

文章编号: 1674—8247(2018)04—0009—05

罕遇地震下简支梁桥墩延性抗震分析

陈 泽

(中国铁路设计集团有限公司, 天津 300142)

摘 要:桥墩的延性设计是提高桥梁结构抗震能力的一个重要方面。其功能主要在于保证结构在构件屈服后仍具有充足的变形能力,屈服部分发生延性破坏,进而避免结构发生脆性破坏和整个桥梁结构的倒塌。文章以国外某高速铁路区间大曲线半径双线 32 m 简支梁桥为研究对象,基于纤维模型的基本原理建立该桥的弹塑性分析模型,并进行罕遇地震下桥梁弹塑性地震时程响应分析及抗震延性计算,探索了低配筋率下简支梁桥墩的抗震性能,为今后的设计提供参考。

关键词:低配筋率桥墩;简支梁;罕遇地震;延性设计;纤维模型;弹塑性时程分析

中图分类号:U442.5+5

文献标志码:A

Seismic Ductility Analysis of Simply Supported Girder Bridge Pier under Rare Earthquake

CHEN Ze

(China Railway Design Corporation, Tianjin 300142, China)

9

Abstract: Ductility design of pier plays an important role in bridge seismic capacity which would provide enough deformability after the structure yielded, the ductile failure of the yielded part may prevent brittle failure even collapse of the bridge structure. This article studies a 32 m simply supported girder bridge on some high speed railway abroad, building elastic - plasticity analyzing model of the bridge according to the fiber-based model theory, and doing the seismic time history response analysis and ductility calculation of the bridge under rare occurrence earthquake. Seismic performance of the pier in low reinforcement ratio is also researched in this article, which would provide experience in the future design.

Key words: pier in low reinforcement ratio; simply supported girder; rare occurrence earthquake; ductility design; fiber-based model; elastic-plasticity time history response analysis

随着“一带一路”战略的推进,我国高速铁路积极地走出国门,迎来了新的发展契机。然而随着近年来地震作用的活跃,其对高速铁路桥梁的影响也日益凸显,对于承担着“中国制造”品牌的中国高铁,抗震安全性则是一个更加不容忽视的课题。

结构的延性设计是提高抗震能力的有效手段。延性设计的理念是结构在构件屈服之后仍具备一定的工作能力,通过整体的变形(延性)来吸收和耗散地震产

生的能量,以避免结构产生脆性破坏,满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震目标^[1]。现行桥梁抗震的主要研究方法为反应谱法和时程分析法,其中时程分析方法可以考虑结构进入塑性状态后的内力重分布,适用于更复杂的边界条件,比如于结构非线性,土-结构相互作用(SSI)等。梁柱纤维模型是桥梁结构的有限元分析模型的一种,它将截面离散为不同的纤维,通过本构关系反映单元乃至整个构件的非线性

收稿日期:2018-01-29

作者简介:陈泽(1990-),男,助理工程师。

引文格式:陈泽. 罕遇地震下简支梁桥墩延性抗震分析[J]. 高速铁路技术,2018,9(4):9-13.

Chen Ze. Seismic Ductility Analysis of Simply Supported Girder Bridge Pier under Rare Earthquake[J]. High Speed Railway Technology, 2018, 9(4):9-13.

性能,进而有效反映结构在不同条件下的非线性行为,较为精确地模拟结构在地震作用下的表现^[2]。

GB 50111-2006《铁路工程抗震设计规范》7.3.2 中,对于钢筋混凝土桥墩有如下规定:“钢筋混凝土桥墩应进行延性设计,墩身主筋全截面配筋率不应小于 0.5%,并不大于 4%”^[3]。在保证桥墩合理工作能力以及结构延性的情况下,移除最小配筋率的限制,对于结构设计的灵活性和节约材料方面都具有很重大的现实意义。

本文以国外某高速铁路区间双线大曲线半径($R=8\,000$),32 m 简支梁桥为研究对象,基于纤维模型的基本原理建立该桥的弹塑性分析模型,并经由罕遇地震下桥梁弹塑性地震时程响应分析,对桥墩进行延性计算,分析低配筋率下(0.34%)简支梁桥墩的抗震性能,为今后的设计提供参考。

1 有限元模型建立及动力特性分析

1.1 桥墩尺寸类型

本文计算对象为国外某高铁双线流线型独柱桥墩,墩高 $H=8\text{ m}$ 。墩身截面为圆端形矩形,墩柱顶端 4 m 范围为扩头区段,距离墩顶 4~8 m 范围为等截面墩柱。墩底截面纵横向尺寸为 $3.5\text{ m}\times 1.8\text{ m}$,桥墩墩柱截面受力主筋采用单束 20 mm 直径,间距约 15 cm,墩身截面主筋配筋率 0.341%。桥墩结构如图 1 所示。

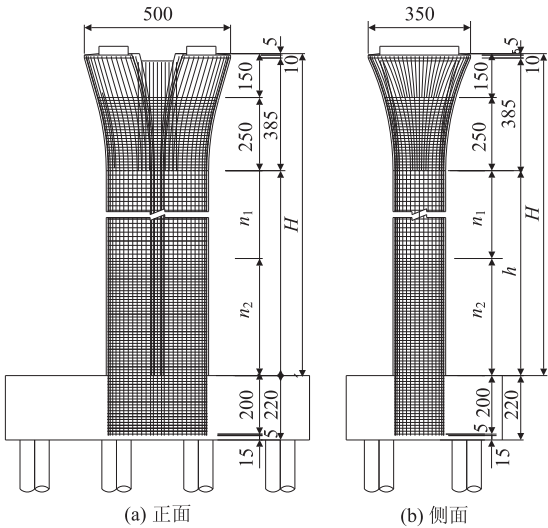


图 1 桥墩结构图(cm)

1.2 有限元计算模型

采用空间有限元软件 Midas Civil 2015 对结构进行抗震分析,建立区间(3×32) m 简支梁桥有限元模型(墩由左自右,依次为 1~4 号)。主梁材料为 C50 混凝土,墩身为 C40 混凝土,承台为 C35 混凝土。依

据现行规范取纵向主筋和箍筋钢筋屈服强度都为 400 MPa。主梁均采用空间弹性梁单元模拟,二期恒载取 209 kN/m ,边跨的质量采用节点质量的形式施加在 1 号与 4 号墩顶,固定支座时顺桥向质量为梁体以及桥面系的质量,横桥向质量为梁体及桥面系质量的一半。下部结构采用纤维梁柱单元模型,墩身采用空间弹性梁单元,桥墩墩底采用纤维梁柱单元(塑性铰)。墩梁之间采用一般弹性连接。地基土对结构的约束作用简化成转动弹簧及平动弹簧施加在承台底部。结构空间有限元模型示意如图 2 所示。

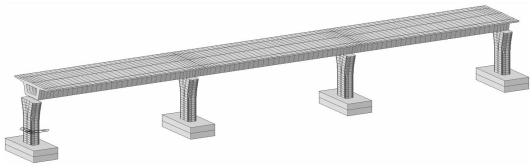


图 2 桥墩弹塑性纤维梁柱单元分析模型

1.3 桥梁自振特性分析

计算模型的前 4 阶自振频率及振型如表 1 所示。

表 1 6~8 m 桥墩前 4 阶自振频率及振型描述

振型	自振频率 /Hz	自振周期 /s	振型描述
第一振型	0.477	2.098	桥墩一阶纵向振动
第二振型	0.859	1.164	桥墩一阶正对称横向振动
第三振型	0.743	1.347	桥墩二阶反对称横向振动
第四振型	2.08	0.480	梁部一阶横向正对称弯曲

1.4 塑性铰区域确定及纤维模型离散

1.4.1 塑性铰区域确定

塑性铰长度是进行结构延性计算和塑性设计的一个重要参数。钢筋混凝土在地震作用下开裂,钢筋屈服后,截面的应力发生重分布进入塑性状态,在荷载无明显增加的情况下会产生较大转角,则可认为该区域出现了塑性铰^[4]。

考虑到本算例中简支梁桥墩在地震作用下,最大弯矩发生在墩底(如图 3 所示),同时由于桥墩下部由等截面布置,并没有突出的软弱截面,故可将塑性铰沿墩底布置,并在塑性铰长度范围内的墩底单元赋予纤维梁柱单元特性。根据塑性铰长度计算公式^[5]:

$$L_p = \left(0.5 + 0.05 \frac{H}{B}\right) B$$

(1)

式中: H ——桥墩高度;
 B ——墩底截面高度。

本桥墩塑性铰区长度 L_p 为 2.15 m,结合实际情况,偏安全地将每个桥墩的塑性铰长度定位 4 m(该尺寸已超过塑性铰长度)。

1.4.2 混凝土和钢筋的本构关系

结构中的受拉(受压)钢筋采用理想弹塑性模型,

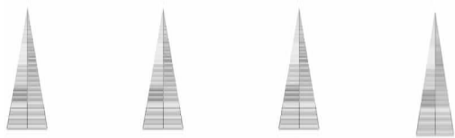


图 3 地震作用下的桥墩弯矩分布图

并考虑进入强化阶段,其 $\sigma - \varepsilon$ 关系如图 4 所示。约束混凝土则采用 Mander 模型^[6],其 $\sigma - \varepsilon$ 关系如图 5 所示。

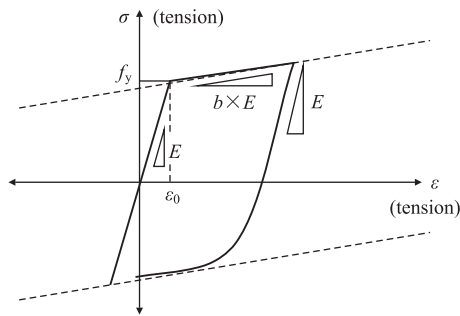


图 4 钢筋弹性 $\sigma - \varepsilon$ 关系图

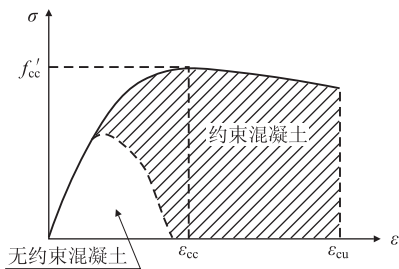


图 5 混凝土 $\sigma - \varepsilon$ 关系图

多向应力作用下的混凝土(墩柱)在弹性范围内的横向变形相对较小,箍筋的约束作用可以忽略,而当混凝土(墩柱)进入弹塑性状态后,随着横向变形的增大,箍筋的约束作用则越发明显。不同箍筋形式的约束效果有所差异,其中圆形箍筋的约束效果优于圆端形,而矩形箍筋效果最差^[7]。

Mander 模型中,受约束混凝土(下文简称 Cc)的 $\sigma - \varepsilon$ 关系可通过公式(2)表述:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

(2)

其中:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

式中: f_c —— C_c 的压应力;

f'_{cc} —— C_c 最大压应力;

ε_c —— C_c 的压应变;

ε_{cc} ——压应力 f'_{cc} 时对应的 C_c 压应变;

E_c ——混凝土的弹性模量, $E_c = 5,000 \sqrt{f'_{co}}$ MPa;
本文取 $f'_{co} = 1.15 f'_c$, 其中 f'_c 为混凝土的轴心抗压强度;

E_{sec} ——混凝土的峰值点割线模量, $E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$ 。

其中: $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + R \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$ (取 $R = 3.3$)

式中: ε_{co} —— f'_{co} 时对应的混凝土压应变。

根据试验结果,双向应力状态下抗压强度 f'_{cc} 与约束应力 f'_{l2} 作用下的关系如表 2 所示。

表 2 f'_{cc} 与 f'_{l2} 关系表

f'_{l2}/f'_{co}	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
f'_{cc}/f'_{co}	1.00	1.12	1.18	1.24	1.27	1.29	1.31

f'_{l2} 可按公式:

$$f'_{l2} = K_e \frac{f_{yh} A_b}{t' s}$$

(3)

式中: f_{yh} ——箍筋的屈服应力;

A_b ——箍筋的单根面积;

t' ——核心区域混凝土的厚度;

s ——箍筋间距;

K_e ——约束影响系数。

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2}{1 - \rho_{cc}}$$

(4)

式中: d_s ——核心区域混凝土等效直径;

ρ_{cc} ——截面配筋率。

1.4.3 桥墩纤维截面分割^[8]

图 6 给出了独柱形桥墩墩底截面配筋图。为了最大程度保证结构的截面特性,将圆端形墩底截面以数值截面形式导入 Midas Civil。将截面进行纤维模型分割以赋予特性,其中钢筋位于图 7 中黑点区域(实际位置),截面外圈部分为 55 mm 厚的保护层混凝土,中间部分为核心混凝土。保护层混凝土、核心混凝土及钢筋分别采用 1.4.2 中的 Mander 本构模型模拟,桥墩墩底截面分割如图 7 所示。

2 桥梁罕遇地震时程响应分析

2.1 地震参数的选取

结合场地类别和地震动参数区划,可知本算例对应 7 度震区,罕遇地震下峰值加速度为 0.21 g,Ⅱ类场地,地震动反应谱特征周期为 0.40 s(二区)。依据铁路工程抗震设计规范,选取 EI(180 Deg)、Taft(69 Deg)、S_moni2 三条地震波作为地震动输入。考虑结构的抗震安全性,同时对三条地震波进行了调幅,使其

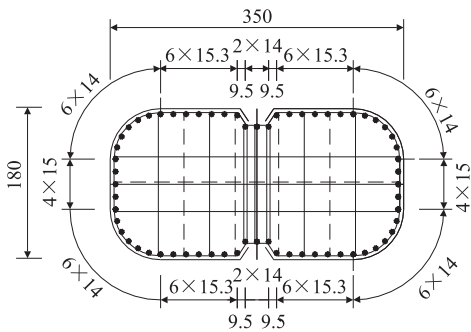


图 6 墩底截面构造示意图 (cm)

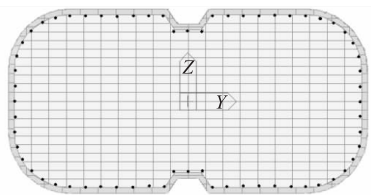


图 7 墩底截面纤维分割示意图

峰值加速度均达到 0.21 g。
三条罕遇地震动如图 8 ~ 图 10 所示。

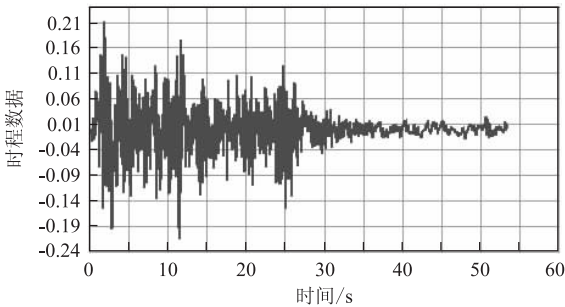


图 8 罕遇地震动 1 (持时 50 s; 时间间隔 0.02 s)

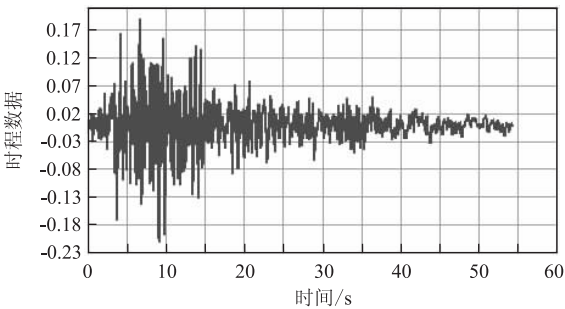


图 9 罕遇地震动 2 (持时 60 s; 时间间隔 0.02 s)

根据 JTG B02 - 2013《公路工程抗震规范》^[9], 未作地震安全性评价的桥址, 可根据加速度反应谱, 合成与其兼容的加速度反应时程。此外, 为考虑地震动的随机性, 涉及加速度时程不得少于三组, 且应保证任意两组间同方向时程有下式定义的相关系数的绝对值不

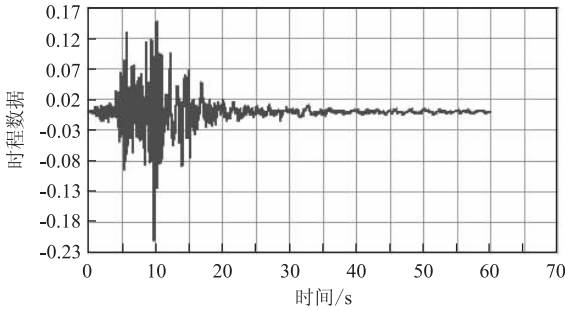


图 10 罕遇地震动 3 (持时 60 s; 时间间隔 0.02 s)

小于 0.1。

$$|\rho| = \left| \frac{\sum_j a_{1j} \times a_{2j}}{\sqrt{\sum_j a_{1j}^2} \times \sqrt{\sum_j a_{2j}^2}} \right| \quad (6)$$

经过计算, 以上三条地震动之间的相关系数, 地震动 1 与地震动 2 之间为 0.017, 地震动 2 与地震动 3 之间为 0.067, 地震动 1 与地震动 3 之间为 0.04, 均满足要求。

2.2 地震时程响应分析结果

由于计算模型为对称结构, 取 3 号墩为研究对象。在罕遇地震三条地震动作用下, 3 号墩墩顶位移和墩底弯矩的时程反应曲线如图 11 ~ 图 13 所示。

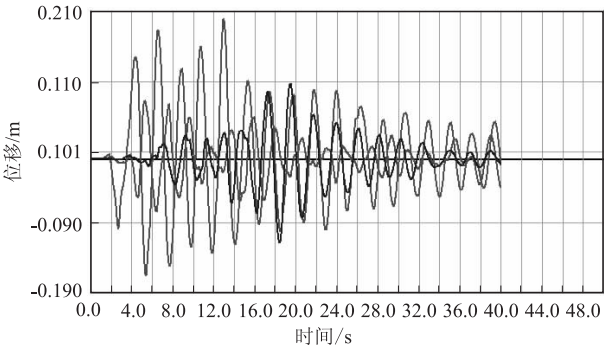


图 11 3 号墩顶纵桥向位移时程曲线图

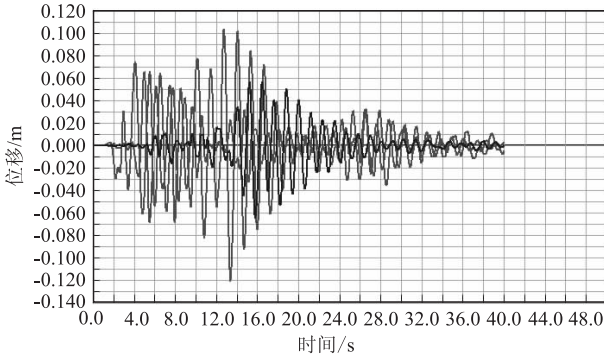


图 12 3 号墩顶横桥向位移时程曲线

根据图 14 的纤维截面计算结果分析可知: 3 号墩

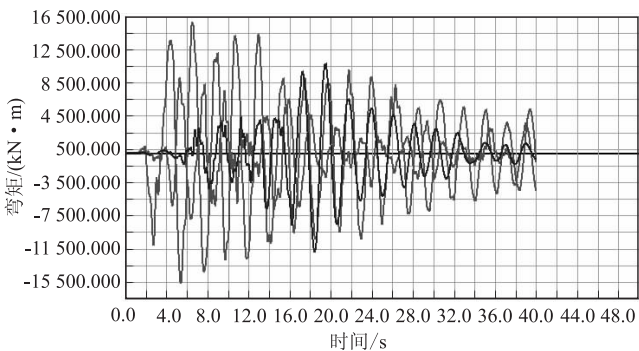


图 13 3 号墩底部顺桥向弯矩时程曲线

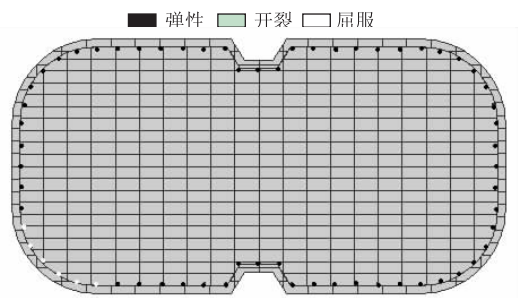


图 14 塑性铰底截面最外层钢筋屈服时纤维结果

在罕遇地震动 1 的激励下,最不利状态时墩底全截面混凝土开裂,部分外层钢筋开始屈服,墩底塑性铰区域进入塑性工作状态。而在地震动 2,地震动 3 的激励下,3 号墩墩底截面仅发生部分混凝土开裂,最外层钢筋全过程均未屈服,墩底塑性铰区域依然处于弹性状态。

由图 11~图 13 可知,3 号墩在罕遇地震动 1 的激励下墩顶位移达到最不利状态,最大纵、横向位移分别为 $\Delta_1=19.94\text{ cm}$ 和 $\Delta_2=12.04\text{ cm}$,3 号墩墩底截面在 $t=4.04\text{ s}$ 时,顺桥向屈服弯矩达到最大: $M_y=10\,510\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。墩底的弯矩曲率滞回曲线如图 15 所示。

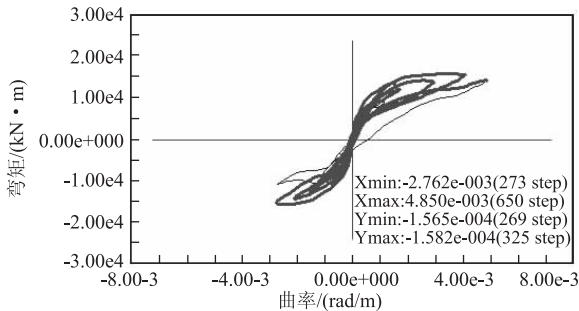


图 15 墩底截面弯矩-曲率曲线

3 罕遇地震下桥墩延性抗震验算^[3]

根据 GB 50111-2006《铁路工程抗震设计规范》

(2009 年版)第 7.3.3 条规定,钢筋混凝土桥墩在罕遇地震作用下的弹塑性变形分析,宜采用非线性时程反应分析法,延性验算应满足下式的要求:

$$\mu_u = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} < [\mu_u]$$

(6)

式中: μ_u ——非线性位移延性比;
 $[\mu_u]$ ——允许位移延性比,取值为 4.8;
 Δ_{\max} ——桥墩的非线性响应最大位移;
 Δ_y ——桥墩的屈服位移。

本算例桥墩非线性位移延性比如表 3 所示。

表 3 地震作用下 3 号墩时程分析结果

3 号墩						
地震动方向	纵向			横向		
时程最大值	第一条	第二条	第三条	第一条	第二条	第三条
3 号墩墩顶位移/cm	19.94	弹性	弹性	12.04	弹性	弹性
最大位移发生时刻/s	12.96	-	-	13.38	-	-
3 号墩屈服位移/cm	10.53	-	-	7.19	-	-
屈服位移发生时刻	4.04	-	-	4.04	-	-
非线性位移延性比	1.89	-	-	1.67	-	-
允许位移延性比	4.8					
结构状态	安全					

地震动 1 激励下,3 号墩最外侧钢筋屈服时,墩顶纵向位移为 $\Delta_y=10.53\text{ mm}$,最大响应位移为 $\Delta_{\max}=19.94\text{ cm}$,因此,非线性位移延性比为,

$$\mu_u = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} = \frac{19.94\text{ cm}}{10.53\text{ cm}} = 1.89 < [\mu_u] = 4.8$$

(8)

同理,可计算在地震动 1 作用下 3 号墩的横向非线性位移延性比为 1.67,满足规范延性要求。

4 结论

本文采用纤维梁柱单元模型,对国外某高速铁路区间大曲线半径(3×32) m 混凝土连续梁桥进行了罕遇地震下桥梁的弹塑性地震时程响应分析及延性抗震验算,得到以下结论:

(1)纤维梁柱单元模型能准确模拟构件各种复杂的非线性动力行为,并且能考虑箍筋对混凝土的约束作用,计算精度和求解效率较高,同时可以直观的观察结构塑性铰区域材料的激励-反应关系,进而有效地判断结构的弹塑性工作情况。

(2)低配筋率双线流线型独柱桥墩具有较为良好的延性抗震性能。桥墩算例在当前配筋率下(墩底部截面 0.34%),地震动 1 纵、横桥激励时,墩身混凝土开裂,部分钢筋达到屈服状态,但并未完全达极限状态,桥墩处于弹塑性工作状态,纵、横桥向的延性比分

(下转第 43 页)

Technical Measures to Restrain the Gap between CRTS II Slab and Cement Asphalt Mortar [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2014, 11(1): 43 - 48.

[8] 周敏,戴公连,闫斌. 温度作用下桥上 CRTS II 型轨道离缝及变形分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2016, 13(12): 2341 - 2346.

ZHOU Min, DAI Gonglian, YAN Bin. Analysis of Gap and Deformation of CRTS II Track on Bridges under the Temperature[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2016, 13(12): 2341 - 2346.

[9] 易忠来,李化建,温浩,等. CRTS II 型板式无砟轨道充填层离缝修复技术研究[J]. 铁道建筑, 2015, 55(1): 102 - 106.

YI Zhonglai, LI Huajian, WEN Hao, et al. Study on Remedy Technology of Open Joint of Filling Layer for CRTS II Slab-type Ballastless Track[J]. Railway Engineering, 2015, 55(1): 102 - 106.

[10] 谭社会. 高温条件下 CRTS II 型板式无砟轨道变形整治措施研究[J]. 铁道建筑, 2016, 56(5): 23 - 27.

TAN Shehui. Study on Deformation Treatment Measures for CRTS II Slab-type Ballastless Track in High Temperature Condition [J]. Railway Engineering, 2016, 56(5): 23 - 27.

[11] 姬寒尽,贾鹏. CRTS II 型板式无砟轨道砂浆离缝原因分析及整治措施[J]. 上海铁道科技, 2015, 37(1): 88 - 89.

Ji Hanjin, Jia Peng. Analysis and Treatment Measures for CRTS II Slab-type Ballastless Track Mortar Gaps [J]. Shanghai Railway Science and Technology, 2015, 37(1): 88 - 89.

(编辑:车晓娟 白雪)

(上接第 13 页)

别为 1.89 和 1.67,满足《铁路工程抗震设计规范》允许位移延性比的要求。在地震动 2,地震动 3 的激励下,墩身混凝土开裂,但是钢筋仍然处于弹性状态,满足设计要求。

(3)对于地震烈度不高的钢筋混凝土桥墩,可配置适量的钢筋,既保证桥墩结构的安全性,又能兼顾经济性,做出合理的设计成果。

参考文献:

[1] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海:同济大学出版社, 1997.

FAN Lichu. Aseismic of Bridge [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997.

[2] 卢皓. 罕遇地震作用下高速铁路简支梁桥抗震性能分析[J]. 铁道标准设计, 2015, 59(8): 102 - 107.

LU Hao. Study on Seismic Performance of High-speed Railway Simply-supported Girder Bridge under Strong Earthquake Motion[J]. Railway Standard Design, 2015, 59(8): 102 - 107.

[3] GB 50111 - 2006 铁路工程抗震设计规范[S].

GB 50111 - 2006 Code for Seismic Design of Railway Engineering [S].

[4] 邵光强,刘开,蒋丽忠,等. 高速铁路桥墩等效塑性铰长度研究[J]. 铁道工程学报, 2017, 34(7): 53 - 59.

SHAO Guangqiang, LIU Kai, JIANG Lizhong, et al. Study of Plastic

Hinge Length in High-speed Railway Bridge Piers [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2017, 34(7): 53 - 59.

[5] 嵯一,王菲. 罕遇地震下城际铁路连续梁桥延性抗震设计[J]. 铁道工程学报, 2012, 29(4): 66 - 71.

ZHUO Yi, WANG Fei. Seismic Ductility Design for Intercity Railway Continuous Bridge Under Rare Earthquake [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2012, 29(4): 66 - 71.

[6] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804 - 1826.

[7] 陈兴冲,张永亮,丁明波,等. 少筋混凝土重力式桥墩抗震设计方法研究[J]. 铁道工程学报, 2016, 33(3): 76 - 80.

CHEN Xingchong, ZHANG Yongliang, DING Mingbo, et al. Research on the Seismic Design Method for Concrete Gravity Piers with Low Longitudinal Reinforcement Ratio[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2016, 33(3): 76 - 80.

[8] 秦从律,张爱晖. 基于截面纤维模型的弹塑性时程分析方法[J]. 浙江大学学报(工学版), 2005, 39(7): 1003 - 1008.

QIN Chonglv, ZHANG Aihui. Elastic-plastic Time History Analysis Based on Section Fiber Model [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2005, 39(7): 1003 - 1008.

[9] JTG B02 - 2013 公路工程抗震规范[S].

JTG B02 - 2013 Specification of Seismic Design for Highway Engineering[S].

(编辑:赵立红 苏玲梅)