

隧道可液化场地围岩液化势评判及有限元分析

程学磊¹, 崔春义^{1,2}, 孙宗光¹

(1. 大连海事大学土木工程系, 辽宁 大连 116026; 2. 北京工业大学建筑工程学院, 北京 100124)

摘要 目的 为对隧道围岩抗震性能进行准确有效评价, 研究地震作用下可液化地基震动液化对地下隧道震害规律影响. 方法 基于总应力法对隧道可液化围岩进行液化势的判别和有限元分析, 采用 NCEER 建议的动剪应力液化判别简化方法, 分析隧道尺寸、衬砌厚度、隧道埋深及剪切波速对可液化围岩震动液化势的影响. 结果 改变隧道尺寸和衬砌厚度对土体加速度影响不大, 而隧道埋深对土体液化势指数影响较大, 增大隧道埋深则围岩不易发生液化. 结论 可液化场地隧道建设时应考虑增大埋深从而减小土体液化后产生的破坏.

关键词 圆形隧道; 液化势指数; 地震动作用; 有限元分析

中图分类号 TU435

文献标志码 A

Liquefaction Evaluation of Liquefiable Field Surrounding Circular Tunnel under Seismic Excitation and Finite Element Analyses

CHENG Xuelei¹, CUI Chunyi^{1,2}, SUN Zongguang¹

(1. Department of Civil Engineering, Dalian Maritime University, Dalian, China, 116026; 2. School of Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing, China, 100124)

Abstract: The purpose of this study is to explore the influence of liquefiable foundation on seismic damage of underground tunnel under earthquake action. This paper introduced the liquefaction potential evaluation of soil and the finite element analysis for liquefiable foundation of underground tunnel under earthquake based the total stress analyses method. The effect of tunnel diameters, support thickness, depth of tunnel center, and shear wave velocity are discussed in detail on liquefaction potential of surrounding soils based on dynamic shear stress correlation method, the discriminant method suggested by NCEER. Results show that changes of the diameter and support thickness of tunnels have little influence on surface acceleration. However, the most important parameter defining the liquefaction potential is the depth of the tunnel from the ground surface. If the tunnels are deeper, they are less vulnerable to liquefaction compared to shallow tunnels. Therefore, If the surrounding soil is easy for liquefaction under earthquake, increasing the depth of tunnel center

收稿日期: 2016-04-22

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51578100); 辽宁省教育厅一般项目(L2013305); 北京市博士后基金(2014ZZ-49)

作者简介: 程学磊(1987—), 男, 博士研究生, 主要从事非线性土动力学与岩土工程抗震数值模拟的研究.

should be considered in tunnel construction to decrease the soil liquefaction that can caused damage potential in larger.

Key words: circular tunnels; liquefaction potential index; earthquake action; finite element analysis

1995 年日本阪神地震, 地铁车站及区间隧道处破坏严重, 地下结构周围的地基在强震作用发生很大的变形, 导致地下结构的薄弱环节产生严重的震害, 进而威胁结构的整体安全性^[1]. 可液化地基中地下结构抗震性能可通过试验方法和模拟方法进行研究. 刘华北等^[2]采用软件 DIANA SWANDYNE-II 对可液化地基地下结构的地震反应进行了研究, 得到了一些液化地基上地下结构动力反应规律; 刘光磊等^[3]对可液化地层中地铁隧道地震响应进行了数值模拟分析, 并与相应的试验结果进行了对比; 陈国兴等^[4]对可液化地层中地下结构的地震反应规律进行了多工况振动台模型试验, 得到了可液化地基中地铁车站结构的地震反应规律、地震破坏特征和场地地震反应规律等多方面有价值的结果. B. UNUTMAZ^[5]利用 FLAC3D 对隧道进行三维建模, 基于总应力有限元动力数值计算方法和液化判别理论研究了地下结构埋深、尺寸、波速等对隧道动力响应的影响规律. 薛新华等^[6]提出了一种基于多元统计学的 Fisher 模型, 从而判别砂土液化的发生的复杂和不确定性影响因素. 笔者分析了隧道可液化围岩场地受液化因素的参数敏感性, 其结论可对隧道及围岩抗震性能进行准确有效评价.

1 有限元模型

1.1 计算模型

笔者将工程视为平面应变问题, 隧道模

型尺寸如表 1 所示. 考虑到模型“边界效应”^[7], 地基计算宽度为 50 m, 高为 25 m, 土体-地下隧道动力相互作用体系的网格划分如图 1 所示. 动力总应力法计算中土的泊松比通常取 0.49^[8]. 为减少过多因素对体系地震响应的影响, 笔者仅考虑不同的单层均质土, 土体计算参数如表 2 所示. 土体采用 Mohr-Coulomb 的本构关系进行计算, 并假设土体为各向同性的, 流动法则采用相关流动法则. 隧道结构密度为 2.5 t/m³, 弹性模量为 30 GPa, 泊松比为 0.2.

表 1 分析数据汇总
Table 1 Analyzed data

工况 序号	剪切波速 $v_s/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	隧道直 径 D/m	隧道埋 深 z/m	隧道壁 厚 h/m
1	100	4	15	0.5
2	100	10	15	0.5
3	100	10	10	0.5
4	200	4	15	0.5
5	200	10	15	0.5
6	200	10	10	0.5
7	300	4	15	0.5
8	300	10	15	0.5
9	300	10	10	0.5
10	100	4	15	1.0
11	100	10	15	1.0
12	100	10	10	1.0
13	200	4	15	1.0
14	200	10	15	1.0
15	200	10	10	1.0

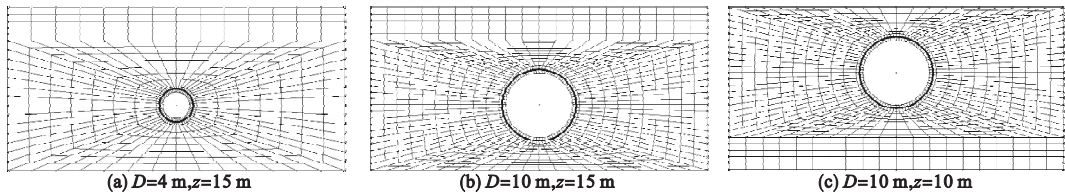


图 1 不同计算模型的网格划分
Fig. 1 Meshing of calculation model

表 2 工程土体的性质

Table 2 Properties of soils used in the analyses

编号	重力密度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	压缩模量 E_s/MPa	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	泊松比 μ	阻尼比 ξ	剪切波速 $v_s/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
1	20	59.6	20	25	0.49	0.10	100
2	20	238.4	20	25	0.49	0.10	200
3	20	536.4	20	25	0.49	0.10	300

1.2 地震波输入

选用 Kobe 波、Imperial valley 波、Kocaeli 地震波及 Loma prieta 波的剪切方向数据,加速度峰值 PGA 根据抗震设计要求分别调整

对应偶遇地震和罕遇地震,即地震加速度分别为0.20 g、0.40 g,调节后的地震动加速度时程和傅氏谱如图 2 所示。

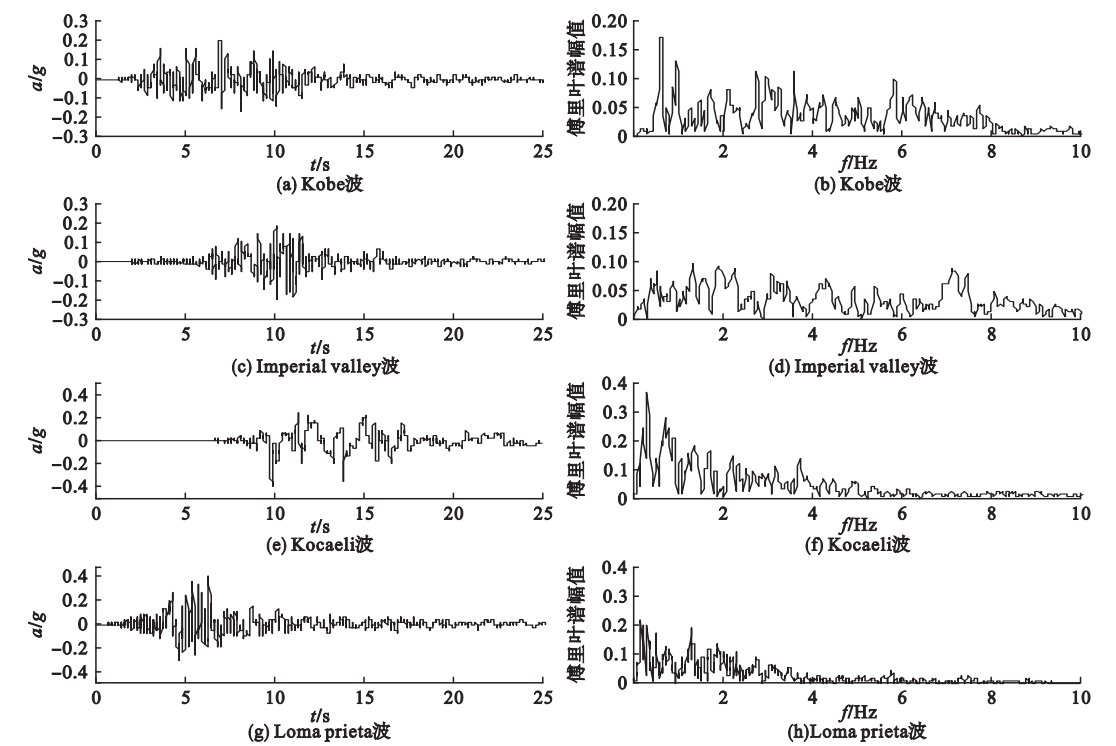


图 2 输入地震波加速度时程及其傅氏谱

Fig. 2 Acceleration time-history and its Fourier spectrum of the input seismic wave

1.3 动力人工边界设置

由于黏弹性人工边界单元具有良好的鲁棒性,笔者选用 Spring 单元模拟黏弹性。采用摩擦接触面考虑隧道衬砌与围岩之间的摩擦作用,摩擦系数取 0.4^[9-12]。

的阻尼比 ξ_i 和 ξ_j ,比例系数 α_{dM} 和 β_{dK} 可通过式(2)计算得到

$$\begin{bmatrix} \alpha_{\text{dM}} \\ \beta_{\text{dK}} \end{bmatrix} = \frac{2f_i f_j}{f_j^2 - f_i^2} \begin{bmatrix} \frac{2\pi f_j}{1} & \frac{-2\pi f_i}{1} \\ -\frac{1}{2\pi f_j} & \frac{1}{2\pi f_i} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{bmatrix} \quad (2)$$

1.4 阻尼设置

考虑的阻尼采用 Rayleigh 阻尼。
 $C = \alpha_{\text{dM}}M + \beta_{\text{dM}}K.$ (1)
式中: C 为阻尼矩阵; M 为质量矩阵; K 为刚度矩阵; α_{dM} 和 β_{dK} 为两个比例系数。

笔者采用第 1 阶自振频率和 5 倍第一阶自振频率,且这两个控制频率满足要负载所研究问题中感兴趣的频段^[13-15]。

2 可液化土的震动液化判别

笔者采用 NCEER 建议的液化判别比拟

若给定对应于任意两个控制频率 f_i 和 f_j

液化机理判别^[16-17].

2.1 NCEER 建议的动剪应力液化判别简化方法

地震动在土体中引起的等效等幅循环应力比 CSR 为

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d MSF^{-1}. \quad (3)$$

式中: σ'_v 为竖向有效上覆压力; σ_v 为竖向总上覆压力; τ_{av} 为地震动在土层中引起的等效等幅循环剪应力; a_{max} 为地面水平向地震动峰值加速度; g 为重力加速度; MSF 为震级标定系数,取值见表4; r_d 为土层地震剪应力折减系数,取值见表5^[18-19].

表4 震级标定系数 MSF 值

Table 4 MSF value about Calibration coefficient of magnitude

震级	MSF
5.5	2.20 ~ 2.80
6.0	1.76 ~ 2.10
6.5	1.44 ~ 1.60
7.0	1.19 ~ 1.25
7.5	1.00
8.0	0.84
8.5	0.72

表5 土层地震剪应力折减系数 r_d 取值

Table 5 seismic shear stress reduction factor r_d of soil layer

深度/m	r_d
$z \leq 9.15$	2.20 ~ 2.80
$9.15 < z \leq 23$	1.76 ~ 2.10
$23 < z \leq 30$	1.44 ~ 1.60

以剪切波速表示的可液化土抗液化强度 CRR 为

$$CRR = 0.022 \left(\frac{v_{Sre}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{v_{Sl} - v_{Sre}} - \frac{1}{v_{Sl}} \right). \quad (4)$$

式中: v_{Sre} 为将实测剪切波速 v_s 修正到有效上覆压力大约为 100 kPa 的修正剪切波速; v_{Sl} 为土层能发生液化的 v_{Sre} 上限极限值.

$$v_{Sre} \text{ 与实测剪切波速 } v_s \text{ 的关系为}$$
$$v_{Sre} = v_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25}. \quad (5)$$

式中: P_a 为标准大气压.

液化势指数 LPI 定义为

$$LPI = \frac{CSR}{CRR}. \quad (6)$$

引入临界液化势指数 LPI_c , 通常取值为 1.0, 若 $LPI \geq LPI_c$, 则土体可期望发生液化; 否则, 可期望不发生液化^[20-21].

2.2 土体最大加速度响应

图3 为隧道直径为 10 m 时最大加速度随土层深度变化情况. 可以看出, 地表 10 m 以下深度土体最大加速度响应变化不大, 距地表 5 m 内土体的最大加速度响应变大显著, 且越接近地表, 土体的最大加速度响应变化越显著.

为得到地铁隧道对地表的影响, 计算出了可液化场地沿土体深度的最大加速度, 如

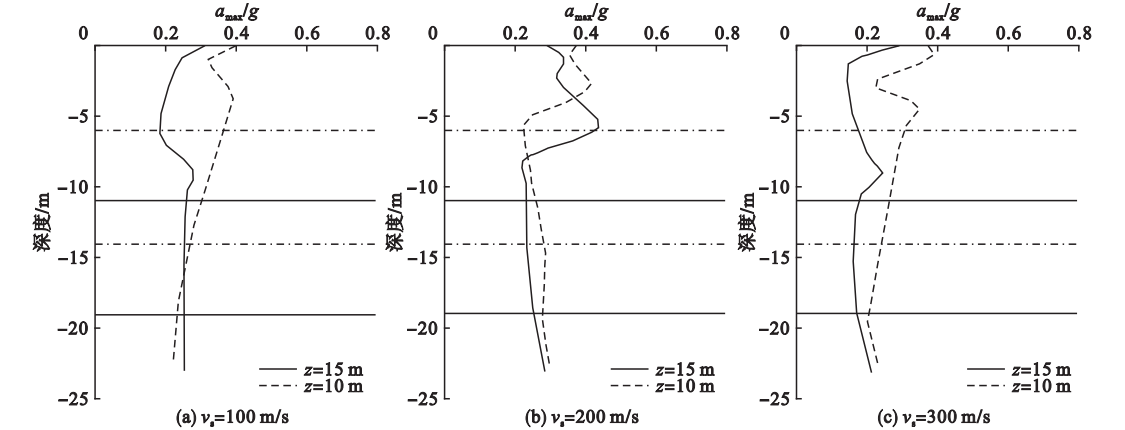


图3 隧道直径为 10 m 时不同埋深的最大加速度比较

Fig. 3 Comparison of maximum accelerations of different depths for $D = 10$ m

图4~图9所示.可液化自由场地(*FF*)的最大加速度响应略小于有地下结构的最大加速度响应,而衬砌厚度 *TH* 为0.5 m与1.0 m相比,地表最大加速度响应变化不够明显.随着土体剪切波速的增大,土体最大加速度亦小幅增大,这主要是由于低剪切波速土体强度

较低,在同等地震激励下较易破坏,土颗粒提早发生分离;不同地震动时程在相同最大加速度峰值和低于同一高频段输入下,由于基频不同而导致土体中最大加速度贡献也略有不同,说明土体具有一定的滤波功能,高频对尤其是可液化土贡献不大,其主要由低频决定.

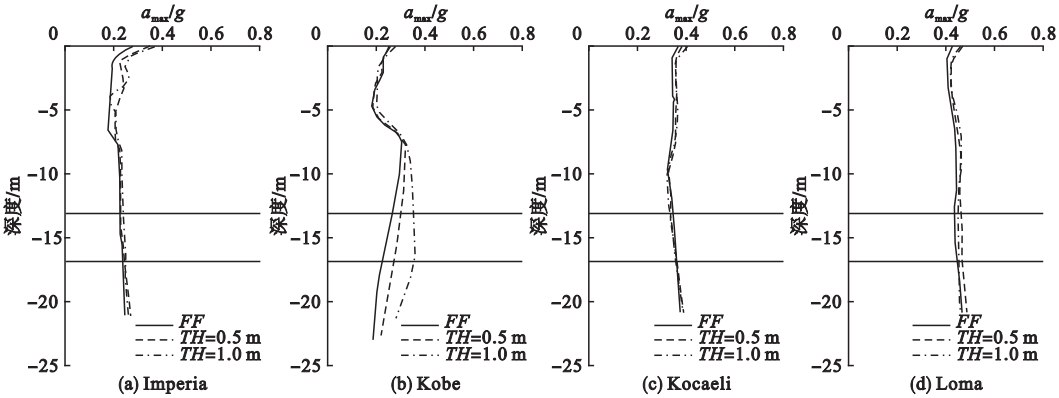


图4 隧道直径为4 m、 $v_s=100$ m/s 且埋深为15 m时的最大加速度
Fig. 4 Maximum accelerations for $D=4$ m, $z=15$ m and $v_s=100$ m/s

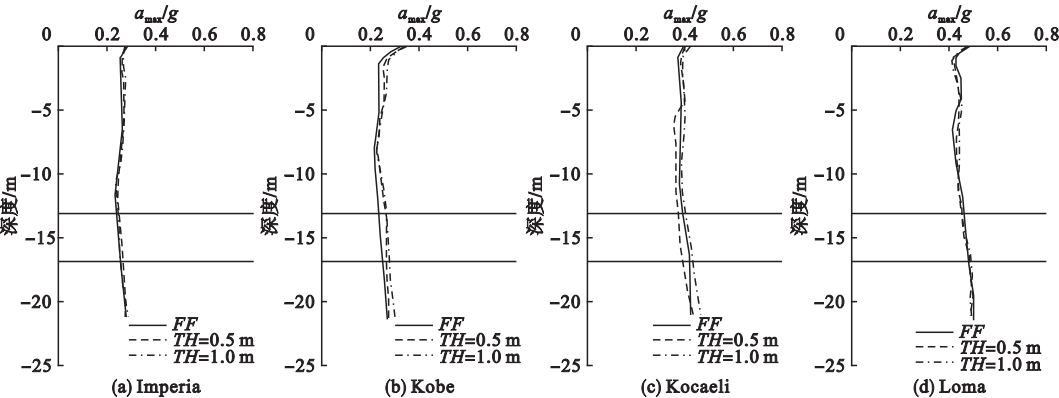


图5 隧道直径为4 m、 $v_s=200$ m/s 且埋深为15 m时的最大加速度
Fig. 5 Maximum accelerations for $D=4$ m, $z=15$ m and $v_s=200$ m/s

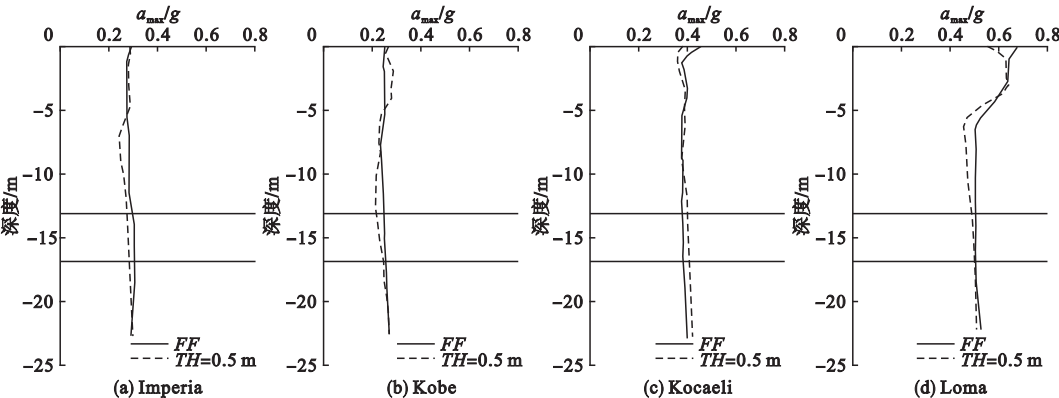


图6 隧道直径为4 m、 $v_s=300$ m/s 且埋深为15 m时的最大加速度
Fig. 6 Maximum accelerations for $D=4$ m, $z=15$ m and $v_s=300$ m/s

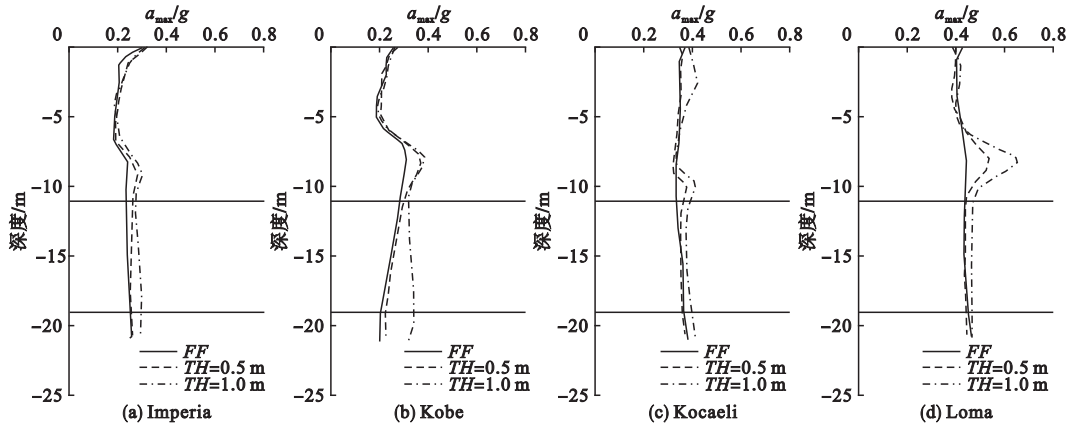


图7 隧道直径为10 m、 $v_s=100$ m/s 且埋深为15 m 时的最大加速度

Fig. 7 Maximum accelerations for $D=10$ m, $z=15$ m and $v_s=100$ m/s

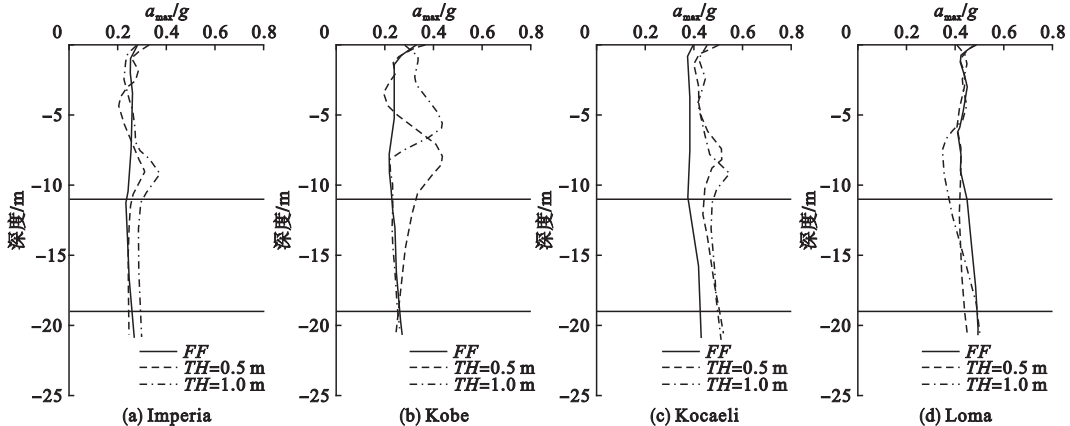


图8 隧道直径为10 m、 $v_s=200$ m/s 且埋深为15 m 时的最大加速度

Fig. 8 Maximum accelerations for $D=10$ m, $z=15$ m and $v_s=200$ m/s

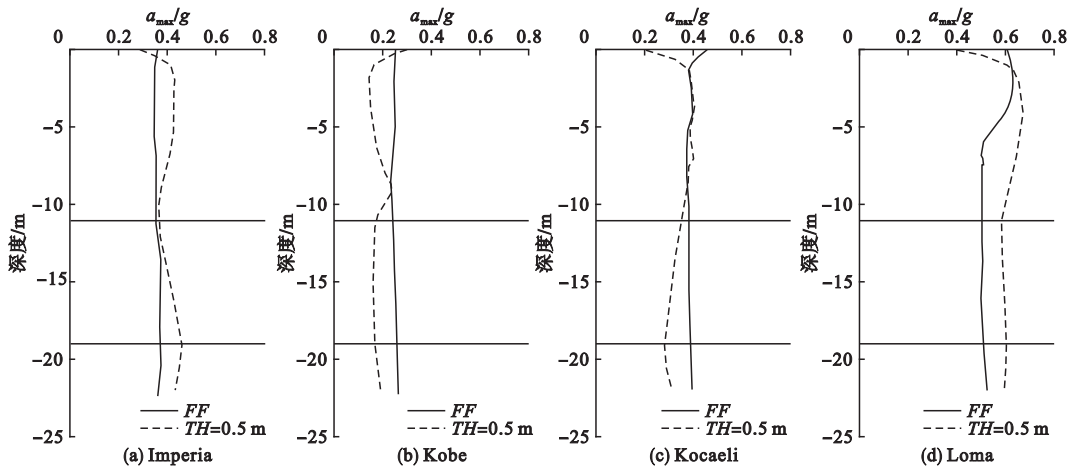


图9 隧道直径为10 m、 $v_s=300$ m/s 且埋深为15 m 时的最大加速度

Fig. 9 Maximum accelerations for $D=10$ m, $z=15$ m and $v_s=300$ m/s

由可液化场地隧道围岩最大加速度响应分析得,自由场和含有小尺寸地下隧道的场
地土体最大加速度响应差异不大;隧道尺寸、衬砌厚度的增大对最大加速度的响应贡献不

显著;隧道埋深的增大,其围岩的最大加速度响应有所减小;剪切波速大的围岩其最大加速度响应也增大.此外,地震波特性和可液化隧道围岩同样较为显著,振幅越大,围岩加速度越大;地基围岩的最大加速度也主要由低频决定.

3 液化分析

不同地震波及地震动强度和剪切波速下对于可液化自由场地及不同隧道尺寸对可液化场地液化势指数 LPI 值如图 10 ~ 12 所示.由图 10 ~ 12 可知,随着隧道尺寸增大,隧道

下部土体的液化势指数也会有小幅增大,但是隧道尺度的变化对隧道上部土体的液化势指数影响不大.不难看出,由于低剪切波速土体强度较低,在同等地震激励下吸收能量较多从而土颗粒提早发生分离,较易发生破坏,因此低剪切波速的可液化土体较易液化.而具有较大的剪切波速土体由于传播速度较快,吸能较少而不易发生液化;由于可液化地基的地震波激励加速度响应主要由低频决定,不同地震动时程在相同最大加速度峰值和低于同一高频段输入对土体的液化势贡献差异不明显.

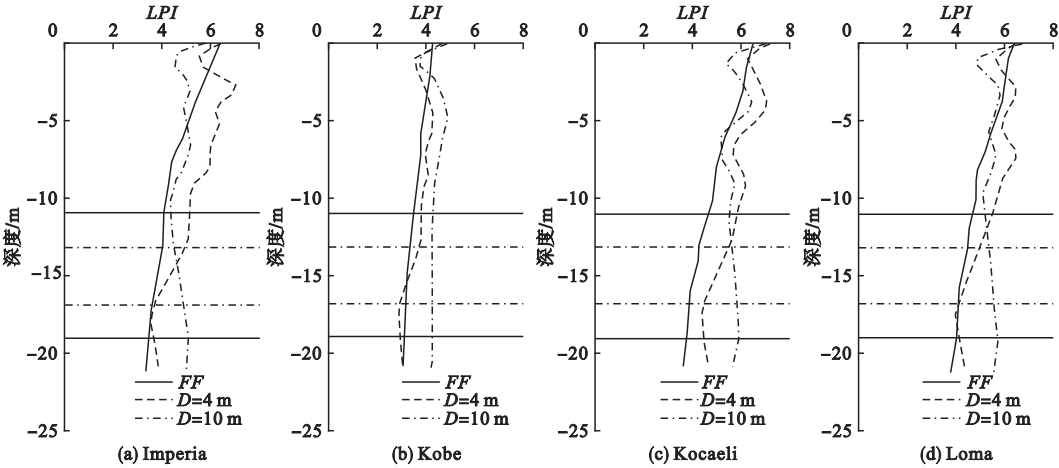


图 10 剪切波速为 100 m/s 条件下隧道直径为 4 m 和 10 m 的液化势

Fig. 10 LPI of $D=4\text{ m}$ and $D=10\text{ m}$ for $v_s=100\text{ m/s}$

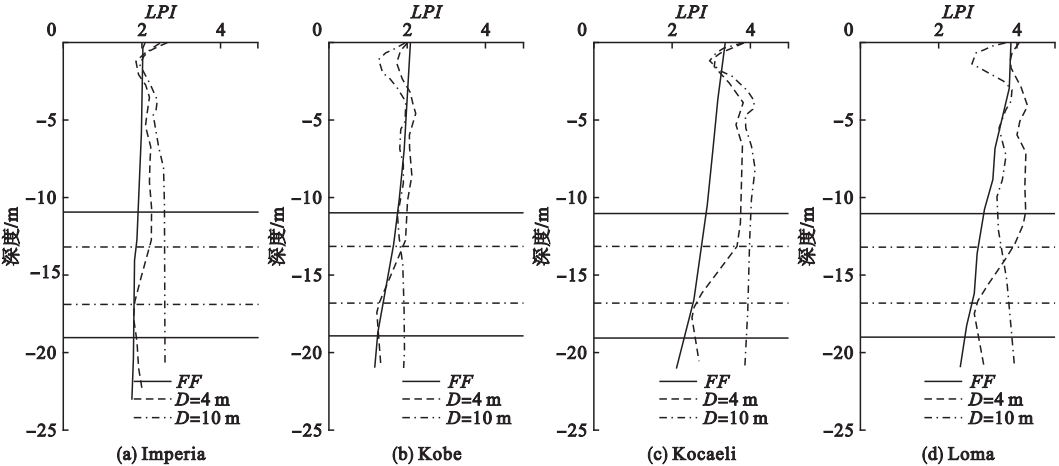


图 11 剪切波速为 200 m/s 条件下隧道直径为 4 m 和 10 m 的液化势

Fig. 11 LPI of $D=4\text{ m}$ and $D=10\text{ m}$ for $v_s=200\text{ m/s}$

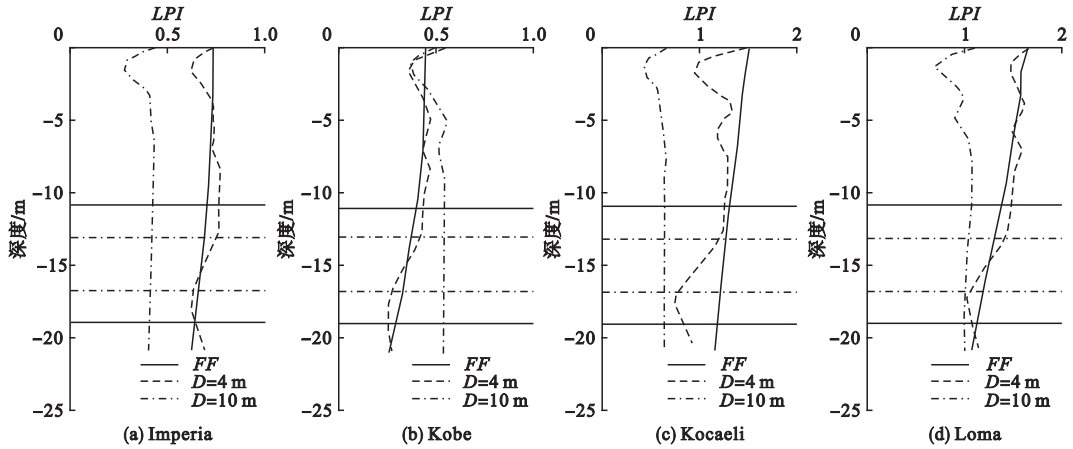


图 12 剪切波速为 300 m/s 条件下隧道直径为 4 m 和 10 m 的液化势

Fig. 12 LPI of $D=4\text{ m}$ and $D=10\text{ m}$ for $v_s=300\text{ m/s}$

衬砌厚度对可液化土体液化势的影响如图 13 和 14 所示。可以看出,其他条件相同条件下,衬砌厚度的改变对工程土体液化势指数贡献不大。

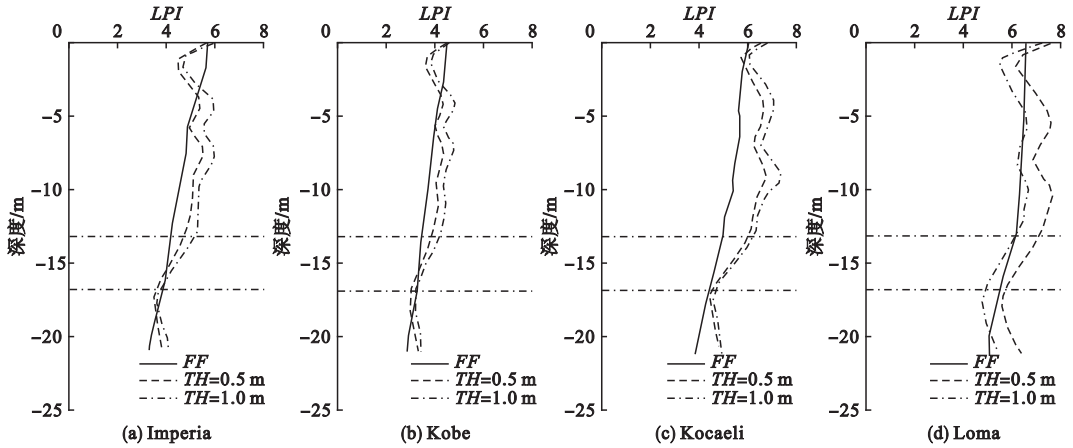


图 13 剪切波速为 100 m/s 条件下衬砌厚度为 0.5 m 和 1.0 m 的液化势

Fig. 13 LPI of support thickness 0.5 and 1.0 m for $v_s=100\text{ m/s}$

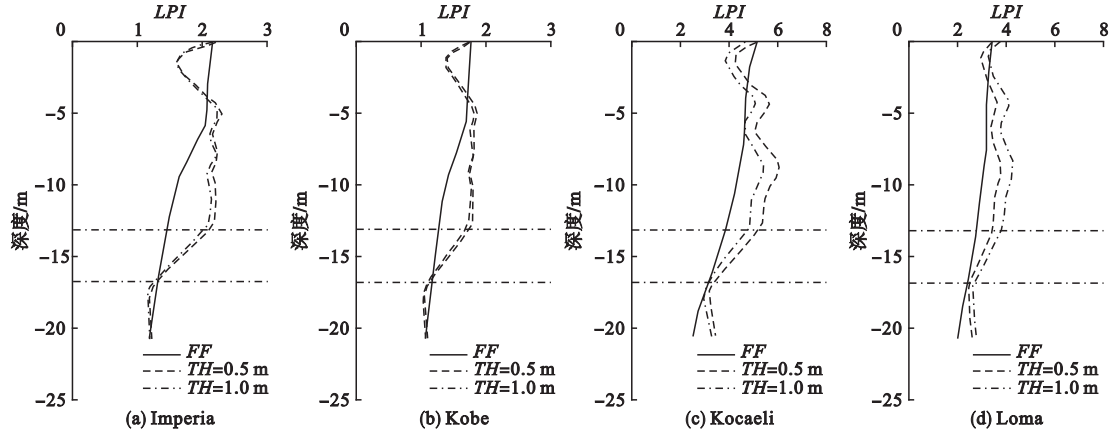


图 14 剪切波速为 200 m/s 条件下衬砌厚度为 0.5 m 和 1.0 m 的液化势

Fig. 14 LPI of support thickness 0.5 and 1.0 m for $v_s=200\text{ m/s}$

如图 15 所示,可液化场地增大隧道埋深,液化势指数则变小,在其他因素变量相同的条件下,可液化场地中隧道周围土体较潜

埋隧道而言不易发生液化.可见,隧道在不同埋深时的最大加速度有明显不同,从而直接关系到对液化势指数的贡献.

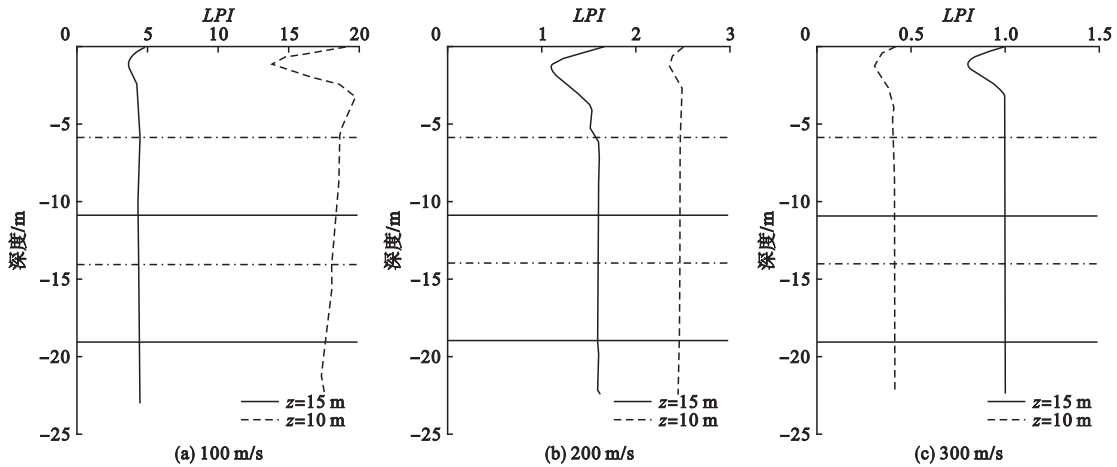


图 15 直径为 10 m 的不同隧道埋深下的液化势比较

Fig. 15 Comparison of LPI of $D = 10$ m with different depths

4 结 论

- (1)可液化场地隧道尺寸对地下结构周围土体液化势影响不大;可液化场地隧道衬砌厚度的变化对地下结构周围土体液化势贡献也不显著.
- (2)对可液化场地隧道围岩液化势贡献最大的有效参数是隧道埋深,因此较潜埋隧道而言,深埋隧道周围土体受地震动力作用下不易破坏.建设隧道时应考虑增大埋深从而减小土体液化造成破坏.

参考文献

[1] 蔡袁强,于玉贞,袁晓铭,等.土动力学与岩土地震工程[J].土木工程学报,2016(5):9-30.
(CAI Yuanqiang, YU Yuzhen, YUAN Xiaoming, et al. Soil dynamics and geotechnical earthquake engineering[J]. China civil engineering journal, 2016(5):9-30.)

[2] 刘华北,宋二祥.埋深对地下结构地震液化响应的影响[J].清华大学学报(自然科学版),2005,45(3):301-305.
(LIU Huabei, SONG Erxiang. Effects of burial depth on the liquefaction response of underground structures during an earthquake excitation[J]. Journal of tsinghua university(natural

science), 2005, 45(3):301-305.)

[3] 刘光磊,宋二祥,刘华北.可液化地层中地铁隧道地震响应数值模拟及其试验验证[J].岩土工程学报,2007,29(2):1815-1822.
(LIU Guanglei, SONG Erxiang, LIU Huabei. Numerical modeling of subway tunnels in liquefiable soil under earthquakes and verification by centrifuge tests[J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2007, 29(2):1815-1822.)

[4] 陈国兴,左熹,王志华,等.近远场地震作用下液化地基上地铁车站结构动力损伤特性的振动台试验[J].土木工程学报,2010,43(12):120-126.
(CHEN Guoxing, ZUO Xi, WANG Zhihua, et al. Large scale shaking table test study of the dynamic damage behavior of subway station structures in liquefiable foundation under near-fault and far-field ground motions[J]. China civil engineering journal, 2010, 43(12):120-126.)

[5] UNUTMAZ B. 3D liquefaction assessment of soils surrounding circular tunnels[J]. Tunneling and underground space technology, 2014, (40):85-94.

[6] 薛新华,钟声.基于 Fisher 判别法的砂土液化势判别[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2016(6):1070-1074.
(XUE Xinhua, ZHONG Sheng. Sand liquefaction prediction using fisher discriminant analysis method[J]. Journal of Shenyang jianzhu u-

- niversity(natural science), 2016(6):1070-1074.)
- [7] 楼梦麟,王文利,朱彤,等.土-结构体系振动台模型中土层边界影响问题[J].地震工程与工程振动,2000,20(4):30-36.
(LOU Menglin, WANG Wenlin, ZHU Tong, et al. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system[J]. Earthquake engineering and engineering vibration, 2000, 20(4):30-36.)
- [8] 庄海洋,龙慧,陈国兴,等.可液化地基中地铁车站周围场地地震反应分析[J].岩土工程学报,2012,34(1):81-88.
(ZHUANG Haiyang, LONG Hui, CHEN Guoxing, et al. Seismic responses of surrounding site of subway station in liquefiable foundation[J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2012, 34(1):81-88.)
- [9] 崔春义,孟坤,许成顺. ADINA 在土木工程中的应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2014.
(CUI Chunyi, MENG Kun, XU Chengshun. Application of Civil Engineering in ADINA[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014.)
- [10] 张燎军,张慧星,王大胜,等.黏弹性人工边界在 ADINA 中的应用[J].世界地震工程, 2008, 24(1):12-16.
(ZHANG Liaojun, ZHANG Huixing, WANG Dasheng, et al. The application of artificial viscous-spring boundary in ADINA[J]. World earthquake engineering, 2008, 24(1):12-16.)
- [11] 刘晶波,李彬.三维黏弹性静-动力统一人工边界[J].中国科学:E辑,2005,35(9):966-980.
(LIU Jingbo, LI Bin. 3D viscoelastic static-dynamic artificial boundary[J]. Science in China: serial E, 2005, 35(9):966-980.)
- [12] 郭靖,陈健云.均质地基地铁车站对临近建筑层间位移角的影响[J].湖南大学学报(自然科学版),2013,40(8):40-45.
(GUO Jing, CHEN Jianyun. Influence of Subway Station Buried in Homogeneous Foundations on the Inter-story Drift Ratio of Adjacent Structures[J]. Journal of hunan university(natural sciences), 2013, 40(8):40-45.)
- [13] KWOK A, GEOTECHNICAL P, STEWART C, et al. Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures[J]. Journal of geotechnical & geoenvironmental engineering, 2007, 133(11):1385-1398.
- [14] PARK D, HASHASH Y M A. Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis[J]. Journal of earthquake engineering, 2004, 8(2):249-274.
- [15] 赵冬冬.城市地铁地下结构地震反应的试验研究与数值模拟[D].北京:清华大学,2013.
(ZHAO Dongdong. Experimental study and numerical simulation on seismic response of urban underground subway structures[D]. Beijing: Tsinghua University, 2013.)
- [16] CETIN K O, SEED R B, KIUREGHIAN A D, et al. SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential[J]. Journal of geotechnical & geoenvironmental engineering, 2004, 130(12):1314-1340.
- [17] MOSS R E, SEED R B, KAYEN R E, et al. CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential[J]. Journal of geotechnical & geoenvironmental engineering, 2006, 132(8):1032-1051.
- [18] 陈国兴.岩土地震工程学[M].北京:科学出版社,2007.
(CHEN Guoxing. Geotechnical Earthquake Engineering[M]. Beijing: Science Press, 2007.)
- [19] 谢定义.土动力学[M].北京:高等教育出版社,2011.
(XIE Dingyi. Soil dynamics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2011.)
- [20] CHEN C H, WANG T T, JENG F S, et al. Mechanisms causing seismic damage of tunnels at different depths[J]. Tunnelling and underground space technology. 2012, 28:31-40.
- [21] SEED H B, IDRIS I M. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential[J]. Journal of soil mechanics & foundations div, 2015, 97:1249-1273.