

DOI: 10.11779/CJGE201607001

砾性土液化特性与机理

曹振中, 刘荟达, 袁晓铭*

(中国地震局工程力学研究所, 中国地震局地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080)

摘要: 2008年汶川地震之前, 全球历史地震中砾性土液化实例不足10例, 远远少于砂土液化的数量和规模, 实际地震中砾性土液化发生较为罕见, 必然存在较为严格的发生条件, 在土性条件、地震荷载、埋藏条件等均满足时才有可能发生。以2008年汶川地震大量砾性土液化为背景, 详细分析了砾性土液化实例的水文与工程地质条件、渗透性能与排水边界条件, 选取了典型砾性土液化场地并人工探坑获取砾性土试样, 开展了试样直径为150 mm的动三轴和振动台对比试验。结果表明: ①橡皮膜嵌入效应可以忽略或者进行有效消除后, 相同相对密实度下砾性土、砂土的抗液化强度较为接近; ②采用Seed等的孔压计算模型, 随着动应力水平的逐渐增大, 归一化的砾性土残余孔压比向上突起, 增长模型趋向于A型曲线; ③全球其他历史地震和2008年汶川地震砾性土液化实例中, 基本上存在砾性土渗透系数较低或者排水边界条件受阻的情况; ④砾性土符合无黏性散粒土体(包括砂土)发生液化的一般机理解释, 但是, 砾性土产生孔隙水压力上升、有效应力下降的现象, 需要具备两个必要条件: ①振动作用足以使砾性土的结构发生破坏而振密或土颗粒压碎, 产生的剪应变只有大于门槛剪应变时(约0.02%), 孔压才会进一步发展, 剪应变只有大于一定程度时(约0.1%), 孔压才有可能迅速增长直至达到上覆压力; ②只有在不排水条件或排水通道不畅通的条件下, 砾性土场地才有可能发生液化。

关键词: 砾性土液化; 抗液化强度; 孔压模型; 排水条件; 机理

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2016)07-1165-10

作者简介: 曹振中(1982-), 男, 博士, 副研究员, 主要从事岩土地震工程方面的研究。E-mail: iemczz@163.com。

Liquefaction characteristics and mechanism of gravelly soils

CAO Zhen-zhong, LIU Hui-da, YUAN Xiao-ming

(Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake
Administration, Harbin 150080, China)

Abstract: Liquefaction of gravelly soils is an unusual phenomenon during earthquake. Not more than 10 case histories are reported before “2008 Wenchuan earthquake”. The occurrence of gravelly soils has to meet strict conditions, including property of soils, intensity of earthquake shaking and burial conditions. Based on widespread liquefaction of gravelly soils during “2008 Wenchuan earthquake”, the hydraulic and geological background, permeability and drainage conditions of liquefied sites of gravelly soils are analyzed, and a typical case is selected to trench, and gravelly samples at liquefied layer are collected for shaking table tests and triaxial tests on specimens with diameter of 150 mm. The results reveal: (1) If the effect of membrane compliance is eliminated or neglected, the liquefaction resistance of gravelly soils is about identical to that of sand. (2) Using the pore water pressure model of Seed (1976), the normalized accumulative pore water pressure bulges up with the increasing level of cyclic stress. (3) For the reported case histories and liquefied situations during “2008 Wenchuan earthquake”, the drainage pass is almost clogged or the permeability of liquefied layer is low. (4) The increasing pore water pressure of loose gravelly soils and the decreasing effective stress under load of cyclic stress have two basic requirements. One is that the level of cyclic stress should be high enough to crush the soil particles or to destruct the structure of soil particles so that the gravelly soils become denser. As shear strain is up to the threshold strain of 0.02%, the pore water pressure begins to be generated, until the shear strain is greater than 0.1%, and the pore water pressure develops quickly even up to the total pressure. The other is that the drainage pass should be clogged or the permeability is low.

Key words: gravelly soil liquefaction; liquefaction resistance; pore water pressure model; drainage condition; mechanism

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项资助项目
(2016B01); 国家自然科学基金项目(51208477, 41272357)

收稿日期: 2015-08-24

*通讯作者

0 引言

目前学术界和工程界在对宽级配的粗粒土定义并不清晰和统一, 2005 年版《地球科学大辞典》^[1]根据含砾量的不同, 给出了砾砂、砾质土、粉砾土、砂砾土、砾类土以及粗粒土的具体解释, 但每一种土的含砾量范围均较窄。2008 年汶川地震现场获取的液化土的砾粒含量(粒径大于 5 mm) 在 20%~77%, 进行土类命名时, 从现有的规范、手册中很难找到一个合适的名称与之对应, 由于其含砾量的范围较宽, 为了与宽级配的黏性土、砂性土相对应, 笔者将其命名为砾性土, 并定义为由卵石、砾、砂、粉粒、黏粒等部分或全部组成的宽级配土, 含砾量可从 0% 变化至 80% 甚至更高。

对砾性土液化特性的认识, 学术界长期以来主要停留在 1976 年唐山地震密云水库约 70% 界限含砾量, 这一结论在学术界占据很长时间, 且根深蒂固, 同时也被写进了土动力学教科书^[2]。然而, 人们在引用或使用这一结论时, 却忽略了一个很重要的试验条件, 即 70% 的界限含砾量是在竖向振动台试验中试样顶部允许排水的条件下得到, 实际场地中的土性条件、荷载条件、埋藏条件复杂得多。相比砂土液化试验, 砾性土液化相关试验成果十分有限。徐斌等^[3]给出了砂砾料振动液化后静载条件下不排水剪切强度, 对于评价砂砾料液化后性状具有重要价值。针对砾性土的液化可能性、抗液化强度、影响因素等, 因受到取样难度、尺寸限制、橡皮膜嵌入效应等试验条件的影响, 相关结论存在较大的偏差, 甚至同一学者在不同时期的研究出现截然相反的结论^[4-5]。主要观点: ①砾性土与砂土液化特性无差别, 砾性土的抗液化强度受含砾量的影响较小, 主要受控于相对密实度^[6-8]; ②砾性土与砂土液化特性差别显著^[9-10]。

目前尚无砾性土液化机理的合理解释, 关于液化机理的定性解释主要针对砂土, 国内外学者分别从砂土发生液化的物理现象、演变规律、发生条件等不同角度进行解释。如美国土木工程师协会^[11]给出的定义: 液化是指任何物质转化为液体的行为或过程, 表现为孔隙压力增大和有效应力减小。刘颖等^[12]认为地震作用时饱和砂土产生体积压密变形则要从孔隙中排出相同体积的水, 由于地震作用历时短暂和排水通道不畅, 孔隙水来不及消散, 从而有效应力降低直至为零, 此时饱和砂土就像液体一样, 不能承受任何剪力, 即产生了所谓的砂土液化。汪闻韶^[13]根据无黏性土发生液化时的演变规律, 给出了砂沸、流滑、循环流动性 3 种不同的典型液化机理解释, 主要侧重于对液化

发生之后的现象与规律进行总结。石兆吉等^[14]指出, 饱和砂体在动荷载作用下骨架收缩, 孔压增大、有效应力减小, 当孔压比等于 1 时, 砂体强度几乎等于零, 其性状类似于液体, 故称之为砂土液化。王刚等^[15]认为砂土液化机理可从孔压增长的机理入手, 在循环剪切作用下有体积收缩趋势, 这种体积收缩的趋势就会以孔压增长的方式表现出来。陈国兴^[16]总结了在地震作用下饱和砂土发生液化必须同时具备两个基本条件: ①震动强度足以使土体结构破坏; ②土体结构破坏后, 振动孔隙水压力随应力循环次数的增加而逐渐上升, 其大小最终足以使饱和砂土出现局部或全部消失抗剪能力。

本文以 2008 年汶川地震大量砾性土液化为背景, 应用砂土液化机理解释的途径和方法, 分析砾性土液化实例的水文与工程地质条件、渗透性能与排水边界条件, 现场探坑获取典型液化砾性土试样, 开展砾性土大直径动三轴试验、振动台对比试验, 结合室内试验、数值计算、现场调查验证, 从砾性土液化的宏观表现、演变规律、阈值条件等角度给出砾性土液化机理的合理解释。

1 砾性土抗液化强度特性

1.1 试样获取与制备

2008 年汶川地震中出现了大量砾性土液化的现象, 其中, 德阳市柏隆镇松柏村及其附近出现明显的液化现象, 地表喷砂类型丰富, 从粉砂至砾石均有发现, 其中一农田 3~5 cm 的卵石喷出地表(图 1), 地裂缝十分发育, 液化震害显著、具有典型性。



图 1 德阳松柏村地表喷出物

Fig. 1 Gravelly soils deposited at Songbai village, Deyang

钻孔结果表明, 松柏村地层结构简单: 0~0.8 m 为灰色素填土, 偶夹卵石; 0.8~15.4 m 为灰至褐黄色砾性土, 11.0 m 以下的砾石风化严重, 沉积年代相对比较久远; 15.4~18.0 m 为褐黄色黏土, 均质致密硬塑; 18.0 m 以下为暗紫红色粉砂岩, 地下水位约 0.8 m。根据钻孔柱状图和动力触探击数曲线, 排除像黏土、

地下水位之上等不可能发生液化的土层, 0.8~8.3 m 砂性土层沉积年代较近、且较为松散, 最具有液化可能性, 判定该层为液化层(图2)。确定液化土深度及厚度后, 2014年8月在出现喷水冒砂、地裂缝最严重的地方, 采取人工探坑取样的方式, 获取了约800 kg的砂性土样, 最大粒径60 mm, 取样深度0.8~1.4 m(图3)。

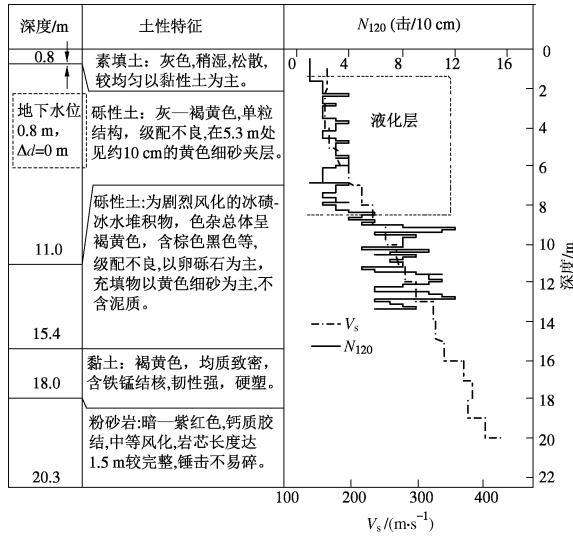


图2 液化场地理藏条件(德阳松柏村, $\Delta d=0$ m)

Fig. 2 Borehole log of liquefied site



图3 松柏村液化场地人工探坑取样

Fig. 3 Specimens collected from liquefied layer

大直径动三轴抗液化强度试验的试样直径为150 mm, 对于级配良好的试样, 试样直径与最大粒径之比应大于6^[17], 为了消除试样颗粒直径对结果的影响, 将人工探坑获取的实际液化砂性土粒径大于20 mm的颗粒剔除, 剔除后砂性土的含砂量为35%, 命名为探坑剔除料。便于分析砂性土的抗液化强度特性, 另外选取了2试样: 福建标准砂, 粒径1~2 cm的白色花岗岩圆砾与福建标准砂配制的含砂量为20%的混合料。在同等条件、工况下进行对比试验, 3种试样和人工探坑获取的砂性土原料的级配曲线绘于图4。

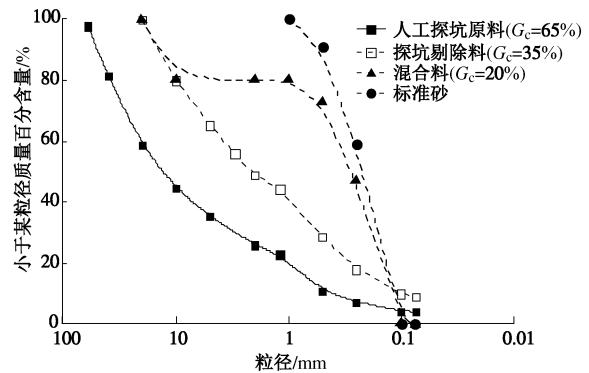


图4 大直径动三轴试验试样级配曲线

Fig. 4 Grain-size distribution curves of gravelly specimens

1.2 试验工况

动三轴试验时, 试样的顶部、底部与设备接触的地方, 材料特性、尺寸存在突变, 因此试样的两端会存在较为明显的应力集中现象, 应力集中的程度与试验的尺寸存在很大的关系, 试样的高度与直径之比在2.0~2.5较为适宜, 可以有效消除应力集中现象^[18]。由于砂性土颗粒较粗, 装样时容易出现较明显的粗、细颗粒分离现象, 为保证二氧化碳的通气效果以及试样的均匀性, 采用干法制样, 分5层装填, 将试样进行筛分、分组, 根据目标相对密实度, 每一层按原级配曲线配比相应质量的试样并夯实到目标高度, 表层刮毛后装填下一层试样直至结束。试样先进行二氧化碳通气, 然而采用反压饱和法对试样进行饱和, 所有试样孔压系数 $B > 0.95$ 。本次试验试样直径150 mm、高300 mm, 试样的高度与直径之比为2.0, 有效固结压力为100 kPa, 固结比为1.0, 输入波形为正弦波, 频率1 Hz, 应力控制方式加载。

1.3 试验结果

国内外有限的砂性土大直径动三轴试验, 试验结果存在较大的偏差, 很大程度上是没有考虑橡皮膜嵌入效益或者是考虑的方法不同造成的。当试样橡皮膜内外两侧的压力差(有效围压)发生变化时, 橡皮膜将产生压入或回弹现象, 以往研究主要集中在橡皮膜嵌入对砂土的影响, 而实际上, 砂性土由于颗粒更大, 试样与橡皮膜的接触面更加粗糙, 有效围压的变化导致橡皮膜的压入与回弹引起的体积应变更加明显, 橡皮膜嵌入效应对砂性土试验结果的影响要远远大于对砂土的影响。

Evans等^[4]指出进行砂土充填和级配良好的砂性土, 用橡皮膜封装的试样表面较为光滑, 橡皮膜的嵌入效应可以忽略。本次对比试验中, 混合料的含砂量为20%, 砂土的质量占大部分, 相当于进行砂土充填, 而探坑剔除料的曲率系数 C_c 为0.81, 不均匀系数 C_u

为 39.8, 接近级配良好的划分标准 ($C_u > 5$ 、 $C_c = 1 \sim 3$), 从制样效果来看, 混合料、探坑剔除料试样橡皮膜表面较光滑, 没有出现较明显橡皮膜压入等凹凸不平的现象。因此, 混合料、探坑剔除料的橡皮膜嵌入效应较小, 可以忽略。分别对表 1 的标准砂、混合料、探坑剔除料进行了大直径动三轴抗液化强度试验, 3 种试样的相对密实度均为 50%, 在不同的动应力水平下共进行了 10 次试验。以残余孔压比达到 100% 的初始液化作为破坏标准, 3 种试样相对密实度为 50% 的抗液化强度曲线见图 5。

从图 5 可以看出, 在相对密实度均为 50% 的情况下, 标准砂、混合料、探坑剔除料的循环应力比较为接近, 尽管 3 种试样的颗粒组成、级配、矿物成分都存在较大的差异, 表明在不排水条件下, 橡皮膜嵌入效应可以忽略或者进行有效消除后, 抗液化强度受颗粒、级配、矿物组成的影响不大。

表 1 动三轴试样基本参数及试验条件

Table 1 Properties of three specimens and triaxial test conditions

试样类别	G	G_c /%	D_r /%	σ'_0 /kPa	C_c	C_u	K_c
标准砂	2.64	0	50	100	0.83	2.31	1.0
混合料	2.70	20	50	100	0.77	1.54	1.0
探坑剔除料	2.79	35	50	100	0.81	39.8	1.0

注: G 为比重, G_c 为含砾量 (粒径大于 5 mm), D_r 为相对密实度, σ'_0 为有效围压, C_c 为曲率系数, C_u 为不均匀系数, K_c 为固结应力比。

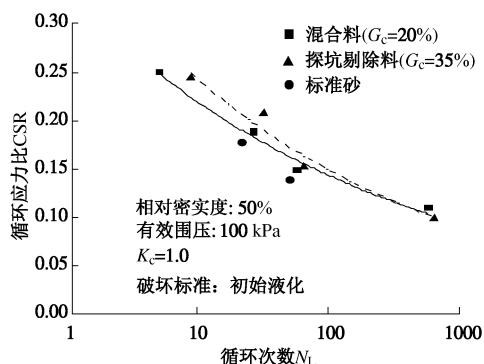


图 5 3 种相对密实度为 50% 试样的抗液化强度曲线

Fig. 5 Liquefaction resistances of three specimens with relative density of 50%

2 砾性土孔压发展特性

到目前为止, 国内外学者已经提出了多达数十个计算不排水条件往返荷载作用下饱和砂土的孔隙水压力增长模型, 其中最具影响力的是 Seed 等^[19]以试验数据为基础提出的经验公式:

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N_c}{N_L} \right)^{\frac{1}{\theta}} - 1 \right] \quad (1)$$

式中, r_u 为第 N_c 次振动后的残余孔压比, N_L 表示达到初始液化所需要的振动次数, θ 是试验参数, 与土的性质有关, 对于一般砂土试样, Seed 建议取 0.7。

采用 Seed 等的孔压计算模型, 张建民等^[20]指出, 对等应力幅的循环荷载作用, 饱和砂土的孔隙水压力发展变化可分为 A 型、B 型和 C 型 3 类曲线形态, 不同类型的孔压增长过程主要取决于土的密度、固结比以及动荷载作用强度等, 低的相对密实度、低的固结比和高的动应力水平时, 常出现 A 型孔压变化, 相反常出现 C 型孔压变化, 其他条件时常出现由 A 型到 C 型 (B 型左右) 的孔压变化 (图 6)。Seed 等^[19]的砂土孔压模型 ($\theta=0.7$) 介于 B 型与 C 型之间。大直径动三轴对比试验结果显示, 砾性土的孔压增长与砂土的存在一定的差异, 砾性土的孔压在刚开始几周循环荷载便迅速增长, 之后缓慢增长直至液化, 而砂土 (或混合料) 的孔压在刚开始几周循环荷载增长缓慢, 孔压比缓慢增长至 0.6 之后迅速增长直至液化。为便于对比, 将标准砂、混合料、人工探坑剔除料 3 种试样的残余孔压比进行归一化, 绘制残余孔压比与振次比的关系, 见图 6。

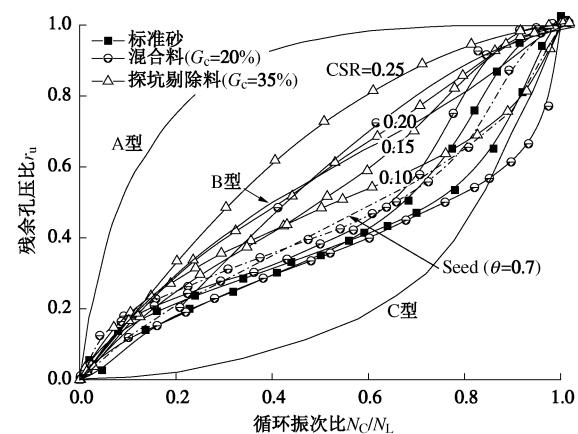


图 6 3 种试样的归一化残余孔压发展规律

Fig. 6 Normalized pore water pressure development of three specimens

如图 6 所示, 松柏村探坑剔除料 ($G_c=35\%$) 在动应力水平 $CSR=0.10, 0.15, 0.20, 0.25$ 下归一化的残余孔压比, 遵循张建民等^[20]指出的饱和砂土残余孔压发展形态的一般规律, 即在其他试验条件相同的情况下, 随着动应力水平的逐渐增大, 孔压发展越趋向于 A 型曲线。混合料、标准砂孔压发展形态也遵循这一基本规律, 混合料施加的动应力水平 $CSR=0.10, 0.15, 0.20, 0.28$, 标准砂施加的动应力水平 $CSR=0.15, 0.20$ 。

整体上, 砾性土的孔压发展形态更加接近于A型曲线, 砂土、混合料更加接近于C型曲线。需要指出的是, 砂土在高的动应力水平下, 孔压发展形态同样有可能接近于A型曲线, 与砾性土的孔压形态发生重叠, Seed给出的 $\theta=0.7$, 也是砂土的一个平均水平, 孔压模型计算时, 孔压的具体发展形态需要根据实际的试验条件合理确定。

3 砾性土液化发生条件

3.1 门槛剪应变

采用与上述抗液化强度试验相同的试验条件, 即相对密实度为50%、有效固结压力为100 kPa、固结比为1.0、试样直径为150 mm, 研究德阳松柏村人工探坑剔除料($G_c=35\%$)孔压发展所需要的剪应变, 对试样施加荷载大小逐级递增、频率为1 Hz的正弦荷载。荷载逐级递增的方式, 其理论依据是前一级较小的荷载对下一级较大荷载产生的孔压的影响可以忽略^[21], 也是研究液化门槛剪应变的一贯手段, 如Cox^[22]采用人工激振的方式研究了美国Widelife砂土场地的门槛剪应变, 激振力大小逐级递增。本次试验每一级荷载振动次数为10次, 每次振动结束后静置10 min左右获取残余孔压, 绘制残余孔压比与剪应变的关系, 同时绘制Dobry等^[23]的孔压增长曲线以及门槛剪应变, 如图7。结果表明, 德阳松柏村人工探坑剔除料($G_c=35\%$)接近于Dobry等的砂土试验结果, 即剪应变低于0.02%时孔压不会发展, 当剪应变超过0.1%时, 探坑剔除料的孔压比迅速增大, 表明只有荷载达到一定强度时, 产生较大的剪应变(如0.1%), 才有可能破坏砾性土的颗粒结构及排列方式, 导致孔压迅速发展直至达到液化状态。

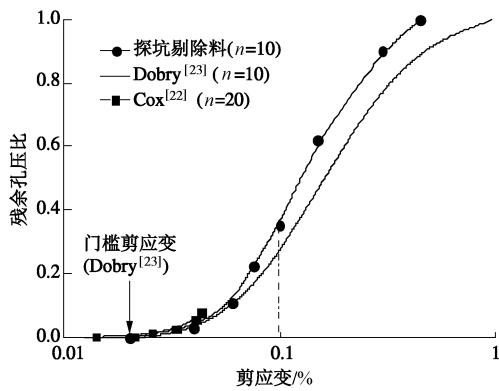


图7 探坑剔除料残余孔压比与剪应变相互关系

Fig. 7 Threshold strains of gravelly soils sampled from Songbai village (grain size less than 20 mm)

3.2 排水条件

对德阳松柏人工探坑原料($G_c=65\%$)进行了排水

与不排水的振动台对比试验, 旨在考察和验证排水条件对砾性土液化的重要影响。振动台的台面尺寸长×宽为2 m×1 m, 最大载重为1 t, 采用电机驱动和控制, 可以输入正弦波、地震波、任意波等波形。振动台模型箱采用剪切箱容器, 外形尺寸为750 mm×550 mm×530 mm, 共分为10层。对比试验时, 保证排水与不排水试验的制样方法、饱和方式、制样后相对密实度、传感器埋设位置、荷载施加等均相同或相近, 唯一不同的是, 排水试验时砾性土试样的表面与水位持平, 向上完全排水, 不排水试验时在砾性土试样的表面设置一层约5 cm厚的黏土层, 将排水通道堵塞。台面输入分别为0.1g, 0.2g, 0.3g的正弦荷载, 振动频率为2.5 Hz、振动次数为30次。探坑原料($G_c=65\%$)基本参数为: 比重为2.8, 最大干密度为2.2 g/cm³, 最小干密度为1.91 g/cm³, 相对密实度为45%, 饱和重度23.1 kN/m³, 孔压计埋设位置分别为-32.7 cm(排水试验)、-37.7 cm(不排水试验), 孔压计的初始孔压显示, 排水、不排水试验的初始静止水位均接近土表面。

试验结果表明(图8), 排水试验0.1g正弦荷载作用后, 出现了砾性土振动压密现象, 整体下沉了约0.4 cm, 饱和砾性土中的水振动过程中迅速向上排出, 记录到孔压有一定的程度的增加, 但远未达到液化状态所需要的超静水压力, 0.1g作用下孔压计(位置-32.7 cm)的孔压比仅达到0.12, 且振动结束后15 s左右即消散殆尽。而相同振动荷载作用下、不排水试验时, 在5~10次荷载后孔压迅速上升, 15~20次荷载孔压比达到最高, 振动结束后15 s左右消散约50%。

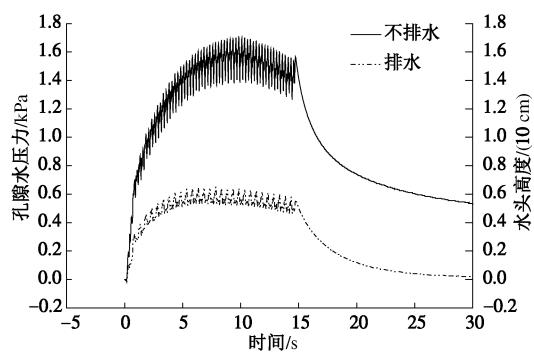


图8 排水条件对砾性土孔压发展的影响(0.1g)

Fig. 8 Effect of drainage condition on pore water pressure development of gravelly soils

长期影响学术界的约70%界限含砾量, 是刘令瑶等^[9]、汪闻韶等^[24]采用圆筒竖向振动台试验对密云水库白河主坝坝料进行试验得到的结果, 圆筒直径为40 cm, 竖向加速度为0.2g, 振动频率1.67 Hz, 顶部允许排水, 分别测试了白河主坝坝料不同含砾量下的渗透系数、

液化度, 给出了液化度定义“振动期间产生的最大孔隙水压力与完全液化时应当产生的孔隙水压力之比”, 目前常用孔压比表示。他们的试验结果表明, 当含砾量小于某个数值时液化度保持很高数值而渗透系数保持很低数值, 而且不随含砾量增加呈明显变化, 当含砾量大于此数值时, 液化度迅速降低而渗透系数迅速增大, 这个界限含砾量大约为 70%, 只有当砂砾料含砾量大于界限含砾量时, 在地震时才会具有良好的性能。刘令瑶等竖向振动荷载 0.2g, 相当于水平荷载 0.1g 左右, 将德阳松柏村人工探坑原料 ($G_c=65\%$, 渗透系数 0.05 cm/s) 0.1g 正弦荷载作用下的结果进行对比, 并绘制粉质黏土、细砂、粗砂、纯净砾石的渗透系数的大致范围^[25], 见图 9。结果表明, 在排水条件下, 渗透系数对孔压发展具有重要的影响作用, 渗透系数越大, 振动所产生的液化度或孔压比越小。需要指出的是, 这些试验结果在试验工况简单、较小荷载作用下得到的, 实际场地埋藏条件复杂, 土性特征、荷载条件、排水边界条件对孔压发展的影响需要进一步研究。

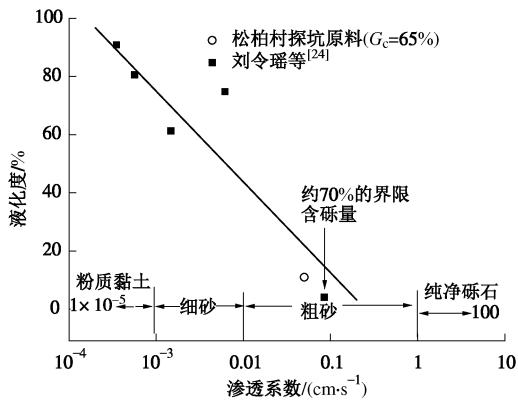


图 9 排水试验条件下渗透系数对孔压发展的影响

Fig. 9 Effect of permeability on pore water pressure development under drainage conditions

3.3 埋藏条件

2008 年汶川地震之前, 全球历史地震中砾性土液化实例不足 10 例, 远远少于砂土液化的数量和规模, 砾性土液化必然存在较为严格的发生条件, 在土性条件、地震荷载、埋藏条件等均满足时才有可能发生。2008 年汶川地震中 118 个液化点约 70% 为砾性土场地液化, 若仅从室内不排水试验的抗液化强度、孔压发展规律, 很难全面解释汶川地震出现大规模砾性土液化的原因。仔细分析汶川地震液化现场获取的有限钻孔资料发现, 液化场地砾性土层的排水通道基本被堵塞(图 2), 而非液化场地砾性土层的排水通道则畅通(图 10)。汶川地震砾性土主要分布区域成都平原的

土层结构较为单一, 地表为 1~4 m 的黏土层, 黏土层以下则是深度不一的砾性土层, 直至基岩。定义地下水位至黏土层底面的距离为 Δd , 若地下水位位于黏土层底面之上则 $\Delta d=0\text{ m}$, 分别将汶川地震 20 个液化场地与 14 个非液化场地钻孔资料中的 Δd 进行统计, 见图 11。

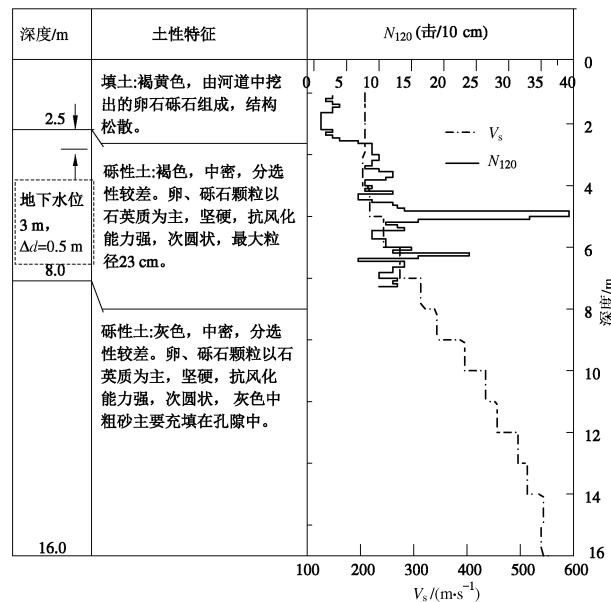


图 10 非液化场地埋藏条件 (清白江大桥 $\Delta d=0.5\text{ m}$)

Fig. 10 Borehole log of non-liquefied site

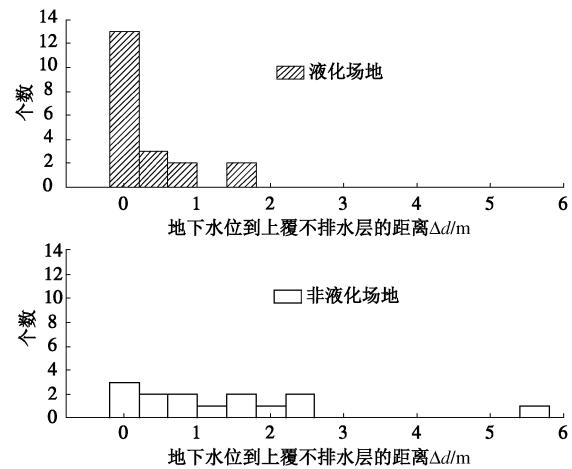


图 11 汶川地震液化与非液化砾性土场地埋藏条件

Fig. 11 Statistics of distance from water table to upward non-drainage cap

统计结果显示, 约 65% (13/20) 液化场地的 Δd 为 0 m , 约 25% (5/20) 液化场地的 Δd 小于 1 m , 表明液化场地的地下水位十分接近不透水黏土层的底面, 地震作用时砾性土中产生的孔压无法从黏土层中排出、消散, 排水通道严重受阻。而非液化场地仅 3 例 (3/14) 的地下水位接近黏土层的底面, 其余非液化

表 2 砾性土液化实例排水条件汇总

Table 2 Summary of drainage condition of case histories of liquefaction of gravelly soils

编 号	地震名称	地点	砾性土特性或排水边界条件	排水条件评价	文献来源
1	1975 年海城地震	辽宁营口石门水库土坝	松散, 未经过碾压; 砾性土坝料含泥量较大, 渗透系数较低; 震前 10 d 放水, 水位下降 2 m, 滑塌坝坡约 6~7 m 冻结或被冰覆盖	渗透系数较低, 排水边界部分受阻	工程力学研究所 ^[26]
2	1976 年唐山地震	北京密云水库白河主坝	稍密至中密; 砾性土坝料渗透系数接近细砂, 约 1.9×10^{-3} cm/s; 护坡块石用砂浆勾缝连为整体, 排水通道被护坡块石阻塞	渗透系数低, 排水边界受阻	刘玲瑶等 ^[24]
3	1976 年 Priuli 地震	意大利, Avasinis 地区	0~1.25 m 含砾填土, 1.25~4.37 m 砾性土(液化层), 地下水位约 0.5 m; 地表坐落 1 层住宅, 住宅四周为玉米地	排水边界受阻	Sirovich ^[27]
4	1983 年 Borah Peak 地震	美国, Pence Ranch 地区	0~1.5 m 密实或非常密实、钙化的粉质砾性土, 1.5~3.5 m 粉质砾性土(液化层), 黏粒含量约 20%, 地下水位约 1.5 m; 硬壳地表	渗透系数低, 排水边界受阻	Andrus 等 ^[28]
5	1983 年 Armenia 地震	亚美尼亚西北地区	0~0.4 m 砂性粉土, 0.4~3.4 m 松散砾性土(液化层), 水位 0.2 m, 排水通道被地表薄粉土层阻塞	排水边界受阻	Yegian 等 ^[29]
6	1993 年日本 Hakkaido-Nansei-O Mt.Komagatake ki 地震	日本, 地区	0~1 m 含砾火山灰, 1~5 m 含砾崩落火山砾石(液化层), 含砾量 70%~80%, 地下水位约 1 m; 地表坐落 44 栋木质住宅, 硬壳地表	排水边界受阻	Kokusho 等 ^[30]
7	1995 年阪神地震	日本神户港	0~1.2 m 碎石, 1.2~18.5 m 砾性土填料(液化层), 地下水位 3 m; 水位以上密实、坚硬, 标贯击数 30~50; 地表有建筑物, 硬壳地表	排水边界受阻	Hatanaka 等 ^[31]
8	1999 年集集地震	台湾雾峰地区	0~4.0 m 砾性土, 4.0~4.5 m 含砾粉质黏土, 4.5~23.5 m 松散砾性土(液化层), 水位 4.5 m, 排水通道被粉质黏土薄层阻塞	排水边界受阻	Lin 等 ^[32]

场地的地下水位与上覆黏土层底面都有一定的距离, 位于地下水位与黏土层底面之间为排水性能良好的非饱和砾性土层, 可以很好地消散地下水位之下砾性土层地震作用产生的孔压, 具有相对较好的排水通道, 尽管地表也有一定厚度的不透水黏土层。

其次, 2008 年汶川地震的强度和持时都要超过建国以来的破坏性地震, 现场调查时据村民反映, 汶川地震喷水冒砂往往在地震的同时发生, 地震结束后几分钟之内停止, 地表喷砂量及喷水冒砂的持续时间就平均水平来说远不及 1975 年海城地震和 1976 年唐山地震, 砾性土土层液化前排水通道受阻, 液化后导致地面产生大量地裂缝(汶川地震约 70% 的液化场地均产生地裂缝), 排水通道打开, 孔压迅速消散即停止喷水冒砂现象, 进一步表明排水通道对砾性土的液化具有很大的影响作用。

另外, 全球其他历史地震中有限的砾性土液化实例中, 梳理其液化砾性土特性、渗透性能、排水边界条件等, 发现已报道的液化实例中均存在渗透系数较

低、排水边界条件受阻的情况(表 2), 再一次印证了排水通道对砾性土发生液化的重要影响作用, 即只有满足不排水的埋藏条件时, 砾性土才有发生液化的可能性。

Seed 等在太沙基一维固结理论的基础上, 引入地震荷载作用下超孔压增长, 建立了一维土层孔压发展、消散的计算模型^[19], 根据 1964 年日本新泻地震砂土液化场地的土层分布, 地下水位接近地表、完全排水条件, 计算得到的孔压发展与消散情况与实际调查的结果较为接近, 相同的计算剖面、相对密实度和地震荷载作用下, 仅将中砂换成很粗的砂(砾砂), 渗透系数由原来砂土的 1.5×10^{-2} cm/s 变为 0.5 cm/s, 若假定不排水, 4.6~12.2 m 深度范围内的砾砂层仍将液化, 但计算剖面为排水条件, 地震产生的孔压会很快消散, 在任一深度处均未出现很大的孔压和达到初始液化状态。

Seed 等计算结果似乎证实了一种推断, 即粗砂和砾性土实际地震中不易液化的原因, 很可能是其透水

性能良好, 地震动产生的孔压能很快消散, 始终达不到液化所需的程度。但在实际地质环境中, 砂性土的排水通道常常被阻塞。比如, 砂性土被相对不排水的粉土覆盖或者互层, 这在一些废弃的河道或冲积扇的沉积环境中出现。另一方面, 砂性土中含有较高的细粒成分时, 同样会很大程度降低砂性土的渗透系数, 如在 Aswan 坝料中填充了大量的砂土, 充填后坝料的渗透系数约为 3×10^{-3} cm/s, 与细砂的渗透系数相当, 地震时产生的孔压消散将会明显被填充的细砂降低^[4]; 又如 1976 年唐山地震中发生滑移的密云水库白河主坝保护层砂砾料, 含砂量约 57.7%, 渗透系数仅有 1.9×10^{-3} cm/s, 接近于细砂的渗透系数, 且护坡块石用砂浆勾缝连为整体, 排水通道严重受阻^[24]。因此, 若在饱和粗砂和砂性土的排水通道阻塞或覆盖透水性能差的土层, 难以发挥其透水性能良好的优越性, 仍可能液化。

4 砂性土液化机理解释

目前关于饱和砂土液化机理的解释基本一致, 即振动荷载较大或砂土的结构强度较小, 使得土体的结构发生破坏导致孔压上升、有效应力下降, 直至液化发生。以砂土液化机理解释的途径和方法为出发点, 结合砂性土地震液化宏观表现、大直径动三轴试验和振动台试验结果、Seed 等的孔压计算结果、历史地震以及汶川地震液化场地的埋藏条件, 从砂性土液化的宏观表现、演变规律、阈值条件等角度给出砂性土液化机理的合理解释。

4.1 宏观表现

(1) 物理现象

砂性土是无黏性散粒土体, 在松散饱和状态下, 受到往返剪切荷载作用产生体积缩小, 进而导致孔隙水压力上升、有效应力下降的所谓液化行为。

(2) 宏观表现

砂性土场地液化时最明显的表现为喷水冒砂, 地基承载力下降甚至散失, 但是, 2008 年汶川地震砂性土场地液化调查结果表明, 砂性土场地液化时的孔压上升与消散均较为迅速, 即地震时伴随喷水冒砂, 地震结束后几分钟之内即停止, 而 1975 年海城地震、1976 年唐山地震的砂土场地液化时, 一般地震 2~3 min 之后开始喷水冒砂, 持续时间为 30 min 甚至更长。

4.2 孔压演变规律

(1) 孔压增长

砂性土的渗透性良好, 地震荷载作用下在砂性土层中某一薄弱部位最先产生局部变形、破坏, 在这薄弱部位产生的孔压, 可以迅速传递、扩散, 孔压重新

分布整个砂性土层从而达到新的平衡。相反, 而砂土的渗透性较差, 薄弱部位最先产生的局部孔压, 孔压重新分布达到整体平衡需要的时间较长, 往往表现孔压发展较为滞后的现象, 如 Youd 等^[28]在美国 Wildlife 试验场 1982 年地震中砂土液化场地获取的世界上第一条孔压发展的实际记录, 地震荷载的峰值结束时, 孔压比在随后的 5~10 s 从 0.7 左右上升至 1.0, 以至于后来长达 10 多年关于该孔压记录是否真实的争论。Cox^[22]在 Wildlife 同一场地采用人工激振, 结果同样表明, 激振荷载停止后约 10 s 的时间, 孔压仍在继续上升。

(2) 孔压消散

孔隙水压力上升至上覆压力是发生液化的必要条件, 砂性土液化孔压增长与消散是一对矛盾, 其对应力重新分布、土体破坏具有直接的影响, 在排水条件良好的情况下, 砂性土的孔压很快即可消散。文献[6, 19]的一维土层孔压发展、消散的计算模型结果表明, 土层的渗透系数很大程度上控制了孔压的消散时间, 若排水条件畅通, 粗砂都不大可能液化, 而 2008 年汶川地震中液化土类的粒组直径远超过粗砂, 若排水条件良好其液化的可能性更小。

4.3 阈值条件

(1) 强度条件

大直径动三轴不排水试验结果表明, 尽管砂性土、砂土在颗粒组成、级配、矿物成分等方面都存在较大的差异, 但在相同的相对密实度下, 橡皮膜嵌入效应可以忽略或者进行有效消除后, 砂性土、砂土的抗液化强度较为接近, 抗液化强度的主要影响因素为相对密实度。文献[4, 7, 8, 19]得到了类似的结论。另一方面, 砂性土的门槛剪应变接近于文献[22, 23]的砂土试验结果, 即当剪应变低于 0.02% 时孔压不会发展, 当剪应变超过 0.1% 时, 砂性土的孔压比迅速增大, 表明只有荷载达到一定强度时, 产生较大的剪应变(如 0.1%), 才有可能破坏砂性土的颗粒结构及排列方式, 导致孔压迅速发展直至达到液化状态。

(2) 排水条件

2008 年汶川地震液化现场获取的有限钻孔资料显示, 砂性土液化场地的地下水位大多接近不透水黏土层的底面, 地震作用时砂性土中产生的孔压无法从黏土层中排出、消散, 排水通道严重受阻, 而非液化场地的地下水位与上覆黏土层底面均有一定的距离, 位于地下水位与黏土层底面之间为排水性能良好的非饱和砂性土层, 可以很好地消散地下水位之下砂性土层地震作用产生的孔压, 具有相对较好的排水通道, 尽管地表也有一定厚度的不透水黏土层。全球其他历史地震中有限的砂性土液化实例中, 均存在渗透系数

较低、排水边界条件受阻的情况, 再一次印证了排水通道对砾性土发生液化的重要影响。只有满足不排水的埋藏条件时, 砾性土才有发生液化的可能性。

5 结 论

通过分析 2008 年汶川地震和历史其他地震砾性土液化实例的水文与工程地质条件、渗透性能与排水边界条件, 选取典型砾性土液化场地并人工探坑获取砾性土试样, 开展砾性土大直径动三轴试验、振动台对比试验, 得到如下结论:

(1) 尽管砾性土、砂土的颗粒组成、级配、矿物成分存在较大的差异, 但在相同的相对密实度情况下, 橡皮膜嵌入效应可以忽略或者进行有效消除后, 砾性土、砂土的抗液化强度较为接近。

(2) 采用 Seed 等的孔压计算模型, 随着动应力水平的逐渐增大, 归一化的残余孔压比向上突起, 增长模型趋向于 A 型曲线, 整体上, 砾性土的孔压发展形态更加接近于 A 型曲线, 砂土、混合料更加接近于 C 型曲线。

(3) 实际地震中砾性土液化的发生较为罕见, 远远少于砂土液化的数量和规模, 仅根据室内不排水试验的抗液化强度、孔压增长规律, 很难全面解释 2008 年汶川地震出现大规模砾性土液化的原因, 因而其不可直接用于砾性土的液化评价, 需要结合排水边界条件。

(4) 全球其他历史地震和 2008 年汶川地震砾性土液化实例中, 基本上存在砾性土自身渗透系数较低或者排水边界条件受阻的情况, 表明只有满足不排水的埋藏条件时, 砾性土才有发生液化的可能性。

(5) 砾性土符合无黏性散粒土体(包括砂土)发生液化的一般机理解释, 即在松散、饱和状态下, 往返剪切荷载作用产生体积缩小, 进而导致孔隙水压力上升、有效应力下降的现象。但是, 砾性土产生这种现象需要具备两个必要条件: ①振动作用足以使砾性土的结构发生破坏而振密或土颗粒压碎, 荷载产生的剪应变只有大于门槛剪应变时(约 0.02%), 孔压才会进一步发展, 剪应变只有大于一定程度时(约 0.1%), 孔压才有可能迅速增长直至达到上覆压力; ②只有在不排水条件或排水通道不畅通的条件下, 砾性土场地才有可能发生液化。

参考文献:

- [1] 地球科学大词典编委会. 地球科学大词典[M]. 北京: 地质出版社, 2005. (Earth Science Dictionary Committee. Earth science dictionary[M]. Beijing: Geological Publishing House, 2005. (in Chinese))
- [2] 张克绪, 谢君斐. 土动力学[M]. 北京: 地震出版社, 1980. (ZHANG Ke-xu, XIE Jun-fei. Soil dynamics[M]. Beijing: Seismological Press, 1980. (in Chinese))
- [3] 徐斌, 孔宪京, 邹德高, 等. 饱和砂砾料液化后应力与变形特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 103–106. (XU Bin, KONG Xian-jing, ZOU De-gao, et al. Laboratory study on behaviour of static properties of saturated sand-gravel after liquefaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(1): 103–106. (in Chinese))
- [4] MARK Evans D, SEED H B. Undrained cyclic triaxial testing of gravels—the effect of membrane compliance[R]. California: University of California, Berkeley. UCB/EERC-87/08, 1987.
- [5] MARK Evans D, ZHOU Sheng-ping. Liquefaction behavior of sand-gravel composites[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 121(3): 287–298.
- [6] WONG R T, SEED H B, CHAN C K. Liquefaction of gravelly soils under cyclic loading conditions[R]. California: University of California, Berkeley. UCB/EERC-74/11, 1974.
- [7] SIDDIQI F H, SEED R B, CHAN C K, et al. Strength evaluation of coarse-grained soils[R]. California: University of California, Berkeley. UCB/EERC-87/22, 1987.
- [8] 王昆耀, 常亚屏, 陈宁. 饱和砂砾料液化特性的试验研究[J]. 水利学报, 2000(2): 37–41. (WANG Kun-yao, CHANG Ya-ping, CHEN Ning. Experimental study on liquefaction characteristics of saturated sandy gravel[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2000(2): 37–41. (in Chinese))
- [9] 汪闻韶, 常亚屏, 左秀泓. 饱和砂砾料在振动和往返加载下的液化特性[M]// 水利水电科学研究院论文集第 23 集. 北京: 水利出版社, 1986: 195–203. (WANG Wen-shao, CHANG Ya-ping, ZOU Xiu-hong. Liquefaction characteristics of saturated sand-gravels under vibration and cyclic loading[M]// Volume 23 Collected Papers of China Institute of Water Resources and Hydropower Research. Beijing: China Waterpower Press, 1986: 195–203. (in Chinese))
- [10] 王志华, 周恩全, 吕丛, 等. 基于流动性的饱和砂砾土液化机理[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(10): 1816–1822. (WANG Zhi-hua, ZHOU En-quan, LÜ Cong. Liquefaction mechanism of saturated gravelly soils based on flowing property[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(10): 1816–1822. (in Chinese))
- [11] The Committee on Soil Dynamics of the Geotechnical

- Engineering Division. Definition of terms related to Liquefaction[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 1978, **104**(GT9): 1197 - 1200.
- [12] 刘 颖, 谢君斐. 砂土震动液化[M]. 北京: 地震出版社, 1984. (LIU Ying, XIE Jun-fei. *Sand seismic liquefaction*[M]. Beijing: Seismological Press, 1984. (in Chinese))
- [13] 汪闻韶. 土的动力强度和液化特性[M]. 北京: 中国电力出版社, 1997. (WANG Wen-shao. *Soil dynamic strength and liquefaction properties*[M]. Beijing: China Electric Power Press, 1997. (in Chinese))
- [14] 石兆吉, 王兰民. 土壤动力特性. 液化势及危害评价[M]. 北京: 地震出版社, 1999. (SHI Zhao-jie, WANG Lan-min. *Soil dynamic properties, liquefaction potential, and liquefaction-induced damage*[M]. Beijing: Seismological Press, 1999. (in Chinese))
- [15] 王 刚, 张建民. 地震液化问题研究进展[J]. *力学进展*, 2007, **37**(4): 575 - 589. (WANG Gang, ZHANG Jian-min. Recent advances in seismic liquefaction research[J]. *Advanced in Mechanics*, 2007, **37**(4): 575 - 589. (in Chinese))
- [16] 陈国兴. 岩土地震工程学[M]. 北京: 科学出版社, 2007. (CHENG Guo-xin. *Geotechnical earthquake engineering*[M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese))
- [17] NANI Banerjee G, BOLTON Seed H, CLARENCE Chan K. Cyclic behavior of dense coarse-grained materials in relation to the seismic stability of dams[R]. California: University of California, Berkeley UCB/EERC, 79/13, 1979.
- [18] BISHOP A W, GREEN G E. The influence of end restraint on the compression strength of cohesionless soil[J]. *Géotechnique*, 1965(15): 244 - 266.
- [19] SEED H B, MARTIN P P, LYSMER J. Pore water pressure changes during soil liquefaction[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1976, **102**(4): 323 - 346.
- [20] 张建民, 谢定义. 饱和砂土振动孔隙水压力增长的实用算法[J]. *水利学报*, 1991, **9**(8): 45 - 51. (ZHANG Jian-min, XIE Ding-yi. A pragmatic method for calculating the excess pore water pressure generation of saturated sand under cyclic loading[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1991, **9**(8): 45 - 51. (in Chinese))
- [21] ISHIHARA K, LYSMER J, YASUDO S, et al. Prediction of liquefaction in sand deposits during earthquake[J]. *Soils and Foundations*, 1976, **16**(1): 1 - 16.
- [22] COX R B. Development of a direct test method for dynamically assessing the liquefaction resistance of soils in situ[D]. Austin: The University of Texas at Austin, 2006.
- [23] DOBRY R, LADD R S, YOKEL F Y, et al. Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method[R]. Washington: National Bureau of Standards Building Science Series, 1982: 138.
- [24] 刘令遥, 李桂芬, 丙东屏. 密云水库白河主坝保护层地震破坏及砂料振动液化特性[M]// *水利水电科学研究院论文集第 8 集 (岩土工程)*. 北京: 水利出版社, 1982: 46 - 54. (LIU Ling-yao, LI Gui-fen, BING Dong-ping. *Earthquake damage of Baihe Dam and liquefaction characteristics of sand and gravel materials*[M]// *Volume 8 Collected Papers of China Institute of Water Resources and Hydropower Research*. Beijing: China Waterpower Press, 1982: 46 - 54. (in Chinese))
- [25] DAS B M. *Principles of geotechnical engineering*[M]. 7th ed. Stanford: Cengage Learning, 2009.
- [26] 中国科学院工程力学研究所. *海城地震震害*[M]. 北京: 地震出版社, 1979. (Institute of Engineering Mechanics. *The Haicheng earthquake damages*[M]. Beijing: Seismological Press, 1979. (in Chinese))
- [27] SIROVICH L. Repetitive liquefaction at a gravelly site and liquefaction in overconsolidated sands[J]. *Soils and Foundations*, 1996, **36**(4): 23 - 34.
- [28] ANDRUS R D, YOUD T L, CARTER R R. Geotechnical evaluation of a liquefaction induced lateral spread, Thousand Springs Valley, Idaho[C]// *22nd Symposium on Engineering Geology and Soils Engineering*. Idaho, 1986: 383 - 402.
- [29] YEGIAN M K, GHAHRAMAN V G, HARUTIUNIAN R N. Liquefaction and embankment failure case histories, 1988 Armenia Earthquake[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, **120**(3): 581 - 596.
- [30] KOKUSHO T, TANAKA Y, KAWAI, et al. Case study of rock debris avalanche gravel liquefied during 1993 Hokkaido- Nansei-Oki Earthquake[J]. *Soils and Foundations*, 1995, **35**(3): 83 - 95.
- [31] 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.
- [32] LIN P, CHANG C, CHANG W. Characterization of liquefaction resistance in gravelly soil: large hammer penetration test and shear wave velocity approach[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004, **24**: 675 - 687.