

# 基于轨道交通相关规范的横向双柱高架车站 抗震性能研究

姜利华

(中铁上海设计院集团有限公司, 200040, 上海//高级工程师)

**摘 要** 以宁波至奉化城际铁路工程为例,通过 Midas Civil 软件建立三维分析模型,按《城市轨道交通结构抗震设计规范》相关条文要求对车站结构在多遇、罕遇地震作用下的抗震性能进行分析,为基于轨道交通相关规范的横向双柱高架车站抗震性能研究提供了可供参考的分析全过程。

**关键词** 轨道交通;高架车站;抗震性能;横向双柱

**中图分类号** U233.4; U422.5\*5

**DOI:**10.16037/j.1007-869x.2022.12.016

## Study on Aseismic Performance of Horizontal Double-column Elevated Station Based on Rail Transit Related Specifications

JIANG Lihua

**Abstract** Taking Ningbo-Fenghua intercity railway project as example, a 3D analysis model is established by Midas Civil software. Analysis is carried out on the aseismic performance of station structure under common and rare seismic actions according to the relevant provisions in the *Code for Seismic Design of Urban Rail Transit Structures*, providing referable full analysis process for research on aseismic performance of the horizontal double-column elevated station based on rail transit related specifications.

**Key words** rail transit; elevated station; aseismic performance; horizontal double-column

**Author's address** China Railway Shanghai Design Institute Group Co., Ltd., 200040, Shanghai, China

横向双柱高架车站为单跨结构,其抗震冗余度低,易被地震破坏。由于此类车站兼具民用建筑和桥梁的特点,其结构计算需分别满足轨道交通相关规范和民用建筑相关规范的相关要求。此外,这两类相关规范要求的设计方法也不同:轨道交通相关规范要求采用容许应力法进行设计;民用建筑相关规范要求采用以概率理论为基础的极限状态设计方法,以可靠指标度量结构构件的可靠度,采用分

项系数的设计表达式进行设计。两套规范体系的设计方法和荷载组合完全不同。结构抗震性能分析需分别满足两套体系的相关要求。而国内现有的抗震规范均各自为政,未对高架车站结构的抗震设计形成系统的指导,给设计工作带来较多不便。面对国内规范现状,本文以现有轨道交通相关规范的抗震要求为基础,研究适用于横向双柱高架车站结构抗震性能研究的分析全过程,以为同类车站抗震设计和抗震性能研究提供参考。

## 1 工程概况

宁波至奉化城际铁路近期工程线路全长 21.59 km,其中地下线长 0.84 km,高架线长 20.49 km,过渡段长 0.31 km(含 U 型槽段)。全线设站 9 座,均为高架车站,其站台有效长度为 118 m。列车采用 B 型车 6 节编组。本文以方桥站为例,进行横向双柱高架地铁车站的抗震性能分析。方桥站为高架侧式车站,车站总长度为 121.4 m;横向柱跨为 6.9 m;纵向柱跨为 12.0 m,共 10 跨。车站共 3 层,分别为站厅层、站台板下层和站台层。站内轨道梁与车站站台板下层框架刚接,为桥建合一的框架结构形式。站厅层柱截面尺寸均为 1.5 m×1.5 m;站台板下层柱截面尺寸除两端 4 根柱为 1.5 m×1.5 m 外,其余均为 1.4 m×1.2 m;基础为桩基础,桩径为 1.0 m。地上结构、承台及基础梁均采用 C40 混凝土,桩基采用水下 C35 混凝土。方桥站的典型横剖面如图 1 所示。

根据《市政公用设施抗灾设防管理规定》<sup>[1]</sup>(以下简称《规定》)第二条及第十四条,方桥站属于 GB 50223—2008《建筑工程抗震设防分类标准》<sup>[2]</sup>(以下简称“《标准》”)中规定的重点设防类市政公用设施,应在初步设计阶段组织专家进行抗震专项论证。

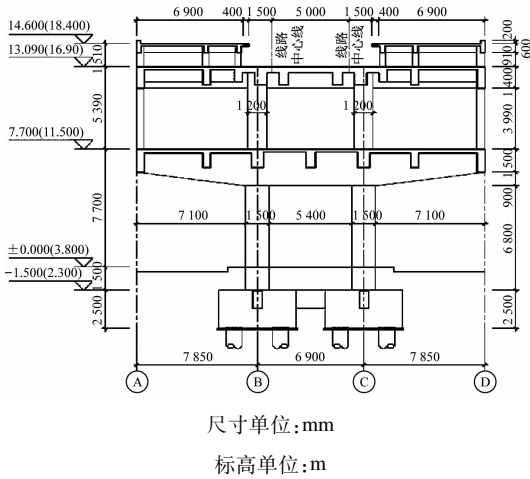


图 1 方桥站典型横剖面图

Fig. 1 Typical cross section of Fangqiao Station

## 2 抗震性能分析流程

根据 GB 50909—2014《城市轨道交通结构抗震设计规范》<sup>[3]</sup> (以下简称《城轨抗规》)第 7.2.1 项条文说明,钢筋混凝土构件抗震性能验算应按图 2 流程进行。

## 3 基于轨道交通相关规范的抗震性能分析

### 3.1 确定场地类别和设计地震动参数

根据《标准》《城轨抗规》及《宁波至奉化城际铁路工程场地地震安全性评价报告》<sup>[4]</sup> (以下简称《安评》)、GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》(2016 年版)<sup>[5]</sup> (以下简称《抗规》)的规定,选取场地类别和设计地震动参数如表 1 所示。

### 3.2 墩柱破坏形式判断

根据《城轨抗规》7.2.1 条和附录 F.1.1 条规定,按“强剪弱弯”的抗震设计理念来判断墩柱的破坏形态。

### 3.3 建立整体模型

按《城轨抗规》6.1.4—6.1.6 条要求,模拟桩基础与地基土相互作用,采用 Midas Civil (V880) 软件建立空间三维整体模型,如图 3 所示。

Midas Civil 计算所得的结构前三阶振型及周期 ( $T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$ ) 如图 4 所示。

### 3.4 按线性反应谱法进行多遇地震作用分析

根据《城轨抗规》3.3.1 条,结构抗震性能要求 I 的验算可采用线性反应谱法。

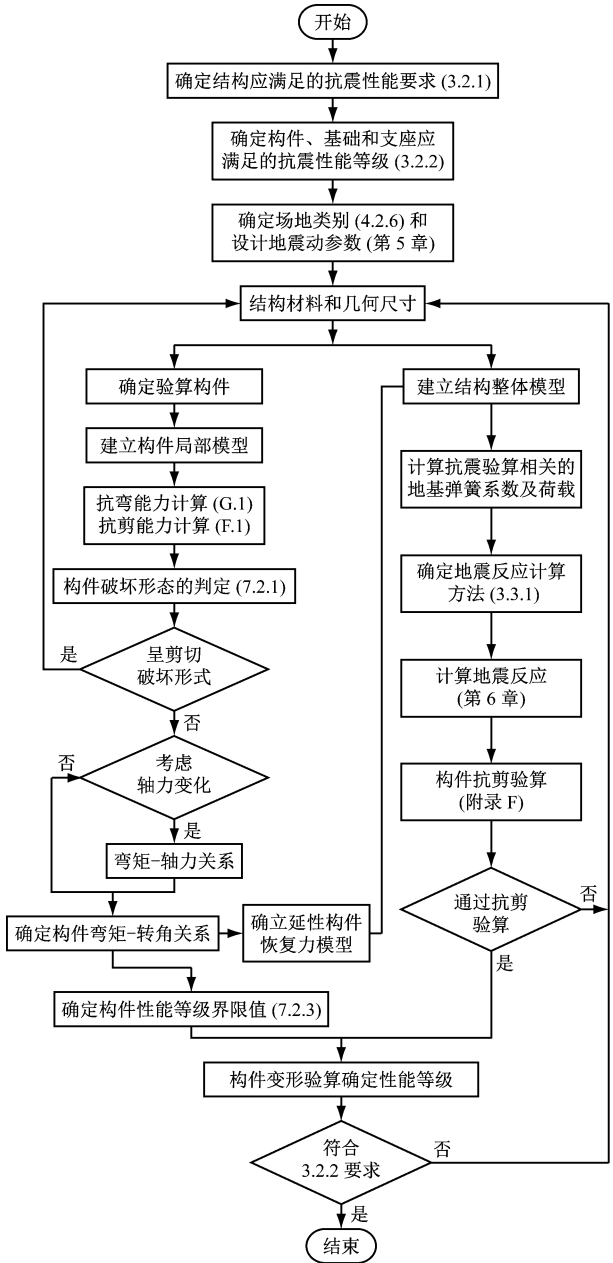


图 2 钢筋混凝土构件抗震性能验算流程图<sup>[3]</sup>  
Fig. 2 Checking calculation flow chart of reinforced concrete components aseismic performance

表 1 场地类别和设计地震动参数	
Tab. 1 Site types and design ground motion parameters	
项目	参数取值
设防类别	重点设防类 (乙类)
抗震设防烈度	7 度
设计基本地震加速度值/g	0.10
设计地震分组	第一组
场地土类别	Ⅲ类
	0.075 (多遇地震, 即 E1)
场地设计地震动加速度峰值/g	0.140 (设防地震, 即 E2)
	0.275 (罕遇地震, 即 E3)
场地特征周期/s	0.50

注: g 为重力加速度。

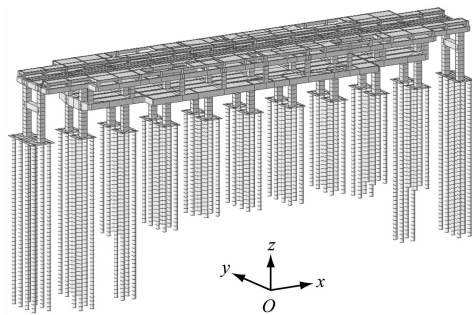


图3 Midas Civil 三维整体模型

Fig.3 3D overall model of Midas Civil

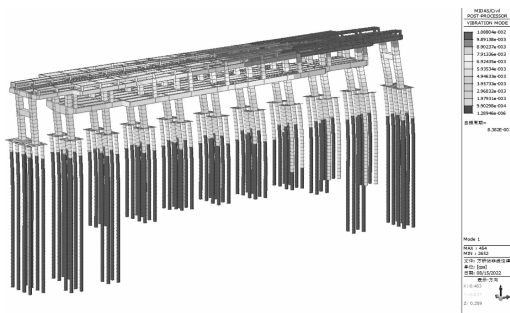
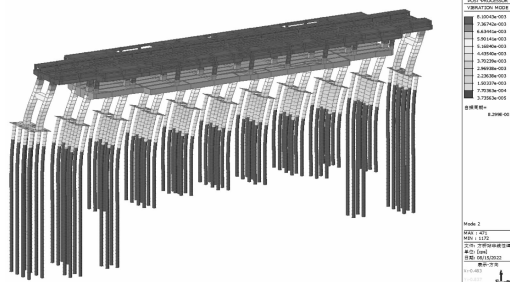
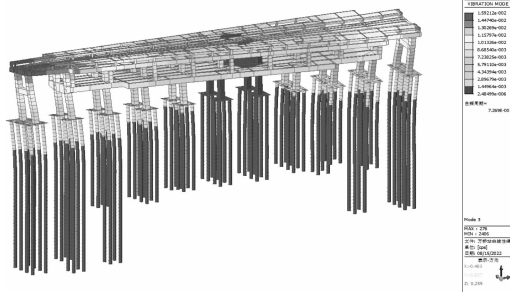
a) 横桥向(y向)平动振型图( $T_1=0.8382\text{ s}$ )b) 顺桥向(x向)平动振型图( $T_2=0.8299\text{ s}$ )c) 整体扭转振型图( $T_3=0.7269\text{ s}$ )

图4 模拟计算所得结构前三阶振型及周期

Fig.4 The first three vibration modes and periods of the structure from simulation calculation

按 GB 50111—2006《铁路工程抗震设计规范(2009 年版)》<sup>[6]</sup>(以下简称《铁路抗规》)7.1.4 条、GB 50157—2013《地铁设计规范》<sup>[7]</sup>(以下简称《地铁规范》)10.6.10 条及《城轨抗规》6.2.4 条规定,

对地震作用效应和其他恒载及活载效应进行组合,按有车工况和无车工况对车站墩柱和桩基础进行抗震性能分析。

根据《城轨抗规》附录 F.1.1 条规定,对多遇地震作用下的车站墩柱抗剪强度进行验算,结果如表 2 所示。

表2 地震组合作用下不同工况的墩柱抗剪强度验算

Tab.2 Columns shear resistance checking calculation of different working conditions under combined seismic actions

墩柱尺寸	地震作用方向	墩柱剪力计算结果/kN		0.85 $V_{dy}$ /kN
		有车工况	无车工况	
1 500 mm × 1 500 mm	x	864.7	683.3	10 704.4
1 500 mm × 1 500 mm	y	748.8	754.6	10 704.4
1 400 mm × 1 200 mm	x	691.5	676.2	6 445.3
1 400 mm × 1 200 mm	y	1 208.4	1 361.1	5 691.6

注:表中  $V_{dy}$  为墩柱设计剪切抗力;0.85 为《城轨抗规》公式参数。

按《城轨抗规》7.4.1 条规定,对多遇地震作用下的桩基础整体抗震性能进行验算,结果如表 3 所示。其中,基桩屈服点对应的桩顶位移按《城轨抗规》附录 B.1.4-3 条和 G.1.2-1 条计算。

表3 地震组合工况桩顶位移验算

Tab.3 Checking calculation of pile top displacement under combined seismic working conditions

承台位移方向	桩顶位移计算结果/mm		桩基础整体屈服点对应的桩顶位移/mm
	有车工况	无车工况	
x	12.278	12.123	54
y	9.884	13.568	54

根据 TB 10092—2017《铁路桥涵混凝土结构设计规范》<sup>[8]</sup>(以下简称《铁路混规》)3.1.4 条和 3.3.4 条:HRB400 级钢筋最大容许拉、压应力为 315 MPa;C40 混凝土最大容许主拉应力为 2.43 MPa,最大容许偏心受压应力为 20.25 MPa,最大容许中心受压应力为 16.2 MPa;C35 混凝土最大容许主拉应力为 2.25 MPa,最大容许偏心受压应力为 17.7 MPa,最大容许中心受压应力为 14.1 MPa。

按《铁路抗规》7.1.2 条规定,对多遇地震作用下的墩身及基础进行强度和稳定性验算。

在地震组合作用下,有车工况和无车工况的车站墩柱抗震性能要求 I 验算结果见表 4 和表 5。

有车和 无车地震组合工况下车站桩基抗震性能要求 I 验算结果如表 6 和表 7 所示。

表 4 地震组合作用下有车工况的墩柱性能要求 I 验算结果

Tab.4 Checking calculation result of column performance requirements I under combined seismic actions with vehicle

验算内容	计算结果		容许值
	x 向	y 向	
混凝土最大偏压应力	8.95	6.14	20.25
混凝土最大剪应力	0.58	0.52	2.43
钢筋最大压应力	71.63	41.45	315.00
钢筋最大拉应力	112.97	52.11	315.00
稳定性验算(中心受压)	4.10	4.55	16.20

表 5 地震组合作用下无车工况墩柱性能要求 I 验算结果

Tab.5 Checking calculation result of column performance requirements I under combined seismic conditions without vehicle

验算内容	计算结果		容许值
	x 向	y 向	
混凝土最大偏压应力	8.70	5.98	20.25
混凝土最大剪应力	0.59	0.54	2.43
钢筋最大压应力	69.62	41.90	315.00
钢筋最大拉应力	109.04	49.54	315.00
稳定性验算(中心受压)	3.96	4.41	16.20

从表 4—表 7 可看出,在多遇地震作用下,墩柱与桩基的混凝土及钢筋均处于弹性工作状态,可保证列车的行车安全。

3.5 罕遇地震作用分析

根据《抗规》3.4.4 条第 2 款的要求,结构薄弱层应按《抗规》有关规定进行弹塑性变形分析。现采用弹塑性动力时程分析方法对方桥站结构进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。按《抗规》表

表 6 有车地震组合作用桩基性能要求 I 验算结果

Tab.6 Checking calculation result of pile foundation performance requirements I under combined seismic conditions with vehicle

验算内容	计算结果	容许值
混凝土最大偏压应力	6.88	17.70
混凝土最大剪应力	0.13	2.25
钢筋最大压应力	93.37	315.00
钢筋最大拉应力	2.00	315.00
稳定性验算(中心受压)	6.60	14.10

表 7 无车地震组合作用桩基性能要求 I 验算结果

Tab.7 Checking calculation result of pile foundation performance requirements I under combined seismic conditions without vehicle

验算内容	计算结果	容许值
混凝土最大偏压应力	6.71	17.70
混凝土最大剪应力	0.11	2.25
钢筋最大压应力	93.25	315.00
钢筋最大拉应力	0	315.00
稳定性验算(中心受压)	5.96	14.10

5.1.2-2 和 3.10.3 条文说明,方桥站时程分析所用地震加速度时程的最大值取  $3.08\text{ m/s}^2$ 。地震波时程曲线选用与多遇地震时程分析对应的 3 条地震波(50 年超越概率为 2%,如图 5 所示),按三向输入进行计算,三向加速度最大值比例按 1.00:0.85:0.65。

采用上述 3 条地震波分别以 x 向及 y 向地震作用为主方向进行弹塑性动力时程分析,求得各地震波作用下的墩柱最大响应位移如表 8 和表 9 所示,桩基础承台质心处位移如表 10 所示。

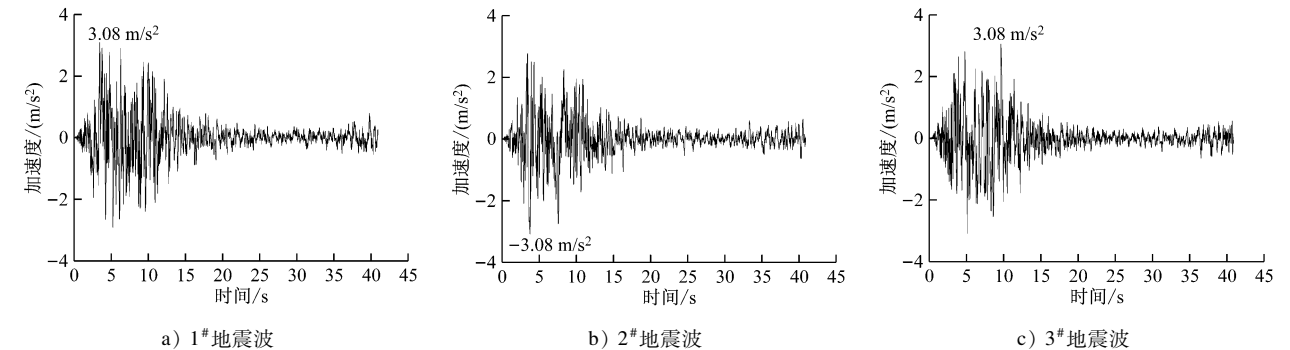


图 5 罕遇地震的地震波加速度时程图

Fig.5 Time-history diagram of seismic wave acceleration in rare earthquake

表 8  $x$  向罕遇地震作用下的墩柱最大响应位移

Tab.8 Maximum response displacement of columns under  $x$ -directional rare earthquake action

地震波	楼层	最大水平相对位移/mm		最大层间位移角 $\theta$	
		$x$ 向	$y$ 向	$x$ 向	$y$ 向
1#地震波	1 层	80.94	66.05	1/114	1/139
	2 层	41.07	26.69	1/131	1/202
2#地震波	1 层	71.98	65.73	1/128	1/140
	2 层	37.71	27.22	1/143	1/198
3#地震波	1 层	77.08	70.32	1/119	1/131
	2 层	39.70	28.21	1/136	1/191

表 9  $y$  向罕遇地震作用下墩柱最大响应位移

Tab.9 Maximum response displacement of columns under  $y$ -directional rare earthquake action

地震波	楼层	最大水平相对位移/mm		最大层间位移角 $\theta$	
		$x$ 向	$y$ 向	$x$ 向	$y$ 向
1#地震波	1 层	79.92	64.90	1/115	1/142
	2 层	41.12	26.07	1/131	1/207
2#地震波	1 层	73.10	65.66	1/126	1/140
	2 层	37.94	21.90	1/142	1/246
3#地震波	1 层	76.92	70.45	1/120	1/131
	2 层	39.57	28.46	1/136	1/189

表 10 罕遇地震作用下的桩基础承台质心处位移

Tab.10 Displacements at the centroid of pile foundation bearing platform under rare earthquake

地震波	地震作用主方向	桩基础承台质心处位移/mm	
		$x$ 向	$y$ 向
1#地震波	$x$ 向	44.3	38.7
	$y$ 向	44.1	38.5
2#地震波	$x$ 向	44.4	39.5
	$y$ 向	43.5	39.1
3#地震波	$x$ 向	45.4	41.9
	$y$ 向	44.9	41.6

注:桩基础整体屈服点对应的桩顶位移为 54 mm。

根据《抗规》表 5.5.1 和表 5.5.5,由表 8、9 可知,各楼层层间位移角  $\theta$  满足  $1/550 < \theta < 1/50$ 。这表明,在罕遇地震作用下,墩柱已经进入塑性受力状态,但未发生倒塌破坏,结构抗震性能满足《城轨抗规》3.2.1 条规定的性能要求Ⅲ。

由表 10 可知,在罕遇地震作用下,桩基仍处于弹性工作状态,满足《地铁规范》10.6.10 条关于基

础应按能力保护原则设计的要求。

根据《铁路抗规》7.3.3 条,钢筋混凝土墩柱在罕遇地震作用下,其非线性位移延性比应小于 4.8。本文弹塑性分析墩柱采用骨架分布铰,其滞回模型采用程序自带的武田三折线模型:初始刚度为  $K_0$ ;构件开裂表征第一屈服(对应位移  $D_1$  为常量),刚度降为  $K_1$ ;钢筋屈服表征第二屈服(对应位移  $D_2$  为常量),刚度下降为  $K_2$ 。

在 3 条  $x$  向为主方向的地震波作用下,计算所得的各轴墩柱  $x$  向及  $y$  向延性发展系数(不同屈服阶段分别为  $D/D_1$ 、 $D/D_2$ ,其中  $D$  表示实际位移响应),最大值如图 6 及图 7 所示。

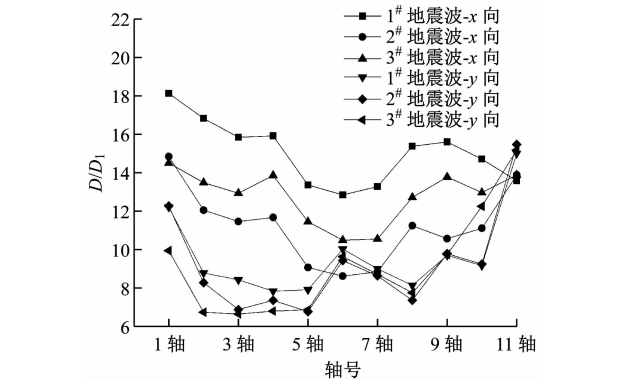


图 6  $x$  向地震波作用下墩柱  $D/D_1$  的最大值

Fig.6 Maximum value of column  $D/D_1$  under seismic wave action in  $x$  direction

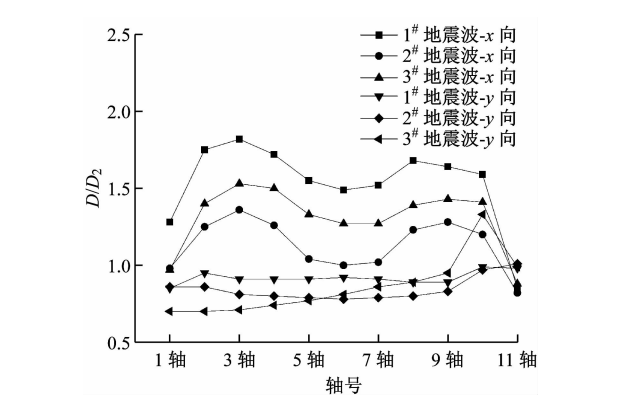
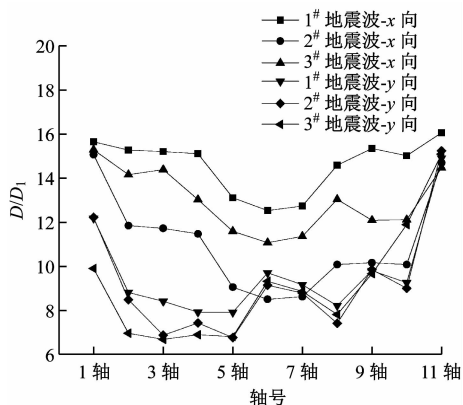
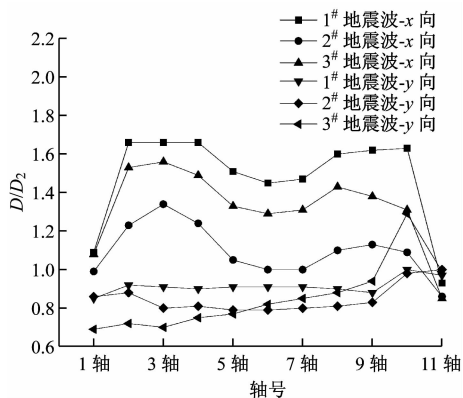


图 7  $x$  向地震波作用下墩柱  $D/D_2$  的最大值

Fig.7 Maximum value of column  $D/D_2$  under seismic wave action in  $x$  direction

3 条  $y$  向为主方向的地震波作用下计算所得的各轴墩柱  $x$  向及  $y$  向延性发展系数最大值如图 8 及图 9 所示。

由图 6—图 9 可知,在 3 条地震波作用下墩柱  $x$  向均出现了  $D_1$  铰(混凝土开裂时形成的塑性转动

图8 y向地震波作用下墩柱  $D/D_1$  最大值Fig. 8 Maximum value of column  $D/D_1$  under seismic wave action in y direction图9 y向地震波作用下的墩柱  $D/D_2$  最大值Fig. 9 Maximum value of column  $D/D_2$  under seismic wave in y direction

铰)和  $D_2$  铰(构件钢筋屈服时形成的塑性转动铰), y 向均出现  $D_1$  铰。其中:在 3#地震波作用下 y 向出现了  $D_2$  铰;在 1#、2#地震波作用下, y 向未出现  $D_2$  铰。这表明墩柱在罕遇地震作用下,受拉侧混凝土均已开裂,同时部分钢筋已屈服,进入弹塑性工作状态。由上述计算结果可知,  $D/D_2$  均小于 4.8, 满足《铁路抗规》7.3.3 条的延性需求。

## 4 结语

本文根据轨道交通相关规范要求,对“桥建合一”的横向双柱高架三层城市轨道交通车站抗震性能进行了详细的抗震分析,得出以下结论:

- 1) 在 7 度抗震设防区采用横向单跨的高架侧式车站,其抗震性能可满足轨道交通相关规范要求。
- 2) 横向双柱高架车站的一、二层结构横向刚度较纵向刚度小,其抗震较为不利。设计时应适当加

大柱横向截面尺寸,使纵横向刚度趋于相近。本工程设计时未根据计算加大柱截面横向尺寸。

## 参考文献

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 市政公用设施抗灾设防管理规定; 住房城乡建设部令第 1 号 [A]. 北京: 中华人民共和国住房和城乡建设部, 2008.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Provisions for the management of disaster resistance and fortification of municipal public facilities; Ministry of Housing and Urban-Rural Development order No. 1 [A]. Beijing: Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, 2008.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑工程抗震设防分类标准; GB 50223—2008 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for classification of seismic protection of building constructions; GB 50223—2008 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 城市轨道交通结构抗震设计规范; GB 50909—2014 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2014.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of urban rail transit structures; GB 50909—2014 [S]. Beijing: China Planning Press, 2014.
- [4] 浙江省工程地震研究所. 宁波至奉化城际铁路工程场地地震安全性评价报告 [R]. 宁波: 浙江省工程地震研究所, 2015: 184.  
Zhejiang Institute of Engineering Seismology. Earthquake safety evaluation report of Ningbo-Fenghua intercity railway engineering site [R]. Ningbo: Zhejiang Institute of Engineering Seismology, 2015: 184.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 建筑抗震设计规范(2016 年版); GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016: 6.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings (2016 ed.); GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016: 6.
- [6] 中华人民共和国建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 铁路工程抗震设计规范(2009 年版); GB 50111—2006 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2009.  
Ministry of Construction of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for seismic design of

(下转第 100 页)