液化场地管廊土-结构动力相互作用特征研究

范泽旭[1]，袁　勇[1,2*]
(1. 同济大学 土木工程学院，上海 200092；2. 同济大学 土木工程防灾国家重点试验室，上海 200092)

摘要：基于 Abaqus 中实现的先进弹塑性砂土本构以及流固耦合单元，采用简化的地层模型与理想化的输入地震条件，对可液化自由场、单管廊非自由场和不同结构间距的双管廊非自由场模型开展了一系列平行的数值模拟实验，研究了土-结构相互作用（SSI）与结构-土-结构相互作用（SSSI）对液化发展区域的影响，以及结构间距对管廊内力及位移响应的控制规律。分析结果表明：邻近管廊之间的 SSSI 效应会对结构自身及其周围土体在地震液化期间的动态响应造成显著的影响。当相邻管廊之间的间距较小时，管廊在液化期间的动内力比不存在邻近管廊的情况有明显增大，同时伴随更大的上浮和倾斜位移。SSSI 导致的内力和位移放大效应随着管廊间距增大而逐渐减弱。因此，在考虑地震液化作用的综合管廊抗震设计中，若存在邻近管廊或其他地下结构，应充分考虑 SSSI 效应，以避免因低估结构响应而引发潜在的安全隐患。

关键词：土体液化；结构-土-结构相互作用；液化上浮
中图分类号：TU435　　**文献标识码**：A
文章编号：10.20000/j.1000-0844. 20241226002

Numerical Study on Soil-Structure Interaction of Utility Tunnels in Liquefiable Grounds

FAN Zexu[1], YUAN Yong[1,2*]
(*1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China*)

Abstract: This study employed an advanced elastoplastic constitutive model for sandy soils and a novel fluid-solid coupling element in Abaqus to investigate the dynamic responses of soil-utility-tunnel systems during seismic-induced liquefaction. By comparing the results of a free-field model, a single-tunnel-soil model, and twin-tunnel-soil models with simplified ground and input conditions, this study investigated the effects of soil-structure interaction (SSI) and structure-soil-structure interaction (SSSI) on the development of liquefied zones, as well as the impacts of tunnel spacing on the structural internal forces and displacement responses. The results indicate that SSSI between adjacent tunnels significantly affects the dynamic responses of the structures and surrounding soil during liquefaction. When the spacing between adjacent tunnels is relatively small, the dynamic internal forces of the tunnels during liquefaction significantly increase compared to cases without adjacent tunnels. Additionally, the uplift and rotational displacements are also higher for adjacent twin tunnels. The amplification effects of internal forces and displacements caused by SSSI gradually diminish as the tunnel spacing increases. In conclusion, in the seismic design of utility tunnels considering liquefaction, the SSSI effects should be carefully considered if adjacent tunnels or other underground structures are present, thereby avoiding the underestimation of structural responses and the corresponding safety risks.

Keywords: soil liquefaction; structure-soil-structure interaction; liquefaction-induced uplift

0　引　言

在地下水位较高的砂土场地中，地震引发的土体液化是影响地下结构安全性的重要次生灾害[1]，对位于可液化场地中的浅埋地下结构而言，地震液化会导致结构出现上浮或倾斜[2]。随着新型城镇化的推进，地下综合管廊等浅埋地下结构的建设日益增多[3-

收稿日期：2024-12-26
基金项目：国家自然科学基金项目（52061135112）、上海市科学技术委员会项目（21DZ1202803，22DZ1203005）资助
第一作者简介：范泽旭（1997-），男，博士研究生。主要从事地下结构抗震研究。E-mail: 2110049@tongji.edu.cn
通信作者简介：袁　勇（1963-），男，教授，博士。主要从事地下结构抗震和防灾减灾研究。E-mail: yuany@tongji.edu.cn

4]，研究液化引起的差异上浮对结构安全性和服役性能的影响显得尤为重要。

地下结构在地震液化期间的动态响应及上浮行为是土-结构相互作用（Soil-Structure Interaction，SSI）的结果。已开展的实验及数值分析表明，SSI 会显著地影响地下结构周围土体中超孔隙水压力的积累及消散过程，进而影响地震期间结构和场地的动态响应[5]。在液化引发的地下结构整体位移方面，Chian 和 Madabhushi 基于一系列离心机谐波激励实验结果，通过简化的力平衡模型解释液化引起隧道上浮的原因[6]，同时研究了结构埋深、直径以及地震加速度幅值对结构上浮位移的影响[7]。此外，其它具有不规则横截面形状的地下结构因液化导致的上浮行为也得到了广泛的分析[8-9]。上述研究表明，结构在液化期间的上浮量随着埋深变浅、横截面尺寸变大和自重变小而增加[10]。在目前国内外已开展的相关研究中，主要关注单体管廊和周围土体之间的 SSI 效应对结构及场地动力响应的影响，考虑液化期间邻近管廊之间的结构-土-结构相互作用（Structure-Soil-Structure Interaction，SSSI）的分析仍然较少[11-13]。尽管关于地震诱发液化期间邻近地下结构破坏行为的现场报道相对较少，但在 1999 年土耳其 Kocaeli 地震[14]与 2018 年日本北海道胆振东部地震[15]中，均观察到了构筑物因液化导致的位移模式由于 SSSI 的影响而发生显著变化，说明考虑 SSSI 对于准确预测结构在液化期间的沉降和倾斜具有不可忽视的作用。

总的来说，目前对于地震作用下双管廊系统周围液化区域分布模式、结构内力及位移的发展规律的分析尚且不足。本文利用先进的饱和土体耦合单元和非线性土体本构，针对理想化的均匀地层模型与谐波地震作用，采用数值方法全面地研究了土-管廊系统的液化区域分布模式与结构响应发展规律。为此，分别建立了液化自由场、单管廊非自由场以及双管廊非自由场共三类分析模型。通过对比上述三类模型的动力响应特征，首先探讨了单管廊结构对周围场地液化发展模式的影响，进而分析双管廊模型中相邻管廊间距对结构内力及其位移响应特征的影响，并给出定量评价。

1　分析模型与模拟方法

1.1 分析模型

为依次探讨地震过程中 SSI 和 SSSI 对饱和砂土场地液化发展区域及结构响应的影响，建立了如图 1 所示的三类分析模型，包括（a）自由场模型；（b）单管廊非自由场模型；（c）双管廊非自由场模型。

如图 1（a）所示，在自由场分析模型中，参考既有数值研究中的深厚饱和砂土场地模型[12-13]，取覆盖层厚度为 50 m。土体参数和场地边界见后续分析方法。需要指出的是，尽管真实场地中的地层分布对结构在地震作用下的动力响应具有显著影响[16]，但这并非为本研究的重点，因此分析模型中的场地被理想化为均质的。

如图 1b 所示，在单管廊非自由场分析模型中，结构横截面为厚度 t=0.4 m、边长 L=4 m 的正方形，构件厚度 t=0.4 m，管廊顶板埋深为 4 m。

如图 1c 所示，在双管廊非自由场分析模型中，两条管廊对称分布于场地中轴线两侧，结构之间的间距为 d。为研究结构间距对场地液化发展与管廊动力响应的影响，建立了管廊间距 d=0.5L/1.0L/2.0L/4.0L/12.0L 的多组模型。

此外，图 1 中还以红色斜体标注出了自由场及非自由场模型中对应位置处的对比观测点，在这些测点提取到的动力响应将用于后续的对比分析。

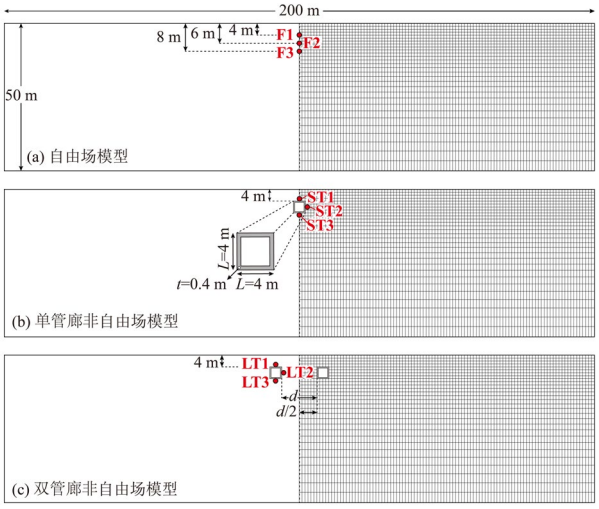

图 1 分析模型示意图

Fig.1 Illustration of the analysis model

本研究采用商用有限元软件 Abaqus 对上述分析模型进行数值模拟。其中，饱和砂土介质采用作者 Fan 等[17]基于 u-w 格式 Biot 方程开发的高性能耦合单元进行建模；土骨架的力学行为采用弹塑性本构模型 PM4Sand 模拟，其输入参数详见 1.2 节；管廊结构则使用 Abaqus 内置的 B21 梁单元建模，其材料力学行为采用线弹性本构模型模拟，取弹性模量 E=30 GPa，泊松比 ν=0.2。管廊与土体之间的接触行为通过 Abaqus 中内置的面-面接触模型模拟，其中管廊为主面，土体为从面，界面摩擦系数取为 0.30。图 1 右侧部分展示了计算中划分的有限元网格，其中土

体的最大和最小网格尺寸分别为 3.5 m 与 1.0 m，管廊的网格尺寸则为 0.2 m。考虑到本文模拟的砂土场地小应变剪切波速在 200 m/s 以上，对于输入频率为 4 Hz 的简谐地震波（详见 1.3 节），其地震波长约为 50 m。由于土体的最大网格尺寸小于波长的 1/10，因此所划分的有限元网格能够有效捕捉地震波在场地中的传播过程[18]。

为模拟真实基岩上覆土层的边界条件，在模型两侧设置等位移边界，而在模型底部设置固定边界。同时，除模型顶部可自由排水外，模型两侧、底部以及结构四周均完全不排水。需要说明的是，在非自由场计算模型中，由于管廊与场地两侧边界的距离远大于 8L，因此可忽略边界效应对管廊结构动力响应的影响[5]。

1.2 土的本构模型与参数

土骨架在循环剪切作用下的应力-应变行为采用 PM4Sand 模型进行模拟。PM4Sand 模型由 Boulanger 和 Ziotopoulou[19]提出，其基于临界状态土力学理论，是一种采用应力比控制的边界面本构模型。大量研究表明，PM4Sand 模型能够较为准确地捕捉饱和砂土在地震荷载作用下的剪缩与剪胀特性，并有效预测液化引发的地基与结构的大变形响应[15,19]。

本文利用自定义材料子程序 UMAT 将 PM4Sand 模型嵌入有限元软件 Abaqus 中，通过在自定义单元子程序 UEL 中调用该 UMAT，计算弹塑性饱和砂土介质在地震荷载下的动力响应。在 PM4Sand 模型中，共定义了 22 个输入参数，其中 4 项为主要参数，18 项为次要参数。主要参数包括表观相对密实度 Dr,小应变剪切模量系数 G_0，剪缩速率参数 h_{p0}，以及参考大气压力 P_A，需要根据不同砂土的实际特性输入。次要参数中，最大和最小密实度需依据实测值输入，而其余参数主要用于调整弹塑性变形比例、剪胀剪缩特性和组构发展规律等，在大多数情况下可使用默认值。考虑到计算模型并未与特定工程原型相对应，PM4Sand 模型的输入参数选取为 Zhang 等[20]为 Houston 砂标定的参数，如表 1 所示。

表 1 PM4Sand 本构模型主要输入参数

Table 1 Input parameters for the PM4Sand model

主要输入参数	参数值
表观相对密实度 Dr	0.57
最大孔隙比 e_{max}	1.049
最小孔隙比 e_{min}	0.648
小应变剪切模量系数 G_0 /(kPa)	736
剪缩速率参数 h_{p0}	0.07
参考大气压力 P_A/(kPa)	101.3

饱和砂土的力学模型包括土骨架的本构模型和水-土耦合作用两部分，其中后者通过 1.1 节介绍的基于 Biot 理论的 u-w 单元模拟，其相关输入参数如表 2 所示。

表 2 Biot 耦合单元输入参数

Table 2 Input parameters for the Biot coupling element

主要输入参数	参数值
土颗粒密度/(kg • m^{-3})	2 650
孔隙水密度/(kg • m^{-3})	1 000
Biot 系数	1.0
孔隙水体积模量/(kPa)	2.2×10^6
渗透系数/(m • s^{-1})	1.5×10^{-4}

1.3 输入地震动

真实地震波常含有复杂的频率成分及能量分布，考虑到地震频率对地下结构动力响应存在不可忽视的影响[21]，而这并非本研究的重点，为简化结果分析的需要，采用和国际液化实验与分析项目（Liquefaction Experiment and Analysis Projects，LEAP）类似的单一频率地震波[22]。这种理想化的地震波在液化场地自由场及非自由场模型实验中广泛使用[23]，能使场地及结构响应特征更为简单且易于比较。

基岩加速度的时程及频谱如图 2 所示，其中输入时程包括 40 个等幅剪切循环以及开始和结束各 5 个渐变剪切循环。输入的简谐正弦波中心频率为 4 Hz，处于常见的地震频率范围内。

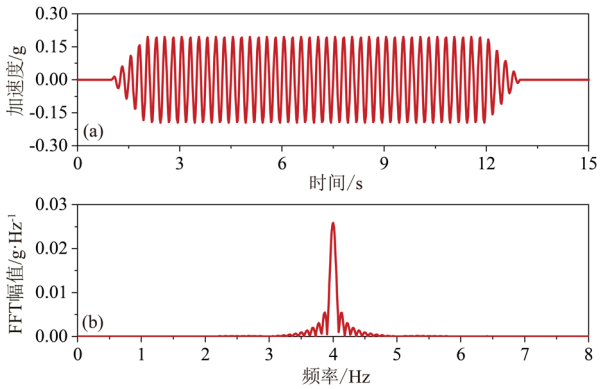

图 2 基岩加速度时程及频谱

Fig.2 Time history and frequency spectrum of the input motion

2　地震过程中液化发展区域分析

在判断场地液化时，目前最为广泛接受的指标为超孔压比 r_u，其表达式如式(1)所示：

$$r_u = (p - p_0) / \sigma'_{v0} \tag{1}$$

式中，p 为当前孔压，p_0 为初始静孔压，σ'_{v0} 为初始竖向有效应力。当 r_u=1 时，土体发生液化。

图 3 比较了 t=15 s 时各非自由场模型的场地超孔压比分布情况。此时，地震刚刚结束，且场地内超孔隙水压尚未完全消散。从图 3a 中可以清楚地看到，由于管廊和土体之间的相互作用，管廊邻近区域的超孔压比分布特征和远离管廊的区域有明显的区别。其中，管廊下方的超孔压比显著增加，且在局部形成了超孔压比超过 1 的区域。造成这一现象的主要原因是地下结构的卸载效应使得其下方土体的初始竖向有效应力降低，导致该区域的砂土更容易发生液化。相较而言，管廊上方的超孔压比则出现明显的降低，这是因为管廊下方土体更早地发生完全液化，从而阻碍了地震波向管廊上方区域的继续传播。双管廊系统对场地液化区域的影响模式和单管廊系统类似，但左右管廊对其各自周围土体内孔压变化的影响相互叠加。如图 3b 所示，当管廊间距较近时（d=0.5L），在叠加作用的影响下，两条管廊下方及上方的超孔压比和同深度远场响应之间的差异有所增加。如图 3c 至图 3e 所示，随着管廊间距逐渐增大，叠加效应逐渐减弱。当管廊间距 d=4.0L 时，管廊邻近区域的超孔压比分布已基本与单管廊情形相同。

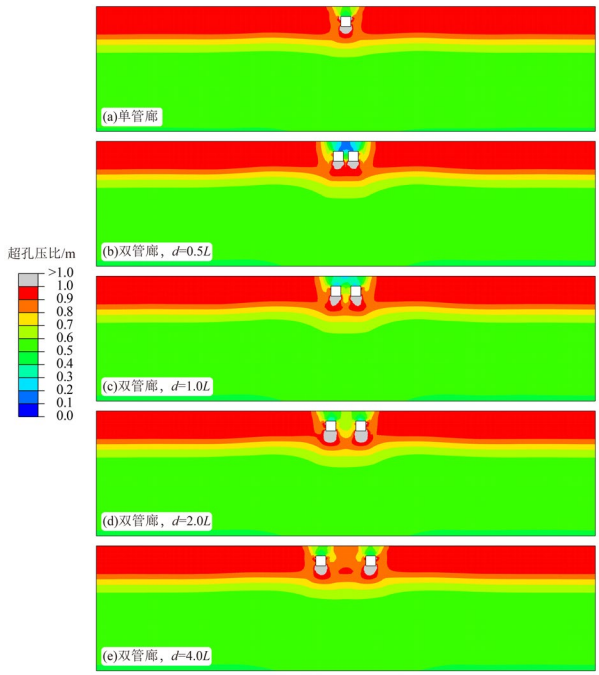

图 3 地震结束后非自由场模型超孔压比分布（t=15 s）

Fig.3 Contours of the excess pore pressure ratio for non-free-field models after the earthquake (t=15 s)

除对管廊周围超孔压比的分布特征进行定性对比外，图 4 还定量比较了紧邻管廊不同位置处土体的超孔压比时程响应，其中各测点位置详见图 1。由于双管廊系统中左右管廊响应类似，故此处仅展示左侧管廊邻近区域的孔压响应。

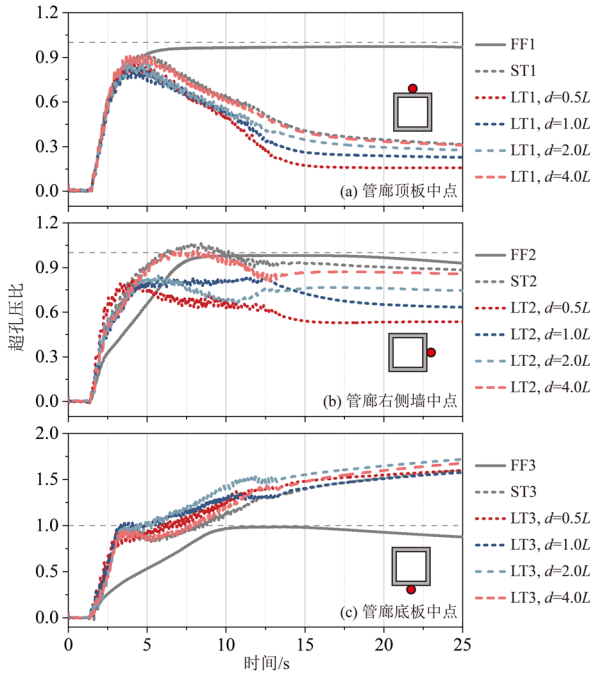

图 4 不同管廊间距下结构不同位置处超孔压比时程对比

Fig.4 Comparison of near-structure excess pore pressure responses with varied tunnel spacings

从对比结果中可以明显地看出，受管廊和其周围土体之间的 SSI 效应以及相邻管廊之间的 SSSI 效应影响，结构周围孔压的增长和消散模式与自由场相比表现出明显差异。在管廊顶板中点位置，超孔压的初期积累速率与自由场基本一致，但在约 2.5 s 时开始快速下降，这主要是由于此时管廊下方土体已完全液化，剪切波无法继续向上传播，从而使得管廊上方局部区域的超孔隙水压耗散速率高于积累速率；在管廊右侧墙中点位置，超孔压在地震输入初期的积累速率明显高于自由场，随后也出现了更早的消散；在管廊底板中点位置，超孔压不仅在地震初期的积累速率较高，而且在土体完全液化后仍继续上升，形成了图 3 中所示的超孔压比大于 1 的区域。单管廊与双管廊周围孔压响应的差异主要体现在管廊顶板和右侧墙位置。当管廊间距较小时（d=0.5L），双管廊系统中结构附近的超孔压明显低于单管廊情形；随着管廊间距的增大，两者的响应逐渐趋于一致。

综合本节分析可知，单一管廊结构通过改变其周围场地应力分布与波动传播特征，显著影响了结构邻近区域内场地土体的液化模式。对双管廊系统而言，当相邻管廊之间的间距小于单管廊对其周围场地的影响范围时，各管廊对周围土体的影响相互叠加，并表现为明显的 SSSI 效应。

3　SSSI 对结构动力响应的影响分析

在地震过程中，管廊的结构内力会因管廊与其周围土体之间的 SSI 而发生显著的变化。如第 2 节所述，对于饱和砂土场地而言，管廊周围不同位置处土体的液化发展程度并不一致。由于土体刚度与其液化程度密切相关，因此位于液化场地中的管廊在地震作用下呈现的动态内力分布特征，与埋设在非液化场地中的情形相比存在差异。图 5 至图 7 对比了不同管廊间距下结构内力变化量的峰值，其中，变化量指的是管廊在地震液化期间的内力减去开挖稳定后的初始内力值。考虑到双管廊系统的对称性，图中仅展示了左侧管廊的内力响应。

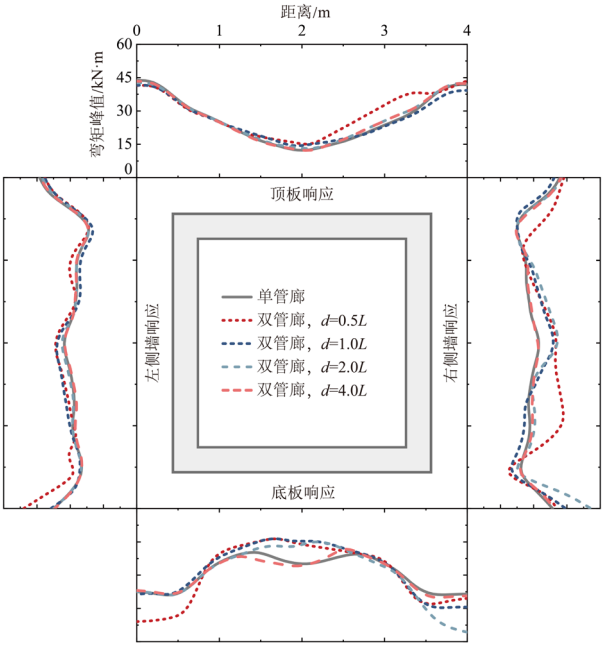

图 5 不同管廊间距下由地震液化引起的弯矩变化量峰值

Fig.5 Comparison of the peak variations in liquefaction-induced bending moments with varied tunnel spacings

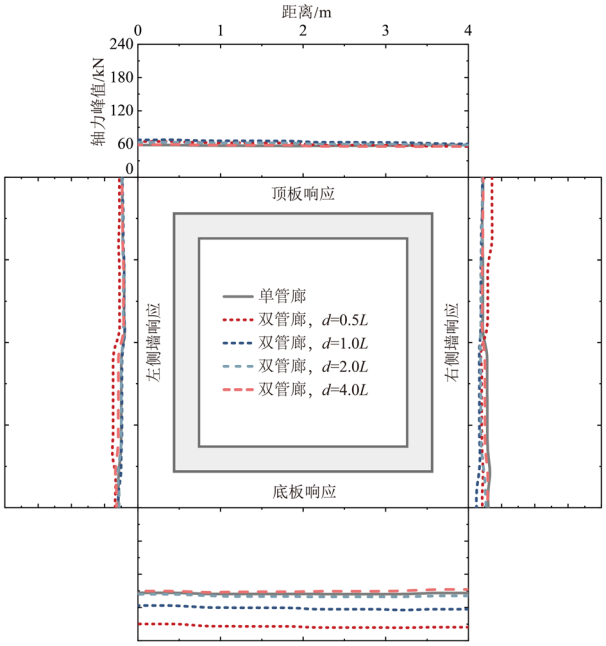

图 6 不同管廊间距下由地震液化引起的轴力变化量峰值

Fig.6 Comparison of the peak variations in liquefaction-induced axial forces with varied tunnel spacings

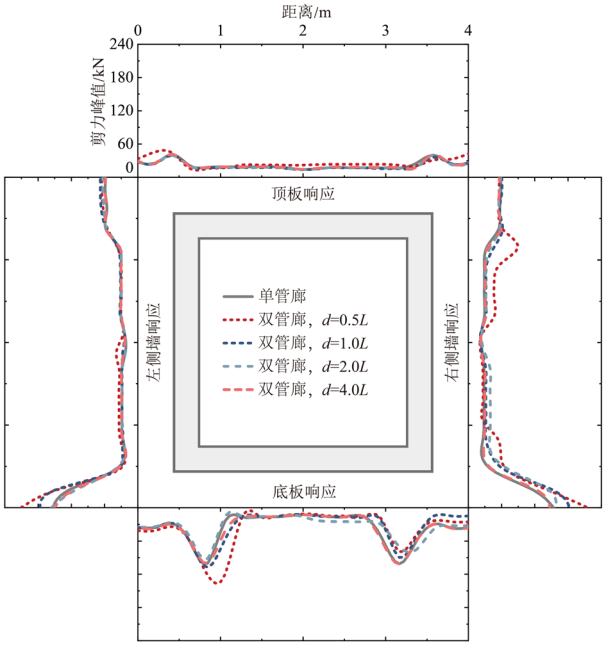

图 7　不同管廊间距下由地震液化引起的剪力变化量峰值

Fig.7 Comparison of the peak variations in liquefaction-induced shear forces with varied tunnel spacings

图 5 展示了不同工况下管廊各位置处的弯矩分布。从图中可以看出，液化引起的动态弯矩在方形管廊的角部较大，而在各边跨中部位较小。与单管廊工况相比，在双管廊系统中，管廊的动态弯矩由于 SSSI 而有所增加，且增幅在靠近另一管廊的顶板、底板和右侧墙处尤为显著，而远离另一管廊的左侧墙处的增加较小。此外，随着管廊间距的增加，双管廊系统

中管廊的弯矩响应逐渐趋近于单管廊工况。当管廊间距为 d=4.0L 时，两者的差异几乎消失。

图 6 对比了不同管廊间距下由地震液化引起的轴力变化量峰值，从中可以看出，结构底板在地震期间承受的动轴力最大，顶板次之，而左右侧墙的动轴力最小。此外，与动弯矩和动剪力响应不同，动轴力峰值在管廊结构各边的分布相对均匀。值得注意的是，当管廊间距较近（d=0.5L 或 1.0L）时，结构底板的轴力变化量明显高于管廊间距较远或单管廊的情况。相比之下，管廊间距对顶板和左右侧墙的轴力变化量影响较小。

图 7 展示了不同管廊间距下由地震液化引起的剪力变化量峰值。从峰值分布上来看，结构底板与左右侧墙相交的角部位置区域在地震过程中经历了更显著的剪力变化。和图 5 至图 6 中得到的结论类似，对于间距较小的双管廊系统而言，结构的动剪力峰值在 SSSI 的影响下普遍高于单管廊的情形。

在进行上述定性对比的基础上，还可对代表性截面上的内力进行定量分析，并结合相关规范要求进行验算。在假设顶板和侧墙均为受弯构件的情况下，表 3 给出了单管廊与双管廊工况（d=0.5L）下，结构在不同位置跨中与角部截面的内力计算值。其中，“重力作用”是指地震输入前仅由自重引起的内力标准值，“地震作用”则为地震液化导致的最大内力标准值，正负值分别代表正、负弯矩。按照《地下结构抗震设计标准（GB/T 51336-2018）》[24]的规定，构件作用效应的设计值可通过将重力作用和地震作用的标准值分别乘以 1.2 和 1.3 的分项系数得到。需要特别说明的是，表 3 中标注星号的顶板和底板跨中位置，由于构件内力主要受重力作用控制，而地震作用所引起的动内力反而降低了构件总内力，因此其设计值仅考虑重力作用。从表 3 的计算结果可见，在大多数位置，由于 SSSI 的影响，双管廊工况下的截面内力较单管廊工况均有所增加。此外，为进行构件的截面抗震验算，假设构件所用混凝土等级 C30，截面受拉钢筋配筋率为 0.8%，钢筋牌号为 HRB400，则可计算得到截面抗弯承载力设计值约为 368.3 kN·m。对比表中数据可知，无论是单管廊还是双管廊工况，各截面均满足承载力要求。

表 3 不同位置弯矩设计值汇总

Table 3 Summary of bending moments at various locations

位置	重力作用 /(kN·m)	地震作用 /(kN·m)		设计值 /(kN·m)		增幅 /(%)
		单管廊	双管廊	单管廊	双管廊	
顶板跨中	38.5	−12.6	−15.2	46.2*	46.2*	–
底板跨中	65.5	−24.7	−16.8	78.6*	78.6*	–
左侧墙跨中	33.4	32.3	36.4	82.1	87.4	6.5
右侧墙跨中	33.6	31.7	39.7	81.5	92.0	12.8
顶板-左侧墙节点	−74	−43.8	−41.4	−145.7	−142.6	−2.1
顶板-右侧墙节点	−74	−41.8	−43.6	−143.1	−145.5	1.6
底板-左侧墙节点	−104.4	−37.5	−51	−174	−191.6	10.1
底板-右侧墙节点	−104.5	−38.5	−40.5	−175.5	−178.1	1.5

以上分析表明，对于管廊间距较小的双管廊系统，SSSI 会显著增加管廊结构在地震液化过程中产生的动内力峰值。随着管廊间距的增大，SSSI 对动内力的增幅效应逐渐减弱。在本研究的算例中，当管廊间距 d=4.0L 时，双管廊的动内力峰值才趋近于单管廊的动内力峰值。因此，在工程实践中，当管廊邻近区域存在其他管廊时，地震液化分析中需充分考虑 SSSI 效应的影响，以确保结果的可靠性和准确性。

地震液化不仅会引起管廊内力的显著变化，还会导致结构发生整体位移。一般而言，液化在降低结构抗浮力的同时增加上浮力，从而使结构位移以上浮为主。图 8 给出了单管廊非自由场模型在 t=15 s 时的竖向位移分布云图。可以观察到，在紧邻管廊的上浮影响区域内，土体随管廊共同上浮；而在距离管廊一定距离的沉降影响区域，土体则出现了更大的沉降。从影响区域的空间范围上来看，上浮影响区域窄而深，而沉降影响区域宽而浅。

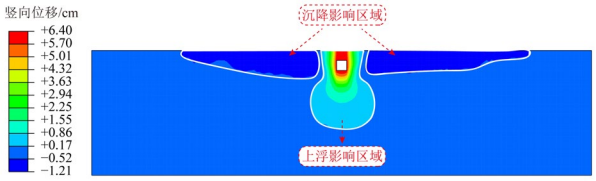

图 8　地震结束后单管廊计算模型竖向位移云图（t=15 s）

Fig.8 Contour of the vertical displacement for the single-tunnel-soil model after earthquake (t=15 s)

图 9 对比了不同间距的双管廊非自由场计算模型在地震输入结束后（t=15 s）的场地总位移。从图 9a 中可以看出，震后管廊结构出现明显上浮，且结构附近土体的总位移明显高于远离结构的区域。图 9b 和图 9c 表明，当管廊距离较近时，左右管廊的上浮行为在 SSSI 的影响下呈现出与单管廊不同的特点：当管廊间距极近时（d=0.5L）,左右管廊的上浮影响区域重合，两条管廊作为一个整体隆起，并伴随明显的倾斜；当管廊间距逐渐扩大（d=4.0L）,两条管廊的上浮仍然受到彼此的影响，同时管廊倾斜的方向发生了变化。双管廊系统中管廊的倾斜主要归因于左右管廊各处于彼此的上浮影响区域或沉降影响区域内，从而使得管廊两侧土体的竖向位移不对称。图 9d 表明当管廊间距继续扩大至 d=12.0L 时，左右两条管廊的上浮位移影响区域完全分离，此时其各自邻近区域的场地位移特征与单管廊情况基本一致。

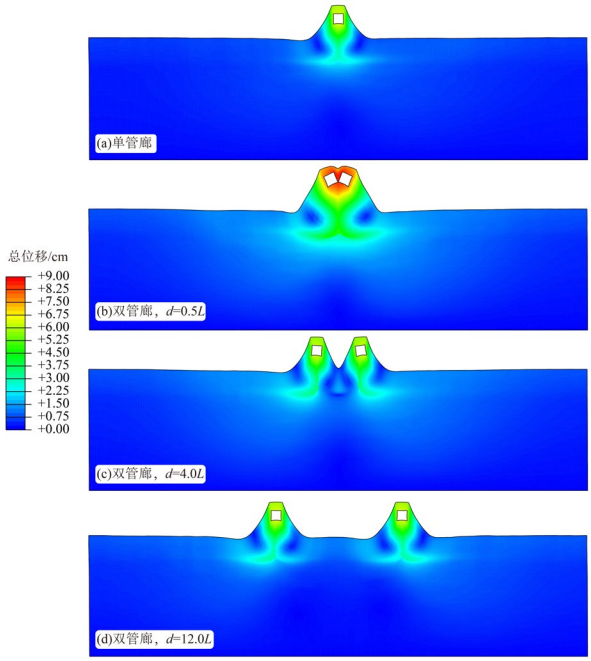

图 9　地震结束后非自由场计算模型总位移对比（t=15 s，位移放大系数=200）

Fig.9 Contours of the total displacements for the non-free-field models after earthquake (t=15 s, deformation scale factor=200)

图 10 对比了不同管廊间距下结构上浮量与倾斜量的变化规律。在图 10b 中，管廊上浮量是指在管廊顶板中点位置处记录的结构竖向位移。通过与图 10a 所示的基底输入地震动时程对比可以看出，管廊的上浮位移主要发生在地震激励过程中，这一现象与 Chian 等[7]离心机实验中观察到的结果一致。对比不同管廊间距下管廊的上浮量发现，相邻管廊之间的 SSSI 会增加管廊的液化上浮量。当管廊间距 d=0.5L 时，双管廊的上浮量峰值为单管廊上浮峰值的 1.27 倍。由 SSSI 引起的上浮位移放大效应会随着管廊间距的增加而逐渐减小，当管廊间距 d=2.0L 时，双管廊的上浮位移响应几乎与单管廊的响应一致。

在对图 9 的讨论中已经指出，在双管廊系统中，由于管廊位移影响区域的互相重叠，管廊除出现竖向上浮位移外，还会发生整体旋转。管廊的旋转角可通过式(2)计算：

$$\varphi = \arctan\left(\left(u_{\text{top}} - u_{\text{bottom}}\right) / L\right) \tag{2}$$

式中，u_{top} 和 u_{bottom} 分别是顶板和底板跨中的水平位移。

不同间距下管廊在场地液化期间的旋转角如图 10c 所示。在单管廊情况下，结构几乎不发生旋转，表明其在液化过程中的位移主要为竖向上浮。相较而言，当管廊间距 d=0.5L 时，管廊出现了较为明显的旋转，且其旋转方向为朝另一管廊外侧倾斜，说明此时左右管廊处于彼此的上浮影响区域。当管廊间距增加至 d=4.0L 时，管廊旋转的方向发生逆转，说明此时管廊处于彼此的沉降影响区域。当管廊间距继续增大至 d=12.0L 时，管廊几乎不发生旋转，与单管廊的情况趋于一致。

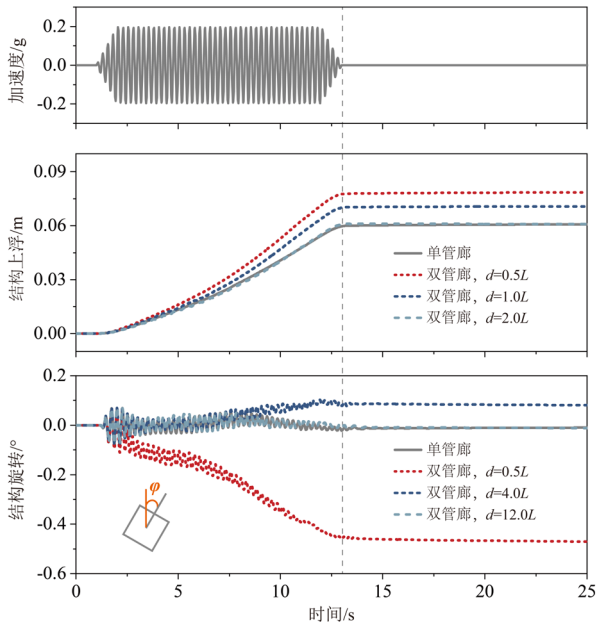

图 10　不同管廊间距下结构上浮量与倾斜量对比

Fig.10 Comparison of structural uplift and rotation with different tunnel spacings

4　结论

本文通过一系列数值模拟，探讨了 SSI 及 SSSI 对管廊邻近区域液化发展模式的影响，并分析了双管廊系统中不同结构间距对管廊内力和位移响应的影响规律。主要研究结论如下：

（1）在饱和砂土场地中，管廊周围地震液化区域的分布模式和自由场相比有显著的区别。在双管廊系统中，左右管廊对其周围土体液化区域的影响相互叠加，形成明显的 SSSI 效应，进而造成结构内力及位移响应的变化。

（2）在 SSSI 的影响下，双管廊系统中由场地液化引起的结构内力变化相较于单管廊情形更加显著，特别是底板轴力以及底板与侧墙交界处的弯矩增幅最为明显。随着管廊间距的增大，因 SSSI 导致的结构内力差异逐渐减小。

（3）在场地液化期间，紧邻管廊区域的土体会随管廊上浮，而稍远的区域则会出现比远场更大的沉降。当两条管廊距离较近时，受 SSSI 影响，管廊的上浮量较单管廊情形更大，且伴随明显的结构偏

转。随着管廊间距的增加，管廊的上浮量逐渐减小，且结构偏转方向发生反转。当管廊间距足够大时，双管廊系统中各管廊的位移响应与单管廊情形趋同。

综上所述，在对穿越可液化地层的管廊进行抗震设计时，如存在相邻管廊或其他地下结构，应充分考虑 SSSI 的影响，以更准确地评估结构的内力和位移响应，从而保障结构的安全性与服役性能。未来的研究可进一步探讨邻近管廊的形状、大小与埋深等因素，并考虑真实地震作用，以完善对复杂地下结构系统在地震液化作用下响应规律的认识。

参考文献(References)：

[1] HAMADA M, ISOYAMA R, WAKAMATSU K. Liquefaction-induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities[J]. Soils and Foundations, 1996, 36(Special): 81-97.

[2] KOSEKT J, MATSUO O, KOGA Y. Uplift Behavior of Underground Structures Caused By Liquefaction of Surrounding Soil During Earthquake[J]. Soils and Foundations, 1997, 37(1): 97-108.

[3] 袁勇, 朱力, 禹海涛, 等. 综合管廊抗震分析研究进展综述[J]. 隧道建设(中英文), 2022, 42(11): 1821.
YUAN Yong, ZHU Li, YU Haitao, et al. Review on seismic analysis of utility tunnels[J] . Tunnel Construction, 2022, 42(11): 1821.

[4] 朱力, 霰建平, 袁勇, 等. 大断面装配式综合管廊抗震性能试验研究[J]. 现代隧道技术, 2022, 59(6): 140-146.
ZHU Li, XIAN Jianping, YUAN Yong, et al. Study on the Test of Seismic Performance of Prefabricated Utility Tunnel with a Large Section[J]. Modern Tunnelling Technology, 2022, 59(6): 140-146.

[5] 佘芳涛, 邵生俊, 杨素新. 可液化土层隧道围岩的动力响应及液化区发展分析[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(3): 7.
SHE F T, SHAO S J, YANG S X. Analysis of dynamic responses and liquefaction area development of tunnel peripheral rock in saturated liquefiable soil[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(3): 7.

[6] CHIAN S C, MADABHUSHI S P G. Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012, 41: 181–190.

[7] CHIAN S C, TOKIMATSU K, MADABHUSHI S P G. Soil Liquefaction–Induced Uplift of Underground Structures: Physical and Numerical Modeling[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(10): 1-18.

[8] CHEN S, TANG B Z, ZHUANG H Y, et al. Experimental investigation of the seismic response of shallow-buried subway station in liquefied soil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, 136(October 2019): 106153.

[9] CHEN G X, CHEN S, Qi C Z, et al. Shaking table tests on a three-arch type subway station structure in a liquefiable soil[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2015, 13(6): 1675-1701.

[10] HU J L, CHEN Q H, LIU H B. Relationship between earthquake-induced uplift of rectangular underground structures and the excess pore water pressure ratio in saturated sandy soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 79(November 2017): 35-51.

[11] YANG J, WANG H D. Seismic Response Analysis of Shallow Utility Tunnel in Liquefiable Soils[C]. ICPTT 2012: Better Pipeline Infrastructure for a Better Life, 2012, 1606-1618.

[12] 蒋录珍, 李双飞, 石文倩, 等. 饱和土体-地下综合管廊结构地震响应分析[J]. 地震工程学报, 2018, 40(6): 1224-1230.
JIANG Luzhen, LI Shuangfei, SHI Wenqian, et al. Seismic Response of Underground Utility Tunnel Structures in Saturated Soils[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2018, 40(6): 1224-1230.

[13] 蒋录珍, 李双飞, 孙轶良, 等. 土、结构特性对饱和土-地下综合管廊动力相互作用影响分析[J]. 地震工程学报, 2019, 41(5): 1316-1323.
JIANG Luzhen, LI Shuangfei, SUN Yiliang, et al. Influence of the Characteristics of Soil and Structure on the Dynamic Interaction of Saturated Soil – Underground Utility Tunnel[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2019, 41(5): 1316-1323.

[14] ARSLAN M, KORKMAZ H. What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey? [J]. Engineering Failure Analysis, 2007,14(1): 1–22.

[15] KASSAS K, ADAMIDIS O, ANASTASOPOULOS I. Structure–soil–structure interaction (SSSI) of adjacent buildings with shallow foundations on liquefiable soil[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2022, 51(10): 2315-2334

[16] CHEN R R, TAIEBAT M, WANG R, et al. Effects of layered liquefiable deposits on the seismic response of an underground structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 113: 124–135.

[17] FAN Z X, YUAN Y, YANG Y S. A stabilized single-point u-w element for dynamic analysis of saturated porous media[J]. Computers and Geotechnics, 2024, 172(May): 106439.

[18] 王国波, 巴峰, 孙富学, 等. 非一致激励下长大盾构隧道结构地震响应分析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(7): 10.
WANG G B, BA F, SUN F X, et al. Seismic response analysis of long shield tunnels under non-uniform excitation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(7): 10.

[19] BOULANGER R W, ZIOTOPOULOU K. A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications[M]. University of California, Davis,. 2014.

[20] ZHANG J H, BILOTTA E, MADABHUSHI G S P, et al. Numerical modelling of a tunnel adjacent to a surface structure in liquefiable ground[J]. Géotechnique, 2023: 1-37.

[21] SHEN Y Y, EL NAGGAR M H, ZHANG D M, et al. Seismic response characteristics of shield tunnel structures in liquefiable soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2024, 182: 108701.

[22] KUTTER B L, MANZARI M T. Model Tests and Numerical Simulations of Liquefaction and Lateral Spreading[M]. Model Tests and Numerical Simulations of Liquefaction and Lateral Spreading. 2020.

[23] FAN Z X, YUAN Y, CUDMANI R, et al. Experimental study on the seismic behavior of tunnels with distinct surface roughness in liquefiable soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2025, 188: 109067.

[24] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 国家市场监督管理总局. 地下结构抗震设计标准: GB/T 51336-2018[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2018.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, State Administration for Market Regulation. Standard for seismic design of underground structures: GB/T 51336-2018[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018.