

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2010.06.020

宽级配砾质土三轴试验研究

陈志波¹, 朱俊高²

(1. 福州大学环境与资源学院, 福建 福州 350108;
2. 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)

摘要:对某宽级配砾质土分别进行了中型和大型三轴固结排水剪试验,研究了不同试样干密度、不同掺砾量下宽级配砾质土的强度、应力应变特性及邓肯-张模型参数,并对中三轴与大三轴 2 种不同尺寸试验结果进行了分析和对比.结果表明,宽级配砾质土的偏应力峰值强度、抗剪强度及其剪胀性随着掺砾量和试样干密度的变化呈现一定的变化规律.随着掺砾量或试样干密度的增大,中三轴和大三轴试验邓肯-张模型参数的 K 均随之增大,但 n 随之减小.在相同掺砾量下,初始弹性模量和体积变形模量均随着试样干密度的增大而增大.

关键词:宽级配砾质土;三轴试验;固结排水剪试验;应力应变特性;邓肯-张模型

中图分类号: TU411.7 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-1980(2010)06-0704-07

宽级配砾质土是指颗粒范围从黏粒到粗砾(或碎石、块石),并基本包括所有中间粒径的土石混合料.近年来,随着工程建设的迅猛发展,对变形控制的要求越来越高,宽级配砾质土由于具有压缩性低、强度高、变形协调性能好及便于施工等优势^[1-2],被广泛应用于水利及交通等工程,如取代黏性土应用为土石坝心墙防渗材料.随着宽级配砾质土的广泛应用,对宽级配砾质土的研究越来越受到重视,国内外学者在许多方面已积累了大量的理论和经验,如宽级配砾质土的压实特性^[3-4]、渗透特性^[5-6]及本构模型^[7-8]等.

当宽级配砾质土作为土石坝心墙防渗材料时,因其黏粒含量较高,渗透系数一般为 $10^{-6} \sim 10^{-5} \text{ cm/s}$ ^[9-10],若进行三轴固结排水剪试验,尤其是大型三轴试验,其试样固结非常缓慢,试验过程较为漫长,受此限制,以往研究多集中于宽级配砾质土的压实及渗透特性,而其三轴试验研究相对较少.

笔者以某土石坝心墙掺砾防渗料为原型土料,进行不同干密度、不同掺砾量的宽级配砾质土中型三轴、大型三轴固结排水剪试验,进一步研究宽级配砾质土的应力应变特性.

1 试验方法

1.1 试验土料

试验所用土料为黏土料与砾石料按一定比例混合而成的砾质土料.其中,黏土料是对原料场土料筛去大于 5 mm 颗粒后的土料,黏土料含水率 15.1%,液限 33.4%,塑限 19.6%,塑性指数 13.8%,相对密度 2.71,黏土分类为低液限黏土.砾石料为原开采石料剔除超径颗粒后的花岗岩石料,砾石料具体级配见表 1.

为了统一剔除标准,统一采用混合法对中型、大型三轴试验的超径料进行处理.具体按以下方法进行:确定大型、中型三轴试验的限制粒径分别为 60 mm 和 20 mm,先用相似级配法对原开采石料级配进行缩尺,使大于限制粒径的颗粒含量(即超粒径含量)为 40%(质量分数),然后再按等量替换法对超粒径含

表 1 砾石料级配
Table 1 Gradation of gravel

粒径/ mm	颗粒质量分数/%		
	原开采石料	中三轴试验	大三轴试验
< 100 ~ 80	5.00	0	0
< 80 ~ 60	10.00	0	0
< 60 ~ 40	20.00	0	23.75
< 40 ~ 20	28.00	0	33.25
< 20 ~ 10	17.50	52.00	20.78
< 10 ~ 5	14.50	31.00	17.22
< 5	5.00	17.00	5.00

收稿日期: 2010-03-04
基金项目: 国家自然科学基金委员会、二滩水电开发有限责任公司雅砻江水电开发联合基金(50639050);水利部公益性行业科研专项(200801133);福建省教育厅科技项目(JA09027);福州大学人才引进基金(ZRC-0930)
作者简介: 陈志波(1977—),男,福建仙游人,讲师,博士,主要从事土体基本特性及土工数值模拟等研究. E-mail: czb@fzu.edu.cn

量进行替换 其中,若原开采石料级配超粒径含量已小于 40%,直接用等量替换法对超粒径颗粒进行剔除.

1.2 制样方法

中三轴固结排水剪试验试样直径 10 cm、高度 20 cm.大三轴固结排水剪试验试样直径 30 cm、高度 60 cm.中三轴试样采用自制加工的制样器进行制样,按 5 层分层击实.大三轴试样则在压力室底座上直接制样,试样土料按要求干密度分 6 层击实.

中三轴试样放置于真空筒内进行抽气饱和,抽真空时间大于 2 h,浸水饱和时间大于 10 h.各试样固结前测得孔隙压力系数 B 均大于 0.95,说明试样达到饱和,满足试验要求^[11].大三轴试样由于试样巨大,直接在三轴仪底座进行抽气饱和,即在试样安装完成、压力室充水后,采用真空泵连接试样顶部排水筏进行抽气,同时在试样底部进水饱和,抽气饱和时间达 24 h 以上,测得各试样孔隙压力系数 B 均大于 0.95,试样饱和度满足要求.

1.3 试验方案

中型、大型三轴固结排水剪试验分别进行了 6 组和 3 组,试验方案详见表 2.

表 2 宽级配砾质土三轴固结排水剪试验方案

Table 2 Schemes of triaxial consolidated-drained tests on widely graded gravelly soil

试验尺寸	试验 编号	掺砾量 $G_c/\%$	试样干密度 $\rho_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	剪切速率/ $(\text{mm}\cdot\text{min}^{-1})$	试验围压 σ_3/kPa
中三轴 (直径 10 cm, 高度 20 cm)	1	25	1.800	0.0096	200,500,800,1 200
	2	50	1.890	0.009 0	200,500,800,1 200
	3	50	2.040	0.009 6	200,500,800,1 200
	4	50	2.096	0.006 0	200,500,800,1 200
	5	75	2.040	0.012 0	200,600,1 000,1 500
	6	87.5	2.040	0.012 0	200,600,1 000,1 500
大三轴 (直径 30 cm, 高度 60 cm)	7	50	2.080	0.007 0	500,1 200,1 800,2 500
	8	75	2.080	0.016 0	500,1 200,1 800,2 500
	9	87.5	2.146	0.016 0	500,1 200,1 800,2 500

对于中三轴试验,试验编号 1~4 的试样其固结时间约为 1 d,剪切时间超过 2 d 对掺砾 75% (质量百分比)和 87.5% 的试样,其渗透性较大,试验固结时间约 10 h,排水剪切持续时间约 30 h.

大三轴试样中,掺砾 50% 的试样固结时间约为 4 d,剪切时间约为 9 d 对掺砾 75% 和 87.5% 试样,因其渗透性较大,试验固结时间约 3 d,排水剪切持续时间约 4 d.

根据击实试验成果,中三轴掺砾 50% 试样的最大干密度 $\rho_{\text{dmax}} = 2.15 \text{ g/cm}^3$,因此,试验 2、试验 3 和试验 4 的试样相对压实度分别为 0.88,0.95 和 0.98.

大三轴掺砾 50% 试样的击实最大干密度 $\rho_{\text{dmax}} = 2.19 \text{ g/cm}^3$,试验 7 的试样相对压实度为 0.95^[12].

2 试验结果与分析

为了分析,这里列出了试验 2~9 的轴向附加应力($\sigma_1 - \sigma_3$)与轴向应变 ϵ_1 、体应变 ϵ_v 与轴向应变 ϵ_1 的关系曲线,如图 1 所示.

2.1 试样的剪胀性

由图 1(b)、(d)和(f)对比可以看出,当试样掺砾量都为 50% 时,试验 2($\rho_d = 1.890 \text{ g/cm}^3$)未表现出剪胀,试验 3($\rho_d = 2.040 \text{ g/cm}^3$)仅在围压 $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ 时表现出剪胀性,而试验 4($\rho_d = 2.096 \text{ g/cm}^3$)则在 $\sigma_3 \leq 800 \text{ kPa}$ 时都表现出剪胀性.表明试样干密度越大,越容易表现出剪胀性.

对于中三轴试验,由图 1(d),(h)和(j),相同试样干密度(2.040 g/cm^3)下,掺砾 50% (试验 3)和掺砾 87.5% (试验 6)在 $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ 时都表现出了一定的剪胀性,而掺砾 75% (试验 5)未出现剪胀.分析认为,这可能是因为试验 5 的试样相对压实度比试验 3 和试验 6 的小.根据文献[4]的研究成果:宽级配砾质土最大干密度 ρ_{dmax} 随掺砾量 G_c 或粗料含量 P_5 (P_5 指大于 5 mm 颗粒的质量百分数)的提高呈先升后降变化,且 ρ_{dmax} 常在 $P_5 = 60\%$ 左右时达到最大值.本次对比试验中,试验 5 的 P_5 为 62.25%,其对应的 ρ_{dmax} 应该比试验 3($P_5 = 41.5\%$)和试验 6($P_5 = 72.625\%$)两者都大,因此,试验 5 的试样其相对压实度自然比后两者小很多,所以不易表现出剪胀性.

对于大三轴试验,试验 7 和试验 8 的试样干密度均为 2.080 g/cm^3 ,2 个试验在剪切过程中均未表现出剪

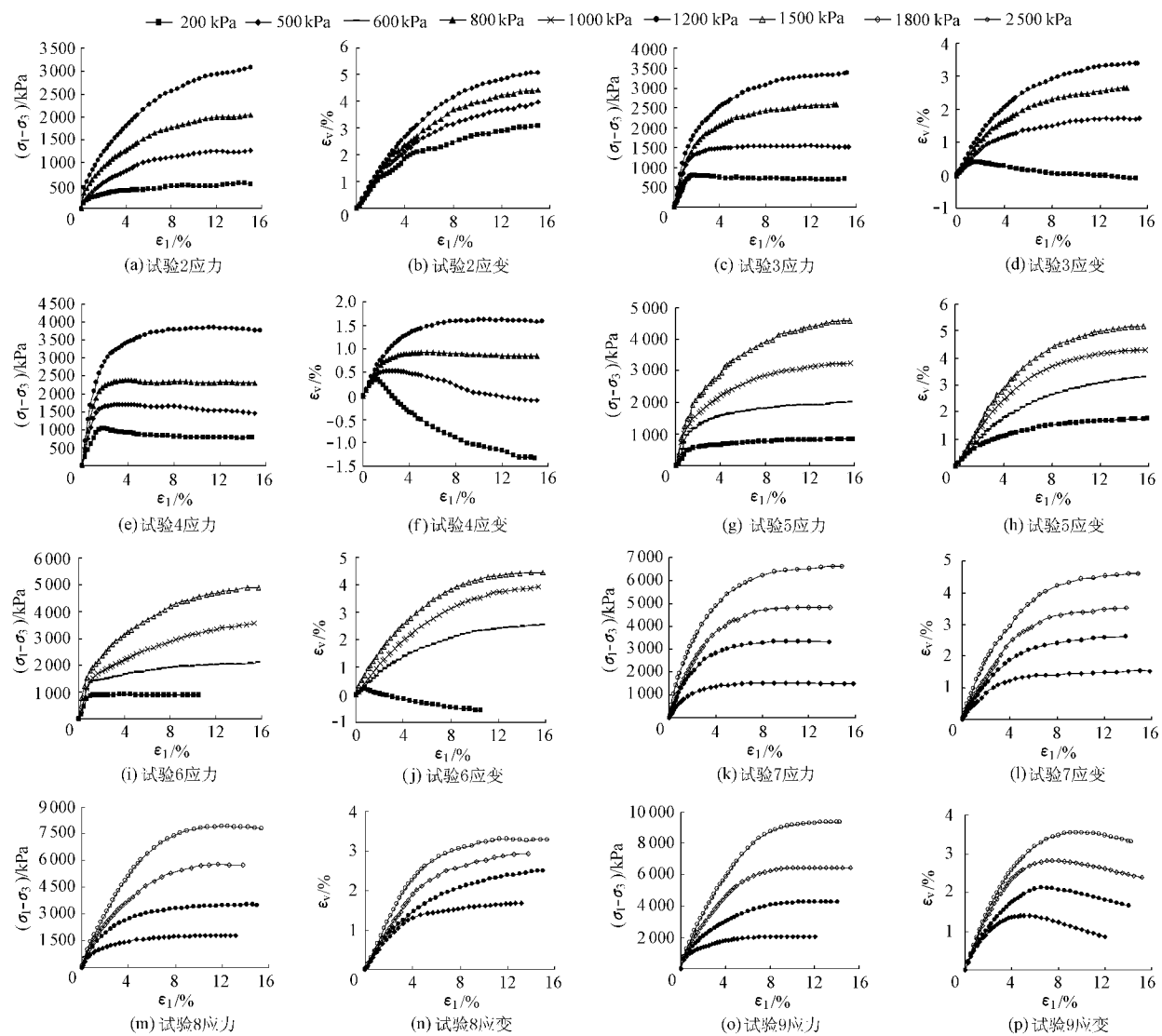


图 1 宽级配砾质土三轴固结排水剪试验应力应变曲线

Fig. 1 Stress-strain curves of triaxial consolidated-drained tests on widely graded gravelly soil

胀现象,而试验 9 的试样干密度较大(2.146 g/cm³),其在 4 个围压下都发生了剪胀.

综合以上分析,可以得到如下结论 在相同的掺砾量下,随着试样干密度的增大,宽级配砾质土试样的剪胀性表现越来越明显.相同试样干密度下,宽级配砾质土的剪胀性与掺砾量关系不明显,而应该与试样的相对压实度关系较为密切,随着试样相对压实度的增大,其剪胀性提高.

2.2 抗剪强度特性

表 3 列出了各试验不同围压下的偏应力峰值强度.

表 3 不同围压下宽级配砾质土偏应力峰值强度

Table 3 Values of peak deviator stress strength of widely graded gravelly soil under different confining pressures

试验编号	偏应力峰值强度/kPa							
	σ ₃ = 200 kPa	σ ₃ = 500 kPa	σ ₃ = 600 kPa	σ ₃ = 800 kPa	σ ₃ = 1 000 kPa	σ ₃ = 1 200 kPa	σ ₃ = 1 500 kPa	σ ₃ = 1 800 kPa
1	544.47	1 246.45		1 960.44		2 781.67		
2	544.15	1 267.68		2 049.16		3 072.72		
3	804.70	1 547.15		2 587.07		3 376.02		
4	1035.72	1 705.41		2 378.69		3 856.68		
5	844.42		2 020.24		3 232.25		4 586.56	
6	908.03		2 088.44		3 568.90		4 899.23	
7		1 534.99				3 348.28	4 841.32	6 971.27
8		1 796.00				3 528.97	5 780.00	7 906.62
9		2 058.61				4 258.77	6 457.71	9 353.12

由表 3 可知,无论是中三轴试验还是大三轴试验,宽级配砾质土的偏应力峰值强度基本上随着掺砾量的增大而增大.相同试样干密度下,掺砾 87.5% 试样的峰值强度高于掺砾 75% 的峰值强度,掺砾 75% 的峰值强度又明显高于 50% 的峰值强度.同时,在相同掺砾量下,随着试样干密度的增大,偏应力峰值强度也随之增大.由此说明,试验的偏应力峰值强度随着掺砾量或试样干密度的提高而增大.

宽级配砾质土的线性强度指标 c, φ 和非线性强度指标 $\varphi_0, \Delta\varphi$ 如表 4 所示.各种强度值的确定方法如下.线性强度采用摩尔-库仑准则 $\tau_f = c + \sigma_n \tan \varphi$ 确定.非线性强度采用公式 $\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg(\sigma_3/p_a)$ 确定,其中, φ_0 为 $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ 时破坏摩尔圆的切线内摩擦角, p_a 为 1 个标准大气压力,取 100 kPa .

由表 4 可知,无论是中三轴试验还是大三轴试验,随着掺砾量的增加,抗剪强度总体体现出增大的趋势.相同试样干密度下,随着掺砾量的增加,宽级配砾质土的内摩擦角 φ, φ_0 均越来越大,而黏聚力 c 随之减小;在相同掺砾量(如中三轴 $G_c = 50\%$ 试样)下, φ, φ_0 均随着 ρ_d 的增加而增大,且 c 也随之增大.

2.3 邓肯-张模型参数

由三轴试验结果整理得到的邓肯-张模型参数如表 5 所示.

表 4 宽级配砾质土抗剪强度
Table 4 Values of shear strength of
widely graded gravelly soil

试验 编号	线性强度		非线性强度	
	c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$	$\Delta\varphi/(\text{^\circ})$	$\varphi_0/(\text{^\circ})$
1	33.98	31.91	3.37	36.24
2	5.51	34.00	1.35	35.38
3	75.34	34.76	7.23	43.70
4	85.39	35.87	11.51	48.59
5	72.72	36.23	6.32	44.38
6	70.08	37.63	6.09	45.38
7	70.60	34.00	3.72	39.74
8	16.70	37.60	3.00	41.40
9	10.30	40.30	2.74	43.70

表 5 宽级配砾质土三轴试验邓肯-张模型参数
Table 5 Parameters of Duncan-Chang model for triaxial
consolidated-drained tests on widely graded gravelly soil

试验编号	R_f	K	n	G	F	D	K_b	m
1	0.828	363	0.224	0.303	0.166	3.7	125	0.074
2	0.854	183	0.700	0.293	0.128	3.4	54	0.557
3	0.713	504	0.639	0.357	0.133	5.2	567	0.010
4	0.803	795	0.538	0.499	0.301	12.6	1 147	0.010
5	0.881	440	0.511	0.379	0.176	2.7	239	0.104
6	0.900	1 430	0.202	0.571	0.344	2.9	1 736	0.010
7	0.826	694	0.417	0.493	0.318	6.1	325	0.182
8	0.806	932	0.276	0.415	0.152	3.2	252	0.348
9	0.807	1 672	0.136	0.329	0.147	5.4	268	0.319

对于中三轴试验,由试验 2、试验 3 和试验 4,相同掺砾量下,试样干密度越大,试验得到的 K, G, F, D, K_b 值基本上都随之增大, n 值却随之减小.而由试验 3、试验 5 及试验 6,相同试样干密度下,随着掺砾量由 50% 增加至 75% 最后达到 87.5%,试样的 R_f, K, G, F 值基本上都随之增大, n 值却随之减小,掺砾 75% 的 K_b 值小于掺砾 50% 和 87.5% 的 K_b 值.

对于大三轴试验,不同掺砾量下的应力破坏比 R_f 相差不大. K 值随掺砾量增加而增大, n, G 和 F 值却随之减小,其他参数 D, K_b, m 随掺砾量的变化规律不明显,难以分析掺砾量对这些参数的影响.

可见,无论是中三轴试验还是大三轴试验,随着掺砾量或试样干密度的增大, K 均随之增大,但 n 随之减小.

依据试验结果,整理出不同试验的初始弹性模量 $E_i (E_i = Kp_a (\sigma_3/p_a)^n)$ 和体积变形模量 $B_t (B_t = K_b p_a \cdot (\sigma_3/p_a)^m)$ 与围压的关系,详见表 6 和表 7.根据 E_i 和 B_t 可大致分析材料的变形性质.

表 6 宽级配砾质土初始弹性模量 E_i

Table 6 Values of initial elastic modulus of widely graded gravelly soil

围压 σ_3/kPa	E_i/MPa								
	试验 1	试验 2	试验 3	试验 4	试验 5	试验 6	试验 7	试验 8	试验 9
200	42.40	29.73	78.49	115.39	62.70	164.49	92.66	112.85	183.73
500	52.06	56.46	140.95	188.91	100.14	197.94	135.78	145.32	208.11
600	54.23	64.14	158.37	208.38	109.92	205.36	146.50	152.82	213.34
800	57.84	78.45	190.33	243.26	127.33	217.65	165.18	165.45	221.85
1 000	60.80	91.72	219.50	274.29	142.71	227.69	181.28	175.96	228.68
1 200	63.33	104.20	246.62	302.55	156.64	236.23	195.60	185.04	234.43
1 500	66.58	121.82	284.42	341.15	175.56	247.12	214.68	196.80	241.65
1 800	69.36	138.40	319.56	376.30	192.71	256.39	231.64	206.95	247.72
2 500	74.65	174.18	394.20	449.05	227.93	273.98	265.64	226.59	259.03

表 7 宽级配砾质土体积变形模量 B_t

Table 7 Values of bulk modulus of widely graded gravelly soil

围压 σ_3/kPa	B_t/MPa								
	试验 1	试验 2	试验 3	试验 4	试验 5	试验 6	试验 7	试验 8	试验 9
200	13.16	7.94	80.03	115.49	25.69	174.81	36.87	32.07	33.43
500	14.08	13.23	80.77	116.55	28.25	176.42	43.56	44.12	44.78
600	14.27	14.65	80.92	116.76	28.80	176.74	45.03	47.01	47.46
800	14.58	17.20	81.15	117.10	29.67	177.25	47.45	51.96	52.03
1 000	14.82	19.47	81.33	117.36	30.37	177.64	49.42	56.16	55.86
1 200	15.02	21.55	81.48	117.58	30.95	177.97	51.09	59.84	59.21
1 500	15.27	24.40	81.66	117.84	31.67	178.37	53.20	64.67	63.58
1 800	15.48	27.01	81.81	118.05	32.28	178.69	55.00	68.90	67.39
2 500	15.86	32.44	82.08	118.44	33.40	179.28	58.39	77.25	74.83

由表 6 和表 7 可知,随着围压增高,各个试验的 E_i 和 B_t 均随之增加.在相同掺砾量下,随着试样干密度的增加,如试验 2~4,各围压下的 E_i 和 B_t 均随之增大.对于中三轴试验,当试样干密度相同时,掺砾 75% 的试验(试验 5)其 E_i 和 B_t 基本上都比掺砾 50% (试验 3)和掺砾 87.5% (试验 6)的小.对于大三轴试验,则掺砾 50% 试验的 E_i 基本比掺砾 75% 的大.低围压下,掺砾 50% 试验的 B_t 略大于掺砾 75% 和掺砾 87.5% 两组试验的 B_t ,高围压下,则掺砾 50% 试验的 B_t 小于掺砾 75% 和掺砾 87.5% 两组试验的 B_t ,且差值越来越大.无论低围压或高围压,掺砾 75% 和掺砾 87.5% 两组试验的 B_t 均比较接近.

图 2 为各试验初始泊松比和围压的关系曲线,可知各试验的初始泊松比随围压增加逐渐降低.

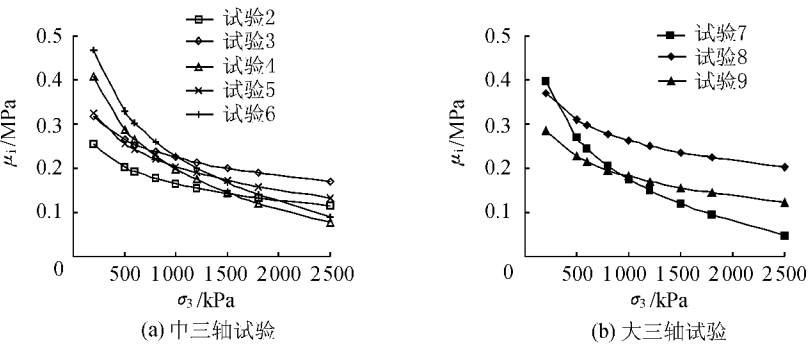


图 2 宽级配砾质土初始泊松比与围压关系曲线

Fig. 2 Relationship between initial Poisson's ratio and confining pressure of widely graded gravelly soil

对于中三轴试验,由图 2(a),在低围压下,试样干密度 $\rho_d = 1.890 \text{ g/cm}^3$ (试验 2)的初始泊松比 μ_i 最小, $\rho_d = 2.040 \text{ g/cm}^3$ (试验 3)的 μ_i 居中, $\rho_d = 2.096 \text{ g/cm}^3$ (试验 4)的 μ_i 最大,随着围压增大, ρ_d 为 1.890 g/cm^3 和 2.040 g/cm^3 两种试验的 μ_i 均开始下降,而 $\rho_d = 2.096 \text{ g/cm}^3$ 试验的 μ_i 下降趋势更快,围压大于 $1\,500 \text{ kPa}$ 以后,已经小于前两种试验的 μ_i .在低围压下,掺砾 50% (试验 3)的 μ_i 最小,掺砾 75% (试验 5)的 μ_i 居中,掺砾 87.5% (试验 6)的 μ_i 最大.随着围压增大,掺砾 50% 和掺砾 75% 两种试验的 μ_i 均开始下降且后者下降较快,而掺砾 87.5% 试验的 μ_i 下降趋势更快,围压大于 $1\,500 \text{ kPa}$ 以后,已经小于前两种试验的 μ_i .

对于大三轴试验,由图 2(b),在低围压下,掺砾 50% (试验 7)的 μ_i 最大,掺砾 75% (试验 8)的 μ_i 居中,掺砾 87.5% (试验 9)的 μ_i 最小.随着围压增大,掺砾 75% 和掺砾 87.5% 两种试验的 μ_i 基本以相同速度开始下降,而掺砾 50% 试验的 μ_i 下降很快,围压大于 $1\,000 \text{ kPa}$ 以后,已经小于前两种试验的 μ_i .

笔者也整理了应力水平为 0.5 时不同试验的切线弹性模量 E_t 及泊松比 μ_t 与围压的关系(由于篇幅所限,这里未列出),发现其反映的规律分别相同于初始弹性模量及初始泊松比与围压的关系规律.

3 中三轴与大三轴试验结果对比

中三轴的试验 3、试验 5 分别与大三轴的试验 7、试验 8 的试验条件相同,对此两种不同尺寸的试验结果进行了对比分析.

a. 由表 4 可知,对于中三轴的试验 3 和大三轴的试验 7,两者试样的掺砾量同为 50% 且相对压实度同为 0.95,但前者所得的强度略大,2 种试验的 c , φ 和 φ_0 值均相差不大,前者的值均略大于后者,其数值分别相差 6.29%, 2.19% 和 9.06% . 对于掺砾量同为 75% 的中三轴试验 5 和大三轴试验 8,两者所得 φ 和 φ_0 值均基本相等,其数值分别相差 3.78% 和 6.71% ;但中三轴试验黏聚力 c 值比大三轴试验要大很多. 分析认为,相对而言,中三轴试验土料中细颗粒所占比例更高,细颗粒形成的黏聚力相对更大一些,因此中三轴试验黏聚力相对较大.

b. 由表 5 可知,中三轴与大三轴试验的 R_f , G , F 和 D 值在试样掺砾 50% 时区别较大,掺砾 75% 时相差较小. 切线弹性模量系数 K , n , K_b , m 值,在中三轴和大三轴两种试验条件下参数数值差别较大. 对掺砾 50% 的试样,从图 1(c)和(k)的比较得出,在低围压 500 kPa 时, $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$ 曲线大三轴试验(试验 7)偏应力峰值对应轴应变和中三轴试验(试验 3)明显不同,大三轴试验偏应力峰值对应轴应变 9% 左右,中三轴试验偏应力峰值对应轴应变 12% 左右. 图 1(d)和(i)的 $\epsilon_v - \epsilon_1$ 关系曲线也有区别,虽然低围压 500 kPa 下两试样同时呈现剪缩,大三轴试验对应最大体变 1.54% 左右,中三轴试验对应最大体变 1.72% . 高围压 1 200 kPa 下,大三轴试验轴应变 9% 对应的偏应力为 3 321 kPa 左右,中三轴试验相同轴应变对应偏应力为 3 174 kPa 左右.

c. 由表 6 和表 7 可知,对于中三轴试验 3 与大三轴试验 7,低围压下,两者初始弹性模量相差不大,高围压下,中三轴试验所得初始弹性模量大于大三轴试验. 但中三轴试验的体积模量一直都大于大三轴试验.

d. 由图 2 可知,对于中三轴试验 3 与大三轴试验 7,在低围压下,大三轴试验的 μ_i 比较大,随后,中三轴和大三轴试验两者的 μ_i 均随围压而下降,但大三轴试验的 μ_i 减小更为迅速,围压大于 600 kPa 后,其值均比中三轴试验小.

4 结 论

a. 在相同的掺砾量下,随着试样干密度的增大,宽级配砾质土试样的剪胀性表现越来越明显. 宽级配砾质土的剪胀性与掺砾量关系不明显,而随着试样相对压实度的提高,其剪胀性增强.

b. 不论是中三轴还是大三轴试验,宽级配砾质土的偏应力峰值强度和抗剪强度都随着掺砾量的增加而增大. 相同试样干密度下,随着掺砾量的增加,中三轴、大三轴试验的内摩擦角 φ , φ_0 均越来越大,而黏聚力 c 随之减小. 在相同掺砾量下, φ 值、 φ_0 值及 c 值均随着试样干密度的增加而增大.

c. 无论是中三轴还是大三轴试验,随着围压增高,各个试验的初始弹性模量和体积变形模量均随之增大,而初始泊松比随之减小. 在相同掺砾量下,随着试样干密度的增加,各围压下的初始弹性模量和体积变形模量均随之增大.

d. 随着掺砾量或试样干密度增大,中三轴、大三轴试验的邓肯-张模型参数 K 均随之增大, n 随之减小. 大三轴试验与中三轴试验应力应变关系类似,除 φ 值接近外,其他邓肯-张模型参数吻合度并不高.

参考文献：

[1] 王继庄,董槐三. 软岩风化石土坝防渗体的工程特性[J]. 岩土工程学报,1991,13(3):1-12. (WANG Ji-zhuang, DONG Huai-san. Fundamental properties of Saprolite and its engineering characteristics as impervious material for high earth and rockfill dam [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,1991,13(3):1-12. (in Chinese))

[2] 朱建华,游凡,杨凯虹. 宽级配砾石土坝料的防渗性及反滤[J]. 岩土工程学报,1993,15(6):18-27. (ZHU Jian-hua, YOU Fan, YANG Kai-hong. Permeability, erosion resistance and filters of broadly graded gravelly soil for embankment dam construction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,1993,15(6):18-27. (in Chinese))

[3] MASSARSCH K R, FELLENIUS B H. Vibratory compaction of coarse-grained soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, NRC, 2002, 39 (3): 695-709.

[4] 陈志波,朱俊高,王强. 宽级配砾质土压实特性试验研究[J]. 岩土工程学报,2008,30(3):446-449. (CHEN Zhi-bo, ZHU Jun-gao, WANG Qiang. Compaction property of wide grading gravelly soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(3): 446-449. (in Chinese))

[5] 郭熙灵,李思慎. 水布垭水利枢纽页岩风化石料击实和渗透特性试验研究[J]. 人民长江,1996,27(12):18-20. (GOU Xi-ling, LI Si-shen. Compaction and permeability tests of weathered shale material[J]. Yangtze River, 1996, 27(12): 18-20. (in Chinese))

[6] 雷泽宏. 瀑布沟水电站黑山 I 区防渗料的选择[J]. 岩石力学与工程学报,2002,21(9):1395-1399. (LEI Ze-hong. Selection of

anti-seepage material for Heima district No. I of Pubugou hydroelectric plant[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(9): 1395-1399. (in Chinese)

[7] INDRARATNA B, SALIM W. Modelling of particle breakage of coarse aggregates incorporating strength and dilatancy[J]. Geotechnical Engineering, ICE, 2002, 155(4): 243-252.

[8] SALIM W, INDRARATNA B. A new elastic-plastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage[J]. Canadian Geotechnical Journal, NRC, 2004, 41(4): 657-671.

[9] 杨荫华. 土石料压实和质量控制[M]. 北京: 水利电力出版社, 1992.

[10] 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.

[11] SL237—1999 土工试验规程[S].

[12] 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院科学研究所. 四川省大渡河双江口水电站可行性研究阶段坝型适宜性研究专题: 土工试验研究报告[R]. 成都: 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院科学研究所, 2006.

Triaxial tests on widely graded gravelly soil

CHEN Zhi-bo¹, ZHU Jun-gao²

(1. College of Environment and Resources, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China;
2. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering,
Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The medium or large scale triaxial consolidated-drained compression tests on widely graded gravelly soil were performed. The strength, stress-strain properties of the widely graded gravelly soil under different dry densities and gravel contents as well as the parameters of Duncan-Chang model were studied. The results of the medium and large scale tests were analyzed and compared. The research shows that the peak deviator stress strength, shear strength and dilatancy of the widely graded gravelly soil all exhibit certain change rules with the variation of the gravel content or the dry density. With the increase of the dry density or the gravel content, parameter K of Duncan-Chang model increases but n decreases. Both the initial elastic modulus and the bulk modulus increase with the increase of the dry density under the same gravel content.

Key words: widely graded gravelly soil; triaxial test; consolidated-drained compression test; stress-strain property; Duncan-Chang model

《水资源保护》征订启事

全国中文核心期刊 中国科技核心期刊 RCCSE 中国核心学术期刊

《水资源保护》是河海大学和环境水利研究会主办的科学技术期刊,创刊于1985年,双月刊.国内外公开发行,国内统一连续出版物号:CN32-1356/TV. 本刊为全国中文核心期刊、中国科技核心期刊、RCCSE 中国核心学术期刊和江苏省一级期刊.

《水资源保护》主要刊登与水资源保护有关的基础研究,应用技术,工程措施,综合述评,专题讲座,国外动态,书刊评介,科技简讯,水资源管理、评价、监测、优化配置,节水技术,水环境污染控制等方面的文章. 近年来,重点关注与水有关的生态环境领域中的研究方向,新增设相关的基础研究、防治技术、城市水环境治理等内容.

主要读者对象:与水资源保护工作有关的工程技术人员、科研人员、管理人员以及大专院校的师生.

《水资源保护》邮发代号 28-298,双月刊,每期定价8元,全年共48元,每逢单月30日出版. 可在全国各地邮局订阅,也可直接与编辑部联系订阅.

编辑部地址 南京市西康路1号 河海大学《水资源保护》编辑部 邮政编码 210098

电话/传真:(025)83786642 E-mail: bh@hhu.edu.cn 网址: kkb.hhu.edu.cn/bh/index_bh.htm