

DOI: 10.11779/CJGE202205010

不同中主应力系数和负温条件下冻结砂土真三轴 试验研究

马芹永^{1,2,3}, 黄 坤^{*1,2,3}, 马冬冬^{1,2,3}, 姚兆明^{1,2,3}, 周兆曦^{1,2,3}

(1. 安徽理工大学省部共建深部煤矿采动响应与灾害防控国家重点实验室, 安徽 淮南 232001; 2. 安徽理工大学矿山地下工程教育部工程研究中心, 安徽 淮南 232001; 3. 安徽理工大学土木建筑学院, 安徽 淮南 232001)

摘 要: 为研究冻土在复杂应力路径下的力学性质, 利用自主研发的冻土真三轴仪, 研究了温度和中主应力系数 b_f 对冻结砂土强度和变形特性的影响。试验结果表明: 不同试验条件下的偏应力-大主应变曲线均表现出应变硬化的特性。当 $0 \leq b_f \leq 0.5$ 时, 破坏强度随 b_f 的增加而增加, 当 b 从 0.5 增长到 1 时, 破坏强度表现出降低的趋势, 且 $b_f > 0$ 时的强度均大于 $b_f = 0$ 的强度。强度随着温度降低呈现出线性增长规律。随着 b_f 的增加, 中主应力方向上的变形由膨胀向收缩转变; 小主应力方向始终产生膨胀变形, 且变形速率加快; 体应变均表现出先剪缩后剪胀的特性。应力水平在 30%~95% 区间内的试验点适用于计算 Duncan-Chang 模型参数。

关键词: 真三轴; 冻结砂土; 中主应力系数; 力学特性; Duncan-Chang 模型

中图分类号: TU41

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)05-0870-09

作者简介: 马芹永(1964—), 男, 教授, 博士, 主要从事冻土力学与工程方面的研究。E-mail: qymaah@126.com。

True triaxial tests on frozen sandy soil under different intermediate principal stress coefficients and negative temperatures

MA Qin-yong^{1,2,3}, HUANG Kun^{1,2,3}, MA Dong-dong^{1,2,3}, YAO Zhao-ming^{1,2,3}, ZHOU Zhao-xi^{1,2,3}

(1. State Key Laboratory of Mining Response and Disaster Prevention and Control in Deep Coal Mine, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China; 2. Engineering Research Center of Underground Mine Construction, Ministry of Education, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China; 3. School of Civil Engineering and Architecture, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China)

Abstract: To study the mechanical properties of frozen soil under complex stress paths, the effects of negative temperature and intermediate principal stress coefficient (b_f) on the strength and deformation characteristics of frozen sandy soil are studied by using the self-developed true triaxial apparatus. The test results show that the stress-strain relationship under different b_f values exhibits strain hardening characteristics under three dimensional stress states. The failure strength increases with b_f increasing from 0 to 0.5 and then decreases when b is in the range of 0.5~1. However, the values are still greater than those under the axial-symmetric stress state ($b_f = 0$). The strength increases linearly with the decline of the negative temperature. With the increase in b_f , the deformation in the direction of the intermediate principal stress changes from dilative to compressive and that in the direction of the minor principal stress remains dilative throughout. All the volumetric strain curves demonstrate the characteristics of shear shrinkage first and then dilatancy. The test points in the range of 30%~95% stress level are suitable for calculating the Duncan-Chang model parameters.

Key words: true triaxial test; frozen sandy soil; intermediate principal stress coefficient; mechanical property; Duncan-Chang model

0 引 言

冻土是一种温度低于 0°C 且含有冰的土岩, 在中国分布广泛, 其中多年冻土和季节性冻土分布面积分别占国土面积的 21.5% 和 53.5%^[1]。随着人类活动空间的扩展和对资源需求的增加, 以青藏公路、青藏铁路、

中俄输油管线等为代表的寒区重要工程建设如火如荼

基金项目: 国家自然科学基金项目 (50874003); 安徽省自然科学基金项目 (青年项目) (1908085QE212)

收稿日期: 2021-06-22

***通信作者** (E-mail: kunhuangah@126.com)

地开展^[2-4]。了解和掌握冻土在复杂应力状态的力学性质, 对冻土区工程的设计、施工和安全运行具有重要的理论和工程意义^[5]。众多学者借助常规三轴试验系统研究了温度^[6]、土质^[7]、含水(冰)量^[8]、应变率^[9]以及应力路径^[10]等因素对冻土力学性质的影响, 并取得丰硕的成果。然而常规三轴试验系统只能施加轴向和环向两个方向的主应力, 主要反映冻土在轴对称应力状态下的强度和变形特性, 不能体现中主应力的影响, 因此不能够还原冻土在实际三维复杂应力状态下的力学性能^[11]。

大量理论和试验表明, 中主应力对材料的力学特性影响显著^[12-13]。为深入研究中主应力对岩土材料力学性能的影响, 许多学者借助真三轴试验系统, 对常规土开展了一系列等小主应力 σ_3 等中主应力系数 b_f 试验。随着 b_f 的改变, 岩土材料的强度呈现出不同的变化规律。李滨等^[14]和潘家军等^[15]研究发现, Q_3 砂黄土和粗粒土的强度均随着 b_f 的增长而增长; 而张敏等^[16]发现砂土的强度随着 b_f 的增长呈现出下降的趋势。扈萍等^[17]对粉细砂的研究表明, 当 $0 \leq b_f \leq 0.5$ 时, 强度随着 b_f 的增长而增长; 当 b_f 增加到0.75时, 强度有所下降; 当 b_f 为1时, 强度又略有提升, 但仍小于 $b_f=0.5$ 时的强度。通过分析刘俊新等^[18]对西南红层泥岩压实粉碎黏土的试验结果发现, 随着 b_f 的增长, 其强度表现出先增长后下降的变化规律, 当 $b_f=0.5$ 或 $b_f=0.75$ 时强度最大。相较于强度随 b_f 变化的规律, 各主应力方向的变形规律较为统一, 小主应力方向上均产生膨胀变形, 且随着 b_f 的增长, 变形速率显著增加; 当 b_f 从0增长到1时, 中主应力方向的变形由膨胀状态向收缩状态转变^[19-20]。以上研究结果表明, b_f 对岩土材料的强度和变形特性具有显著影响, 且呈现出不同的变化规律。

然而研究 b_f 对冻土力学特性影响较少, 因此有必要研究冻土在复杂应力路径下的强度和变形特性。陈敦等^[21]借助冻土空心圆柱仪研究 b_f 对冻结黏土力学特性的影响, 结果表明随着 b_f 的增加, 冻结黏土的轴向强度逐渐降低, 但对剪切强度影响不大; 雷乐乐等^[22]也发现类似的规律。麻世堃等^[23]以冻结标准砂为研究对象, 利用冻土真三轴仪开展了等 σ_3 等 b_f 试验, 试验结果表明强度随着 b_f 的变化单调递增。然而上述研究并未系统分析 b_f 对各主应变及体应变影响, 因此有必要进一步探索冻土在真三轴应力状态下的强度和变形规律。

本文采用自主研制的冻土真三轴仪, 开展了不同温度下的等 σ_3 等 b_f 试验, 分析了 b_f 对冻结砂土的强度和变形特性的影响, 通过改进 Duncan-Chang 模型

参数的取值方法, 以预测冻结砂土在真三轴应力状态的应力应变关系。

1 真三轴试验

1.1 冻土真三轴仪

冻土真三轴仪主要由温度控制系统, 液压伺服加载系统和数字控制系统组成。该试验机一端为固定端, 其余5个方向均可以独立控制, 能够实现冻土在复杂应力路径下力学性能试验, 如图1所示。荷载传感器和位移传感器测量精度分别为1 N和0.01 mm, 可较准确测量试样各方向的数据。低温加载箱和加载方式如图2所示。加载箱的内部尺寸为500 mm×500 mm×500 mm, 温度范围控制在-40~+40℃, 低温系统采用二级压缩双机组进行制冷; 加热及热补偿系统采用电阻丝通电加热方式。箱体温度波动度为±0.5℃, 控温精度为0.1℃。压力机采用刚性加载, 加载版采用内错法放置, 试样完全被其覆盖。当试样在外荷载作用下产生变形时, 各加载板同步移动, 可有效的减少各加载板之间的相互干扰。

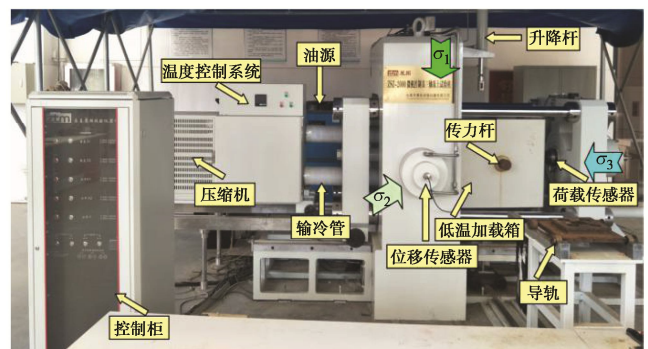


图1 冻土真三轴试验系统

Fig. 1 True triaxial apparatus for frozen soil

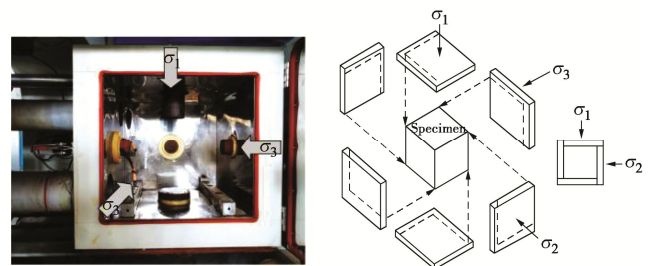


图2 低温加载箱及加载方式

Fig. 2 Negative temperature box and loading method

1.2 试样制备

试验所用砂土取自某煤矿立井冻结壁, 取样深度为-457 m, 原状含水率为12.4%。依据土工试验标准(GB/T 50123—2019)将扰动后的冻结砂土进行烘干, 破碎, 过2 mm筛, 粒径分布如表1所示。图3为试验土样的X射线衍射试验(XRD)结果, 土

表 1 砂土粒径分布
Table 1 Particle-size distribution of sandy soils

颗粒尺寸/mm	0~0.075	0.075~0.1	0.1~0.25	0.25~0.5	0.5~1.0	1.0~2.0
百分比/%	18.82	15.72	25.07	14.69	7.52	18.18

表 2 砂土矿物成份
Table 2 Mineral composition of sandy soil

氧化物	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	TiO ₂	MgO	Na ₂ O	P ₂ O ₅	SO ₃	其他
含量/%	54.28	19.53	11.92	8.12	2.20	1.68	0.96	0.47	0.37	0.11	0.36
单质	O	Si	Al	Ca	Fe	K	Ti	Mg	Na	P	其他
含量/%	45.84	25.37	10.34	8.52	5.74	1.83	1.01	0.58	0.35	0.16	0.26

样中主要晶体为 SiO₂，通过 X 射线荧光光谱分析（XRF）检测试验砂土具体成份，如表 2 所示。依据原状土含水率，首先称取适量的干土和水拌和均匀后放入保湿皿中浸润 24 h，然后将湿土放入内部尺寸为 100 mm×100 mm×100 mm 模具中分层击实。在制作试样之前，彻底清洗模具，并在模具表面涂上一层凡士林。然后连同模具，将其放入-20℃的低温箱冻结 1 h 后再脱模。脱模后包裹一层保鲜膜，以减少在冻结过程中试样水分散失。接着将土样放置在-20℃的低温箱中冻结 24 h，最后放置在目标温度的低温箱继续冻结 24 h。

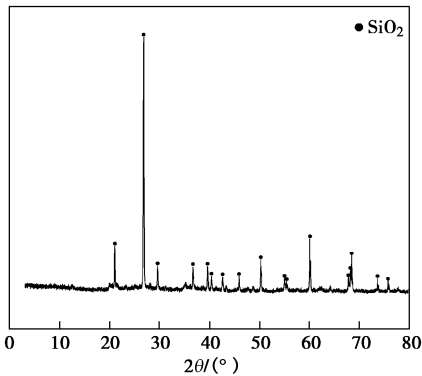


图 3 土样 XRD 分析
Fig. 3 XRD of sandy soil

1.3 加载方法

试验开始前将低温加载箱设置成目标温度，预冷 2 h 后，然后将安装好的试样放入低温箱内继续冻结 6 h。为减少试验过程板与板以及板与试样之间的摩擦力，在试样表面的保鲜膜和加载板上均匀涂抹一层凡士林。试验采用应力控制，首先以 10 N/s 的加荷速度将 3 个主应力同步加载至小主应力数值，并固结 30 min；维持小主应力恒定，等比例加载中主应力和大主应力，直至试样达到破坏状态（ $\varepsilon_1=15\%$ ），在加载过程中大主应力保持 10 N/s 的加荷速度不变。本文主要研究在不同负温条件下，中主应力系数对冻结砂土

强度和变形特性的影响。中主应力系数 b_f 为

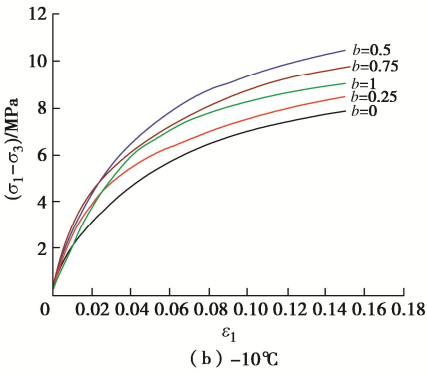
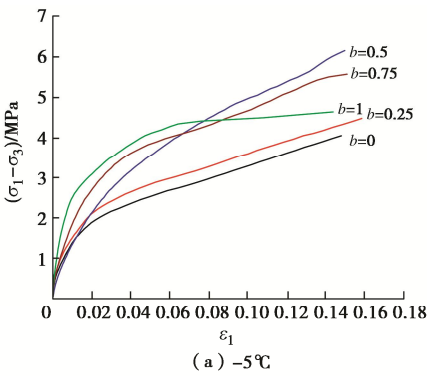
$$b_f = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (1)$$

式中， σ_1 ， σ_2 ， σ_3 分别为大主应力、中主应力和小主应力。

2 试验结果与分析

2.1 偏应力和大主应变的关系

偏应力 - 大主应变曲线能够综合反映冻结砂土在荷载作用下的强度和变形特性。从图 4 可以发现，不同试验条件下的偏应力 - 大主应变曲线均呈现出应变硬化特性。当试样处于真三轴应力状态（ $b_f>0$ ）时，破坏强度和曲线的斜率均大于常规三轴应力状态（ $b_f=0$ ），这表明中主应力会提升冻土抵抗破坏和变形的能力，常规三轴的试验结果并不能真正反映冻土的力学特性。



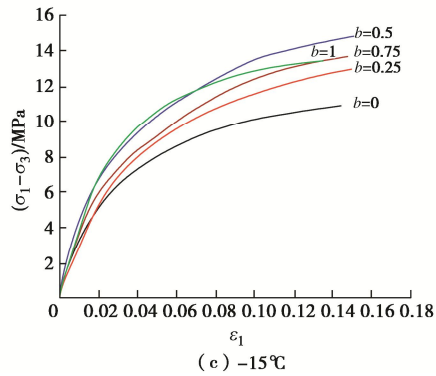


图4 大主应变与偏应力的关系

Fig. 4 Relationship between ε_1 and $\sigma_1-\sigma_3$ of frozen sandy soil

2.2 中主应变和大主应变的关系

由试验结果可知,在不同温度下,主应变之间的关系随中主应力系数的增加,表现出相同的变化趋势,选取 -5°C 的数据进行分析。图5反映了大主应变-中主应变关系随 b_f 变化的规律。当 $b_f=0$ 和 $b_f=0.25$ 时,中主应变为负值即处于膨胀状态;当 $b_f=0$ 时,试样处于常规三轴应力状态,中主应力方向上的变形快速膨胀且速率较快,试样抵抗变形的能力较弱;当 $b_f=0.25$ 时,变形速率显著降低;当 $b_f=0.5$ 时,中主应变略大于零,近似保持恒定。当 $b_f=0.75$ 和 $b_f=1$ 时,中主应变为正值,表现为收缩变形,且随着 b_f 的增加试样的变形速率显著增大。随着 b_f 增加,中主应力的约束作用逐渐增强,因此表现出中主应力方向上的变形由膨胀向收缩转变。

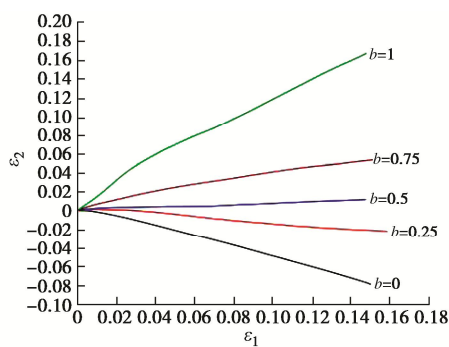


图5 大主应变与中主应变的关系

Fig. 5 Relationship between ε_1 and ε_2 of frozen sandy soil

2.3 小主应变和大主应变的关系

图6为大主应变与小主应变之间的关系,由图可知,小主应变均为负值,表明试样在小主应力方向均发生膨胀变形。大主应变和小主应变曲线大致呈线性分布,曲线斜率随 b_f 的增加而增加。这表明,在相同的大主应变下, b_f 值越大,小主应变的绝对值越大,即冻土试样在小主应力方向越容易产生膨胀变形。由于采用应力控制,大主应力和中主应力随着加载时间

的增加而增大,对这两个方向上的挤压作用越强;而小主应力维持恒定,不能有效约束该方向的位移,从而产生较大的膨胀变形。

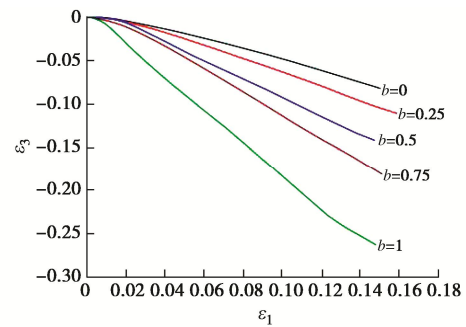


图6 大主应变与小主应变的关系

Fig. 6 Relationship between ε_1 and ε_3 of frozen sandy soil

图5,6综合反映了中主应变与小主应变和大主应变之间的关系,当 $b_f < 0.5$ 时,中主应变为负值,当 $b_f > 0.5$ 时,中主应变为正值;小主应变始终小于零。最小耗能原理能够合理解释上述试验现象,物体的变形总是朝着消耗能量最小的方向进行,也就是变形最容易的方向进行。当中主应力与小主应力差距较小时($0 \leq b_f \leq 0.25$),在加载过程中,中主应力方向和小主应力方向上发生膨胀变形;随着中主应力的进一步增加($0.5 \leq b_f \leq 1$),对中主应力方向的约束增强,从而产生收缩变形;相比之下,小主应力方向的约束较小,更容易产生膨胀变形。

2.4 体应变和大主应变的关系

体应变能够反映出试样的变形特性,通过图7可看出 b_f 对体应变的影响,图中正值为剪缩,负值为剪胀。在不同试验条件下,冻结砂土的体应变均呈现出先剪缩后剪胀的特性。在初始加载阶段,冻土内部含有孔隙,在外荷载的作用下逐渐闭合,内部颗粒之间的接触更加紧密。随着荷载的增加,试样所承受的剪应力越来越大,导致部分冰颗粒和较大砂土颗粒被压碎从而呈现出剪胀的特性。可以看出 b_f 值越大,试样的峰值体应变越大。在相同时间内,随着 b_f 值的增加,增强了对冻土的压缩程度。随着荷载增加,试样承受的剪应力逐渐增加,特别是当 b_f 值较高时,小主应力方向的更容易产生膨胀变形且变形量较大,内部产生大量不可逆的裂纹,因而表现出剪胀的特性。

图4~7中所述的应变均为工程应变($\varepsilon = \Delta l/l_0$),然而试样在进入屈服状态时,实际的应变即真应变 ε_t 与工程应变有较大差异。真应变与工程应变的关系为

$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon) \quad (2)$$

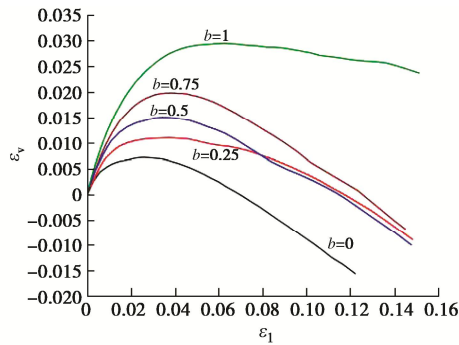
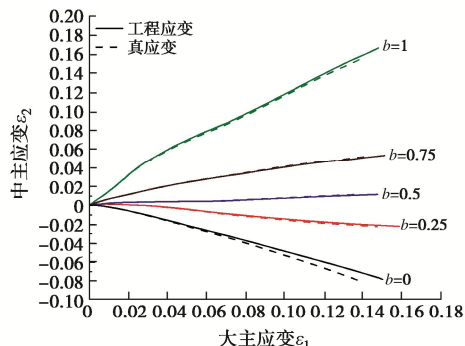


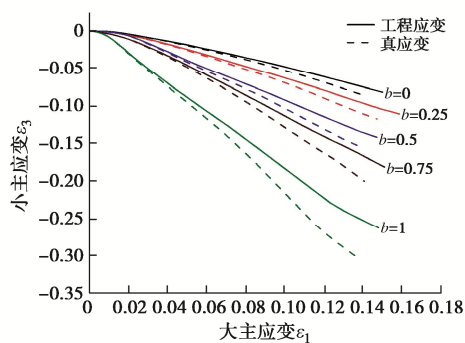
图7 大主应变与体应变的关系

Fig. 7 Relationship between ε_1 and ε_v of frozen sandy soil

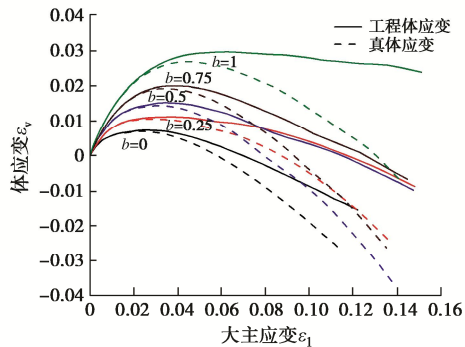
在不同温度下, 真应变和工程应变随中主应力系数的增加表现出相同的变化趋势。从图8可以看出, 真应变和工程应变的变化趋势相同。对中主应变而言,



(a) 主应变 - 中主应变



(b) 主应变 - 小主应变



(c) 主应变 - 体应变

图8 对比分析中主应力系数对工程应变和真应变的影响 (-5℃)

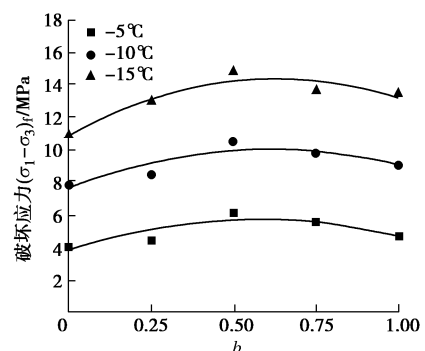
Fig. 8 Comparative analysis of effect of intermediate principal stress coefficient on engineering strain and true strain (-5℃)

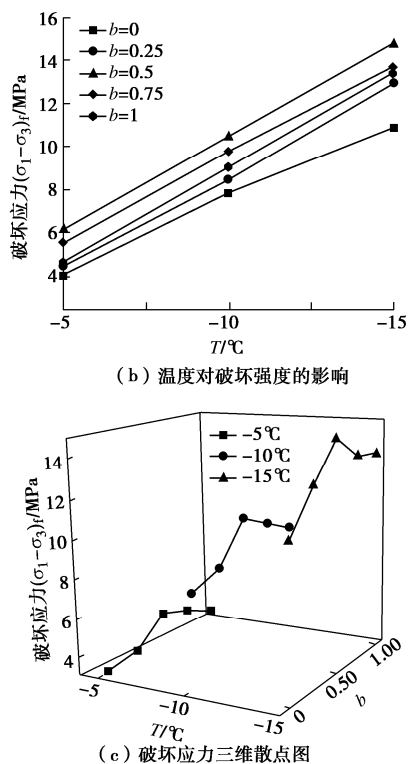
当中主应力系数较小时 (b_f 为 0, 0.25), 真应变的绝对值要大于工程应变; 当中主应力系数较大时 (b_f 为 0.5, 0.75, 1), 真应变略小于工程应变。对于小主应变而言, 真应变的绝对值均比工程应变的绝对值大, 且二者之间的差异随着 b_f 的增加而增加。不难发现, 当试样发生膨胀变形时, 真应变的绝对值比工程应变的绝对值要大, 当试样发生收缩变形时, 真应变的绝对值比工程应变的绝对值略小。从图8(c)可以看出, 工程体应变与真体应变均随着中主应力系数的增加而增加。在加载初期, 冻土试样处于弹性阶段, 工程体应变和真体应变几乎重合; 但随着荷载的进一步增加, 试样处于屈服阶段, 其内部产生大量裂纹, 导致工程体应变和真体应变的差异逐渐增大。

2.5 强度变化规律

图9反映了 b_f 和温度对冻结砂土强度的影响规律。从图9(a)可知, 在不同温度下, 强度随 b_f 的增加均呈现出先升高后降低的趋势, 当 $b_f=0.5$ 时强度最大, 表现出明显的区间性。

从大主应变、中主应变和小主应变的关系来看, 当 b_f 值较小时, 随着 b_f 值的增加, 抑制了中主应力方向上的变形, 有效的限制了偏离中主应力方向裂纹的扩展^[24], 从而增强了冻结砂土的强度; 同时中主应力会在冻结砂土试样中产生沿小主应力方向的局部张应力, 但 b_f 值较小, 它产生的局部张应力对冻结砂土最终破坏所起的作用较小, 此时增强效应占主导^[25]。当 b_f 值进一步增长, b_f 值的增加使小主应变方向的膨胀变形加剧, 此时减弱效应占主导; Kong 等^[24]研究表明中主应力与小主应力差值 ($\sigma_2 - \sigma_3$) 的增加促进试样内部裂纹扩展, 降低试样强度。此外, 不同 b_f 值对应于不同的试验, $b_f=0.5$ 和 $b_f=1$ 时分别对应于简单剪切试验和三轴拉伸试验。试样抗剪能力由冰的强度、土骨架的强度以及冰与矿物颗粒间黏聚力共同决定^[26]。而当 $b_f=1$ 时, 试样处于拉伸状态; 在拉应力作用下, 冰与矿物颗粒间的黏聚力是影响冻土抗拉强度的主要因素, 同时气孔的应力集中作用, 使裂纹迅速扩展, 因此冻结砂土的强度有所降低^[27]。

(a) b 对破坏强度的影响

图9 b 和温度对冻结砂土强度影响Fig. 9 Effects of b and temperature on strength of frozen sandy soil

当 b_f 值相同时, 试样的强度随温度的降低线性增长。这主要是由于冻结温度的降低, 减少了冻土内部的未冻水含量, 冻土内部含冰量增长; 同时冰的黏聚力提高, 土颗粒和冰之间的胶结力增强, 宏观上表现出冻土试样强度随温度的降低而增大。

2.6 Duncan-Chang 模型

由图4可知, 不同试验条件下的偏应力-大主应变曲线均表现出应变硬化的特性, 大致符合双曲线关系。Duncan-Chang 模型以广义胡克定律为基础, 因其形式简单, 参数少, 易于确定而得到广泛应用。因此本文采用该模型来预测冻结砂土在真三轴应力状态下的应力应变关系。模型的数学表达式为

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\lambda + \nu \varepsilon_1}, \quad (3)$$

式中, λ , ν 为拟合参数。

通过坐标变换, 式(3)可改写为

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = \lambda + \nu \varepsilon_1, \quad (4)$$

$$s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}. \quad (5)$$

式中, s 为应力水平。

根据《GB/T50123—2019 土工试验方法标准》, 参数 λ , ν 分别应力水平 $s=70\%$ 和 $s=95\%$ 两点的连线的截距和斜率。根据宋东等^[28]研究表明, 在 $70\% \sim 95\%$

应力范围内拟合较好, 但是在初始阶段与试验偏差较大, 且破坏应力比波动较大, 不能全面反映出冻土材料在荷载作用下的强度与变形关系。

结合冻结砂土试验的应力应变曲线的特点, 为提高模型参数的客观性和精确度, 选取 $30\% \sim 95\%$, $40\% \sim 95\%$, $50\% \sim 95\%$, $60\% \sim 95\%$, $70\% \sim 95\%$, $0\% \sim 100\%$ 应力水平内的试验点分别计算模型参数, 并将其代入式(3)计算出理论值。通过对比理论值和试验值, 选取拟合度较高的曲线, 从而确定合适的试验段。图10为不同试验段的理论值与试验结果的对比图。

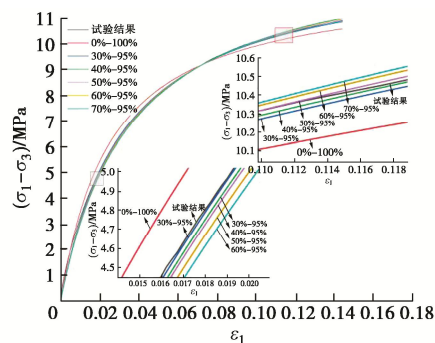


图10 分段拟合计算结果

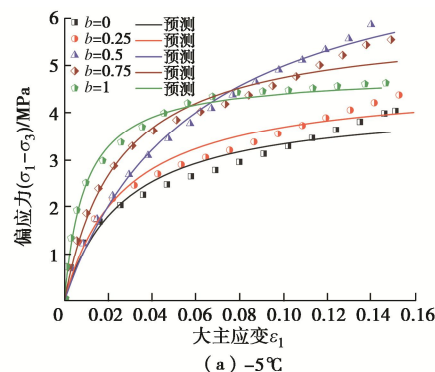
Fig. 10 Calculated results of piecewise fitting

可以看出采用全部点进行参数计算的结果与试验值偏差较大, 这可能是由于在初始和接近破坏的阶段偏应力-大主应变曲线并不是完全符合双曲线形状造成的^[29]。在变形前期, $30\% \sim 95\%$ 的计算结果与试验值最接近, 而在后期试验结果介于 $50\% \sim 95\%$ 和 $40\% \sim 95\%$ 结果之间。为直观判断较优分段区间, 采用累计平方误差 δ^2 进行判定,

$$\delta^2 = \sum_i^n \left[(\sigma_1 - \sigma_3)_i^{\text{pre}} - (\sigma_1 - \sigma_3)_i^{\text{test}} \right]^2, \quad (6)$$

式中, $(\sigma_1 - \sigma_3)_i$, $(\sigma_1 - \sigma_3)_n$ 为各分段区间的起始点的偏应力 (MPa)。

当选取 $30\% \sim 95\%$ 内的点进行参数计算时, 累计平方误差最小。试验结果与理论结果的对比值, 如图11所示。计算参数详见表3。



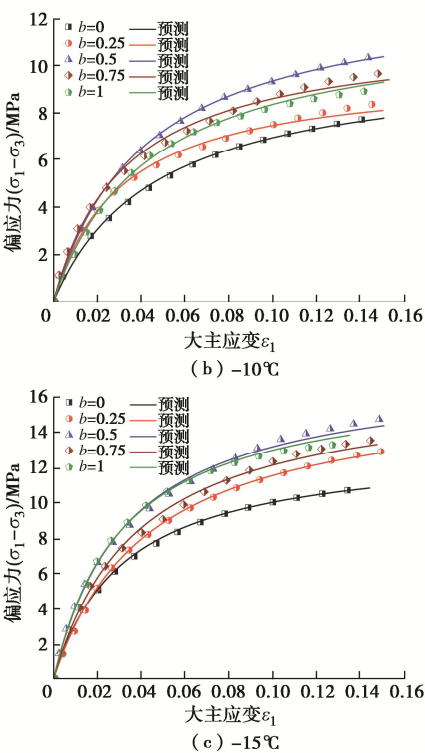


图 11 试验值与理论值对比

Fig. 11 Comparison between experimental and theoretical values

表 3 不同试验条件下的理论参数

Table 3 Theoretical parameters under different test conditions

温度/°C	<i>b</i>	<i>λ</i>	<i>ν</i>
-5	0	0.0063	0.2359
	0.25	0.0057	0.2135
	0.50	0.0073	0.1268
	0.75	0.0041	0.1700
	1.00	0.0049	0.2076
-10	0	0.0046	0.0983
	0.25	0.0032	0.1025
	0.50	0.0032	0.0756
	0.75	0.0029	0.0878
	1.00	0.0036	0.0837
-15	0	0.0024	0.0755
	0.25	0.0026	0.0605
	0.50	0.0019	0.0569
	0.75	0.0023	0.0597
	1	0.0018	0.0586

3 结 论

(1) 不同试验条件下的应力应变曲线均呈现出应变硬化的特性, 试样处于真三轴应力状态 ($b_f>0$) 时, 曲线的斜率和破坏强度均大于轴对称应力状态 ($b_f=0$), 中主应力能够提升冻结砂土抵抗破坏和变形的能力。

(2) 对于中主应变和小主应变而言, 真应变和工程应变随中主应力系数的增加均表现出相同的变化趋

势。当试样发生膨胀变形时, 真应变的绝对值比工程应变的绝对值要大, 当冻结砂土发生收缩变形时, 真应变的绝对值比工程应变的绝对值略小。在变形初期, 真体应变和工程体应变几乎重合, 当试样进入屈服状态时, 二者表现出明显的差异, 真体应变的剪胀程度显著增加。

(3) 当中应力系数 $b_f=0$ 和 0.25 时, 中主应力方向上的变形处于膨胀状态; 当 $b_f=0.5$ 时, 中主应变略大于 0, 且保持恒定; 当 b_f 为 0.75, 1 时, 中主应力方向上的变形处于收缩状态。小主应力方向始终发生膨胀变形, 随着 b_f 的增加, 变形速率显著提升; 体应变均表现为先剪缩后剪胀的特性, 且剪缩程度增大。

(4) 冻结砂土试样的强度明显依赖于温度, 强度随温度降低呈线性规律变化; 随着 b_f 的增长, 强度表现出先增长后降低的试验趋势, $b_f=0.5$ 时强度最大。不同的应力水平区间对 Duncan-Chang 模型参数的取值影响较大, 选取 30%~95% 应力水平试验点计算得到的参数精度较高, 能够较好的反映冻结砂土在真三轴应力状态下强度和变形规律。

参考文献:

[1] 马芹永. 人工冻结法的理论与施工技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007. (MA Qin-yong. Theory and Construction Technology of Artificial Freezing Method[M]. Beijing: China Communications Press, 2007. (in Chinese))

[2] 马芹永. 冻土爆破性与可钻性试验及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2007. (MA Qin-yong. Explosion and Drillability Test of Frozen Soil and its Application[M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese))

[3] WANG F, LI G Y, MA W, et al. Pipeline-permafrost interaction monitoring system along the China-Russia crude oil pipeline[J]. Engineering Geology, 2019, **254**: 113 - 125.

[4] 蔡汉成, 李 勇, 杨永鹏, 等. 青藏铁路沿线多年冻土区气温和多年冻土变化特征[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(7): 1434 - 1444. (CAI Han-cheng, LI Yong, YANG Yong-peng, et al. Variation of temperature and permafrost along Qinghai—Tibet railway[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(7): 1434 - 1444. (in Chinese))

[5] 李 鑫, 刘恩龙, 侯 丰. 考虑温度影响的冻土蠕变本构模型[J]. 岩土力学, 2019, **40**(2): 624 - 631. (LI Xin, LIU En-long, HOU Feng. A creep constitutive model for frozen soils considering the influence of temperature[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(2): 624 - 631. (in Chinese))

[6] 孙义强, 孟上九, 王 淼, 等. 负温和初始含水率对冻结粉

- 质黏土力学性质的影响[J]. 应用基础与工程科学学报, 2021, **29**(1): 193 - 205. (SUN Yi-qiang, MENG Shang-jiu, WANG Miao, et al. Effects of negative temperature and initial moisture content on mechanical properties of frozen silty clay[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2021, **29**(1): 193 - 205.)
- [7] 齐吉琳, 马 巍. 冻土的力学性质及研究现状[J]. 岩土力学, 2010, **31**(1): 133 - 143. (QI Ji-lin, MA Wei. State-of-art of research on mechanical properties of frozen soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(1): 133 - 143. (in Chinese))
- [8] LI Q L, WANG M, FU Q, et al. Short-term influence of biochar on soil temperature, liquid moisture content and soybean growth in a seasonal frozen soil area[J]. Journal of Environmental Management, 2020, **266**: 110609.
- [9] MA Q Y, HUANG K, MA D D. Energy absorption characteristics and theoretical analysis of frozen clay with pre-existing cracks under uniaxial compressive impact load[J]. Cold Regions Science and Technology, 2021, **182**: 103206.
- [10] 周国庆, 赵晓东, 李生生. 不同温度梯度两种应力路径冻结中砂应力-应变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 338 - 343. (ZHOU Guo-qing, ZHAO Xiao-dong, LI Sheng-sheng. Stress-strain properties for the frozen media sand at different temperature gradients during two stress paths[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 338 - 343. (in Chinese))
- [11] 陈 敦, 马 巍, 王大雁, 等. 定向剪切应力路径下冻结黏土变形特性试验[J]. 岩土力学, 2018, **39**(7): 2483 - 2490. (CHEN Dun, MA Wei, WANG Da-yan, et al. Experimental study of deformation characteristics of frozen clay under directional shear stress path[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(7): 2483 - 2490. (in Chinese))
- [12] YOSHIKAWA T, NODA T. Triaxial test on water absorption compression of unsaturated soil and its soil-water-air-coupled elastoplastic finite deformation analysis[J]. Soils and Foundations, 2020, **60**(5): 1151 - 1170.
- [13] FENG X T, GAO Y H, ZHANG X W, et al. Evolution of the mechanical and strength parameters of hard rocks in the true triaxial cyclic loading and unloading tests[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2020, **131**: 104349.
- [14] 李 滨, 刘瑞琦, 冯 振, 等. Q3 砂黄土真三轴强度变形特性研究[J]. 岩土力学, 2013(11): 3127 - 3133. (LI Bin, LIU Rui-qi, FENG Zhen, et al. Strength and deformation characteristics of Q3 sand loess under true triaxial condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013(11): 3127 - 3133. (in Chinese))
- [15] 潘家军, 程展林, 余 挺, 等. 不同中主应力条件下粗粒土应力变形特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 2078 - 2084. (PAN Jia-jun, CHENG Zhan-lin, YU Ting, et al. Experimental study on stress-strain characteristics of coarse-grained soil under different intermediate principal stresses[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 2078 - 2084. (in Chinese))
- [16] 张 敏, 许成顺, 杜修力, 等. 中主应力系数及应力路径对砂土剪切特性影响的真三轴试验研究[J]. 水利学报, 2015, **46**(9): 1072 - 1079. (ZHANG Min, XU Cheng-shun, DU Xiu-li, et al. True triaxial experimental research on shear behaviors of sand under different intermediate principal stresses and different stress paths[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, **46**(9): 1072 - 1079. (in Chinese))
- [17] 扈 萍, 黄茂松, 马少坤, 等. 粉细砂的真三轴试验与强度特性[J]. 岩土力学, 2011, **32**(2): 465 - 470. (HU Ping, HUANG Mao-song, MA Shao-kun, et al. True triaxial tests and strength characteristics of silty sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(2): 465 - 470. (in Chinese))
- [18] 刘俊新, 刘育田. 西南红层泥岩压实粉碎粘土的真三轴试验研究[J]. 浙江工业大学学报, 2015, **43**(3): 283 - 287, 301. (LIU Jun-xin, LIU Yu-tian. Experimental research on crushed compacted clay from southwest red layers mudstone with true tri-axial apparatus[J]. Journal of Zhejiang University of Technology, 2015, **43**(3): 283 - 287, 301. (in Chinese))
- [19] 姜景山, 左永振, 程展林, 等. 应力状态对粗粒料力学特性影响的大型真三轴试验[J]. 岩土力学, 2020, **41**(11): 3563 - 3572. (JIANG Jing-shan, ZUO Yong-zhen, CHENG Zhan-lin, et al. Effects of stress state on mechanical properties of coarse granular material using large-scale true triaxial tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(11): 3563 - 3572. (in Chinese))
- [20] 施维成, 朱俊高, 刘汉龙. 中主应力对砾石料变形和强度的影响[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(10): 1449 - 1453. (SHI Wei-cheng, ZHU Jun-gao, LIU Han-long. Influence of intermediate principal stress on deformation and strength of gravel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(10): 1449 - 1453. (in Chinese))
- [21] 陈 敦, 马 巍, 穆彦虎, 等. π 平面上冻结黏土破坏函数适用性试验研究[J]. 中国矿业大学学报, 2019, **48**(1): 64 - 70. (CHEN Dun, MA Wei, MU Yan-hu, et al. Experimental study of the failure function of frozen clay in

the π -plane[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2019, **48**(1): 64 – 70. (in Chinese))

[22] 雷乐乐, 王大雁, 王永涛, 等. 定向剪切应力路径下冻结黏土强度特性试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2018, **50**(6): 103 – 109. (LEI Le-le, WANG Da-yan, WANG Yong-tao, et al. The strength characteristics of frozen clay under the different principal stress directions[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2018, **50**(6): 103 – 109. (in Chinese))

[23] 麻世堃, 姚兆明, 刘爽, 等. 中主应力系数影响下的冻结砂土损伤本构模型[J]. 煤田地质与勘探, 2020, **48**(5): 130 – 136. (MA Shi-long, YAO Zhao-ming, LIU Shuang, et al. Damaged constitutive model of frozen sand under the influence of intermediate principal stress[J]. Coal Geology & Exploration, 2020, **48**(5): 130 – 136. (in Chinese))

[24] KONG R, FENG X T, ZHANG X W, et al. Study on crack initiation and damage stress in sandstone under true triaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2018, **106**: 117 – 123.

[25] 陶振宇, 高延法. 红砂岩真三轴压力试验与岩石强度极限统计[J]. 武汉水利电力大学学报, 1993, **26**(4): 300 – 305. (TAO Zhen-yu, GAO Yan-fa. True triaxial pressure experiment for red sand rock and limit statistics of rock strength[J]. Journal of Wuhan University of Hydraulic and Electric Engineering, 1993, **26**(4): 300 – 305. (in Chinese))

[26] 张晋勋, 杨昊, 单仁亮, 等. 冻结饱水砂卵石三轴压缩强度试验研究[J]. 岩土力学, 2018, **39**(11): 3993 – 4000, 4016. (ZHANG Jin-xun, YANG Hao, SHAN Ren-liang, et al. Experimental research on triaxial compressive strength of frozen saturated sandy gravel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(11): 3993 – 4000, 4016. (in Chinese))

[27] 黄星, 李东庆, 明锋, 等. 冻土的单轴抗压、抗拉强度特性试验研究[J]. 冰川冻土, 2016, **38**(5): 1346 – 1352. (HUANG Xing, LI Dong-qing, MING Feng, et al. Experimental study of the compressive and tensile strengths of artificial frozen soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2016, **38**(5): 1346 – 1352. (in Chinese))

[28] 宋东, 余梁蜀, 王晓奇, 等. 低温沥青混凝土邓肯-张模型参数整理方法[J]. 水资源与水工程学报, 2017, **28**(1): 230 – 235. (SONG Dong, YU Liang-shu, WANG Xiao-qi, et al. Collection method of Duncan-Chang model parameters for low temperature asphalt concrete[J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2017, **28**(1): 230 – 235. (in Chinese))

[29] 冯卫星, 常绍东, 胡万毅. 北京细砂土邓肯-张模型参数试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, **18**(3): 327 – 330. (FENG Wei-xing, CHANG Shao-dong, HU Wan-yi. Experimental study on parameters of duncan-chang model for beijing fine sandy soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, **18**(3): 327 – 330. (in Chinese))

彩色插图索引

DOI: 10.11779/CJGE202205002 一文彩色插图	(后插 1)
DOI: 10.11779/CJGE202205005 一文彩色插图	(后插 2)
DOI: 10.11779/CJGE202205006 一文彩色插图	(后插 2)
DOI: 10.11779/CJGE202205007 一文彩色插图	(后插 3)
DOI: 10.11779/CJGE202205008 一文彩色插图	(后插 3)
DOI: 10.11779/CJGE202205009 一文彩色插图	(后插 3)
DOI: 10.11779/CJGE202205010 一文彩色插图	(后插 4)
DOI: 10.11779/CJGE202205014 一文彩色插图	(后插 4)
DOI: 10.11779/CJGE202205016 一文彩色插图	(封 3)
DOI: 10.11779/CJGE202205019 一文彩色插图	(封 3)
DOI: 10.11779/CJGE202204020 一文彩色插图	(封 2, 封 3)