

文章编号: 1008 - 2786 - (2017) 4 - 000 - 11

DOI: 10. 16089/j. cnki. 1008 - 2786. 000248

震区砾石土泥石流起动临界状态与力学性状

廖丽萍^{1 2 3} 朱颖彦^{4*} 杨志全⁵ 杨云川^{1 2 3} 胡 进⁶ 邹代华⁷ 罗晓宏⁸

- (1. 广西大学 土木建筑工程学院, 南宁 530004; 2. 工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 南宁 530004;
3. 广西防灾减灾与工程安全重点实验室, 南宁 530004; 4. 中国科学院成都山地灾害与环境研究所, 成都 610041;
5. 昆明理工大学 国土资源工程学院 昆明 650093; 6. 苏州市伟基基础工程有限公司, 江苏 苏州 215100;
7. Department of Civil and Resource Engineering, Dalhousie University, Halifax, NS, Canada B3 H4 K5;
8. 湖北交通职业技术学院, 武汉 430074)

摘 要: 虽然汶川震区的松散砾石土历经近 10 年的自然固结过程, 坡面植被恢复良好, 但灾后持续活跃的泥石流等地质灾害告诉我们, 了解这类因地震产生的砾石土的力学性状, 仍然是理解灾区地质灾害肆虐的最重要的方面之一。本文以汶川县映秀镇牛圈沟泥石流源区的砾石土为研究对象, 采用人工水槽模型试验与三轴测试, 观察泥石流起动时砾石土的宏观现象, 分析粗细颗粒含量变化对砾石土干密度的影响, 并从临界状态土力学角度, 探讨了泥石流起动时砾石土的力学性状, 提出砾石土临界状态数学表达式。结果表明: (1) 泥石流起动时间、模式与初始干密度密切相关, 其过程伴随着干密度和孔隙比的变化; (2) 细颗粒迁移与粗细颗粒含量调整引起土体内部细观结构重组是干密度与孔隙比变化的主要原因; (3) 相同级配的砾石土在等同围压条件下排水剪切, 会近似达到一个临界孔隙比; (4) 砾石土力学性状可根据其状态参数(e, p')与 $e_c - p'$ 平面临界状态线的相对位置来判断; (5) 砾石土边坡在降雨淋溶下失稳形成泥石流, 坡体内同时存在剪胀与剪缩两种力学性状, 且以剪胀为主。本文研究成果一方面能对泥石流起动机理的理论体系进行完善与补充, 另一方面能为震区砾石土泥石流的防治预警预报提供初步依据。

关键词: 汶川震区; 砾石土; 泥石流; 临界状态; 力学性状

中图分类号: P642

文献标志码: A

2008 年汶川大地震摇晃山体, 崩塌滑坡大量发生^[1], 崩积物堆积于在山前坡脚、沟道与公路两岸, 形成了规模不一的砾石土边坡, 具有级配宽、欠固结、密实度低等特点^[2, 3]。这类因地震而形成的砾石堆积土, 虽然经历了多年的自然固结过程, 但在低

强度、低频率、短历时降雨的触发下^[3-6], 频繁诱发泥石流等大型地质灾害, 造成了灾区人员伤亡与巨大的财产损失。

充分了解震区砾石土的固结状态和力学性状, 是震区防灾减灾的工程与科学基础。砾石土的固结

收稿日期(Received date): 2016 - 12 - 5; 改回日期(Accepted date): 2017 - 1 - 15

基金项目(Foundation item): 国家自然科学基金项目(41071058; 41402272; 51609041); 广西科技厅基金(2015 GXNSFBA139222); 广西防灾减灾与工程安全重点实验室项目(2016 ZDX09) [National Natural Science Foundation of China(41071058, 41402272, 51609041); Natural Science Fund Project of Guangxi Province of China(2015 GXNSFBA139222); Disaster Prevention and Mitigation and Engineering Safety Key Laboratory Project of Guangxi Province(2016 ZDX09)]

作者简介(Biography): 廖丽萍(1985 -), 女, 广西柳州人, 博士后, 讲师, 主要研究方向: 地质灾害机理与防治技术。[Liao LiPing(1985 -), female, Liuzhou, Guangxi, postdoctor, lecturer, specialized in mechanism and the prevention technology of geological hazards] E-mail: 01 llp@163. com

* 通讯作者(Corresponding author): 朱颖彦(1971 -), 男, 湖北武汉人, 博士, 副研究员, 主要研究方向: 地质灾害机理与防治技术。[Zhu Yingyan(1971 -), male, Ph. D., associate professor, research on geohazard mechanism and prevention technology] E-mail: zh_y_y@imde. ac. cn

状态,我们可采用土体孔隙比等基本物理参数来判别。砾石土力学性状的改变以至于最终失稳,可以进一步采用临界孔隙比的前后变化来定量描述,这已经涉及对砾石土临界状态的确定性分析,涉及土力学一个重要的研究分支—临界状态土力学。

土体临界状态,即由相对稳定状态过渡到临界状态所引起静态液化^[7-15]。1936年,Casagrande^[16]等人通过土体排水剪切试验发现,在这种临界状态下,松散土剪缩,密实土剪胀,两者均会达到同一个临界孔隙比 e_c 。一些所观察到的泥石流现象,大约可用临界状态来解释^[15,17-25]。例如 Sassa^[26,27], Fleming^[12], Iverson^[14,28-30], Verdugo^[31], Gabet 和 Mudd^[32]等人的研究。近年来,国内学者^[8-11,33-47],针对特定土类,例如坡残积土、黄土、红砂岩粗粒土、堆石料、砂土等,采用实验研究的方法,证实了土体剪切过程中存在临界状态与剪胀特性。虽然临界状态理论已被应用于解释泥石流起动^[14,26,28,29,32,48],但是前期研究均以理论假设推导出的定性结果为主,缺乏土体干密度和孔隙比的实测数据,而且从未针对震区松散砾石土开展研究。例如,在震区特殊的地质环境条件下,泥石流起动时砾石土的力学性状是剪胀还是剪缩?如何判别砾石土的力学性状仍需要深入研究。

本文以汶川县映秀镇牛圈沟泥石流源区的砾石土为研究对象,以人工水槽模型试验与三轴测试为研究手段,观察泥石流起动时砾石土的宏观现象,分析粗细颗粒含量变化对砾石土干密度的影响,基于 Granta-gravel 模型分析并提出砾石土临界状态的数学表达式,判别砾石土的力学性状,探讨泥石流起动时砾石土的力学性状。

1 研究区概况与试验方法

1.1 自然地理环境

四川省汶川县映秀镇牛圈沟流域是“5·12”汶川地震首震点。流域主沟呈“U”型谷状,面积为 10.46 km^2 ,长 5.8 km ,最高点海拔 2693 m ,最大相对高度 1833 m ,沟床比降 $32.7\% \sim 52.5\%$;流域内发育6条支沟,沟长均大于 1.0 km 。丰富的固体物质、悬殊的沟床比降、充沛的降雨,造成牛圈沟流域多次发生大规模的泥石流灾害,造就该流域成为震区典型泥石流高发区域之一。其优良的孕灾环境能为人工水槽模型试验提供丰富的参照模型与土样。

1.2 试验方案和定量分析方法

1.2.1 人工水槽模型试验

人工水槽模型长 300 cm ,宽 100 cm ,高 100 cm (图1(a))。试验土体为牛圈沟流域的砾石土(图1(b)),其中,砾石土的比重为 $2.69 \pm 4.22\%$,最小干密度为 1.48 g/cm^3 (最大孔隙比 e_{\max} 为 0.82),最大干密度为 2.36 g/cm^3 (最小孔隙比 e_{\min} 为 0.14),级配曲线见图1(c)。由图1(c)可知,砂砾(粒径 $< 2 \text{ mm}$)累积百分含量为 30.74% ,粉粒和粘粒(粒径 $< 0.075 \text{ mm}$)的累积百分含量为 2.78% 。试验共4组(见表1),每组试验的初始干密度分别为 1.54 g/cm^3 、 1.62 g/cm^3 、 1.72 g/cm^3 、 1.81 g/cm^3 ,试验方案中的初始质量含水率、坡度和降雨强度分别来源于牛圈沟流域的野外监测与调查结果。为了达到预定的初始干密度,人工土坡分4层铺设并夯实,每层厚度分别为 20 cm 、 15 cm 、 15 cm 及 10 cm (见图1(a))。

表1 人工水槽试验方案

Tab. 1 Sets of artificial flume soil model test

选取因素 试验编号	初始质量 含水率(%)	坡度 (°)	降雨强度 (mm/h)	初始干密度 (g/cm^3)
1				1.54
2	5.7~6.4	27	47~50.2	1.62
3				1.72
4				1.81

1.2.2 三轴试验

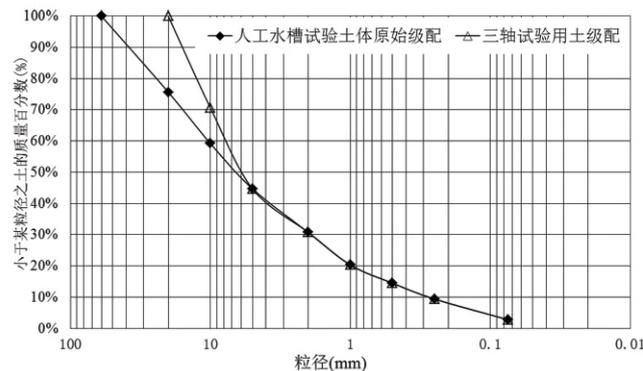
砾石土三轴试验是在中国科学院水利部成都山地灾害与环境研究所的GDS动三轴仪上进行。试样尺寸(直径×高度)为 $15 \times 30 \text{ cm}$ (见图2),试验为饱和固结排水剪切试验,剪切速率为 0.8 mm/min 。共完成2组不同初始密度的常规三轴试验,初始干密度 ρ_d 分别为 1.94 g/cm^3 、 2.00 g/cm^3 。每组试验共3个点,试验围压为:50、100、150 Kpa,保持围压不变增加轴向荷载。制样前采用等量替换法配制接近原状土级配的土样,去除 $> 2 \text{ cm}$ 的土料,并保持 $< 5 \text{ mm}$ 土料与原状土的级配一致,土样级配曲线见图1(c)。试验前将土样筛洗烘干、筛分,按各粒组含量和设定的密度、含水率称取一定质量土样拌合均匀;装填至试样模中,并分三层夯实,层间刨毛,即可保证各个试样干密度一致和砾石分布随机均匀分布。



(a) 人工水槽模型(取土位置线: 红色线-1#、粉红色线-2#、白色线-3#)



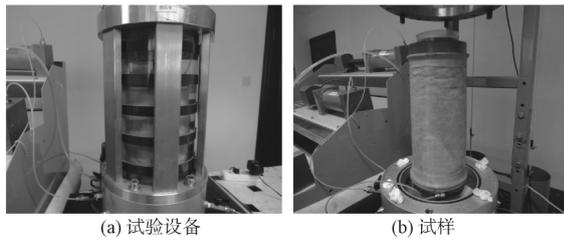
(b) 牛圈沟泥石流源区砾石土



(c) 砾石土级配曲线

图1 试验模型与砾石土级配

Fig. 1 Test model and grain composition of gravel soil particle



(a) 试验设备

(b) 试样

图2 三轴试验设备和试样

Fig. 2 Triaxial test equipment with soil sample

1.2.3 定量分析方法

定量分析主要基于人工水槽模型试验和三轴试验数据成果进行。首先,砾石土临近破坏时的状态参数用孔隙比 e 与平均有效应力 p' 表征,即 (e, p') , 可从人工水槽模型试验获取,通过在坡体 3 个取土位置线坡脚 1#线、坡中 2#线、坡顶 3#线(见图 1(a)) 同一指定深度取 3~5 个土样,计算天然密度 ρ 、质量含水率 ω 和干密度 ρ_d ,根据 $e = G_s / \rho_d - 1$ 反算土体孔隙比;并开展筛分试验分析粗料(粒径 > 5 mm)含量 P_5 、砂砾(粒径 < 2 mm)含量 P_2 、粉粒和粘粒(粒径 < 0.075 mm)含量 $P_{0.075}$ 的变化。平均有

效应力计算式为 $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$, 其中,主应力 $\sigma_1 = \gamma_{\pm} h = \gamma_{\pm} z \cos\beta$, $\sigma_3 = K_a \gamma_{\pm} z$ (h - 边坡内部某点距坡顶的垂直距离,即 $h = z \cos\beta$; z - 取土深度; γ_{\pm} - 土体容重; K_a - 侧压力系数),侧压力系数 K_a 可根据朗肯土压力理论中半无限斜坡的土压力系数^[49] 公式求得。

其次,通过开展饱和固结排水剪切三轴试验,推导出土体的临界状态曲线,即 $e_c - \ln p'$ 关系曲线。最终基于临界状态土力学理论,根据土体临近破坏时状态参数 (e, p') 在 $e_c - \ln p'$ 临界状态线的相对位置,土体的力学性状便可判断。当土体状态 (e, p') 位于临界状态线右上方时,土体剪缩;当土体状态 (e, p') 位于临界状态线的左下方时,土体剪胀。

2 试验结果分析

2.1 砾石土宏观特征

对比试验过程发现,当初始干密度为 $1.54 \sim 1.72 \text{ g/cm}^3$ 时,泥石流均能起动,其起动过程存在共性与差异,共性表现为降雨初期,在渗透力作用

下,浅表层土体被压密实(见图 3(a)),坡体表面未见地表径流,坡脚溢出浑浊的水流,这一现象说明砾石土出现细颗粒迁移现象,壤中流携带渗流路径中的细颗粒(主要为粘粒和粉粒)流出坡脚,土体局部细观结构发生变化^[50,51]。差异表现在起动时间与模式等方面,例如,当初始干密度为 1.54 ~ 1.62 g/cm³ 时,泥石流起动时间为 30 ~ 40 分钟,在降雨过程中,浅表层土体以流土状缓慢滑动,坡顶发育裂缝,泥石流整体启动。这说明当细颗粒发生迁移后,骨架中的颗粒在重力作用下发生平动和转动,填充并堵塞渗流路径的下游通道,导致孔隙比减少,孔隙水压力上升,造成滑动破裂面的形成^[52]。当初始干密度为 1.72 g/cm³ 时,降雨历时 16 分钟时,坡脚土体发育裂缝,出现前缘剪出口(见图 3(b)),降雨历时约 20 分钟,坡顶发育若干条裂缝,裂缝瞬间扩张,泥石流全面启动(见图 3(c)),耗时 5 s。当初始干密度为 1.81 g/cm³ 时,降雨历时 3 小时,虽然坡面出现显著的水流粗化现象,即细颗粒消失、粗颗粒出露(见图 3(d)),但是坡体基本完好,坡脚有流量较大的壤中流流出,在降雨过程中泥石流未启动。

对比试验结果(见表 2)可知,当初始干密度为 1.54 ~ 1.72 g/cm³ 时,3#、2#、1#线深度为 5 ~ 20 cm 处砾石土的天然密度、干密度均较试验前大,孔隙比较试验前小,其中,1#线砾石土的天然密度与干密度的变化率最大。当初始干密度为 1.62 g/cm³ 时,3#

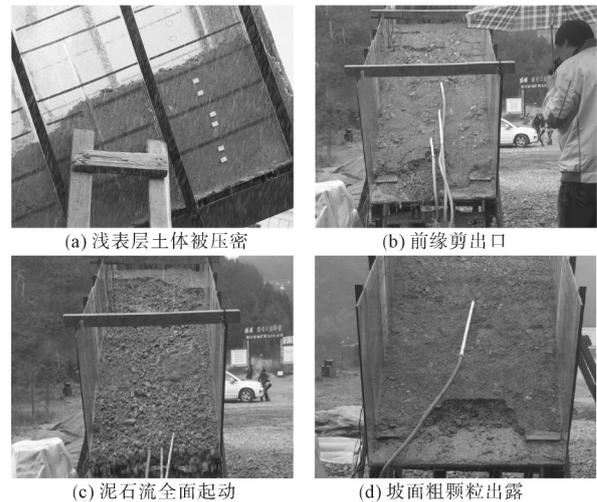


图 3 试验现象

Fig. 3 Phenomenon of experiments

线深度为 40 cm 处砾石土的干密度较试验前减小,孔隙比较试验前增大。当初始干密度为 1.81 g/cm³ 时,3#线砾石土的天然密度和干密度均增大,孔隙比减小。

由 2.2.2 可知,试验土样中粗料含量 P_5 (粒径 > 5 mm) 为 55.32%,因此,粗细颗粒互相作用,构成土体骨架,干密度变化受粗细颗粒含量的影响^[53]。为了探明揭示砾石土干密度与孔隙比变化的原因,着重对比分析试验前后坡顶 3#线、坡脚 1#线的粗细颗粒含量,即粗料含量 P_5 、粉粒和粘粒的含量 $P_{0.075}$ 、砂砾含量 P_2 。由表 3 可知,在同一初始干密

表 2 初始干密度为 1.54 ~ 1.81 g/cm³ 的砾石土的密度与孔隙比

Tab. 2 Density and void ration of gravel soil with initial dry density 1.54 ~ 1.81 g/cm³

试验编号	初始干密度 (g/cm ³)	取样位置	取样深度 z (cm)	土体临近破坏时天然密度 ρ (g/cm ³)	土体质量含水量 ω (%)	土体临近破坏时干密度 ρ_d (g/cm ³)	土体临近破坏时孔隙比 $e = G_s / \rho_d - 1$	$\sigma_1 = \gamma_z \cos \beta$ (Kpa)	$\sigma_3 = K_a \gamma_z z$ (Kpa)	$p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$ (Kpa)	
1	1.54	3#	5	2.08 ± 0.05	9.35 ± 0.85	1.90 ± 0.04	0.39 ± 0.03	1.04	0.59	0.74	
		3#	28	1.93 ± 0.03	8.61 ± 1.16	1.77 ± 0.02	0.49 ± 0.02	5.39	3.07	3.84	
		2#	33	2.07 ± 0.05	9.15 ± 0.15	1.89 ± 0.04	0.40 ± 0.03	6.82	3.88	4.86	
		1#	21	2.10 ± 0.05	9.63 ± 1.01	1.91 ± 0.05	0.39 ± 0.04	4.40	2.51	3.14	
2	1.62	3#	5	2.19 ± 0.01	10.77 ± 0.5	1.98 ± 0.01	0.34 ± 0.01	0.44	0.25	0.31	
		3#	40	1.70 ± 0.02	7.66 ± 0.76	1.58 ± 0.02	0.68 ± 0.02	6.79	3.87	4.84	
		2#	20	2.09 ± 0.04	10.18 ± 0.21	1.90 ± 0.04	0.39 ± 0.03	4.19	2.38	2.99	
3	1.72	1#	13	2.23 ± 0.04	10.84 ± 0.83	2.01 ± 0.02	0.32 ± 0.02	2.90	1.65	2.07	
		3#	10	2.22 ± 0.02	8.45 ± 0.72	2.05 ± 0.02	0.30 ± 0.01	2.22	1.26	1.58	
		3#	25	2.34 ± 0.04	8.59 ± 0.261	2.16 ± 0.05	0.23 ± 0.03	5.86	3.33	4.17	
4	1.81	1#	10	2.30 ± 0.01	9.26 ± 0.42	2.10 ± 0.01	0.26 ± 0.01	2.30	1.31	1.64	
		3#	5	2.14 ± 0.04	9.57 ± 0.75	1.95 ± 0.04	0.36 ± 0.03	1.28	0.73	0.91	
			3#	10	2.26 ± 0.01	8.16 ± 0.39	2.09 ± 0.02	0.27 ± 0.01	2.26	1.28	1.61

表3 粗细颗粒含量变化

Tab.3 Variation of coarse-fine particles contents

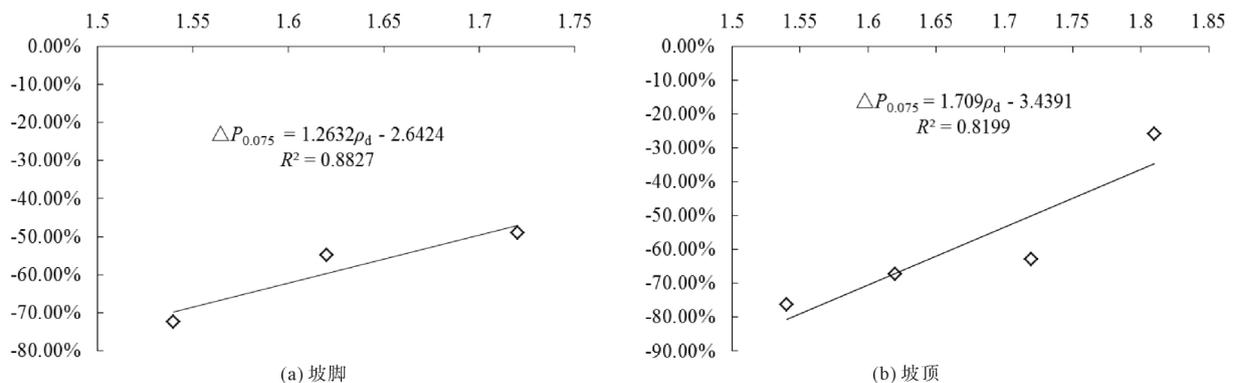
试验 编号	初始干密度 (g/cm^3)	取样 位置	取样深度 z (cm)	P_5 (%)	P_5 变化量(%)	$P_{0.075}$ (%)	$P_{0.075}$ 变化量(%)	P_2 (%)	P_2 变化量(%)
1	1.54	3#	5	61.00	10.25	0.66	-76.24	30.69	-0.16
		3#	28	55.91	1.05	2.01	-27.90	34.36	11.76
		1#	21	58.98	6.60	0.77	-72.36	31.07	1.05
2	1.62	3#	5	58.69	6.09	0.91	-67.23	31.40	2.15
		3#	40	57.98	4.80	2.75	-1.26	31.69	3.07
		1#	13	67.66	22.30	1.26	-54.81	26.23	-14.68
3	1.72	3#	5	55.98	1.18	1.03	-62.98	32.70	6.38
		3#	10	54.01	2.37	1.78	-36.14	33.94	10.40
		3#	25	55.32	0	3.17	13.85	34.05	10.75
		1#	10	56.15	1.5	1.42	-49.09	33.67	9.53
4	1.81	3#	5	52.50	-5.11	2.06	-25.83	35.49	15.45
		3#	10	52.55	-5.01	2.86	2.68	33.91	10.30

注: 变化量的正值代表增加, 负值代表减小。

度条件下, 当初始干密度为 $1.54 g/cm^3$ 和 $1.62 g/cm^3$ 时, 坡顶浅表层 $P_{0.075}$ 流失量最大, 坡脚 $P_{0.075}$ 流失量次之, 这说明降雨初期, 坡顶浅表层中的细颗粒主要沿着重力方向运移, 直至壤中流形成, 细颗粒才跟随壤中流沿着坡面方向运移至坡脚, 细颗粒迁移后, 使得颗粒迁移部位的孔隙比增加, 而颗粒堵塞部位的孔隙比减小^[54], 产生渗透挤密效应^[55], 最终导致坡顶浅表层土体骨架较坡脚土体骨架疏松, 坡顶土体干密度小于坡脚土体干密度。坡顶 $P_{0.075}$ 流失量随着深度增加而显著减小, 至深度 40 cm 处仅为 -1.26% , 这说明降雨入渗深度约为 40 cm。当初始干密度为 $1.72 \sim 1.81 g/cm^3$ 时, 随着深度增加, 坡顶 $P_{0.075}$ 的变化量由负值转化为正值, 表明细颗粒运移并汇集至深度 5 ~ 25 cm 区域内, 其中, 初始干密度为 $1.72 g/cm^3$ 的汇集深度为 10 ~ 25 cm, 初始干

密度为 $1.81 g/cm^3$ 的汇集深度为 5 ~ 10 cm。

随着初始干密度由 $1.54 g/cm^3$ 增大到 $1.81 g/cm^3$, 坡顶浅表层深度 5 cm 处: P_5 的变化趋势由增大转变为减小, 变化量范围为 $-5.11\% \sim 10.25\%$ 。 P_5 增大的原因是细颗粒流失, 使得粗颗粒含量相对增大。坡顶和坡脚 $P_{0.075}$ 的总体变化趋势均是减小, 流失量范围分别为 $25.83\% \sim 76.24\%$ 、 $49.09\% \sim 72.36\%$ 。坡脚和坡顶 $P_{0.075}$ 流失量 $\Delta P_{0.075}$ 与 ρ_d 的关系见图 4, 回归方程分别为 $\Delta P_{0.075} = 1.2632\rho_d - 2.6464$ 、 $\Delta P_{0.075} = 1.709\rho_d - 3.4391$, 其相关系数 R^2 分别为 0.8827、0.8199, 表明 $\Delta P_{0.075}$ 与 ρ_d 呈显著相关关系, 即初始干密度 ρ_d 越大, $P_{0.075}$ 流失量越小。当初始干密度为 $1.54 g/cm^3$ 时, P_2 减小, 变化量为 -0.16% , 其余初始干密度条件下 P_2 增大, 增大范围为 $2.15\% \sim 15.45\%$ 。 $P_{0.075}$ 和 P_2 减

图4 $\Delta P_{0.075}$ 与 ρ_d 的关系Fig.4 Relationship between $\Delta P_{0.075}$ and ρ_d

少的原因是粉粒、粘粒等细颗粒随着壤中流不断流失。 P_2 增大的原因可能是降雨过程中边坡上的大块砾石不断滚落,使得大于 2 mm 土体颗粒含量总体减小,从而小于 2 mm 的土体颗粒含量相对增大。

2.2 应力-应变关系

图 5 和图 6 分别为初始干密度为 1.94 g/cm^3 和 2.00 g/cm^3 砾石土固结排水试验的偏应力 q ($\sigma_1 - \sigma_3$) - 轴向应变 ε_a 和体积应变 ε_v - 轴向应变 ε_a 的关系曲线,应变以压缩为正,应力以受压为正。由图 5 (a) 和图 6 (a) 偏应力-轴向应变关系曲线可知,当围压为 50 ~ 150 Kpa 试样稍有软化,随着应变的增加应力最终趋于稳定值。由图 5 (b) 和图 6 (b) 体积应变-轴向应变的关系曲线可知,试样总体是剪缩。

2.3 砾石土的临界状态

(1) 临界状态的界定与孔隙比计算

Casagrande 和 Roscoe 等定义的临界状态为:在持续剪切荷载作用下,偏应力与孔隙比为常值的状态即为临界状态^[18]。对于固结排水试验,在某一围压下,随着轴向应变 ε_a 的增加,偏主应力 q 趋于稳定值,体积应变 ε_v 趋于稳定值,此时土体处于临界状态^[42],进入理想塑性状态,具有塑性流动特点。

由三轴排水剪切试验结果可知,当轴向应变达到 16% 时,偏应力为稳定值,且体变的增量与当前体变之比绝对值小于 0.01^[43],土体进入临界状态。

由于砂土、砾石土等散粒体材料的孔隙比与体积应变之间存在一定的函数关系^[56],本文将初始孔隙比 e_0 和三轴试验的体积应变 ε_v ,代入公式 (1),即可得到当前孔隙比 e 。

$$e = (1 + e_0) \exp(-\varepsilon_v) - 1 \quad (1)$$

式中 e_0 为初始孔隙比; ε_v 为体积应变; e 为当前孔隙比。

(2) $e_c - p'$ 平面中的临界状态线

图 7 为不同围压作用下孔隙比 e 与平均有效应力 p' 关系曲线。表 4 反映的是两种初始干密度条件下砾石土处于临界状态时的临界孔隙比 e_c 、偏应力 q 和平均有效应力 p' 。由表 4 可知:初始干密度为 1.94 g/cm^3 和 2.00 g/cm^3 的砾石土在围压 50 Kpa ~ 150 Kpa 作用下排水剪切,会近似达到同一个临界孔隙比。这一研究成果与 Inverson 等人的研究成果^[28,32]相吻合,这说明砾石土也具有同样的规律,即同一级配砂土,在同一围压条件下剪切,会近似达到同一个临界孔隙比。

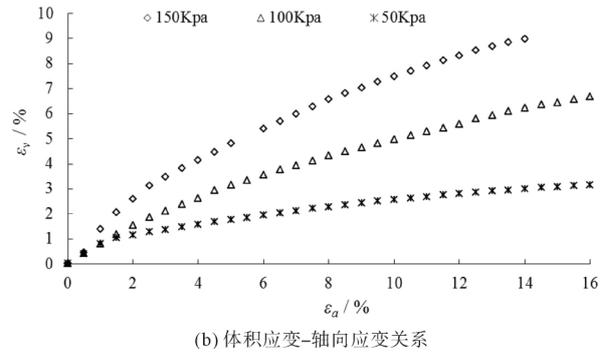
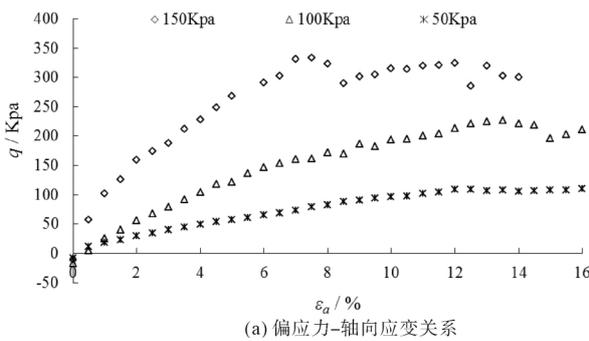


图 5 初始干密度为 1.94 g/cm^3 砾石土的试验结果

Fig.5 Test results of gravel soil with the initial dry density 1.94 g/cm^3

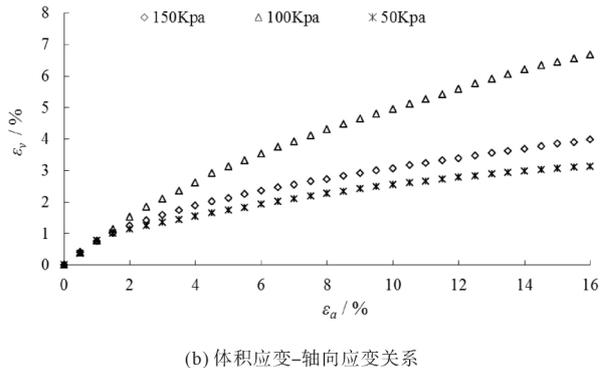
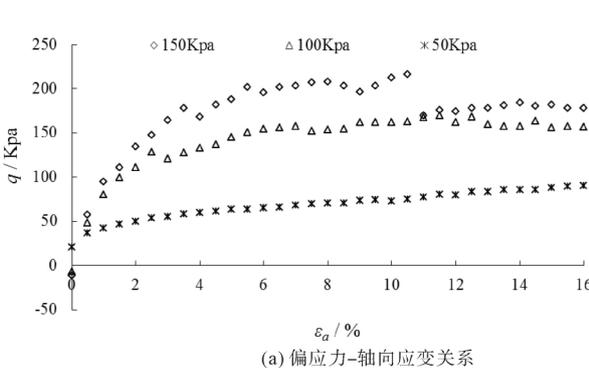


图 6 初始干密度为 2.00 g/cm^3 砾石土的试验结果

Fig.6 Test results of gravel soil with the initial dry density 2.00 g/cm^3

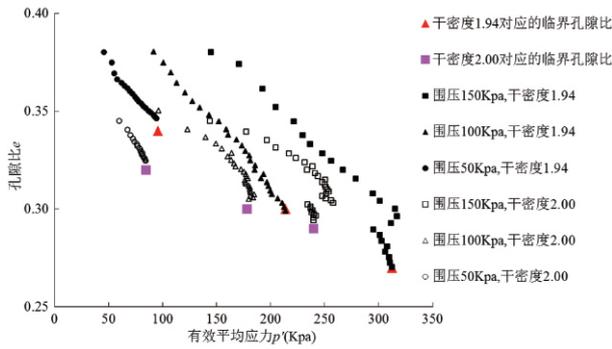


图 7 $e - p'$ 关系曲线

Fig. 7 $e_c - p'$ planar critical state line

表 4 不同初始干密度砾石土的临界孔隙比 e_c

Tab. 4 Critical void ratio e_{c0} of gravel soils with different initial dry densities

围压 σ_3 (Kpa)	初始干密度 (g/cm^3)	e_c	q (Kpa)	p' (Kpa)
50	1.94	0.32	93.41	95.98
	2.00	0.34	69.50	84.65
100	1.94	0.30	227.43	213.80
	2.00	0.30	159.14	178.13
150	1.94	0.27	324.79	312.39
	2.00	0.29	181.12	239.86

将表 4 中临界孔隙比 e_c 和平均有效应力 p' 数据拟合成 $e_c - \ln p'$ 曲线, 见图 8 (a), 相关系数为 0.8566, 表明两者具有统计意义的显著性。由 $e_c - \ln p'$ 拟合残差正态概率可知, P 值为 0.964 大于所选显著性水平 ($P = 0.05$), 表明残差服从正态分布。因此, 砾石土处于临界状态时 $e_c - \ln p'$ 数学表达式如下:

$$e_c = 0.5241 - 0.043 \ln p' \quad (2)$$

(3) $q - p'$ 平面的临界状态线

将表 4 砾石土处于临界状态时的偏应力 q 和平均有效应力 p' 点绘制在 $q - p'$ 平面上, 拟合如图 8 (b) 的曲线, 相关系数为 0.9465, 表明 q 与 p' 之间的关系具有统计意义的显著性。 $q - p'$ 平面临界状态线的数学表达式为

$$q = 0.6641(p')^{1.063} \quad (3)$$

3 砾石土力学性状讨论

砾石土临近破坏时的状态参数 (e, p') 在 $e_c - \ln p'$ 临界状态线的相对位置见图 9。由图 9 可知, 当初始干密度为 $1.54 g/cm^3 \sim 1.62 g/cm^3$ 时, 坡顶表

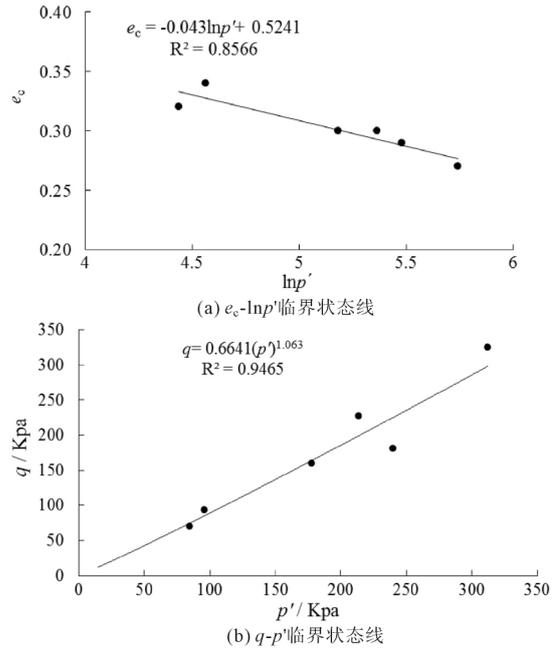


图 8 临界状态线

Fig. 8 Critical state line

层和坡体中部、坡脚处的土体剪胀, 坡顶内层(取样深度分别为 28 cm、40 cm) 土体剪缩。当初始干密度为 $1.72 g/cm^3 \sim 1.81 g/cm^3$, 坡顶和坡脚土体均剪胀; 当初始干密度为 $1.81 g/cm^3$ 时, 泥石流未启动, 其原因可能是: 土体相对密度为 0.4, 处于中密状态, 土体渗透性差, 雨水入渗深度浅, 因土体剪胀而损失的孔隙水压力难以迅速恢复, 导致土体剪切变形中断。结果表明: 泥石流启动时砾石土的力学性状同时存在剪胀和剪缩两种类型, 以剪胀为主。

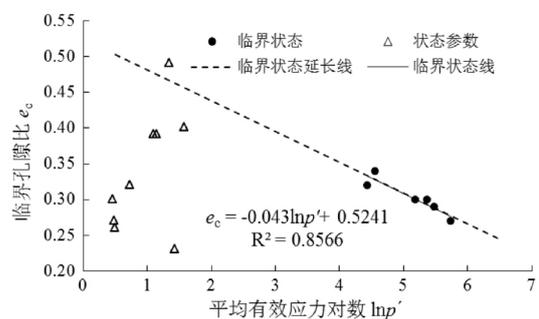


图 9 砾石土的力学性状

Fig. 9 Mechanical property of gravel soil

在泥石流启动过程中, 砾石土边坡由非饱和状态转化为饱和状态, 潜在滑动面局部土体由于孔隙水压力增加而发生排水条件下剪切破坏。当土体剪缩破坏时, 土体破坏后孔隙比减小, 因孔隙比减小而形成超孔隙水压力在较短的时间内难以迅速消散, 致使破坏处附近土体的孔隙水压力升高, 平均有效

应力减小,泥石流起动过程表现为突然性的流滑^[9,11]。当土体剪胀破坏时,降雨入渗导致潜在滑动面附近土体中孔隙水压力增加,坡脚土体局部下切,边坡下滑力增大,土体有效应力减小并出现剪切变形;随后土体孔隙比增加、孔隙水压力减小,此时因应变软化而损失的抗剪强度得以恢复,土体停止变形^[9,11]。只有当有持续充足的雨水入渗,孔隙水压力才能恢复,土体才能继续变形。对于密实度较大(相对密度 $D_r > 2/3$)的堆积体边坡,如果入渗率小于降雨强度,短历时的降雨难以让土体达到临界状态,边坡仍处于平衡状态,土体变形的宏观现象表现为一种局部的变形和破坏,如环向裂缝、局部坍塌或隆起;如果入渗率大于降雨强度,且降雨入渗雨量足以破坏边坡平衡条件时,雨水从地表渗入潜在滑动面仍需有一段相对较长的时间,因而土体变形从宏观上表现为一种缓慢的渐进变形破坏,如多次崩塌、阵性泥石流。对于密实度为中密($1/3 < D_r \leq 2/3$)的堆积体边坡,因土体剪胀而损失的孔隙水压力会因雨水快速渗入得到恢复,土体剪切变形得以持续,土体变形的宏观现象表现为一种突然性破坏^[9]。

4 结论

基于人工水槽试验和三轴测试,本文从临界状态土力学的角度,分析了砾石土泥石流起动的临界状态特征,探讨泥石流起动时砾石土的力学性状,得到以下结论:

(1) 泥石流起动时间与模式与土体初始干密度相关,起动过程伴随干密度和孔隙比的变化,总体变化趋势是深度为 5 cm ~ 20 cm 处的干密度增大,孔隙比减小;坡脚的干密度与孔隙比的变化率最大;当初始干密度为 1.62 g/cm³ 时,坡顶深度为 40 cm 处的干密度减小,孔隙比增大。

(2) 细颗粒迁移与粗细颗粒含量调整引起土体内部微观结构重组是干密度与孔隙比变化的主要原因。同一初始干密度条件下,当初始干密度为 1.54 g/cm³ 和 1.62 g/cm³ 时,坡顶浅表层 5 cm 处 $P_{0.075}$ 流失量最大,坡脚 $P_{0.075}$ 流失量次之, P_5 的变化趋势由增大转变为减小;坡顶 $P_{0.075}$ 流失量随着深度增加而显著减小,坡顶与坡脚的 $P_{0.075}$ 流失量与初始干密度存在显著的正相关关系;除初始干密度为 1.54 g/cm³ 情况外,其余初始干密度条件下 P_2 增大。

(3) 初始干密度为 1.94 g/cm³ 和 2.00 g/cm³ 的砾石土在围压 50 Kpa ~ 150 Kpa 作用下排水剪切,会近似达到同一个临界孔隙比。

(4) 砾石土 $e_c - p'$ 平面临界状态线的数学表达式为 $e_c = 0.5241 - 0.043 \ln p'$, $q - p'$ 平面临界状态线的数学表达式为 $q = 0.6641 (p')^{1.063}$, 根据砾石土临近破坏时的状态参数(e, p')与 $e_c - \ln p'$ 临界状态线的相对位置便可判断其力学性状。

(5) 砾石土边坡在降雨淋溶下失稳形成泥石流,坡体内同时存在剪胀与剪缩两种力学性状,且以剪胀为主。

参考文献(References)

- [1] 谢洪,钟敦伦,矫震,等. 2008 年汶川地震重灾区的泥石流[J]. 山地学报. 2009, 27(4): 501-509. [XIE Hong, ZHONG Dunlun, JIAO Zhen, et al. Debris flow in Wenchuan quake-hit area in 2008 [J]. Mountain Research, 2009, 27(4): 501-509.]
- [2] 屈永平,唐川,王金亮,等. 强震区泥石流启动机制[J]. 山地学报. 2012, 30(3): 336-341. [QU Yongping, TANG Chuan, WANG Jinliang, et al. Debris flow initiation mechanisms in strong earthquake area [J]. Mountain Research, 2012, 30(3): 336-341.]
- [3] 崔鹏,庄建琦,陈兴长,等. 汶川地震震后泥石流活动特征与防治对策[J]. 四川大学学报(工程科学版). 2010, 42(5): 10-19. [CUI Peng, ZHUANG Jianqi, CHEN Xingchang, et al. Characteristics and countermeasures of debris flow in Wenchuan area after the earthquake [J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2010, 42(5): 10-19.]
- [4] 唐川,梁京涛. 汶川震区北川“9·24”暴雨泥石流特征研究[J]. 工程地质学报. 2008, 16(6): 751-758. [TANG Chuan, LIANG Jingtao. Characteristics of debris flows in Beichuan epicenter of the Wenchuan earthquake triggered by rainstorm on september 24, 2008 [J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(6): 751-758.]
- [5] LIU C, HUANG H, DONG J. Impacts of September 21, 1999 Chi-Chi earthquake on the characteristics of gully-type debris flows in central Taiwan [J]. Natural Hazards. 2008, 47(3): 349-368.
- [6] 周伟,唐川,周春花. 汶川震区暴雨泥石流激发雨量特征[J]. 水科学进展. 2012, 23(5): 650-655. [ZHOU Wei, TANG Chuan, ZHOU Chunhua. Critical rainfall characteristics for rainfall-induced debris flows in Wenchuan earthquake affected areas [J]. Advances in Water Science, 2012, 23(5): 650-655.]
- [7] DAI F C, LEE C F, WANG S J. Analysis of rainstorm-induced slide-debris flows on natural terrain of Lantau Island, Hong Kong [J]. Engineering Geology. 1999, 51(4): 279-290.
- [8] 戴福初,李焯芬,黄志全, et al. 火山岩坡残积土地区暴雨滑坡泥石流的形成机理[J]. 工程地质学报. 1999, 7(2): 147-153. [DAI Fuchu, LI Zhuofen, HUANG Zhiquan, et al. Mechanism for rainstorm-induced soil slide-debris flows in area with volcanic rock-

- derived soils [J]. *Journal of Engineering Geology*, 1999, **7**(2): 147 – 153.]
- [9] 戴福初, 陈守义, 李焯芬. 从土的应力应变特性探讨滑坡发生机理[J]. *岩土工程学报*. 2000, **22**(1): 127 – 130. [DAI Fuchu, CHEN Shouyi, LI Zhuofen. Analysis of landslide initiative mechanism based on stress-strain behavior of soil [J]. *Chinese Journal Of Geotechnical Engineering*, 2000, **22**(1): 127 – 130.]
- [10] DAI F C, LEE C F, WANG S J. Stress-strain behaviour of a loosely compacted volcanic-derived soil and its significance to rainfall-induced fill slope failures [J]. *Engineering Geology*. 1999, **53**: 359 – 370.
- [11] 戴福初, 王思敬, 李焯芬. 松散击实火山岩坡残积土的应力应变特性及其对滑坡的意义[J]. *岩土工程学报*. 1999, **21**(3): 257 – 262. [DAI Fuchu, WANG Sijing, LI Zhuofen. Stress-strain behavior of a loosely-compacted volcanic-derived soil and its implications to landsliding [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1999, **21**(3): 257 – 262.]
- [12] FIEMING R W, ELLEN S D, ALGUS M A. Transformation of dilatative and contractive landslide debris into debris flows—An example from marin County, California[J]. *Engineering Geology*. 1989, **27**(1): 201 – 223.
- [13] ANDERSON S A, REIMER M F. Collapse of saturated soil due to reduction in confinement [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1995, **121**(2): 216 – 220.
- [14] IVERSON R M, REID M E, Lahusen R G. Debris-flow mobilization from landslides [J]. *Annual. Review of Earth & Planetary Sciences*. 1997, **25**: 85 – 138.
- [15] CASTRO G. Liquefaction of sand[D]. 1969, Harvard University.
- [16] CASAGRANDE A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills [J]. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. 1936, **23**(1): 13 – 32.
- [17] ROSCOE K H, SCHOFIELD A N, WROTH C P. On the yielding of soils[J]. *Geotechnique*. 1958, **8**(1): 22 – 53.
- [18] SCHOFIELD A N, WROTH C P, Critical state soil mechanics [M], 1968: University of Cambridge.
- [19] WROTH C P, BASSETT R H. A stress-strain relationship for the shearing behaviour of a sand [J]. *Geotechnique* 1965, **15**(1): 32 – 56.
- [20] STROUD M A. The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus[D]. 1971, University of Cambridge, UK.
- [21] POULOS S J. The steady state of deformation [J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1981, **107**(5): 553 – 562.
- [22] CASAGRANDE A. Liquefaction and cyclic deformations of sands a critical review[C]. *Proc. of Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Argentina. 1975, **5**: 79 – 133.
- [23] BEEN K, JEFFERIES M G. A state parameter for sands [J]. *Geotechnique*. 1985, **35**(2): 99 – 112.
- [24] SLADEN J A, HOLLANDER R D, KRAHN J, et al. Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides [J]. *Canadian Geotechnical Journal*. 1985, **22**(4): 579 – 588
- [25] ALARCON G, ALEONARDS G A. Discussion of ‘liquefaction evaluation procedure’ by Steve J. Poulos, Gonzalo Castro, and John W. France [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1988, **114**(2): 232 – 236.
- [26] SASSA K. The mechanism to initiate debris flows as undrained shear of loose sediments [J]. *Internationales Symposium Interpraevent*. 1984: 73 – 87.
- [27] WANG G H, SASSA K. Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: effects of grainsize and fine-particle content [J]. *Engineering Geology*. 2003, **69**: 109 – 125.
- [28] IVERSON R M, REID M E, IVERSON N R, et al. Acute sensitivity of landslide rates to initial soil porosity [J]. *Science*. 2000, **290**(5491): 513 – 516.
- [29] IVERSON R M. Landslide triggering by rain infiltration [J]. *Water Resources Research*. 2000, **36**(7): 1897 – 1910.
- [30] IVERSON R M. Regulation of landslide motion by dilatancy and pore pressure feedback [J]. *Journal of Geophysical Research Atmospheres*. 2005, **110**(F0): 1 – 16.
- [31] VERDUGO R, ISHIHARA K. The steady state of sandy soils [J]. *Soil and Foundation*. 1996, **36**(2): 81 – 91.
- [32] GABET E J, MUDD S M. The mobilization of debris flows from shallow landslides [J]. *Geomorphology*. 2006, **74**(1–4): 207 – 218.
- [33] 董辉, 胡自然, 傅鹤林, 等. 质量密度及围压影响的堆积碎石土变形特性分析[J]. *中南大学学报(自然科学版)*. 2015, **46**(10): 3879 – 3887. [DONG Hui, HU Ziran, FU Helin, et al. Analysis of deformation characteristics of eluvial gravel soil under mass density and confining pressure [J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2015, **46**(10): 3879 – 3887.]
- [34] 陈守义. 试论土的应力应变模式与滑坡发育过程的关系 [J]. *岩土力学*. 1996, **17**(3): 21 – 26. [CHEN Shouyi. Relationship between stress-strain modes of soils and growing processes of landslides [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1996, **17**(3): 21 – 26.]
- [35] 朱颖彦. 砾石土边坡稳定性研究—以泥石流堆积砾石土为例 [D]. 2006, 中国科学院水利部成都山地灾害与环境研究所. [ZHU Yingyan. Research on the Stability of Gravel Soil Slope: Based on Debris Flow Sediment [D]. 2006, Chengdu: Institute of Mountain Hazards and Environment, Chinese Academy of Sciences and Ministry of Water Conservancy]
- [36] 朱颖彦, 崔鹏, 陈晓清. 泥石流堆积体边坡失稳机理的试验与稳定性分析 [J]. *岩土力学与工程学报*. 2005, **24**(21): 3927 – 3934. [ZHU Yingyan, CUI Peng, CHEN Xiaoping. Experiment on mechanism of slope failure of debris flow fan and stability analysis [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, **24**(21): 3927 – 3934.]
- [37] 金艳丽, 戴福初. 灌溉诱发黄土滑坡机理研究 [J]. *岩土工程学报*. 2007, **29**(10): 1493 – 1499. [JIN Yanli, DAI Fuchu. The mechanism of irrigation-induced landslides of loess [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, **29**(10): 1493 – 1499.]
- [38] 金艳丽, 戴福初. 饱和黄土的静态液化特性试验研究 [J]. *岩土力学*. 2008, **29**(12): 3293 – 3298. [JIN Yanli, DAI Fuchu.

- Experimental investigation of static liquefaction of saturated loess [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(12): 3293–3298.]
- [39] 魏厚振. 蒋家沟泥石流砾石土力学性状与起动过程分析研究[D]. 2008, 中国科学院研究生院(武汉岩土力学研究所). [WEI Houzhen. Mechanical behavior of gravelly soil and analysis initiation of debris flows in Jiangjia ravine [D]. 2008, Institute of Rock & Soil Mechanics, Chinese Academy of Science.]
- [40] 张明, 胡瑞林, 殷跃平. 滑坡型泥石流转化机制环剪试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*. 2010, **29**(4): 822–832. [ZHANG Ming, HU Ruilin, YIN Yueping. Study of transform mechanism of landslide-debris flow with ring shear test [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(4): 822–832.]
- [41] 陈晓斌. 红砂岩粗粒土剪胀效应大型三轴试验研究[J]. *岩土力学与工程学报*. 2010, **29**(S1): 3145–3149. [CHEN Xiaobin. Study of dilatancy effect of redstone coarse grained soil by large scale triaxial tests [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(S1): 3145–3149.]
- [42] 刘恩龙, 陈生水, 李国英, 等. 堆石料的临界状态与考虑颗粒破碎的本构模型[J]. *岩土力学*. 2011, **32**(S2): 148–154. [LIU Enlong, CHEN Shengshui, LI Guoying, et al. Critical state of rockfill materials and a constitutive model considering grain crushing [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(S2): 148–154.]
- [43] 刘恩龙, 覃燕林, 陈生水, 等. 堆石料的临界状态探讨[J]. *水利学报*. 2012, **43**(5): 505–519. [LIU Enlong, QIN Yanlin, CHEN Shengshui, et al. Investigation on critical state of rockfill materials [J]. *Shuili Xuebao*, 2012, **43**(5): 505–519.]
- [44] 周跃峰, 谭国焕, 甄伟文, 等. 入渗诱发黄土滑坡的力学机制[J]. *岩土力学*. 2013, **34**(11): 3173–3179, 3186. [ZHOU Yuefeng, TAN Guohuan, ZHEN Weiwen, et al. Mechanism of infiltration-induced loess landslides [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(11): 3173–3179, 3186.]
- [45] ZHOU Y F, THAM L G, YAN W M, et al. Laboratory study on soil behavior in loess slope subjected to infiltration [J]. *Engineering Geology*. 2014, **183**: 31–38.
- [46] 张登飞, 陈存礼, 李文文, 等. Q₃原状非饱和黄土的水量变化和临界状态特性[J]. *岩土工程学报*. 2015, **37**(S1): 197–201. [ZHANG Dengfei, CHEN Cunli, LI Wenwen, et al. Characteristics of critical state and water volume change for Q₃ unsaturated intact loess [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(S1): 197–201.]
- [47] 迟明杰, 赵成刚, 李小军. 砂土剪胀机理的研究[J]. *土木工程学报*. 2009, **42**(3): 99–104. [CHI Mingjie, ZHAO Chenggang, LI Xiaojun. Stress-dilatation mechanism of sands [J]. *China civil engineering journal*, 2009, **42**(3): 99–104.]
- [48] CHEN Ningsheng, ZHU Yunhua, HUANG Qi, et al. Mechanisms involved in triggering debris flows within a cohesive gravel soil mass on a slope: a case in SW China [J]. *Journal of Mountain Science*. 2017, **14**(4): 611–620.
- [49] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M], 北京: 清华大学出版社, 1994. [CHEN Zhongyi, ZHOU Jingxing, WANG Hongjin. *Soil Mechanics* [M], Beijing: Tsinghua University Press, 1994.]
- [50] 陈宁生, 崔鹏, 王晓颖, 等. 地震作用下泥石流源区砾石土体强度的衰减实验[J]. *岩石力学与工程学报*. 2004, **23**(16): 2743–2747. [CHEN Ningsheng, CUI Peng, WANG Xiaoying, et al. Testing study on strength reduction of gravelly soil in triggering area of debris flow under earthquake [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, **23**(16): 2743–2747.]
- [51] 庄建琦, 崔鹏, 胡凯衡, 等. 细颗粒迁移在泥石流形成过程中的作用[J]. *山地学报*. 2015, **33**(6): 713–720. [ZHUANG Jianqi, CUI Peng, HU Kaiheng, et al. Fine particle size moving and it's effective on debris flow initiation [J]. *Mountain Research*, 2015, **33**(6): 713–720.]
- [52] 高冰, 周健, 张姣. 泥石流启动过程中水土作用机制的宏观分析[J]. *岩石力学与工程学报*. 2011, **30**(12): 2567–2573. [GAO Bing, ZHOU Jian, ZHANG Jiao. Macro-meso analysis of water-soil interaction mechanism of debris flow starting process [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2011, **30**(12): 2567–2573.]
- [53] 郭庆国. 粗粒土的工程特性及应用[M], 郑州: 黄河水利出版社, 1998. [GUO Qingguo. *Engineering features and utilization of coarse-grained soil*, Zhengzhou: The Yellow River Water Conservancy Press, 1998.]
- [54] 王志兵, 汪稔, 胡明鉴, 等. 蒋家沟砾石土的特性及其对斜坡失稳的意义[J]. *岩土力学*. 2010, **31**(S2): 206–211. [WANG Zhibin, WANG Nian, HU Mingjian, et al. Characteristics of gravelly soil and their implications for slope instability in Jiangjiagou ravine [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(S2): 206–211.]
- [55] 蒋中明, 王为, 冯树荣, 等. 砂砾石土渗透变形特性的应力状态相关性试验研究[J]. *水利学报*. 2013, **44**(12): 1498–1505. [JIANG Zhongming, WANG Wei, FENG Shurong, et al. Experimental of study on the relevance between stress state and seepage failure of sandy-gravel soil [J]. *Shuili Xuebao*, 2013, **44**(12): 1498–1505.]
- [56] 徐舜华, 郑刚, 徐光黎. 考虑剪切硬化的砂土临界状态本构模型[J]. *岩土工程学报*. 2009, **31**(6): 953–958. [XU Shunhua, ZHENG Gang, XU Guangli. Critical state constitutive model of sand with shear hardening [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(6): 953–958.]

The Mechanical Property of Gravel Soil in Seismic Area and Its Critical State in Initiating Debris Flow

LIAO Liping^{1,2,3}, ZHU Yingyan^{4*}, YANG Zhiqian⁵, YANG Yunchuan^{1,2,3},
HU Jin⁶, STEVE Zou⁷, LUO Xiaohong⁸

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China;

2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Guangxi University, Nanning 530004, China;

3. Guangxi Key Laboratory of Disaster Prevention and Engineering Safety, Guangxi University, Nanning 530004, China;

4. Institute of Mountain Hazards and Environment, Chinese Academy of Sciences and Ministry of Water Conservancy, Chengdu 610041, China;

5. Faculty of Land Resource Engineering, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China;

6. Suzhou Wei Base Foundation Engineering Co, LTD, Suzhou 215100, China;

7. Department of Civil and Resource Engineering, Dalhousie University, Halifax, Nova Scotia, Canada B3 H4 K5;

8. Hubei Communications Technical College, Wuhan 430074, China)

Abstract: Although gravel soils generated by seismic shaking in Wenchuan earthquake area have subjected to natural consolidation process for nearly ten years, geological hazards, such as slope failures with ensuing debris flows, frequently are haunting the area. To understand the nature of geohazard initiation, in this paper, artificial flume experiments and triaxial tests were used to make close observation on gravel soil samples, which were collected at Niujuan valley, Yingxiu Town of Wenchuan County, Sichuan Province, China. Based on the mechanical property analysis of gravel soil samples, some results relevant to the micro-macro property, action of coarse-fine particles content on dry density, and critical state of gravel soils in the process of motivating debris flow were confirmed: (1) The timing and patterns of debris flow initiations were closely related to their initial dry densities, and initiation processes were accompanied with a variation of dry density and void ratio; (2) Fine particle migration in soil and coarse-fine particle content rearrangement contributed to the internal micro structure reorganization, which was supposed to be the main reason for variation of dry density and void ratio; (3) Gravel soils with unchanged grain compositions, if under the same hydrostatic compression, they approached to an identical critical void ratio threshold to fail; (4) The mechanical state of certain sort of gravel soil can be identified by its relative position between state parameter (e, p') and $e_c - p'$ planar critical state line; (5) Gravel soil slope failed and then evolved into debris flow under lasting rainfall leaching, while in gravel slope there co-existed soil dilatation and contraction, but the dilatation was dominant. Above research findings not only could be used to interpret debris flow initiation but also would provide an insight for debris flow warning forecast of gravel slope in seismic area.

Keywords: Wenchuan seismic area; gravel soil; debris flow; critical state; mechanical property