6E SESSION D'ETUDE

SUR

LES TECHNIQUES DE SAUTAGE

LE GEL VS LES PROPRIETES MECANIQUES DU ROC

par

Branko Ladanyi
Ecole Polytechnique

L'EFFET DU GEL SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES SOLS ET DES ROCHES RELATIVES AU SAUTAGE

par

B. Ladanyi
Directeur, Centre d'ingénierie nordique
Ecole Polytechnique de Montréal

Texte préparé pour la

Sixième session d'étude
sur les techniques de sautage

tenue à l'Université Laval
les 3 et 4 novembre 1983

EXTRAITS DES TEXTES TRAITANT LE PROBLEME DU SAUTAGE EN PERGELISOL

(1) Effet du gel sur les roches
(d'après Mellor, 1975)

Dans une roche typique, l'eau interstitielle gèle progressivement lorsque la température descend en-dessous du point de congélation de l'eau libre. Pour chaque roche il existe une relation caractéristique entre la teneur en eau non gelée et la température, qui dépend principalement de la surface spécifique des pores et des microfissures internes. Pour des roches séchées à l'air, les valeurs de la résistance et des modules de déformation n'augmentent pas beaucoup sous l'influence des basses températures. Dans les roches saturées d'eau, par contre, on constate, que ces basses températures provoquent des augmentations substantielles tant en résistance mécanique qu'en modules de déformation. Ces changements sont les plus marqués dans des roches très poreuses, qui peuvent se transformer, à partir des matériaux faibles et compressibles, en roches très résistantes (semblables à un granite non gelé) et peu compressibles. Même un granite sain, avec une porosité de moins que 1%, augmente sa résistance d'environ 30% lorsque l'eau dans ses pores gèle.

Ces variations dues au gel, ont des effets considérables sur l'efficacité du sautage.

(2) Propriétés pertinentes au sautage des sols gelés et de la glace massive
(d'après Mellor, 1975)

Sous une sollicitation lente, la glace et les sols gelés de granulométrie fine, sont beaucoup plus ductiles que les roches ordinaires. Cependant, à des taux de chargement élevés, ces matériaux subissent une déformation élastique et montrent une rupture fragile, ce qui fait que leur réponse aux explosifs ne diffère pas beaucoup de celle des roches

communes. Toutefois, en termes quantitatifs, le comportement de la glace est considérablement différent de celui des roches communes: elle ne se brise pas si facilement, malgré sa basse résistance et sa faible densité.

La glace est beaucoup plus faible qu'une roche dure typique. Sa résistance uniaxiale est d'un ordre de grandeur plus basse que les valeurs typiques pour une roche saine, et ne dépasse pas environ 5% de la résistance d'un granite compétent. Le module de Young dynamique de la glace est environ 20% de celui d'un granite ou d'une roche sédimentaire, et sa masse volumique est environ 1/3 de celle des roches typiques. Cependant, bien que sa résistance à la traction soit plus faible que les valeurs représentatives pour des roches sédimentaires relativement faibles, et ne dépasse pas environ 15% de la résistance à la traction d'un bon granite, la glace manifeste un rapport élevé entre ses résistances en traction et en compression.

Le rapport entre les résistances en compression et en traction pour la glace est habituellement plus faible que 5, et descend même jusqu'à 3, tandis que pour des roches communes, ce rapport dépasse 8 presque toujours, et il est habituellement plus grand que 10. Ce rapport a été utilisé dans le passé pour définir un "coefficient de sautabilité", impliquant que la glace a une basse "sautabilité".

Pour le sautage en cratère ("crater blasting") dans les roches ordinaires, le rendement ("explosive yield")(égal au volume ou à la masse de la roche brisée par poids unitaire de l'explosif), montre une bonne corrélation avec la résistance en compression uniaxiale de la roche. Cette procédure, qui correspond à la pratique bien établie pour normaliser "l'énergie spécifique du processus" par rapport à la résistance en compression, ne s'applique pas du tout sur les données de sautage en cratère pour la glace.

Dans le sautage expérimental en banc ("bench blasting"), on a trouvé pour la glace à peu près les mêmes valeurs du rendement et du facteur de chargement que lors d'un tel sautage dans les roches dures ordinaires.

Dans le sautage bien couplé en cratère ou en banc, la résistance

extraordinairement élevée de la glace à la sollicitation explosive est probablement causée par sa forte compressibilité sous une pression extrême, qui semble résulter dans une forte atténuation à des longues distances de la charge. En sautage découplé, il se peut que le mode de rupture de la glace joue le rôle prépondérant.

Les sols gelés ont des similitudes texturales avec certaines roches. Par exemple, les silts et les sables cimentés de glace ressemblent au grès silteux et sableux, respectivement, tandis qu'un gravier gelé est semblable à un conglomérat ou béton. En présence des taux de chargement élevés et des basses températures, la résistance en compression des sols gelés est comparable à celle des faibles roches sédimentaires, et leurs modules de déformation ne diffèrent pas beaucoup de ceux pour des roches denses.

Bien que les critères de rupture pour les sols gelés n'aient pas encore été examinés systématiquement, il y a des indications que le rapport entre les résistances uniaxiales en compression et en traction soit bien en-dessous de celui pour des roches typiques, et ne diffère pas beaucoup de celui de la glace même.

Les essais de sautage de cratère dans le silt et le gravier gelés, montrent que les rendements explosifs se situent dans l'intervalle typique pour des roches communes. Les sautages en profondeur optimale donnent 25 à 50 pi^3/lb en silt gelé, et 15 à 30 pi^3/lb dans un mélange du gravier avec du silt. En d'autres termes, la basse résistance mécanique d'un sol gelé ne résulte pas nécessairement dans un sautage facile.

(3) Sautage dans le pergélisol
(d'après Johnston, 1981)

La consommation de l'explosif dans un matériau gelé est très considérable (Bauer, et al., 1965). Elle se situe entre 0.3 kg/tonne et monte même jusqu'à 0.5 kg/tonne, lorsque la teneur en glace croît. Pour des teneurs en glace dépassant 10% du poids sec, la glace absorbe une grande proportion de l'énergie produite par le sautage (Ives 1962). Vu que ceci

réduit fortement l'efficacité du sautage, une recherche systématique fut entamée par l'industrie minière il y a plusieurs années.

En fonction de leur degré de saturation en eau, les sols gelés possèdent quelques caractéristiques importantes qui affectent l'efficacité du sautage. Celles-ci sont d'abord liées à l'augmentation de la résistance au cisaillement causée par leur cimentation en glace, ainsi que par l'élimination de l'eau interstitielle, qui normalement conduit à l'augmentation des pressions dans les pores lors du sautage.

Pour un matériau gelé quelconque, la pratique courante consiste en performance des essais de forage et de sautage à chaque site, afin de déterminer les valeurs optimales pour le type et la quantité d'explosif, ainsi que la profondeur et l'espacement des trous. A partir d'une étude de toutes les données disponibles, Morgenstern et al. (1978) ont conclu qu'il est possible de prévoir les dimensions du cratère dans un sol gelé avec la même précision que dans un sol non gelé. Le fait que le sol était gelé ou non ne faisait que peu de différence pour la relation entre le poids de la charge et les dimensions optimales du cratère. Les profondeurs d'enterrement normalisées pour les sols gelés variaient de 1.5 à 2.0, sans relation apparente avec la vélocité de détonation, le type de sol et la teneur en glace. La glace seule se comporte différemment, ayant une valeur d'environ 1.0 pour la profondeur d'enterrement normalisée. Les dimensions du cratère étaient plus affectées par la variation en type du sol que par celle de l'explosif. En général, les faibles vélocités de détonation tendent à produire des cratères plus grands, et en plus, les cratères obtenus dans les sols gelés à granulométrie fine, sont plus grands, pour un poids de charge donné. A partir des données de cette étude, il n'était pas possible de quantifier les effets sur les cratères des facteurs tels que la pratique de rembourrage, l'emballage de l'explosif et la forme de la charge.

Résistance à la traction en fonction de la température pour trois types de roche, respectivement séchées à l'air et saturées d'eau (Mellor, 1973

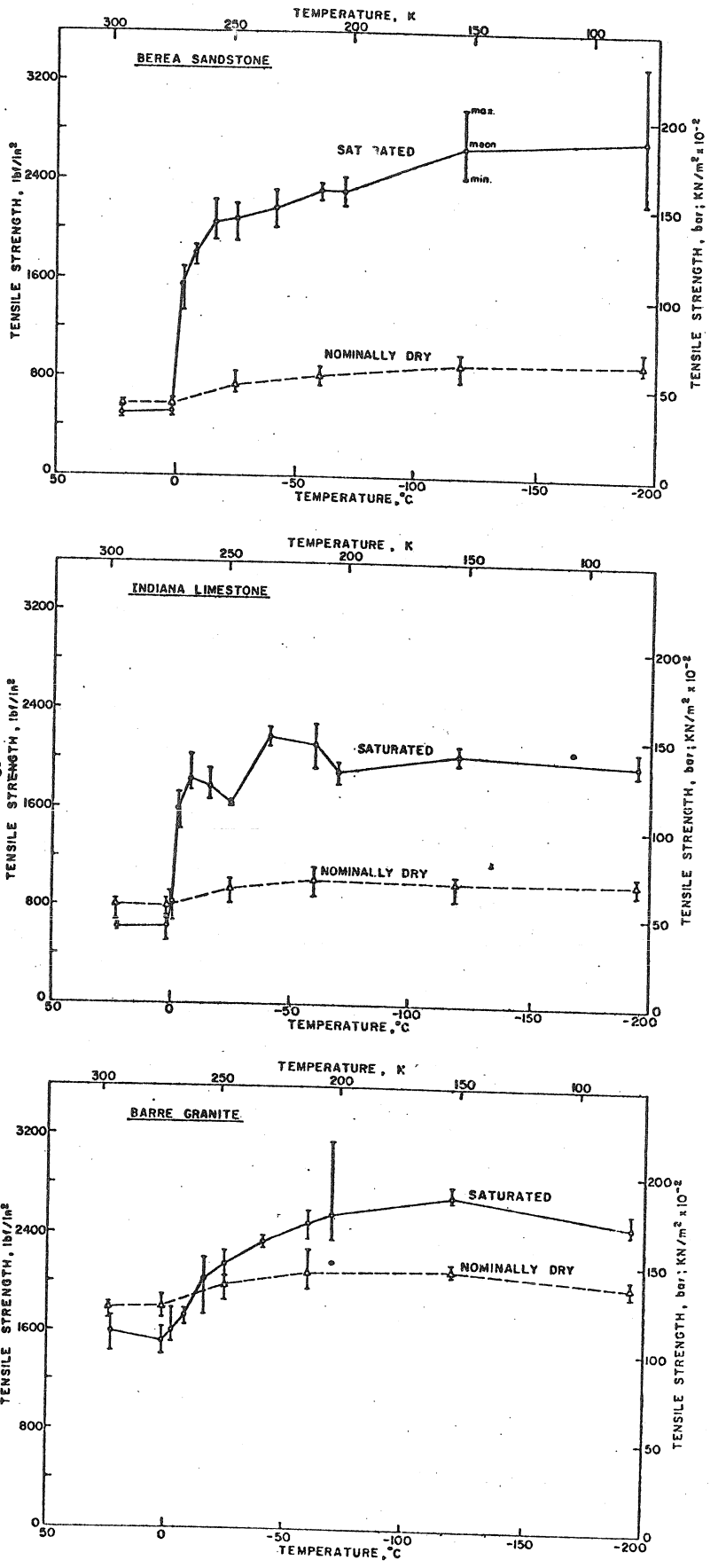

FIGURE 5 Tensile strength as a function of temperature for three types of rock in air-dry and water-saturated conditions.

Résistance en compression uniaxiale en fonction de la température pour trois types de roche, respectivement séchées à l'air et saturées d'eau (Mellor, 1973)

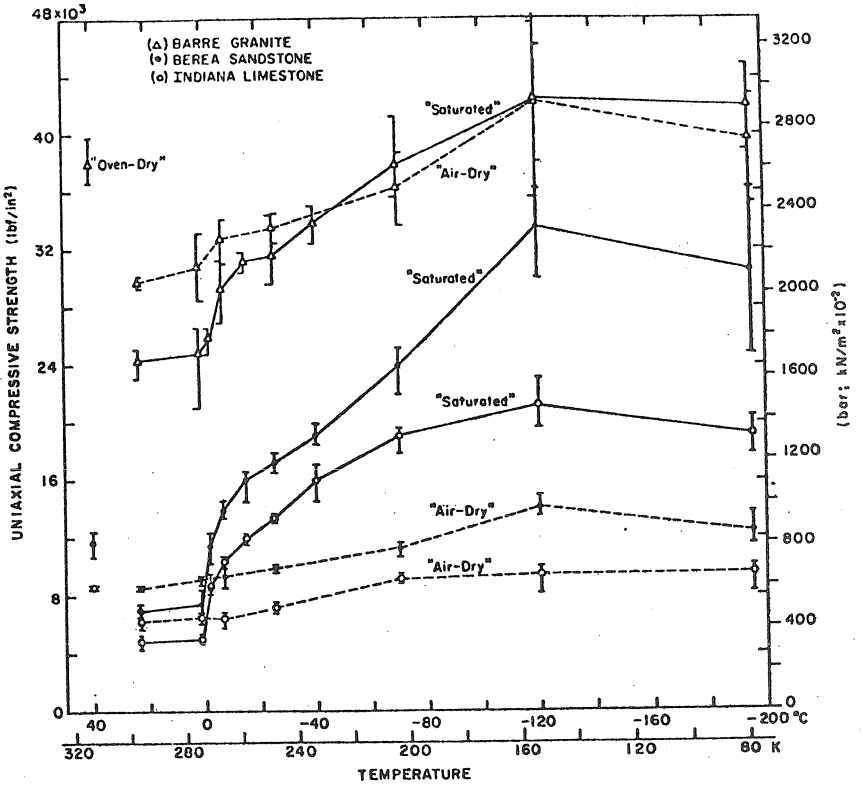

FIGURE 4 Uniaxial compressive strength as a function of temperature for three types of rock in air-dry and water-saturated conditions.

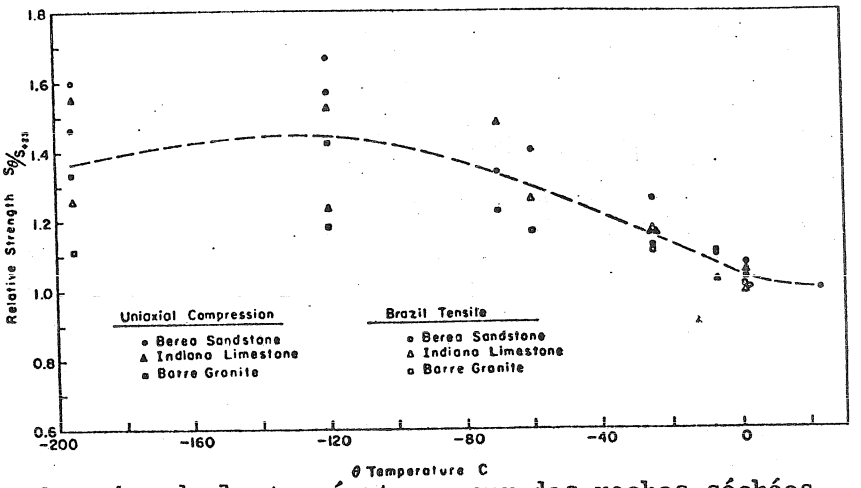

FIGURE 6 Relative strength as a function of temperature for air-dry rocks. Strength is normalized with respect to the strength at 23 °C.

La résistance relative en fonction de la température pour des roches séchées a l'air. La résistance est normalisée par rapport à celle à 23°C. (Mellor, 1973)

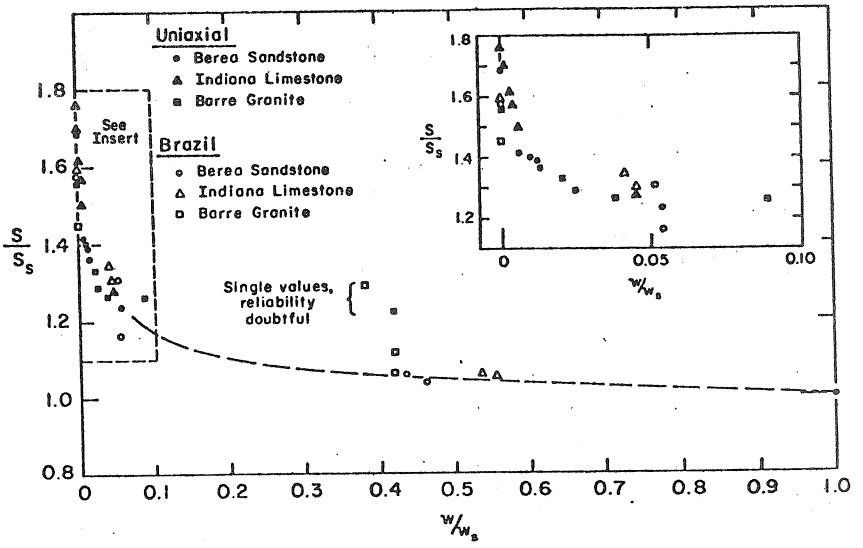

FIGURE 7 Relative strength as a function of water content at 23 °C. Strength is normalized with respect to strength for saturation water content, while water content is normalized with respect to saturation water content.

la résistance relative en fonction de la teneur en eau à 23°C. La résistance et la teneur en eau sont normalisées par rapport à leur valeurs pour une saturation totale. (Mellor, 1973)

BIBLIOGRAPHIE: SAUTAGE DANS LE PERGELISOL

Aiken, G.E. 1972 - Mining in the North. Preprint, AIME Annual Meeting, San Fracisco, 1972.

Bauer, A., Calder, P.N., Maclachlan, R.R. and Halupka, M. 1973 - Cratering and ditching with explosives in frozen soils. Canada, Defense Research Board, Report DREV R-699/73, 123 p.

Bauer, A., Harris, G.R., Lang, L., Prezioni, P. and Selleck, D.J. 1965 - How 10c puts crater research to work. Engineering and Mining, Vol. 166, No. 9, pp. 117-121.

Bertsov, V.G., Davydov, S.A. & Korenistov, A.V. 1980 - Blastability of rocks under permafrost conditions. Hydrotech. Constr., No. 3, Mars 1980 (Plenum Publ. Corp.), pp. 252-255.

Dick, R.A. 1970 - Effects of type of cut, delay and explosive on underground blasting in frozen gravel. U.S. Bureau of Mines, R.I. 7356, 17 p.

Dubnie, A. 1972 - Northern mining problems with particular reference to unit operations in permafrost. Tech. Bull. No. 148, Centre de rech. minière, EMR, Ottawa, 20 p.

Garg, O.P. 1973 - In situ physicomechanical properties of permafrost using geophysical techniques. C.R. 2ème Conf. Int. sur le Pergélisol, Yakutsk, URSS, Vol. N.A., pp. 508-517.

Garg, O.P. 1976 - Applications of geophysical techniques in permafrost studies for subarctic mining operations. C.R. Symp. sur la géophysique du pergélisol, Vancouver, ACGR-NRCC, Tech. Memo 119, p. 60.

Garg, O.P., 1982 - Recently developed blasting techniques in frozen iron ore at Schefferville, Québec. C.R. 4ème Conf. Canad. sur le Pergélisol, Calgary, pp. 586-591.

GOOSTROI, URRS, 1972 - Guide for the application of drilling and blasting method of loosening frozen and perennially frozen ground and moraines. CNRC, Traduction Technique TT-1877, (1976), 27 p.

Ives, J.D. 1962 - Iron mining in permafrost. Geographical Bull. No. 17, pp. 66-77.

King, M.S. & Garg, O.P. 1978 - Interpretation of seismic and resistivity measurements in permafrost in Northern Quebec. C.R., Symp. sur la Géophysique du pergélisol, Calgary, ACGR-NRCC, Tech. Memo. 128, p. 50.

King, M.S. & Garg, O.R. 1982 - Compressive strengths and dynamic elastic properties of frozen and unfrozen iron ore from Northern Quebec. C.R. 4ème Conf. Canad. sur le Pergélisol, Calgary, pp. 374-381.

Lang, L.C. 1966 - Blasting frozen iron ore at Knob Lake. Can. Mining J., Vol. 87, No. 8, pp. 3-7.

Lang, L.C. 1976 - New permafrost blasting method developed at Asbestos Hill. Can. Mining J., Vol. 97, No. 3, pp. 3-8.

Livingston, C.W. 1956 - Excavations in frozen ground. Part I, explosion tests in Keweenaw silt. U.S. Army, CRREL (SIPRE) Tech. Rpt. TR 30, 97 p.

Livingston, C.W. 1960 - Fundamentals of Arctic blasting. ASCE, J. Const. Div., Vol. 86, No. CO1, pp. 1-9.

Livingston, C.W. and Murphy, G. 1959 - Excavations in frozen gound. Part II, explosion tests in frozen glacial till, Ft. Churchill. U.S. Army, CRREL (SIPRE), Tech. Rpt. TR 30, 19 p.

Mellor, M. 1971 - Strength and deformability of rocks at low temperatures. U.S. Army C.R.R.E.L., Res. Rep. 294.

Mellor, M. 1973 - Mechanical properties of rocks at low temperatures. C.R. 2ème Conf. Int. sur le Pergélisol, Yakutsk, URSS, Vol. N.A., p. 334-344.

Mellor, M. 1975 - Controlled perimeter blasting in cold regions. U.S. Army C.R.R.E.L., Tech. Rep. 267, 28 p.

Morgenstern, N.R., Thompson, S. & Mageau, D. 1978 - Explosive cratering in permafrost: state of the art. Dept of Nat. Defence, Canada, DRE Suffield, Ralston, Alta, 420 p.

Simpson, J.K. & Jarrett, P.M. 1983 - Explosive excavation of frozen soils. C.R. 4ème Conf. Int. sur le Pergélisol, Fairbanks, Alaska.

Smith, N. 1980 - High explosive cratering in frozen and unfrozen soils in Alaska. U.S. Army C.R.R.E.L., Rep. 80-9, 26 p.

PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES SOLS GELÉS
(D'après Ladanyi, 1982)

Introduction

Du point de vue de la science de matériaux, le sol gelé est un matériau composite naturel, composé de quatre composantes: 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 un 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.

Tel que 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 des 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. A une teneur en glace très élevée, un sol gelé se comporte presque comme la glace polycristalline. A 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 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 brisent 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, résulte dans une réduction de la résistance au cisaillement (ramolliseement). 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 ramolissement, le taux de fluage ralentit. Cependant, si le ramollissement excède le renforcement, le taux de fluage 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 une certaine période de temps. Ces phénomènes résultent dans un comportement typique sous charge des sols gelés et des éléments de fondation qui y reposent, tel que montré schématiquement à la Fig. 1 (a).

2.2.2 Classements des sols gelés d'après leur composition

Tel que 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 dépend de la fraction relative de chacune de ses composantes. Cependant, même si l'on ne considère que ses deux composantes les plus importantes, notamment les grains solides

et la glace, on peut imaginer tout une gamme continue de ses caractéristiques lorsque 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, notamment:

(1) Glace sale, définie comme la glace avec une faible concentration de grains solides, dont la masse volumique totale varie de 0.9 à 1.0 Mg/m^3;

(2) Glace très sale, avec 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/m^3.

(3) Sol gelé à forte teneur en glace, est un sol gelé dans lequel la glace est distribuée d'une manière hétérogène, faisant un réseau macroscopique des 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/m^3.

On peut y ajouter finalement:

(5) Sol gelé nonsaturé, 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 en effet 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 ce Code, il n'y a effectivement que deux types de sols gelés, notamment, les sols gelés durcs et les sols gelés plastiques. Les premiers sont bien cimentés de glace et plus froides que les derniers, qui contiennent normalement des quantités considérables d'eau non-gelée. La borne entre ces deux classes est définie en termes d'une température limite qui varie avec le type du sol. (-0.3°C pour des sables silteux, -0.6°C pour des

Fluage d'un sol gelé (Ladanyi, 1972)

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 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 σ_3 = const) dans lesquels la contrainte est brusquement appliquée et ensuite tenue constante pour une certaine période de temps, résulte en une famille de courbes de fluage ayant l'allure semblable à celle à la Fig. 1 (a) . On y voit habituellement trois phases bien distinctes:

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

(2) Phase secondaire ou stationnaire avec un taux de fluage constant qui représente également le taux de fluage minimum, et

(3) Phase tertiaire, caractérisée par la vitesse de fluage croissante qui mène normalement vers la rupture générale (Fig. 1 (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 jusqu'à une certaine mesure, de la forme de l'échantillon et des conditions aux limites.

Pour des 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, produisant la rupture de l'échantillon dans la période de quelques minutes, est habituellement appelée "la résistance à court terme" du matériau.

On appelle "la résistance à long terme" la contrainte pour laquelle le taux de fluage décélère à zéro après une certaine période de temps. Dans

les sols gelés à haute teneur en glace ceci n'arrive que lorsqu'ils sont soumis à une compression confinée. 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 tel que montré schématiquement au quadrant (a) de la Fig. 2 . 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 = 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. A l'exception de la courbe instantanée (t = 0), ces courbes, liant 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. 2 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.

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, tel que montré au quadrant (a)) et les contraintes de "rupture"

sont ensuite portées en fonction des temps de rupture, tel que 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 quelle 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 Fig. 2 peut être obtenue pour chaque combinaison de ces deux paramètres. A cause de ce comportement rhéologique complexe des sols gelés, il faut utiliser des méthodes spéciales pour traiter l'information expérimentale, de manière à pouvoir mettre ces renseignements dans une forme analytique convenable pour la conception des ouvrages. Une telle méthode est décrite dans la suite.

Traitement des données (Ladanyi, 1972; Andersland et al.,1978)

A. 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

$$\varepsilon = \varepsilon_{inst} + \varepsilon_{fluage} \qquad (1)$$

où ε_{inst} englobe toutes les déformations instantanées tant réversibles qu'irréversibles (plastiques), tandis que ε_{fluage} comprend toutes les déformations différées, notamment le fluage 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)

$$\varepsilon = \varepsilon_{pi} + \dot{\varepsilon}_{fl}\, t \qquad (2)$$

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

A partir d'une série d'essais de fluage sur des échantillons identiques, tels que Fig. 2 (a), il est possible d'établir des relations empiriques liant respectivement ε_{pi} et $\dot{\varepsilon}_{fl}$ avec la contrainte σ et la température T, notamment:

$$\varepsilon_{pi} = F(\sigma, T)$$
$$\dot{\varepsilon}_{fl} = G(\sigma, T) \qquad (3)$$

où σ peut aussi être une fonction du temps. On peut alors écrire Eq. (2) ainsi:

$$\varepsilon = F(\sigma, T) + \int_0^t G(\sigma, T)dt \qquad (4)$$

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

$$F(\sigma,T) = \varepsilon_k (\sigma/\sigma_k)^k \qquad (5)$$

et
$$G(\sigma, T) = \dot{\varepsilon}_c (\sigma/\sigma_c)^n \qquad (6)$$

où ε_k, σ_k et $\dot{\varepsilon}_c$, 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. 3) dans le même diagramme. Il est évident que tous ces paramètres expérimentaux varient avec la température et la pression normale, tel qu'on le verra dans la suite.

Figure 4 (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 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. 4 b) habituellement des lignes droites, d'où les paramètres de fluage secondaire: n, $\sigma_c(\dot{\varepsilon}_c)$ peuvent aussi être déterminés.

B. Fluage primaire

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

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{fl} \qquad (7)$$

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

$$\varepsilon_{fl} = f(\sigma, t, T) \qquad (8)$$

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

$$\varepsilon_{fl} = f_1(\sigma) \cdot f_2(t) \cdot f_3(T) \qquad (9)$$

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

$$\varepsilon_{e,fl} = (\sigma_e/\sigma_{c\theta})^n \ (\dot{\varepsilon}_c \, t/b)^b \qquad (10)$$

où l'indice "e" indique la contrainte et la déformation "équivalentes", telles que définies par von Mises

$$\sigma_e^2 = \tfrac{1}{2}\left[(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\right] \qquad (11)$$

$$\varepsilon_e^2 = \frac{2}{9}\left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2\right] \quad (12)$$

lesquelles, pour une symétrie cylindrique

et $\nu = 0.5$ se réduisent à

$$\sigma_e = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (13)$$

$$\varepsilon_e = \varepsilon_1$$

tandis que, pour la déformation plane

et $\nu = 0.5$, elles deviennent

$$\sigma_e = \frac{\sqrt{3}}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (14)$$

$$\varepsilon_e = \frac{2}{\sqrt{3}}\varepsilon_1$$

Pour le cisaillement simple, tel qu'il a lieu au contact avec le fût d'un pieu, il faut substituer dans Eq. (14):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2\tau \quad (15)$$

$$\varepsilon_1 = \gamma/2$$

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 5 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).

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

$$\sigma_{c\theta} = \sigma_{co}\,(1 + \theta/\theta_c)^{\omega} \quad (16)$$

où $\theta_c = 1^{\circ}C$, $\omega \leq 1$ est l'exposant de température, tandis que σ_{co} est la valeur de $\sigma_{c\theta}$ extrapolée en arrière jusqu'à 0°C (Fig. 6 a). Si $\omega = 1$, θ_c prend la valeur d'intersection à l'abscisse, θ_o (Fig. 6 b).

Résistance différée d'un sol gelé

L'expérience expérimentale montre que, pour une série d'essais de fluage dans des conditions contrôlées, le passage ou fluage tertiaire arrive à peu près à la même déformation permanente, quelle que soit la contrainte appliquée (Fig. 1 a). En outre, on constate que cette déformation de "rupture en fluage", correspond très bien à celle associée avec les sommets des courbes contraintes-déformations dans des essais de compression à taux de déformation constant.

Si l'on utilise la formulation "fluage secondaire", et si l'on introduit la déformation de rupture en compression, ε_{lr} dans Eq. (2) 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):

$$t_r = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_k\,(\sigma/\sigma_k)^k}{\dot{\varepsilon}_c\,(\sigma/\sigma_c)^n} \quad (17)$$

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,

$$t_r \approx \varepsilon_r/[\dot{\varepsilon}_c(\sigma/\sigma_c)^n] \quad (18)$$

d'où la résistance différée peut être exprimée par

$$\sigma_r = \sigma_c \, (\dot{\varepsilon}_r/\dot{\varepsilon}_c)^{1/n} \qquad (19)$$

où $\dot{\varepsilon}_r = \varepsilon_r/t_r$ (20)

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 leurs valeurs équivalentes, Eqs. (11) et (12).

Lorsque la formulation "fluage primaire" est utilisée, la résistance différée s'exprime directement à partir de l'Eq. (10), notamment:

$$\sigma_{er} = \sigma_{c\theta} \, \varepsilon_{cr}^{1/n} \, (b/\dot{\varepsilon}_c t)^{b/n} \qquad (21)$$

qui, pour b = 1, se réduit à l'Eq. (19).

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

Cet effet peut s'exprimer, pour une compression triaxiale, de deux façons différentes:

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

Fluage:

$$\varepsilon_{1,fl} = [(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_{c\theta}]^n \, (\dot{\varepsilon}_c t/b)^b \qquad (22)$$

Résistance:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = \sigma_{c\theta} (\varepsilon_{1r})^{1/n} (b/t_r \dot{\varepsilon}_c)^{b/n} \qquad (23)$$

où $\sigma_{c\theta} = \sigma_{cu\theta} + \sigma_3 \, (f_c - 1)$ (24)

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

$$f_c = \frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \qquad (25)$$

est le coefficient de butée, correspondant à la pente de la droite de Coulomb lorsque $\dot{\varepsilon}_1 = \dot{\varepsilon}_c$ (Fig. 7 a).

(b) Pour un sol gelé à granulométrie fine et relativement chaud qui contient des 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:

$$\varepsilon_{1,fl} = [(\sigma_1 - f \, \sigma_3)/\sigma_{cu\theta}]^n \, (\dot{\varepsilon}_c t/b)^b \qquad (26)$$

Pour la résistance:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = q_{u,fl} + \sigma_3 \, (f - 1) \qquad (27)$$

où $q_{u,fl} = \sigma_{cu\theta} (\varepsilon_{1r})^{1/n} (b/t_r \dot{\varepsilon}_c)^{b/n}$ (28)

et

$$f = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \equiv N_\phi \qquad (29)$$

est le coefficient de butée correspondant à un angle ϕ qui ne dépend pas de la vitesse de déformation (Fig. 7 b).

Figure (8) montre schématiquement la variation de la résistance différée d'un sol gelé d'après l'Eq. (27). On y voit que selon ce modèle

de comportement, la résistance à long terme est fournie par la partie frictionnelle de la résistance totale.

Choix de la résistance de conception

Lorsqu'on veut résoudre un problème pratique de la conception des fondations ou des ancrages en 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.

Figure 9 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.

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'.

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 Eqs. (23) ou (27) ci-dessus, en y substituant $t = 2\ t_{service}$.

Quelques données pratiques sur la résistance des sols gelés

(1) Effet de la teneur en glace

Tel qu'on a mentionné auparavant, la résistance d'un sol gelé varie avec sa teneur en glace. Ceci est bien visible dans la Fig. (10) qui montre comment la résistance en compression confinée d'un sable gelé varie avec sa teneur en glace, w_g. A l'origine ($w_g = 0$), le sable est sec et sa résistance non-confinée est nulle. A 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.

(2) Effet de la vitesse de déformation

Figure 11 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. 12). 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.

Figure 13 montre que les courbes rhéologiques pour un sable gelé ont aussi deux domaines distincts avec une coude à environ $10^{-5} sec^{-1}$. Pour des vitesses plus élevées que celle-ci, l'exposant $n \geq 10$, tandis qu'en bas de cette vitesse, n tend vers des valeurs entre 5 et 3.

Figure 14 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, $n_{dyn} > n_{stat}$).

(3) Effet de la pression normale

Figure 15 (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, et le deuxième, à beaucoup plus forte déformation, la rupture par cisaillement du sable. En portant ces résultats dans un diagramme de Mohr, (Fig. 15 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 .

(4) Effet de la température

Figure 16 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, le sol devient de plus en plus fragile. On voit cette même tendance dans la Fig. 17 , valable pour une température constante de -9.4°C.

Figures 18 (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 Eq. (16).

On trouve le même type de courbes aussi dans la Fig. 19 (a) et (b), respectivement pour un silt et une argile gelée.

(5) Paramètres de fluage obtenus pour quelques sols gelés typiques

Etant 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 dans la suite quelques résultats cités dans la littérature. Pour les besoins du présent rapport, nous avons exprimé ces résultats sous la forme de l'équation de fluage primaire Eq. (10) ou $\sigma_{c\theta}$ est exprimé par Eq. (16). Les paramètres de fluage qui interviennent dans ces équations sont: les exposants b, n et ω, et la contrainte de référence σ_{co}, qui correspond à $\theta = 0$ et au taux de déformation de référence, $\dot{\varepsilon}_c = 10^{-5} h^{-1}$. ($\theta_c = 1°C$ toujours) Les valeurs de ces paramètres sont données dans le tableau suivant:

Tableau 1

Sol	Référence	b	n	ω	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 ($10^{-8} < \dot{\varepsilon} < 10^{-4} h^{-1}$)	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	"	0.63	2.63	1.00	0.16	
Sable silteux de Karlsruhe	Meissner & Eckardt,1976	0.40	2.00	1.00	0.30	
(4) Sol très riche en glace ou la glace polycrystalline ($\theta \leq 1°C$; taux de déf.: 10^{-7} à 10^{-2} h^{-1})	Morgenstern et al.,1980	1.00	3.00	0.37	0.103	long terme

17

Tableau 2

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	2.06-2.15
Silt de Hanover	2	18	-	-	2.74	99.5	0.923	1.42	1.86
Silt riche en glace[2]	20	6	33-60	25-50	?	100			1.2-1.45
Limon Callovien[3]	2	10	?	?	2.70		0.64--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

2.2.9 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 Fig. 20 , pour les températures variant de 0 à -10°C. Ces valeurs ont été obtenues par des essais de compression 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 (Tsytovich, 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%

Il faut noter que toutes ces valeurs à la Fig. 20 sont des valeurs statiques du module de Young, tandis que les valeurs dynamiques sont plus élevées. Par exemple, pour le silt d'Hanover, Vinson et al.(1977) ont obtenu les valeurs de E_{dyn} entre 0.7 et 24 GPa, lorsque la température variait entre -1°C et -10°C, et la fréquence de la charge cyclique entre 0.05 et 10 cycles par seconde.

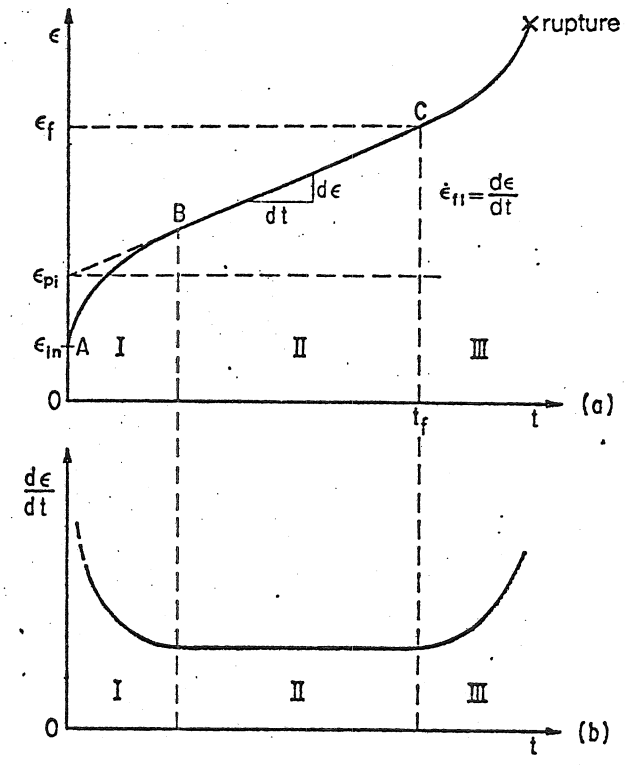

Fig. 1 - Déformation et taux de déformation dans un essai de fluage à contrainte constante.

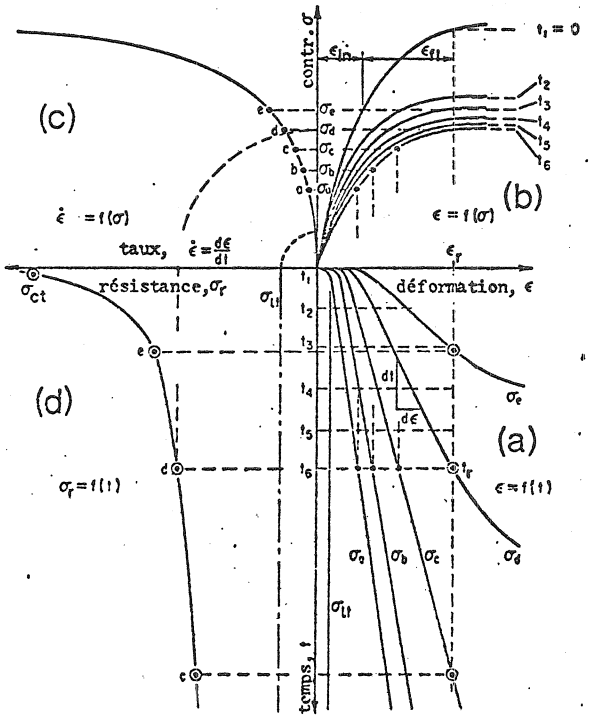

Fig. 2 - Résultats typiques d'une série d'essais de fluage en compression, effectués à une température et une pression de confinement constantes. (Ladanyi, 1972)

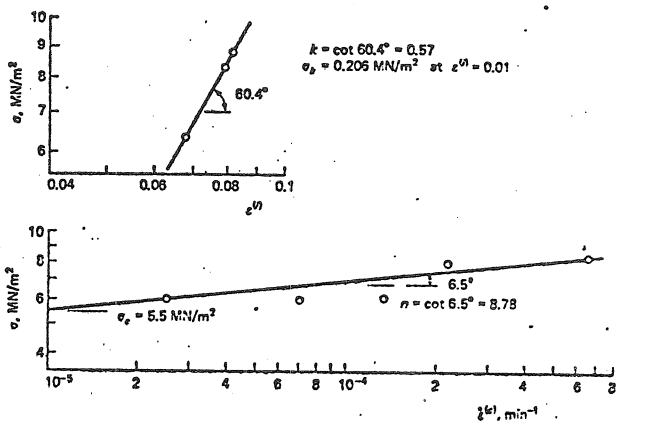

Fig. 3 - Détermination des paramètres de déformation pseudo-instantanée et de fluage à partir des essais de fluage à contrainte constante (d'après Ladanyi, 1972; et Andersland et al. 1975)

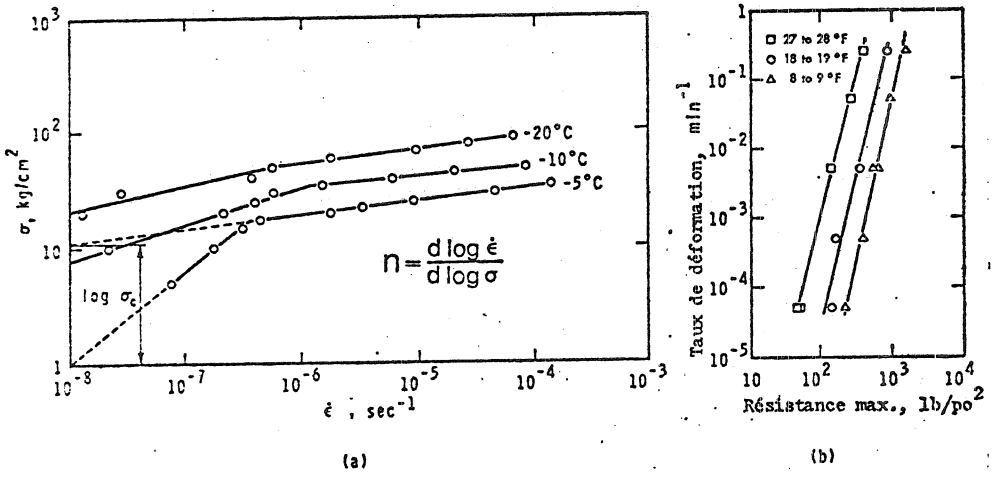

Fig. 4 - Courbes rhéologiques typiques des sols gelés en compression non confinée (a) à partir des essais de fluage à charge constante, pour un sable silteux (Vyalov, 1962), (b) à partir des essais à taux de déformation constant, pour un sable fin (Perkins & Ruedrich, 1973).

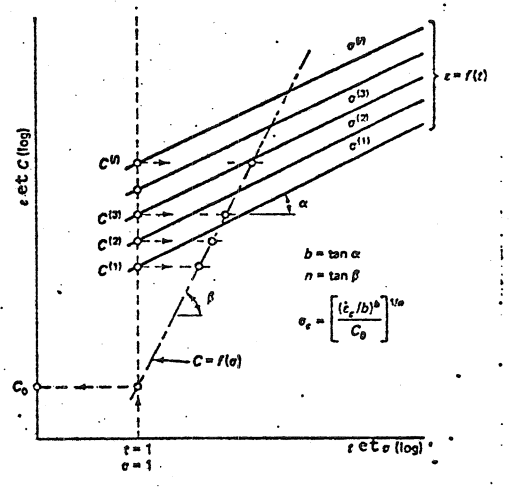

Fig. 5 - Détermination des paramètres de fluage primaire à partir des essais de fluage à contrainte constante (Andersland et al., 1978).

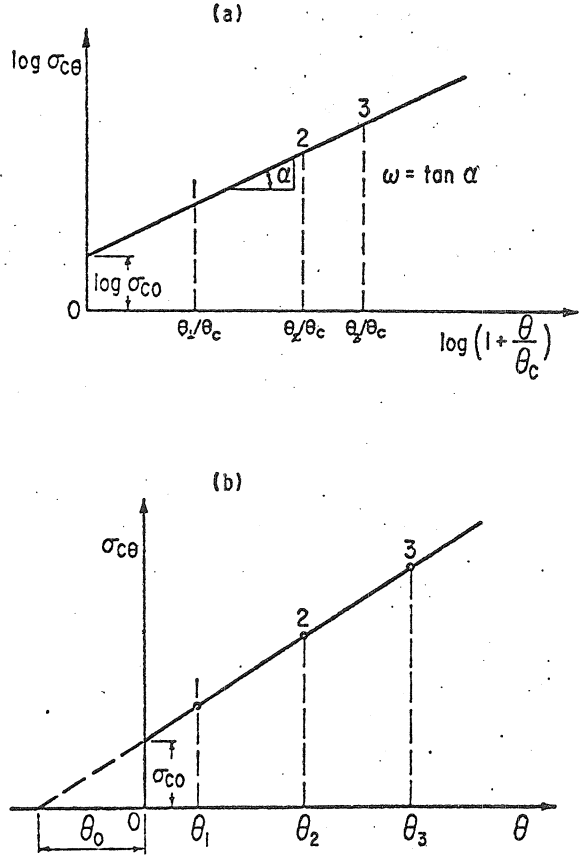

Fig. 6 - Détermination des paramètres pour l'effet de la température sur le fluage (Ladanyi, 1972).

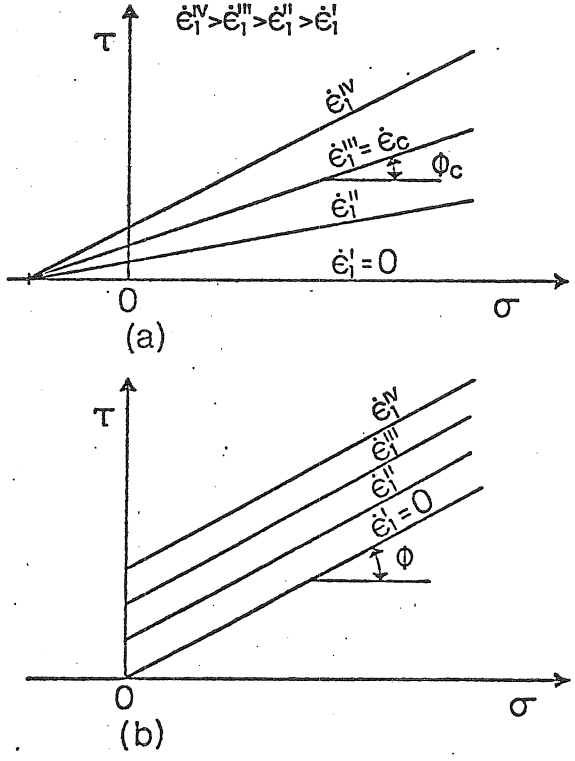

Fig. 7 - Deux formes simplifiées des courbes intrinsèques pour sols gelés. (a) Pour un sol gelé froid et riche en glace, (b) pour un sol gelé moins froid qui se consolide sous charge, ou pour un sol granulaire dense.

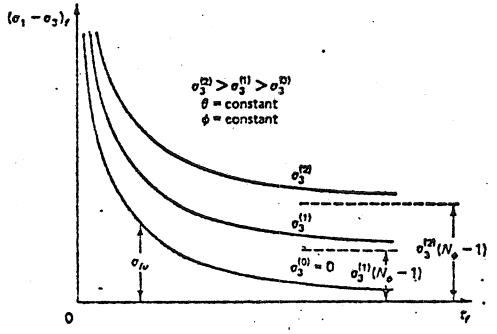

Fig. 8 - Variation de la résistance en compression d'un sol gelé avec le temps et la pression de confinement (cas (b)) Ladanyi, 1972).

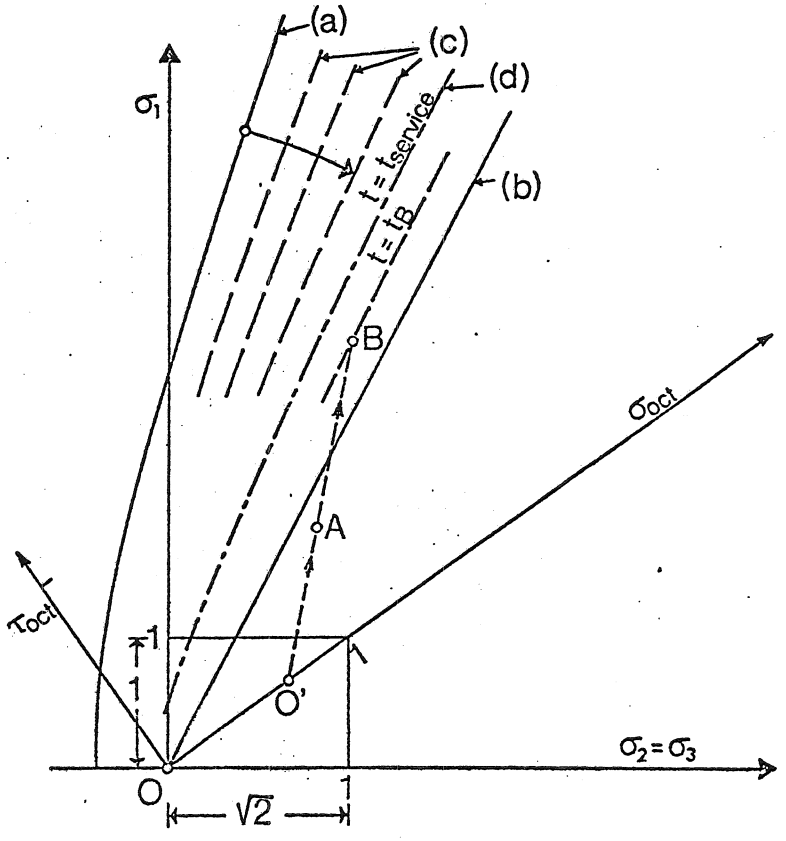

Fig. 9 - Représentation schématique des différentes surfaces limites de résistance pour un sol gelé (dans le plan diagonal de l'espace de contraintes principales) (a) à court terme; (b) à long terme (borne inférieure); (c) différées, (d) de conception. (Ladanyi, 1975)

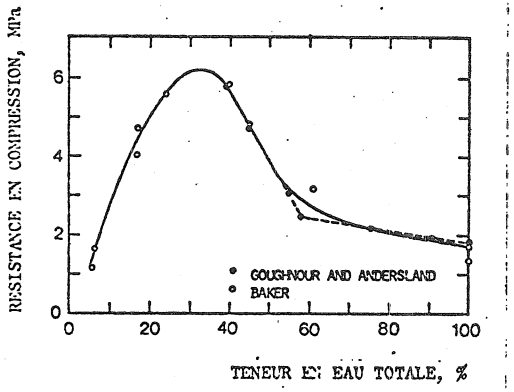

Fig. 10 - Effet de la teneur en eau totale sur la résistance en compression confinée d'un sable fin gelé (T = -12°C). (Baker, 1979)

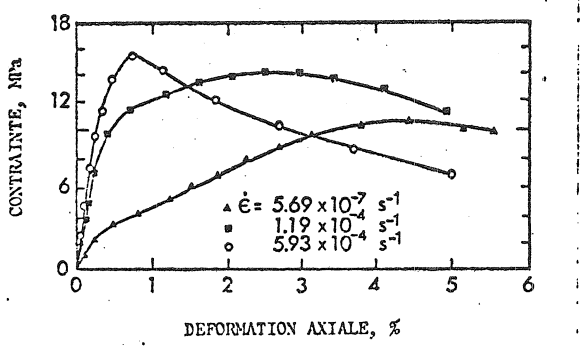

Fig. 11 - Courbes contraintes-déformations typiques pour un sable gelé à trois taux de déformation différents (T = -10°C). (Bragg & Andersland, 1980)

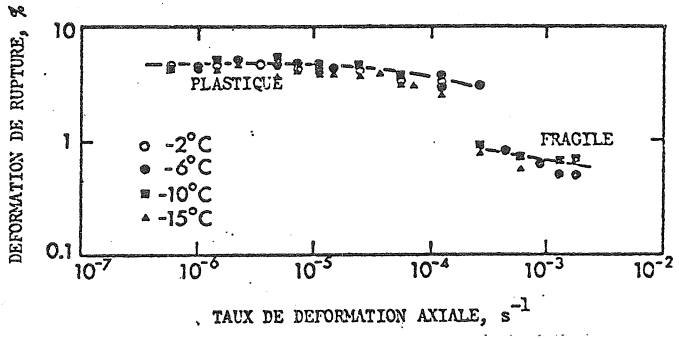

Fig. 12 - Déformations de rupture en fonction du taux de déformation pour un sable gelé. (Bragg & Andersland, 1980)

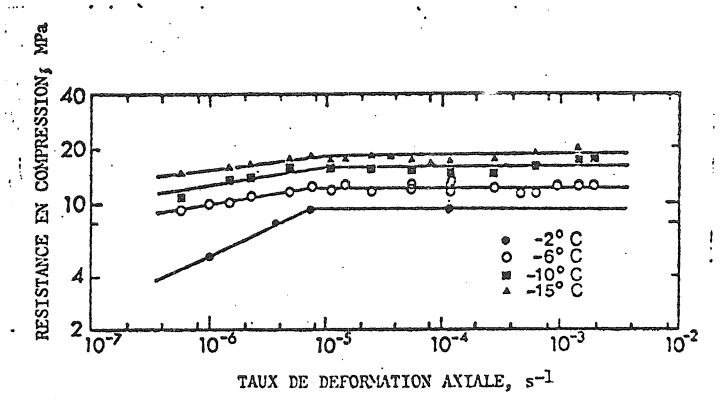

Fig. 13 - Résistance en compression en fonction du taux de déformation pour un sable gelé, pour différentes températures. (Bragg & Andersland, 1980)

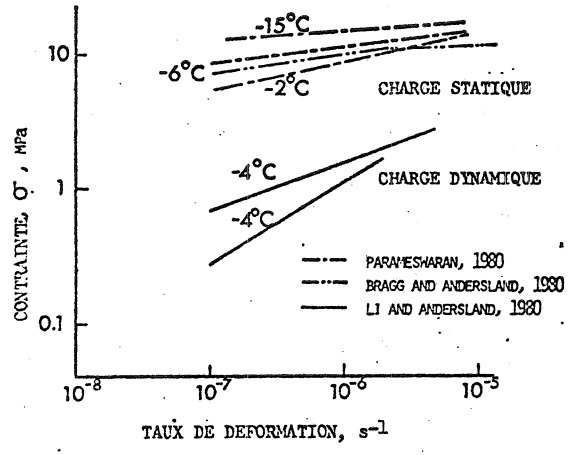

Fig. 14 - Comparaison des résistances en compression d'un sable gelé en sollicitation statique et dynamique. (Li & Andersland, 1980)

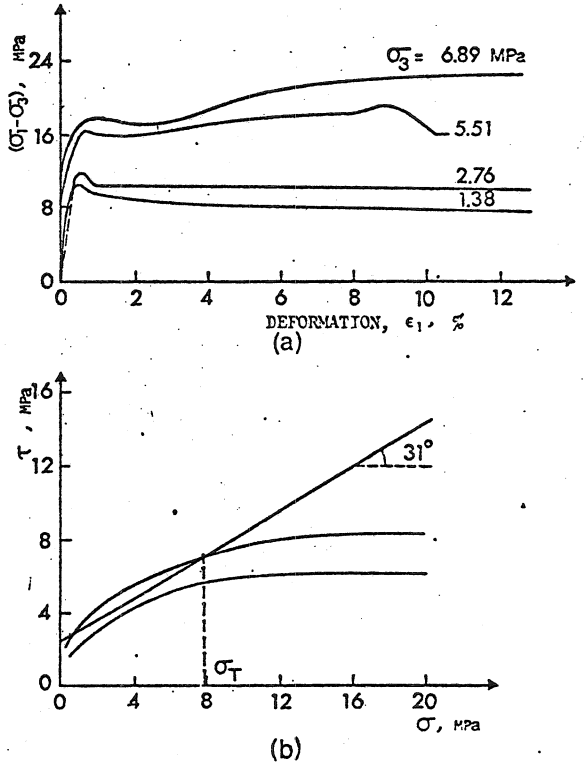

Fig. 15 - Résultats des essais de compression triaxiale avec le sable d'Ottawa (T = -3.85°C, $\dot{\varepsilon} = 5 \times 10^{-4} s^{-1}$) d'après Sayles (1973). (a) Courbes contraintes-déformations pour différentes pressions de confinement, (b) Enveloppes de Mohr pour le sable d'Ottawa et la glace polycrystalline.

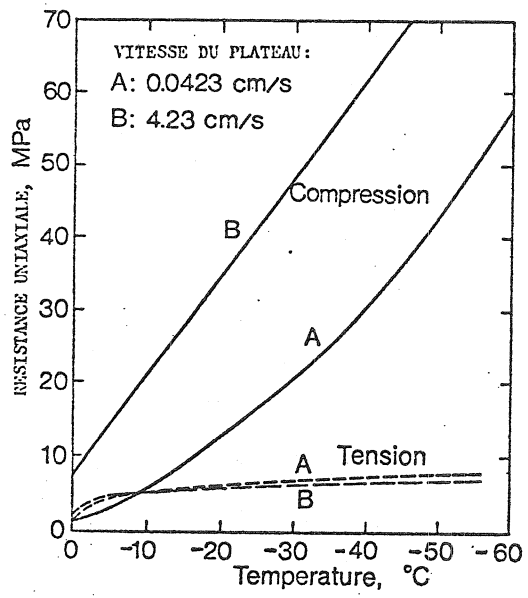

Fig. 16 - Effet de la température sur les résistances en compression et en tension uniaxiale d'un silt gelé (Haynes & Karalius, 1977).

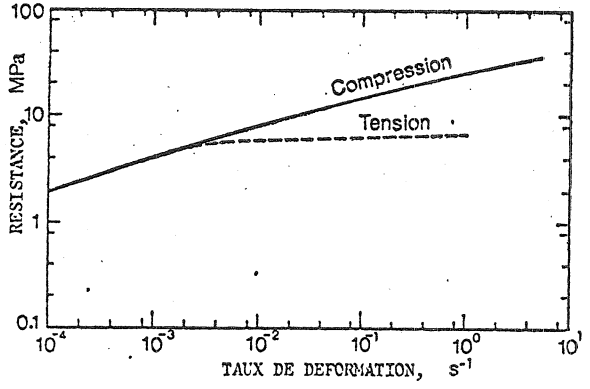

Fig. 17 - Effet du taux de déformation sur les résistances en compression et en tension d'un silt gelé (T = -9.4°C) (Haynes et al., 1975).

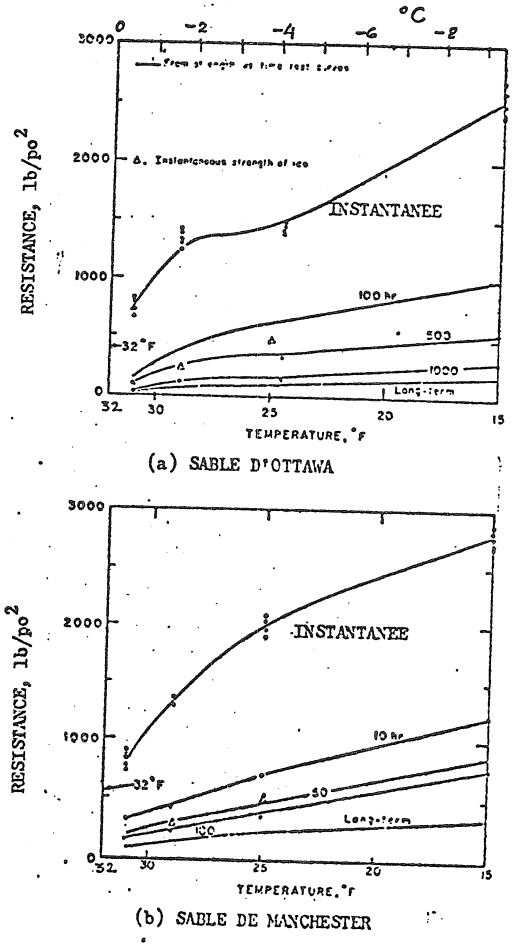

Fig. 18 - Effet de la température sur la résistance en compression non-confinée pour deux sables gelés (Sayles, 1968).

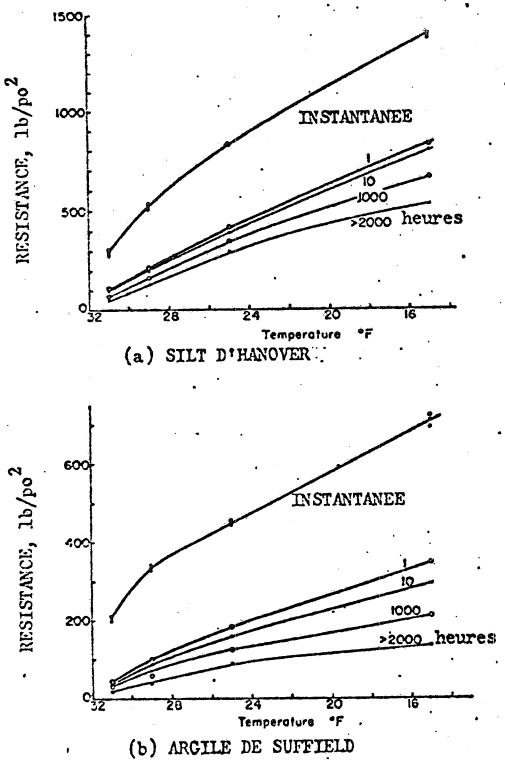

Fig. 19 - Effet de la température sur la résistance en compression non-confinée pour un silt et une argile (Sayles & Haines, 1974).

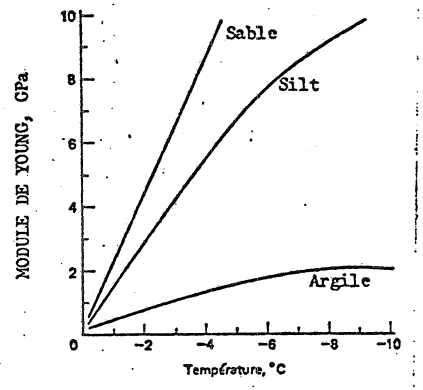

Fig. 20 - Effet de la température sur le module de Young pour trois sols gelés différents, déterminé par des essais cycliques. (Tsytovich, 1975)

REFERENCES: PROPRIETES MECANIQUES DES SOLS GELES

Andersland, O.B., Sayles, F.H. & Ladanyi, B. 1978 - Mechanical properties of frozen ground. Chap. 5, dans "Geotech. Engrg. for Cold Regions (Andersland & Anderson, Eds) McGraw-Hill, New York, pp. 216-275.

Baker, T.H.W. 1979 - Strain rate effect on the compressive strength of frozen sand. Proc. 1st Int. Symp. Ground Freezing, Bochum, Elsevier, pp. 223-231.

Bragg, R.A. & Andersland, O.B. 1980 - Strain-rate, temperature and sample size effects on compression and tensile properties of frozen sand. 2nd Int. Symp. on Ground Freezing, Trondheim, Preprints, pp. 34-47.

Haynes, F.D. & Karalius, J.A. 1977 - Effect of temperature on the strength of frozen silt. U.S. Army CRREL, Rep. 77-3, 27 p.

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.

Ladanyi, B. 1972 - An engineering theory of creep of frozen soils. Can. Geotech. J., Vol. 9, pp. 63-80.

Ladanyi, B. 1975 - Bearing capacity of strip footings in frozen soils. Can. Geotech. J., Vol. 12, pp. 393-407.

Ladanyi, B. 1981 (a) - Mechanical behaviour of frozen soils. Proc. Int. Symp. on Mech. Behav. of Struct. Media, Ottawa, B, pp. 205-245.

Ladanyi, B. & Johnston, G.H. 1973 - Evaluation of in situ creep properties of frozen soils with the pressuremeter. Proc. 2nd Int. Conf. on Permafrost, Yakutsk, U.S.S.R., North Am. Vol, pp. 310-317.

Li, J.C. & Andersland, O.B. 1980 - Creep behavior of frozen sand under cyclic loading conditions. 2nd Int. Symp. on Ground Freezing, Trondheim, Preprints, pp. 223-234.

McRoberts, E.C., Law, T.C. & Murray, T. 1978 - Creep test on undisturbed ice-rich silt. Proc. 3rd Int. Permafrost Conf., Edmonton, Vol. 1, pp. 539-545.

Meissner, H. & Eckardt, H. 1976 - Biegebalken aus gefrorenem Erdstoff mit konstanten Temperaturgradienten, C.R. 6ème Cong. Européen de MSTF, Vienne, pp. 251-256.

Morgenstern, N.R., Roggensack, W.D. & Weaver, J.S. 1980 - The behaviour of friction piles in ice and ice-rich soils. Can. Geotech. J., Vol. 17, pp. 405-415.

Ladanyi, B. 1982 - Géotechnique des régions froides. Notes de cours (1,635), Ecole Polytechnique de Montréal.

Perkins, T.K. & Ruedrich, R.A. 1973 - The mechanical behavior of synthetic permafrost. J. Soc. Petrol. Engrs., AIME, Aug. 1973, pp. 211-220.

Sayles, F.H. 1968 - Creep of frozen sands. U.S. Army C.R.R.E.L., Tech. Rep. 190, Hanover, N.H.

Sayles, F.H. 1973 - Triaxial and creep tests on frozen Ottawa sand. Proc. 2nd Int. Conf. on Permafrost, Yakutsk, North. Amer. Contr., U.S.-N.A.S., pp. 384-391.

Sayles, F.H. & Haines, D. 1974 - Creep of frozen silt and clay. U.S. Army C.R.R.E.L. Tech. Rep. 252, Hanover, N.H.

Tsytovich, N.A., 1975 - The mechanics of frozen ground. McGraw-Hill, New York, 426 p.

URSS, 1969 - Handbook for the design of bases and foundations of buildings and other structures in permafrost. NRCC, Tech. Transl. TT 1865, 129 p.

Vinson, T.S., Czajkowski, R.L. & Li, J.C. 1977 - Dynamic properties of frozen cohesionless soils under cyclic triaxial loading conditions. Report No. MSU-CE-77-1, Michigan State Univ., East Lansing, Mich., NTIS No. PB 284952.

Vyalov, S.S. (ed.) 1962 - The strength and creep of frozen soils and calculations for ice-soil retaining structures. U.S. Army CRREL, Transl. 76, 1965, 321 p.

Weaver, J.S. 1979 - Pile foundation in permafrost. Ph.D. thesis, U. of Alberta, Edmonton, 225 p.