 0,94 \times 60 \sqrt{\frac{0,094}{93,8}}$$

$$z_{\text{gel}} = \underline{1,80 \text{ m}}$$

5. Dégel selon Terzaghi et tassement

Note : Seul le sol dégelé tasse.

$$t = 10 \text{ ans} = 10 \times 365 \times 24 \times 60 \text{ a(j/a)} (\text{h/j}) (\text{m/h}) (\text{s/m})$$

$$t = 31536 \times 10^4 \text{ s}$$

$$T_s = 16,1^\circ\text{C}; \quad I_{\text{gel}} = 2778^\circ\text{C j}; \quad \Delta T_s = 16,1^\circ\text{C}$$

$$B = 10,7; \quad L = 21,3 \text{ m}$$

$$\text{sable: } \rho_d = 1683 (\text{kg/m}^3); \quad w_t = 20\%$$

$$\rho_{d \text{ max}} = 1763 (\text{kg/m}^3)$$

$$k_{\text{dég}} = 2,1 (\text{W/m}^\circ\text{C})$$

$$c_{v \text{ dég}} = 2,61 (\text{MJ/m}^3\text{C})$$

$$E_L = 0,334 \times 1683 \times 0,20 = 112,8 (\text{MJ/m}^3)$$

$$z_{\text{dég}} = \sqrt{\frac{2k_{\text{dég}} \Delta T_s t}{E_L \text{dég} + \frac{1}{2} \Delta T_s c_{v \text{ dég}}}}$$

$$= \sqrt{\frac{2 \times 2,1 \times 31536 \times 10^4 (\text{J})(^\circ\text{Cs})(\text{m}^3)}{112,8 + 0,5 \times 16,1 \times 2,61 (\text{m}^\circ\text{Cs})(\text{MJ})}} = \sqrt{\frac{21325 (\text{MJ/m})}{133,81 (\text{MJ/m}^3)}}$$

$$= 12,62 \text{ m}$$

$$L/B = 21,3 / 10,7 = 1,99 \approx 2,0; \quad B = 10,7 (\text{m}) \rightarrow k_c = 0,65$$

$$z_c = 0,65 \times 12,63 (\text{m}) = 8,2 (\text{m})$$

$$I_{\text{gel}} = 2778^\circ\text{C j}; \quad k_e = 0,80; \quad z_e = 0,80 \times 8,21 = 6,57 \text{ m}$$

Tassements :

$$\varepsilon_i = 1 - \rho_d / \rho_{d \text{ max}} = 1 - 1683 / 1763 = 0,0454$$

$$s_c = z_c \varepsilon_i = 8,21 \times 0,0454 = 0,37 \text{ m}$$

$$s_e = z_e \varepsilon_i = 6,57 \times 0,0454 = 0,30 \text{ m}$$

$$z_c = 8,2 (\text{m}), \quad s_c = 0,37 (\text{m})$$

$$z_e = 6,57 (\text{m}), \quad s_e = 0,30 (\text{m})$$

Tassement différentiel $(s_c - s_e) / 0,5B = 13\% = 1/76$

6. Dégel : $t = 7 \text{ ans} = 2.208 \times 10^8 \text{ s}$

maison : 9.14 (m) x 18.29 (m)

$$\Delta T_s = T_s - T_o = 15.6^\circ\text{C} - 0^\circ\text{C} = 15.6^\circ\text{C}$$

$$H = \underline{2.44 \text{ (m)}}$$

Propriétés des matériaux :

sol (1) gravier :

$$w_r = 7\%$$

$$\rho_d = 1763 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$k_{\text{dég}} = 1,8 \text{ (W / m}^\circ\text{C)}$$

$$E_{L1} = 0,334 \times 1763 \times 0,07 = 41,3 \text{ (MJ / m}^3\text{)}$$

$$c_{v1, \text{dég}} = 1763(711,3 + 0,07 \times 4187) = 1,77 \text{ (MJ / m}^3\text{ }^\circ\text{C)}$$

$$a_1 = k_1 / c_{v1} = 1,8 \text{ (J / m}^3\text{ }^\circ\text{C}) / 1,77 \text{ (MJ / m}^3\text{ }^\circ\text{C s)} = 1,017 \times 10^{-6} \text{ (m}^2\text{ / s)}$$

$$R_1 = x_1 / k_1 = 2,44 \text{ m} \cdot \text{m} \cdot \text{ }^\circ\text{C s} / 1,8 \text{ (J)} = 1,36 \text{ (m}^2\text{ }^\circ\text{C / W)}$$

sol (2) sable :

$$n = 46\%, \quad S = 83\%, \quad G_s = 2,65$$

$$\rho_d = G_s(1-n)\rho_w = 2,65(1-0,46)1000 \text{ (kg / m}^3\text{)} = 1431 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$w = S(\rho_w / \rho_d - 1 / G_s) = S_n \rho_w / \rho_d$$

$$w = 0,83 \times 0,46 \times 1000 / 1431 = 0,27$$

$$k_{2, \text{dég}} = 1,6 \text{ (J / sm}^\circ\text{C)}$$

$$c_{v2, \text{dég}} = 1,6 \text{ (MJ / m}^3\text{ }^\circ\text{C)}$$

$$E_{L2} = 0,334 \times 1431 \times 0,27 = 129,4 \text{ (MJ / m}^3\text{)}$$

$$Z-H = \sqrt{\frac{(k_2 R_1)^2 + 2 \Delta T_s k_2 (t-t_o)}{E_{L2}}} - k_1 R_1$$

$$k_2 R_1 = 1,6 \times 1,36 \text{ (J} \cdot \text{m}^2\text{ }^\circ\text{C)} / \text{ (sm}^\circ\text{C J)} = 2,17 \text{ (m)}; \quad (k_2 R_1)^2 = 4,70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$Z-H = \sqrt{\frac{4,70 \text{ (m}^2\text{)} + 2 \times 15,6 \text{ (}^\circ\text{C)} \text{ (m}^3\text{)} \times 1,6 \text{ (J)} \text{ (2,208} \times 10^8 \text{ (s)} - t_o)}{129,4 \times 10^6 \text{ (J} \cdot \text{sm}^\circ\text{C)}}$$

$$-2,17 \text{ (m)}$$

$$Z-H = \sqrt{4,70 + 3,858 \times 10^{-7} (2,208 \times 10^8 - t_o)} - 2,17 \text{ (m)}$$

Pour calculer la profondeur de la zone dégelée sous le remblai de gravier, (Z-H), on peut a) négliger le temps de traversée t_o , b) considérer que le gravier est dégelé, c.-à-d. le remblai est mis en place en été et que la maison est construite durant le même été, c) considérer que le gravier est gelé, c.-à-d. que le remblai a été mis en place plusieurs saisons avant la construction et l'utilisation de la maison.

a) $t_o \approx 0$

$$Z-H = \sqrt{4,70 + 85,16} - 2,17 = 7,31 \text{ m}$$

$$L/B = 2; \quad B = 9,14 \text{ m} \rightarrow k_c = 0,61$$

$$(Z-H)_c = 7,31(0,61) = 4,46 \text{ m}; \quad Z_c = \underline{6,90 \text{ (m)}}$$

b) $t_o = 0$, gravier dégelé

$$T_o = H^2 / 12a_1 = (2,44)^2 \text{ (m}^2\text{ s)} / 12 \times 1,017 \times 10^{-6} \text{ (m}^2\text{)} = 487 \text{ 900 s}$$

$$Z-H = \sqrt{4,70 + 3,858 \times 10^{-7} (2,208 \times 10^8 - 4,88 \times 10^5)} - 2,17$$

$$= \sqrt{4,70 + 85,00} - 2,17 = 7,30 \text{ m}$$

$$(Z-H)_c = 0,61(7,30) = 4,45 \text{ (m)}; \quad Z_c = \underline{6,89 \text{ (m)}}$$

c) $t_o \neq 0$, gravier gelé :

$$t_o = E_{L1} H^2 / 2k_1 \Delta T_s = 41,3(2,44)^2 \times 10^6 \text{ (J m}^2\text{ }^\circ\text{C s)} / 2 \times 1,8 \times 15,6 \text{ (m}^3\text{ }^\circ\text{C J)}$$

$$= 4,38 \times 10^6 \text{ (s)}$$

$$Z-H = \sqrt{4,70 + 3,858 \times 10^{-7} (2,208 \times 10^8 - 4,38 \times 10^6)} - 2,17$$

$$= \sqrt{4,70 + 83,47} - 2,17 = 7,22 \text{ (m)}$$

$$(Z-H)_c = 7,22(0,61) = 4,40 \text{ m}; \quad Z_c = \underline{6,84 \text{ (m)}}$$

7. Dégel d'un sol stratifié

Les données générales et la solution de ce problème sont données dans le tableau A-1 et dans la figure A-1.

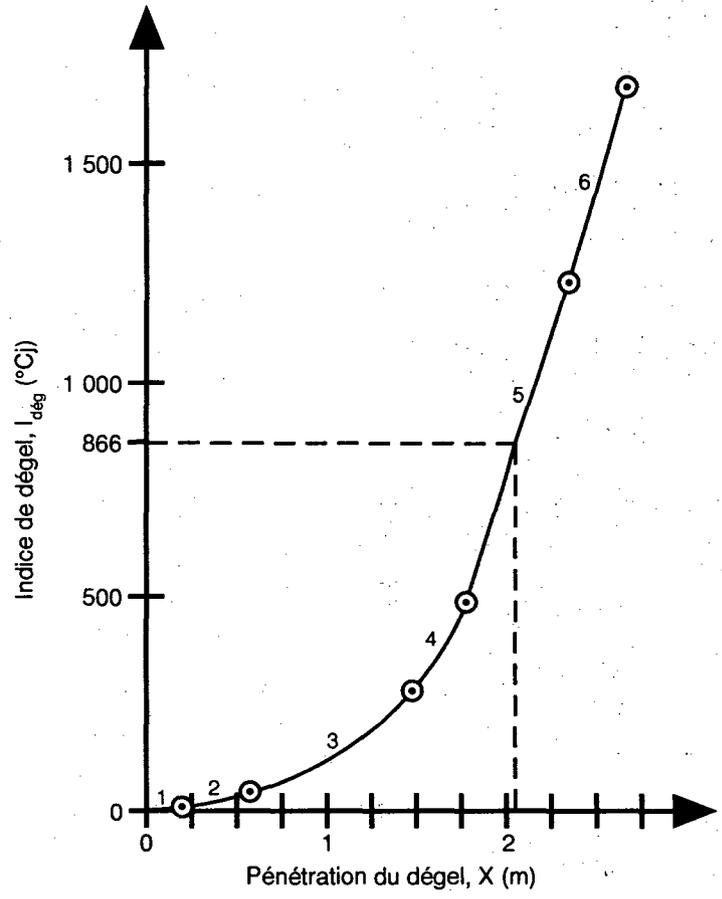
**TABLEAU A-1
EXEMPLE DE CALCUL No. 7
DÉGEL D'UN SOL STRATIFIÉ**

i	x_i (m)	Matér.	ρ_d kg/m ³	w %	k_i W/mK	c_{vi} MJ/m ³ K	E_{Li} MJ/m ³	$\sum x_i$ (m)	R_i (K/W)	$\sum R_i$	\bar{k}	$c_{vp} x_i$	$\sum c_{vp} x_i$	\bar{c}_v	$E_{Li} x_i$	$\sum E_{Li} x_i$	\bar{E}_L	\bar{c}_v / \bar{E}_L	$\bar{\mu}$	$\bar{\lambda}$	$\bar{\beta} \times 10^3$	I °Cj
1	0,12	Béton bitum.	2210	0	1,49	1,88	0	0,12	0,08	0,08	1,50	0,23	0,23	1,88	0	0	0	—	—	—	—	—
2	0,48	GW-GP	2500	2,1	3,20	1,94	17,5	0,60	0,15	0,23	2,61	0,93	1,16	1,93	8,4	8,4	14,0	0,14	1,15	0,46	1,38	53
3	0,90	GW-GP	2420	2,8	3,46	1,94	22,6	1,5	0,26	0,49	3,06	1,75	2,91	1,94	20,3	28,7	19,1	0,10	0,82	0,54	1,50	277
4	0,30	SM	2080	6,5	2,85	1,90	45,2	1,8	0,11	0,60	3,00	0,57	3,48	1,93	13,6	42,3	23,5	0,08	0,66	0,55	1,36	487
5	0,60	SM-SC	1950	4,6	1,11	1,67	30,0	2,4	0,54	1,14	2,11	1,00	4,48	1,87	18,0	60,3	25,1	0,07	0,58	0,57	1,14	1231
6	0,30	SM	1858	5,2	1,11	1,62	32,3	2,7	0,27	1,41	1,92	0,49	4,97	1,84	9,7	70	25,9	0,07	0,58	0,57	1,10	1674

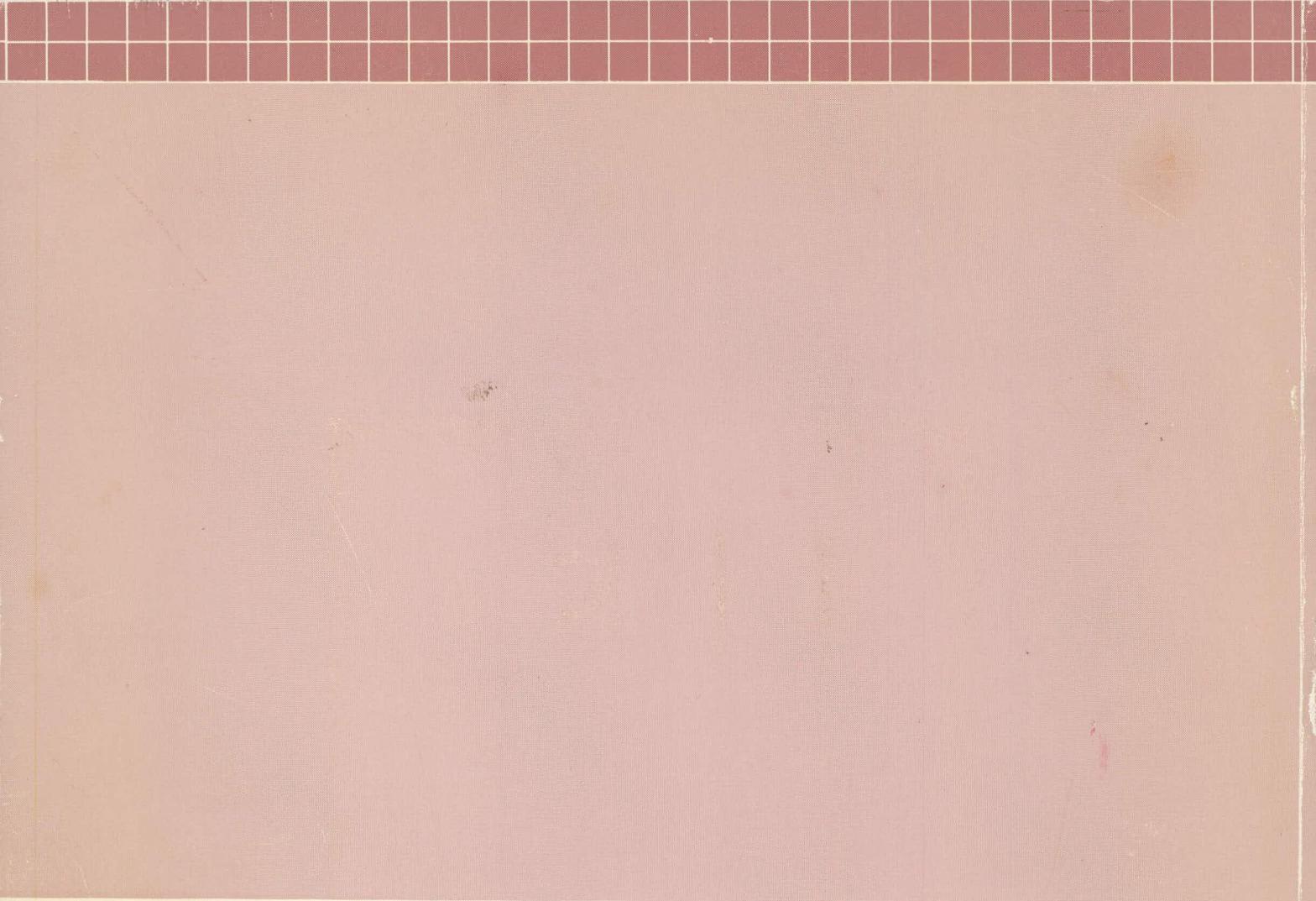
Données climatiques

$T_{\text{moy,air}} = 11^\circ\text{C}$
 $V_{\text{vent}} = 7,5 \text{ m/h}, n = 2$
 $t_{\text{dégel,air}} = 433^\circ\text{C} \cdot \text{j}$
 $t_{\text{dégel}} = 105 \text{ j}$

Exemple du calcul :
dégel d'un sol stratifié
(Problème 7)



$X_{\text{dégel}} \approx 2.10 \text{ m}$, soit environ le centre de la 5^e couche.



MINISTÈRE DES TRANSPORTS



QTR A 080 156

96-01



Gouvernement du Québec
**Ministère
des Transports**

