

DOI: 10.11779/CJGE2022S1030

湖相沉积泥炭质土蠕变特性

阮永芬¹, 朱尚万¹, 乔文件², 吴 龙³, 蔡 龙²

(1. 昆明理工大学建筑工程学院, 云南 昆明 650500; 2. 中铁二十局集团第五工程有限公司, 云南 昆明 650000; 3. 中铁十一局集团城市轨道工程有限公司, 湖北 武汉 430074)

摘要: 利用 SLB-1 型应力应变控制式三轴剪切渗透试验仪, 对湖相沉积泥炭质土进行三轴固结不排水蠕变试验, 研究泥炭质土在不同围压及偏应力条件下的蠕变过程, 并通过“陈氏法”得到分级加载下蠕变曲线。三轴蠕变试验研究表明: 原状样在围压为 50, 100 kPa 时, 应变时间关系呈现明显的衰减蠕变特征, 而当围压为 200 kPa, 偏应力为 129 kPa 时表现为明显的非衰减蠕变特征; 重塑较原状样能承受的加荷等级少; “陈氏法”较 Boltzmann 线性叠加法更加适用于处理蠕变数据。以围压 100 kPa 下的蠕变试验曲线为例, 结合最小二乘法的拟合分析, 建立了广义 Kelvin 模型与改进分数阶 Maxwell 蠕变模型, 得到的蠕变模型具有参数少、适用性较强的特点。

关键词: 泥炭质土; 三轴蠕变; 蠕变特性; 蠕变模型

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2022)S1-0166-06

作者简介: 阮永芬(1964—), 女, 博士, 教授, 主要从事岩土工程方面的研究及教学工作。E-mail: rryy64@163.com。

Creep characteristics of lacustrine sedimentary peaty soil

RUAN Yong-fen¹, ZHU Shang-wang¹, QIAO Wen-jian², WU Long³, CAI Long²

(1. Faculty of civil Engineering and Mechanics, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China; 2. No.5 Engineering Corporation Limited of CR20, Kunming 650000, China; 3. China Railway 11th Bureau Group Urban Rail Engineering Co., Ltd., Wuhan 430074, China)

Abstract: By using the SLB-1 stress-strain controlled triaxial shear permeability tester, the triaxial consolidation undrained creep tests on lacustrine sedimentary peaty soil are carried out to study its creep process under different confining pressures and partial stresses, and the creep curve under graded loading is obtained by the Chen's method. The results of the triaxial creep tests show that the strain-time relationship of the undisturbed samples exhibits obvious attenuation creep characteristics when the confining pressure is 50 and 100 kPa, while it exhibits obvious non attenuation creep characteristics when the confining pressure is 200 kPa and the deviating stress is 129 kPa. The remolded sample can bear less loads than the original one. The Chen's method is more suitable for processing the creep data than the Boltzmann's linear superposition method. Taking the creep tests under the confining pressure of 100 kPa as an example, by combining with the fitting analysis of the least square method, the generalized Kelvin model and the improved fractional Maxwell creep model are established. The obtained creep model has the characteristics of few parameters and strong applicability.

Key words: peaty soil; triaxial creep; creep property; creep model

0 引言

受特殊的地理位置和高原气候影响, 昆明环滇池、大理洱海区域下伏深厚湖相沉积的特殊的区域性泥炭质土。在含此类土层场地上进行工程建设, 常常会出现构筑物倾斜、路面工后沉降过大、地基失稳等工程地质问题^[1-2]。近年来, 许多学者对上述工程地质问题进行了大量研究, 取得了很多重要成果^[3-4], 并发现上述问题的产生与泥炭质土的蠕变特性密切相关。因此对泥炭质土蠕变特性进行研究, 对泥炭质土地区的工程建设具有重要的理论和实践指导意义。

许多学者开展了三轴剪切蠕变试验, Guo 等^[5]通过加、卸载蠕变试验, 研究了泥炭土的流变特性, 在应力-应变曲线的基础上, 分为线性黏弹性、线性黏塑性和非线性黏塑性。随着分数阶微积分的发展, 许多学者用该理论建立土体本构模型。Gemant^[6]通过试验提出了分数阶导数黏弹性本构模型, 为分数阶在岩土工程领域的发展提供了基础; 殷德顺等^[7]利用分数阶微积分算子及理论模拟了土体的流变特性; 这些研究对

推动分数阶微积分理论在岩土力学中的发展具有重大意义。虽然分数阶模型理论基础完善、模型参数较少、形式简单,但是关于泥炭质土分数阶蠕变模型的研究还是太少。

尽管已有学者从不同角度研究了软土蠕变特性,但针对泥炭质土蠕变特性的研究鲜有报导,故针对泥炭质土开展更深入蠕变试验研究是非常有必要的。本文以昆明有代表性的湖相沉积软土场地的泥炭质土为研究对象,进行三轴固结不排水蠕变试验,采用分级加载方法,研究分析不同应力水平下泥炭土的蠕变特性,在分析试验数据基础上采用分数阶微积分理论建立蠕变模型及确定模型参数,并与广义 kelvin 模型进行对比分析,建立一个参数较少且能较好的描述泥炭质土蠕变特征的本构模型,为泥炭质土的工程设计、施工及进行蠕变变形研究提供试验依据及研究基础。

1 蠕变试验

1.1 试验土样

土样取自昆明地铁五号线渔村停车场的工程现场,取土深度为 7 m,属于第四系湖积相泥炭质土,为尽量保持土样的原状性,本试验先从现场取 30 cm × 30 cm 的块样到试验室,其基本物理力学指标: $w=193.7\%$, $\rho=1.2 \text{ g/cm}^3$, $e=3.19$, $w_L=224.1\%$, $w_p=101.9\%$, $d_s=1.6$, $w_u=48.94\%$ 。

1.2 试验方案

试验仪器采用南京土壤仪器厂生产的 SLB-1 型应力应变控制式三轴剪切渗透试验仪,试验土样采用固定活塞取土器钻取,试验仪器及试验土样如图 1 所示。



图 1 试验仪器与试验土样

Fig. 1 Test instruments and soil samples

三轴蠕变试验中判定该级加载的稳定标准为轴向变形量小于 0.01 mm/d^[8],若不满足上述条件,试验进入等速蠕变阶段而未能进入加速蠕变阶段,则连续观测至少 15 d 再进行下一级偏应力试验。

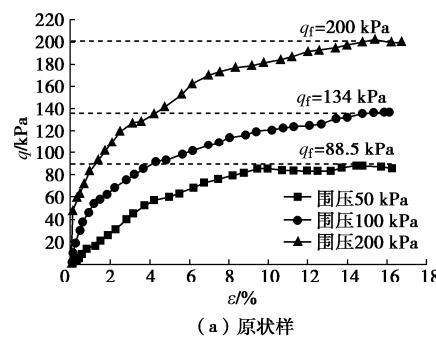
采用分级加载方式进行三轴固结不排水蠕变试验,其试验结果如图 2 所示。利用常规三轴固结不排水(CU)剪切试验,确定泥炭质土在 50, 100, 200 kPa 围压下的破坏偏应力 q_f ,每级应力水平增量定为 $q_f/5$,

分 5 级加载,加载方案如表 1 所示。

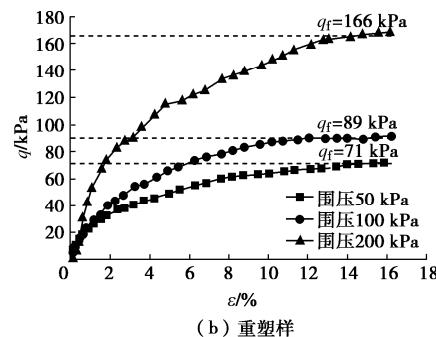
表 1 试验加载方案

Table 1 Loading schemes for tests

土样状态	σ_3/kPa	$(\sigma_1-\sigma_3)/\text{kPa}$					
		50	18	36	54	72	90
原状	100	28	56	84	112	140	
	200	43	86	129	172	215	
	50	15	30	45	60	75	
重塑	100	18	36	54	72	90	



(a) 原状样



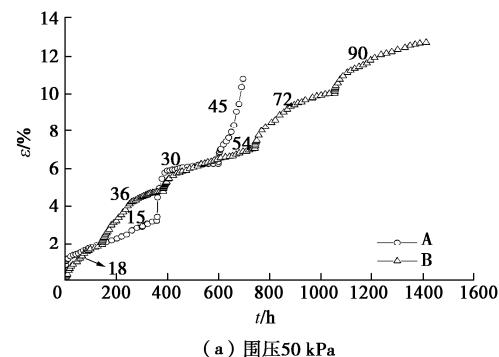
(b) 重塑样

图 2 原状样与重塑样三轴剪切结果

Fig. 2 Triaxial shear results of undisturbed and remolded samples

2 试验结果与分析

根据三轴固结不排水蠕变试验结果,得到原状与重塑样在不同围压及不排水条件下泥炭质土的三轴蠕变全过程轴向应变 ϵ 与时间 t 关系曲线如图 3 所示。曲线上的数值为施加的各级偏应力,单位为 kPa, A 为重塑样, B 为原状样。



(a) 围压 50 kPa

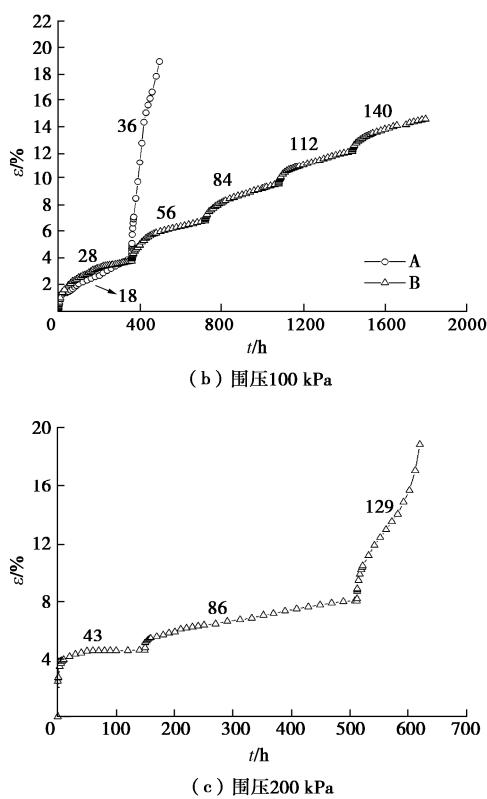


图3 原状样与重塑样三轴蠕变分级加载全过程

Fig. 3 Whole process of triaxial creep graded loading of undisturbed and remolded samples

从图3中可知,不同围压时,各级偏应力作用下, $\varepsilon-t$ 曲线走势基本一致,变形基本可分为瞬时弹塑性变形、衰减变形和稳态变形3个阶段。当围压为50, 100 kPa时,在各级偏应力作用下,试样的轴向应变随着时间的增长而趋于稳定,表现为衰减蠕变特点;而当围压为200 kPa,偏应力为129 kPa时,试样表现为非衰减蠕变特性,包括衰减阶段、稳定阶段以及加速蠕变阶段,且前两个阶段经历时间较短,发生迅速。对比原状与重塑样蠕变曲线,重塑土样进入等速蠕变阶段较快,且当围压相同条件下,每级荷载条件下的轴向应变皆比原状样大,这些都是因为重塑样原状结构被破坏,土中含有大量裂隙,在荷载作用下这些裂隙不断发展,当荷载增加大于其抗剪强度时土样快速发生破坏。

采用分别加载方式对原状及重塑土进行试验,利用 Boltzmann 线性叠加法和“陈氏法”同时处理分级加载蠕变曲线如图4所示。从图4可见无论是重塑还是原状样采用 Boltzmann 线性叠加法和“陈氏法”法处理的数据,在第一级偏应力条件下应变值都相等,随着偏应力的增加两种方法处理的数据差别也逐渐增大,主要表现在采用陈氏法处理的数据值比线性法处理的数据值要小,偏应力越大,数据差值越大。

Boltzmann 线性叠加原理是将土体视为线性蠕变体,而本文研究的泥炭质土具有明显的非线性特征,蠕变曲线而不是每级偏应力下的应变叠加。“陈氏法”基本原理是考虑到真实的流变介质对加载史具有记忆效应,故采用“陈氏法”更符合土体蠕变状态。

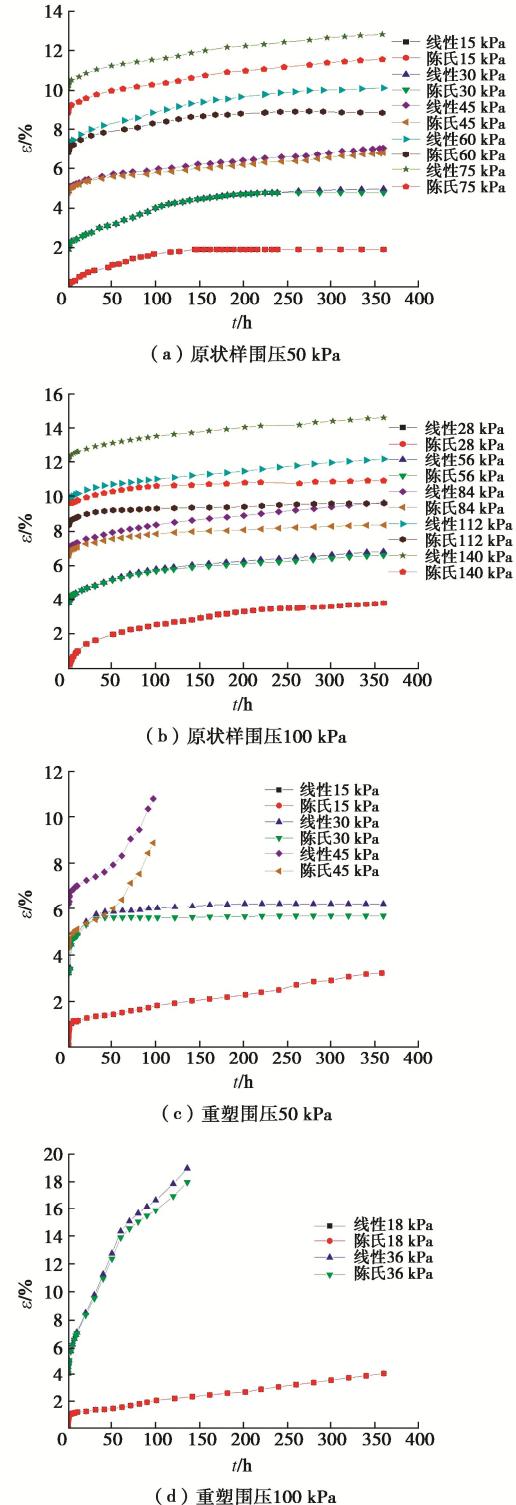


图4 原状及重塑样三轴分级加载蠕变曲线

Fig. 4 Creep curves of undisturbed and remolded samples under triaxial loading

3 蠕变模型的建立

3.1 广义 Kelvin 模型

现以 $\sigma_3=100$ kPa 为例, 建立泥炭质土的元件组合模型。根据上述三轴固结不排水剪切试验结果发现, 泥炭质土三轴蠕变呈现非线性特征。现采用最小二乘法拟合中的 Levenberg-Marquardt (L-M) 算法对试验数据进行拟合发现, 原状泥炭质土的应变 - 时间关系采用幂函数进行描述较为吻合。基于试验数据建立广义 Kelvin 蠕变模型, 如图 5 所示, 通过试算表明, $n=2$ 时, 即 5 元件 Kelvin 已能较好地拟合泥炭质土黏弹性蠕变规律。当 n 取 2 时, 其蠕变方程为

$$\varepsilon(t)=\left[\frac{\sigma}{E_0}+\frac{\sigma}{E_1}(1-e^{-\frac{E_1 t}{\eta_1}})+\frac{\sigma}{E_2}(1-e^{-\frac{E_2 t}{\eta_2}})\right] \quad (1)$$

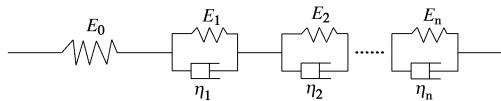


图 5 广义 Kelvin 模型

Fig. 5 Generalized Kelvin model

从土体实际受力情况来看, 土在沉积过程中是属三向受力, 而软土蠕变模型都是基于一维状态分析推导得到的, 采用一维蠕变模型无法准确描述三维应力状态下土体的蠕变过程。根据广义虎克定律, 通过类比的方法, 将土体在一维状态下的蠕变模型推广到三维状态, 并将在一维状态下的蠕变模型符号作对调即可。现作如下对调:

$$\sigma \Leftrightarrow S_{ij}, \quad \varepsilon \Leftrightarrow e_{ij}, \quad E \Leftrightarrow 2G, \quad \eta \Leftrightarrow 2H.$$

并令 $\sigma_1=\sigma_1-\sigma_3$, $\sigma_{II}=\sigma_1+2\sigma_3$, 可推算得到三维状态下的 5 元件 Kelvin 模型的轴向应变的表达式^[9]:

$$\varepsilon(t)=\frac{\sigma_{II}}{9K}+\frac{\sigma_1}{3G_0}+\frac{\sigma_1}{3G_1}\left(1-e^{-\frac{G_1 t}{H_1}}\right)+\frac{\sigma_1}{3G_2}\left(1-e^{-\frac{G_2 t}{H_2}}\right) \quad (2)$$

表达式中参数较多, 为了拟合计算简单, 对表达式做简化, 令

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{\sigma_{II}}{9K} + \frac{\sigma_1}{3G_0}, \\ A_2 &= \frac{\sigma_1}{3G_1}, \\ A_3 &= \frac{G_1}{H_1}, \\ A_4 &= \frac{\sigma_1}{3G_2}, \\ A_5 &= \frac{G_2}{H_2}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

将上述简化参数带入 5 元件 Kelvin 模型, 其蠕变

方程变为

$$\varepsilon(t)=A_1+A_2(1-e^{-A_3 t})+A_4(1-e^{-A_5 t}) \quad (4)$$

3.2 改进分步阶马克斯威尔 (Maxwell) 模型

运用最为普遍的是 Riemann-Liouville 型分步阶微积分算子理论^[10], 采用分步阶微分形式表述的应力 - 应变关系式为

$$\sigma(t)=\xi \frac{d^\beta \varepsilon(t)}{dt^\beta} \quad (0 \leq \beta \leq 1), \quad (5)$$

式中, ξ 为类黏滞系数, β 为分步阶数。

对式 (5) 两侧进行分步阶积分, 根据 R-L 型分步阶微积分算子理论, 可得^[7]

$$\varepsilon(t)=\frac{\sigma}{\xi} \frac{t^\beta}{\Gamma(1+\beta)} \quad (0 \leq \beta \leq 1) \quad (6)$$

当 $\beta=0$, 式 (6) 表现为弹性体, 即胡克体, 可模拟理想固体; 当 $\beta=1$, 式 (6) 表现为黏性, 即牛顿体, 可模拟理想流体; 当 $0 < \beta < 1$, 式 (6) 表现性质介于固体和流体之间, 但不能有效表达泥炭质土的加速蠕变特性, 而当 $\beta > 1$, 可描述加速蠕变物质状态, 鉴于此, 有学者提出来带应变触发的非线性黏壶^[11-12], 认为加速阶段可以用非线性牛顿流体表达, 因此将 $0 < \beta < 1$ 和 $\beta > 1$ 时, 称为软体元件^[7], 如图 6 所示, 其本构方程为

$$\sigma(t)=\xi \frac{d^\beta \varepsilon(t)}{dt^\beta} \quad , \quad (7)$$

式中, ξ 为软体模型的类黏滞系数。

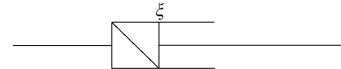


图 6 软体元件

Fig. 6 Software components

Maxwell 模型由一个弹簧元件和一个阻尼器元件串联, 该模型的蠕变曲线根本不能用来拟合土的试验曲线^[13]。如果将 Maxwell 模型中的阻尼器元件改为软体元件, 并利用带应变触发的分步阶 Maxwell 模型来表达泥炭质土的蠕变全过程, 它由一个弹簧元件与一个软体元件以及一个非线性黏壶元件串联组成, 如图 7 所示, 从物理上分析, 这个模型会更加符合实际。以土体蠕变为例, 即 $\sigma(t)=\text{const}$ 时, 弹簧元件的作用是产生初始应变, 软体元件是用来模拟从初始应变开始, 随着时间增长应变也发生增长的过程, 因此, 相对于 Maxwell 模型, 本文的串联模型会更加符合实际。

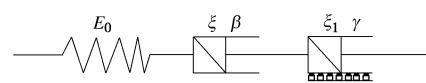


图 7 改进的 Maxwell 模型

Fig. 7 Improved Maxwell model

泥炭质土蠕变试验在加载瞬间, 土体会发生一个弹性变形, 这部分变形可以用弹簧元件描述 $\varepsilon_1 = \sigma/E_0$, $\beta=0$, 经过短暂的弹性变形阶段之后, 土样进入了黏弹性变形, 这一阶段可以用软元件来描述。

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma}{\xi} \frac{t^\beta}{\Gamma(1+\beta)} \quad (0 < \beta < 1) \quad . \quad (8)$$

该模型为 3 个元件串联, 模型中各个元件应力相同, 根据模型总应变等于各个元件应变之和的原理^[14], 则模型的本构方程为

$$\varepsilon(t) = \begin{cases} \frac{\sigma}{E_0} + \frac{\sigma}{\xi} \frac{t^\beta}{\Gamma(1+\beta)} & (\varepsilon \leq \varepsilon_a) \\ \frac{\sigma}{E_0} + \frac{\sigma}{\xi} \frac{t^\beta}{\Gamma(1+\beta)} + \frac{\sigma}{\xi_1} \frac{(t-t_a)^\gamma}{\Gamma(1+\gamma)} & (\varepsilon > \varepsilon_a) \end{cases}, \quad (9)$$

式中, ξ , ξ_1 为黏性系数, ε_a 为加速蠕变分界点对应应变量, t_a 为进入加速蠕变分界点的时间。

3.3 模型验证及参数确定

检验建立的模型用于描述泥炭质土在不同偏应力条件下蠕变性质的可靠性与适用性。在 1stopt 软件内分别编入广义 Kelvin 模型和非线性分数阶模型的数学关系式 (4)、(9), 采用 Levenberg–Marquardt 方法, 分别对各应力水平试验数据进行广义 Kelvin 模型和非线性分数阶模型流变参数的拟合与对比分析, 所得结果如图 8 所示, 拟合参数见表 2, 3。

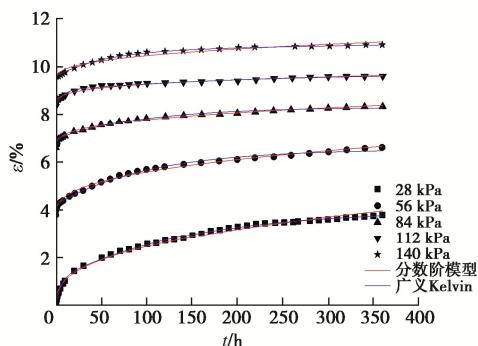


图 8 试验数据与模型拟合结果比较

Fig. 8 Comparison between experimental data and model results

表 2 广义 Kelvin 模型参数拟合结果

Table 2 Fitting results of parameters of generalized Kelvin model

荷载/kPa	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
28	0.074	2.908	0.007	1.065	0.147
56	4.068	23.019	1.380×10^{-4}	1.424	0.023
84	6.74	1.266	0.008	0.389	0.132
112	8.461	0.643	0.074	1.121	0.002
140	9.572	1271.520	5.520×10^{-7}	1.082	0.020

由图 8 可知, 模型所得计算曲线与试验曲线趋势基本一致, 说明建立的蠕变模型能很好地模拟该地区泥炭质土的蠕变特性。

表 3 分数阶模型参数拟合结果

Table 3 Fitting results of parameters of fractionals order model

荷载/kPa	E_0/MPa	$\zeta/(\text{MPa} \cdot \text{h}^\beta)$	β	R^2
28	8.16×10^2	70.23	0.37	0.992
56	16.36	111.31	0.30	0.996
84	12.80	345.40	0.32	0.993
112	13.57	376.66	0.24	0.993
140	14.88	718.47	0.34	0.967

分数阶 Maxwell 模型只需两个元件, 将 Kelvin 模型的弹簧元件剔除并将模型中的阻尼器元件改为软体元件就可描述其蠕变规律, 更多的参数意味着该模型更加不稳定; 所以在实际应用中, 应该综合考虑这两种模型, 以期达到互相验证的效果。

两种模型的计算曲线与试验值的 R^2 均大于 0.96, 表明两模型的预测值与实验值基本一致, 模型精度较高, 而广义 Kelvin 模型更能够较合理地描述泥炭质土的蠕变特性。然而, 就文中建立的两种模型参数个数相比, 改进分数阶 Maxwell 蠕变模型的参数较少外, 改进分数阶 Maxwell 蠕变模型具有模型参数少、易获取以及精度较高等特点, 在工程实践更易于使用, 为控制工后沉降分析提供参考。

上述 100 kPa 围压下, 泥炭质土蠕变经历了瞬时变形、衰减蠕变和等速蠕变阶段, 并未进入加速蠕变阶段, 未验证建立的改进分数阶 Maxwell 蠕变模型能否有效表达泥炭质土的加速蠕变特征, 现利用原状样 200 kPa 围压下第 3 级数据进行拟合分析验证, 进入加速蠕变阶段对应的试样 $t_a = 71.33$ h, 对应的应变量 $\varepsilon_a = 13.5\%$, 对照式 (9) 运用非线性最小二乘法对泥炭质土第 3 级试验数据拟合分析, 见图 9。

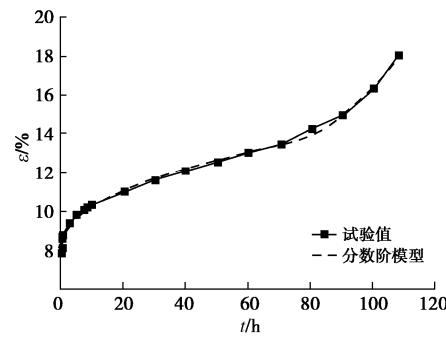


图 9 理论值与实验值结果对比

Fig. 9 Comparison between theoretical and experimental values

从图 9 可以看到, 理论模型拟合数据与试验数据吻合度较高, 不仅能够反映泥炭质土初期的非线性特征, 也能反映泥炭质土加速蠕变阶段的非线性特征, 表明上文给出的带应变触发的分数阶 Maxwell 模型能够较好地表达泥炭质土的蠕变全过程。具体拟合得到的参数值: 荷载=129 kPa, $E_0=16.335 \text{ MPa}$, $\zeta=177.263 \text{ MPa} \cdot \text{h}^\beta$, $\zeta_1=19314.59 \text{ MPa} \cdot \text{h}^\gamma$, $\gamma=0.448$, $\beta=1.91$, $R^2=0.997$ 。

4 结 论

采用应力应变控制式三轴剪切渗透试验仪对泥炭质土进行固结蠕变试验, 经过对试验结果进行研究分析, 得到 2 点结论。

(1) 当围压为 50, 100 kPa 时, 在各级偏应力作用下, 泥炭质土的蠕变曲线表现为衰减蠕变特点。而当围压为 200 kPa, 偏应力为 129 kPa 时, 表现为非衰减蠕变特性。泥炭质土蠕变过程主要有瞬时弹性变形、衰减蠕变和等速蠕变 3 个阶段。

(2) 通过分析三轴固结不排水蠕变试验条件下泥炭质土蠕变特征, 采用广义 kelvin 模型与改进分数阶 Maxwell 模型, 建立了适用于可描述泥炭质土的蠕变特性的蠕变模型。分数阶 Maxwell 模型预测值与试验值吻合度较高, 此模型能够较好地描述泥炭质土三轴应力状态下的蠕变特征, 且参数较少, 利于在工程中推广应用。

参考文献:

- [1] MESRI G, AJLOUNI M. Engineering properties of fibrous peats[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(7): 850 – 866.
- [2] 阮永芬, 刘岳东, 王东, 等. 昆明泥炭与泥炭质土对建筑地基的影响[J]. 昆明理工大学学报(理工版), 2003, **28**(3): 121 – 124. (RUAN Yong-fen, LIU Yue-dong, WANG Dong, et al. Effect of kunming's peat & peaty soil on the building foundation[J]. Journal of Kunming University of Science and Technology, 2003, **28**(3): 121 – 124. (in Chinese))
- [3] 王志良, 瞿嘉安, 申林方, 等. 泥炭质土层盾构施工扰动引起隧道长期沉降的研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(8): 1416 – 1424. (WANG Zhi-liang, QU Jia-an, SHEN Lin-fang, et al. Long-term settlement of tunnel caused by shield tunneling in peaty soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(8): 1416 – 1424. (in Chinese))
- [4] 刘伟, 赵福玉, 杨文辉, 等. 安嵩线草海段泥炭质土的特征及性质[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 671 – 674. (LIU Wei, ZHAO Fu-yu, YANG Wen-hui, et al. Features and properties of peaty soil in Caohai section of Anning-Sonming line[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 671 – 674. (in Chinese))
- [5] GUO yi-peng, WANG xiao-nan, LAI zheng-fa, et al. Analysis on rheological properties of peat soil in Kunming area[J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, **204/205/206/207/208**: 722 – 726.
- [6] GEMANT A. A method of analyzing experimental results obtained from elasto-viscous bodies[J]. Physics, 1936, **7**(8): 311 – 317.
- [7] 殷德顺, 任俊娟, 和成亮, 等. 一种新的岩土流变模型元件[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(9): 1899 – 1903. (YIN De-shun, REN Jun-juan, HE Cheng-liang, et al. A new rheological model element for geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(9): 1899 – 1903. (in Chinese))
- [8] 孙 钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. (SUN Jun. Rheology of Geotechnical Materials and Its Engineering Application[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1999. (in Chinese))
- [9] 刘 浩. 湖相软土物理力学特性及蠕变特性研究[D]. 长沙: 中南大学, 2011. (LIU Hao. Study on Physical and Mechanical Properties and Creep Properties of Lake Soft Soil[D]. Changsha: Central South University, 2011. (in Chinese))
- [10] NONNENMACHER T F, METZLER R. On the Riemann-liouville fractional calculus and some recent applications[J]. Fractals, 1995, **3**(3): 557 – 566.
- [11] JIANG Q H, QI Y J, WANG Z J, et al. An extended Nishihara model for the description of three stages of sandstone creep[J]. Geophysical Journal International, 2013, **193**(2): 841 – 854.
- [12] 吴斐, 刘建锋, 边宇, 等. 盐岩的分数阶导数蠕变模型[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2014, **46**(5): 22 – 27. (WU Fei, LIU Jian-feng, BIAN Yu, et al. Fractional derivative creep model of salt rock[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2014, **46**(5): 22 – 27. (in Chinese))
- [13] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 2 版.北京: 中国水利水电出版社, 1996. (QIAN Jia-huan, YIN Zong-ze. Geotechnical Principle and Calculation[M]. 2nd ed. Beijing: China Water Power Press, 1996. (in Chinese))
- [14] 周光泉, 刘孝敏. 黏弹性理论[M]. 合肥: 中国科学技术大学出版社, 1996. (ZHOU Guang-quan, LIU Xiao-min. Theory of Viscoelasticity[M]. Hefei: University of Science and Technology of China Press, 1996. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)