

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.2136

应力状态对粗颗粒土静止侧压力系数影响试验研究

朱俊高^{1,2}, 蒋明杰^{1,2}, 陆阳洋^{1,2}, 吉恩跃^{1,2}, 罗学浩³

(1. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学 江苏省岩土工程技术工程研究中心, 江苏 南京 210098;
3. 上海岩土工程勘察设计研究院有限公司环境工程公司, 上海 200032)

摘 要: 土体静止侧压力系数 K_0 随应力状态的变化规律对深入把握其力学性质非常重要。然而, 由于适用于粗粒土 K_0 试验仪器及方法较少, 对粗粒土 K_0 随应力状态变化规律的研究几乎是空白的。为研究加载和卸载过程中粗颗粒土静止侧压力系数 K_0 随应力状态的变化规律, 利用新近研制的大型 K_0 试验仪对某砂卵石料和堆石料进行了不同应力状态下的 K_0 试验。 K_0 试验结果表明: 颗粒形态、应力状态、级配都对粗粒土 K_0 有一定影响, 其中应力状态影响最为明显; 加、卸载时粗粒土 K_0 随竖向应力增大呈减小的趋势。通过对 K_0 试验结果进行深入分析, 提出了粗颗粒土在加载过程中 K_0 与竖向应力的关系式, 并进行了验证。在此式基础上, 基于前人总结所得 K_0 与 OCR 的关系式, 总结了一个反映任意固结状态下粗颗粒土 K_0 随应力状态变化的关系式。

关 键 词: 静止侧压力系数 K_0 ; 粗颗粒土; 应力状态; OCR

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2019) 03-0827-08

Experimental study on influence of stress state on at-rest earth pressure coefficient for coarse grained soil

ZHU Jun-gao^{1,2}, JIANG Ming-jie^{1,2}, LU Yang-yang^{1,2}, JI En-yue^{1,2}, LUO Xue-hao³

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;
2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China; 3. Shanghai Geotechnical Investigations & Design Institute Co., Ltd., Shanghai 200032, China)

Abstract: The research on K_0 behavior under different stress states is important in grasping the mechanical parameter of the soils. However, there are few apparatuses and methods applicable for measuring K_0 of coarse grained soil, therefore, as for the K_0 behavior of coarse grained soil in different stress states, the relevant researches are almost blank. For coarse grained, in order to study the transformation law of at-rest earth pressure coefficient (K_0) during loading and unloading, a new large-size K_0 test apparatus was developed and used to conduct a serial of K_0 tests for sandy gravel and rockfill in different stress states. The results of K_0 test show the particle morphology, stress state and grading all have certain effect on the value of K_0 of coarse grained soil, and the effect of stress state is the most obvious. During loading or unloading, K_0 of coarse grained soil will decrease with the increasing of vertical stress. Furthermore, based on the results, a description of the K_0 considering effective vertical stress during loading is established and verified. Lastly, based on this description and the relation between K_0 and over consolidation ration (OCR) developed by former researcher, an empirical equation is obtained, which can well describe the relationship between K_0 and stress state under an arbitrary consolidation condition.

Keywords: at-rest earth pressure coefficient K_0 ; coarse grained soil; stress state; OCR

1 引 言

土体静止侧压力系数 K_0 是土体无侧向应变时的

有效侧向应力和有效竖向应力之比。它是土体基本的力学参数, 在很多工程设计中需要用到, 但是, 要准确测定 K_0 并不容易。

收稿日期: 2017-10-25

基金项目: 国家重点研发计划项目 (No.2017YFC0404804); 国家自然科学基金 (No.51479052); 江苏省研究生科研与实践创新计划项目 (No.20141B1605313)。

This work was supported by the National Key Research and Development Program of China(2017YFC0404804); the National Natural Science Foundation of China(51479052) and the Postgraduate Research & Practice Innovation Program of Jiangsu Province(20141B1605313).

第一作者简介: 朱俊高, 男, 1964 年生, 博士, 教授, 主要从事土体基本性质与本构关系、土石坝工程等方面的研究。E-mail: zhujungao@hhu.edu.cn

通讯作者: 蒋明杰, 男, 1990 年生, 博士研究生, 主要从事土体基本性质、土石坝工程等方面的研究。E-mail: 627883570@qq.com

为准确测试土体 K_0 系数,不少学者对测试仪器及方法进行了深入研究。有学者^[1-4]在三轴仪基础上利用不同测试技术研究土体的 K_0 系数。这类方法一般是利用特殊仪器控制试样的侧向变形,存在变形“滞后”现象,即它是根据产生的侧向变形调整应力使已经产生的侧向变形再减小到0。这会导致较大的试验误差。而且此类试验仪器结构一般较为复杂,操作麻烦。

也有学者^[5-9]利用特定的固结仪来测定土体 K_0 。这类仪器主要有刚性壁和柔性壁两种。刚性壁是通过测量侧壁侧向膨胀变形来得到试样侧向应力,Lirer等^[8]所用仪器就是这种型式。一方面要求固结仪侧壁有足够的柔性产生侧向膨胀变形从而保证侧向应力的测量精度;另一方面又要求侧壁有一定硬度以避免过大变形,从而近似保证试样“无侧向变形”,这种矛盾难以协调。至于柔性壁式固结仪,多为侧壁水囊式,这种仪器的不足是柔性壁与试样之间常有间隙、侧壁水囊及管路中水体有一定压缩性,会产生试验误差。而且,橡皮膜的嵌入作用会导致无法控制“无侧向变形”,因此此类仪器不适用于粗颗粒土。

另外,土体 K_0 随应力状态的变化规律对深入把握其力学性质非常重要,因此,不少学者曾进行过相关研究。有部分学者^[10-12]认为土体 K_0 值在加载过程中是一个常数,但也有不少学者^[5, 8, 13]研究发现 K_0 随竖向应力会发生变化。因此, K_0 在加载阶段的变化规律仍需要进一步研究,尤其对粗颗粒土,相关研究较少。事实上,对山区河流上的深厚覆盖层地基,常常是砂卵砾石等粗颗粒土,在大规模填海工程中,堆石料也常常被用来作为填筑材料。因此,对粗颗粒土的 K_0 系数进行深入研究有重要理论意义和工程价值。

至于超固结条件下土体的 K_0 研究也不多,而超固结地基 K_0 的准确取用对上部结构荷载作用下地基的力学性态的预测十分重要。有学者^[10, 14-15]对卸载阶段 K_0 随应力的变化规律进行了研究,如Brooker等^[14]根据黏土 K_0 试验结果,总结了 K_0 与超固结比OCR的关系:

$$K_{0OC} = K_{0NC} \cdot OCR^n \quad (1)$$

式中:OCR为超固结比; K_{0NC} 为加载阶段相同竖向应力下土样静止侧压力系数; K_{0OC} 为超固结状态下土样静止侧压力系数; n 为材料参数。由于式(1)是根据黏土试验结果得出,是否适用于粗颗粒土还需要进一步探讨。

总体上,目前为止,测试土体静止侧压力系数的仪器并不理想,大多只适用于一般砂土或黏土的 K_0 试验研究,适用于粗颗粒土的试验仪器极少。因此,关于粗颗粒土 K_0 随应力状态变化规律的研究较少。为此,笔者新近研制了一种新型土体静止侧压力系数测定仪。该仪器结构简单、操作方便,可对颗粒较大的土样进行 K_0 试验。本文利用此仪器对某砂卵砾石料和堆石料进行了大量 K_0 试验,研究了土体 K_0 在加载和卸载过程中的变化规律。

2 试验仪器与试验方案

2.1 试验仪器与原理

笔者新近研制的新型大型 K_0 试验仪不仅适用于较低应力状态下的砂土和黏土,而且适用于粗颗粒土以及高应力状态下的各种土体。

该仪器与单向压缩固结仪类似,其基本结构如图1所示。压力室由两个半圆形刚性筒组成,刚性筒高和直径都为40 cm,放置于压重传感器之上;两个刚性筒之间依靠4个拉力传感器连接;放置于压力室中的试样顶面和底部各有两块传力钢板;为减轻试样顶部及底部摩擦力影响,在上钢板顶面和下钢板底部均铺满钢珠。可见,该仪器试验结构简单,且克服了常见三轴仪 K_0 试验仪和水囊式 K_0 固结仪的缺陷。

该仪器的试验原理是:压力室内试样在竖向压应力作用下会产生侧向变形趋势,从而挤压半圆形刚性筒,导致拉力传感器受力,4只拉力传感器的合力 N_h 即等于试样内沿直径方向截面上的总压力。由此,可得到试样侧向应力 σ_h 为

$$\sigma_h = \frac{N_h}{(h - \Delta h)d} \quad (2)$$

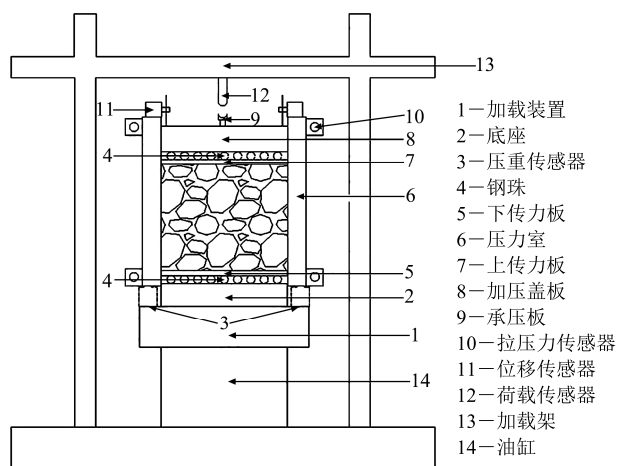
式中: h 为试样初始高度; Δh 为试样加载后的压缩量; d 为试样直径。最终,根据测定的竖向荷载 N_v ,即可求得静止侧压力系数 K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \left(\frac{N_h}{(h - \Delta h)d} \right) / \left(\frac{4N_v}{\pi d^2} \right) \quad (3)$$

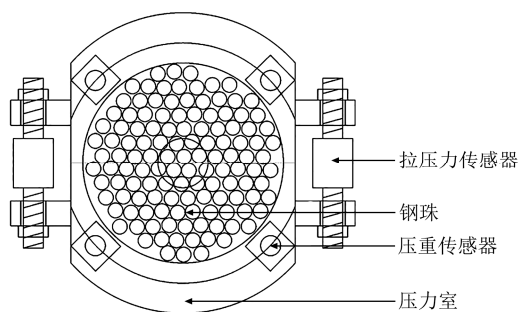
式中: σ_v 竖向应力。

在试验过程中,由于土体在竖向受压时有相对侧壁向下运动的趋势,势必与侧壁产生摩擦力。此摩擦力会导致竖向荷载传感器测得 N_v 不等于实际作用于试样内部的竖向应力。因此,根据式(3)计算得到 K_0 与真实值之间必然有误差。

根据文献[16],为减轻侧壁摩擦力的影响,得



(a) 仪器结构示意图



(b) 仪器俯视原理图



(c) 实物图

图1 试验仪器示意图

Fig.1 Schematic diagrams of test equipment

到更为准确的 K_0 ，可利用试样底部和顶部竖向力的算术平均值来作为试样所受竖向力。笔者在试样筒底部布置4个荷重传感器，在加载前将传感器清零，消除试样筒以及试样自重的影响，从而在试验过程中测得侧壁摩擦力 F 。这样，试样顶面竖向压力为 N_v/A （ A 为试样面积），底面竖向压力即为 $(N_v-F)/A$ 。假定摩擦力沿侧壁均匀分布，则试样内平均竖向应力为

$$\sigma'_v = [N_v/A + (N_v - F)/A] / 2 = \frac{(N_h - F/2)}{\pi d^2} \quad (4)$$

因此，对摩擦力影响进行修正后的静止侧压力

系数 K_0 应由下式计算：

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma'_v} = \left(\frac{N_h}{(h - \Delta h)d} \right) / \left(\frac{4(N_v - F/2)}{\pi d^2} \right) \quad (5)$$

2.2 试验土料及试验方案

本文对取自茨哈峡面板坝的砂卵砾石料和如美坝的堆石料两种土料进行试验，砂卵砾石料中砾石含量占21.4%。砂卵砾石料原始级配对应各粒组100~60、60~40、40~20、20~10、10~5、<5 mm的含量分别为21.87%、12.25%、16.51%、12.76%、8.14%、28.46%。堆石料原始级配对应各粒组600~300、300~100、100~60、60~40、40~20、20~10、10~5、<5 mm的含量分别为24.65%、29.00%、9.65%、6.30%、8.80%、6.60%、5.00%、10.00%。

由于原级配粒径较大，对原级配进行了缩尺，使其最大粒径满足试验要求。级配缩尺时，砂卵砾石料采用相似级配法、堆石料采用混合法进行缩尺，缩尺后的试验用料依次采用S和D表示，缩尺后最大粒径 d_M （以下简称缩尺粒径）为60、40、20、10 mm。各试验用料编号规则：以砂卵砾石料为例，如试样土料的缩尺粒径为60、20 mm，则编号分别为 S_{60} 、 S_{20} ，其他以此类推。缩尺后的土料级配及试样编号如表1所示。为表述方便，以下将缩尺后的试验用料简称替代料。

表1 替代料级配及试样初始干密度
Table 1 Gradation of tested soil and initial density of specimens

试样	初始干密度(g/cm ³)	粒组含量/%				
		60~40 mm	40~20 mm	20~10 mm	10~5 mm	<5 mm
S_{60}	2.012	18.30	21.00	14.20	12.30	34.20
S_{40}	1.950	/	27.60	18.90	13.70	39.80
S_{20}	1.892	/	/	27.60	18.50	53.90
S_{10}	1.818	/	/	/	27.60	72.40
D_{60}	1.597	17.22	25.04	17.75	13.38	26.60
D_{40}	1.564	/	32.72	23.20	17.48	26.60
D_{20}	1.484	/	/	41.85	31.55	26.60
D_{10}	1.439	/	/	/	73.40	26.60

砂卵砾石料和堆石料均采用风干料进行试验，试样直径为40 cm。制样前，在试样筒侧壁贴上聚四氟乙烯膜并涂凡士林以减小侧壁摩擦力，然后将替代料以松散状态分3等份逐层填入试样筒，不进行压实，只将表面整平，其初始密度与最小干密度试验结果相差不到1%，故其相对密实度可视为0。所有试样均采用此方法制备，各缩尺粒径下试样的初始

干密度如表1所示。

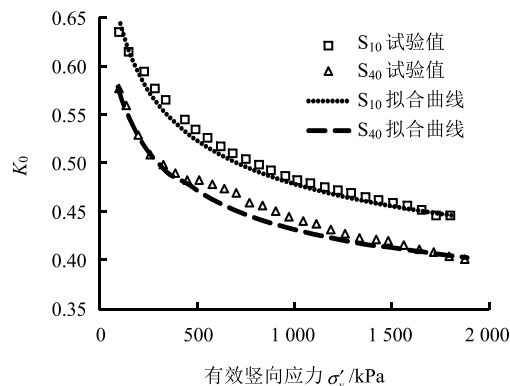
试样制备完成后,以0.01 MPa/min的速度逐级对试样施加竖向荷载;达到预定荷载级时,每级荷载维持10 min,待各传感器示数稳定时记录测量值;竖向荷载达到1.9 MPa时,稳定2 h后再逐级卸载到0。

3 加载时 K_0 随应力状态变化规律

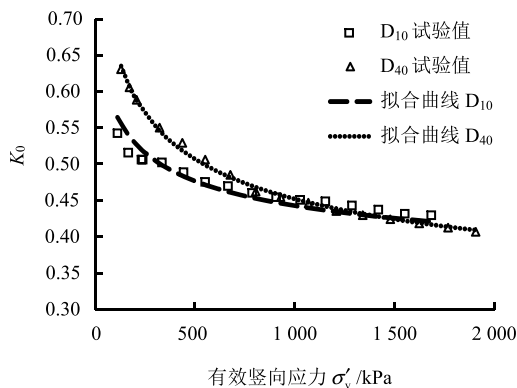
3.1 加载时 K_0 与竖向应力关系

图2(a)、2(d)分别给出了在加载过程中 S_{10} 、 S_{40} 、 D_{10} 以及 D_{40} 的 K_0 随有效竖向应力 σ'_v 变化关系。由图可以看出, σ'_v 对砂卵砾石料和堆石料的 K_0 均有较大影响,各替代料 K_0 都随着 σ'_v 增加而减小。在 σ'_v 较小(<200 kPa)时,替代料的 K_0 值较大, K_0 基本都大于0.55。随着 σ'_v 增大 K_0 急剧减小; $\sigma'_v > 500$ kPa后,这种趋势变缓。Lirer等^[8]对砂卵砾石料的 K_0 试验结果与本文试验得到的 K_0 系数的变化规律相似,而顾晓强^[13]和Wanatowski^[17]等对砂土的研究也发现 K_0 随着竖向应力增大有减小趋势。

图2表明, K_0 与有效竖向应力 σ'_v 的关系表现为



(a) S_{10} 和 S_{40}



(b) D_{10} 和 D_{40}

图2 K_0 - σ'_v 关系曲线

Fig.2 K_0 - σ'_v curves

非线性特征。因此,笔者对试验数据进行了深入研究,发现在 $\sqrt{\sigma'_v/p_a} - K_0(\sqrt{\sigma'_v/p_a})$ 平面内有良好的线性关系。因此,构造了如下方程来描述 K_0 与竖向应力 σ'_v 的关系:

$$K_0 = \frac{K_{0\max} + K_{0\min} \sqrt{\sigma'_v/p_a}}{\sqrt{\sigma'_v/p_a} + 1} \quad (6)$$

式中: p_a 为标准大气压强; $K_{0\max}$ 和 $K_{0\min}$ 为材料参数,其物理意义分别为竖向应力为0和 ∞ 时的 K_0 系数。

采用式(6)对本文试验数据进行拟合,并将所得拟合曲线绘于图2。由图可以看出,拟合曲线与试验点吻合度较高。而且,数据表明各试验点与预测值的误差基本低于2%,最大误差不超过5%。对于本文试验土料,式(6)能较好描述 K_0 与竖向应力的关系。

表2给出了由式(6)拟合本文试验结果得到的各替代料参数 $K_{0\max}$ 和 $K_{0\min}$ 及相关系数 R^2 。表中 R^2 都在0.97以上,这进一步说明式(6)能较好地反映本文试验中砂卵砾石料以及堆石料 K_0 与竖向应力的关系。

表2 各替代料的 $K_{0\max}$ 和 $K_{0\min}$ 值
Table 2 $K_{0\max}$ and $K_{0\min}$ for tested specimens

粒径/mm	S			D		
	$K_{0\max}$	$K_{0\min}$	R^2	$K_{0\max}$	$K_{0\min}$	R^2
10	0.970	0.324	0.999	0.764	0.301	0.987
40	0.885	0.302	0.997	0.983	0.244	0.993
均值	0.874	0.273	/	0.874	0.273	/

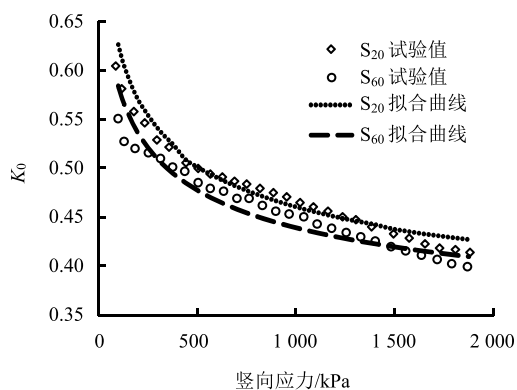
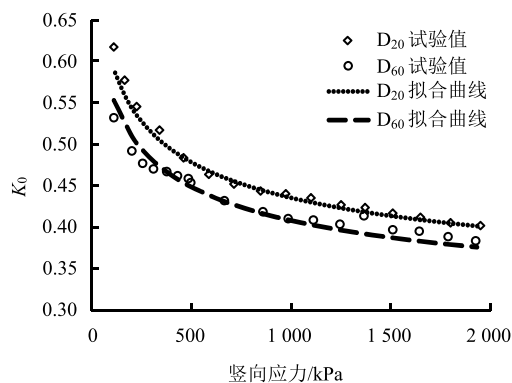
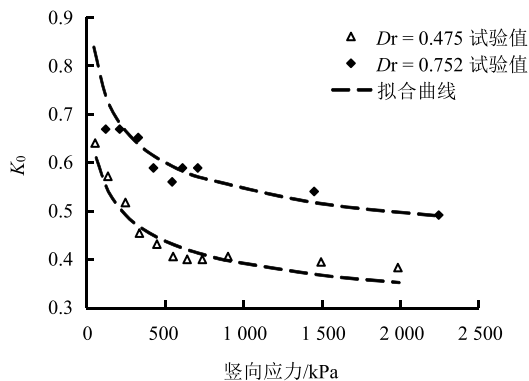
3.2 加载时 K_0 与竖向应力关系式验证

为进一步验证式(6)的普遍适用性,这里对 S_{20} 、 S_{60} 、 D_{20} 、 D_{60} 以及Lirer等^[8]给出的不同密实度下砂卵砾石料试验数据进行拟合,结果见图3。由图可以看出, S_{20} 、 S_{60} 、 D_{20} 以及 D_{60} 各试验点与预测值的误差基本低于2%,最大误差不超过5%。Lirer等^[8]的试验数据尽管比较离散,试验数据与式(6)拟合曲线之间存在一定误差,但从总体趋势来看,可以认为拟合曲线与试验结果吻合较好。值得一提,由图3可知,不仅相对密度为0时,式(6)的拟合曲线与试验数据吻合较好,其他相对密实度下砂卵砾石料 K_0 与竖向应力的关系也与式(6)拟合曲线比较一致。

显然,式(6)能够较好预测加载时不同竖向应力下粗颗粒土 K_0 。

3.3 加载时粗粒土 K_0 影响因素研究

为了进一步分析粗颗粒土的 K_0 系数的取值规

(a) S₂₀ 和 S₆₀(b) D₂₀ 和 D₆₀

(c) Dr=0.475 和 Dr=0.752

图3 式(6)预测砂卵石料 σ_1 - K_0 关系曲线
Fig.3 σ_1 - K_0 curves predicted for sand gravel material by equation (6)

律。求得砂卵石料和堆石料各缩尺粒径替代料不同 σ'_v 下所有试验的 K_0 系数的平均值,分别为0.477和0.461,卵石料的 K_0 比堆石料的 K_0 略小。薄以霆^[18]曾对长河坝心墙堆石坝覆盖层砂卵石料和小浪底心墙堆石坝堆石料的不同级配料的休止角进行试验研究,得出其平均值分别为38.4°和40.0°。则可以发现 $1.1-\sin\alpha$ (α 为休止角)非常接近 K_0 平均值。因此,在缺少试验资料的情况下,对粗颗粒土,可以近似

用 $1.1-\sin\alpha$ 估算其静止侧压力系数。

事实上,如图2(a)~2(c)中试验点所示,对不同级配砂卵石料和堆石料的替代料, K_0 随竖向应力增大而显著减小;而且,即使对应同一 σ'_v ,不同缩尺粒径的替代料的 K_0 也不同。由此可以初步认定,粗颗粒土的 K_0 与应力状态、级配及颗粒形态有关。当然,已有经验表明, K_0 还应该与其紧密程度有关,对此因素本文没有探讨。

为分析各因素对 K_0 的影响程度,根据试验结果整理了全部试样在特定竖向应力100、200、500、1 000、1 900 kPa下的 K_0 ,结果列于表3。 K_{0dM} 为某指定压力下不同缩尺粒径的替代料 K_0 的平均值, R_{dM} 为各 K_0 值对 K_{0dM} 的相对误差绝对值的平均值; K_{0sv} 为某缩尺方法指定缩尺粒径的替代料在不同竖向应力下 K_0 的平均值, R_{sv} 为各 K_0 值对 K_{0sv} 的相对误差绝对值的平均值。 S_{10} 、 S_{20} 、 S_{40} 、 S_{60} 在竖向压力分别为100、200、500、1 000、1 900 kPa时, K_{0dM} 分别为0.590、0.549、0.499、0.463、0.414, R_{dM} 分别为3.7%、4.9%、3.4%、2.3%、3.5%。 D_{10} 、 D_{20} 、 D_{40} 、 D_{60} 在竖向压力分别为100、200、500、1 000、1 900 kPa时, K_{0dM} 分别为0.580、0.536、0.480、0.436、0.401, R_{dM} 分别为7.7%、7.1%、3.9%、3.3%、3.0%。

表3 各替代料不同竖向压力下的 K_0 值
Table 3 K_0 under different vertical stresses for tested specimens

试验 编号	K_0					K_{0sv}	$R_{sv}/\%$
	100 kPa	200 kPa	500 kPa	1 000 kPa	1 900 kPa		
S10	0.633	0.602	0.533	0.481	0.443	0.538	11.8
S20	0.591	0.550	0.497	0.466	0.412	0.503	10.7
S40	0.587	0.529	0.483	0.455	0.405	0.492	10.8
S60	0.549	0.516	0.483	0.450	0.397	0.479	9.3
D10	0.540	0.505	0.480	0.449	0.419	0.479	7.5
D20	0.645	0.560	0.472	0.439	0.400	0.503	15.8
D40	0.603	0.588	0.518	0.450	0.407	0.513	13.2
D60	0.530	0.490	0.452	0.408	0.378	0.452	10.4

很明显, R_{dM} 大小反映了缩尺粒径(可理解为土料级配)对 K_0 的影响程度,而 R_{sv} 大小则反映了竖向应力(在100~1 900 kPa范围内)对 K_0 的影响程度。依据表3,不同竖向应力下,砂卵石料的 R_{dM} 平均值为3.5%,堆石料的 R_{dM} 平均值为5.0%。对不同缩尺粒径,砂卵石料的 R_{sv} 平均值为10.6%,堆石料的 R_{sv} 平均值为11.7%。无论是砂卵石料还是堆石料, R_{dM} 基本只有 R_{sv} 的一半,级配对 K_0 的影响相对较小。因此,作为一般初步估计,

K_0 可以不考虑级配的影响,但应力范围较大时,应考虑应力的影响。这时,可以用式(6)进行计算,对应参数可取为表2中的均值,即砂卵砾石料 $K_{0\max}$ 和 $K_{0\min}$ 分别为 0.911、0.309,堆石料分别为 0.881、0.259。

4 卸载时 K_0 随应力状态变化规律

如前所述,对8组替代料试样,加载到最大荷载后紧接着进行了逐步卸载试验。在卸载过程中,同时测定了竖向应力和侧向应力,从而计算得 K_0 。由于卸载前的竖向压力是试样的最大压力,卸载过程中的竖向应力一直小于该最大应力,试样处于超固结状态。因此,利用此试验结果可以研究卸载过程中粗颗粒土 K_0 与超固结比 OCR 的关系。卸载过程中 K_0 系数用 K_{0oc} 表示,以区别加载过程中的 K_0 。

现有研究中,一般认为Brooker等^[14]提出的式

(1)能较好反映土体 K_{0oc} 与 OCR 的关系。但是,式(1)主要是根据砂土和黏土试验数据总结得到,不能确定其是否适用于粗颗粒土。另外,式(1)也没考虑到应力状态对 K_0 的影响。为此,笔者将式(1)与式(6)结合,同时,考虑到卸载过程中的竖向应力可由 σ_c / OCR 得到(其中, σ_c 先期固结应力,即卸载前的最大竖向应力),进而卸载过程中 K_0 (即 K_{0oc}) 可表示为

$$K_{0oc} = \left[\frac{K_{0\max} + K_{0\min} \sqrt{\frac{\sigma_c / OCR}{p_a}}}{\sqrt{\frac{\sigma_c / OCR}{p_a}} + 1} \right] OCR^n \quad (7)$$

当 OCR=1 时,式(7)即式(6)。

为验证式(7)对粗颗粒土的适用性,将本文的8组替代料的试验数据点用式(7)进行拟合,其中,各替代料 $K_{0\max}$ 和 $K_{0\min}$ 已由表2列出,即与初始加载时的值相同。各替代料拟合结果绘于图4和图5,拟合参数 n 及相关系数 R^2 列于表4。可以看出,拟合曲线与试验点吻合度较高,相关系数 R^2 都在99%以上,相对试验点的误差基本低于2%。显然,式(7)能较好地反映本文试验中砂卵砾石料以及堆石料卸载过程中 K_0 的变化规律。由于相关的试验数据较少,本关系式对其他土体的适用性有待进一步验证。

综上,式(7)能较好地描述加载或卸载状态下粗颗粒土 K_0 和应力状态的关系。因此,科研和工程中可利用式(7)来预测任意应力状态和固结状态下粗颗粒土 K_0 。

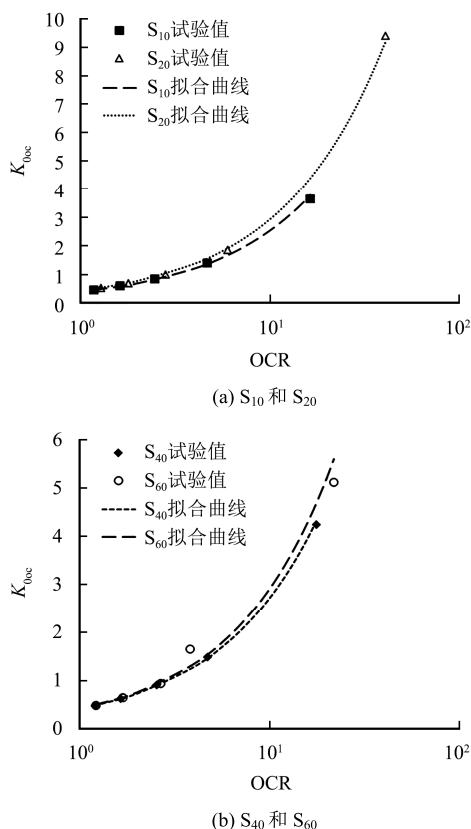


图4 砂卵砾石料 K_{0oc} 试验值和式(7)预测值的比较
Fig.4 Comparison between experimental data of sandy gravel and predictions obtained from equation (7)

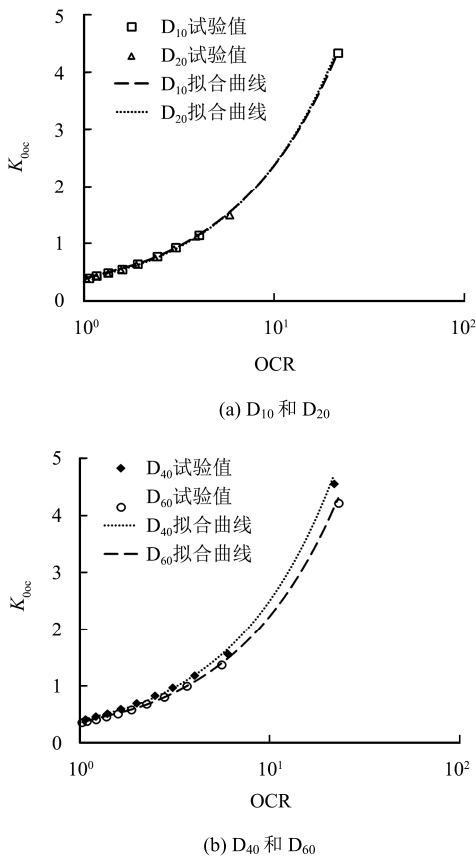


图5 堆石料 K_{0oc} 试验值和式(7)预测值的比较
Fig.5 Comparison between experimental data of rockfill and predictions obtained from equation (7)

表4 式(7)所得各替代料的 n 和 R^2 Table 4 n and R^2 for tested soils obtained from equation (7)

粒径/mm	S		D	
	n	R^2	n	R^2
10	0.682	0.996	0.677	0.999
20	0.689	0.999	0.669	0.997
40	0.693	0.999	0.655	0.993
60	0.716	0.980	0.634	0.999

5 结 论

本文介绍了一种新近研制的大型 K_0 试验仪。分别采用相似级配法对砂卵砾石料进行缩尺、混合法对堆石料进行缩尺,利用大型 K_0 试验仪对所得替代料试样进行 K_0 试验。通过分析试验结果,得到以下结论:

(1) 粗颗粒土 K_0 随着竖向应力的增大逐渐减小,应力状态对其 K_0 值影响较大。对同一缩尺粒径的替代料,不同应力状态下 K_0 的平均相对误差为10.6%(砂卵砾石料)和11.7%(堆石料)。

(2) 粗颗粒土的级配对其 K_0 也有一定的影响,但影响程度相对较小。对应相同应力状态下,对4种缩尺粒径(10、20、40、60 mm)的替代料 K_0 的平均相对误差仅为3.5%(砂卵砾石料)和5.0%(堆石料)。

(3) 基于试验数据,本文提出了适用粗颗粒土的 K_0 系数与竖向应力的关系式,并利用相关文献试验数据验证了此关系式的准确性及合理性。

(4) 基于本文提出的 K_0 与竖向应力关系式,对Brooker给出的 K_0 与OCR的关系式进行了修正,得出能描述加载及卸载阶段 K_0 和应力状态关系的修正式,并利用本文试验数据验证了该修正式对粗颗粒土的适用性。由于相关的试验数据较少,该关系式对其他类型土体的适用性有待进一步验证。

参 考 文 献

- [1] 姜朴, 方涤华. K_0 固结三轴仪的研制与试验研究[J]. 岩土工程学报. 1991, 13(3): 43—52.
JIANG Pu, FANG Di-hua. Development and experiment of K_0 -consolidation triaxial apparatus[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1991, 13(3): 43—52.
- [2] SHOGAKI T, NOCHIKAWA Y. Triaxial strength properties of natural deposits at K_0 consolidation state using a precision triaxial apparatus with small size specimens[J]. **Soils and Foundations**, 2004, 44(2): 41—52.

- [3] WANATOWSKI D, CHU J. Drained behaviour of Changi sand in triaxial and plane-strain compression[J]. **Geomechanics & Geoengineering**, 2007, 2(1): 29—39.
- [4] 程海涛, 刘保健, 谢永利. 压实黄土连续加载 K_0 固结特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊1): 3203—3208.
CHENG Hai-tao, LIU Bao-jian, XIE Yong-li. K_0 consolidation characteristics of compacted loess under continuous loading[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(Suppl.1): 3203—3208.
- [5] WANATOWSKI D, CHU J. Stress-strain behavior of a granular fill measured by a new plane-strain apparatus[J]. **Geotechnical Testing Journal**, 2006, 29(2): 149—157.
- [6] 赵玉花, 沈日庚, 李青. 软黏土侧压力系数 K_0 阶段性特征研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(5): 1264—1268.
ZHAO Yu-hua, SHEN Ri-geng, LI Qing. Research on staged characteristics of lateral pressure coefficient K_0 of soft clay[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(5): 1264—1268.
- [7] MESRI G, VARDHANABHUTI B. Compression of granular materials[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2009, 46(4): 369—392.
- [8] LIRER S, FLORA A, NICOTERA M V. Some remarks on the coefficient of earth pressure at rest in compacted sandy gravel[J]. **Acta Geotechnica**, 2011, 6(1): 1—12.
- [9] 李国维, 胡坚. 超固结软黏土—维蠕变次固结系数与侧压力系数[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(12): 2198—2205.
LI Guo-wei, HU Jian. One-dimensional secondary consolidation coefficient and lateral pressure coefficient of overconsolidated soft clay[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2012, 34(12): 2198—2205.
- [10] MAYNE P W, KULHAWY F H. K_0 -OCR relationships in soil[J]. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 1982, 20(1): 851—872.
- [11] GAO Y, WANG Y H. Calibration of tactile pressure sensors for measuring stress in soils[J]. **Geotechnical Testing Journal**, 2013, 36(4): 1—7.
- [12] LEE J, LEE D, PARK D. Experimental investigation on the coefficient of lateral earth pressure at rest of silty sands[J]. **Geotechnical Testing Journal**, 2014, 37(6): 967—979.