

饱和砂土中箱型隧道的地震反应分析^①

邹 炎¹, 景立平¹, 崔 杰², 李永强¹

(1. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080; 2. 广州大学土木工程学院, 广东 广州 510006)

摘要:饱和砂土地基在地震作用下存在液化的潜在危险, 液化引起的地基失效可能会导致地下结构的严重震害。以 Opensees 作为计算平台, 对饱和砂土中带中柱箱型隧道的地震反应进行输入不同幅值地震动时的动力数值计算, 研究场地和结构的加速度反应及其频谱特性、场地的永久变形、隧道的震后位移以及隧道的内力分布。计算结果表明, 饱和砂土中箱型隧道的地震附加内力仍受周围土体的相对位移控制, 此外在震后隧道可能会产生侧移和上浮的永久位移, 并且可能存在残余内力。

关键词: 砂土液化; 地下结构; 隧道; 数值模拟; Opensees

中图分类号: TU43

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2015)02-0329-07

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2015.02.0329

Seismic Response Analysis of Box Tunnels in Saturated Sand

ZOU Yan¹, JING Li-ping¹, CUI Jie², LI Yong-qiang¹

(1. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin, Heilongjiang 150080, China;

2. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou, Guangdong 510006, China)

Abstract: Foundations in saturated sand have the potential to liquefy under the effects of earthquakes, and foundation failure caused by liquefaction can lead to a serious damage of underground structures. Considering Opensees as the computing platform, a dynamic numerical simulation was performed to calculate the seismic response of a box tunnel with mid-columns in saturated sand when seismic waves of different amplitudes were input. Acceleration responses and the spectral properties of ground and structure, as well as the permanent deformation of the ground, after-shock displacement of the tunnel, and internal force distribution of the tunnel, were studied. The results show that the additional internal seismic forces in a box tunnel in saturated sand are controlled by the relative displacement of the surrounding soil. The permanent displacement of the tunnel such as side shift and floating probably appear after the main shock; in addition, remnant internal forces also probably occur.

Key words: liquefaction of sand soil; underground structure; tunnel; numerical simulation; Opensees

0 引言

近江或近海区域的上覆土层往往由含水率很高的冲积砂层组成, 这种近饱和的砂土地基在地震作

用下存在液化的潜在危险, 液化引起的地基失效可能会导致地下结构的严重震害。1989 年美国加利福尼亚州的 Loma Prieta 地震中, 地基液化引起部分隧道

① 收稿日期: 2014-08-20

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408566); 中央级公益性研究所基本科研业务费专项(2014B03); 国家自然科学基金项目(51438004); 博士点基金(20124410110004); 973 课题(2011CB013606)

作者简介: 邹 炎(1987—), 男, 博士研究生, 主要从事地下结构抗震方面的研究。E-mail: latro@qq.com

的上浮,造成隧道的破坏^[1];1995 年日本阪神地震中,神戸市海岸一带的可液化填筑砂砾层存在液化现象,部分地铁区间隧道和地下管道的震害可能与此有关^[2]。因此,对可液化土层中地下结构的力学性能和震害机理进行深入研究是十分必要的。

以前在实际工程中更多的依赖场址初勘阶段的现场液化判别,通过剪切波速试验和标准贯入试验等现场试验进行经验性简化判别^[3]。然而在水底隧道等地下结构工程中很难进行现场液化判别试验,因此需要通过其他途径进行场地液化影响的研究。随着砂土液化本构的发展和完善,近年来数值模拟已经成为研究可液化场地地震反应的一种重要手段。刘华北和宋二祥等^[4]在动力两相体非线性有限元软件 Dyna-Swandyne-II 中采用 Pastor-Zienkiewicz III 广义塑性模型模拟可液化土的动力特性,研究了地下结构在地震液化作用下的响应。庄海洋等^[5]在 ABAQUS 商用软件的计算平台上,建立了可液化土地基-地铁车站结构非线性静动力耦合相互作用分析模型,对埋有双层三跨岛式大型地铁车站的周围场地进行了地震反应规律数值模拟分析。

本文以 Opensees 作为计算平台,对饱和砂土中带中柱箱型隧道的地震反应进行输入不同幅值地震动时的动力数值计算,研究场地和结构的加速度反应及其频谱特性、场地的永久变形、隧道的变形和位移、以及隧道的内力分布,分析可液化土层中箱型隧道的地震反应规律和震害机理,对可液化土层中地下结构地震反应的研究具有重要意义。

1 有限元模型

1.1 砂土液化本构模型

Opensees 材料库中的 Pressure Dependent Multi Yield Material 基于 YANG Zhao-hui 提出的砂土液化本构模型^[6],可以反映饱和砂土在循环荷载作用下的变形行为和孔压增长特性。根据 Prevost 提出的 J2 型迭套屈服面模型^[7],YANG Zhao-hui 定义饱和砂土的屈服面为:

$$f = \frac{3}{2} [s - (p' + p_0')\alpha] : [s - (p' + p_0')\alpha] - M^2 (p' + p_0')^2 \quad (1)$$

式中: s 为偏应力张量; p' 为有效平均正应力; p_0' 为饱和砂土初始液化时对应的残余强度; α 为偏应力平面上屈服面中心点的坐标; $M = 6\sin\varphi/(3 - \sin\varphi)$,其中 φ 为饱和砂土的内摩擦角。该屈服面在主应力空间为类似 D-P 本构模型的圆锥面,如图 1(a)所示。

初始屈服面的中心点位于原点,即初始 $\alpha = 0$ 。

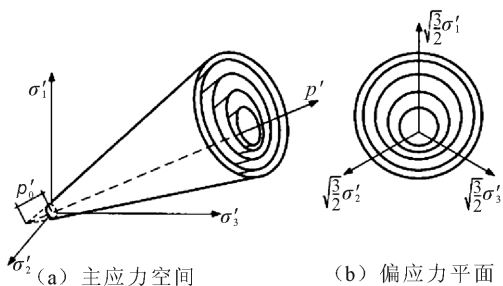


图 1 主应力空间和偏应力平面的屈服面示意图
Fig.1 Conical yield surfaces in principal stress space and deviatoric plane

该本构模型将塑性势分解为偏分量和体分量,对体分量采用非关联流动准则。再根据石原研而^[8]建立的液化相位面的概念,将不排水条件下的剪切荷载与体应变的改变联系起来,进而引起孔压的改变。定义应力比 $\eta = \sqrt{3}(s : s)/2/(p' + p_0')$,而设液化相位面上的应力比为 η_{PT} 。根据当前应力状态与液化相位面的关系,将循环加载过程分为四个阶段:①初始加载段 $0 \rightarrow 1, \eta < \eta_{PT}, \dot{\eta} > 0$; ②液化段 $1 \rightarrow 2, \eta = \eta_{PT}, \dot{\eta} > 0$; ③强化段 $2 \rightarrow 3, \eta > \eta_{PT}, \dot{\eta} > 0$; ④卸载段 $3 \rightarrow 4, \dot{\eta} < 0$,如图 2 所示。该本构模型依据 Mroz^[9]提出的混合硬化法则,屈服面的位置和大小均会产生改变。

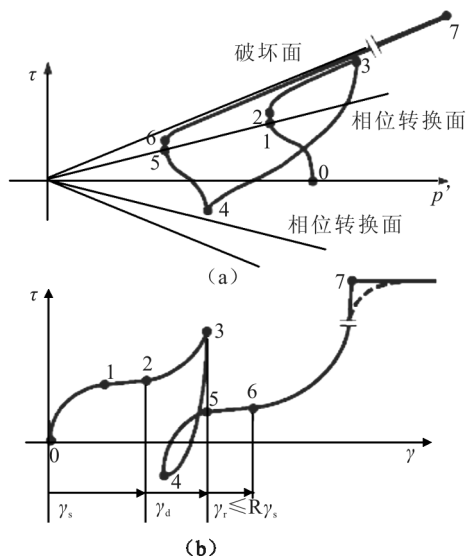


图 2 循环加载过程的阶段划分
Fig.2 Stages of the cyclic loading process

1.2 计算模型的建立

在 Opensees 中建立如图 3 所示的二维平面应变模型,计算范围水平方向选取 40 m,竖直方向埋深 0~1 m 之间是人工填土,1~20 m 是可液化的饱和砂土,20 m 更深为基岩。区间隧道为尺寸 10 m

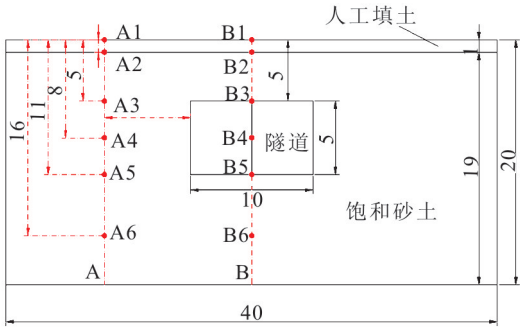


图 3 计算模型及观测点示意图

Fig.3 The calculation model and observation points

×6 m 的带中柱箱型样式,顶面埋深为 5 m,中柱截面为 0.4 m×0.6 m 的矩形,因为在垂直于计算平面方模型厚度取 1 m,顶板、侧墙和底板的截面为 0.6 m×1 m 的矩形。人工填土和饱和砂土的的本构分别采用 Opensees 中的 PIMY 材料和 PDMY 材料,相关参数^[10] 分别见表 1 和表 2;隧道材料为 C30 混凝土,采用弹性本构,参数见表 3。取图中的两个竖直观测面 A 和 B,分别位于土层中和结构所在位置,每个观测面各有 6 个观测点,其中 B3、B4、B5 位于结构上。土层采用网格尺寸为 1 m×1 m 的 quad 单元划分,隧道采用尺寸为 1 m 的 elastic Beam Column 单元划分,侧边界采用自由场边界,底边界采用加速度边界,直接施加地震动的加速度时程。输入地震波采用 0.05 g、0.1 g、0.2 g 和 0.4 g 的 El-Centro 地震波,其中 0.1 g 的加速度时程和加速度 β 谱如图 4 所示。

表 1 人工填土本构参数

Table 1 Constitutive parameters of the artificial fill	
参数	取值
密度/(t·m ⁻³)	1.7
剪切模量/kPa	3.6×10 ⁴
体积模量/kPa	9.6×10 ⁴
黏聚力/kPa	28
峰值八面体剪应变	0.1

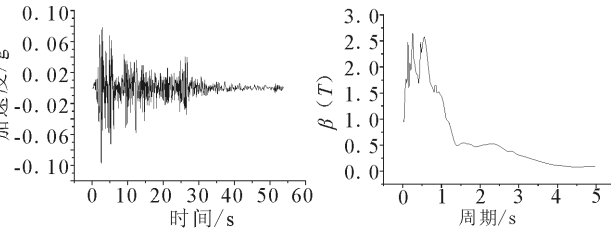


图 4 输入 0.1g 的 El-Centro 波

Fig.4 Input El-centro wave of 0.1 g

2 计算结果分析

2.1 初始静力分析

在进行动力分析之前,首先要对整个计算模型施加重力荷载,并进行初始静力分析,最终得到隧道各关键部位的初始内力如表 4。

表 2 饱和砂土本构参数

Table 2 Constitutive parameters of the saturated sand	
参数	取值
密度/(t·m ⁻³)	2.0
剪切模量/kPa	4.5×10 ⁴
体积模量/kPa	1.1×10 ⁵
内摩擦角/(°)	31.4
峰值八面体剪应变	0.1
参考围压/kPa	80
压力系数	0.5
膨胀角	26.5
孔压参数 c	0.17
剪胀参数 d ₁	0.0
剪胀参数 d ₂	0.0
液化参数 l ₁ /kPa	10
液化参数 l ₂	0.01
液化参数 l ₃	1

表 3 隧道材料参数

Table 3 Parameters of the tunnel material			
标号	密度/(kg·m ⁻³)	弹性模量/GPa	泊松比
C30	2 500	30	0.18

表 4 隧道各部位的初始内力

Table 4 Initial internal forces of tunnel			
隧道部位	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m)
顶板左端	75.1	93.3	76.3
顶板中左	77.8	120.3	136.9
顶板中右	77.8	120.4	136.9
顶板右端	75.1	93.3	76.3
右墙墙顶	137.1	69.8	76.3
右墙墙底	140.0	120.0	151.5
底板右端	206.7	149.7	151.5
底板中右	216.5	114.9	86.7
底板中左	216.5	114.9	86.7
底板左端	206.8	149.6	151.5
左墙墙底	140.0	120.0	151.5
左墙墙顶	137.1	69.9	76.3
中柱柱顶	309.1	0.0	0.0
中柱柱底	309.1	0.0	0.0

2.2 超静孔压分析

在输入 0.05 g 的 El-Centro 地震波时,A3、A4、A5 和 A6 观测点的超静孔压比时程如图 5 所示,其他幅值下的超静孔压比时程不再列出。综合比较超静孔压比的值见表 5,可知:在 0.1 g 时,A3 点和 A5 点率先达到完全液化;在 0.2 g 时,A4 点也接近液

化;而到 0.4 g 时 A4 点和 A6 点达到完全液化。说明箱型隧道顶板和底板所在深度的 A3 点和 A5 点受到隧道运动的影响较大,更容易达到完全液化,而隧道中心所在深度的 A4 点反而不那么容易完全液化。

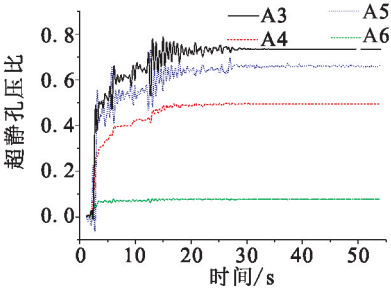


图 5 0.05 g 时超静孔压比时程图

Fig.5 Hyperstatic pore pressure ratio time history at 0.05 g

表 5 不同输入地震动幅值下各观测点的超静孔压比

Table 5 Hyperstatic pore pressure ratios under input earthquake motion with different amplitudes

地震动幅值/g	A3	A4	A5	A6
0.05	0.75	0.50	0.66	0.08
0.1	1.00	0.76	1.00	0.17
0.2	1.00	0.88	1.00	0.37
0.4	1.00	0.95	1.00	0.99

2.3 加速度放大系数分析

各幅值输入波下 A、B 两个观测面的加速度放大系数沿深度的分布如图 6 所示,其中两个横线之间是箱型隧道所在高度。可知,在小震(0.05 g、0.1 g)下,从基岩到地表加速度峰值逐渐增大;在大震下(0.2 g、0.4 g),从基岩到地表加速度峰值从埋深 15 m 处开始逐渐减小,直至埋深 4 m 处才开始增大。这是因为在小震下饱和砂土还没有液化,场地对地震动具有放大作用,导致了加速度峰值的增大;在大震下饱和砂土产生液化,埋深 15 m 至 4 m 处为液化区,该区域内的砂土完全液化后丧失了剪切模量,损失了传播剪切波的能力,导致地震波能量大量损耗,加速度峰值反而减小。另一方面,随着输入地震动峰值的逐渐增大,箱型隧道中柱的加速度峰值分布与相同埋深位置 A 观测面砂土的加速度峰值分布的差别也逐渐增大,这是因为饱和砂土液化后,作为地基土其剪切模量大大衰减,刚度也大大降低,出现地基失效,整体对隧道的约束作用大大减弱,隧道随周围土体运动的同步性也大大减小,而呈现更强的随机性。

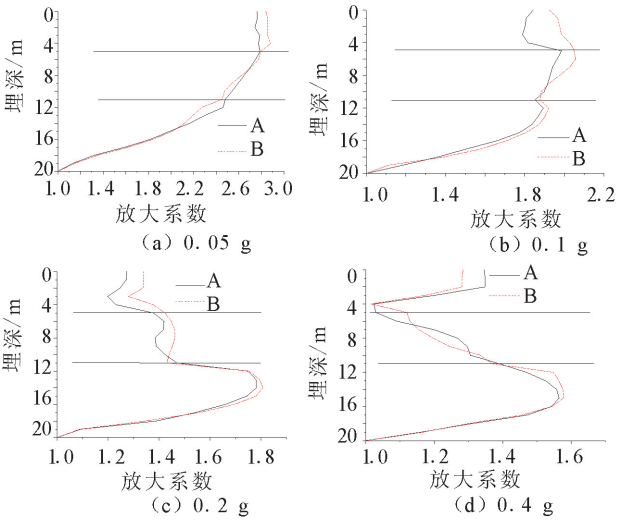


图 6 不同幅值地震动时观测面 A 和 B 的加速度放大系数分布

Fig. 6 Acceleration amplification factors distribution of surface A and B under earthquake motion with different amplitudes

2.4 地面反应谱分析

对不同输入地震动峰值下地面观测点 B1 的加速度反应 β 谱进行比较(图 7)。可知:输入 0.05 g、0.1 g 和 0.2 g 的 El-Centro 地震波时,地面观测点 B1 的加速度反应 β 谱基本相同;而输入 0.4 g 的 El-Centro 地震波时,地面观测点 B1 的加速度反应 β 谱发生了较大变化,存在两个很明显的峰值,第一个频率大致在 0.1 Hz 处。第二个大致在 0.6 Hz 处。这是因为埋深 4~15 m 的液化区内的饱和砂土已经完全液化,剪切模量大大减小,而埋深 15~20 m 的非液化区内的饱和砂土没有液化,剪切模量变化不大,因此地基土出现了明显的分层现象,并且液化区内饱和砂土剪切模量的减小反映 0.6 Hz 处反应谱峰值的衰减。

2.5 地面震后竖向位移分析

不同输入地震动峰值下计算区域内水平地面所有点的震后竖向位移分布如图 8 所示。可知:对于饱和砂土可液化场地,地震后隧道正上方地面会上浮,而隧道两侧上方地面会下沉,并且随着输入地震动峰值的增大和液化区的扩展,以及饱和砂土液化程度的增大,地面的上浮量和下沉量也会增大。

2.6 隧道震后位移分析

对箱型隧道上各点的震后位移(包括水平和竖向)进行监测,得到震后隧道的震后位移如图 9 所示,其中实线为隧道的初始位置,虚线为隧道的震后位置。可知:在小震下(0.05 g 和 0.1 g),隧道的震

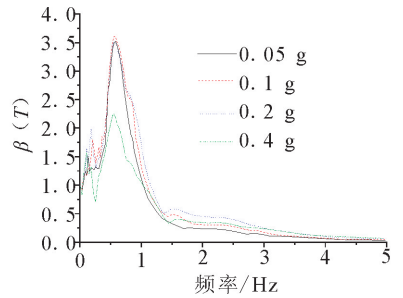


图 7 不同幅值地震动时地面观测点 B1 的加速度反应 β 谱

Fig.7 Acceleration response spectrum of point B1 under earthquake motion with different amplitudes

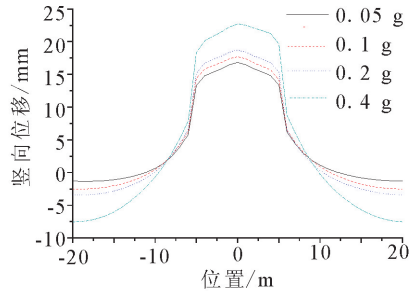


图 8 不同幅值地震动时地面的震后竖向位移分布

Fig.8 Post-earthquake vertical displacements distribution of ground under earthquake motion with different amplitudes

后位置与初始位置基本重合,隧道的震后位移很小;在中大震下(0.2 g 和 0.4 g),隧道在震后出现了明显的侧移和上浮。其中隧道的中柱顶端即观测点 B3 的震后位移与输入地震动峰值的关系如图 10 所示。可知:随着输入地震动峰值的增大,隧道的侧移量和上浮量也会增大,并且侧移量明显增加的更快。

2.7 隧道动内力峰值分析

表 6 列出不同输入地震动幅值下隧道各关键构件连接部位的最大动内力幅值。可知隧道的动轴力在底板侧端最大,动剪力在侧墙墙底最大,动弯矩在底板侧端和侧墙墙底最大。隧道的动内力峰值与隧道顶底板最大相对位移的关系如图 11 所示。可知随着隧道最大相对位移的增大,隧道的动内力峰值也逐渐增大,并且两者之间呈近似线性关系,这说明即使对于可液化的饱和砂土地,场地中的地下结构仍然满足内力受变形尤其是周围土体相对位移控制的规律。

2.8 隧道残余动内力分析

输入 0.2 g El-Centro 波时隧道左墙墙顶处的动剪力时程如图 12 所示,可以看到该处在震后仍然存

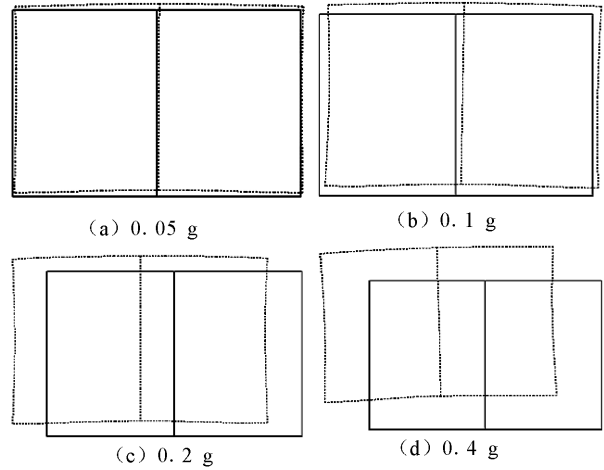


图 9 不同幅值地震动时隧道的震后位移

Fig. 9 Post-earthquake displacement of tunnel under earthquake motion with different amplitudes

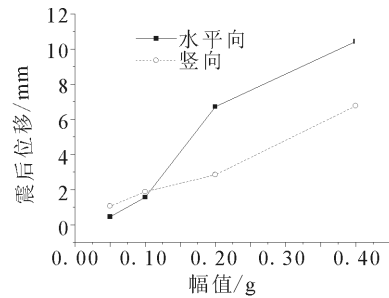


图 10 B3 点的震后位移 vs 地震动幅值

Fig. 10 Post-earthquake displacement vs amplitude of earthquake motion at point B3

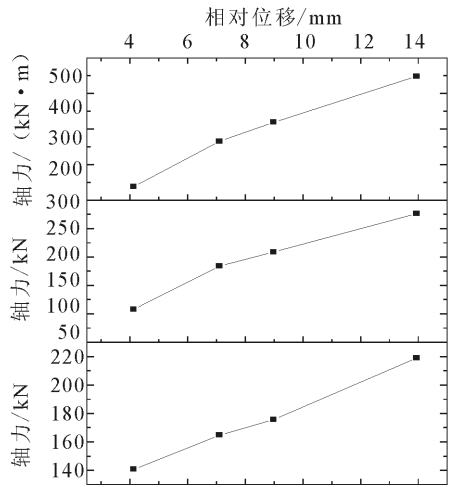


图 11 隧道的动内力峰值 vs.顶底板最大相对位移

Fig.11 Peak dynamic internal force of tunnel vs maximum relative displacement of roof and floor

在较大的残余动剪力,这说明可液化场地中的地下结构在震后可能存在较大的残余动内力。列出不同

输入地震动幅值下隧道各关键构件连接部位的残余动内力于表 7。可知箱型隧道残余动内力最大的位置与其动内力峰值最大的位置基本相同,但隧道中柱的残余弯矩与残余剪力基本为零。隧道的残余动内力与输入地震动幅值的关系如图 13 所示。可知:从 0.05 g 到 0.1 g,隧道的残余动内力大幅增加;而从 0.1 g 到 0.2 g 再到 0.4 g,则增幅变缓。这是因为

隧道的残余动内力是由隧道周围的饱和砂土在液化过程中超静孔压的增加引起的,从 0.05 g 到 0.1 g,隧道周围的饱和砂土从基本无液化到接近完全液化,其超静孔压增长较大,因此隧道的残余动内力也迅速增大;0.1 g 以后隧道周围的饱和砂土已经基本液化,其超静孔压几乎不再增长,因此残余动内力也几乎不再增大。

表 6 不同输入地震动幅值下隧道各关键连接部位的动内力峰值

Table 6 Peak dynamic internal force of each key joint of tunnel under earthquake motion with different amplitudes												
隧道关键 连接部位	0.05 g			0.1 g			0.2 g			0.4 g		
	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)
顶板左端	16.4	41.1	160.2	39.3	58.6	217.5	121.7	97.0	340.6	144.2	139.2	477.3
顶板中左	50.5	46.6	70.4	108.1	55.8	74.7	90.7	75.4	64.5	103.9	109.3	114.3
顶板中右	37.0	27.0	4.0	83.3	59.7	44.8	121.8	65.6	80.7	153.4	81.5	92.7
顶板右端	42.1	48.1	158.1	106.7	82.6	282.3	49.4	66.6	256.1	80.5	94.8	344.7
右墙墙顶	31.7	69.9	158.1	52.4	133.6	282.3	92.9	33.5	256.1	145.4	33.3	344.7
右墙墙底	38.7	18.6	120.2	105.2	1.3	178.9	110.7	208.8	418.9	82.9	276.4	548.6
底板右端	60.8	46.1	120.2	157.2	63.8	178.9	175.7	146.9	418.9	219.0	156.6	548.6
底板中右	42.6	13.9	1.7	142.7	23.2	4.2	114.1	85.8	132.1	157.5	132.5	166.6
底板中左	19.2	34.2	72.9	107.0	69.2	117.0	157.1	35.0	15.8	206.3	74.5	47.2
底板左端	41.6	106.9	237.5	164.7	139.2	365.9	160.4	76.4	227.7	142.4	91.2	342.5
左墙墙底	140.7	107.8	237.5	90.5	184.2	365.9	125.4	13.1	227.7	125.5	46.9	342.5
左墙墙顶	32.5	40.6	160.2	78.2	27.3	217.5	66.2	158.4	340.6	126.6	203.6	477.3
中柱柱顶	10.2	23.6	74.3	16.0	38.4	119.5	22.0	46.8	145.2	40.3	67.6	207.0
中柱柱底	10.1	25.8	74.7	16.2	41.4	121.2	22.2	50.6	147.9	40.3	72.1	213.7

表 7 不同输入地震动幅值下隧道各关键连接部位的残余动内力

Table 7 Residual dynamic internal forces of each key joint of tunnel under earthquake motion with different amplitudes												
隧道关键 连接部位	0.05 g			0.1 g			0.2 g			0.4 g		
	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)
顶板左端	35.6	2.7	1.1	77.4	7.6	19.0	92.5	14.0	43.7	86.6	12.2	46.7
顶板中左	60.4	11.5	39.8	97.8	5.4	28.5	112.7	2.5	16.7	111.3	4.4	16.5
顶板中右	59.7	9.8	37.6	95.3	0.9	21.1	112.3	2.7	16.1	111.7	4.7	16.8
顶板右端	37.5	4.9	8.9	75.1	14.4	44.6	91.0	15.4	46.3	83.5	13.5	49.1
右墙墙顶	11.6	29.1	8.9	7.7	60.4	44.6	10.2	72.5	46.3	9.2	82.5	49.1
右墙墙底	20.2	67.2	79.6	22.9	100.6	97.5	30.5	114.6	117.6	41.9	127.9	132.8
底板右端	126.2	41.7	79.6	201.0	47.7	97.5	224.1	47.9	117.6	250.9	51.5	132.8
底板中右	94.7	10.2	46.1	161.5	15.1	57.7	185.6	23.4	67.2	242.0	19.6	69.2
底板中左	94.3	12.3	48.3	159.3	25.2	65.5	185.3	24.5	67.8	242.0	17.4	68.7
底板左端	129.5	44.0	90.7	204.7	51.9	125.9	208.8	47.7	119.0	258.6	53.5	130.1
左墙墙底	25.1	73.1	90.7	19.1	108.7	125.9	41.5	114.2	119.0	78.8	123.7	130.1
左墙墙顶	10.1	25.9	1.1	16.6	55.6	19.0	7.0	72.7	43.7	7.7	79.7	46.7
中柱柱顶	11.5	0.7	2.2	6.5	2.5	7.4	17.1	0.2	0.6	21.0	0.2	0.3
中柱柱底	11.5	0.7	2.3	6.5	2.5	7.7	17.1	0.2	0.7	21.0	0.1	0.5

3 结论

本文以 Opensees 作为计算平台,对饱和砂土中帶中柱箱型隧道的地震反应进行了输入不同幅值地震动时的动力数值计算,得到如下结论:

(1) 隧道顶板和底板所在深度的饱和砂土比隧

道中心所在深度的饱和砂土更容易液化;

(2) 饱和砂土在小震下对地震波具有放大作用,在大震下完全液化后反而具有隔震效应;

(3) 震后隧道正上方地面会上浮,而隧道两侧上方地面会下沉;

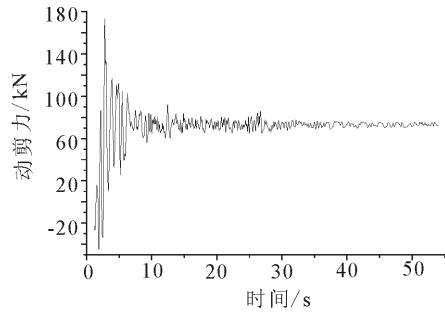


图 12 0.2 g 时隧道左墙墙顶处的动剪力时程

Fig.12 Dynamic shear force of left wall top at 0.2 g

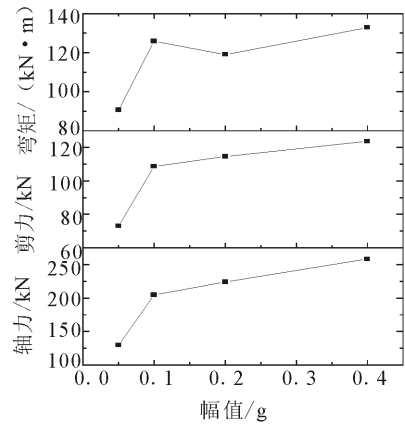


图 13 隧道的残余动内力 vs 地震动幅值

Fig.13 Remnant dynamic internal forces vs amplitudes

(4) 隧道在震后可能会出现永久的侧移和上浮；

(5) 饱和砂土中的箱型隧道的地震附加内力仍然受周围土体的相对位移控制；

(6) 震后隧道可能存在超静孔隙水压力引起的残余内力。

参考文献(References)

[1] Schmidt B, Hashash Y, Stimac T. US Immersed Tube Retrofit [J]. Tunnels Tunneling International Magazine, 1998, 30(11): 22-24.

[2] 刘惠珊. 1995 年阪神大地震的液化特点[J]. 工程抗震, 2001 (1): 21-26.
LIU Hui-shan. Some Features of Liquefaction During the 1995 Great Hanshin-awaji Earthquake [J]. Earthquake Resistant Engineering, 2001(1): 21-26. (in Chinese)

[3] 中华人民共和国国家标准编写组. GB50011-2001, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB50011-2001, Code for Seismic Design of Building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001.

[4] 刘华北, 宋二祥. 可液化土中地铁结构的地震响应[J]. 岩土力学, 2005, 26(3): 381-386, 391.
LIU Hua-bei, SONG Er-xiang. Earthquake Induced Liquefaction Response of Subway Structure in Liquefiable Soil [J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(3): 381-386, 391. (in Chinese)

[5] 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): 83-88.
ZHUANG Hai-yang, LONG Hui, CHEN Guo-xing, et al. Seismic Responses of Surrounding Site of Subway Station in Liquefiable Foundation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(1): 83-88. (in Chinese)

[6] Yang Z, Elgamal A, Parra E. Computational Model for Cyclic Mobility and Associated Shear Deformation [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, 129 (12): 1119-1127.

[7] Prevost J H. A Simple Plasticity Theory for Frictional Cohesionless Soils [J]. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1985, 4(1): 9-17.

[8] Ishihara K, Tatsuoka Fumio, Yasuda S. Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses [J]. Soils and Foundations, 1975, 15(1): 29-44.

[9] Mroz Z. On the Description of Anisotropic Workhardening [J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1967, 15(3): 163-175.

[10] Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H Scott, et al. OpenSees Command Language Manual [EB/OL]. <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/>, 2007-07-01.