

# 冻土的蠕变及蠕变强度<sup>①</sup>

马巍 吴紫汪 盛煜

(中国科学院兰州冰川冻土研究所冻土工程国家重点实验, 730000)

**提 要** 基于试验, 本文讨论分析了冻土三轴蠕变规律及温度和围压对冻土蠕变强度的影响, 给出了冻土蠕变及蠕变强度随时间降低的方程式。进而提出了冻土蠕变强度的抛物型屈服准则。通过改变参数可将冻土的瞬时强度准则与冻土的蠕变强度准则统一为同一个方程描述。

**关键词** 蠕变 蠕变强度 蠕变强度准则

冻土的蠕变及强度性能是冻土力学中最重要的内容之一, 它是寒区工程建设中地基和地基建设的基本依据。由于寒区军事与民用建设的需要, 前苏联早在本世纪30年代初、北美在50年代初、我国在60年代初就开始进行了这方面的研究, 并逐步建立了冻土的蠕变及强度理论。

60多年来, 国内外学者在大量试验工作基础上, 已经对冻土在不同温度下的蠕变特性有了较全面的认识, 并且为工程设计提供了一些较可靠的计算理论(Vyalov *et al.*, 1963; Zhu *et al.*, 1984; 朱元林, 1988; Chen Xiangsheng, 1988)。同时, 为了对受载冻土体进行可靠的力学稳定性计算, Ladanyi (1972)等研究了冻土蠕变过程中强度降低的问题, 给出了蠕变强度、破坏时间和破坏应变之间的关系式。

然而, 由于冻土蠕变本身的复杂性, 以及种种客观条件的限制, 至今对它的了解还没有充分的说明。为了进一步研究冻土三轴蠕变的规律及温度和围压对蠕变强度的影响, 我们对重塑的冻结兰州砂土进行了三轴蠕变试验。试验的温度范围为 $-2\text{--}15^{\circ}\text{C}$ , 围压范围为 $0\text{--}5\text{ MPa}$ , 含水量为 $W=20\%$ , 干容重 $\gamma_d=1.6\text{--}1.65\text{ g/cm}^3$ 。

## 1 三轴蠕变

由试验得出的三轴蠕变曲线如图1所示。从图1中可以看到, 冻土三轴蠕变过程与单轴蠕变过程一样, 具有非常明显的三个阶段: 非稳定蠕变阶段、稳定蠕变阶段和渐进流阶段。第三蠕变阶段的出现与否仍然受制于某一极限值 $(\sigma_1-\sigma_3)_u$ , 当 $(\sigma_1-\sigma_3) > (\sigma_1-\sigma_3)_u$ 时, 出现非衰减蠕变变形; 当 $(\sigma_1-\sigma_3) < (\sigma_1-\sigma_3)_u$ 时, 出现衰减蠕变变形; 在复杂应力状态下,  $(\sigma_1-\sigma_3)_u$ 与围压和温度密切相关。如果只考虑蠕变过程的前两个阶段, 则可用统一的蠕变方程描述。

<sup>①</sup>本文于1993年3月26日收到, 8月28日改回。

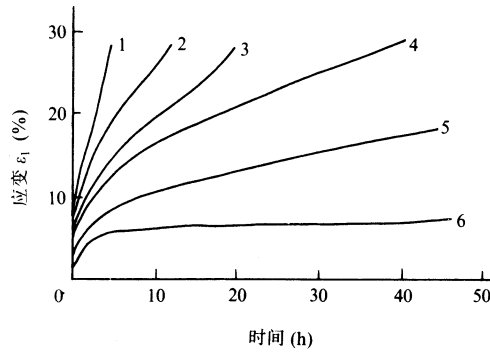


图 1 冻结兰州砂土的三轴蠕变曲线( $\theta = -10^{\circ}\text{C}$ ,  $\sigma_3 = 1.5 \text{ MPa}$ )

- 1.  $\sigma_1 - \sigma_3 = 9.0 \text{ MPa}$ ; 2.  $\sigma_1 - \sigma_3 = 8.0 \text{ MPa}$ ; 3.  $\sigma_1 - \sigma_3 = 7.5 \text{ MPa}$ ;
- 4.  $\sigma_1 - \sigma_3 = 7.0 \text{ MPa}$ ; 5.  $\sigma_1 - \sigma_3 = 6.5 \text{ MPa}$ ; 6.  $\sigma_1 - \sigma_3 = 5 \text{ MPa}$

Fig. 1 Triaxial creep curves of frozen Lanzhou sandy soil ( $\theta = -10^{\circ}\text{C}$ ,  $\sigma_3 = 1.5 \text{ MPa}$ )

$$\gamma_i = A(\theta)\tau_i^B t^C \tag{1}$$

式中:  $\gamma_i = \sqrt{2 \sum_{i=1}^3 e_i^2}$ ;  $\tau_i = \sqrt{\frac{1}{2} \sum_{i=1}^3 s_i^2}$ ;  $A$  为与温度有关的蠕变参数;  $B$  和  $C$  分别为应力和时间的蠕变参数;  $e_i = \varepsilon_i - \varepsilon_m$ ;  $S_i = \sigma_i - \sigma_m$ ;  $\varepsilon_m$  为平均法向应变;  $\sigma_m$  为平均法向应力。

对轴对称三轴冻土蠕变试验, 一般认为是常体积变形,  $\varepsilon_m = 0$ , 泊松比  $\mu = 0.5$ , 因此  $\gamma_i = \sqrt{3} \varepsilon_1$ ,  $\tau_i = (\sigma_1 - \sigma_3) / \sqrt{3}$ 。对于参数  $A(\theta)$ , 根据试验资料, 可用下式确定:

$$A(\theta) = \frac{A_0}{(|\theta| + 1)^n}$$

式中:  $A_0$  和  $n$  为试验参数;  $\theta$  为温度。这样方程(1)就变为下式:

$$\varepsilon_1 = 3^{-\frac{1+B}{2}} A_0 (|\theta| + 1)^{-n} (\sigma_1 - \sigma_3)^B t^C$$

由试验资料统计分析可得, 对于冻结兰州砂土  $A_0 = 1.783 \times 10^{-2}$ ,  $B = 2.554$ ,  $C = 0.317$  和  $n = 0.854$ 。式中时间单位为小时。

## 2 三轴蠕变强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fu}$

所谓蠕变强度指的是某一应力标准, 在该应力作用下材料中或是发生破坏或是导致稳定性丧失。在常应力冻土蠕变试验中, 这一瞬时是与该材料从稳定蠕变过渡至渐进流动这一部位相一致的, 也就是说蠕变速率达到最小值的那一点(Zhu, *et al.*, 1984)。

由试验资料分析可知, 温度和围压对冻土的蠕变强度  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fu}$  影响很大。在一定的围压下, 温度愈低, 冻土的蠕变强度愈大; 同样在一定的温度下, 围压愈大, 蠕变强度亦愈大。图 2 和图 3 为不同温度和围压下蠕变强度随时间的变化曲线。该图表明: 蠕变

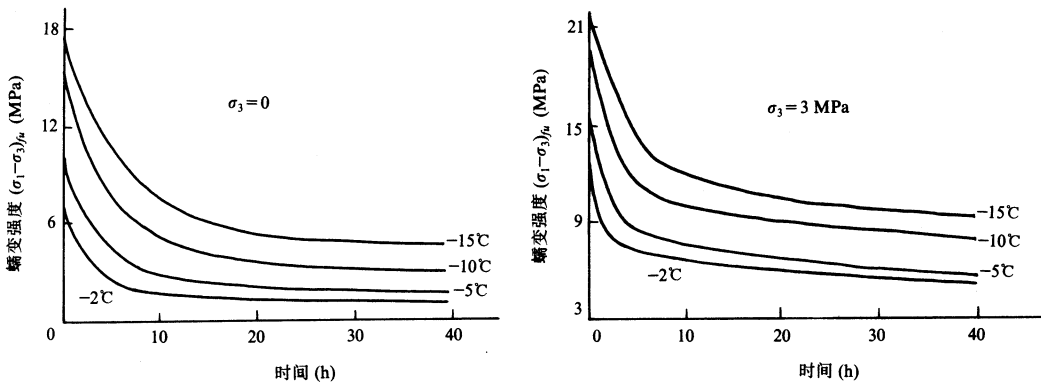


图 2 不同温度下蠕变强度随时间的变化曲线

Fig. 2 Change of creep strength vs. time at different temperatures

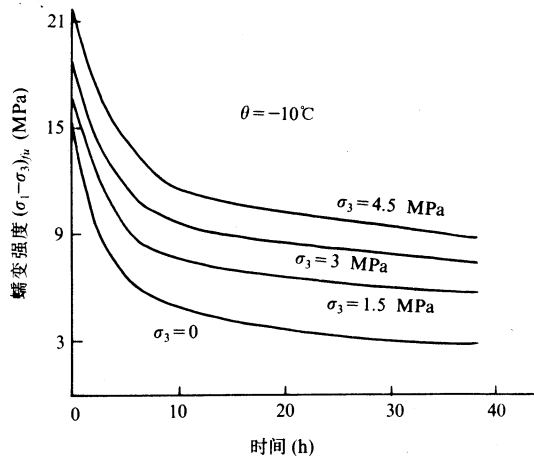


图 3 不同围压下蠕变强度随时间的变化曲线

Fig. 3 Change of creep strength vs. time at different confining pressures

强度随时间的发展呈衰减趋势, 最初阶段(0—5 h)强度降低很快, 大约占初始值的 40% 以上, 最终趋于冻土的长期强度极限 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fu}$ 。在一定的温度下, 围压愈大, 此极限值也愈大。这说明围压的增大明显地增强了冻土的塑性硬化程度。

由试验资料的回归分析可知, 蠕变强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fu}$ 可用下式来描述

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{fu} = \frac{B(\sigma_3, \theta)}{(t + 1)^\xi} \tag{2}$$

式中:  $B(\sigma_3, \theta)$ 为与围压和温度有关的参数, 可用下式表示:

$$B(\sigma_3, \theta) = A\sigma_3 + B\sqrt{|\theta|} + C$$

式中:  $A$ 、 $B$ 、 $C$ 和 $\xi$ 为试验系数, 当 $\sigma_3 > 0$ 时,  $A = 1.039$ ,  $B = 3.647$ ,  $C = 4.243$ ,  $\xi = 0.3$ ; 当 $\sigma_3 = 0$ 时,  $B = 4.065$ ,  $C = 2.314$ ,  $\xi = 0.5$ 。

### 3 蠕变强度准则

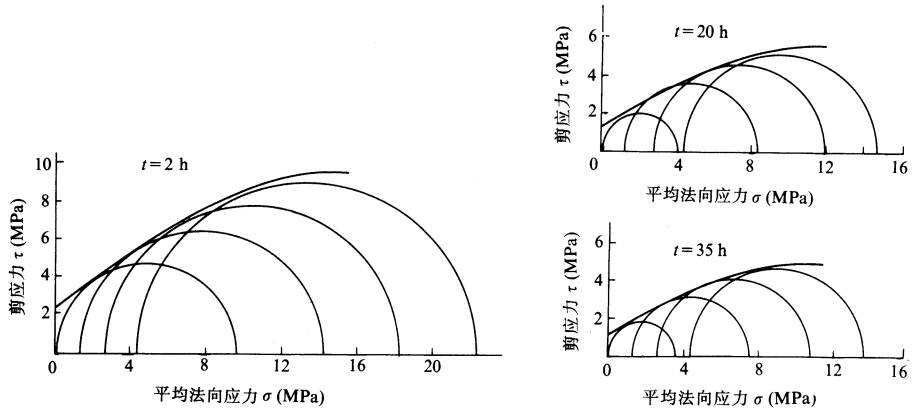


图 4 蠕变破坏的莫尔包络线(-10°C)

Fig. 4 Mohr's envelopes of creep failure (-10°C)

由前面的讨论，我们已经知道，冻土的蠕变强度随时间、温度和围压的变化而变化，因此蠕变强度准则不能用单一的一条曲线来描述。图 4 为不同时刻蠕变破坏的莫尔包络线，可见，此包络线具有抛物线形状。同时，当包络线的位置随时间和温度变化时，包络线保持几何一致性，也就是说，当温度一定时， $\sigma=0$  处的“内摩擦角” $\varphi$  不随时间变化。Vyalov 等(1963)从单轴拉伸和三轴压缩的蠕变试验中也得到此结论。如果假定当温度一定时， $\sigma_m = \text{const}$  (Fish, 1991)，则可将冻土强度的抛物型屈服准则(马巍等, 1993)推广到这里来，如图 5 所示。

$$\tau = C(\theta, t) + b\sigma - \frac{b}{2\sigma_m} \sigma^2 \tag{3}$$

式中： $C(\theta, t)$ 为八面体平面上的粘聚阻力； $b = \text{tg}\varphi$ ， $\varphi$ 为 $\sigma=0$ 处的内摩擦角； $\sigma_m$ 为当冻土的剪切强度达到最大值 $\tau_m = C(\theta, t) + b / 2\sigma_m$ 时的平均法向应力值； $C(\theta, t) = (\sigma_1 - \sigma_3)_{fu, \sigma_3=0} / 2\sqrt{f_1}$ ，而 $f_1 = (1 + \sin\varphi) / (1 - \sin\varphi)$ 。

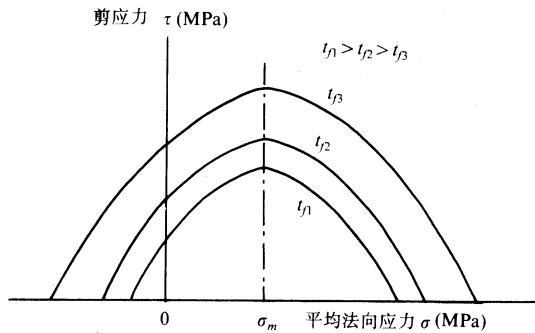


图 5 不同时刻破坏的莫尔包络线示意图( $\theta = \text{const}$ )

Fig. 5 Mohr's envelopes of failure at different time ( $\theta = \text{const}$ )

根据试验资料, 各参数可用下列方程给出

$$\varphi = -0.607\theta + 27.27 \quad (4)$$

$$\sigma_m = (-65.79\theta + 45.61)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$C(\theta, t) = \frac{(4.065|\theta|^{\frac{1}{2}} + 2.314)}{2(t+1)^{\frac{1}{2}}\sqrt{f_1}} \quad (6)$$

这样方程(3)、(4)、(5)和(6)就给出蠕变破坏的强度准则, 其计算值如图 6 中的虚线所

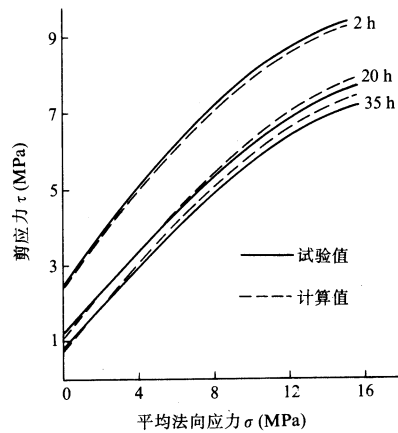


图 6 计算值与试验值的比较(-10℃)

Fig. 6 Comparison between values of calculation and test (-10℃)

示。由图 6 可见, 当时间较小时, 计算值与试验值吻合很好; 当时间较大时, 计算值略大于试验值。当  $\sigma > 6$  MPa 时, 这种差值随着时间的增大愈来愈大。这说明  $\sigma = \text{const}$  的假定是不合适的。但当  $\sigma \leq 6$  MPa 时, 此强度准则还是可行的。这样一来通过改变参数, 可将冻土的瞬时强度准则与蠕变强度准则统一为同一个方程描述。

综上所述, 可以得到:

(1) 三轴蠕变过程与单轴蠕变过程一样, 如果只考虑蠕变过程的前两个阶段, 可用统一的蠕变方程描述

$$\gamma_i = A(\theta)\tau_i^B t^C$$

(2) 蠕变强度随时间的发展呈衰减趋势, 最终趋于冻土的长期强度极限。此过程可用下式描述

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{fu} = \frac{B(\sigma_3, \theta)}{(t+1)^\xi}$$

(3) 冻土蠕变的强度准则可用抛物型方程给出, 当  $\sigma \leq 6$  MPa 时, 此强度准则与试验值吻合很好; 当  $\sigma > 6$  MPa 时, 其差值随着时间的增大愈来愈大。

致谢: 试验工作主要由常小晓、沈忠言和刘永智等负责完成, 在此表示感谢。

### 参 考 文 献

- 马巍, 吴紫汪等, 1993. 冻土的强度与屈服准则. 冰川冻土, 15(1): 129—133
- 朱元林, 1988. 我国冻土强度与蠕变的研究. 冰川冻土, 10(3): 332—337
- Chen Xiangsheng, 1988. Mechanical characteristics of artificially frozen clays under triaxial stress condition. Proceedings of 5th International Symposium on Ground Freezing, 173—179
- Fish A M, 1991. Strength of frozen soil under a combined stress state. Proceedings of 6th International Symposium on Ground Freezing, 135—145
- Ladanyi B, 1972. An engineering theory of creep of frozen soils. Canadian Geotechnical Journal, 9(1): 63—80
- Vyalov S S *et al.*, 1963. The strength and creep of frozen soils and calculations for ice-soil retaining structures. US Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Translations 76
- Zhu Y and Carbee D L, 1984. Uniaxial compressive strength of frozen silt under constant deformation rates. Cold Regions Science and Technology, 9: 3—15.

## Creep and Creep Strength of Frozen Soil

Ma Wei, Wu Ziwang and Sheng Yu

(State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, LIGG, AS)

### Abstract

Based on tests, this paper has analysed and discussed triaxial creep law of frozen soil and affection of temperature and confining pressure to creep strength of frozen soil. The results of test have shown that:

(1) The triaxial creep process is the same uniaxial creep process. If only considering the preceding two stages of creep process, we can describe it with the unified creep formula:

$$\gamma_i = A(\theta)\tau_i^B t^C$$

(2) With development of time, the creep strength submits attenuated trend and finally tend towards the long-term strength limit of frozen soil. The process can be described by following formula:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{fu} = \frac{B(\sigma_3, \theta)}{(t+1)^\xi}$$

(3) The creep strength criteria of frozen soil can be given by a parabolic equation.

**Key words:** creep, creep strength, creep strength criteria