

地铁 T 型换乘车站结构抗震设计两种分析方法 计算结果差异性对比分析

黄 伟

(中铁第六勘察设计院集团有限公司, 300133, 天津//高级工程师)

摘 要 结合地铁抗震规范相关要求,以郑州地铁 6 号线龙湖北站 T 型换乘站为例,对比分析时程分析法和反应位移法在地铁 T 型换乘车站结构抗震设计计算中的差异情况。结果表明:T 型换乘车站结构的开口断面和标准断面内主要部位的受力规律基本一致,但断面内两种分析方法计算结果之间表现为差异悬殊和结果相近并存的状态,差异程度因具体部位而不同;为提高 T 型车站结构的抗震设计的可靠性,应按照规范要求同时使用时程分析法和反应位移法对 T 型换乘车站结构进行计算;反应位移法对地铁车站 T 型换乘节点的抗震设计具有一定参考价值,实际设计时可根据断面不同部位以时程分析法为主、反应位移法为辅。

关键词 地铁; T 型换乘车站结构; 抗震设计; 时程分析法; 反应位移法

中图分类号 U452.2⁺8; U231.4

DOI: 10.16037/j.1007-869x.2020.07.020

Comparative Analysis of Different Calculation Results between Two Analytical Methods for Seismic Design of T-type Interchange Station Structure

HUANG Wei

Abstract Under the requirements of metro seismic design code, the T-type interchange station of Longhu North Station on Zhengzhou metro Line 6 is taken as the study case, the differences between time-history analysis method and response displacement method in seismic design calculation of the T-type station structure are compared and analyzed. Results show that the stress force law of the main parts in both open sections and standard sections of T-type interchange station structure acts generally the same, however the calculation results of the two analyzing methods in the sections display a simultaneous existence of disparity and similarity. The degree of difference depends on the specific location. In order to improve the reliability of the seismic design of T-type station structure, both methods

should be used to calculate the station structure in accordance with the code requirements. The response displacement method provides certain level of reference value for the seismic design of T-type metro interchange station, while in practical design, depending on specific parts of the section, the time-history analysis method may serve as the main and the response displacement method the supplement.

Key words metro; T-type interchange station structure; seismic design; time-history analysis method; response displacement method

Author's address China Railway Sixth Survey Design Institute Group Co., Ltd., 300133, Tianjin, China

在城市轨道交通运营过程中,相交线路的网络节点——换乘站,在路网中起着实现不同线路间乘客互通、优化换乘方式、缩短通勤时间等作用。合理布置换乘站在城市内的空间分布位置,可以有效提高轨道交通路网的整体运输能力^[1-2]。

与其他车站相比,T 型换乘车站^[3-7]整体规模更大,其几何形式、站内结构更加复杂,内部客流量更大,人员更加密集,遭受地震后将造成重大损失。而针对现有的地下车站结构,GB 50909—2014《城市轨道交通结构抗震设计规范》推荐反应位移法和时程分析法作为主要计算方法。但对于 T 型车站这样的沿纵向结构形式有较大变化的结构时,反应位移法的可靠性就会降低。此种情况下,地铁结构抗震设计规范建议需对结构进行时程分析法计算。考虑到目前关于使用上述两种方法对 T 型换乘车站断面的抗震计算进行比较的研究相对较少,本文以郑州地铁 6 号线龙湖北站 T 型换乘形式为例,主要进行时程分析计算,并对比反应位移结果,希望得出一些适用于 T 型换乘车站抗震设计的有益结论。

1 T型换乘车站结构抗震分析方法

目前地下结构抗震分析常用的方法有反应位移法和时程分析法^[8]。其中:反应位移法认为地震过程中地下结构与周围地层具有相同的动力要素,因地层深度变化而产生的层间位移差将与各种工况载荷相结合,作为强迫位移施加在地下结构上。由此,可以将土层的地震动力响应简化为平面静力问题,并计算得出结构内力^[9-10]。而时程分析法采用有限元离散化法,将围岩介质与地下结构按整体处理,计算得到二者的动力响应^[11-12]。模型的动态特性是该方法讨论的重心,但需引入人工边界,设置不同的约束条件来表征未被建模的实际无限地层对参与建模的有限计算区域的影响。

本文通过上述两种计算方法对郑州地铁龙湖北站进行建模计算并对计算结果进行对比分析。本文主要介绍时程分析法的模拟过程,对于反应位移法,仅列其模拟结果。

2 工程概况

龙湖北站横断面结构形式如图1所示。覆土厚约为3.5 m,底部埋深约为24.6 m,站台宽为14.0 m,换乘车站主体结构外包长度为209.0 m。本站分布的主要地层有②₃₁黏质粉土(Q₄^{al})、②₄₁粉砂(Q₄^{al})、②₅₁细砂(Q₄^{al})。该站标准段基坑宽度为22.3 m,围护结构采用1 000 mm厚地下连续墙+内支撑+临时立柱的支护体系,共设置4道支撑:第一道支撑为700 mm×800 mm混凝土支撑;第二道、第

四道支撑采用φ 609 mm、壁厚为16 mm钢管撑;第三道支撑采用φ 800 mm、壁厚为20 mm钢管撑。临时立柱桩采用φ 1 000 钻孔灌注桩,插入基底以下11.0 m;地下连续墙嵌固深度为18.0 m。

龙湖北站为地下三层双柱三跨框架结构,顶板厚800 mm,中板厚400 mm,底板厚1 000 mm,中柱尺寸为700 mm×1 000 mm,柱跨为9 m。

3 动力计算准备工作

时程分析法主要关注阻尼确定、地震波输入模式、人工边界设置等问题。建模所用各种材料的计算参数如表1所示。

表1 不同地层和混凝土材料计算参数表						
材料	弹性模量/MPa	泊松比	剪切模量/MPa	容重/(kN/m ³)	黏聚力/kPa	摩擦角/(°)
地层	② ₃₁	125.3	0.41	44.4	19.5	15.5
	② ₄₁	606.3	0.42	212.6	19.5	3.0
	② ₅₁	649.3	0.36	238.4	19.5	0.0
混凝土	C35	31.5	0.2	25		
	C50	34.5	0.2	25		

3.1 阻尼确定

本文采用Rayleigh阻尼,形式为矩阵。假定整体阻尼矩阵为质量系数、质量矩阵以及刚度系数和刚度矩阵对应相乘相加的结果,如式(1)~(3)^[13]:

$$C = \alpha M + \beta K \tag{1}$$

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\xi_i\omega_j - \xi_j\omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \tag{2}$$

$$\beta = \frac{2(\xi_i\omega_j - \xi_j\omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \tag{3}$$

式中:

- α——质量阻尼常数;
- β——刚度阻尼常数;
- C——阻尼矩阵;
- M——质量阻尼矩阵;
- K——刚度阻尼矩阵;
- ω_i——第*i*阶振型固有频率;
- ω_j——第*j*阶振型固有频率;
- ξ_i——第*i*阶振型阻尼比;
- ξ_j——第*j*阶振型阻尼比。

ξ_i、ξ_j可以模型试验结果为准或者采用经验值,本文根据经验取ξ_i=ξ_j=0.05;对结构进行模态分析后,可得到结构自振频率ω_i、ω_j,进而可求出质量阻尼常数、刚度阻尼常数,得到C。

3.2 地震波输入模式

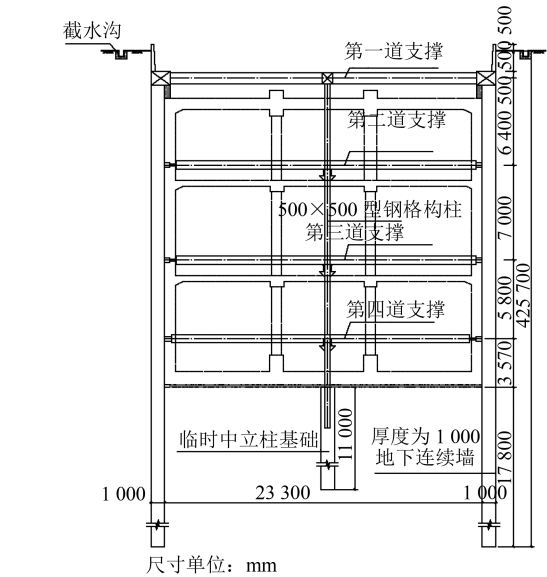


图1 郑州地铁龙湖北站横断面图

在地震模拟中,地震波输入采用郑州地铁 6 号线工程场地地震安评报告中多遇地震下的 3 条水平地震波,对应 100 年的设计基准期和 10% 的超越概率,在模型计算中表示为 3 个荷载,如图 2 所示。将地震波输入时间设置为 30 s^[13]。

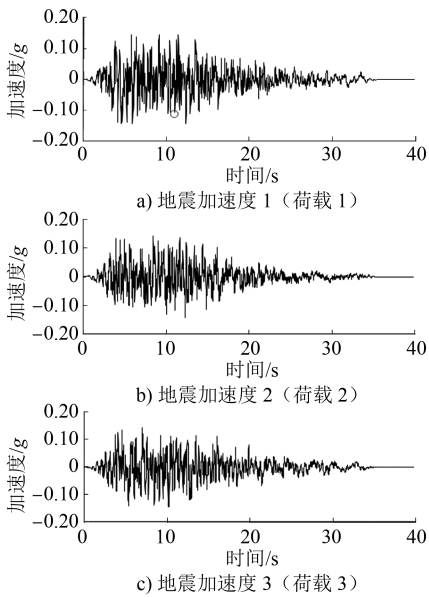


图 2 地震加速度(荷载)

3.3 人工边界设置

在抗震模型中,使用弹簧-阻尼单元作为黏弹性人工边界,如图 3 所示。根据实际工况在上述边界施加约束条件后可以适当缓解未被建模的实际无限地层对模型区域的影响,减少边界效应,提高模拟精度。在该边界单元中,刚度系数(基床系数)由室内试验确定,阻尼系数可通过式(4)~(7)^[14]获得。

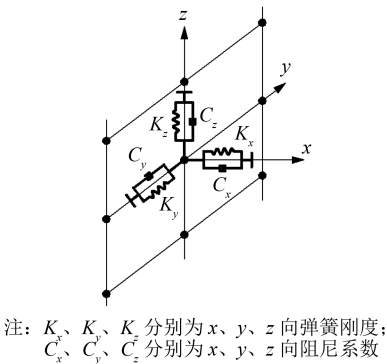


图 3 弹簧-阻尼单元

$$C_p = \rho \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \tag{4}$$

$$C_s = \rho \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{5}$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \tag{6}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \tag{7}$$

式中:

- C_p ——P 波阻尼系数;
- C_s ——S 波阻尼系数;
- ρ ——材料密度;
- λ ——体积模量;
- G ——剪切模量;
- E ——弹性模量;
- ν ——泊松比。

根据试验,各土层的基床系数取值如表 2 所示。经计算得到的阻尼系数如表 3 所示。

表 2 地层基床系数

地层	$K_h/(MPa/m)$	$K_v/(MPa/m)$
② ₃₁	20	18
② ₄₁	35	32
② ₅₁	45	42

注: K_h 为水平地基反力系数; K_v 为竖直地基反力系数

表 3 地层阻尼系数

地层	C_p	C_s
② ₃₁	74.97	29.27
② ₄₁	173.63	64.39
② ₅₁	145.83	68.18

3.4 T 型车站模型

模型总体尺寸为:长 200 m,宽 150 m,高 35 m。建模时,周围地层选用六面体单元(见图 4~5)。根据车站既有变形缝,将车站换乘节点简化,并选择 4 个具有代表性的计算截面用以后续分析(见图 6)。各计算截面的具体结构形式如图 7 所示。

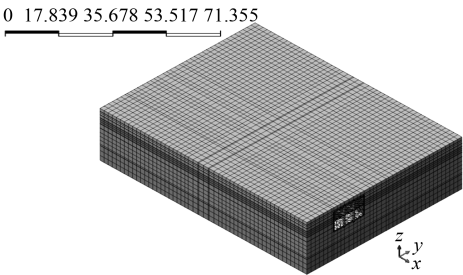


图 4 地层-结构网络图

车站主体模型为板单元,车站柱和梁的模型为梁单元。施加的约束为模型侧面限制水平位移和底面限制竖向位移,在模型内输入 3.2 节的 3 条水平地震荷载,并改变地震荷载作用方向,沿 x 方向模

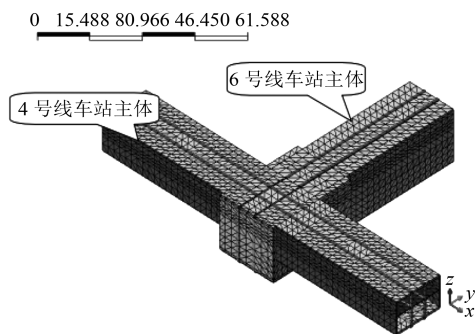


图 5 车站结构网络图

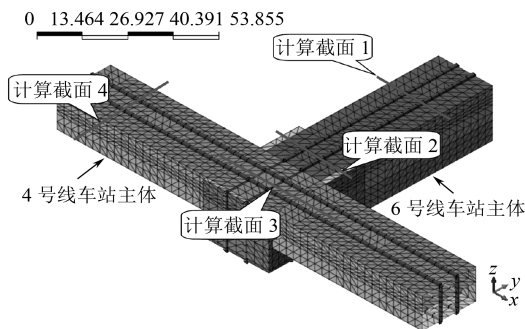


图 6 车站结构计算截面

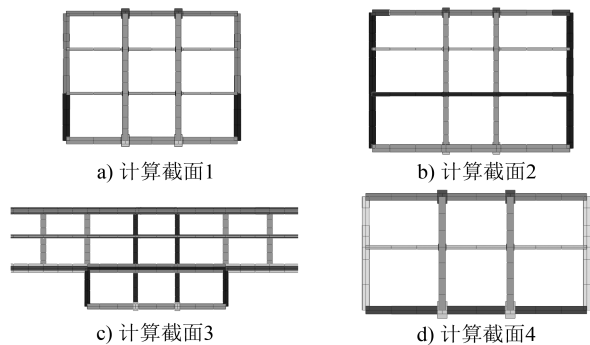


图 7 各计算截面的具体结构形式

型长度 200 m,沿 y 方向模型宽度 150 m,组合后共计 6 种计算工况,表 4 所示。

表 4 计算工况、荷载类型及荷载方向

工况	荷载类型	荷载方向
工况 1	荷载 1	x 方向
工况 2	荷载 1	y 方向
工况 3	荷载 2	x 方向
工况 4	荷载 2	y 方向
工况 5	荷载 3	x 方向
工况 6	荷载 3	y 方向

注: 荷载对应图 2 中的地震加速度

注：荷载对应图 2 中的地震加速度

4 结果分析

4.1 时程分析法计算结果

计算结果主要包括地震作用后结构位移和结

构内力。结构位移主要由顶板与底板的层间位移差和位移角体现,如表 5 所示。结构内力(以弯矩值为例)如图 8 所示。

表 5 顶板与底板的层间位移差及层间位移角

截面	各工况下的层间位移差/mm						层间 位移角
	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5	工况 6	
1	19.89		18.51		19.23		1/1 049
2	8.58		7.62		8.52		1/2 548
3	1.59		1.41		1.53		1/13 748
4		10.02		9.93		9.42	1/1 311

注: 层间位移角的限值为 1/250

注:层间位移角的限值为 $1/250$

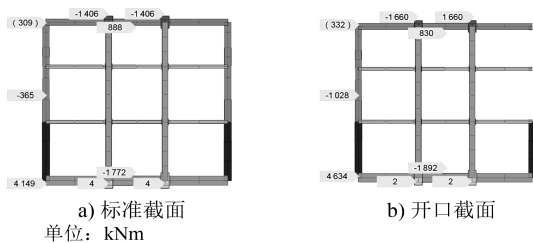


图 8 结构关键节点弯矩包络值

结构顶板与底板层间位移差最大值为 19.89 mm,最大位移差对应的层间位移角为 $1/1\,049 < 1/250$ (限值),满足抗震设计要求。

结构标准截面的弯矩最大值为 4 149 kNm, 结构开口截面的弯矩最大值为 4 634 kNm, 根据结构静力计算(强度、裂缝验算)所得配筋满足时程分析计算出的内力需求, 即配筋满足抗震要求。

4.2 反应位移法计算结果

通过反应位移法计算龙湖北车站结构断面的弯矩结果、变形结果如图 9、图 10 所示。

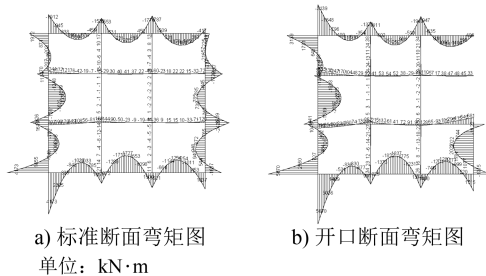


图 9 断面弯矩图

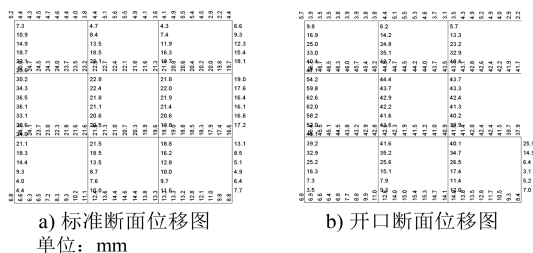


图 10 断面位移图

由图 9、图 10 可知,标准断面最大弹性层间位移角为 $1/1\,000<1/250$,开口断面最大弹性层间位移角为 $1.8/1\,000<1/250$,均满足抗震验算要求。

4.3 计算结果对比分析

综合所有工况,选择经反应位移和动力时程两种方法计算后的结构标准截面和开口截面结果进

行比较。分别选取龙湖北站标准截面顶板、侧墙、底板的内力计算最大包络值进行对比,如表 6、图 11 和图 12 所示(图中线框标记表示反应位移法计算结果大于时程分析法计算结果,横坐标 1~9 与表 6 的主要位置序号一一对应)。

表 6 开口截面内力计算结果

主要位置(序号)	内力	开口断面			标准断面		
		反应位移法	时程分析法	差异程度/%	反应位移法	时程分析法	差异程度/%
顶板边支座(1)	M	-3 139	-332	845.48	-1 912	-309	518.77
	N	-1 514	-352	330.11	-1 160	-325	256.92
	V	1 413	698	102.44	1 399	584	139.55
顶板跨中(2)	M	1 115	830	34.34	1 184	888	33.33
	N	-780	-352	121.59	-635	-325	95.38
	V	0	0		0	0	
顶板中支座(3)	M	-1 947	-1 660	17.29	-1 787	-1 406	27.10
	N	-1 011	-352	187.22	-799	-325	145.85
	V	1 435	863	66.28	1 399	831	68.35
侧墙顶支座(4)	M	3 139	332	845.48	1 912	309	518.77
	N	-1 464	-1 338	9.42	-1 146	-1 243	-7.8
	V	1 594	305	422.62	1 218	282	331.91
侧墙跨中(5)	M	-2 350	-1 028	128.6	-1 730	-365	373.97
	N	-1 830	-1 780	2.81	-1 618	-1 689	-4.2
	V	0	0		0	0	
侧墙底支座(6)	M	5 070	4 634	9.41	4 173	4 149	0.58
	N	-2 445	-2 015	21.34	-2 267	-1 965	15.37
	V	2 653	2 598	2.12	2 468	2 466	0.08
底板侧支座(7)	M	5 070	4 634	9.41	4 173	4 149	0.58
	N	-2 977	-2 598	14.59	-2 790	-2 466	13.14
	V	2 251	2 015	11.71	2 077	1 965	5.7
底板跨中(8)	M	-1 837	-1 892	-2.91	-1 727	-1 772	-2.54
	N	-2 247	-2 598	-13.51	-2 030	-2 466	-17.68
	V	0	0		0	0	
底板中支座(9)	M	1 400	2	69 900	1 511	4	37 675
	N	-2 500	-2 598	-3.77	-2 300	-2 466	-6.73
	V	1 628	1 081	50.6	1 619	1 093	48.12

注: M 为弯矩, kNm(逆时针为+、顺时针为-); N 为轴力, kN(压为+, 拉为-); V 为剪力, kN; 差异程度=[(反应位移法值-时程分析法值)/时程分析法值]×100%

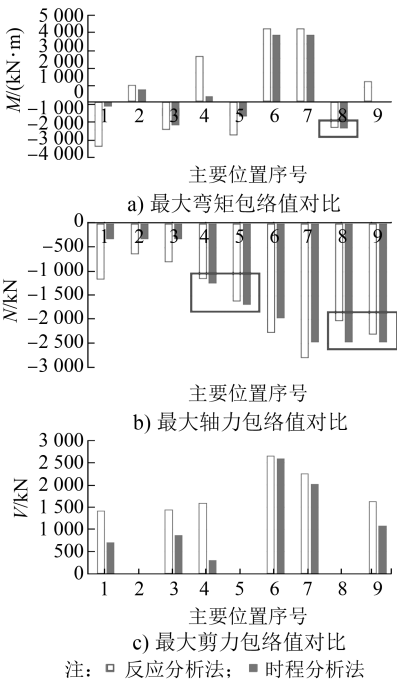


图 11 开口断面内力对比图

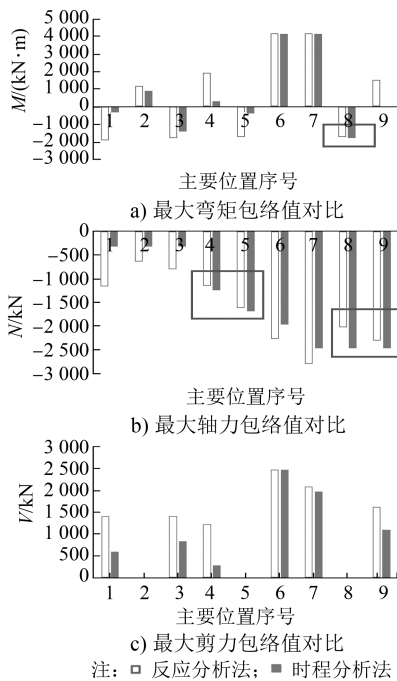


图 12 标准断面内力对比图

根据表 6 对比可知,采用不同分析方法计算的不同位置处的弯矩、剪力、轴力的差异程度很大。两种方法计算的弯矩结果根据差异悬殊与否可大致分为差异悬殊和结果相近两类,以 15% 为界限进行划分,具体结果如表 7 所示。进一步以开口断面为例对其各部位进行统计,结构如表 8 所示。

表 7 两种断面各部位(序号)内力差异分类统计

内力	开口断面		标准断面	
	差异悬殊	结果相近	差异悬殊	结果相近
M	1,2,3,4,5,9	6,7,8	1,2,3,4,5,9	6,7,8
N	1,2,3,6	4,5,7,8,9	1,2,3,6,8	4,5,7,9
V	1,3,4,9	6,7	1,3,4,9	6,7

注:以差异程度绝对值进行统计;另外,量值为 0 的位置序号不予表示

表 8 开口断面各部位(序号)分项差异统计

主要位置(序号)	M	N	V
顶板边支座(1)	×	×	×
顶板跨中(2)	×	×	√
顶板中支座(3)	×	×	×
侧墙上支座(4)	×	√	×
侧墙跨中(5)	×	√	√
侧墙下支座(6)	√	×	√
底板边支座(7)	√	√	√
底板跨中(8)	√	√	√
底板中支座(9)	×	√	×

注:以“√”表示“结果相近”,以“×”表示“差异悬殊”;量值为 0 的位置序号默认为“相近”

由表 7 可知,开口断面和标准断面各位置的内力分布、相互间差异趋势基本一致,主要区别仅在于差异程度绝对值的大小。

差异程度绝对值的大小衡量的是反应位移法计算结果以时程分析法为参照的偏离程度。该值越大,意味着两种方法的结果差距越大,前者的计算结果相应越不可靠,该处的抗震设计应以时程分析法为主。反之,说明反应位移法与时程分析法结果比较接近,该位置在以时程分析法为主进行抗震设计的同时也可在一定程度上参考反应位移法。

根据表 6、表 7 以及图 11、图 12,可以发现,两种断面的各项内力差异程度分布基本一致。根据表 8,假定满足两项及以上内力相近条件者,可认为该位置的反应位移法计算结果具有一定可参考价值,可与时程分析法相互印证并指导完成抗震设计;其余部位则应主要考虑时程分析法的计算结果。

综合上述分析,开口断面和标准断面内主要部位的受力规律基本一致,但每个断面的时程分析法与反应位移法之间表现为差异悬殊和结果相近并存的状态,差异程度根据具体部位的变化而变化。

在进行 T 型车站结构抗震设计时,应按照规范要求同时使用时程分析法和反应位移法进行计算;并根据部位确定设计方法的组合与否,但应以时程分析法为主,反应位移法为辅,如此可提高 T 型换乘车站结构抗震设计的可靠性。

5 结论

1) T 型换乘车站结构的开口断面和标准断面内主要部位的受力规律基本一致,但每个断面的时程分析法与反应位移法之间表现为差异悬殊和结果相近并存的状态,差异程度根据具体部位的变化而变化。

2) 应按照规范要求同时使用上述两种方法对 T 型换乘车站结构进行计算。具体设计时,可根据断面不同部位以时程分析法为主,反应位移法为辅进行设计。

参考文献

[1] 王传福,刘连连.中国城市轨道交通的发展趋势分析[J].城市轨道交通研究,2019(10): 22.

[2] 钱七虎.利用地下空间助力发展绿色建筑与绿色城市[J].隧道建设,2019(11): 1737.

[3] 张宇.T 型交叉换乘车站地震反应和损伤分析[D].北京:北京交通大学,2017.

[4] 姜忻良,谭丁,姜南.交叉隧道地震反应三维有限元和无限元分析[J].天津大学学报,2004(4): 307.

[5] 熊健.换乘节点动力时程法三维抗震计算对比分析[J].铁道建筑技术,2017(12): 24.

[6] 潘靖军.交叉地铁车站结构抗震设计方法对比研究[D].长沙:中南大学,2014.

[7] 于仲洋,张鸿儒.交叉换乘地铁车站地震特性及其设计方法[J].东南大学学报(自然科学版),2019(5): 1011.

[8] 侯莉娜,文保军.基于《城市轨道交通结构抗震设计规范》的地铁地下结构抗震设计问题探讨[J].城市轨道交通研究,2019(3): 117.

[9] 耿萍,张景,何川,等.隧道横断面反应位移法基本原理及其应用[J].岩石力学与工程学报,2013(增刊 2): 3478.

[10] 晏启祥,马婷婷,吴林,等.反应位移法在盾构隧道横向抗震分析中的应用[J].铁道建筑,2010(9): 48.

[11] 雷向飞.基于时程分析法的地铁“T”型换乘车站抗震研究[D].成都:西南石油大学,2018.

[12] 邓泽涵.基于时程分析法的地铁地下车站抗震设计与分析[J].工程技术研究,2018(16): 1.

[13] 邹德高,徐斌,孔宪京.瑞丽阻尼系数确认方法对高土石坝地震反应的影响研究[J].岩土力学,2011(3): 797.

[14] 贺志宏,叶英华,刘运亮,等.基于 ANSYS 的北京某明挖地铁车站抗震分析[J].工业建筑,2009(增刊): 752.

(收稿日期:2020-02-12)