

文章编号:1671-6833(2010)05-0065-05

## 水下盾构隧道联络通道地震响应分析

丁祖德, 彭立敏, 李兴龙

(中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075)

**摘 要:** 基于有效应力动力分析法, 建立广深港客运专线狮子洋水下盾构隧道主隧道、联络横通道及地层相互作用的三维模型, 采用 Byrne 模型描述地层的动力特性, 对模型分别输入横向和纵向地震波, 研究主隧道结构及主隧道与联络横通道交叉部位的动力响应特征, 重点分析了两种地震波对地层孔隙水压力以及隧道交叉结构受力变形的不同影响. 计算结果表明: 在纵横地震波作用下, 地层孔隙水压力变化规律基本相同, 隧道顶部地面粉细砂层发生液化, 但对隧道结构影响较小; 地震波入射方向对结构振动响应影响显著, 横向激振对交叉结构受力变形的影响大于纵向激振; 两种地震作用下结构所受的最大压、拉应力未超过强度容许值, 结构抗震满足要求. 由于地震作用过程中, 隧道顶部土层有效应力降低较大, 为防止主体结构上浮, 建议对该土层进行加固处理.

**关键词:** 盾构隧道; 联络通道; 交叉结构; 地震响应; 有效应力法

**中图分类号:** U451.3

**文献标识码:** A

### 0 引言

为满足防火、防灾和救援等需要, 双孔或多孔隧道之间常设置若干条横向联络通道. 主隧道与联络通道联接处形成的空间交叉结构形式, 在地震作用下易产生应力集中, 是抗震的薄弱部位; 尤其是水下隧道联络通道, 一旦交叉结构在地震作用下破坏, 其后果不堪设想. 因而, 进行相应的抗震安全性评价意义重大. 然而, 目前对于联络通道抗震分析较少, 特别是对处于部分可液化地层下的水下盾构隧道联络通道地震响应规律的研究还很少.

地震响应分析方法很多, 如地基抗力系数法、反应位移法、动力有限元法等, 而动力有限元法是当前最为有效的地下结构地震响应分析方法. CHOI 等<sup>[1]</sup>用 ANSYS 软件对地下结构与周围土体在强震下的相对滑移和分离而引起的接触非线性进行了数值模拟. Huo 等<sup>[2]</sup>以 ABAQUS 软件为计算平台, 考虑水平地震和竖向地震的混合作用, 用无限元与有限元的混合来考虑由有限空间代替无限半空间而引起的边界效应, 对日本大开地铁车站的震害现象进行了分析. 国胜兵<sup>[3]</sup>基于有效

应力动力分析法, 运用有限差分程序 FLAC<sup>2D</sup> 分析了地下结构在地震荷载作用下的动力响应规律. 袁大军等<sup>[4]</sup>对南京长江盾构隧道 - 横向疏散通道交叉部位进行了地震响应分析.

笔者采用三维有限差分程序 FLAC<sup>3D</sup>, 分析狮子洋盾构主隧道与联络通道连接处在横向和纵向地震作用下结构的动力响应规律.

### 1 工程概况

广深港客运专线狮子洋隧道位于东涌站一虎门站区间, 为全线控制性工程, 是目前世界上行车速度目标值最高的高速铁路隧道. 隧道全长 10 800 m, 其中盾构段长 9 340 m, 管片内径 9.8 m, 外径 10.8 m, 厚度 500 mm. 左右主线隧道之间按间距不大于 500 m 设置联络通道, 全线共设置联络通道 23 处, 联络通道宽为 2.0 m, 高为 2.2 m.

本隧道工程地质条件复杂多变, 地下水丰富, 地层透水性强. 根据隧道地质勘察报告, 里程 DIK34+700 联络通道所处地质条件差、上覆可液化粉细砂层, 因而选取该段分析. 地质剖面如图 1 所示.

收稿日期: 2010-04-10; 修订日期: 2010-06-16

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50778178); 铁道部科技研究开发计划项目(2006G007-B)

作者简介: 丁祖德(1979-), 男, 湖南汉寿人, 中南大学博士研究生, 主要从事隧道与地下结构动力研究, E-mail: dzd-vsd@163.com.

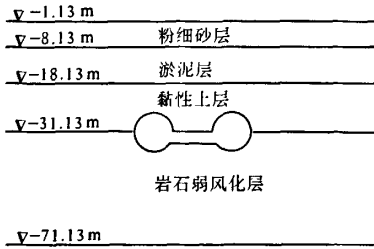


图1 地质剖面图  
Fig.1 Geological cross section

2 动力计算原理与模型

2.1 计算原理

采用三维拉格朗日有限差分程序 FLAC<sup>3D</sup> 进行数值模拟,相应的动力平衡方程可表示为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{f\} \quad (1)$$

式中:  $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$  分别为体系质量、阻尼和刚度矩阵;  $\{\ddot{u}\}$ 、 $\{\dot{u}\}$ 、 $\{u\}$  分别为体系内各节点处的加速度、速度和位移向量;  $\{f\}$  为荷载向量。

采用差分法对(1)求解,其特点是在时域内将动力平衡方程转化为运动方程和应力-应变关系,其中运动方程以时间步长  $\Delta t$  的有限差分形式表示。计算时将整个地震过程分成若干时段,逐时段算出孔隙水压力、有效应力,并随时段修正由于有效应力降低引起的刚度矩阵  $[K]$  和阻尼矩阵  $[C]$  的改变,如此反复修正、计算,直至地震结束。

2.2 孔隙水压力模型

孔隙水压力增大和有效应力降低是导致土层液化的根本原因,用有效应力法进行动力反应分析时,首先需要确定孔隙水压力增长模式。本次计算采用 Byrne 孔压体变模型<sup>[5]</sup>:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp \left[ -C_2 \left( \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} \right) \right] \quad (2)$$

式中:  $\varepsilon_{vd}$ 、 $\Delta \varepsilon_{vd}$  分别为体积应变和体积应变增量;  $\gamma$  为剪切应变;  $C_1$ 、 $C_2$  为实验参数,一般情况下满足以下关系:

表1 主要土层及隧道支护结构物理力学参数

Tab.1 Mechanical parameters of main strata and tunnel support structures

材料	厚度 /m	天然重度 $\gamma$ /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	变形模量 $E/\text{MPa}$	泊松比 $\nu$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	标贯击数 /击	渗透系数 /( $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ )
淤泥	10	16.8	2.0	0.41	11.0	7.1	3	0.000 1
粉细砂	7	19.5	20.0	0.28	0	30.0	6	5.000 0
黏性土	13	19.2	5.0	0.35	36.0	20.0	9	0.003 2
岩石弱风化	40	26.0	2 530	0.23	150	50.0	80	0.800 0
C50 管片	0.050	26.0	26 300	0.167	—	—	—	—
C35 联络通道衬砌	0.035	24.5	31 500	0.20	—	—	—	—

注:表中 C50 管片弹性模量是折减后的值。

$$C_1 = 8.7 (N_{63.5})^{-1.25} \quad (3)$$

$$C_2 = 0.4/C_1 \quad (4)$$

式中:  $N_{63.5}$  为标准贯入试验锤击数。

2.3 计算模型及材料参数

文中模型取横向为  $x$  轴,竖向为  $y$  轴,纵向为  $z$  轴,综合考虑计算效率,模型范围取  $-61 \text{ m} \leq x \leq 40 \text{ m}$ ,  $-40 \text{ m} \leq y \leq 30 \text{ m}$ ,  $0 \leq z \leq 40 \text{ m}$ 。图 2 为整体计算模型网格,主隧道管片、联络通道衬砌结构网格及主要特征分析点如图 3 所示。

计算模型中,土层材料采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型。盾构隧道管片和联络通道衬砌结构采用线弹性模型。相关计算参数按地质勘察报告和规范取值,见表 1。考虑管片接缝的影响,计算中,管片刚度按 0.75 的系数进行折减<sup>[6]</sup>。动力计算时,参考祝彦知等人<sup>[7]</sup>的研究成果,材料的动强度和动弹性模量较静力提高 30%。

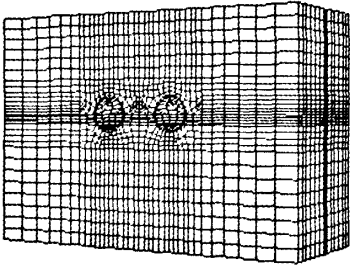


图2 整体计算模型网格  
Fig.2 Calculation model

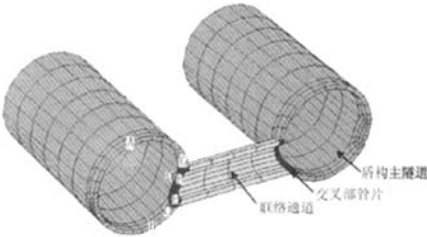


图3 联络通道结构网格及特征分析点示意图  
Fig.3 Mesh of cross connection and analysis points

2.4 动力边界条件

模型四周和底部分别采用自由场边界和黏滞边界.相当于在边界设置独立的阻尼器,阻尼器分别提供法向和切向牵引黏滞力<sup>[8]</sup>,模型边界示意如图4所示.

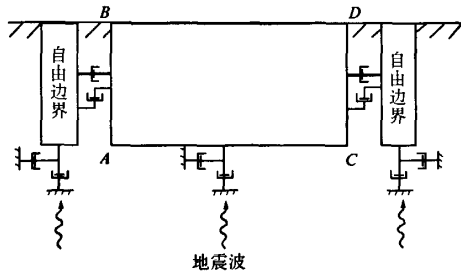


图4 FLAC3D 动力计算边界示意图  
Fig.4 Free-field boundaries of FLAC3D

2.5 材料阻尼

计算采用 Rayleigh 阻尼,可表示为:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{5}$$

式中:[*M*],[*C*],[*K*]分别为体系质量、阻尼和刚度矩阵; $\alpha$ 和 $\beta$ 分别是质量和刚度阻尼常数,其取值一般根据体系基频和阻尼比 $\xi$ 确定.按照以往的计算经验,阻尼比在计算中取为0.05<sup>[9]</sup>.

2.6 地震波输入

狮子洋隧道主体按100年2%概率水平的地震动参数进行抗震设防,根据《广深港客运专线狮子洋隧道设计说明》提供的相关参数,计算中采用人工合成地震波,加速度峰值为1.754 m/s<sup>2</sup>,其加速度时程如图5所示.考虑到地震传播方向的随机性,分别采取2种入射方向:一是从基岩底面以横向入射(相对*x*轴,入射角为0°),二是从基岩底面纵向入射(相对*x*坐标轴,入射角为90°),以考察地震波入射方向对衬砌结构动力响应的影响.

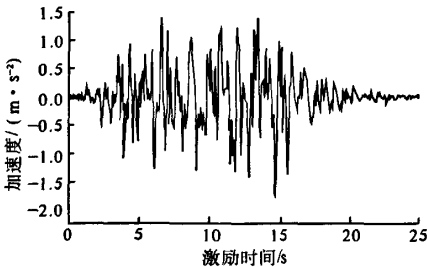


图5 人工地震波加速度时程  
Fig.5 Acceleration history of artificial seismic wave

3 计算结果分析

3.1 土层地震反应

超孔隙水压力与初始有效应力之比 $P_{PR}^{[10]}$ 可作为判断土体是否液化的有效判据.当土层的超孔隙水压力与初始有效应力之比 $P_{PR}$ 达到1时,土层将发生液化.不同地震波入射条件下,各土层 $P_{PR}$ 值见表2,盾构隧道拱顶及拱底处土体孔隙水压力变化时程曲线见图6.

表2 不同入射方向作用下各土层  $P_{PR}$  值  
Tab.2 PPR under different incident directions

土层类别	埋深/m	$P_{PR}$	
		横向地震	纵向地震
粉细砂层	3.5	1.000	1.000
粉细砂层	7.0	1.000	1.000
淤泥层	10.0	0.925	0.856
淤泥层	13.0	0.796	0.715
黏土层	19.5	0.614	0.551
黏土层	23.0	0.507	0.438

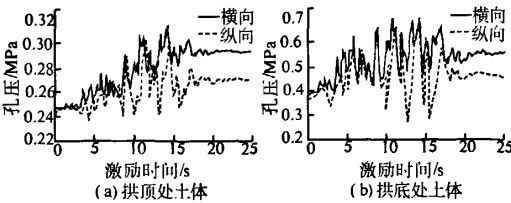


图6 不同入射方向地震作用下土体  
孔隙变化时程曲线

Fig.6 Pore water pressure history of soil  
under different incident directions

由表2可知,土层埋深越大,其超孔隙水压力与初始有效应力的比值越小,即土层的抗液化能力增强,这与文献[11]的试验结果是一致的;两种入射方向下,隧道地基层的超孔隙水压力较初始有效应力小,该范围内地层不会发生液化.位于隧道上方的粉细砂层,其 $P_{PR}$ 值都达到1,说明该类土层在100年2%概率水平的地震作用下会发生液化.隧道顶部黏土层在地震作用下不会发生液化,但有效应力降低较大,可能引起隧道结构上浮,建议采取一定的加固措施.

从图6可以看出,2种入射方向地震作用下,土体孔隙水压力变化规律基本相同,地震波作用前期,孔隙水压力呈上升趋势,当孔隙水压力增大到峰值后,开始消散下降,并最终趋于稳定值;在两种地震作用过程中,各土层孔隙水压力峰值相差不多,但相比较而言,纵向地震波作用下的孔隙

水压力时程曲线波动更大。

3.2 结构应力响应分析

提取如图 3 所示的特征点来分析地震作用下交叉结构各部位的应力响应。不同入射方向地震作用下,各特征点主应力结果见表 3。

限于篇幅,笔者未给出各特征点主应力时程

曲线。由时程曲线可知:2 种入射方向地震作用下,结构各部位应力响应规律基本相同,表现为地震作用前期应力开始缓慢发展,随着地震强度的增大不断的剧烈震荡,最后随着地震强度的减弱逐渐趋于一稳定值。比较而言,横向地震作用对结构的受力影响大。

表 3 各特征点主应力计算结果  
Tab.3 Principal stress result of analysis points

特征点	第一主应力						第三主应力					
	横向作用			纵向作用			横向作用			纵向作用		
	震前	震后	震中峰值	震前	震后	震中峰值	震前	震后	震中峰值	震前	震后	震中峰值
A	0.14	0.08	0.17	0.14	0.05	0.15	-4.88	-5.25	-5.44	-4.88	-5.32	-5.51
B	0.12	0.13	0.16	0.12	0.01	0.12	-5.30	-6.45	-6.76	-5.30	-6.31	-6.46
C	0.74	0.39	0.81	0.74	0.44	0.80	-4.20	-5.87	-6.08	-4.20	-5.45	-5.77
D	0.65	0.31	0.71	0.65	0.25	0.68	-6.48	-6.28	-6.68	-6.28	-6.16	-6.50
E	0.93	1.01	1.48	0.93	0.87	1.25	-6.35	-6.31	-6.58	-6.25	-6.13	-6.41
F	0.87	0.51	0.97	0.87	0.63	0.91	-4.90	-6.56	-7.01	-4.90	-6.09	-6.29
G	0.48	0.65	0.77	0.48	0.59	0.69	-4.19	-4.09	-4.32	-4.19	-3.28	-4.28

从表 3 可看出,横向地震作用过程中,交叉结构最大拉应力为 1.48 MPa,出现在交叉部管片底部(点 E),较地震前增大 60%;最大压应力为 -7.01 MPa,出现在交叉部管片拱肩处(点 F),较震前增大 43%。纵向地震作用过程中,交叉结构最大拉应力 1.25 MPa,出现在交叉部管片底部(点 E),较地震前增大 35%;最大压应力 -6.50 MPa,出现在盾构主隧道拱顶偏下靠近交叉部管片拱肩处(点 D),较地震前增大 3.5%。不同方向地震作用下,结构各部位最大拉、压应力均未超过结构强度容许值,交叉结构安全。但交叉部管片第一、第三主应力增幅均较大,说明该部位为抗震的薄弱环节,可采取增加钢管片或混凝土衬砌厚度等适当加强措施。

3.3 结构位移响应分析

两种入射方向地震作用下的位移计算结果表明,结构顶部位移响应较底部大,限于篇幅,仅给出盾构主隧道拱顶(点 A)及交叉部管片顶部(点 G)的位移时程曲线如图 7 和图 8 所示。

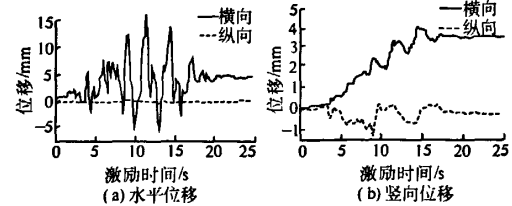


图 7 主隧道拱顶(点 A)位移时程曲线  
Fig.7 Displacement history of A

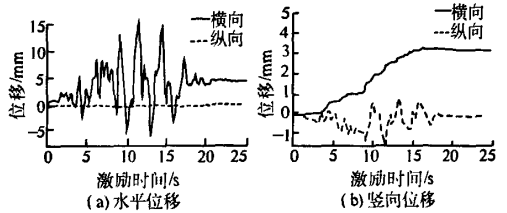


图 8 交叉部位拱顶(点 G)位移时程曲线  
Fig.8 Displacement history of G

由图可知:不同入射方向地震作用下,结构各部位位移变化规律差异明显,横向地震作用下的水平位移比竖向位移大,而在纵向地震作用下,结构的竖向位移较水平位移大。横向地震作用下,结构最大水平位移为 16.9 mm,水平相对位移仅为 0.44 mm;纵向地震波作用下,结构最大竖向位移为 1.58 mm,竖向相对位移仅为 0.09 mm,说明地震作用下隧道与周围土层呈整体运动趋势,结构相对变形较小。比较而言,结构在横向地震作用下的位移远大于纵向地震作用下的位移,说明横向地震作用对结构的变形影响大。

4 结论

(1)地震作用方向对土体孔隙水压力发展规律影响较小。两种入射方向地震作用下,位于隧道上方的粉细砂层及部分淤泥层在 100 年 2% 概率水平地震波作用下会发生液化。由于地震过程中隧道周围土层有效应力降低较大,为防止隧道结构上浮,建议对隧道顶部黏土层进行适当加固。

(2)地震作用及入射方向对结构应力影响较大,交叉部管片在横向地震作用过程中最大拉应力为 1.48 MPa,比纵向作用大 0.23 MPa,较地震前增大 60%。最大压应力为 -7.01 MPa,比纵向作用大 0.51 MPa,较地震前增大 43%,为抗震的薄弱部位。但结构出现的最大拉、压应力均未超过结构强度设计值,交叉结构满足抗震要求。

(3)地震作用方向对结构位移影响明显,横向地震作用时,结构变形以水平方向为主,纵向地震时则以竖向变形为主。两种入射方向地震作用下结构的位移及变形均满足结构安全运营要求。

(4)在 100 年 2% 概率水平地震波作用下,狮子洋盾构隧道与联络通道连接处的交叉结构满足抗震要求;横向地震作用对结构的危害较纵向地震大。

#### 参考文献:

- [1] CHOI J S, LEE J S, KIM J M. Nonlinear earthquake response analysis of 2 - D underground structures with soil - structure interaction including separation and sliding at interface [C]//15th ASCE Engineering Mechanics Conference. New York, Columbia University, 2002: 1 - 8.
- [2] HUO H B, BOBET A. Seismic design of cut and cover rectangular tunnels - evaluation of observed behavior fo Dakai station during Kobe earthquake [C]//Proceedings of 1st World Forum of Chinese Scholars in Geotechnical Engineering. Shanghai, Tongji University, 2003: 456 - 466.
- [3] 国胜兵,赵毅,赵跃堂,等.地下结构在竖向和水平地震荷载作用下的动力分析[J].地下空间,2002,22(4):314 - 318.
- [4] 袁大军,黄清飞,王梦恕,等.水底液化地层大型盾构隧道地震响应分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(S2):3609 - 3615.
- [5] BYRNE P M. A cyclic shear - volume coupling and pore - pressure model for sand [C]//Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, University of Missouri, 1991: 47 - 55.
- [6] 尹旅超,朱振宏,李玉珍,等.日本隧道盾构新技术[M].武汉:华中科技大学出版社,1999:76 - 79.
- [7] 祝彦知,冯紫良,方志.地震动下考虑各向异性土体 - 盾构隧道数值模拟[J].岩土力学,2005,26(5):710 - 716.
- [8] 陈育民,徐鼎平. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例[M].北京:中国水利水电出版社,2009.
- [9] 高峰,关宝树.沉管隧道三维地震反应分析[J].兰州铁道学院学报,2003,22(1):6 - 10.
- [10] CHARLIE W A, VEYERA G E, DURNFORD D S. Porewater pressure increases in soil and rock from underground chemical and nuclear explosion [J]. Engineering Geology, 1996,43(2):225 - 236.
- [11] 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试验验证[J].岩土工程学报,2007,29(12):1815 - 1822.

## Study on Seismic Response of Connectional Passages for Underwater Shield Tunnel

DING Zu - de, PENG Li - min, LI Xing - long

(School of Civil Engineering and Architecture, Central South University, Changsha 410075, China)

**Abstract:** Based on effective stress dynamic analysis method, a three - dimension model that consists of main tunnels, connectional passages and surrounding soil of Shi Ziyang shield tunnel is established to study structure dynamic mechanical response by inputting transverse and longitudinal seismic waves. In this model, the dynamic characteristics of liquefiable soil is simulated by Byrne's volume strain model, and the nonlinear behaviors of soil is considered. The research puts emphasis on different influences of the two seismic waves on pore water pressure and the internal forces of intersecting structure linings. The numerical results show that the incident direction of wave has a great effect on the seismic response of tunnel linings, and the damage caused by transverse waves is more serious than that of longitudinal waves; The silty and fine sand layer will be liquefied under the two waves, but it has little effect on the tunnel structure; The intersecting structure is safe because the maximum tension and compression stresses do not exceed the strength in the process of earthquake; Some reinforcement methods are proposed because the tunnel structure may float due to the heavy reduction of effective stress.

**Key words:** shield tunnel; connectional passages; intersecting structure; seismic response; effective stress