

汶川震区路肩墙抗震能力检算与震害机理分析

王景梅¹, 姚令侃^{1,2}, 杨 明^{1,2}

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031;

2. 抗震工程技术四川省重点实验室 道路与铁道工程抗震技术研究所, 四川 成都 610031)

摘要: 在汶川地震路肩墙震害调查基础上, 根据设计图纸, 按规范对路肩墙进行抗震能力检算和震害机理分析, 获得以下结论: 由于现行公路规范中有关规定表明地震工况时公路挡土墙稳定性验算不考虑车辆荷载, 故按现行公路规范要求设计的挡土墙具有抵抗8度地震的抗震能力; 9度地震烈度区路肩墙倾斜变形的原因是挡墙基底应力超过基底容许承载力值; 10度地震烈度区路肩墙严重倾斜变形及出现毁坏现象的原因是抗倾覆稳定系数不满足规范要求, 且挡墙基底应力远远超过基底容许承载力值, 碎石土基路肩墙还有抗滑动稳定系数不足的原因; 现行公路规范中挡土墙稳定安全系数取值合理, 在9度地震烈度区是适用的, 并且可以延伸到10度地震烈度区。

关键词: 路肩墙; 抗震能力; 震害机理; 汶川地震

中图分类号: U417.1⁺1

文献标志码: A

文章编号: 1674-0696(2010)06-0919-06

Seismic Resistance Behavior Check and Seismic Damage Mechanism Analysis of the Shoulder Retaining Wall in Wenchuan Seismic Area

WANG Jing-mei¹, YAO Ling-kan^{1,2}, YANG Ming^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, Sichuan, China;

2. Anti-seismic Technique Institute of Highway and Railway Engineering, Sichuan Province Key Lab of Anti-seismic Engineering Technique, Chengdu 610031, Sichuan, China)

Abstract: Seismic damage of the shoulder retaining wall was investigated in Wenchuan earthquake. According to design drawing and specification, the seismic resistance behavior of the shoulder retaining wall was checked and the seismic damage mechanism was analyzed. The conclusions were as follows: firstly, relevant regulations in the current highway codes showed that the vehicle load wasn't considered when checking the stability of highway retaining wall, therefore the retaining wall designed based on the current highway codes could resist 8 degree earthquake. Secondly, the reason of the shoulder wall's inclination distortion in 9 degree earthquake zone was that the foundation stress went beyond the bearing capacity. Thirdly, the cause of the shoulder wall's serious inclination distortion and collapse in 10 degree earthquake zone was that the toppling stability coefficient didn't satisfy requirements of the codes and the foundation stress went beyond the bearing capacity. Lastly, the stability safety factors value of retaining walls in the current highway codes was reasonable; it was applicable in 9 degree earthquake intensity zone and could be extended to 10 degree earthquake intensity zone.

Key words: shoulder retaining wall; seismic resistance behavior; seismic damage mechanism; Wenchuan earthquake

2008年5月12日下午2点28分中国四川汶川发生8级地震,其震级之大、余震之多、地表破裂带之长,次生山地灾害之严重,世所罕见,是继唐山地震之后我国又一个损失巨大的毁灭性地震^[1-2]。

破坏性地震发生后,根据建筑物、构筑物的破坏特点,对规范进行修正,这是抗震规范修订的通常做法^[3]。利用汶川地震的大批原型实验资料,促进现行抗震设计规范的发展,具有重要的科学价值意义

和现实意义,同时也具有重要的时效性^[3]。

目前,路基工程设计主要采用安全系数法。安全系数法通过定值安全系数作为衡量构筑物状态的指标,将所有不确定因素的影响均包含在内。安全系数法中安全系数的取值非常关键,如果取值过小,则会直接危害构筑物的安全性;如果取值过大,则不具备经济性。关于挡土墙震害分析方面前人做了大量的工作^[3-7],但是甚少有关于挡土墙稳定安全系

收稿日期: 2010-07-26; 修订日期: 2010-08-25

基金项目: 铁道部科技研究开发计划课题(2008G010-A); 国家重点基础研究发展计划项目(973计划)(2008CB425802)

作者简介: 王景梅(1987-),女,江西樟树人,硕士研究生,主要从事挡土墙抗震稳定性研究。E-mail: 393924327@qq.com。

数取值合理性的报告。

笔者以 G213 线都江堰至映秀段(抗震设计按场地基本烈度 7 度考虑^[4]) 为例,首先通过汶川地震现场震害调查,分析总结 G213 线路肩墙在不同地震烈度区的震害模式,归纳出路肩墙的实际抗震能力;再根据设计图纸按规范对路肩墙进行抗震能力检算,得其理论抗震能力;利用路肩墙实际抗震能力验证其理论抗震能力,对比分析路肩墙的理论抗震能力和实际抗震能力;在此基础上,进行路肩墙震害机理分析并提出相应的抗震优化设计策略、最后对现行公路规范中挡土墙稳定安全系数取值合理性及适用性进行分析探讨。

1 汶川震区路肩墙实际抗震能力调查

根据现场震害调查,G213 线路肩墙的结构类型相对复杂,采用最多的是浆砌片石衡重式挡墙,其地基基本为砂岩,少数位于滑坡体上,路肩墙最普遍的震害模式是横向倾斜^[3-4]。

从工点数量的毁坏率来看,调查组所调查的 26 个路肩墙工点中,有 5 个毁坏,毁坏率接近 20%。但按路肩墙长度统计,调查路段路肩墙总长 8 508 m,毁坏长度 189 m,毁坏率 2.22%。

1.1 9 度地震区

路肩墙在 9 度地震烈度区的变形模式是以倾斜变形为主,基本上没有发现整体稳定性破坏的现象,但出现了大量的墙体倾斜变形的现象。按挡墙长度统计,9 度地震烈度区路肩墙总长度 5 354.5 m,毁坏长度 40 m,毁坏率为 0.75%。图 1 所示路肩墙向外倾斜达 20 cm,这不仅造成工程稳定性降低,严重时会造成路基大变形。图 2 所示工点就在路面形成 70 cm 的错台,造成车辆无法通行。



图 1 路肩墙倾斜达 20 cm

Fig. 1 20-cm inclination of the shoulder retaining wall



图 2 路面形成错台达 70 cm

Fig. 2 70-cm dislocation of the shoulder retaining wall

1.2 10 度地震区

路肩墙在 10 度地震烈度区最主要的变形模式是严重倾斜变形,并出现整体稳定性破坏的现象,但毁坏工点不多。按挡墙长度统计,10 度地震烈度区路肩墙总长度 2 732 m,毁坏长度 114.5 m,毁坏率为 4.19%。其中岩基路肩墙没有发生整体滑移现象,块碎石土基路肩墙有部分出现整体滑移现象。图 3 所示路肩墙向外倾斜达 40 cm,严重降低工程稳定性;图 4 所示路肩墙整体滑移,直接危害路面安全;最严重的震害是支挡构筑物完全破坏,如图 5,路肩墙毁坏后会造成公路断道危害,严重阻碍抢险救援工作。



图 3 路肩墙倾斜达 40 cm

Fig. 3 40-cm inclination of the shoulder retaining wall



图 4 路肩墙整体推移

Fig. 4 Integral slippage of the shoulder retaining wall

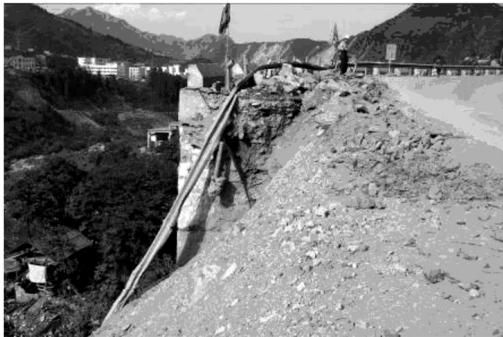


图 5 路肩墙垮塌

Fig.5 Collapse of the shoulder retaining wall

2 路肩墙理论抗震能力计算及分析

2.1 计算方法

挡土墙抗滑动稳定系数 K_c 按式 (1) 计算^[8]:

$$K_c = \frac{[\sum N + (\sum E_x + \sum E_{ihw}) \tan \alpha_0] \cdot f}{\sum E_x + \sum E_{ihw} - \sum N \cdot \tan \alpha_0} \quad (1)$$

式中: $\sum N$ 为作用于基础底面上的总垂直力, kN; $\sum E_x$ 为地震主动土压力的总水平分力, kN; α_0 为基础底面倾斜角, (°); $\sum E_{ihw}$ 为挡土墙墙身的总水平地震力, kN; f 为基础底面与地基间摩擦系数。

挡土墙抗倾覆稳定系数 K_0 按式 (2) 计算^[8]:

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} \quad (2)$$

式中: $\sum M_y$ 为稳定力系对墙趾的总力矩, kN · m; $\sum M_0$ 为倾覆力系对墙趾的总力矩, kN · m。

挡土墙第 i 截面以上墙身重心处的水平地震荷载, 按式 (3) 计算^[9]:

$$E_{ihw} = C_i C_z K_h \Psi_{iw} G_{iw} \quad (3)$$

式中: C_i 为重要性修正系数; C_z 为综合影响系数, 取 $C_z = 0.25$; K_h 为水平地震系数; Ψ_{iw} 为水平地震荷载沿墙高的分布系数; G_{iw} 为第 i 截面以上墙身圬工的重力。

JTG D 30—2004《公路路基设计规范》^[10] 规定在荷载组合 I 及 II 时, 验算挡土墙的抗滑动和抗倾覆稳定时, 抗滑动稳定系数 K_c 不应小于 1.3, 抗倾覆稳定系数 K_0 不应小于 1.5。该规范还规定当荷载情况为组合 III 及施工荷载时, 且基底容许承载力值大于 150 kPa 时, 基底容许承载力值可提高 25%^[10]。地震工况时荷载情况为荷载组合 III, 且本文所讨论路肩墙的基底容许承载力值为 300(墙高 5~6 m)/500(墙高 7~12 m) kPa > 150 kPa, 故笔者所讨论的所有地震工况中, 基底容许承载力值均要提高 25%, 即为 375(墙高 5~6 m)/625(墙高 7~12 m) kPa。JTJ 044—89《公路工程抗震设计规范》^[9] 规定挡土墙稳定性验算时, 抗滑动稳定系数 K_c 不应小于 1.1, 抗倾覆稳定系数 K_0 不应小于 1.2。

JTG D 30—2004《公路路基设计规范》^[10] 中规定“车辆荷载与地震力不同时考虑”及 JTJ 044—89《公路工程抗震设计规范》^[9] 中规定“验算路基和挡土墙的抗震强度和稳定性, 只考虑垂直路线走向的水平地震荷载。地震荷载应与结构重力、土的重力和水的浮力相组合, 其它荷载均不考虑”。故地震工况时公路挡土墙稳定性验算不考虑车辆荷载。

本文中不同地震烈度区的水平地震系数如表 1^[9], 10 度地震烈度区水平地震系数 K_h 取 0.8。

表 1 水平地震系数 K_h

Tab.1 Horizontal seismic coefficient K_h

基本烈度/度	7	8	9
水平地震系数 K_h	0.1	0.2	0.4

2.2 计算模型和参数

G213 线沿线路肩墙基本上都是衡重式路肩墙, 故以 G213 线衡重式路肩墙标准图研究对象, 所得计算结果宏观上能够直接反应路肩墙真实情况。计算模型和主要参数如图 6、表 2 及表 3, 均依照该路段原设计地勘资料选取。

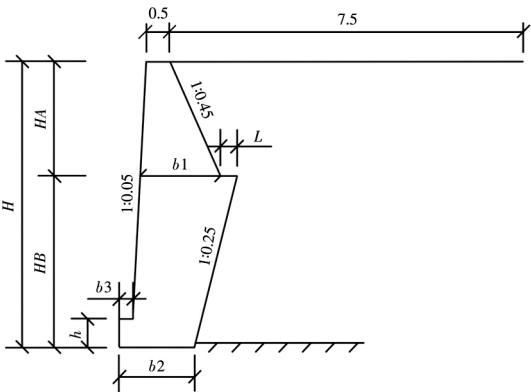


图 6 计算模型(单位: m)

Fig.6 Calculation model

表 2 计算模型尺寸

Tab.2 Calculation model size /m

	5	6	7	8	9	10	11	12
H	5	6	7	8	9	10	11	12
HA	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8
HB	3	3.6	4.2	4.8	5.4	6	6.6	7.2
L	0.3	0.35	0.45	0.55	0.6	0.7	0.7	0.7
b1	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7	2.9
b2	1.2	1.6	1.78	1.96	2.27	2.54	2.89	3.24
b3	0	0.3	0.3	0.3	0.5	0.6	0.9	1.2
h	0	0.6	0.6	0.6	1	1.2	1.8	2.4

表 3 主要计算参数

Tab.3 Major calculation model parameter

计算参数	取值
圬工砌体容重/(kN · m ⁻³)	23.00
墙后填土内摩擦角/(°)	35.00
墙后填土黏聚力/kPa	0.00

(续表 3)

计算参数	取值
墙后填土容重/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	19.00
墙背填土摩擦角/($^{\circ}$)	17.5
地基土容重/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	18.00
地基土内摩擦角/($^{\circ}$)	30.00
地基土容许承载力值/kPa	300(墙高 5~6 m)
	500(墙高 7~12 m)
墙底摩擦系数	0.4(土质地基)
	0.5(碎石土地基)
	0.6(岩石地基)

2.3 计算结果

2.3.1 正常工况及 8 度地震工况

该部分包含正常工况和 8 度地震工况,挡墙地基按照原设计地勘资料选取,均为土质地基。地勘资料表明 G213 线设计荷载为:汽车-20 级(计算荷载),挂车-100 级(验算荷载),故正常工况分为计算荷载、验算荷载两组分别讨论,其中验算荷载工况计算结果见图 7、图 8。8 度地震工况没有考虑车辆荷载,结果见图 9、图 10。

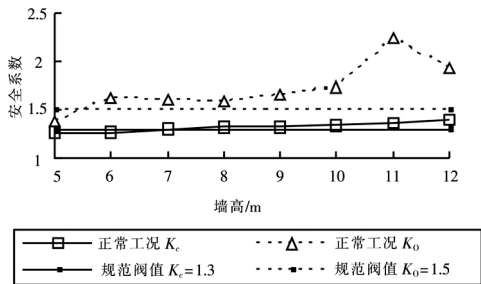


图 7 正常工况计算结果 1

Fig. 7 Calculation results 1 under normal condition

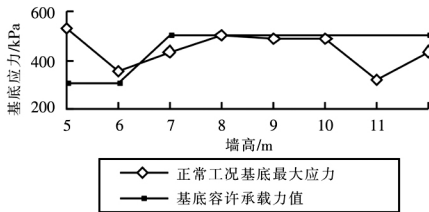


图 8 正常工况计算结果 2

Fig. 8 Calculation results 2 under normal condition

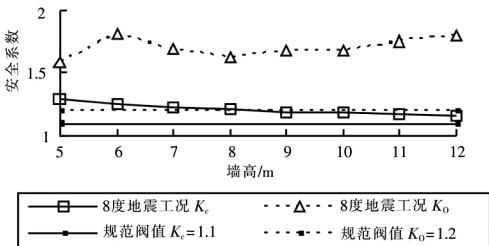


图 9 8 度地震工况计算结果 1

Fig. 9 Calculation results 1 under 8 magnitude earthquake

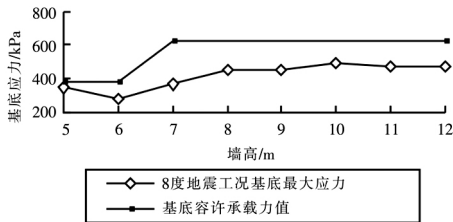


图 10 8 度地震工况计算结果 2

Fig. 10 Calculation results 2 under 8 magnitude earthquake

由图 7 及图 8 可以看出,正常工况下路肩墙抗滑动稳定系数 K_c 、抗倾覆稳定系数 K_o 及基底最大应力整体上均能满足规范要求,且以抗滑动稳定系数 K_c 值和基底最大应力为设计控制指标。这说明 G213 线衡重式路肩墙原设计合理。

由图 9 及图 10 可以看出,8 度地震工况下路肩墙抗滑动稳定系数 K_c 、抗倾覆稳定系数 K_o 及基底最大应力均能满足规范要求,而且还有一定的富余量。这说明依照现行公路规范要求合理设计的 G213 线衡重式路肩墙能够抵抗 8 度地震力。

2.3.2 9 度地震工况

根据现场调查,G213 线路肩墙基础为砂岩或碎石土,9 度地震工况按碎石土地基进行讨论,结果见图 11 及图 12。

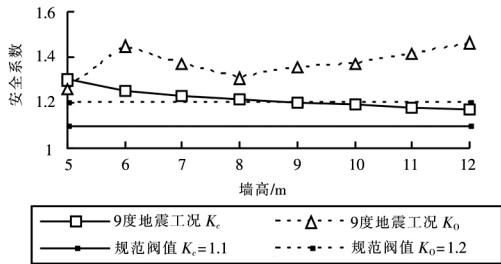


图 11 9 度地震工况计算结果 1

Fig. 11 Calculation results 1 under 9 magnitude earthquake

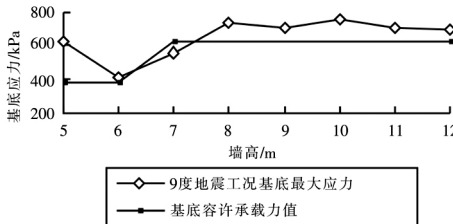


图 12 9 度地震工况计算结果 2

Fig. 12 Calculation results 2 under 9 magnitude earthquake

由图 11 可以看出,路肩墙地基依照现场调查取为碎石土后,9 度地震工况下路肩墙抗滑动稳定系数 K_c 和抗倾覆稳定系数 K_o 均能满足规范设计要求。由图 12 可知,基底最大应力基本上都不满足要求,超过基底容许承载力值约 10%~66%。

2.3.3 10 度地震工况

10 度地震工况路肩墙地基按照现场调查取为

砂岩和碎石土,故分为岩石地基和碎石土地基2组进行讨论,结果见图13~图15。

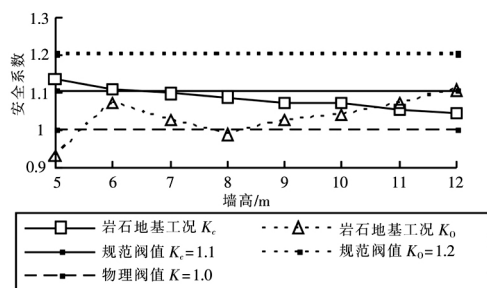


图13 岩石地基计算结果

Fig. 13 Calculation results of the rock foundation

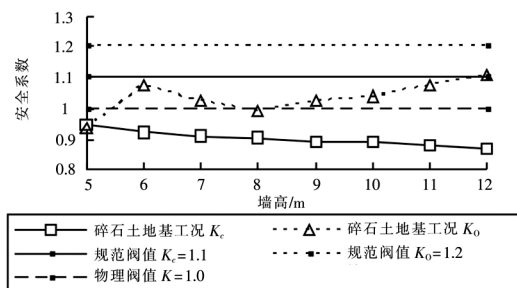


图14 碎石土地基计算结果

Fig. 14 Calculation results of the gravelly soil foundation

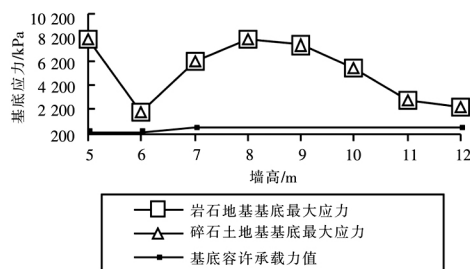


图15 10度地震工况计算结果

Fig. 15 Calculation results under 10 magnitude earthquake

由图13可以看出,10度地震工况中岩石地基路肩墙抗滑动稳定系数 K_c 和抗倾覆稳定系数 K_o 基本上都小于规范要求值,但其 K_c 值却都在1以上,且基本接近规范要求值,其 K_o 值基本上都在1以上。由图15可知,岩石地基路肩墙基底最大应力远远超过基底容许承载力值。

由图14可以看出,10度地震工况中碎石土地基路肩墙抗滑动稳定系数 K_c 和抗倾覆稳定系数 K_o 均小于规范要求值,且其 K_c 值都小于1,但其 K_o 值基本上都在1以上。由图15可知,碎石土地基路肩墙基底最大应力远远超过基底容许承载力值。

3 结论及讨论

1) 依照现行公路规范设计挡土墙时正常工况要考虑车辆荷载^[10-11],而由于地震力是偶然荷载,JTG D 30—2004《公路路基设计规范》及JTJ 044—89《公路工程抗震设计规范》中有关规定表明地震

工况时公路挡土墙稳定性验算不考虑车辆荷载^[9-10],那么就相当于按正常工况设计的挡土墙在地震工况时含有一定的富余量,故按现行公路规范要求设计的挡土墙具有抵抗8度地震的抗震能力。而汶川实震调查中确实也没有发现由于车辆荷载与地震力同时作用而导致挡墙发生破坏的案例。

2) 根据现场调查,路肩墙在9度地震烈度区以倾斜变形为主,理论计算结果表明这种倾斜变形的原因是挡墙基底应力超过基底容许承载力值,而非抗倾覆安全系数不足,故9度地震烈度区建议加强挡土墙基底应力条件。

3) 路肩墙在10度地震烈度区以严重倾斜变形为主,并出现毁坏现象,理论计算结果表明这种严重倾斜变形及出现毁坏现象的原因是抗倾覆稳定系数不满足规范要求和挡墙基底应力远远超过基底容许承载力值,碎石土基路肩墙还有抗滑动稳定系数不足的原因。其中,岩基路肩墙的抗滑动稳定系数均大于1,且基本接近规范要求值,这是汶川地震中10度地震区岩基路肩墙没有发生整体滑移现象的原因;碎石土基路肩墙抗滑动稳定系数均小于1,这是10度地震区有部分块碎石土基路肩墙出现整体滑移现象的原因所在。综上,10度地震烈度区建议提高挡土墙抗倾覆稳定性及加强其基底应力条件,对于碎石土基挡土墙除以上两点外,还应提高其抗滑动稳定性。

4) 9度地震工况中路肩墙抗滑动稳定安全系数和抗倾覆稳定安全系数均大于规范要求值,而汶川实震中9度地震区路肩墙确实基本上没有发现整体稳定性破坏的现象;10度地震工况中路肩墙抗滑动稳定安全系数和抗倾覆稳定安全系数基本上都小于规范要求值,而汶川实震中10度地震区部分路肩墙确实出现了整体稳定性破坏的现象。稳定安全系数反映的抗震能力与汶川实震震害宏观现象基本对应。由此可见,现行公路规范中挡土墙稳定安全系数取值合理,在9度地震烈度区是适用的,并且可以延伸到10度地震烈度区。

参考文献:

- [1] 《汶川地震灾害地图集》编纂委员会. 汶川地震灾害地图集[M]. 成都: 成都地图出版社, 2008.
- [2] 姚令侃, 陈强. 5.12汶川地震对线路工程抗震技术提出的新课题[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2009, 41(3): 43-50.
- [3] 姚令侃, 冯俊德, 杨明. 汶川地震路基震害分析及对抗震规范改进的启示[J]. 西南交通大学学报, 2009, 44(3): 301-311.
- [4] 冯俊德, 姚令侃, 王智猛. 汶川地震强震区路基工程震害模式与分析[C]//汶川大地震工程震害调查分析与研究. 北京: 科学出版社, 2009: 630-637.

- [5] 杨雪莲,周永江,吴事贵,等.汶川地震区公路挡墙破坏分析及设计中有关问题的探讨[J].资源环境与工程,2009,23(S1):85-87.
- [6] 何义宏.高烈度地震区公路路肩挡土墙震害调查与分析[J].公路交通科技:应用技术版,2009(4):109-110.
- [7] 何义宏.紫坪铺水库左岸重载公路挡土墙震害调查分析[J].路基工程,2009(3):192-193.
- [8] GB 50111—2006 铁路工程抗震设计规范[S].北京:中国计

划出版社,2006.

- [9] JTJ 004—89 公路工程抗震设计规范[S].北京:人民交通出版社,1990.
- [10] JTG D 30—2004 公路路基设计规范[S].北京:人民交通出版社,2004.
- [11] 交通部第二公路勘察设计院.公路设计手册:路基[M].2版.北京:人民交通出版社,2001.

(上接第861页)

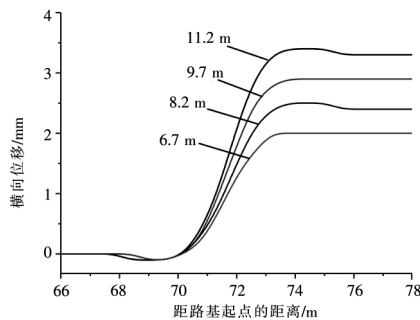


图7 固定支座与线路中线间的距离不同,轨道的横向位移

Fig.7 Lateral displacement of track under different distance from lateral fixed support of steel truss girder to central line of the route

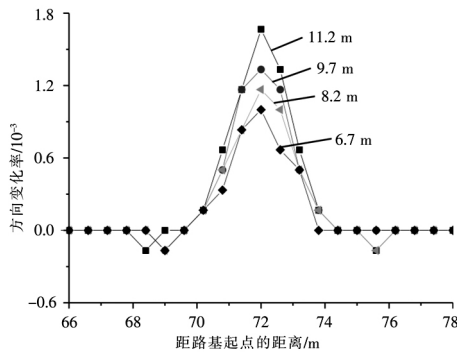


图8 固定支座与线路中线间的距离不同,轨道的方向变化率

Fig.8 Change rate of track alignment under different distance from lateral fixed support of steel truss girder to central line of the route

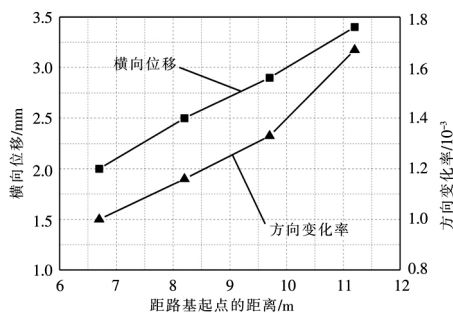


图9 钢轨最大横向位移、方向变化率与固定支座到线路中线间距离的关系

Fig.9 Relationship between track maximum lateral displacement and change rate of track alignment and distance from lateral fixed support of steel truss girder to central line of the route

3 结论

通过对钢桁梁端横相对路基伸缩时有砟轨道几何形位的变化及其影响因素的分析,可以得出以下结论:

1) 钢桁梁在日温差作用下,相对路基发生横向伸缩后将会使有砟轨道产生较大的横向位移和方向变化率。当钢桁梁两侧横向固定支座与活动支座的距离为18 m,线间距为4.4 m时,第2线轨道的最大横向位移为3.4 mm,最大方向变化率为1.67‰。

2) 钢桁梁横向伸缩对有砟轨道线路的轨距没有影响,钢桁梁横向伸缩时通过道床带动包括轨枕和钢轨在内的轨道框架一起发生横向位移。

3) 梁端伸缩时,道床和扣件横向阻力对轨道横向位移的影响很小,但随着道床、扣件横向阻力的增大,轨道的方向不平顺变化率逐渐增大,当增大到正常值之后,基本保持不变。表明为增强梁端横向发生相对伸缩处轨道的稳定性时,可以通过采取增加道床和扣件横向阻力的措施。

4) 轨道的横向位移、方向不平顺变化率随着钢桁梁横向固定支座和线路中线间距离的增大而增大,当横向固定支座到线路中线的距离控制在6.7 m以内,轨道的方向不平顺变化率小于1‰,轨道的最大横向位移约为2 mm。

参考文献:

- [1] Fryba L. Starting and breaking forces in railroad bridges [J]. Stavebnicky Casopis, 1979, 27(12): 865-894.
- [2] Arya A S, Agrawal S R. Dispersion of tractive and braking forces in railway bridges theoretical analysis [J]. Rail International, 1982, 13(4): 12-25.
- [3] 卢耀荣.无缝线路研究与应用[M].北京:中国铁道出版社,2004.
- [4] 阴存欣.铁路桥梁纵向附加力静动力非线性分析与仿真研究[D].北京:铁道部科学研究院,2000.
- [5] 徐庆元.高速铁路桥上无缝线路纵向附加力三维有限元静力与动力分析研究[D].长沙:中南大学,2005.
- [6] 雷晓燕,圣小珍.现代轨道理论研究[M].北京:中国铁道出版社,2006.