

改良膨胀土填筑路基动力响应研究试验

田海波 赵春彦

(同济大学道路与交通工程教育部重点试验室, 上海 200092)

【摘要】 结合合肥-南京高速客货共线铁路试验段进行路基原位动载试验, 通过模拟测试路基在相同机车轴重不同通过车速情况下的弹性变形及振动加速度, 对路基在不同行车速度条件下的动力响应加以研究。通过对循环荷载下沿线路横向不同距离路基弹性变形、加速度以及轨下不同深度动应力测试, 获得路基弹性变形、加速度以及动应力衰减规律。研究表明, 现有规范对弹性变形的建议值不尽合理。提出时速 200 km/h 及以上客运专线铁路弹性变形合理建议值, 为新建铁路客运专线设计及规范提供依据。

【关键词】 高速铁路; 原位试验; 动力响应; 衰减规律; 动应力

【中图分类号】 U 213.14

Field-testing and Research on Lime-swelling Subgrade Dynamic Response

Tian Haibo Zhao Chunyan

(Key Laboratory of Road and Traffic Engineering, Ministry of Education, Shanghai 200092 China)

【Abstract】 Through in-situ test on the test plot of lime-swelling soil filled subgrade for the high-speed railway from Hefei to Nanjing, the dynamic response of the subgrade under different velocity is researched by simulating and field-testing the deformation and accelerate caused by running trains in different speed. By testing the deformation, accelerate and dynamic strain on different plots, the distribution law of the deformation, accelerate and dynamic strain is found. It is revealed that the value from the existed code is not reasonable, so a new fixable value for over 200km/h railway is obtained which given reference to the design of new-build high speed railroad.

【Key Words】 high-speed railway; in-situ test; dynamic response; attenuation pattern; dynamic strain

0 引言

路基在动荷载作用下会表现出相应动力响应, 如路面弹性变形、动应力以及振动加速度, 路基设计主要有强度、刚度、稳定性要求, 前两者从安全性考虑, 后者针对舒适性考虑。

目前, 对路基动应力的研究国内外已经较多, 国内铁科院、西南交大等科研单位结合秦沈客运专线对路基动应力作了研究试验^[1-4], 国外日本、德国对轨下动应力分布作了系统的研究测试^[5-6]; 但对于路基在不同行车速度即荷载频率下的弹性变形及振动加速度研究极少。随着我国客运专线以及高速铁路的建设, 对路基变形及旅客舒适度的要求将越来越高, 这就对线路的弹性变形提出了严格要求。对于高速铁路, 控制设计主要因素是变形而不是强度^[7-9]。目前我国在铁路相关设计规范中对路基弹性变形没有明确规定, 只是建议不大于 3.5 mm^[9], 而由现有经验看, 规范是过于放宽了, 显然不能够适应铁路标准化

建设。因此有必要对高速铁路不同动荷载及作用频率下路基变形加以研究。

1 研究内容及原位试验

1.1 研究内容

为了确定高速铁路路基的弹性变形控制要求, 同时进一步搞清楚路基动载作用下的动力响应, 本文结合合肥-南京客运铁路试验段进行动载试验, 对以下内容加以研究:

- 1) 相同荷载(轴重)不同频率(车速)下路基弹性变形;
- 2) 相同荷载(轴重)不同频率(车速)下路基振动加速度;
- 3) 荷载作用下路基弹性变形衰减规律;
- 4) 荷载作用下路基振动加速度衰减规律;
- 5) 荷载作用下路基动应力分布规律。

1.2 试验方案

合宁线铁路试验段是时速 200 km/h 的客货共

线铁路石灰改良膨胀土高填方路基试验段工程, 施工里程DK1 087+100~DK1 089+100, 共计2 km。路基填高4.5~11.9 m。设计依据《新建时速200公里客货共线铁路设计暂行规定》(以下简称《暂规》), 即基床表层厚0.6 m, 采用0.1 m中粗砂+0.5 m级配碎石填筑; 基床底层1.9 m, 采用厂拌改良土填筑; 基床以下部分路堤采用路拌改良土填筑。

为了研究改良膨胀土路基在动荷载作用下弹性位移衰减规律, 在距激振点不同距离设置一系列加速度、动位移传感器, 在断面对应轨下不同深度埋设双膜动应力传感器(见图1)。试验采用激振系统模拟列车通过作用, 混凝土配重9.4 t, 激振机自重4.2 t, 列车荷载以及振动频率由路基动应力幅值及频率控制。不同行车速度下路基动应力幅值换算如下:

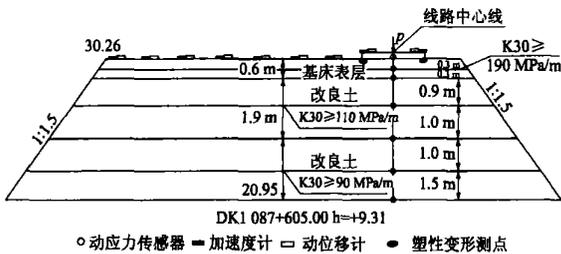


图1 测试点布置图

日本高速铁路动应力计算公式

$$P_d = P_s(1 + 0.5v/100) \quad \text{普通线路}$$

$$P_d = P_s(1 + 0.3v/100) \quad \text{无缝线路}$$

我国路基动应力幅值计算公式

$$\sigma_d = 2.6 \times P \times (1 + \alpha v) \quad (1)$$

式中: α 为速度影响系数, 高速铁路无缝线路为0.003, 准高速铁路无缝线路为0.004; P 为机车车辆的静轴重, t; σ_d 为路基设计动应力幅值, kPa; v 为列车运行速度, 对于高速铁路, 速度300 km/h以内时以实际速度计, 超过300 km/h按300 km/h计^[10]。

取车速为300 km/h, 机车为SS8型电力机车, 轴重22 t, 由式(1)得出动应力幅值为108 kPa, 依据《暂规》动应力幅值取为100 kPa。相邻两节车厢的转向架间距一般为4~8 m, 同一车厢的两个转向架之间的距离一般是10~18 m, 当车速为350 km/h时, 动载频率在5~25 Hz之间, 本次试验激振机激振频率为7~11 Hz。

测试数据采集采用美国国家仪器NI-DAQ数据采集处理系统, 用微机处理输出波图。弹性变形、

加速度采用中国地震局工程力学研究所891-2型测振仪, 位移计精度可达 2.0×10^{-8} m, 加速度精度 1×10^{-5} m/s²。

2 路基动力响应特性研究

2.1 相同荷载(轴重)不同频率(车速)下路基弹性变形

根据预留时速250 km/h条件, 试验模拟车速范围200~300 km/h, 最大动应力幅值100 kPa, 激振频率从7~11 Hz变化, 不同动荷载频率条件下路基弹性变形见图2。图2中显示, 弹性变形都在0.5 mm以内, 时速250 km/h时达到0.304 mm。路基弹性变形随着车速的提高相应增大。

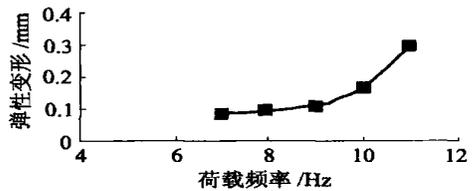


图2 不同车速下路基弹性变形

2.2 相同荷载(轴重)不同频率(车速)下路基振动加速度

模拟机车以不同速度通过时路基各处振动加速度值见表1, 加速度随车速变化情况见图3。

表1 模拟不同车速通过时振动加速度

序号	车速 $v / (\text{km} \cdot \text{h}^{-1})$	机车通过时各点加速度 / ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)		
		轨枕端	道肩	路肩
1	150	59.00	16.66	4.41
2	200	74.28	17.64	4.90
3	250	82.32	17.64	5.39
4	300	86.34	19.60	5.88

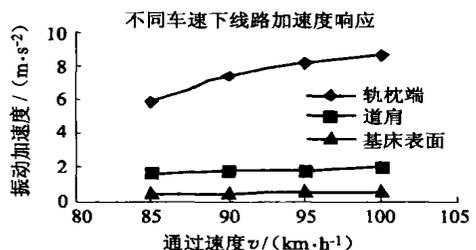


图3 不同车速下路基振动加速度

表1中数据表明, 路基振动加速度随着车速提高而相应增大。速250 km/h时, 轨枕端振动加速度达到82.32 m/s²。

2.3 荷载作用下路基弹性变形衰减规律

以轨枕端处为基点,沿线路横向设置系列测点,采集各点弹性变形。根据实测数据分析绘出弹性位移沿线路横向及纵向衰减曲线见图4和图5。

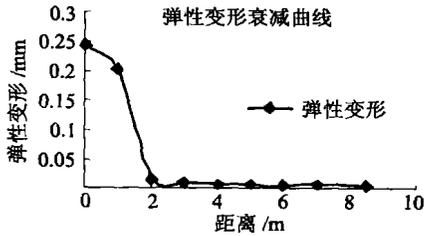


图4 路基弹性变形沿线路横向衰减规律

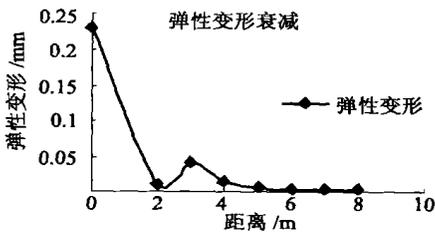


图5 路基弹性变形沿线路纵向衰减规律

由图4和图5中可以看出:在2m范围,弹性位移衰减很快,衰减了90%左右;在3m及7m位置,弹性位移略显增大。说明弹性变形主要发生在路基轨外2m以内。按照线间距5m设计,两列车通过时不会形成强振动变形叠加效应。

2.4 荷载作用下路基振动加速度衰减规律

由轨枕端沿线路横向采集各点振动加速度,在不同车速下,路基振动加速度沿横向分布情况见图6。从图6中看出,不同车速下,路基振动加速度分布基本趋于一致,在轨外1m范围加速度衰减了70%~80%。相比之下,路肩处加速度基本无影响。

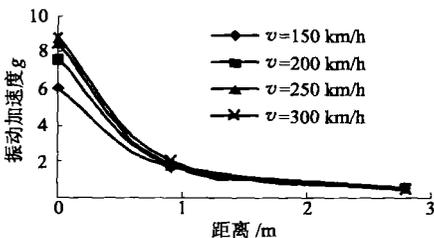


图6 不同车速下路基振动加速度衰减

2.5 轨下路基动应力分布规律

通过在对应轨下位置路基不同深度埋设动应力传感器,实时采集各点动应力数值,得出时速250 km/h时轨下不同深度动应力随时间变化曲线见图7,动应力衰减见图8。从图7图8中看出,路基不

同深度动应力时程曲线相位基本一致,即各点衰减率是不变的。动应力在2.5m范围已经衰减了80%左右,这说明《暂规》中基床部分厚度规定是合理的。

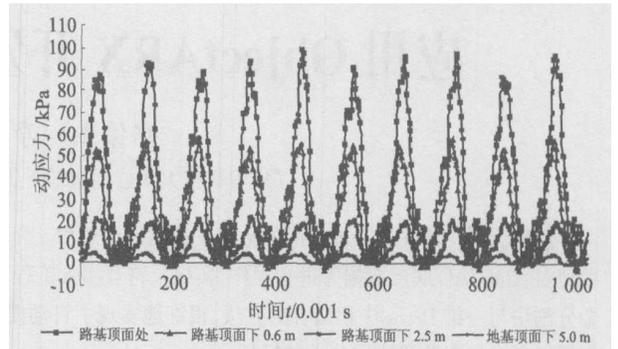


图7 路基轨下动应力时程曲线

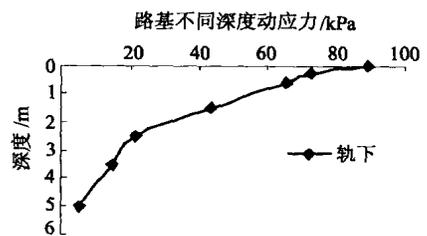


图8 轨下动应力衰减

将动应力实测数据与已有实测数据进行对比(见图9)。不难发现两者具有一致的衰减趋势,即对于时速200 km/h客运专线铁路,路基动应力在2.5m以下基本衰减完成,因此对于时速200公里高速铁路,基床部分厚度取为2.5m较为合理。

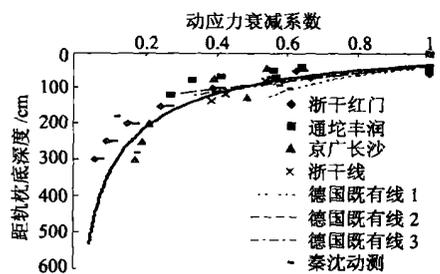


图9 路基动应力测试对比

对于弹性位移,秦沈客运专线实测值基本都在1.0 mm以内。因此从控制变形以及旅客舒适度方面考虑,对于客运专线及高速铁路弹性位移控制标准取为不大于1.0 mm较为合理。

3 结论

1) 相同轴重下,弹性变形随着车速的提高相应增加,且弹性变形都在1 mm以内。因此,建议高速铁路客运专线路基弹性变形控制标准不大于1 mm。

(下转第62页)

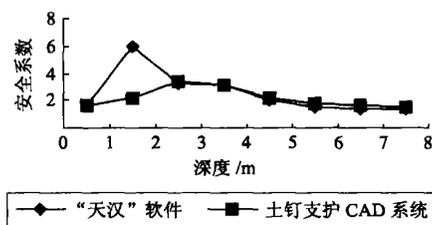


图 11 土钉支护 CAD 系统与“天汉”软件安全系数比较

比较这两组数据,除了在 1.5 m 深处以外,土钉 CAD 系统与“天汉”软件所计算的安全系数都比较接近。分析原因,第一,可能是因为本土钉支护 CAD 系统和天汉软件采取的搜索方式不同,在深度比较浅的位置,搜索的破坏面差别比较大。事实上,在 1.5 m 这个深度,无论是本系统还是“天汉”软件所计算出来的安全系数均远远大于 1.0,这里的差异对于工程实际意义不大。第二,可能是所采取的计算安全系数的方法有所不同,所生成的安全系数可比性不强。

7 结论

笔者开发的土钉支护 CAD 系统,其软件界面符

合工程设计人员的操作习惯,体现了“以人为本”的程序编制思想。软件系统成功地对 AutoCAD 底层数据库进行操作,实现了符合实际工程习惯的土钉支护施工图的绘制。通过在工程项目中的实际运行,证明本文提交的研究成果和开发的土钉支护 CAD 系统具有一定的理论价值和良好的工程实用性。

参 考 文 献

- [1] 中国岩土锚固工程协会. 岩土锚固新技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 1998.
- [2] 陈肇元, 崔京浩. 土钉支护在基坑工程中的应用(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [3] Autodesk Inc. ObjectARX Developer's Guide. 1999.
- [4] 杨华中, 汪 蕙. 数值计算方法与 C 语言工程函数库[M]. 北京: 科学出版社, 1996.
- [5] 余承飞, 方 勇. AutoCAD 2000 二次开发技术(ObjectARX)[M]. 北京: 人民邮电出版社, 1999.

收稿日期: 2006-01-10

(上接第 57 页)

2) 弹性变形沿线路横向呈衰减趋势, 在轨枕端外 2 m 左右完成大部分衰减。现有设计线间距标准不会引起弹性变形强叠加。

3) 线路振动加速度随车速提高而相应加大, 加速度衰减规律与弹性位移基本一致, 路基振动以低频为主, 影响范围较大, 高频波传播速率快, 但衰减也快。

4) 对于改良膨胀土路基, 弹性变形基本在 0.5 mm 以内, 满足变形控制要求。路基线下动应力在 2.5 m 深度范围衰减完成 80% 左右, 基床厚度设计为 2.5 m 是合理的。

5) 路基在动荷载作用下其弹性变形由其动刚度的大小决定。一般来讲, 距离振源越远, 弹性位移越小, 最后衰减趋零, 但实测发现在某些位置弹性位移会增大。因此对于路基弹性变形分布规律需要作进一步深入研究。

参 考 文 献

- [1] 聂志红, 李 亮, 刘宝琛, 等. 秦沈客运专线路基振动测试分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(6):

1067-1071.

- [2] 李献民, 王永和, 杨果林, 等. 高速下过渡段路基动响应特性研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 100-104.
- [3] 张国祥, 方万进. 高速铁路涵洞附近路基动力响应试验研究[J]. 铁道标准设计, 2005(1): 49-50.
- [4] 孙常新, 梁 波, 杨 泉. 秦沈客运专线路基动应力响应分析[J]. 兰州铁道学院学报, 2003, 22(4): 110-112.
- [5] Sunaga, Makoto. Vibration behavior of roadbed on soft grounds under trainload[R]. Quarterly Report of RTRI, 1990, (31): 29-35.
- [6] Leykauf, Gunther & Mattner, Lothar. Elastisches Verformungsverhalten des Eisenbahnoberbaus[J]. Eisenbahningenieur, 1990, 41(3): 111-119.
- [7] 苏 谦, 蔡 英. 高速铁路路基结构变形分析[J]. 路基工程, 2000(1): 1-3.
- [8] 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.
- [9] TJ 2003(439). 新建时速 200 公里客货共线铁路设计暂行规定[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005

收稿日期: 2005-12-13