

构造应力场中的大断面隧道结构地震反应研究

叶朝良¹, 何本国², 高 如³

(1. 石家庄铁道大学土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510641;
3. 中铁二院昆明勘察设计研究院, 云南 昆明 650200)

摘 要:构造应力场下围岩级别对大断面隧道地震响应影响一直是学术界和工程界的关键科学问题. 以新建贵广客运专线油竹山双线隧道为依托, 采用三维数值模拟, 研究竖向、水平地震荷载同时激励下隧道衬砌动力响应. 衬砌以水平速度为主, 竖向速度约为水平速度三分之一, 随着围岩强度降低, 振动速度越来越小, 岩体地震作用下易于破坏, 起到吸震作用. 速度、加速度、变形峰值发生时刻均滞后相应方向的地震波加速度激励峰值时刻. 衬砌水平、竖向最大加速度差异较大, 放大系数在 2.5~5.3 之间. 随着地震时间延长, 变形持续增加, 围岩强度降低对结构约束作用减弱. 对于围岩较好的隧道, 衬砌以震动破坏为主, 设计宜采用高标号抗震混凝土; 而较差围岩隧道, 以衬砌发生较大剪切变形破坏为主, 设计阶段应加大配筋率, 防止其受剪(拉)破坏.

关键词:大断面隧道; 高地应力; 地震响应; 破坏模式; 设计方法

中图分类号: TU 311.3

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2013)04-0508-07

我国地处欧亚大陆板块和印度板块之间, 新建大量客运专线、高速公路、水利水电工程不可避免地穿越高烈区, 如何分析地震区交通基础设施稳定性显得极为重要^[1]. 一直以来, 对地上结构地震荷载研究比较多, 其理论也相对比较成熟^[2]. 一般认为, 隧道及地下结构较地面结构(如房屋、桥梁等)抗震性能好, 但不意味隧道结构没有地震问题, 尤其在强震时, 隧道仍然会出现许多破坏情况. 5.12 汶川特大地震再次告诉我们: 隧道抗震仍有许多亟待解决的问题, 现场破坏如图 1 所示. 深埋隧道处于高地应力条件下, 水平应力常大于竖向应力, 且水平应力分布也不均匀. 随着我国基础建设快速发展, 不同级别围岩隧道抗震设计及其安全性评估重要性、迫切性越来越明显.

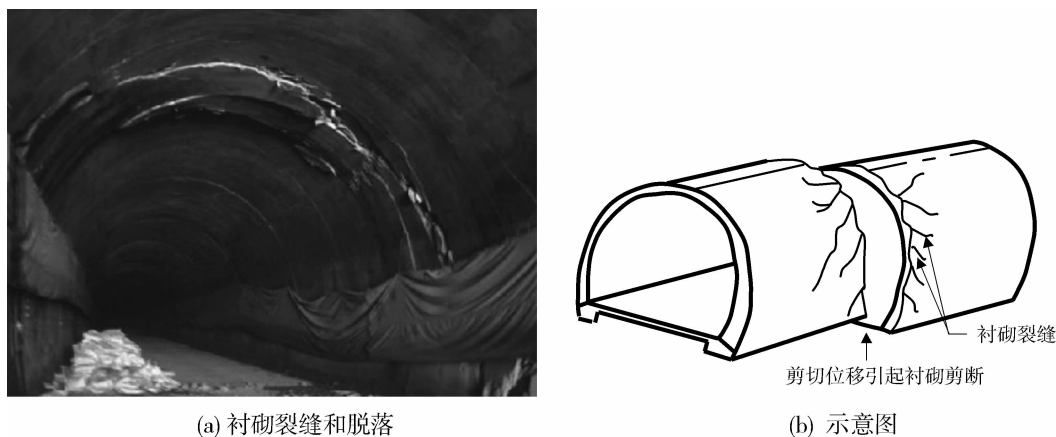


图 1 地震作用下衬砌破坏模式图

Fig. 1 Lining of tunnel damage induced by seismic load

针对这些问题, 国内外学者进行了大量的研究工作, 取得了一定的研究成果. 程选生、郑颖人^[3]进行

收稿日期: 2012-11-09 修改稿日期: 2013-07-20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50978172, 51078318)

作者简介: 叶朝良(1969-), 男, 安徽宁国人, 博士, 副教授, 主要从事隧道工程与岩土工程方面研究.

水平地震作用下动力分析,通过不断折减围岩土体抗剪强度参数,得到了无衬砌黄土隧道围岩在地震作用下的安全系数;高波^[4]提出隧道洞口段 2 种全环注浆抗震加固方案,即全环间隔注浆和全环接触注浆的参数优化;蒋树屏^[5]采用大型振动台模型试验方法,研究嘎隆拉隧道洞口段地震响应,为隧道抗震、减震设计提供依据;李廷春、殷允腾^[6]参照汶川地震中两条严重受损隧道地形地貌、地质构造、围岩特征、断面及支护参数等相关资料,对其破坏形态进行理论分析,提出震中距、地震波入射方向、隧道结构形式、基岩交界面、施工情况等重要影响因素;孟陆波、李天斌^[7]通过震区在建隧道现场震裂岩体调查,对震裂岩体特征及其对围岩稳定性影响进行分析;方林^[8]以西藏某复杂隧道工程为背景,开展穿越断层隧道振动台模型试验;余芳涛、邵生俊^[9]通过对可液化土层中隧道动力响应计算,研究不同静应力场隧道围岩动孔压场分布、围岩液化区域分布以及衬砌结构仰拱底与拱顶动孔压差变化;台湾大学陈正勋^[10]采用动力有限元方法,探明了不同埋深条件下隧道衬砌损害类型,指出在浅埋软岩中隧道结构更容易破坏。

参考国内外文献^[11-12],目前学者大多数针对自重应力场条件(两个水平向地应力相同且小于竖向应力),而对基于现场实测的构造应力场(水平方向不同)研究并不多见,特别是在竖向、水平地震波荷载同时激励下的三维模型衬砌破坏模式更少。因此,以新建铁路贵阳至广州(贵贺段)线油竹山隧道为研究背景,研究构造应力场作用下不同级别围岩隧道地震动力特性,揭示地震响应规律,为今后类似工程设计、施工提供参考与借鉴,具有显著的理论意义和实践价值。

1 工程背景

1.1 工程概况

新建铁路贵阳至广州(贵贺段)线油竹山隧道位于贵州省黔南州贵定县昌明镇境内,设计行车速度 200 km/h,预留 250 km/h 条件设计。隧道全长 9 896 m,洞身最大埋深 720 m,进口轨面设计高程 278.1 m,出口轨面设计高程 400.7 m,人字坡,隧道进口段上坡坡度 6‰,长 4 305 m,中间段下坡坡度 5.4‰,坡长 900 m,出口段 10‰的下坡长 4 691 m。

测区在大地构造上处川黔经向构造带南段,属南北向构造体系。该构造体系由一系列南北向箱状构造之背斜、紧密向斜及同向压性断层所组成,形成典型的隔槽型褶皱。在隧道区内岩层走向垂直于隧道轴线,呈单斜构造平缓地倾向于进口方向。

1.2 计算参数

油竹山隧道采用水压致裂法对工程区进行地应力实测,水平应力大于垂直应力。地应力测量结果:隧道中心处竖向应力 8.62 MPa,垂直轴线水平应力 6.50 MPa,平行轴线水平应力 11.21 MPa。在隧道中心处施加现场实测地应力,并且沿各个方向以应力梯度变化分布。

为了研究围岩级别对隧道地震响应的影响,参考《铁路隧道设计规范》,围岩和衬砌结构计算参数如表 1 所示,采用 Mohr-Coulomb 强度准则。

参照地震安全评估报告,采用 50 a 超载概率 10%的场地基岩加速度,由于贵州省黔南州地区历史上没有发生过强度较大有记载的地震记录,因此计算采用 1940 年 5 月 18 日美国帝谷 EI-Centro 地震的加速度记录作为激励输入进行瞬态动力学分析。以 SV 波形式施加于模型底面,垂直向波幅为水平向 2/3,参考国家质量技术监督局发布的中国地震动参数区划

表 1 围岩和衬砌计算参数

Tab. 1 Computational parameters of surrounding rock and lining

围岩级别	重度 /(kN·m ³)	弹性模量 /GPa	泊松比	粘聚力 /MPa	摩擦角 /(°)
Ⅲ	23.0	18	0.25	1.1	45
Ⅳ	21.5	6	0.30	0.5	33
Ⅴ	18.5	1	0.35	0.1	23
衬砌	25.0	30	0.20	2.3	58

图(GB18306-2001),测区内地震动峰值加速度为 0.20 g,需要将原始的美国帝谷 EI-Centro 波调整到隧址区地震设防烈度,以此来确定输入地震波的加速度,持续时间为 20 s。调整后的地震波水平、竖向加速度激励时程如图 2 所示。

施加在计算模型上的水平加速度峰值为 1.96 m/s²,发生在 2.14 s;竖向加速度峰值为 1.31 m/s²,发生在 1.00 s。

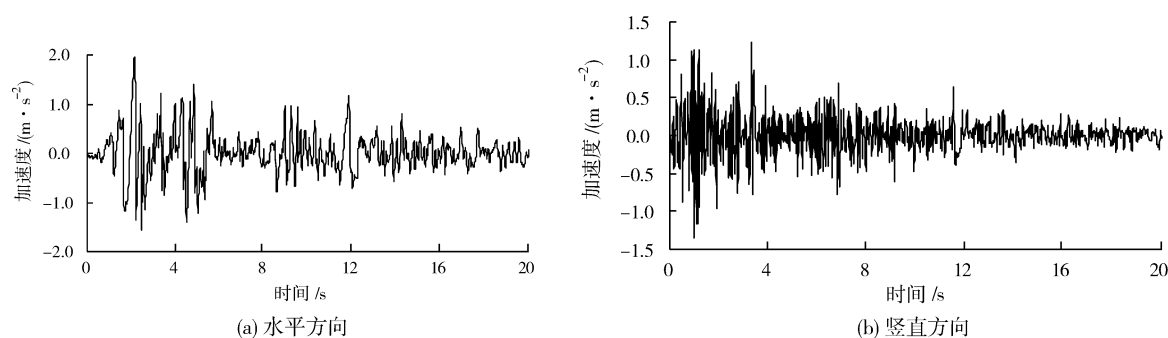


图2 调整后 EI-Centro 波加速度时程曲线

Fig. 2 Modified acceleration time-history curve of EI-Centro

2 三维计算模型的建立

模型采用较大计算范围以尽可能地减小边界效应,横向为 160 m,轴线方向为 60 m,地基表面至模型底部 50 m,共划分 104 80 节点和 111 011 个 8 节点 6 面体实体单元,整体网格划分及衬砌局部放大如图 3。上边界采用应力边界条件,左、右、前、后边界均采用粘滞约束,下边界采用加速度激励形式,输入地震波。

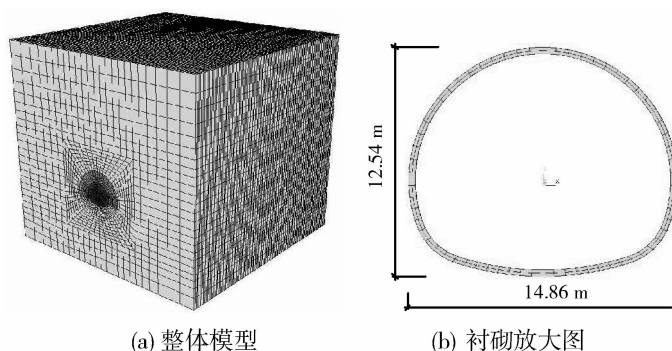


图3 三维动力计算模型

Fig. 3 Three-dimensional dynamic computational model

3 地震动力效应结果分析

3.1 衬砌振动速度时程

从现场来看,衬砌主要以边墙剪切破坏,不同围岩级别隧道衬砌边墙不同方向(水平、竖向)最大振动速度、发生时刻见表 2 所示。

(1) 衬砌水平方向振动速度

在水平、竖向地震作用下,衬砌边墙水平振动速度时程曲线如图 4 所示。

从图 4 看出,不同围岩级别边墙水平最大速度差异较大:Ⅲ级围岩隧道衬砌水平速度峰值为 0.466 m/s,发生在 2.407 s;Ⅳ级围岩衬砌水平速度峰值为 0.335 m/s,发生在 4.563 s;Ⅴ级围岩衬砌水平速度峰值为 0.221 m/s,发生在 5.256 s。速度峰值发生时刻均滞后相应方向的地震波加速度峰值发生时刻。随着岩体强度降低,滞后时间越来越大,振动速度也越来越小。

(2) 衬砌竖直方向振动速度

在水平、竖向地震作用下,衬砌边墙竖向速度时程曲线如图 5 所示。

从图 5 看出,Ⅲ级围岩隧道衬砌竖向速度峰值为 0.095 m/s,发生在 2.586 s;Ⅳ级围岩衬砌竖向速度峰值为 0.113 m/s,发生在 3.280 s;Ⅴ级围岩衬砌竖向速度峰值为 0.087 m/s,发生在 2.880 s。速度峰值发生时刻均滞后相应方向的地震波加速度峰值发生时刻,但是滞后较小,并且竖向振动速度相差不大,约为水平方向的三分之一。

3.2 衬砌振动加速度时程

不同围岩级别隧道衬砌边墙不同方向(水平、竖向)振动加速度峰值、发生时刻见表 3 所示。

表2 不同级别围岩隧道衬砌振速峰值统计表

Tab. 2 Peak values of vibration velocity for lining with different classification of surrounding rock

振动速度	水平方向			竖直方向		
	Ⅲ级	Ⅳ级	Ⅴ级	Ⅲ级	Ⅳ级	Ⅴ级
数值/(m·s ⁻¹)	0.466	0.335	0.221	0.095	0.113	0.087
发生时刻/s	2.407	4.563	5.256	2.586	3.280	2.880

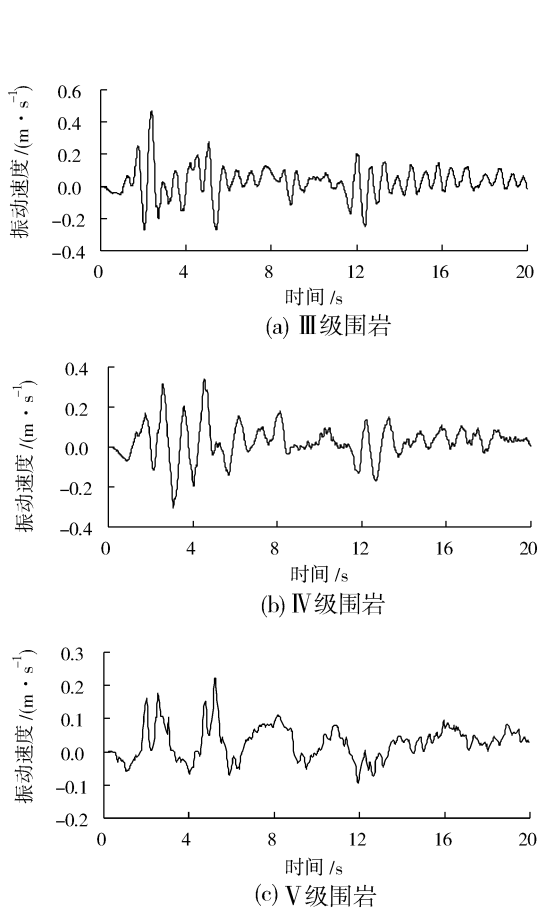


图 4 边墙水平振动速度时程曲线

Fig. 4 Time-history curves of horizontal velocity for lining at wall during earthquake

(1)衬砌水平方向振动加速度

在水平、竖向地震作用下,衬砌边墙水平振动加速度时程曲线如图 6 所示.

从图 6 看出,不同围岩级别边墙水平最大加速度差异较大:Ⅲ级围岩隧道衬砌水平加速度峰值为 9.416 m/s,发生在 3.956 s,放大系数 4.80;Ⅳ级围岩衬砌水平加速度峰值为 4.960 m/s,发生在 1.990 s,放大系数 2.53;Ⅴ级围岩衬砌水平加速度峰值为 4.449 m/s,发生在 3.298 s,放大系数 2.27. 加速度峰值发生时刻均滞后相应方向的地震波加速度峰值发生时刻.随着岩体强度降低,振动加速度呈减小趋势.

(2)衬砌竖直方向振动加速度

在水平、竖向地震作用下,衬砌边墙竖向振动加速度时程曲线如图 7 所示.

从图 7 看出,不同围岩级别边墙竖向加速度差异较大:Ⅲ级围岩隧道衬砌竖向加速度峰值为 6.480 m/s²,发生在 1.260 s,放大系数 4.95;Ⅳ级围岩衬砌竖向加速度峰值为 4.620 m/s²,发生在 3.490 s,放大系数 3.53;Ⅴ级围岩衬砌竖向加速度峰值为 3.645 m/s²,发生在 4.417 s,放大系数 2.78. 竖向加速度峰值小于水平加速度峰值;但提前于水平加速度峰值,发生时刻均滞后相应方向地震波加速度峰值发生时刻.

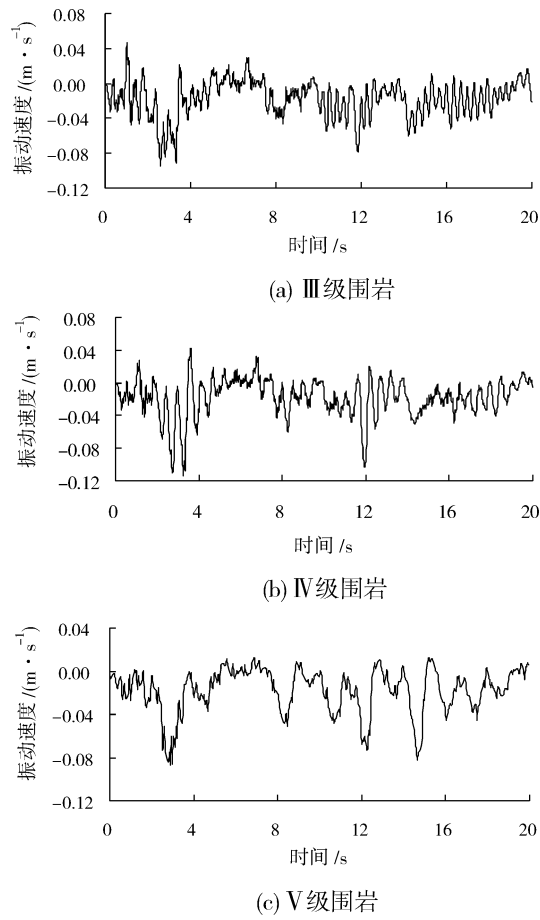


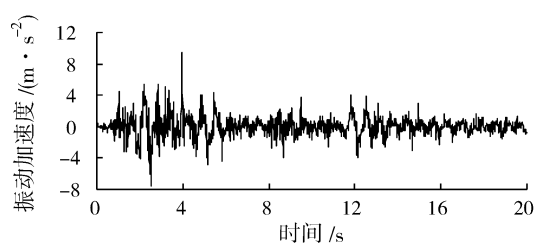
图 5 边墙竖向振动速度时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of vertical velocity for lining at wall during earthquake

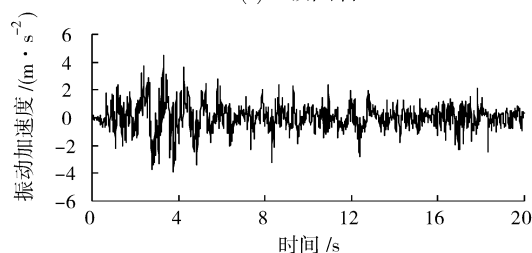
表 3 不同级别围岩隧道衬砌振动加速度峰值统计表

Tab. 3 Peak values of acceleration for lining with different classification of surrounding rock

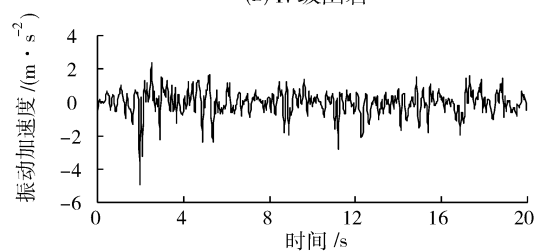
加速度	水平方向			竖直方向		
	Ⅲ级	Ⅳ级	Ⅴ级	Ⅲ级	Ⅳ级	Ⅴ级
数值/(m·s ⁻²)	9.416	4.960	4.449	6.480	4.620	3.645
发生时刻/s	3.956	1.990	3.298	1.260	3.490	4.517
放大系数	4.80	2.53	2.27	4.95	3.53	2.78



(a) III级围岩



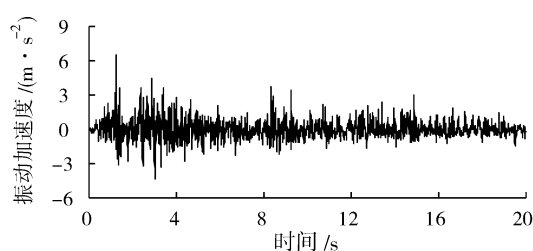
(b) IV级围岩



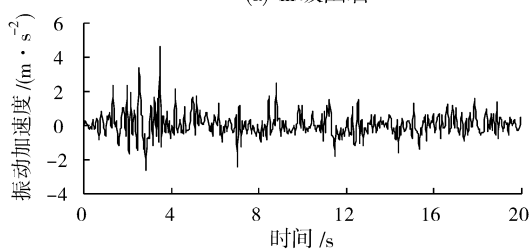
(c) V级围岩

图 6 边墙振动水平加速度时程曲线

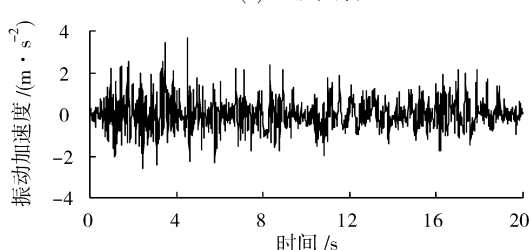
Fig. 6 Time-history curves of horizontal acceleration for lining at wall during earthquake



(a) III级围岩



(b) IV级围岩



(c) V级围岩

图 7 边墙竖向振动加速度时程曲线

Fig. 7 Time-history curves of vertical acceleration for lining at wall during earthquake

3.3 衬砌振动变形时程

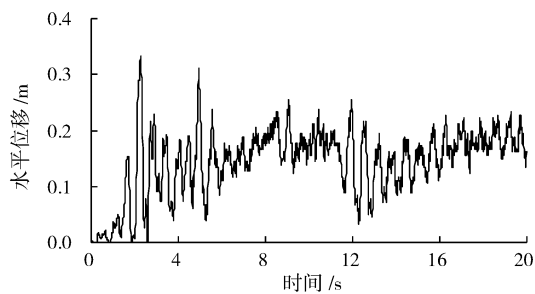
在水平、竖向地震作用下,衬砌边墙水平位移统计结果如表 4 所示.

在水平、竖向地震作用下,边墙变形时程曲线如图 8 所示.

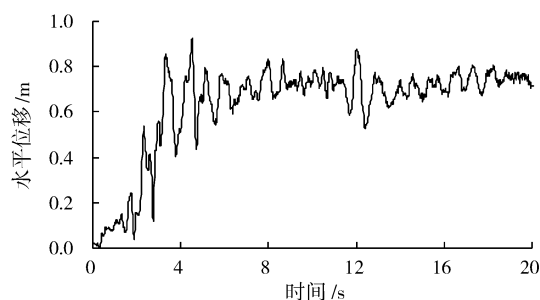
表 4 不同级别围岩隧道边墙最大变形汇总

Tab. 4 Maximum deformation of lining at wall with different classification of surrounding rock

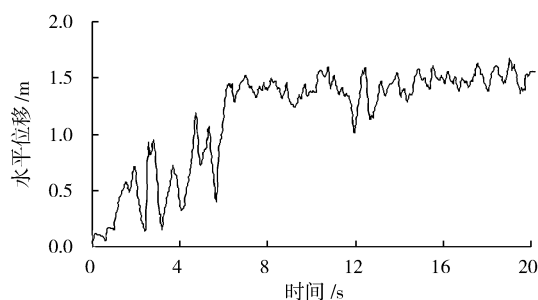
变形	围岩级别		
	III级	IV级	V级
数值 /m	0.333	0.927	1.527
发生时刻 /s	2.268	4.517	6.972



(a) III级围岩



(b) IV级围岩



(c) V级围岩

图 8 边墙振动水平位移时程曲线

Fig. 8 Time-history deformation of lining at wall during earthquake

从图8中看出,随着时间增大,变形持续增加;变形峰值发生时刻均滞后相应方向的地震波加速度峰值发生时刻,随着岩体强度降低,滞后时间越长,变形越大,8 s以后变形基本稳定.Ⅲ级围岩隧道衬砌边墙变形峰值0.333 m,发生在2.268 s时刻;Ⅳ级围岩衬砌边墙变形峰值0.927 m,发生在4.517 s时刻;Ⅴ级围岩衬砌边墙变形峰值1.527 m,发生在6.972 s.

4 结 论

根据新建铁路贵阳至广州(贵贺段)线油竹山隧道及所处地震烈度,通过水平、竖向地震荷载同时作用下三维动力响应研究,得出如下主要结论:

(1)隧道衬砌以水平速度为主,竖向速度约为水平速度的三分之一,随着岩体强度降低,易于破坏而起到吸震作用,振动速度越小,速度峰值发生时刻均滞后相应方向的地震波加速度峰值发生时刻.

(2)边墙衬砌水平、竖向加速度峰值差异较大,放大系数在2.2~5.0之间:Ⅲ级围岩衬砌水平加速度峰值9.416 m/s,发生在3.956 s,放大系数4.80;Ⅳ级围岩加速度峰值4.960 m/s,发生在1.990 s,放大系数2.53;Ⅴ级围岩加速度峰值4.449 m/s,发生在3.298 s,放大系数2.27.加速度峰值发生时刻均滞后相应方向的地震波加速度峰值发生时刻.随着岩体强度降低,滞后时间越大,衬砌振动加速度越小.竖向加速度峰值小于水平加速度峰值;但提前于水平加速度峰值,发生时刻均滞后相应方向地震波加速度峰值发生时刻.

(3)随着时间增大,变形持续增加;变形峰值发生时刻均滞后相应方向的地震波加速度峰值发生时刻,随着岩体强度降低,滞后时间越长,变形越大,8 s以后变形基本稳定.

(4)对于较好围岩的隧道,衬砌以震动破坏为主,设计宜采用高标号抗震混凝土;而较差围岩隧道,衬砌发生大的剪切变形破坏为主,设计阶段应加大配筋率,防止其受剪(拉)破坏.

参考文献 References

- [1] 王志强,申建红.土-结构相互作用系统地震动力特性的突变理论分析[J].西安建筑科技大学学报:自然科学版,2012,44(4):463-467.
WANG Zhi-qiang, SHEN Jian-hong. Analysis on the seismic dynamic characteristics of soil-structure interaction system by Catastrophic Theory [J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech. : Natural Science Edition, 2012, 44(4): 463-467.
- [2] 赵鸿铁,张凤亮,薛建阳,等.探讨木结构古建筑结构模型固有频率的几种计算方法[J].西安建筑科技大学学报:自然科学版,2012,44(2):159-163.
ZHAO Hong-tie, ZHANG Feng-liang, XUE Jian-yang, et al. Discussion on the calculation methods of ancient timber structure's nature frequency [J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech. : Natural Science Edition, 2012, 44(2): 159-163.
- [3] 程选生,郑颖人.地震作用下无衬砌黄土隧道围岩结构安全系数的计算探讨[J].岩土力学,2011,32(2):761-766.
CHENG Xuan-sheng, ZHENG Ying-ren. Calculation discussion about safety factor of unlined loess tunnel wall rock structure under earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(2): 761-766.
- [4] 王峥峥,王正松,高波.高烈度地震区连拱隧道洞口段抗震措施研究[J].中国公路学报,2011,24(6),80-85.
WANG Zheng-zheng, WANG Zheng-song, GAO Bo. Research on seismic measures of double-arch tunnel portals in high-intensity earthquake zone [J]. China Journal of Highway and Transport, 2011, 24(6), 80-85.
- [5] 蒋树屏,文栋良,郑升宝.嘎隆拉隧道洞口段地震响应大型振动台模型试验研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(4),649-656.
JIANG Shu-ping, WEN Dong-liang, ZHENG Sheng-bao. Large-scale shaking table test for seismic response in portal section of galongla tunnel [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(4), 649-656.
- [6] 李廷春,殷允腾.汶川地震中隧道结构的震害分析[J].工程爆破,2011,17(1),24-27.
LI Ting-chun, YIN Yun-teng. Seismic damage analysis of tunnel structure in wenchuan earthquake[J]. Engineering Blasting, 2011, 17(1), 24-27.

- [7] 孟陆波, 李天斌, 曾知法, 等. 隧道震裂岩体围岩分级方法初探[J]. 现代隧道技术, 2012, 49(1), 27-32.
MENG Lu-bo, LI Tian-bin, ZENG Zhi-fa, et al. Discussion of surrounding rock classification for tunnels in shattered rock masses[J]. Modern Tunnelling Technology, 2012, 49(1), 27-32.
- [8] 方林, 蒋树屏, 林志, 等. 穿越断层隧道振动台模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(9), 2709-2713.
FANG Lin, JIANG Shu-ping, LIN Zhi, et al. Shaking table model test study of tunnel through fault[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(9), 2709-2713.
- [9] 余芳涛, 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), 11-17.
SHE Fang-tao, SHAO Sheng-jun, YANG Su-xin. Analysis of dynamic responses and liquefaction area development of tunnel peripheral rock in saturated liquefiable soil[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(3), 11-17.
- [10] Cheng-Hsun Chen, Tai-Tien Wang, Fu-Shu Jeng, et al. Mechanisms causing seismic damage of tunnels at different depths[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012(28):31-40.
- [11] Ulas Cilingir S P. Gopal Madabhushi. A model study on the effects of input motion on the seismic behaviour of tunnels[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(3):452-462.
- [12] 鲁文妍, 钟登华, 佟大威, 等. 基于三维地质模型的地下洞室群地震动力响应分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(3): 919-924.
LU Wen-yan, ZHONG Deng-hua, TONG Da-wei, et al. Dynamic response analysis of underground cavern group based on 3D geologic model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(3): 919-924.

Study on the seismic response of the large-span tunnel in tectonic geo-stress

YE Chao-liang¹, HE Ben-guo², GAO Ru³

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. School of Civil and Transportation Engineering, South China University of Technology, Guangzhou 510641, China;

3. Kunming Institute, China Railway Eryuan Group Co., Ltd., Kunming 650200, China)

Abstract: Seismic response of large section tunnel with different classification of surrounding rock in tectonic geo-stress has been a key scientific problem on. By taking on Youzhu Mountain tunnel on Guiyang-Guangzhou high-speed passenger rail line, three-dimensional numerical simulation was carried out to investigate the dynamic response of lining. The results suggest that the maximum horizontal velocity is three times the vertical velocity under the vertical and horizontal seismic loads. The maximum horizontal acceleration is different from that of the vertical. The amplification is in the range between 2.5 and 5.3. With the rock strength reducal, rock mass is prone to damages and the vibration velocity is less. With time, the deformation is more and confinement effect of surrounding rock weakens. In teams of preferable rock mass, the lining of the tunnel is subjected to damaging vibration. Consequently, high grade concrete should be performed. For bad rock mass, the lining bears shearing deformation damage. The reinforcement ratio of lining should be improved to avoid shearing and tensile failure.

Key words: large-span tunnel; high geo-stress; seismic response; failure mode; design method