

碎石桩加固可液化场地工程地震响应分析

邹佑学^{1,2}, 张建民², 王睿^{2*}

(1. 中冶建筑研究总院有限公司, 北京 100088; 2. 清华大学 水利水电工程系, 北京 100084)

摘要: 以北京顺义区潮白河西岸某工程项目为背景, 利用砂土液化大变形本构模型在 FLAC 3D 平台中进行流固耦合动力反应分析, 对工程采用碎石桩作为抗液化措施的效果进行评价, 研究了可液化场地碎石桩加固复合地基、基础及上部结构系统的地震动力响应、抗液化加固效果以及震后沉降变化规律。该工程场地所处的河滩区域由潮白河改道演变而成, 砂土与粉土存在地震液化可能性, 加固处理设计方案为振冲碎石桩, 主要目的是完全消除地基砂土液化和提高加固后桩间土的地基承载力。所采用的计算分析方法能够考虑土体与孔隙水动力流固耦合过程, 本构模型能够考虑循环荷载作用下饱和砂土超静孔隙水压力的累积和土体液化变形。分析结果表明, 在未加固区出现液化的情况下, 经碎石桩加固场地的抗液化效果得到显著改善, 碎石桩加固显著提高了复合地基整体的超静孔压消散速度, 大幅降低了可液化场地的震动沉降。

关键词: 碎石桩; 液化; 地震响应; 流固耦合; 超静孔压; 沉降

中图分类号: TU472

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2022)01-0025-07

Seismic response analysis for stone column improved liquefiable ground

ZOU You-xue^{1,2}, ZHANG Jian-min², WANG Rui^{2*}

(1. Central Research Institute of Building and Construction Co., Ltd., MCC Group, Beijing 100088, China;

2. Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: This paper is based on a building project on the west bank of Chaobai River in Shunyi, Beijing. The large deformation constitutive model of sand liquefaction was used to analyze the fluid-structure coupled dynamic response on FLAC 3D platform. The effect of stone column as anti-liquefaction measure is evaluated. The seismic dynamic response, anti-liquefaction reinforcement effect and post earthquake settlement of composite foundation, foundation and superstructure system strengthened by stone column in liquefiable site were studied. The site was formed due to the Chaobai River diversion. The sand and silt soils at the site exhibits liquefaction potential. The vibro-replacement stone column method was used to mitigate liquefaction and improve ground bearing capacity. The analysis method took the dynamic solid-fluid coupled process into consideration, and adopted a constitutive model that incorporated the generation of excess pore pressure in saturated soil and relevant deformation under cyclic loading. The results indicate that while the non-improved areas suffered intensive liquefaction, stone column improved ground showed significant effects in liquefaction mitigation. The stone column improvement increased the excess pore pressure dissipation rate within the compound foundation, and reduced the seismic induced settlement of the improved ground.

Key words: stone column; liquefaction; seismic response; solid-fluid coupled; excess pore pressure; settlement

0 引言

碎石桩基本特性包括: (1) 桩体材料没有黏结性, 依靠桩周土体侧限成桩, 由桩土复合承担荷载。(2) 桩体具有较好的透水性, 是液化场地孔隙水

转移的良好通道^[1]。采用碎石桩加固, 具有加密土体、提高场地初始平均应力、其高渗透性有利于加快超静孔隙水压消散、由桩体分担和降低桩周土体动剪应力等抗液化综合性优势^[2]。同时其材料取材便利、施工简单、加固成本较低, 因此在工程上被

收稿日期: 2021-8-26

基金项目: 国家自然科学基金 (52022046, 52038005)。

作者简介: 邹佑学 (1974—), 男, 湖北人, 博士, 主要从事岩土工程研究。E-mail: zouyx07@163.com。

*通信作者: 王睿 (1987—), 男, 陕西人, 博士, 主要从事岩土工程研究。E-mail: wangrui_05@mail.tsinghua.edu.cn。

广泛应用。

基于完全流固耦合的弹塑性动力固结分析法的数值方法是当前碎石桩加固地基动力分析的发展方向。本文采用基于饱和砂土液化后大变形物理机制建立的三维砂土液化大变形本构模型^[3-4]研究可液化场地碎石桩在地震作用下的动力特性和动力稳定性。利用邹佑学等^[5-6]在FLAC 3D软件中对砂土液化大变形本构模型的数值开发开展模拟。通过对具有明确工程背景的碎石桩加固可液化场地的地震响应数值模拟分析,揭示复合地基-基础-上部结构系统的地震动力响应、抗液化效果以及震后沉降变化规律。

1 工程背景

1.1 工程概况

位于北京顺义区潮白河西岸的某工程项目,规划用地约 2.3 km²,建设 300 多栋 2~6 层的住宅和配套公共建筑。根据勘察资料,拟建场地所处的河滩区域由潮白河改道演变而成,由于河床冲积与沉积历史变迁,场地内砂土与粉土存在地震液化趋势。据 1976 年唐山地震的震害资料,唐山 7.8 级地震波及顺义时的烈度为 VI 度,从场地往北,溯潮白河而上及沿东南顺流而下的邻近区域都曾出现喷砂冒水现象,其为砂土液化的典型特征。根据场地区域情况和规划建筑物的特点,项目不同区域采用了碎石桩和强夯等方式进行地基加固处理。本章分析以 BII 区的振冲碎石桩抗液化加固处理地基楼群之 T8 楼座为分析背景。

1.2 工程地质条件

场地地貌为潮白河河漫滩,地形较平坦。根据岩土工程勘察成果,场地地基土主要为第四纪新近

沉积层和一般第四纪冲洪积成因的地层。地基土层在水平向分布较均匀,成层性好,无软弱土层存在。岩土层分布及其物理力学性质指标见表 1。

根据区域资料及钻探资料,场地内历年最高水位接近自然地表(绝对标高约 25.0 m),近 3~5 年高水位标高约为 23.5 m。水位受潮白河水位的影响比较大,潮白河丰水季节水位比较高,反之会自然降低。场地土层 15 m 内以砂层为主,渗透性好,无连续的隔水层,饱和含水层主要为③层黄褐色细砂、④层褐灰色细砂、⑤层中砂、⑥层粗砂。

场区的地震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 0.20 g,设计地震分组为第一组,建筑场地类别为 III 类。

在 8 度地震烈度下,BII 区楼群 43 个钻孔根据标准贯入值计算的液化分析统计表明地基土存在液化趋势,液化深度主要为 7.5~8.0 m,局部较深接近 12 m,可液化土层主要为②层粉砂、③层细砂、④层褐灰色细砂、⑤层中砂及①层耕土(以黏质粉土为主,含有机质)等。经综合评价场地属于严重液化,需采取抗液化加固处理措施。

1.3 地基加固方案

项目 BII 区共 28 栋楼座,加固处理设计方案为振冲碎石桩方式,主要目的是完全消除地基砂土液化和加固后桩间土的地基承载力特征值不低于 160 kPa。施工前先实施 T8 楼座作为施工方案试桩与检验区域,根据试桩状况调整确定振冲碎石桩的处理施工,施工完成后进行地基处理效果检验。试桩区的碎石桩按等边三角形布桩,桩径 1.0 m,桩间距 3.0 m,面积置换率约 10.1%;根据勘察判断可液化土层深度约 8.0 m,考虑基础埋深为-2.2 m,室内外高差 0.45 m,及在桩顶和基础之间铺设厚度 0.3~0.4 m 的碎石垫层,碎石桩桩长设计约 9.0 m,

表 1 土层物理力学性质指标
Table 1 Soil layer characteristics

层号	土层物性简述	承载力特征值/kPa	渗透系数/(m/s)
①层耕土	黄褐色,稍湿,松散。以黏质粉土为主,含有机质。层厚 0.3~1.7 m。	—	5.8×10 ⁻⁶
②层粉砂	黄褐色,稍湿,松散-稍密。以石英、长石、云母为主,夹粉质黏土。层厚 0.2~4.2 m。	100	2.3×10 ⁻⁵
③层细砂	黄褐色,湿-饱和,松散-稍密。以石英、长石、云母为主。层厚 0.3~5.2 m。	120	9.3×10 ⁻⁵
④层细砂	褐灰色,饱和,松散-稍密。以石英、长石、云母为主。层厚 0.8~4.7 m。	100	6.9×10 ⁻⁵
⑤层中砂	褐灰色,饱和,中密。以石英、长石、云母为主,含有少量卵、砾石。层厚 0.6~4.3 m。	160	2.1×10 ⁻⁴
⑥层粗砂	褐灰色,饱和,中密。以石英、长石、云母为主,⑥ ₁ 含卵石亚层。层厚 0.4~3.5 m。	220	3.5×10 ⁻⁴
⑦层黏土	褐灰色,饱和,中密。含有机质含量为 4%~9%;含⑦ ₁ 黏质粉土、⑦ ₂ 粉质黏土透镜体,该层未揭穿。	120	5.8×10 ⁻⁷

建筑基础至桩底约 6.8 m。桩体碎石填料粒径 40~80 mm。施工设备为 75 kW 振冲器。T8 楼座轮廓线与桩位布置如图 1 所示。

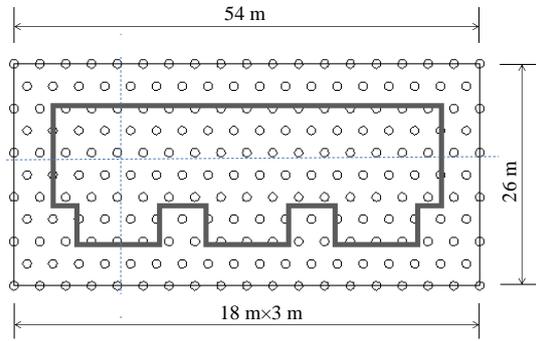


图 1 T8 楼座轮廓线与碎石桩平面布置图

Fig. 1 Outline of T8 building with the layout for stone column improvement

2 数值计算模型

本文开展了以项目 T8 楼座的碎石桩加固为背景的复合地基-基础-上部结构系统的地震动力响应和抗液化效果分析。T8 楼座为 1 座 3 层楼的居住建筑，长度 45.88 m，宽度 16.48 m，高度 9.0 m，室内外高差 0.45 m，基础埋深 2.2 m。碎石桩加固场地范围与布桩参数见图 1。模拟 T8 楼座及复合地基动力分析的平面布置和网格划分如图 2 所示，共 54 384 个单元。模型场地尺寸为 74.88 m×46.88 m×

9.15 m (长×宽×深)，地面以上楼座尺寸为 45.88 m×16.48 m×9.45 m (长×宽×高)，地面以下建筑基础深度 1.75 m，基础底部设有 0.4 m 厚碎石垫层。现场试验中的碎石桩截面为圆形，桩径 d 为 1.0 m，桩间距 S 为 3.0 m。计算中按照桩截面面积等效为正方形桩分析，边长为 0.88 m，桩中心之间距离 3.0 m。

计算模型对地基土层进行了适当简化。将土体分为非加固区 (A 区) 和加固区 (B 区)，土层沿深度相对密度 D_r 值相同，表层黏质粉土以低渗透系数描述其与下层砂土不同的排水特性。根据现场试验成果分析的相对密度 D_r 值，非加固区和加固区分别取值为 $D_r=52%$ 与 $D_r=72%$ ，稍低于加固前土层相对密度平均值和加固后土层相对密度平均值。土体渗透系数取值参照勘察报告成果，非加固区的砂土渗透系数 k 取 5.0×10^{-5} m/s，加固区渗透系数考虑相对密度增加、孔隙率降低的影响因素，参考相关试验关系取值 3.2×10^{-5} m/s；表层土体则按地表黏质粉土渗透系数取为 5.8×10^{-6} m/s，表层土体计算模型厚度为 0.85 m。碎石材料渗透系数为 0.5×10^{-2} m/s，约为桩周砂土的 150 倍。地面以上建筑为钢筋混凝土结构，在计算模型中由于采用连续体简化建模，根据总质量相等的原则取材料密度 1.4 g/cm^3 ，基础材料密度 2.25 g/cm^3 ，基本反映上部建筑和基础的实际荷载状况；地上建筑设置为不透水材料以适

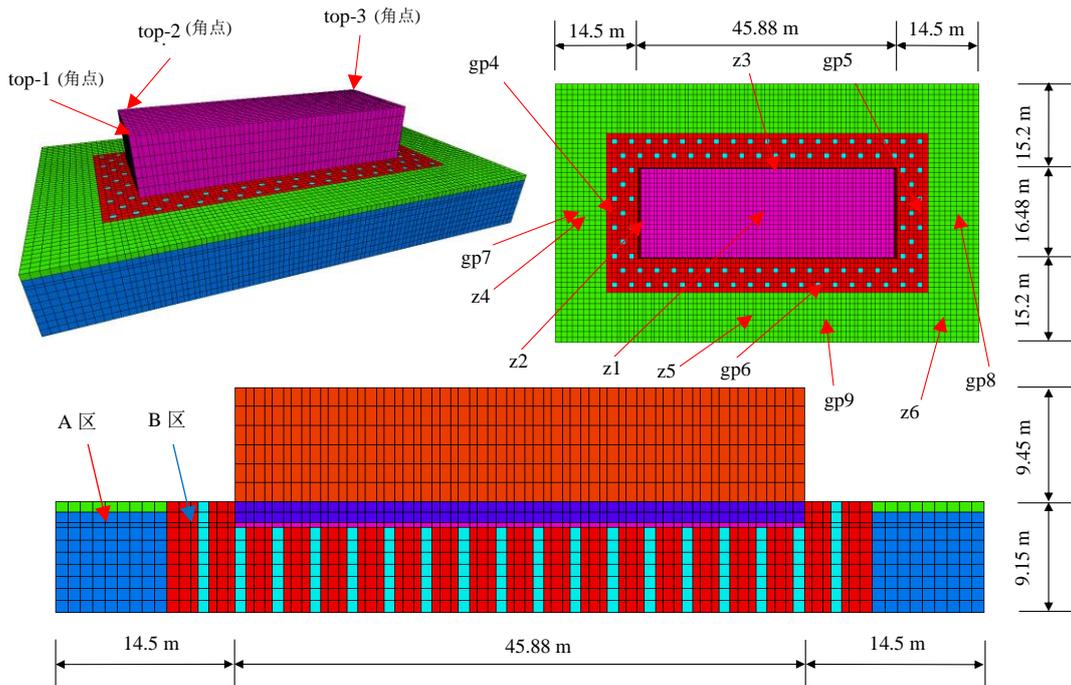


图 2 模型网格布置及三维视图

Fig. 2 Model mesh layout

当提高计算速度。考虑历史最高水位和近 3~5 年的最高水位,分析水位位于地表的工况,并假定土体均为饱和土。

土体采用砂土液化大变形本构模型,模型参数采用邹佑学标定的 Nevada 砂模型参数^[7]。碎石桩和碎石垫层采用邹佑学等标定的碎石材料本构模型和相应本构参数^[8]。碎石材料的 $G/G_{\max}-\gamma$ 曲线符合 ROLLINS^[9] 统计分析多项研究中 980 个碎石材料试验数据的碎石模量衰减曲线,在动剪应变较大 ($\gamma > 0.5\%$) 时趋于平缓以提高计算稳定性。基础和上部结构简化为线弹性模型,材料模量取大值反映偏刚性的基础条件,弹性模量 E 为 2×10^3 MPa,泊松比 ν 为 0.3。

模型的力学和流体边界条件为:(1)底部固定,地震动从底部沿长边 (x 轴) 方向水平输入。(2)考虑自由场边界条件,顺震动输入方向的边界对应高度节点设置捆绑约束。(3)侧向边界反映对称性条件,对垂直震动方向设置固定约束。(4)除建筑物自重外,未考虑地表其他附加荷载。(5)底部和周边为不排水边界,顶面为自由排水边界^[10]。计算模型工况的水位位于地面;考虑碎石垫层及其它排水措施等因素,设置基础周边为固定孔压边界以达到碎石桩向上实现无阻碍排水的效果。FLAC 3D 流固耦合计算中忽略流体和固体的相对加速度。

地震动输入选用 1995 年 Kobe 地震 CUE90 站记录的 0~25 s 波形,其加速度时程经滤波和基线校正后的输入波形(加速度、速度和位移时程)如图 3 所示。

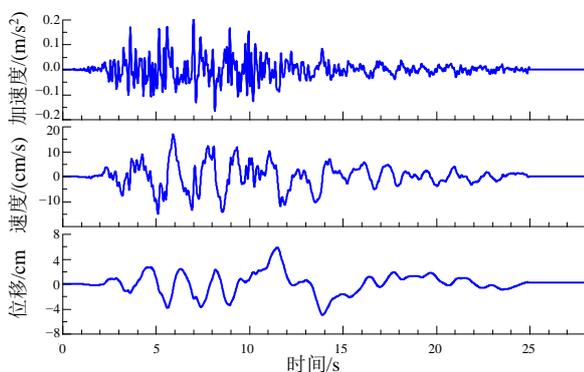


图3 输入震动波形(加速度、速度、位移时程)

Fig. 3 Input ground motion acceleration, velocity and displacement time histories

波形按照场地的设计基本地震加速度值 $\alpha_{\max} = 0.2$ g 进行了比例调整。最大加速度 α_{\max} 出现

在 7.0 s 附近。模拟计算时土体与碎石材料叠加阻尼比为 0.01 的瑞利阻尼,以调整低应变幅振动时滞后阻尼偏小与降低高频噪声影响;基础和上部结构施加阻尼比为 0.03 的瑞利阻尼,反映材料阻尼能量耗散和降低高频噪声影响。

3 数值模拟结果与分析

在弹塑性流固耦合计算模式下,上部结构自重经过分六级施加后形成的震动分析前初始应力场和孔压场如图 4 所示。从图可见,上部结构建造的过程中,复合地基中的竖向有效应力在桩土之间进行了分配,碎石桩的竖向有效应力约为土体的 1.5~2.0 倍,且从基础底部向周边的加固区和未加固区土体扩散;场地中的水平向有效应力 (x 轴向) 扩散范围比竖向有效应力的扩散范围更大,在结构基础下方的复合地基中桩体的水平向有效应力大于土体,但其差异显著小于桩体和土体竖向有效应力之间的差异。达到渗流平衡后的初始孔压场从地表向下按水位自重压力分布均匀。

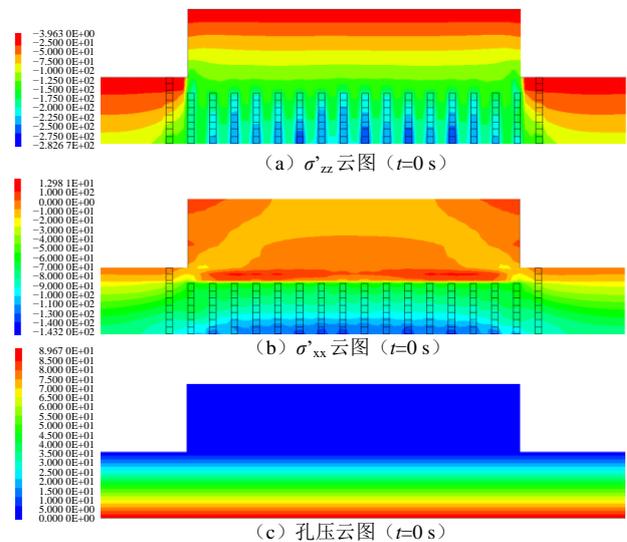


图4 震动分析前初始应力场和孔压场

Fig. 4 Initial stress and pore pressure fields prior to seismic analysis

震动过程中上部结构顶部 top-1/2/3 位置水平加速度、侧向位移、和竖向位移的动力响应时程曲线如图 5 所示。从图可见,不同部位的水平加速度响应波形相近,振幅明显大于基底的输入加速度,最大加速度放大系数约为 1.1~1.12; 3 个位置的侧向位移响应与基底输入基本同步,保持着相同的震动形态;结构顶部不同位置的侧向位移和竖向位移响

应差异较小, 未出现明显的不均匀沉降与侧向倾斜; 震动结束时结构整体沉降约 3.9 cm, 主要发生在震动幅度较大的强震阶段, 震动初始阶段发生的结构沉降相对较少, 在余震阶段沉降时程曲线趋于平缓稳定。

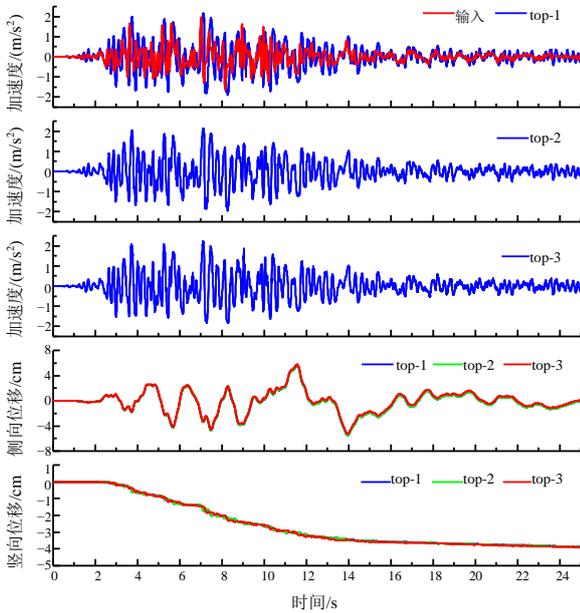


图 5 上部结构的加速度和位移响应时程图

Fig. 5 Acceleration and displacement response of ground structure

场地在结构基础之外位于加固区域的 gp4/5/6 和非加固区 gp7/8/9 等 6 个点的地表加速度响应时程曲线如图 6 所示。

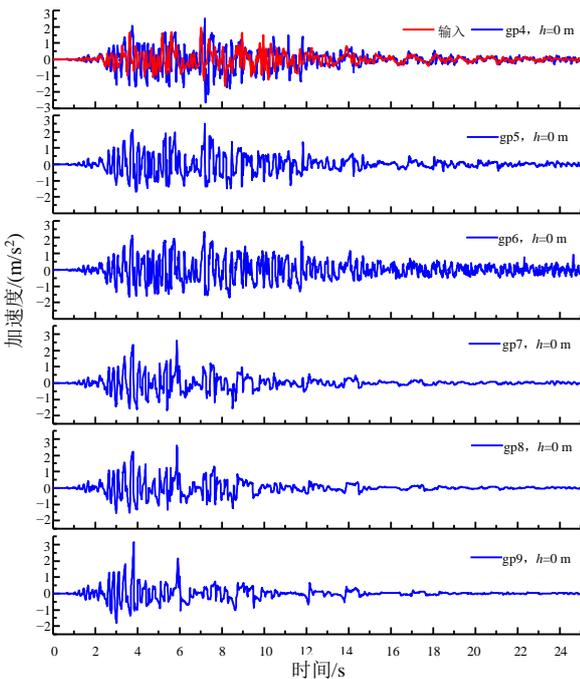


图 6 场地地表加速度响应时程图

Fig. 6 Ground surface acceleration time histories

从图 6 可见, 位于加固区域顺震动方向结构两端的 gp4 与 gp5 点震动形态相近, 加速度响应峰值放大系数约 1.3 倍, 在加固区域结构侧边的 gp6 点加速度峰值放大系数约 1.15 倍, 其低幅震动比 gp4/5 更强烈; 未加固区顺震动方向结构两端的 gp7 与 gp8 点加速度峰值放大系数约 1.3 倍, 在未加固区的结构侧边的 gp9 点的加速度响应峰值放大系数约为 1.65 倍, 高于加固区内和未加固的顺震动方向部位对应值; 未加固区的 gp7/8/9 点在震动后期均因场地液化而衰减为小幅震动, 而加固区 gp4/5/6 点在震动后期场地外围出现液化的情况下, 其震动依然保持着大于基底加速度震动幅值的震动响应。

震动过程场地加固区和非加固区的不同位置、不同深度的超静孔压时程曲线如图 7 所示, 相对应的超静孔压比时程曲线如图 8 所示。

从图 7~8 可见, (1) 震动初期结构基础下部复合地基的超静孔压快速上升, 中心部位上升速度快于基础边缘部位, 并显著快于非加固区。(2) 碎石桩排水效果显著, 在复合地基的超静孔压较大区域, 碎石桩与桩周土体的孔压梯度较陡, 碎石桩表现为孔压低凹的井型排水通道。(3) 碎石桩加固复合地基的整体排水效果显著高于未加固区。加固区超静孔压上升后即快速消散, 至震动结束时, 超静孔压接近消散完毕, 而未加固区的超静孔压持续上升至其峰值后保持稳定, 至震动结束时未见明显的消散。(4) 经碎石桩加固的复合地基抗液化效果得到显著改善, 基础中部区域的最大超静孔压比约 0.52, 基础边缘部位的最大超静孔压比约 0.2~0.3。超出结构基础的加固区域, 地表浅层有不同程度液化, 深于基础埋深的部位均未出现液化。因此, 在场地设计基本加速度 0.2 g 震动强度下, 基本达到消除场地液化的目标。(5) 碎石桩加固可提高相邻的非加固场地抗液化能力, 其有效影响范围在浅层小而随深度增加, 在 6~9 m 深度左右影响范围约 2.5~3 倍桩径。(6) 外围的碎石桩发挥着非加固区超静孔压消散的通道与加固区内部的排水屏障作用。在模型工况下, 未加固区的超静孔压消散梯度约影响达到加固区的第三排桩部位, 因此, 加固区的围护桩不应少于 2 排。(7) 非加固区且超出碎石桩加固影响范围的部位, 上部 6.15 m 土体达到液化状态, 即在计算模型的液化深度为约 6.15 m。

地基、基础和上部结构系统在震动结束时 ($t=25$ s) 和在固结结束时的震动变形、位移矢量和竖

向位移云图如图9所示。

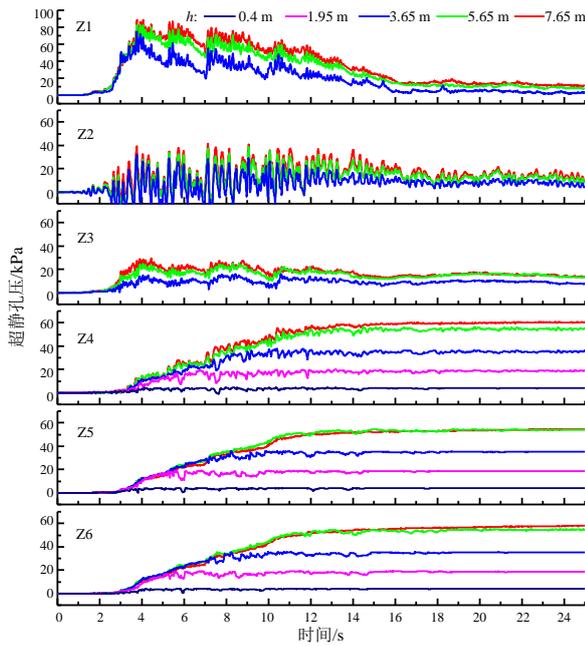


图7 场地不同部位超静孔压时程图

Fig. 7 Excess pore pressure time histories at various locations

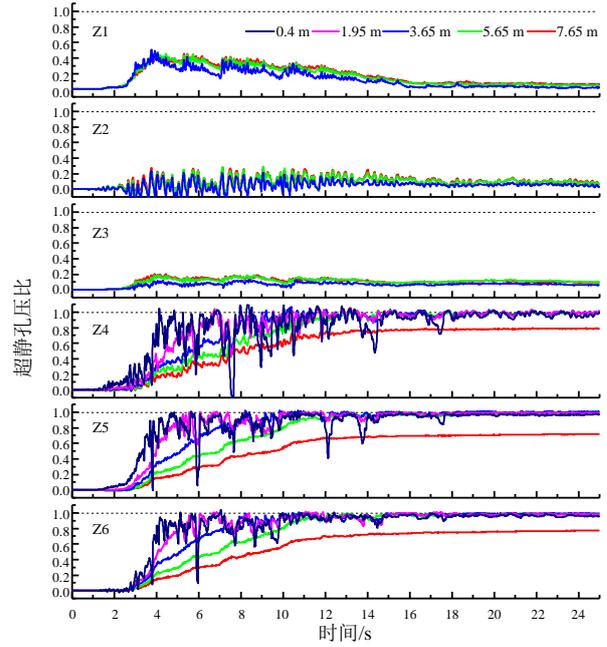


图8 场地不同部位超静孔压比时程图

Fig. 8 Excess pore pressure ratio time histories at various locations

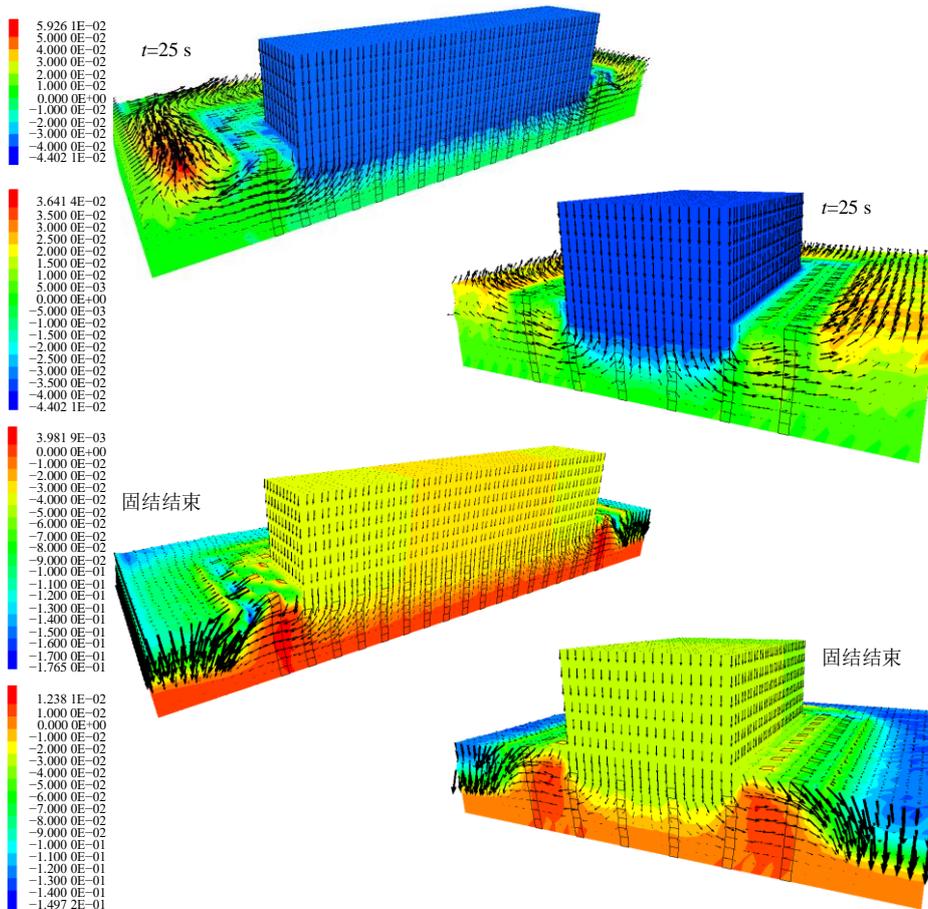


图9 上部结构与复合地基震动及固结结束时不同剖面震动变形图(位移矢量和竖向位移云图)

Fig. 9 Vibration deformation of structure and composite foundation (displacement vector and settlement contour)

从图9可见, (1) 在震动结束 ($t=25\text{ s}$) 时, 最大沉降约 4.4 cm , 发生于基础外部的加固区桩间

土; 结构及基础约整体沉降 3.9 cm ; 加固区外围的可液化土体区域受结构基础下沉的挤压, 出现向外

侧变形隆起, 四周边的隆起呈非对称形式。(2) 碎石桩中段出现向侧方的明显弯曲变形。(3) 在场地质固结结束时, 加固区的沉降仅少量增加, 结构及基础整体沉降约 3.96 cm, 而非加固区在固结排水过程中发生沉降, 固结结束后场地的最大竖向沉降约 15~17 cm, 相当于产生体积应变约 1.6%~1.8%。综合图 5, 可得出如下规律:(1) 碎石桩加固复合地基的上部结构及基础沉降主要发生在强烈震动阶段, 随震动变弱, 沉降速度趋缓至稳定, 震后的固结阶段仅少量残余沉降产生。(2) 震动过程中, 结构及基础沉降挤压下部土体向四周移动, 基础外部区域会出现朝向外侧的侧向位移。(3) 与加固区相邻的非加固区土体由于渗透排水能力有限, 在超静孔压上升出现液化后孔压不能及时消散、来不及排水, 发生的体积应变与沉积变形较小, 且抵抗变形能力较弱, 受到结构及基础下部土体的侧向挤压会出现明显的向外侧和向上的位移与隆起; 非加固区的沉降主要在震后的固结阶段, 随着场地排水和超静孔压消散逐步缓慢变形沉降。

4 结 论

本文以碎石桩加固饱和砂土地场的液化治理实际工程案例为背景, 研究可液化场地碎石桩复合地基的动力特性与抗液化加固效果, 开展了可液化场地碎石桩复合地基-基础-上部结构系统的地震动力反应数值分析, 主要结论如下:

(1) 在未加固区出现液化的情况下, 经碎石桩加固场地的抗液化效果得到显著改善, 加固区基础底部区域的最大超静孔压比约 0.49, 在场设计基本加速度 0.2 g 震动强度下, 达到了消除场地液化的目标。

(2) 地震震动初期, 复合地基在结构基础下部中心部位的超静孔压上升迅速, 超过基础边缘和非加固区的超静孔压上升速度。碎石桩加固显著提高了复合地基整体的超静孔压消散速度, 在震动结束时, 复合地基的超静孔压基本消散完成, 而非加固区的超静孔压还未见明显的消散。

(3) 碎石桩加固在改善加固区抗液化能力的同时, 大幅降低了可液化场地的震动沉降。加固区的上部结构与基础最大沉降约 3.9 cm, 未出现明显的不均匀沉降和侧向倾斜, 非加固的场地最大沉降约 15~17 cm。

(4) 碎石桩加固复合地基的震动沉降主要发

生在震动幅度较大的强震阶段, 与孔压消散时程进度一致, 在强震之后的小幅震动阶段沉降速度趋缓, 至震动结束时, 沉降基本稳定, 固结阶段碎石桩加固复合地基沉降仅少量增长。非加固区由于渗透系数较小, 其排水固结较慢, 在震动期间产生的沉降较小, 沉降主要发生在震后排水固结阶段。

参考文献

- [1] 龚晓南. 地基处理手册[M]. 第三版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
GONG Xiao-nan. Ground Improvement Handbook[M]. 3rd Edition. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [2] BAEZ J I. A design model for the reduction of soil liquefaction by vibro-stone columns[D]. Los Angeles: University of Southern California, 1995.
- [3] ZHANG J M, WANG G. Large post-liquefaction deformation of sand, part I: Physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. Acta Geotechnica, 2012, 7(2): 69-113.
- [4] WANG R, ZHANG J M, WANG G. A unified plasticity model for large post-liquefaction shear deformation of sand[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 59(3): 54-66.
- [5] 邹佑学, 王睿, 张建民. 砂土液化大变形模型在 FLAC 3D 中的开发与应用[J]. 岩土力学, 2018, 39(4): 1525-1534.
ZOU You-xue, WANG Rui, ZHANG Jian-min. Implementation of a plasticity model for large post-liquefaction deformation of sand in FLAC 3D[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(4): 1525-1534.
- [6] ZOU Y X, ZHANG J M, WANG R. Seismic analysis of stone column improved liquefiable ground using a plasticity model for coarse-grained soil[J]. Computers and Geotechnics, 2020, 125: 103690.
- [7] 邹佑学. 可液化场地散体材料桩复合地基动力特性与安全评价研究[D]. 北京: 清华大学, 2019.
ZOU You-xue. Study on dynamic properties and safety evaluation for liquefiable ground reinforced by granular columns[D]. Beijing: Tsinghua University, 2019.
- [8] 邹佑学, 王睿, 张建民. 可液化场地碎石桩复合地基地震动力响应分析[J]. 岩土力学, 2019, 40(6): 2443-2455.

(下转第 64 页)