

高速下过渡段路基动响应特性研究

Study on the dynamic response of transition section roadbed subject to high speed

李献民, 王永和, 杨果林, 肖宏彬, 范臻辉
(中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075)

摘要: 通过现场实测, 对秦沈客运专线动力分散型机车在某路桥过渡段高速行车条件下的动响应(动应力、动应变)规律进行了研究。研究表明: 路基最大动响应曲线与平均动响应曲线变化趋势相同; 对于相同行车速度, 纵向(沿线路基床水平方向)动响应曲线呈“V”形变化, 动响应增量曲线呈不规则“N”形变化, 而垂向(与地面铅垂方向)则是随深度的增加动响应呈衰减趋势, 并且在基床面浅处(0.6 m左右)衰减幅度较大; 纵向、垂向上的动响应都有随车速提高而减小的趋势, 并且其减小幅度与车速高低紧密相关。同时, 提出了预测过渡段路基动响应变化趋势的列车轴重变化系数计算公式, 以及“超高”填筑路基减小过渡段沉降差值和动响应的设计思路, 研究结果为高速铁路过渡段的设计与施工提供了重要基础。

关键词: 高速铁路; 动响应; 沉降差; 路基; 过渡段

中图分类号: TU 435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2004)01-0100-05

作者简介: 李献民(1971-), 男, 河南许昌人, 2001年在中南大学获理学硕士学位, 现为在读博士研究生, 主要从事道路与铁道工程中岩土工程问题的研究。

LI Xian-min, WANG Yong-he, YANG Guo-lin, XIAO Hong-bin, FAN Zhen-hui

(School of Civil Engineering and Architecture, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: Based on the field test, the dynamic responses (dynamic stress and strain) of a roadbed-bridge transition section under the disperse impetus locomotive with high speed are studied in this paper. It is shown that the variation of the maximum and average dynamic response curves is same. On the same speed condition, the dynamic response curves and the dynamic response increment curves are in the shape of “V” and “N” respectively in the direction of railway line; and in the direction of depth the dynamic response curves decline with the increase of depth and the declining extents are bigger within shallow roadbed (about 0.6 m), with the speed increases the dynamic responses in the direction of railway line and depth decline, and the declining extents are related to the train speed tightly. At one time, the variation coefficient formula of train axes weight is put forward to forecast general trend of variation of the dynamic responses in the transition section roadbed, and a design idea is advanced that “excess height” of roadbed can reduce the differential settlement and the dynamic response of transition section roadbed. The test study provides an important basis for the design and construction of the transition section roadbed of express railway.

Key words: express railway; dynamic response; settlement difference; roadbed; transition section

0 引言^①

秦(皇岛)沈(阳)客运专线是我国第一条自己研究、设计和施工, 时速为 200 km/h 的快速铁路客运专线, 是我国铁路步入高速化的起点。对路基动态特性的研究, 现场试验是最好手段。日本曾对路基动应力与下沉进行了试验^[1], 德国对具有不同刚度路基也进行了轮载试验^[2], 取得了较多有用的资料。蔡成标等^[3]认为地基沉降差对列车与路桥过渡动力作用影响显著, 沉降差越大, 动力作用急剧增大; 杨灿文^[4]等研究认为, 路基面动应力随车速(低于 140 km/h)的提高有增加趋势, 速度的影响随深度增大而减小; 曹新文等^[5]通过模型试验得出, 路基动应力与轴重成正比, 运行速度增加, 路基动应力增大。笔者对秦沈线山绥综合试验段甲试验工点路桥过渡段路基动响应特性进行了大量现场测试和研究, 得出在过渡段路基“超高”填

筑, 线路呈微“凸”弧形时, 路基动响应有随车速增大而减小的趋势。研究结果能为其他高速铁路建设的设计和施工起借鉴作用。

1 测试仪器及试验概况

1.1 测试仪器

测试仪器采用 DH5932 数据采集记录分析仪, 它是一种高性能多通道并行数据采集分析系统。系统包括以 A/D 转换器为核心的数据采集记录仪, 以控制、记录和分析为目的的微机以及相应的控制软件和分析软件, 并与 DH3840 应变放大器配合, 组成先进的超动态应变测量系统。所用传感器为双油腔结构形式的 BY-1 型动静态土压力传感器, 具有传力均匀、高灵敏

^① 基金项目: 铁道部科技专项基金资助项目(99G14)

收稿日期: 2003-02-27

度等特点,可直接测得应变值,再据事先标定的“压力—应变”曲线得到土压力值。

1.2 试验概况

试验列车采用“先锋号”“子弹头式”动力分散型电力动车组,该车组由2个动力单元组成,每个动力单元由2辆动力车和1辆拖车组成“2M+1T”,全列编组为6辆车,即为“ $M_c+T_p+M_i+M_i+T_p+M_c$ ”,最大轴重为14.5 t。试验速度档为160, 180, 200, 210, 220, 230, 240, 250 km/h,每种速度档运行三个往返。地面测点准静态标定速度为5 km/h。

试验地点为DK44+590.31~DK44+640.31的甲试验工点,它为一个双孔8 m跨度的“T”形简支梁桥与长度为20 m的路基过渡段。路基基床表层下面填筑级配碎石,路基横断面两侧填筑A、B组粗粒土铺筑过渡段形式。土压力传感器是在基床和道床铺设施工期间埋设的,以消除埋设过程对测试结果的影响,此工点共使用10个土压力传感器。沿纵向,自大桥桥台背起(上行方向),7个元件埋于距枕底距离为50 cm的基床表层内,元件间距一般为2.4 m(见图4~7)。沿距桥台背10 m处的垂直剖面方向上,3个测试元件埋于枕底正下方的基床层内,元件垂直间距为60, 120, 250 cm。

2 过渡段路基动响应特性研究

由于“应力—应变”标定曲线是线性关系,所以“应力”与“应变”在过渡段的动响应规律是一致的。路基动应力大小受综合因素影响,主要有机车车辆类型、行车速度、轴重、线路不平顺状态、轨道结构标准等等,在此主要考虑上行方向行车速度对过渡段(从高刚度到低刚度)路基动响应特性的影响。

2.1 动应变波形曲线

从动应变波形曲线(见图1~3)中可看到:①动力分散型试验机车的各轮对所引起动应变幅值相差不大,分析数据也证实了各轮对动应变极值离散性不大;②列车动应变波形曲线在准静态(5 km/h)时比高速(160, 220 km/h)时要光滑平坦得多;③列车轴重在垂向上所引起的动应变波形曲线不相同,在浅处(距轨枕底面正下方50 cm)每一个轮对都会引起一个加、卸载过程,即有两个应变极值,而在较深处(距轨枕底面正下方120, 250 cm)虽有两个轴重力,但只有一次应力变动,加卸载过程只有一次,只有一个应变极值。

2.2 过渡段路基纵向动应力

图4为客车在一定试验车速下,纵向上各元件动应力最大值曲线,而图5则为纵向上各元件动应力平均值曲线。而图6,7分别为图4,5所对应的应力增量(各试验速度下的动应力值分别与准静态标定速度5

km/h下动应力之差值)曲线。

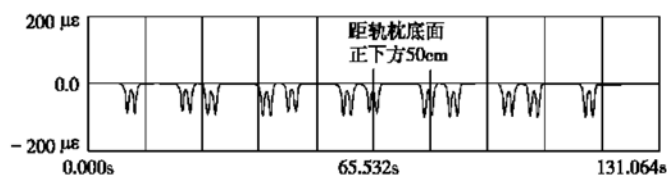


图1 车速为5 km/h 准静态标定时引起的动应变波形

Fig. 1 The curves of dynamic strain subject to 5 km/h

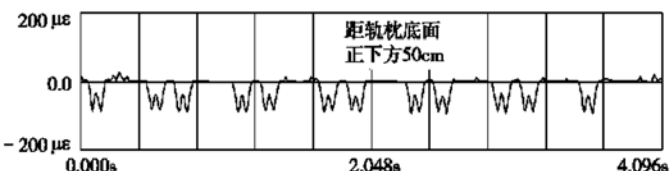


图2 车速为160 km/h 时引起的动应变波形

Fig. 2 The curves of dynamic strain subject to 160 km/h

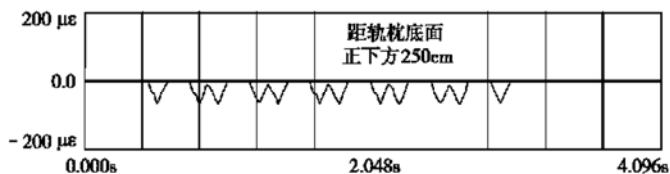


图3 车速为220 km/h 时引起的动应变波形

Fig. 3 The curves of dynamic strain subject to 220 km/h

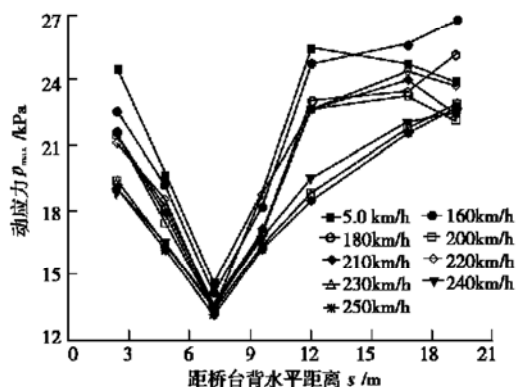


图4 过渡段纵向最大动应力曲线

Fig. 4 The curves of maximum dynamic stress in railway line

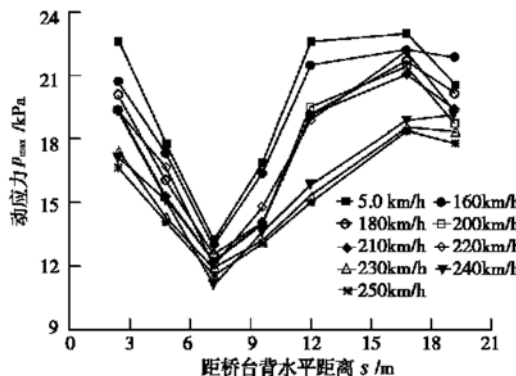


图5 过渡段纵向平均动应力曲线

Fig. 5 The curves of mean dynamic stress in railway line

表 1 过渡段路基动应力统计值

Table 1 The statistic of dynamic stress in transition section roadbed

车速 $/(km \cdot h^{-1})$	最大动应力值/kPa							平均动应力/kPa						
	距桥台背距离							距桥台背距离						
	2.4 m	4.8 m	7.2 m	9.6 m	12.0 m	16.8 m	19.2 m	2.4 m	4.8 m	7.2 m	9.6 m	12.0 m	16.8 m	19.2 m
5	24.53	19.65	14.60	18.87	25.51	24.75	23.91	22.55	17.73	13.24	16.85	22.56	22.92	20.53
160	22.56	19.14	14.94	18.23	24.78	25.68	26.82	20.68	17.34	13.01	16.37	21.46	22.15	21.84
180	21.55	18.10	13.56	17.14	23.02	23.49	25.21	20.05	16.05	12.54	14.08	19.13	21.68	20.14
200	21.47	17.45	13.48	16.89	22.65	23.26	22.13	19.31	15.15	12.12	13.97	19.48	21.39	18.72
210	21.51	17.88	13.42	17.12	22.68	24.02	22.41	19.38	15.27	12.24	14.09	19.12	21.05	19.35
220	21.12	18.52	13.39	18.76	22.65	24.41	23.74	19.29	16.66	12.05	14.77	18.88	22.13	19.24
230	19.38	16.38	13.32	16.39	18.81	21.82	22.79	17.43	14.31	11.94	13.20	15.33	18.17	18.34
240	18.81	16.46	13.28	16.62	19.46	21.96	22.35	17.13	15.10	11.13	13.62	15.81	18.84	19.10
250	19.02	16.18	13.12	16.20	18.46	21.54	23.26	16.64	14.54	11.55	13.07	15.00	18.36	17.78

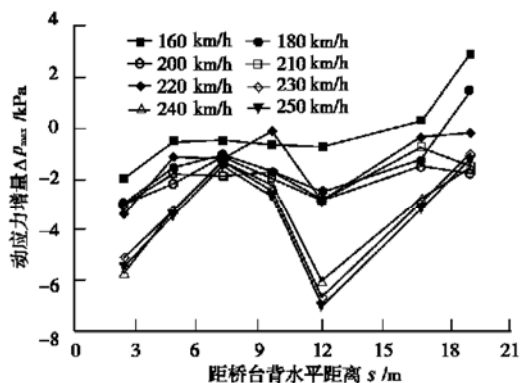


图 6 过渡段纵向最大动应力增量曲线

Fig. 6 The curves of maximum dynamic stress increment in railway line

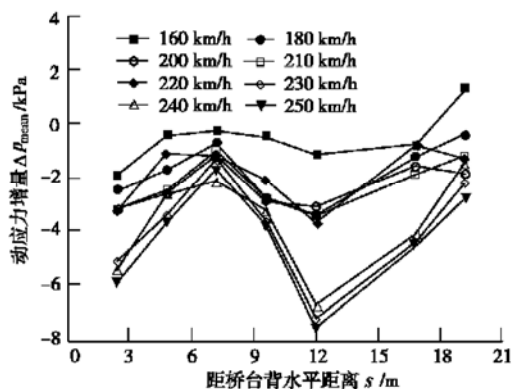


图 7 过渡段纵向平均动应力增量曲线

Fig. 7 The curves of mean dynamic stress increment in railway line

在本次试验中, 由于客车轴重、线路及路基状态等影响因素不变, 因此路基动应力主要受列车速度的影响, 从图 4~7 和表 1、2 中动应力统计值可以看出, 甲试验工点过渡段路基面上动应力纵向变化规律是: ①在同一车速下, 动应力曲线、动应力增量曲线各自所表现出的总趋势基本相同。纵向动应力分布曲线呈现“V”字形, 即过渡段两端动应力较大, 中间相对较小。而纵向动应力增量曲线呈现一个不规则“N”字形(如图 6、7 所示), 在距桥端 2.4、12.0 m 处动应力随车速

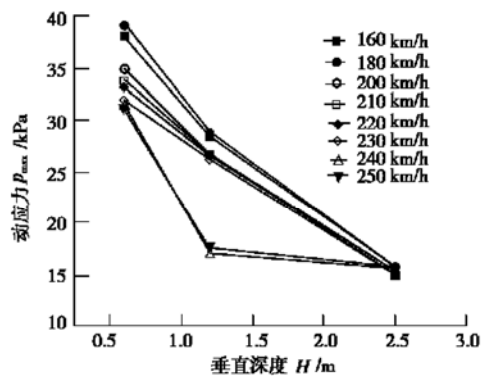


图 8 过渡段垂直向最大动应力曲线

Fig. 8 The curves of maximum dynamic stress in depth direction

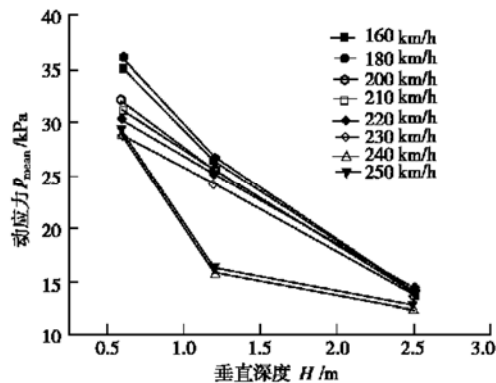


图 9 过渡段垂直向平均动应力曲线

Fig. 9 The curves of mean dynamic stress in depth direction

提高减小值相对较大。②在 160、180、230、250 km/h 等试验速度下, 基床面内动应力值随车速增加呈现减小的总体趋势。③由于测试数据的离散性, 故从总体来看, 基床面内的动应力值减小幅度同试验速度的大小有关, 速度越大, 减小值相对较大。车速在 160、180 km/h 时, 动应力减小值小于 4 kPa, 而在 230、250 km/h 时, 在距桥台背 12.0 m 处, 减小值达到 7 kPa 以上。

2.3 过渡段路基垂向动应力

列车荷载以动力波的形式通过道床传递到基床

表 2 过渡段路基动应力增量统计值

Table 2 The statistic of dynamic stress increment in transition section roadbed

车速 $/(km \cdot h^{-1})$	最大动应力增量/kPa							平均动应力增量/kPa						
	距桥台背距离							距桥台背距离						
	2.4 m	4.8 m	7.2 m	9.6 m	12.0 m	16.8 m	19.2 m	2.4 m	4.8 m	7.2 m	9.6 m	12.0 m	16.8 m	19.2 m
160	- 1.97	- 0.51	- 0.47	- 0.64	- 0.73	+ 0.93	+ 2.91	- 1.87	- 0.39	- 0.23	- 0.48	- 1.10	- 0.77	+ 1.31
180	- 2.98	- 1.55	- 1.04	- 1.73	- 2.49	- 1.26	+ 1.50	- 2.50	- 1.68	- 0.70	- 2.77	- 3.43	- 1.24	- 0.39
200	- 3.06	- 2.20	- 1.12	- 1.98	- 2.86	- 1.49	- 1.78	- 3.20	- 2.58	- 1.12	- 2.88	- 3.08	- 1.53	- 1.81
210	- 3.02	- 1.77	- 1.88	- 1.75	- 2.83	- 0.73	- 1.50	- 3.17	- 2.46	- 1.00	- 2.76	- 3.44	- 1.87	- 1.18
220	- 3.41	- 1.13	- 1.21	- 0.11	- 2.86	- 0.34	- 0.17	- 3.26	- 1.07	- 1.19	- 2.08	- 3.68	- 0.79	- 1.29
230	- 5.15	- 3.27	- 1.28	- 2.48	- 6.70	- 2.93	- 1.01	- 5.12	- 3.42	- 1.30	- 3.65	- 7.23	- 4.41	- 2.19
240	- 5.72	- 3.19	- 1.32	- 2.25	- 6.05	- 2.79	- 1.56	- 5.42	- 2.63	- 2.11	- 3.23	- 6.75	- 4.08	- 1.43
250	- 5.51	- 3.47	- 1.48	- 2.67	- 7.05	- 3.21	- 1.21	- 5.91	- 3.66	- 1.69	- 3.78	- 7.56	- 4.56	- 2.75

表 3 过渡段路基垂向动应力统计值

Table 3 The statistic of dynamic stress in transition section roadbed in the direction of depth

车速 $/(km \cdot h^{-1})$	垂向最大动应力/kPa						垂向平均动应力/kPa					
	垂向深度						垂向深度					
	160 cm	200 cm	220 cm	230 cm	240 cm	250 cm	160 cm	200 cm	220 cm	230 cm	240 cm	250 cm
60	38.21	34.93	33.14	31.96	31.49	31.11	35.14	32.11	30.42	28.88	28.97	29.35
120	28.60	26.66	26.54	26.28	17.12	17.50	26.69	25.50	25.19	24.34	15.85	16.30
250	15.03	15.39	15.33	15.09	15.56	15.75	14.19	14.07	14.50	13.81	12.57	12.83

表 4 甲工点不同行车速度下的轴重变化系数值 α (轴重为 14.5 t)

Table 4 The variation coefficient of train axes-weight subject to different speeds in a test site(The axes-weightiness is 14.5 t)

沉降差值 H/m	车速/ $(km \cdot h^{-1})$									
	5	140	160	180	200	210	220	230	240	250
0.005	1.97×10^{-5}	0.0154	0.0202	0.0255	0.0315	0.0347	0.0381	0.0417	0.0454	0.0492
0.01	3.94×10^{-5}	0.0309	0.0403	0.0510	0.0630	0.0694	0.0762	0.0833	0.0907	0.0984
0.02	7.87×10^{-5}	0.0617	0.0806	0.1020	0.1260	0.1389	0.1524	0.1667	0.1814	0.1968
0.03	1.18×10^{-4}	0.0926	0.1209	0.1531	0.1890	0.2083	0.2286	0.2500	0.2721	0.2953

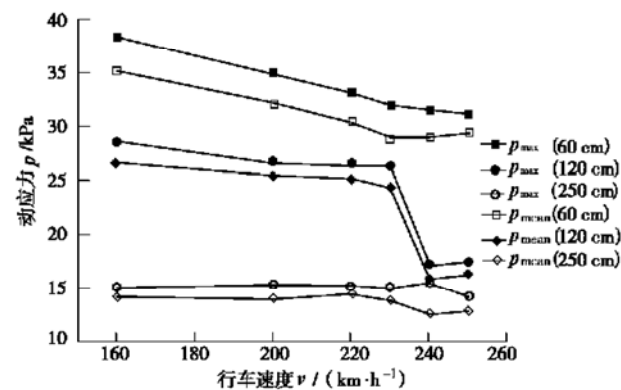


图 10 过渡段垂向上车速与动应力关系曲线

Fig. 10 The relation curves between speed and dynamic stress in direction of depth

面,再向深层传播。由于土阻尼作用吸收能量及土压力扩散,动应力沿深度的增加而衰减。本次试验结果也证实了这一点,由图 8~ 10 及表 3 可以看出,列车在过渡段垂向上所引起的动响应有如下规律:①过渡段垂向上最大动应力曲线与平均动应力曲线变化总趋势

也相同,在车速一定条件下,动应力随深度的增加而趋于减小。②速度对动应力的影响随深度增加而减小。在不同试验车速条件,距轨枕底 60 cm 处动应力衰减幅值较大,120 cm 处则次之,而在距轨枕底 250 cm 处的动应力在速度提高情况下变化幅度很小。③在不同试验车速下,对于深度方向上的同一个测点,动应力随车速的增大而减小。在车速小于 230 km/h 时,基床面内三个深度处的动应力随车速减小幅值不大,一般小于 4 kPa,但是当车速提高到 240, 250 km/h 时,动应力在基床面内 120 cm 深度处的动应力相对于 160 km/h 时,减小值超过 11 kPa(如图 10 示)。

2.4 动响应规律的分析

对测试结果进行分析知,行车速度对过渡段路基基床表层动力作用影响较大,速度越高,动应力相对较小。以桥面轨道标高为基准,若过渡段轨道形成的是向上“凸”的圆弧,列车通过圆弧必产生离心力,导致列车轴重减小,在路基引起的动响应随行车速度提高也必然减小。相反,若过渡段轨道形成的是一个下

“凹”弧形,离心力必然导致轴重增加,随行车速度提高,基动响应也必然增加。设离心力为 F (单位: N), 列车质量为 M (单位: kg), 行车速度为 V (单位: km/h), 沉降差值 H (单位: m), 过渡段长度为 L (单位: m, 文中取 $L = 20\text{ cm}$), 则轴重变化系数值 $\alpha = F/9.8 \cdot M = 2 \cdot V^2 \cdot H/3.6^2 \times 9.8 \cdot (L/2)^2 \approx 0.063V^2H/L^2$ 。

据甲工点设计施工资料及沉降观测结果知,过渡段路基施工时考虑了工后沉降并进行“超高”填筑,沉降稳定后,实际工后沉降值略小于预计沉降值,导致了过渡段路基、桥梁墩台基础之间沉降差值的存在,在 20 m 长过渡段线路的确形成了一个向上微“凸”弧形,且在距离桥台背 7.2 m 附近处轨道标高比桥面轨道标高高出 2~ 3 cm。由式(1)、表 4 可知,轴重变化系数值 α 与车速平方及沉降差值成正比,车速越高, α 值增大越快。比如,在准静态(5 km/h)时 α 值很小,而当行车速度为 250 km/h、沉降差值为 0.03 m 时, α 约为 0.3,即轴重减小了 0.3 M (M 为列车质量)。

当过渡段线路形成“凸”弧时,路基动响应减小,对过渡段路基有利,但若沉降差值较大,则会造成线路不平顺和行车不安全;当过渡段线路形成“凹”弧时,路基动响应增大,沉降差值越大,对路基破坏越大。因此在高速行车条件下,过渡段沉降差值不同,会引起列车动荷载对路基基床迥然不同的动响应,合理选择“超高”填筑过渡段,使工后沉降差值尽可能小,对减小过渡段路基动响应有利。

3 结论和讨论

通过甲试验工点实测分析知:在过渡段合理选择“超高”填筑路基,对减小过渡段路基动响应有利;动应力最大及平均动响应曲线变化总趋势相同,相同速度下,纵向上基床面内动响应曲线呈“V”形,动响应增量曲线呈不规则“N”形,在垂向上基床内动响应随深度增加呈衰减趋势;不同速度下,基床内纵向、垂向动响应都有随车速提高而减小的总趋势。

过渡段路基动响应受沉降差影响显著,相对沉降差值是导致动响应规律差异的主要原因,这在乙试验工点路桥过渡段路基的动响应特征中得到了证实。

参考文献:

[1] Sunaga, Makoto. Vibration behavior of roadbed on soft grounds under trainload[J]. Quartly Report of RTRI, 1990, (31): 29–35.

[2] Leykauf, Gunther & Mattner, Lothar. Elastisches Verformungs Verhalten des Eisenbahnoberbaus[J]. Eisenbahningenieur, 1990, 41(3): 111–119.

[3] 蔡成标, 翟婉明, 等. 列车通过路桥过渡段时的动力作用研究[J]. 交通运输工程学报, 2001, 1(1): 17–19.

[4] 杨灿文, 龚亚丽. 列车通过时路基的动应力和振动[J]. 土木工程学报, 1963, 9(2): 49–57.

[5] 曹新文, 蔡英. 铁路路基动态特性的模型试验研究[J]. 西南交通大学学报, 1996, 31(1): 36–41.

2003 年第 6 期勘误表

位置	错误	正确
p. 653 式(1)中的第 2 式	$\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} - V_y = 0$	$\frac{\partial M_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} - V_y = 0$
p. 768 左倒数第 13 行	超静空隙压力	超静孔隙压力
p. 769 式(4)	$E_{sp} = \zeta E_s = (f_{spk}/f_{sk}) \alpha E_s$	$E_{sp} = \zeta E_s = (f_{spk}/f_{sk}) E_s$
p. 769 右倒数第 1 2 行	$E_{spI} = [1 + (m_1 + m_2)(n - 1)] \alpha E_s$ $E_{spII} = [1 + m_1(n - 1)] \alpha E_s$	$E_{spI} = [1 + (m_1 + m_2)(n - 1)] \alpha E_s$ $E_{spII} = [1 + m_1(n - 1)] \alpha E_s$
p. 770 式(3)	$f_{spk} = m_2 \frac{R_{a2}}{A_{p2}} + \alpha_2 \beta_2 m_1 (1 - m_2) \cdot \frac{R_{a1}}{A_{p1}} + \alpha_1 \alpha_2 \beta_1 \beta_2 (1 - m_1)(1 - m_2) f_{ak}$	$f_{spk} = \gamma_1 m_1 \frac{R_{a1}}{A_{p1}} + \gamma_2 m_2 \frac{R_{a2}}{A_{p2}} + \alpha \beta (1 - m_1 - m_2) f_{ak}$