

DOI: 10.11779/CJGE201706009

细粒含量对细粒-砂粒-砾粒混合料动强度的影响

吴 琪¹, 陈国兴^{1, 2}, 周正龙¹, 黄 博³

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 江苏省土木工程防震技术研究中心, 江苏 南京 210009;

3. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

摘 要: 从现有文献可以发现, 含砾量、制样方法、相对密度和固结比等因素对饱和砂砾土动强度 CRR 的影响已有较多研究, 但鲜有文献涉及细粒含量 FC 对砂砾土 CRR 的影响。通过一系列不排水循环三轴试验, 研究了 FC 对细粒-砂粒-砾粒混合料 CRR 的影响。基于颗粒接触状态理论, 将细粒-砂粒-砾粒混合料分为类粗粒土、类细粒土和中间性态土; 引入“循环流动”和“循环液化”描述类粗粒土和类细粒土的循环破坏过程, 提出了适用于混合料的循环破坏标准。试验结果表明: 随着 FC 的增大, 混合料的 CRR 呈现出先降低后增大的特征, 当 FC = 30% 时, 混合料的 CRR 最低。通过分析发现, 细粒-砂粒-砾粒混合料的 CRR 随骨架孔隙比 e_k 的增大而降低, 且当 FC < 25% 或 FC > 35% 时, 两者有较好的指数关系, 说明 e_k 是合理地表征细粒-砂粒-砾粒混合料 CRR 的一个物理指标。

关键词: 细粒-砂粒-砾粒混合料; 细粒含量; 动强度; 颗粒接触状态; 骨架孔隙比

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)06-1038-10

作者简介: 吴 琪(1991-), 男, 博士研究生, 主要从事混合料动力特性研究。E-mail: qw09061801@163.com。

Influences of fines content on cyclic resistance ratio of fines-sand-gravel mixtures

WU Qi¹, CHEN Guo-xing^{1, 2}, ZHOU Zheng-long¹, HUANG Bo³

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Civil Engineering and Earthquake Disaster Prevention Center of Jiangsu Province, Nanjing 210009, China; 3. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou

310058, China)

Abstract: In the available researches on the cyclic resistance ratio (CRR) of saturated sand-gravel mixtures, the factors such as gravel content, sample preparation method, relative density and consolidation stress ratio have been considered. However, because of some reasons, the fines content (FC) has rarely been studied. The influences of the fines content on CRR of fines-sand-gravel mixtures are studied based on a series of undrained cyclic triaxial tests. According to the theory of particle contact state, the fines-sand-gravel mixtures are divided into coarse-like soils, fines-like soils and in-transition soils. "Cyclic mobility" and "cyclic liquefaction" are introduced to describe the cyclic failure process of coarse-like soils, fines-like soils and in-transition soils, and the criteria for the evaluation of cyclic failure of mixtures are proposed. The test results show that CRR of mixtures decreases with the increase of FC when FC is less than 30%, thereafter, it starts to increase, and CRR is the weakest when FC is 30%. Also, the analysis shows that CRR of mixtures decreases with the increase of e_k , when FC < 25% or FC > 35%, e_k can serve as a proper index to uniquely evaluate CRR of fines-sand-gravel mixtures, and an exponential relationship between the decrease in CRR and the increase in e_k is then obtained.

Key word: fines-sand-gravel mixture; fines content; cyclic resistance; particle contact state; skeleton void ratio

0 引 言

中国长江三角洲地区富含大量的砂砾土层, 同时, 砂砾土层在渤海和南海浅表层也广泛存在。由于经济发展对土地资源的迫切需求, 中国沿海地区广泛开展围填海造陆工程, 特别是长三角、珠三角、渤海湾、辽东湾等地, 围填海造陆面积已有很大规模, 这些围填土中也包含相当部分的砂砾土层。目前国家正在渤海湾、琼州海峡等沿海地区规划建设高速铁路、海底

隧道、风力发电厂、石油平台、跨海大桥等近海岸工程和海洋工程。砂砾土被广泛应用于高速铁路路基、土石坝、软土地基处理、人工筑岛及近海沉管隧道垫

基金项目: 国家自然科学基金项目(41172258, 51438004); 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB047005); 国家科技重大专项项目(2013ZX06002001-09)

收稿日期: 2016-03-24

***通讯作者 (E-mail: gxc6307@163.com)**

层基础等工程中。由于砂砾土具有高承载力、低压缩性、高抗剪强度、大渗透性等特点,通常认为砂砾土属于非液化土类,砂砾土可液化的观点并不为多数人所接受。然而,近来多次大地震中都发现了砂砾土地严重的液化现象,如1964年美国阿拉斯加地震^[1]、1995年日本阪神地震^[2]、1999年台湾集集地震^[3]和2008年中国汶川地震^[4-6]等,这使得越来越多的学者开始关注砂砾土液化。不同研究者的试验结果也证实了砂砾土会发生液化,并且发现含砾量 G_c ^[7-9] (粒径大于5 mm的土颗粒质量百分比)、制样方法^[10-12]、相对密度 D_r ^[13-14]和固结比^[12]等因素都对砂砾土动强度CRR (cyclic resistance ratio) 有影响。

大量研究成果表明,细粒含量FC (粒径小于0.075 mm的土颗粒质量百分比)对土体动力特性影响显著。根据颗粒粒径的不同,细粒可被分为粉粒和黏粒^[15]。Polito等^[16]对粉粒-砂粒混合料进行了不排水循环三轴试验,结果显示:具有相同 D_r 的粉粒-砂粒混合料随着FC (粉粒)的增大,CRR基本保持不变;当 $FC > 37\%$ 时,混合料的CRR随FC的增大而降低。刘雪珠等^[17]开展了FC (黏粒)对南京粉细砂液化影响的试验研究,结果表明:在不同固结比条件下,随FC的增加,南京粉细砂的CRR不是单调变化的,而是在 $FC = 10\%$ 时,CRR最低。曾长女等^[18]研究了FC (黏粒和粉粒)对粉土动孔压发展模式的影响,试验发现:粉土孔压发展速度随黏粒含量的增加先增大后减小,随粉粒含量的增加而增大。Karim等^[19]的研究表明: $D_r = 60\%$ 的粉粒-砂粒混合料的CRR随其FC (粉粒)的增加而降低,直到FC超过30%后,CRR基本保持不变。Derakhshandia等^[20]的试验发现:随FC增加,饱和砂土的孔压发展速度先增大后减小,且当 $FC = 20\%$ 时,其孔压发展速度最快。除此之外,Sitharam等^[21]发现粉粒-砂粒混合料的CRR和液化后不排水抗剪强度都随着FC (粉粒)的增加先降低后增强,当 $FC = 20\%$ 时,粉粒-砂粒混合料的CRR和液化后不排水抗剪强度最低。综上所述,FC是影响混合料动力特性的重要因素。大多数天然沉积的砂砾土都含有细粒,但涉及FC对饱和砂砾土CRR影响的研究很少见诸文献。因此,有必要深入探讨FC对砂砾土CRR的影响,以更加全面的了解砂砾土CRR的影响因素及其影响规律。

本文将具有不同FC的砂砾土,含细粒土砂,细粒土质砂,含砂细粒土统称为细粒-砂粒-砾粒混合料,旨在通过一系列不排水循环三轴试验,分析饱和细粒-砂粒-砾粒混合料的循环破坏过程,研究FC对细粒-砂粒-砾粒混合料CRR的影响,并基于颗粒接触状态

理论,对其影响过程做出解释。

1 混合料颗粒接触状态理论

为描述FC对粗细粒混合料力学特性的影响,Thevanayagam等^[22-23]提出了颗粒接触状态的概念:混合料由不同粒径的粗、细粒组成,且粗、细粒的接触状态决定混合料的力学特性。

1.1 细粒含量FC对混合料颗粒接触状态的影响

随着FC的增加,粗细粒混合料的颗粒接触状态也有所不同,具体可分为以下5种情况(如图1所示):接触状态①:粗粒直接接触,混合料中没有细粒,即混合料为粗粒土;接触状态②:粗粒直接接触,细粒填充空隙,但未将粗粒间空隙填满;接触状态③:FC增大到某一特定值时,粗粒直接接触且细粒将粗粒间的空隙填满,此时,混合料颗粒处于临界接触状态,对应的FC称之为阈值细粒含量 FC_{th} (threshold fines content);接触状态④:FC超过 FC_{th} ,粗粒悬浮于细颗粒中,不再直接接触;接触状态⑤:细颗粒直接接触,混合料中没有粗颗粒,即混合料为细粒土。

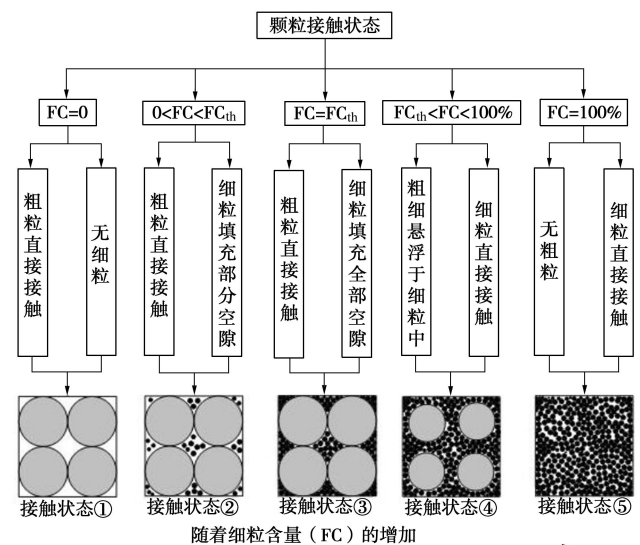


图1 粗细粒混合料颗粒接触状态示意图^[23]

Fig. 1 Schematic diagram of particle contact state of coarse-fines grain mixtures^[23]

1.2 阈值细粒含量 FC_{th}

由图1可知,当粗细粒混合料的 $FC < FC_{th}$ 时,粗粒组成混合料的骨架,粗粒包含细粒,混合料的动力特性主要取决于粗粒组构,细粒对混合料动力特性的影响较小,将具有该种颗粒接触状态的粗细粒混合料定义为类粗粒土 (coarse-like soil)^[9]。当 $FC > FC_{th}$ 时,粗粒粒悬浮于细粒中,细粒包含粗粒,混合料的动力特性主要由细粒组构决定,只要细粒间的接触被破坏,整个试样就会破坏,将此种粗细粒混合料定义为类细

粒土 (fines-like soil) [9]。当 $FC = FC_{th}$ 时, 粗细粒共同组成混合料的骨架, 混合料中既有粗粒-粗粒接触, 又有粗粒-细粒接触, 还有细粒-细粒接触, 混合料的动力特性由类粗粒土向类细粒土转变, 将这种介于类粗粒土和类细粒土之间的混合料定义为中间性态土 (in-transition soils) [9]。由此可见, FC_{th} 是区分粗细粒混合料颗粒不同接触状态的一个重要参数。因此, FC_{th} 的确定成为研究粗细粒混合料力学特性一个重点关注的问题。

确定粗细粒混合料 FC_{th} 的理论方法是基于二元聚集模型 (binary packing model), 理想化的二元聚集模型存在 3 个基本假设[9, 24]: ①仅由两种区别明显的粗、细颗粒组成; ②粗、细颗粒粒径的比值很大; ③粗颗粒的接触不受细颗粒的影响, 反之亦然。最初, 二元聚集模型被引入用以计算粗细粒混合料的总体孔隙比 e [25-26], e 定义为粗细粒混合料的空隙体积与混合料所有颗粒体积之比。满足二元聚集模型的粗细粒混合料的 e 如图 2 所示, 不同 FC 粗细粒混合料的 e 由 FC 、粗颗粒孔隙比 e_c 、细颗粒孔隙比 e_f 、粗颗粒相对密度 G_c 和细颗粒相对密度 G_f 共同决定。当 $FC < FC_{th}$ 时, 混合料为类粗粒土, 其 e 为图中的直线 AB 段, 理论计算公式为

$$e = (1 + e_c) / \left(1 + \frac{n_f \times G_c}{n_c \times G_f} \right) - 1 \quad (1)$$

当 $FC > FC_{th}$ 时, 混合料为类细粒土, 其 e 为图中的直线 BC 段, 理论计算公式为

$$e = e_f / \left(1 + \frac{n_c \times G_f}{n_f \times G_c} \right) \quad (2)$$

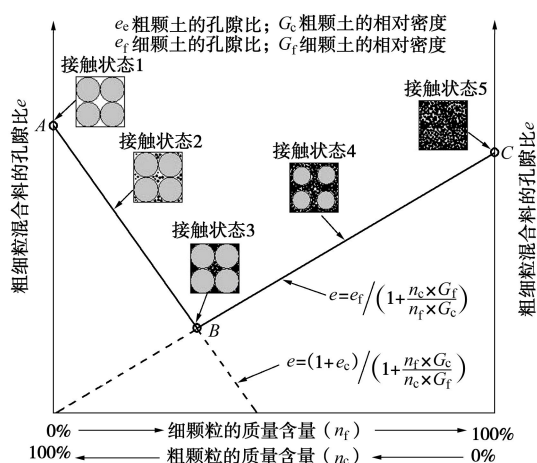


图 2 二元聚集模型中粗细粒混合料的孔隙比 e [25]

Fig. 2 Void ratios of coarse-fines mixtures in binary packing model [25]

因此, 区分类粗粒土与类细粒土的 FC_{th} 应为图中 B 点所对应的混合料的 FC , 联合式 (1)、(2) 可求出粗细粒混合料的 FC_{th} , 其表达式如下 [19, 25-27]:

$$FC_{th} = \frac{e_c}{e_f n + e_c + n} \quad (3)$$

式中, $n = G_c/G_f$, 土颗粒相对密度约为 2.6~2.7, 所以 n 一般取 1.0, 式 (3) 可简化为

$$FC_{th} = \frac{e_c}{e_f + e_c + 1} \quad (4)$$

细粒-砂粒-砾粒混合料的 e_c 和 e_f 一般分别为 0.14~0.85 和 0.4~1.1 [28], 因此细粒-砂粒-砾粒混合料的 FC_{th} 通常在 9%~30% 之间, 且 FC_{th} 随着粗粒 e 的增加而降低。由于混合料的 e 是一个范围, 对于特定的混合料, FC_{th} 也不是单一的数值, 由此可见, 类粗粒土和类细粒土的区分不存在一个绝对的界限值, 从类粗粒土向类细粒土过度是渐变的, 当混合料的处于这一渐变范围内时, 混合料为中间性态土, 此时混合料的力学性质由细粒组结构和粗粒组结构共同决定 [25]。

1.3 骨架孔隙比 e_k

在颗粒接触状态理论中, 采用骨架孔隙比 e_k 描述组成粗细粒混合料骨架颗粒的接触状态。对于不同粒径的粗细粒混合料, e_k 定义为组成该混合料骨架颗粒间的空隙体积与混合料骨架颗粒体积之比 [9, 29-30]。当粗细粒混合料为类粗粒土时, 粗粒组成混合料骨架, e_k 表达式为 [31]

$$e_k = \frac{e + FC(en + n - e)}{1 - FC} \quad (5)$$

当粗细粒混合料颗粒为类细粒土时, 细粒组成混合料骨架, e_k 表达式为 [31]

$$e_k = \frac{e/n + FC(1 - 1/n)}{FC} \quad (6)$$

一般认为, 土体的 CRR 随着 e 的增大而降低。然而, 已有的研究成果 [9, 22, 32] 表明, e 不是一个适宜评价混合料 CRR 的指标。Polito 等 [16] 发现, 粉粒-砂粒混合料的 CRR 随其 e_k 的增大而降低, 当 $FC < 20\%$ 时, 具有相同 e_k 的混合料 CRR 基本一致。Chang 等 [9] 的试验结果显示, 当砂粒-黏粒混合料的 $FC < 35\%$ 时, 其 CRR 随 e_k 增大而降低。Chang 等 [9] 对间断级配砂粒-砾粒混合料的循环特性进行了深入研究, 发现具有相同 e_k 的间断级配砂粒-砾粒混合料的 CRR 随 G_c 增加而增大, 且具有较强的线性关系。陈国兴等 [33] 的循环三轴试验结果表明, 饱和砂粒-砾粒混合料的 CRR 随 e_k 的增大而降低, 且其降低趋势呈良好的指数关系。现有文献资料表明, 与 e 相比, e_k 可以更合理地描述混合料的 CRR。

2 细粒-砂粒-砾粒混合料循环三轴试验

2.1 试验材料

试验所用的混合料为细粒-砂粒-砾粒混合料, 均取自南京六合区, 细粒、砂粒和砾粒均为棱角形。对取回的混合料进行烘干, 然后将其通过孔径 0.075 mm 的筛网进行筛分, 粒径大于 0.075 mm 的颗粒作为粗粒, 粒径小于 0.075 mm 的颗粒作为细粒。经过筛分处理后粗粒和细粒的物理属性指标见表 1。粗细粒混合料是在砂砾土中添加粉土制备而成的。

表 1 细粒-砂粒-砾粒混合料的物理属性指标

Table 1 Index properties of fines-sand-gravel mixtures		
属性指标	粗粒	细粒
土的类别	砂砾土	粉土
平均粒径 d_{50}/mm	1.85	0.06
有效粒径 D_{10}/mm	0.52	0.01
不均匀系数 C_u	4.77	4.62
重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{cm}^{-3})$	2.68	2.72
最大干密度 $\rho_{\max}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.74	1.68
最小干密度 $\rho_{\min}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.59	1.27
最大孔隙比 e_{\max}	0.86	1.14
最小孔隙比 e_{\min}	0.54	0.62

由表 1 可知, 细粒-砂粒-砾粒混合料的粗细粒平均粒径比 R_d 为 30.8, 满足二元聚集模型中粗粒颗粒粒径比至少要大于 7 的要求^[26], R_d 被定义为粗粒平均粒径与细粒平均粒径之值^[23]; 且细颗粒的塑性指数为 4.2, 粗细颗粒间的相互接触受彼此影响很小。综上所述, 细粒-砂粒-砾粒混合料满足二元聚集模型的基本假定。混合料的粗粒 e 在 0.54~0.86 之间, 细粒 e 在 0.62~1.14 之间, 由式 (4) 可得混合料的 $\text{FC}_{\text{th}}=20\%\sim34\%$ 。因此, 可初步判定, 当 $\text{FC}<20\%$ 时, 混合料为类粗粒土; 当 $\text{FC}>34\%$ 时, 混合料为类细粒土, 当 FC 在 $20\%\sim34\%$ 时, 混合料为中间性态土。选取 $\text{FC}=0\%, 10\%, 20\%, 25\%, 30\%, 35\%, 40\%, 50\%, 70\%$ 和 100% 以研究 FC 对细粒-砂粒-砾粒混合料 CRR 的影响。不同 FC 细粒-砂粒-砾粒混合料的级配和最大、最小孔隙比见图 3, 4。

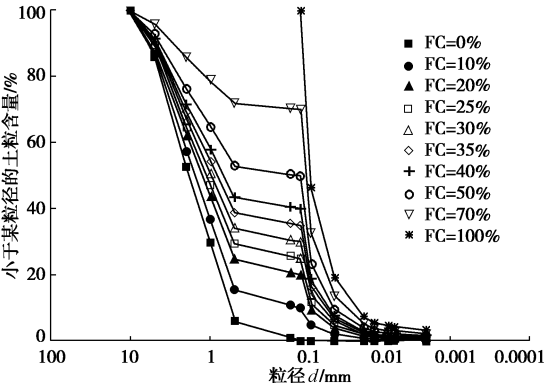


图 3 细粒-砂粒-砾粒混合料的级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution of fines-sand-gravel mixtures

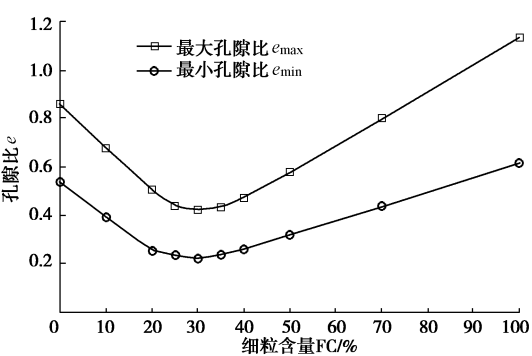


图 4 细粒-砂粒-砾粒混合料的最大和最小孔隙比

Fig. 4 Minimum and maximum void ratios of fines-sand-gravel mixtures

图 5 为 $D_r=30\%, 50\%$ 和 70% 的细粒-砂粒-砾粒混合料的骨架孔隙比 e_k 与细粒含量 FC 的关系曲线。由图可知, 具有相同 FC 的混合料的 e_k 随着 D_r 的增大而减小; 而具有相同 D_r 的混合料的 e_k 随 FC 的增加先增大后减小, 其最大值约在 $30\%\sim35\%$ 之间, 且当 $\text{FC}>70\%$, e_k 基本不变。

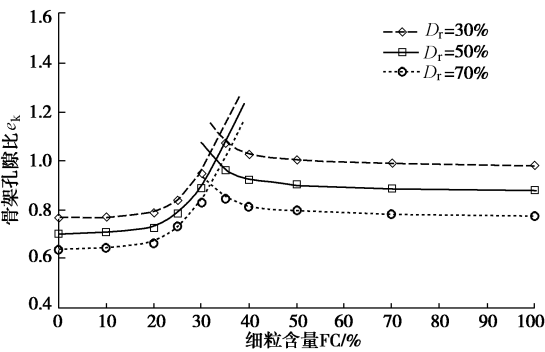


图 5 具有不同相对密度 D_r 细粒-砂粒-砾粒混合料骨架孔隙比 e_k 与细粒含量 FC 的关系曲线

Fig. 5 Skeleton void ratio versus percentage of fines content of fines-sand-gravel mixtures with different relative densities

2.2 试样制备、饱和与固结

试样为实心圆柱形, 尺寸为 100 mm (直径) × 200 mm (高度), 为保证试样制备的均匀性, 采用分层振捣法制备试样, 共分 4 层, 并按级配单独配制每层混合料试样所需粗细粒的质量, 均匀混合后缓慢倒入承模筒内, 然后用击实器对每一层击实至指定高度, 落锤质量为 1 kg, 落锤高度为 15 cm。

试样制备完成后先采用抽真空下吸无气水的方法进行饱和, 再进行分级反压饱和, 测定孔压系数 B 值, 若 $B>0.95$, 认为试样饱和^[34]。为确定试样达到饱和和所需的反压值, 测量了 $\text{FC}=0\%, 50\%, 100\%$ 的试样在不同反压下的 B 值, 结果如图 6。由图可知, 对试样施加相同的反压值, 试样的 FC 越小, 其 B 值越大; 且试样的 D_r 越小, B 值越大。试样的 B 值随反压的增

加迅速增长,当反压达到 400 kPa 时,具有不同 FC 和 D_r 的试样都达到饱和 ($B > 0.95$)。因此,对所有的试样都施加 400 kPa 的反压以满足饱和需求,对饱和试样进行的等压固结。

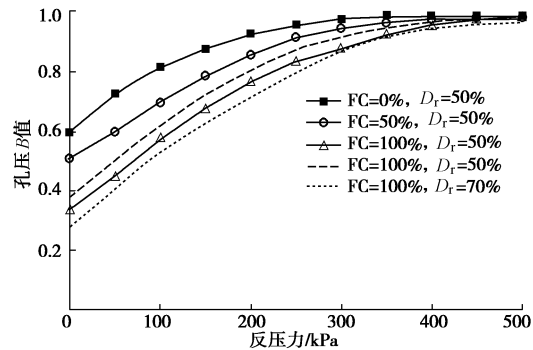


图 6 不同细粒含量 FC 试样的孔压 B 值与反压的关系
Fig. 6 Relationship between values of pore pressure coefficient and back pressures of specimens with different fines contents

2.3 试验仪器

试验仪器采用英国 GDS 空心圆柱扭剪仪(HCA),如图 7 所示。HCA 的围压和反压可达到 1 MPa,最大动态轴向负荷为 10 kN,最大加轴向载频率为 5 Hz。可满足细粒-砂粒-砾粒混合料循环三轴试验的要求。为实现实心圆柱试样的循环三轴试验,对该仪器进行局部改进:用实心不锈钢板置换空心底座中的铜芯透水石,加工成实心底座,试验试样适宜的最大颗粒粒径由改进前的 2 mm 增大至改进后的 10 mm^[35],实现实心圆柱试样的轴向循环加载(底部加载),在试样顶部测量试样的超孔隙水压力 Δu 。

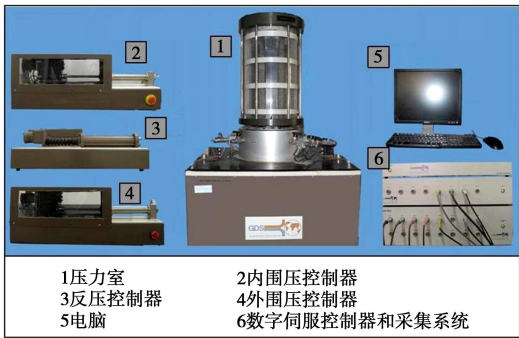


图 7 GDS 空心圆柱仪试验系统
Fig. 7 GDS hollow cylinder apparatus test system

2.4 试验方案

细粒-砂粒-砾粒混合料循环三轴试验,对试样进行均等固结,初始有效围压 σ'_{3c} 为 100 kPa,不同 FC 试样的 D_r 分为 3 个等级: 30%, 50%, 70%。综合考虑 FC 和 D_r 因素的 30 组循环三轴试验编号列于表 2,每组试验的试样为 3 个,依次施加不同幅值的轴向循环

应力 σ'_d ,采用正弦波加载,振动频率为 1 Hz。

表 2 不排水循环三轴试验的细粒-砂粒-砾粒混合料工况
Table 2 Cases of undrained cyclic triaxial tests on fines-sand-gravel mixtures

试验组号	细粒含量 FC/%	相对密度 D_r /%	孔隙比 e	骨架孔隙比 e_k
C1	0	30	0.77	0.77
C2	0	50	0.70	0.70
C3	0	70	0.64	0.64
C4	10	30	0.59	0.78
C5	10	50	0.54	0.71
C6	10	70	0.48	0.65
C7	20	30	0.43	0.79
C8	20	50	0.38	0.73
C9	20	70	0.33	0.65
C10	25	30	0.38	0.84
C11	25	50	0.34	0.79
C12	25	70	0.30	0.73
C13	30	30	0.36	0.95
C14	30	50	0.32	0.89
C15	30	70	0.28	0.83
C16	35	30	0.38	1.07
C17	35	50	0.34	0.96
C18	35	70	0.30	0.85
C19	40	30	0.41	1.03
C20	40	50	0.37	0.92
C21	40	70	0.33	0.81
C22	50	30	0.50	1.01
C23	50	50	0.45	0.90
C24	50	70	0.40	0.80
C25	70	30	0.69	0.99
C26	70	50	0.62	0.89
C27	70	70	0.55	0.78
C28	100	30	0.98	0.98
C29	100	50	0.88	0.88
C30	100	70	0.78	0.77

3 试验结果与讨论

3.1 细粒-砂粒-砾粒混合料循环破坏的判别标准

对于土循环破坏机理的认识:一种是以 Seed 等^[36]为代表的观点,即从液化的应力状态出发,强调液化标志着土的法向有效应力为零,土体不具有任何抗剪能力;另一种是以 Casagrande 为代表的观点,强调土的液化流动特性^[37],认为土体破坏,归根结底表现为过量的位移、变形或应变,研究液化的核心是土体出现具有液化性态的流动破坏。

适宜的循环破坏标准是研究土体 CRR 的基础。对于饱和砂土的循环三轴试验,循环破坏标准通常有两种^[38]: ①孔压标准^[39-40],循环荷载作用下试样的 Δu 达到 σ'_{3c} 作为循环破坏标准,即孔压比 $R_u (= \Delta u / \sigma'_{3c})$ 达到 1。②变形标准^[1, 41],循环荷载作用下试样的单幅轴向应变达到 2%~3%或双幅轴向应变达到 5%作为循环破坏标准。但对于细粒-砂粒-砾粒混合料的而言,由于试验材料,颗粒形状,各粒径颗粒含量、骨

架结构等不同,其循环破坏标准尚无共识。因此,为细粒-砂粒-砾粒混合料选择适宜的循环破坏标准是至关重要的,这将影响着混合料 CRR 的确定。

图 8, 9 分别给出了类粗粒土 (FC = 10%) 和类细粒土 (FC = 70%) 试样典型的循环三轴试验结果,包括孔压比 R_u 和轴向应变 ε 与振次 N 关系曲线,应力-应变滞回曲线,结果显示,不同 FC 细粒-砂粒-砾粒混合料的循环破坏机理是不同的。

类粗粒土(图 8)的循环破坏过程与砂砾土类似^[7],随着循环荷载的施加,组成混合料骨架粗粒间的空隙减小,孔隙水压力增大,有效应力降低,最终 R_u 达到 1, 试样的双幅轴向应变 ε_{DA} 随 N 的增加缓慢增大到 2%, 试样达到初始液化状态,但由于组成混合料骨架的粗颗粒间的接触没有被完全破坏,试样仍具有较大的残余强度。继续对试样施加轴向循环荷载,组成土体骨架的粗颗粒间的接触被破坏,粗颗粒滑动后重新组成土体骨架,形成新的颗粒接触状态,随后再次破坏,混合料的骨架结构进入“破坏—重组—再破坏”的循环过程,这使得初始液化后的试样产生累积塑性应变 ε_p , 且随 N 呈线性增加,最终超过 5%, 此时,认为试样处于失效状态,这种失效状态是由于试样过度的累积变形导致的,将这种失效现象视为“循环流动”。因此,将“ $\varepsilon_p=5\%$ ”作为类粗粒土的循环破坏标准。

类细粒土(图 9)的循环破坏过程与粉土一致^[42],

受循环荷载试样的 R_u 快速增大,没有轴向变形产生,当 R_u 达到 1 时,试样的 ε_{DA} 迅速增大并超过 5%, 有效应力接近零,试样达到初始液化状态。继续施加轴向循环荷载,试样的 ε_{DA} 继续增大,甚至超过 10%。这是因为,当混合料达到初始液化时,组成土体骨架的细颗粒的接触全部被破坏,整个试样随之破坏,此时混合料的粗细颗粒都处于“悬浮”状态,混合料不再具有残余强度,土体骨架结构难以重组,此时混合料更类似流体,循环荷载不会导致试样 ε_p 的增加,但 ε_{DA} 在较短时间内迅速增大,将这种液化现象视为“循环液化”。以“ $\varepsilon_{DA}=5\%$ ”作为类细粒土的循环破坏标准。

3.2 FC 对细粒-砂粒-砾粒混合料动强度 CRR 的影响

对于循环三轴试验,循环应力比 CSR 被定义为试样到达指定破坏条件时最大往返剪切作用面上的循环剪应力幅值 τ_d 与法向静有效正应力 σ'_s 之比^[43],当试样处于均等固结状态时,CSR 的表达式为

$$CSR = \sigma_d / 2\sigma'_{sc} \quad (7)$$

图 10 为不同细粒含量 FC 试样的循环应力比 CSR 与破坏振次 N_f 关系曲线, N_f 被定义为试样达到循环破坏标准所需施加轴向循环应力次数。可以看出:FC 对细粒-砂粒-砾粒混合料的 CSR 影响显著,对于具有相同 FC 和 D_r 的混合料而言, N_f 随 CSR 的减小而迅

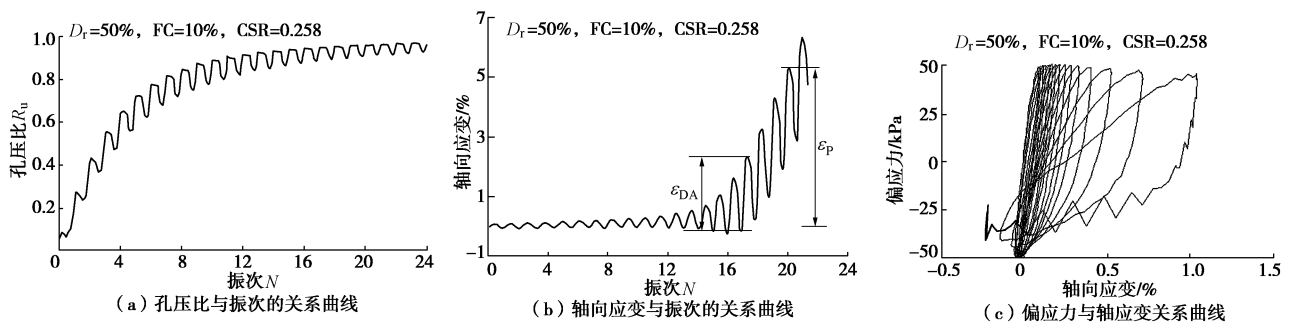


图 8 循环应力比 $CSR=0.258$, 编号 C5 细粒-砂粒-砾粒混合料的不排水循环三轴试验结果

Fig. 8 Undrained cyclic triaxial test results of fines-sand-gravel mixtures with cyclic stress ratio (0.258) for testing case C5

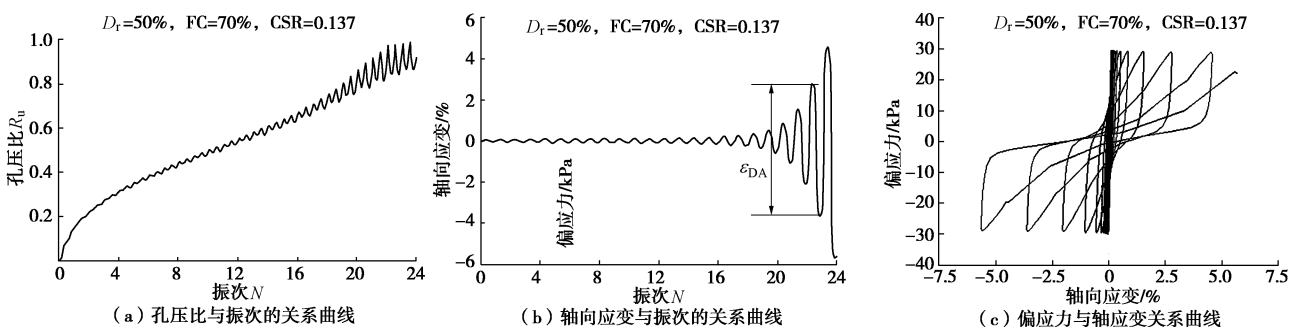


图 9 循环应力比 $CSR=0.137$, 编号 C26 细粒-砂粒-砾粒混合料的不排水循环三轴试验结果

Fig. 9 Undrained cyclic triaxial test results of fines-sand-gravel mixtures with cyclic stress ratio (0.137) for testing case C26

速增大。混合料达到循环破坏标准所需的 CSR 从 0.04 到 0.42 不等。

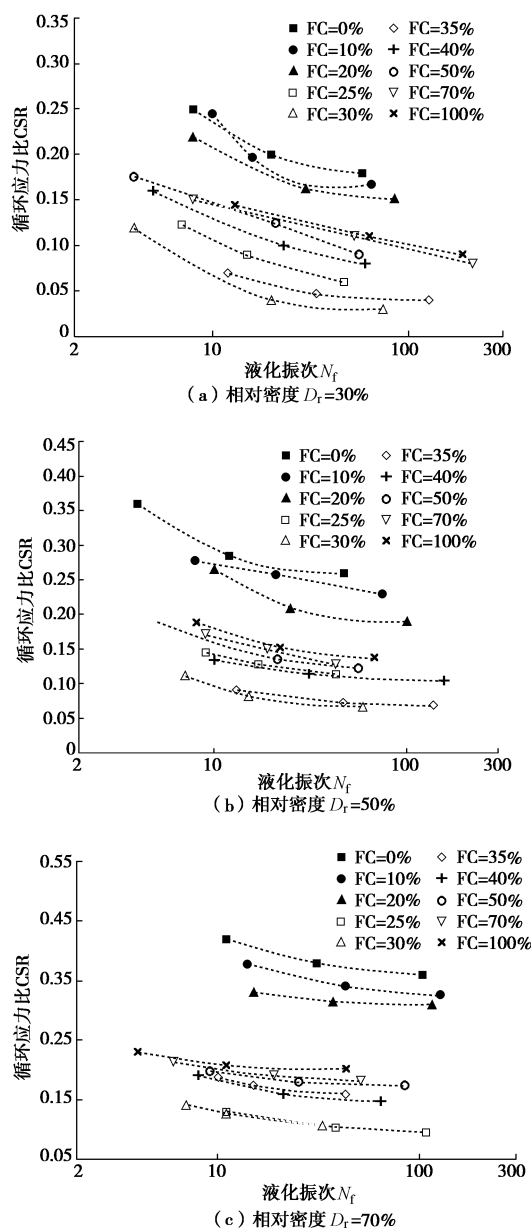


图 10 不同细粒含量 FC 的细粒-砂粒-砾粒混合料的循环应力比 CSR 与破坏振次 N_f 的关系曲线

Fig. 10 Relationship between cyclic stress ratio and number of cycles to cyclic failure of fines-sand-gravel mixtures with different fines contents

土的动强度 CRR 定义为在一定循环荷载作用次数下试样达到循环破坏标准所需要的 CSR。对于循环三轴试验, CRR 通常定义为 $N_f = 15$ 试样达到循环破坏标准所需的 CSR^[44]。图 11 为细粒-砂粒-砾粒混合料的动强度 CRR 与细粒含量 FC 关系曲线, 由图可知, 无论混合料处于松散 ($D_r = 30\%$)、中密 ($D_r = 50\%$) 还是密实 ($D_r = 70\%$) 状态, 混合料的 CRR 都随 FC 的增加先降低后增大, 当 $FC = 30\%$ 时, 混合料的 CRR

最低, 这与 Dash 等^[45]、Sitharam 等^[21]的试验所得到的 FC 对混合料 CRR 影响规律一致, 但由于混合料粗细颗粒的基本物理属性不同, 不同 FC 混合料对应的 CRR 有所差别。

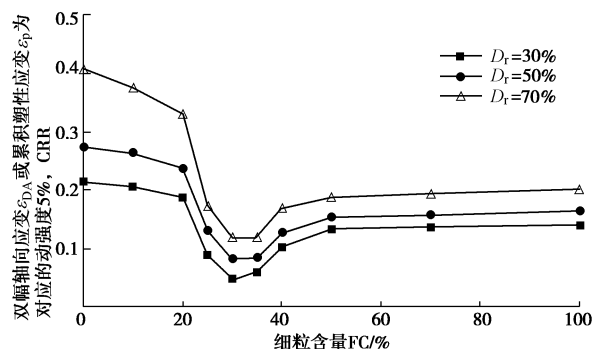


图 11 细粒-砂粒-砾粒混合料的动强度 CRR 与细粒含量 FC 关系曲线

Fig. 11 Cyclic resistance ratio of fines-sand-gravel mixtures with different fines contents

3.3 孔隙比 e 及骨架孔隙比 e_k 与动强度 CRR 的关系

图 12 为具有不同细粒含量 FC 的细粒-砂粒-砾粒混合料动强度 CRR 与孔隙比 e 的关系, 由图可知, 具有相同 FC 的细粒-砂粒-砾粒混合料的 CRR 随 e 的增大而降低, 而对于不同 FC 的细粒-砂粒-砾粒混合料而言, CRR 与 e 没有明显的相关性, 这与其他学者的研究成果有较好的一致性。Polito 等^[16]的试验发现: 具有不同 FC 的粉粒-砂粒混合料的 CRR 与 e 没有较好的相关性, 而具有相同 FC 的粉粒-砂粒混合料的 CRR 随 e 的增大而降低。Hsiao 等^[46]的试验结果表明: 无论粉粒-砂粒混合料具有相同的 D_r 还是不排水抗剪强度, 混合料的 CRR 与 e 都不具有相关性。这证实了混合料的 e 不能很好地描述 FC 对混合料 CRR 的影响。

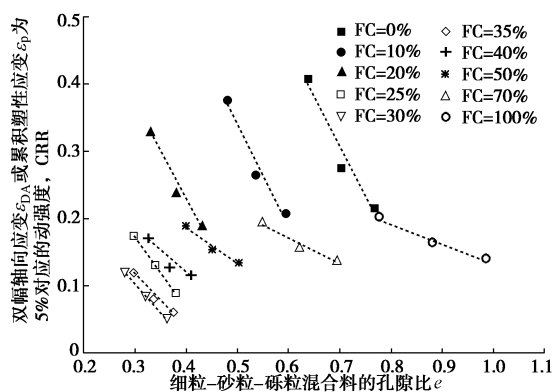


图 12 不同细粒含量 FC 细粒-砂粒-砾粒混合料动强度 CRR 与孔隙比 e 的关系

Fig. 12 Cyclic resistance ratio versus void ratio of fines-sand-gravel mixtures with different fines contents

图 13 为细粒-砂粒-砾粒混合料的动强度 CRR 与骨架孔隙比 e_k 的关系。由图可知, 当 $e_k < 0.8$ 时, CRR

值随着 e_k 的增大快速减小, 当 $e_k > 0.8$ 时, CRR 值随着 e_k 的增大而缓慢减小。这与陈国兴等^[33]、Polito 等^[16]的试验结果基本一致, 但与之不同的是, 当 $FC = 25\%$, 30% , 35% , 混合料的 CRR 与 e_k 的分布规律与其他 FC 混合料的分布规律不一致。当混合料的 $FC < 25\%$ 或 $FC > 35\%$ 时, CRR 可以合理地表示为 e_k 的指数函数:

$$CRR = 0.12e_k^{-2.72} \quad (8)$$

这是因为, 当 $FC < 25\%$ 或 $FC > 35\%$ 时, e_k 可以合理地描述混合料的颗粒接触状态, 而当 $25\% \leq FC \leq 35\%$ 时, 混合料的骨架由粗细粒共同组成, 粗细粒的接触状态共同决定混和料的 CRR, e_k 对混合料颗粒接触状态的描述是不合理的。

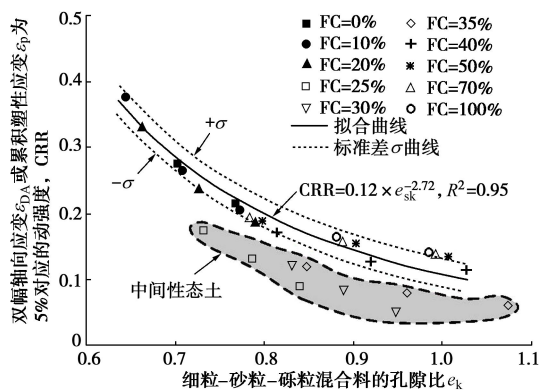


图 13 细粒-砂粒-砾粒混合料的动强度 CRR 与骨架孔隙比 e_k 的关系

Fig. 13 Cyclic resistance ratio versus skeleton void ratio of fines-sand-gravel mixtures with different fines contents

综上所述, 当 $FC < 25\%$ 时, 细粒-砂粒-砾粒混合料为类粗粒土, 当 $FC > 35\%$ 时, 细粒-砂粒-砾粒混合料为类细粒土, 当 $25\% \leq FC \leq 35\%$ 时, 细粒-砂粒-砾粒混合料为中间性态土, 即本试验所用的混合料的 $FC_{th} = 25\% \sim 35\%$, 这与用式 (4) 计算所得的 $FC_{th} = 20\% \sim 34\%$ 略有差别, 同样的结论在 Chang 等^[9]的试验中也有发现。这是因为, 无论是 Chang 等^[9]试验所用的间断级配砂粒-砾粒混合料, 还是本次试验所用的细粒-砂粒-砾粒混合料, 它们的颗粒粒径是连续分布的, 且颗粒形状并非标准的圆形, 这使得理论值与真实值存在着一定的差异。但试验所得细粒-砂粒-砾粒混合料的 FC_{th} 与颗粒接触状态理论计算所得的 FC_{th} 差异较小, 这说明颗粒接触状态理论可以合理的描述混合料颗粒的接触状态。

4 结 论

对不同 FC 的细粒-砂粒-砾粒混合料进行了一系列的不排水循环三轴试验, 基于颗粒接触状态理论, 探讨了 FC 对细粒-砂粒-砾粒混合料 CRR 的影响, 其

主要结论如下:

(1) 不同 FC 的细粒-砂粒-砾粒混合料具有两种不同的循环破坏形式: “循环流动” 和 “循环液化”。当混合破坏模式表现为 “循环流动” 时, 以 “ $\varepsilon_p = 5\%$ ” 作为循环破坏标准; 当混合破坏模式表现为 “循环液化” 时, 以 “ $\varepsilon_{DA} = 5\%$ ” 作为循环破坏标准。

(2) FC 对细粒-砂粒-砾粒混合料 CRR 影响显著。无论混合料处于松散 ($D_r = 30\%$), 中密 ($D_r = 50\%$) 还是密实 ($D_r = 70\%$) 状态, 当 $FC < 30\%$ 时, CRR 随 FC 的增大而降低; 当 $FC > 30\%$ 时, CRR 随 FC 的增大而增强。

(3) 当 $FC < 25\%$ 时, 混合料为类粗粒土, 当 $FC > 35\%$ 时, 混合料为类细粒土, 当 $25\% \leq FC \leq 35\%$ 时, 混合料为中间性态土, 以 e_k 描述类粗粒土或类细粒土的 CRR 是合理的, 对于不同的试验条件, CRR 随 e_k 的增大而降低, 且呈较好的指数关系。

参考文献:

- [1] ISHIHARA, K. Stability of natural deposits during Earthquakes[C]// Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 1985.
- [2] MUNENORI H, AKIHIKO U, JUNRYO O. Liquefaction characteristics of a gravelly fill liquefied during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake[J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society: Soils and Foundations, 1997, 37(3): 107 - 115.
- [3] CHU B L, HSU S C, LAI S E, et al. Soil liquefaction potential assessment of the Wufeng area after the 921 Chi-Chi earthquake[R]. Report of National Science Council, 2000. (in Chinese)
- [4] CAO Z, HOU L, XU H, et al. Distribution and characteristics of gravelly soil liquefaction in the Wenchuan Ms 8.0 earthquake[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 9(2): 167 - 175.
- [5] 曹振中, 袁晓铭, 陈龙伟, 等. 汶川大地震液化宏观现象概述[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(4): 643 - 650. (CAO Zhen-zhong, YUAN Xiao-ming, CHEN Long-wei, et al. Summary of liquefaction macrophenomena in the Great Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(4): 645 - 650. (in Chinese))
- [6] 袁晓铭, 曹振中, 孙锐, 等. 汶川 8.0 级地震液化特征初步研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(6): 1288 - 1296. (YUAN Xiao-ming, CAO Zhen-zhong, SUN Rui, et al. Preliminary research on liquefaction characteristics of

- Wenchuan 8.0 earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(6): 1288 - 1296. (in Chinese))
- [7] EVANS M D, ZHOU S P. Liquefaction behavior of sand-gravel composites[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **121**(3): 287 - 298.
- [8] LIN P S, CHANG C W, CHANG W J. Characterization of liquefaction resistance in gravelly soil: large hammer penetration test and shear wave velocity approach[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, **24**(9): 675 - 687.
- [9] CHANG W J, CHANG C W, ZENG J K. Liquefaction characteristics of gap-graded gravelly soils in K_0 condition[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **56**: 74 - 85.
- [10] KOKUSHO T, TANAKA Y. Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling[C]// Proc Ground Failures under Seismic Conditions, 1994: 121 - 140.
- [11] HATANAKA M, UCHIDA A, OHARA J. Liquefaction characteristics of a gravelly fill liquefied during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake[J]. Soils and Foundations, 1997, **37**(3): 107 - 115.
- [12] GHIONNA V N, PORCINO D. Liquefaction resistance of undisturbed and reconstituted samples of a natural coarse sand from undrained cycle triaxial tests[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(2): 194 - 202.
- [13] 王炳辉, 陈国兴, 孙田, 等. 砂砾土抗液化强度的小型土箱振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(11): 2094 - 2100. (WANG Bing-hui, CHEN Guo-xing, SUN Tian, et al. Liquefaction resistance of sand-gravel soils using small soil-box shaking table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(11): 2094 - 2100. (in Chinese))
- [14] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Dynamic properties and liquefaction resistance of two soil materials in an earthfill dam—Laboratory test results[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, **28**(8): 605 - 620.
- [15] GBJ 145—90 土的分类标准[S]. 1990. (GBJ 145—90 Standard for classification of soil[S]. 1990. (in Chinese))
- [16] POLITO C P, MARTIN II J R. Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(5): 408 - 415.
- [17] 刘雪珠, 陈国兴. 黏粒含量对南京粉细砂液化影响的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, **23**(3): 150 - 155. (LIU Xue-zhu, CHEN Guo-xing. Experimental study on influence of clay particle content on liquefaction of Nanjing fine sand[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, **23**(3): 150 - 155. (in Chinese))
- [18] 曾长女, 刘汉龙, 陈育民. 细粒含量对粉土孔压发展模式影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(8): 2193 - 2198. (ZENG Chang-nü, LIU Han-long, CHEN Yu-min. Test study on influence of fine particle content on dynamic pore water pressure development mode of silt[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(8): 2193 - 2198. (in Chinese))
- [19] KARIM M E, ALAM M J. Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand-silt mixture[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **65**: 142 - 150.
- [20] DERA KHSHANDI M, RATHJE E M, HAZIRBABA K, et al. The effect of plastic fines on the pore pressure generation characteristics of saturated sands[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, **28**(5): 376 - 386.
- [21] SITHARAM T G, DASH H K, JAKKA R S. Postliquefaction undrained shear behavior of sand-silt mixtures at constant void ratio[J]. International Journal of Geomechanics, 2013, **13**(4): 421 - 429.
- [22] THEVANAYAGAM S, MARTIN G R. Liquefaction in silty soils—screening and remediation issue[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2002, **22**(9/10/11/12): 1035 - 1042.
- [23] THEVANAYAGAM S, SHENTHAN T, MOHAN S, et al. Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts[J]. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(10): 849 - 859.
- [24] CHANG W J, HONG M L. Effects of clay content on liquefaction characteristics of gap-graded clayey sands[J]. Soils and Foundations, 2008, **48**(1): 101 - 74.
- [25] LADE P V, LIGGIO C D, YAMAMURO J A. Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand[J]. Geotechnical Testing Journal, 1998, **21**: 336 - 347.
- [26] CUBRINOVSKI M, ISHIHARA K. Maximum and minimum void ratio characteristics of sands[J]. Soils and Foundations, 2002, **42**(6): 65 - 78.
- [27] HEAD K H. Manual of soil laboratory testing, volume 1: soil classification tests[M]. Scotland, UK: ELE International Limited, 1984: 139 - 40.
- [28] MITCHELL J, SOGA K. Fundamentals of soil behavior[M].

- 3rd ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2005.
- [29] NAEINI S A, BAZIAR M H. Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered sampled of sand[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004, **24**(3): 181 - 187.
- [30] THEVANAYAGAM S. Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, **124**(6): 479 - 491.
- [31] ZUO L, BAUDET B A. Determination of the transitional fines content of sand-non-plastic fines mixtures[J]. *Soils and Foundations*, 2015, **55**(1): 213 - 219.
- [32] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003, **23**(3): 1 - 12.
- [33] 陈国兴, 孙 田, 王炳辉, 等. 循环荷载作用下饱和砂砾土的破坏机理与动强度[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(12): 2140 - 2148. (CHEN Guo-xing, SUN Tian, WANG Bing-hui, et al. Undrained cyclic failure mechanisms and resistance of saturated sand-gravel mixtures[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(12): 2140 - 2148. (in Chinese))
- [34] KOKUSHO T. Correlation of pore-pressure B-value with P-wave velocity and Poisson's ratio for imperfectly saturated sand or gravel[J]. *Soils and Foundations*, 2000, **40**(4): 95 - 102.
- [35] 孙 田, 陈国兴, 朱定华. 空心圆柱扭剪仪的改进及应用[J]. *南京工业大学学报*, 2014, **36**(1): 54 - 59. (SUN Tian, CHEN Guo-xing, ZHU Ding-hua. Improvements and application of hollow cylinder torsional shear apparatus[J]. *Journal of Nanjing University of Technology*, 2014, **36**(1): 54 - 59. (in Chinese))
- [36] SEED H B, IDRISS I M, ARANGO I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, **109**(3): 458 - 482.
- [37] CASAGRANDE A. Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review[C]// *Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Buenos Aires, 1975.
- [38] EL MOHTAR C S. Evaluation of the 5% double amplitude strain criterion[C]// *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Alexandria, 2009.
- [39] SEED H B, LEE K L. Liquefaction of saturated sand during cyclic loading[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1966, **6**: 105 - 134.
- [40] SEED H B. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1979, **105**(2): 201 - 255.
- [41] ISHIHARA K. Liquefaction and flow failure during earthquakes[J]. *Géotechnique*, 1993, **43**(3): 351 - 415.
- [42] SINGH S. Liquefaction characteristics of silts[J]. *Geotechnical & Geological Engineering*, 1996, **14**(1): 1 - 19.
- [43] 张克绪. 饱和砂土液化应力条件[J]. *地震工程与工程振动*, 1984, **4**(1): 99 - 109. (ZHANG Ke-xu. Stress condition inducing liquefaction of saturated sand[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1984, **4**(1): 99 - 109. (in Chinese))
- [44] SEED H B, MARTIN P P, LYSMER J. The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction[M]. California: College of Engineering, University of California, 1975.
- [45] DASH H K, SITHARAM T G. Undrained cyclic pore pressure response of sand-silt mixtures: effect of nonplastic fines and other parameters[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2009, **27**(4): 501 - 517.
- [46] HSIAO D H, PHAN V T A, HSIEH Y T, et al. Engineering behavior and correlated parameters from obtained results of sand-silt mixtures[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2015, **77**: 137 - 151.