

托换对津滨轻轨桥梁抗震性能的影响分析

刘艳霞, 卜建清

(石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043)

摘要:以津滨轻轨桥墩托换工程为研究对象,考虑桩-土共同作用,运用 ANSYS 分析托换前与托换后结构的自振特性,并采用反应谱法和时程分析法计算托换前及托换后桥梁结构的地震反应。结果表明,托换后的桥梁结构基本周期比托换前减小了,地震荷载作用下,桥梁墩底特别是托换桥墩底部的最大剪力值和弯矩值较托换前大幅增加,而墩顶位移最大值则大幅减小,说明托换使得桥梁结构的整体刚度增加了,托换后的桥梁结构体系具有较好的抗震性能。

关键词:桥梁;托换;地震荷载;动力响应

中图分类号:U442.5 **文献标识码:**A **文章编号:**2095-0373(2012)03-0001-06

0 引言

天津市滨海新区中央大道新港四号路地道工程从已建成通车的津滨轻轨高架桥下穿过,需要对轻轨桥的 339[#]和 340[#]墩两个桥墩进行托换。由于天津地区在地震区划图上多处于Ⅶ度区,轻轨桥梁的桩基础建于Ⅳ类软弱土层中,桥梁的动力特性和地震反应会因桩-土的相互作用而发生改变,而且通常来说这种改变并不总是偏于安全的。目前,我国的桥梁抗震设计规范还很不完备,参照铁路工程抗震设计规范和公路桥梁抗震设计细则的规定,采用反应谱法和时程分析法对被托换的津滨轻轨桥梁进行地震反应分析。

1 工程概况及计算模型

两个被托换的桥墩(A 339[#]和 A 340[#]墩)位于津滨轻轨泰达站和市民广场站之间,桥梁结构为两联三跨连续梁桥,全长均为 130 m,A 339[#]墩为 A 337[#]~ A 340[#]连续梁的制动墩,A 340[#]墩为 A 337[#]~ A 340[#]和 A 340[#]~ A 343[#]两联连续梁的共用墩,轻轨桥梁桥宽 8.9 m。A 337[#]~ A 340[#]一联梁体采用 C50 混凝土,跨径为 25 m+25 m+20 m 的预应力混凝土连续梁,A 340[#]~ A 343[#]一联梁体采用 C40 混凝土,跨径为 20 m+20 m+20 m 的钢筋混凝土连续梁,梁高均为 1.5 m。支座采用 JHPZ 盆式橡胶支座。墩柱为钢筋混凝土矩形墩,制动墩所采用的混凝土标号为 C35,非制动墩所采用的混凝土标号为 C30,墩柱尺寸为 1.4 m×2.2 m。采用群桩基础,8 根 Φ0.8 m 钻孔灌注桩,桩长为 44~45 m,钢筋混凝土承台尺寸为 5.6 m×6.4 m,厚度为 2.0 m。

由两跨预应力钢筋混凝土连续框架托换结构取代 A 339[#]和 A 340[#]两个桥墩的部分桥墩和基础,托换结构采用 C60 混凝土,纵梁断面尺寸为 1.8 m×2.0 m,全长为 40.5 m,横梁全长 15 m,两边横梁的断面尺寸为 3.0 m×2.0 m,中间的横梁为 3.5 m×2.0 m。连续框架托换结构与九根钻孔灌注摩擦桩(托换桩)共同组成托换结构体系,托换桩采用 C35 混凝土,六根边桩桩长为 70 m,直径均为 1.8 m,三根中桩单桩长 90 m,直径为 2.0 m。托换结构与托换桩的位置平面如图 1 所示。地道箱体的横断面见图 2。为保证传荷效果和桥梁结构的抗震性能,两个被托换桥墩与托换大梁的固结点中采取开凿企口、植入钢筋、施加双向预应力、增加构造钢筋和箍筋等措施,9 根托换桩与托换大梁的固结点中不仅有大量的连接钢筋,还有由钢管套与钢管混凝土柱组成的水平约束措施。托换前后各桥墩高度见表 1。

收稿日期:2012-05-09

作者简介:刘艳霞 女 1984 年出生 助理工程师

基金项目:国家自然科学基金(50878134);河北省自然科学基金(E20090000904);河北省科技支撑计划(09215627D)

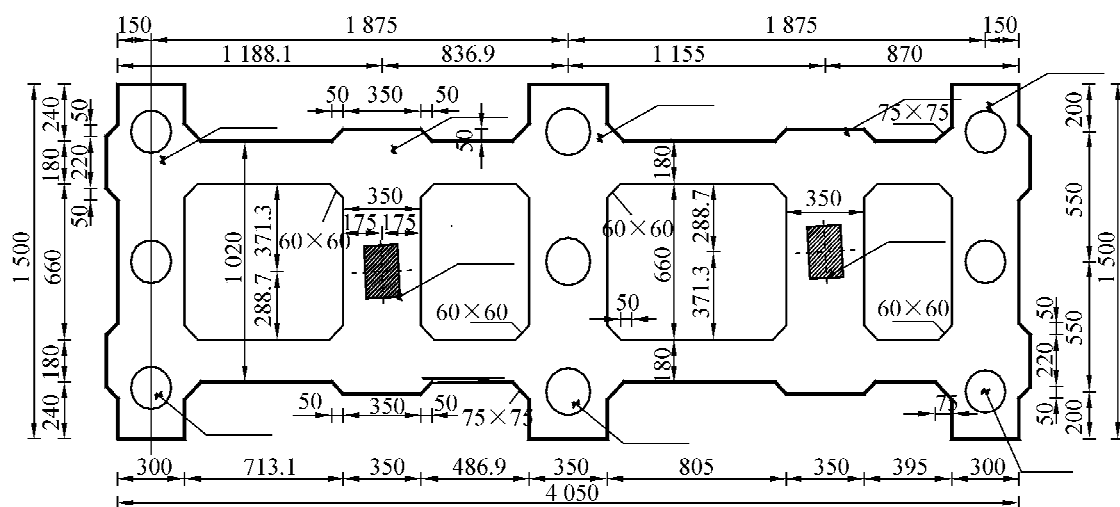


图1 托换大梁平面图(单位:cm)

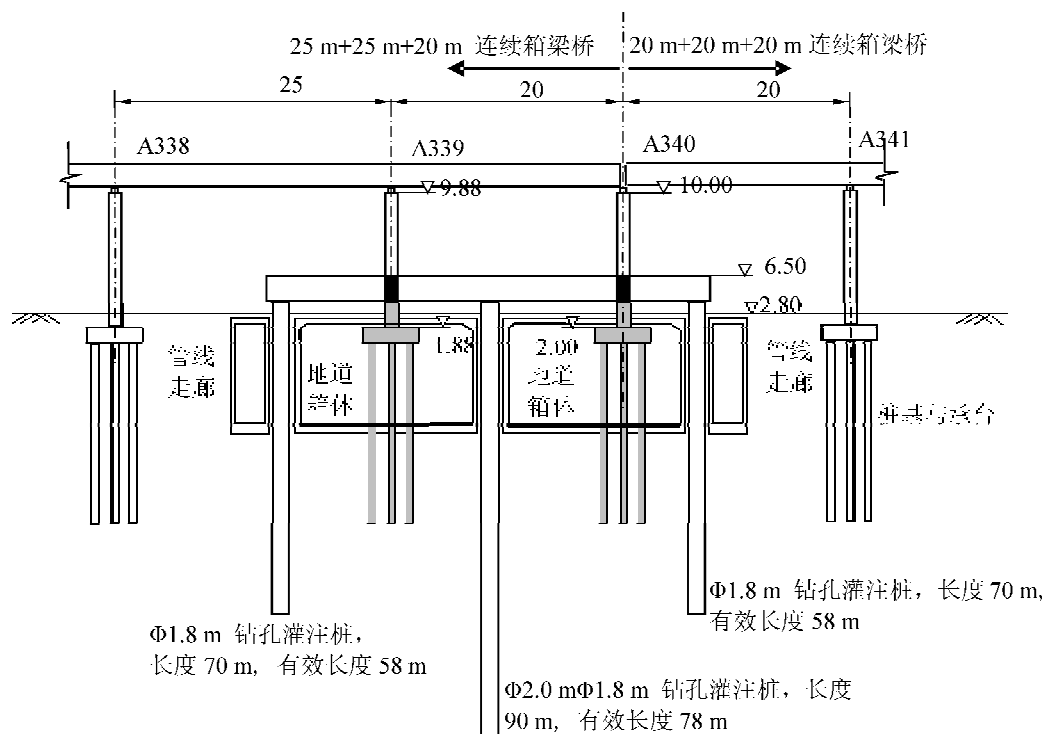


图2 地道箱体的横断面(单位:m)

表1 托换前后各桥墩高度

桥墩号	A337 [#]	A338 [#]	A339 [#]	A340 [#]	A341 [#]	A342 [#]	A343 [#]
托换前墩高	8	8	8.5	8	8	8.5	8
托换后墩高	8	8	3.5	3.5	8	8.5	8

运用 ANSYS 建立桥墩托换前及托换后津滨轻轨桥梁模型,如图 3 所示。托换结构、桥梁、墩身均采用 Solid95 实体单元模拟,桥梁中的预应力钢筋采用 LINK8 单元模拟,支座采用 Combin40 单元模拟,桩-土间的相互作用采用范立础^[1]提出的质量-弹簧体系进行模拟,用 Solid95 实体单元模拟桩基础,用 Combin14 弹簧单元模拟桩周围土抗力的影响。

2 地震响应分析

2.1 桥址场地概况及地震动参数

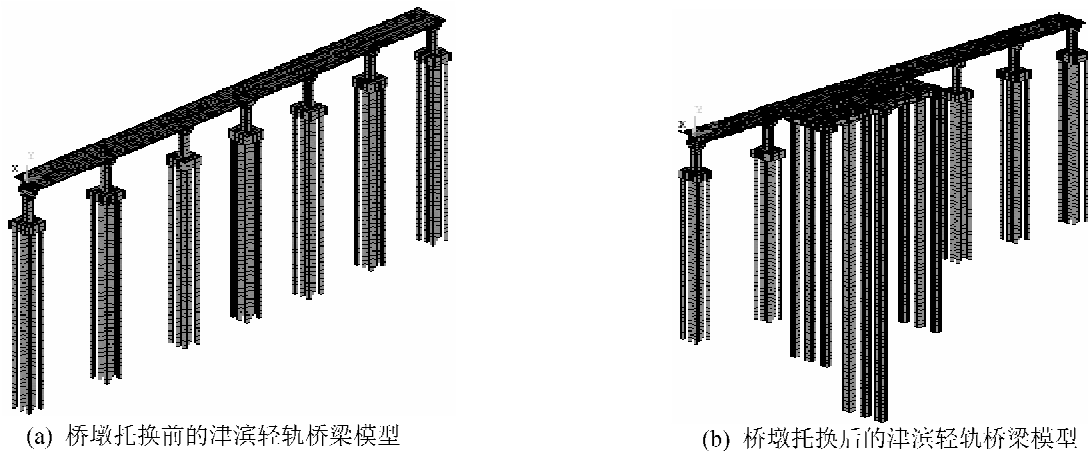


图3 有限元分析模型

该桥桥址场地土属于Ⅳ类,所处位置属于设计地震第二组,地震峰值加速度为 $0.15g$ (相当于地震基本烈度7度),由表2可知本桥的地震动反应谱特征周期采用 0.75 s 。

表2 地震动反应谱特征周期

反应谱特征 周期分区	场地类别			
	I	II	III	IV
一区	0.25	0.35	0.45	0.65
二区	0.30	0.40	0.55	0.75
三区	0.35	0.45	0.65	0.90

2.2 反应谱分析

依据我国现行铁路工程抗震设计规范,地震作用反应谱计算公式为^[2]

$$\beta(T) = \begin{cases} 1.0 + 12.5T & 0 \leq T \leq 0.1\text{ s} \\ 2.25 & 0.1\text{ s} < T \leq T_g \\ 2.25T_g/T & T_g < T \leq 5T_g \\ 0.45 & T > 5T_g \end{cases} \quad (1)$$

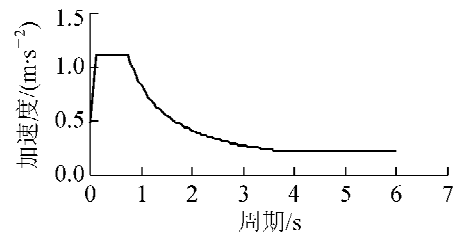


图4 多遇地震加速度反应谱曲线

式中, T 为桥梁结构的基本周期, T_g 为桥梁场地的特征周期, $T_g = 0.75\text{ s}$ 。由表3可知,水平地震影响系数最大值 $\alpha = 0.05$ 。结构的阻尼比取为 $\xi = 0.05$ 。选用抗震设防烈度为7度的多遇地震加速度反应谱曲线如图4所示。

表3 水平地震影响系数最大值

设防烈度	6度	7度	8度	9度
设计地震	0.05	0.10(0.15)	0.20(0.30)	0.4
多遇地震	0.02	0.04(0.05)	0.07(0.10)	0.14
罕遇地震	0.11	0.21(0.32)	0.38(0.57)	0.64

2.3 动态时程分析

地震作用下结构动力平衡方程式

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{\ddot{U}_g\} \quad (2)$$

式中, $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别为结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\{\ddot{U}\}$ 、 $\{\dot{U}\}$ 、 $\{U\}$ 为质点加速度、速度和位移阵列; $\{\ddot{U}_g\}$ 为地面运动加速度阵列。

由于地面振动加速度是复杂的随机函数,同时在弹塑性反应中刚度矩阵与阻尼矩阵亦随时间变化,因此不可能求出解析解,只能采取数值分析方法逐步积分法进行求解,先将式(2)转变成增量方程式(3),再对增量方程逐步积分求解。

$$[M]\{\Delta\ddot{U}\} + [C]\{\Delta\dot{U}\} + [K]\{\Delta U\} = -[M]\{\Delta\ddot{U}_g\} \quad (3)$$

式中各符号含义同式(2)。

地震加速度时程曲线,应满足频谱特性、加速度峰值和持续时间这三个要素的要求^[34]。依据该桥的设防烈度及标准,选择具有代表性的天津波进行结构的线性时程分析,分析中参照工程场地的设计地震动参数(地震动加速度峰值为 $0.15g$)对天津波进行了调整,该桥的最大基频为 2.1167 Hz ,基本周期为 0.4724 s ,一般地震持续时间不小于结构基本周期的 5 倍,故计算时间取为 10 s ,积分时间步长取为 0.02 s 。所选地震波持时及加速度时程记录如图 5 所示。

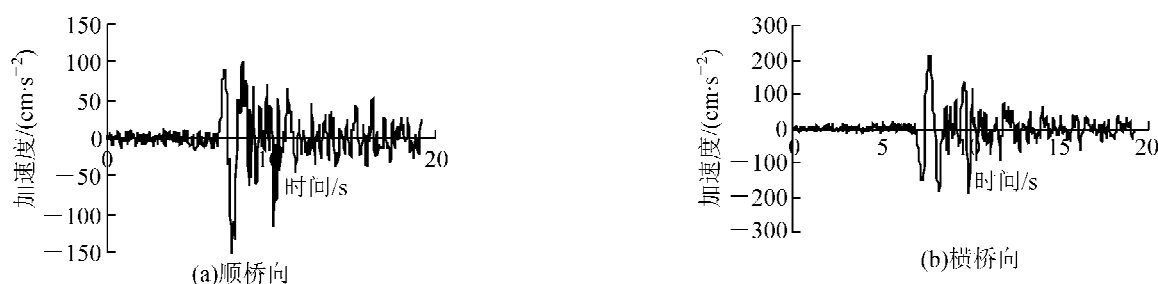


图 5 天津波时程记录

3 计算结果分析

3.1 振动特性

采用 Block Lanczos 算法计算桥梁结构的振动特性,表 4 给出了津滨轻轨桥墩托换前及托换后桥梁的前 10 阶频率和振型。

表 4 桥墩托换前后津滨轻轨桥梁的前 10 阶自振频率及其振型描述

阶次	工况	频率/Hz	周期/s	振型描述
1	托换前	2.116 7	0.472 4	A337 ~ A340 梁竖向振动和整体纵向振动, A339*墩纵向弯曲振动
1	托换后	2.351 3	0.425 3	A340 ~ A343 梁竖向振动和整体的纵向振动, A342*墩纵向弯曲振动
2	托换前	2.3513	0.4253	A340 ~ A343 梁竖向振动和整体纵向振动, A342*墩纵向弯曲振动
2	托换后	2.988 9	0.334 6	A340 ~ A343 梁单侧横向摆出, 墩横向弯曲振动
3	托换前	2.988 3	0.334 6	A340 ~ A343 梁单侧横向摆出, 墩横向弯曲振动
3	托换后	3.845 2	0.260 1	A337 ~ A340 梁单侧横向摆出, 墩横向弯曲振动
4	托换前	3.013 0	0.331 9	梁横向振动, 桥墩横向弯曲振动
4	托换后	4.628 3	0.216 1	梁对称竖向振动和纵向振动, 墩纵向弯曲振动
5	托换前	3.795 2	0.263 5	梁横向振动, 桥墩横向弯曲振动
5	托换后	5.005 2	0.199 8	梁横向振动, 墩横向弯曲振动
6	托换前	5.679 2	0.176 1	A340 ~ A343 梁对称竖向振动, 墩纵向弯曲振动
6	托换后	5.855 9	0.170 8	梁竖向振动和整体的纵向振动, 墩纵向弯曲振动
7	托换前	5.853 0	0.170 9	梁反对称横向振动, 墩横向弯曲振动
7	托换后	7.323 0	0.136 6	梁横向振动, 墩横向弯曲振动
8	托换前	7.427 0	0.134 6	梁对称横向振动, 墩横向弯曲振动
8	托换后	8.117 1	0.123 2	梁竖向弯曲振动和整体的纵向振动, 墩纵向弯曲振动
9	托换前	7.852 4	0.127 3	梁竖向振动和整体的纵向振动, 桥墩纵向弯曲振动
9	托换后	8.242 2	0.121 3	梁体竖向振动和整体的纵向振动, 墩纵向弯曲
10	托换前	8.233 9	0.121 4	梁竖向振动和整体的纵向振动, 桥墩纵向弯曲振动
10	托换后	8.925 5	0.112 0	梁体横向振动, 墩横向弯曲振动

分析表 4 可知:

(1) 津滨轻轨桥墩托换前桥梁的最大周期为 0.4724 s , 桥墩托换后桥梁的最大周期为 0.4253 s , 均小于 5 s , 不属于长周期。

(2) 轻轨桥梁托换前的自振频率值均小于托换后的, 第一阶相差 0.2346 Hz , 第二阶相差 0.6376 Hz , 第三阶相差 0.8569 Hz 等, 表明托换后桥梁结构的整体刚度增加了。

(3) 托换后轻轨桥梁的第一阶振型是托换前桥梁结构的第二阶振型, 托换后轻轨桥梁的第三阶振型是托换前桥梁的第二阶振型, 说明托换后桥梁结构的“薄弱环节”滞后了。

3.2 地震响应分析

经分析验算得知,当振型阶数取为100阶时,反应谱分析得到的结果趋于稳定,能够满足精度要求。表5给出了取前100阶振型在顺桥向或横桥向地震激励下托换前后轻轨桥梁墩底最大内力和墩顶最大位移。

表5 地震响应计算结果

墩号	方向	墩底最大弯矩/(kN·m)				墩底最大剪力/kN				墩顶最大位移/mm			
		工况1	工况2	工况3	工况4	工况1	工况2	工况3	工况4	工况1	工况2	工况3	工况4
A337 [#]	顺桥向	491	520	900	918	739	516	2 162	2 000	3.09	1.25	8.3	7.1
A337 [#]	横桥向	1 716	2 122	1 900	2 050	3 003	2 412	4 500	5 443	1.03	0.79	2.9	2.6
A338 [#]	顺桥向	422	519	992	1 000	603	544	1 893	2 180	3.11	1.25	7.7	6.7
A338 [#]	横桥向	1 608	1 627	1 590	1 598	3 314	3 372	4 390	4 480	1.12	1.39	5.8	2.7
A339 [#]	顺桥向	1 137	1 335	2 970	3 900	1 572	3 937	4 100	8 200	2.95	0.95	4	3.8
A339 [#]	横桥向	1 828	2 128	2 530	3 430	5 600	7 335	6 110	10 245	2.17	0.91	3.6	1.2
A340 [#]	顺桥向	551	1 444	1 050	3 000	880	3 482	1 781	8 780	3.13	0.68	9.7	1.5
A340 [#]	横桥向	1 733	1 912	2 540	4 569	4 955	5 335	5 098	9 149	1.17	0.67	2.8	0.7
A341 [#]	顺桥向	431	700	1 357	1 210	705	750	1 399	2 000	1.13	1.16	1.7	1.5
A341 [#]	横桥向	1 709	1 084	1 950	1 600	2 789	3 447	3 678	4 789	0.57	0.39	2.3	0.7
A342 [#]	顺桥向	912	1 080	1 927	1 995	1 209	1 323	3 517	3 550	1.03	1.04	1.7	1.4
A342 [#]	横桥向	1 808	2 056	2 187	2 419	4 546	5 323	4 632	5 500	0.73	0.38	1	0.5
A343 [#]	顺桥向	434	614	892	1 243	705	576	1 057	1 310	1.34	1.16	1.9	1.5
A343 [#]	横桥向	1 122	1 041	1 975	1 396	3 675	3 698	3 606	4 460	1.92	0.68	2.9	1.4

时程分析时,将所选天津波分别从顺桥向和横桥向输入,表5列出了顺桥向和横桥向地震波激励下托换前后轻轨桥梁墩底最大内力和墩顶最大位移。表中工况1为采用反应谱方法分析托换前的桥梁结构,工况2为采用反应谱方法分析托换后的桥梁结构,工况3为采用时程方法分析托换前的桥梁结构,工况4为采用时程方法分析托换后的桥梁结构。

从表5可以看出,托换前后轻轨桥梁结构在地震作用下的响应具有以下特点:

(1)采用反应谱方法得到的桥梁结构地震响应数值均小于采用时程方法得到的结果,但数据变化规律是相同的,两种方法计算结果的差异可能源于计算原理和时间步长的选取。

(2)托换后轻轨桥梁墩底最大弯矩值和墩底最大剪应力值普遍较托换前增加了,其中A340[#]的增幅最大,横桥向比顺桥向的增幅小,而墩顶最大位移值则普遍较托换前减小了,其中A340[#]的减幅最大,横桥向比顺桥向的减幅小,说明托换后的A340[#]纵横向刚度均有较大幅度的增加,但横桥向没有顺桥向的增幅大。

(3)托换之前,制动墩A339[#]和A342[#]的墩底最大弯矩值和墩底最大剪应力值在其所在一联中为最大,托换之后,A340[#]的墩底最大弯矩值和墩底最大剪应力值与A339[#]的接近,这是由于相邻的A339[#]和A340[#]同时被托换且都与托换大梁固结。

4 结论

采用ANSYS建立了桥墩托换前及托换后的津滨轻轨桥梁模型并分析振动特性,采用反应谱方法和时程方法分别分析了托换前后轻轨桥梁的地震响应,得到如下结论:

(1)被托换的两个桥墩刚度增加导致托换之后的桥梁结构整体刚度比托换之前增加了,且振型模态有所变化。

(2)托换前主要由制动墩A339[#]、A342[#]墩承担的地震荷载,托换后由A339[#]、A340[#]、A342[#]墩共同承担。

(3)地震荷载作用下,托换后两个桥墩墩顶的最大位移值减小了,但其墩底的弯矩和剪力却大幅增加,由于设计采取了不仅可以提高固结点传荷能力,而且能够增强结构延性对抗震有利的措施,故托换后的轻轨桥梁具有较好的抗震性能。

(下转第16页)

[5] 铁道第三勘察设计院. TB 10002.1—2005 铁路桥涵设计基本规范[S]. 北京:中国铁道出版社, 2005.

Study on Dynamic Property of Temporary Railway Bridge Overpassing Weak Soil Deep Foundation Pit

Ma Kunquan, Sun Yuntong, Chen Hao

(Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on soft soil deep foundation pit construction in a large railway station reconstruction project, a few design proposals of continuous rigid frame temporary railway bridge consisting of steel lattice column and cast-in-place reinforced concrete beam slab are studied. In view of the constant changing of temporary railway bridge system in process of earth cutting, the dynamic properties of whole temporary railway bridge system are calculated and analysed systematically. Some useful conclusions are got which could be referenced for design of temporary railway bridge overpassing weak soil deep foundation pit.

Key words: temporary railway bridge; continuous rigid frame system with steel lattice column; weak soil deep foundation pit; structure dynamic property

(责任编辑 刘宪福)

~~~~~  
(上接第 5 页)

## 参 考 文 献

- [1] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海:同济大学出版社, 1997.
- [2] 中华人民共和国铁道部. GB50111—2006 铁路工程抗震设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社, 2006.
- [3] 朱永生, 劳远昌, 沈大元, 等. 桥梁地震反应分析中输入地震波的确定[J]. 桥梁建设, 2000(3):1-4.
- [4] 李光辉. 大跨度连续刚构桥空间地震反应分析[D]. 四川:西南交通大学土木工程学院, 2005.

## Effect on Seismic Performance of Bridge for Jin-bin Mass Transit by Pier-underpinning

Liu Yanxia, Bu Jianqing

(School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** The pier-underpinning of Jin-bin mass transit is taken as the research object, and ANSYS software is used in the vibration characteristics and dynamic responses analysis and pile-soil common function is considered in the numerical simulation. The response spectrum method and time history method are used to calculate the dynamic responses of the bridge structure before and after the pier-underpinning. The results show that the basic cycle of the bridge structure becomes smaller, and the maximum shear values and the maximum bending moment values of the piers bottom increase, but the maximum deflection values of the piers top decrease after the pier-underpinning. Thus the pier-underpinning improves the stiffness and seismic performance of the bridge structure system.

**Key words:** bridge; underpinning; seismic loading; dynamic responses

(责任编辑 车轩玉)