文章编号：1000－7598－(2008) 08－2157－06

混凝土夯扩桩和土工格室加固铁路基床试验研究

肖 宏[1, 2]，罗 强[2]，邓江东[2]，华 明[3]

（1. 北京交通大学 土木建筑工程学院，北京 100044；2. 西南交通大学 土木工程学院，成都 610031；3. 成都铁路局工务处，成都 610081）

摘 要：为了考察半干硬性混凝土夯扩桩与土工格室联合作用加固既有线路基基床病害的效果，结合达成铁路 k337 段成都黏土（膨胀土）基床病害工点的整治，选取了 3 个测试断面，分别测试了经不同加固方案处理后的轨道平顺性与基床不同高度处在机车荷载作用下的动应力、振动变形和加速度等动力响应。试验表明，3 个测试断面的动力作用水平均在合理的范围内，动力学指标均低于相关限值；行车速度对动应力、动位移、加速度都有不同程度的影响。其中，加速度随行车速度的提高而增大最为明显；线路的平顺性与稳定程度对线路及路基结构的动力学（动应力、振动变形、加速度）响应有显著影响。

关 键 词：混凝土夯扩桩；基床加固；机车荷载；动态响应；现场试验

中图分类号：TU 473 **文献标识码：**A

Test study of reinforcing railway subgrades by using concrete compacted base-enlarged piles and geogrids

XIAO Hong[1, 2], LUO Qiang[2], DENG Jiang-dong[2], HUA Ming[3]

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijng 100044, China; 2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 3. Engineering Department, Chengdu Railway Administration, Chengdu 610081, China)

Abstract : Three test sections were designed to investigate their effectiveness in reinforcing railway subgrades by using concrete compacted base-enlarged piles and geogrids based on the construction practice in the k337+665－+770 section of the Da-Cheng Railway. Track smoothness and associated dynamic responses such as the stress, dynamic deformation and acceleration rate under the locomotive load are recorded during the tests. Test results show that the dynamic response in test sections is below the relevant limits. Running speed has an different impact, and the rule of acceleration increase with run-up is most obvious. Smoothness and stabilizing of railway have remarkable influence on dynamic responses such as the stress, dynamic deformation and acceleration rate in railway line and subgrade structure.

Key words: concrete compacted base-enlarged pile; subgrade reinforcing; locomotive load; dynamic response; field experiment

1 引 言

线路病害地点位于达成线 k337+665~+770 段，线路以路堑的形式通过，属成都平原低路堑区，堑高约 2.5 m，边坡用浆砌片石封闭，坡度约为 1:1.5。基床土质为典型的膨胀性成都黏土，侧沟纵向坡度平缓，水流不畅，沟底潮湿，时有积水和淤堵现象（尤其当部分侧沟被用作农业灌溉渠时）。经勘探发现[1]，道床不稳，轨道几何形位难以保持，线路平顺性非常差，道碴陷槽积水严重（深约 1.02 m），基面严重下沉，砂垫层侧向挤出，路肩隆起，挡肩外倾开裂，侧沟破损严重，基床病害已由基床过量下沉阶段进入了基床剪切破坏阶段，对安全行车造成重大威胁，急需进行整治恢复线路正常状态。

2 加固方案及传感器布置

进行基床病害整治应该满足基床土的动强度（临界动应力）大于基床承受的动荷载（动应力）的动力学原则[1]，整治基床病害时，必须将基床表层内动应力较大区域的黏土挖除或改良，换填深度应保证基床底层的成都黏土承受的动应力水平低于其处于塑性状态下的动强度。

2.2 加固方案

对病害 k337+665~+770 路段侧沟拆除，并用

收稿日期：2006-06-23

作者简介：肖宏，男，1978 年生，博士，主要从事高速铁路路基工程、轨道工程科学研究工作。E-mail: xiaoh@bjtu.edu.cn

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

M7.5 片石砌体重做，顺线路坡度方向的流水坡度为 4.0 ‰，靠线路侧沟内边墙加宽至 0.5 m，使其能够抵御基床的外挤作用，在常流水面上作泄水孔 0.15 m×0.2 m，间距为 2~3 m，路肩用 0.3 m 的厚条石平铺。基床陷槽较深部位，施工时做干砌片石盲沟以排出槽内积水，并采用 C15 半干硬混凝土夯扩桩加固，桩径约为 0.2 m，桩长不小于 1.5 m（病害严重地段适当加深），混凝土夯扩桩横向沿两轨枕中间的间隔布设，每排 7 根，间距为 0.5 m，如图 1 所示。在 k337+694~+719 段，由于基床毁坏严重（道床塌陷、路肩隆起、侧沟挤倒），加铺了一层 15 cm 高的土工格室（图 1），铺设土工格室是在夯扩桩施工完成后进行。另外，为了便于比较分析方案的加固效果，选取未进行病害整治的良好路基断面进行了对比测试分析。

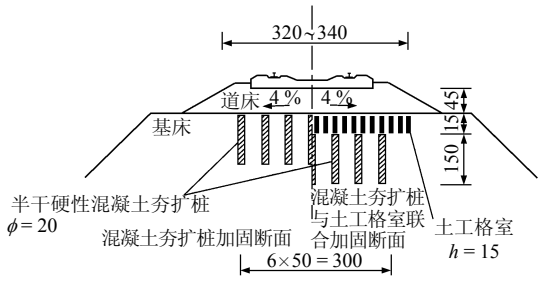

图 1 基床加固方案结构示意图（单位：cm）

Fig.1 Scheme of subgrade bed strengthening (unit: cm)

2.2 传感器布置

2.2.1 平面布置

通过对施工现场的踏勘，并依据施工及试验准备的情况，选取了 k337+700，k337+675，k337+650 处作为综合试验测试断面，其中 k337+700 位于半干硬性混凝土夯扩桩与土工格室联合加固区，k337+675 位于半干硬性混凝土夯扩桩加固区，k337+650 位于基床良好区，如图 2 所示，图中黑点为仪器布置位置，符号 A 为加速度计，P 为土压力盒，S 为沉降板。

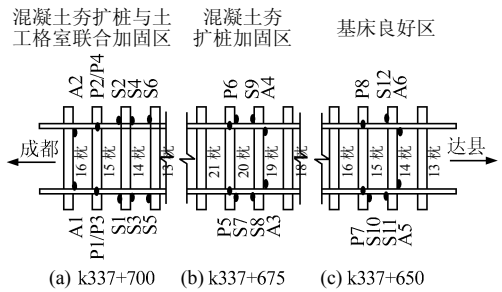

图 2 现场测试断面平面位置布置图

Fig.2 Layout of cross-section of field test

2.2.2 剖面布置

3 个测试断面共计布置了 8 个土压力传感器。其中联合加固断面（土工格室与混凝土夯扩桩联合加固断面，下同）在路基面处布置了 2 个土压力传感器，分别位于左右轨下；在格室底处布置了 2 个土压力传感器，也分别位于左右轨下。加固断面（混凝土夯扩桩加固断面，下同）在路基面处布置了 2 个土压力传感器，分别位于左右轨下。良好断面（基床良好断面，下同）在路基面处布置了 2 个土压力传感器，分别位于左右轨下。土压力盒在路基断面的轨枕底、路基面与格室底不同高度处的相对位置见图 3。3 个测试断面共计布置了 6 个加速度传感器。联合加固断面、加固断面及良好断面在路基面处各布置了 2 个传感器，分别位于左右轨下。加速度计在路基面高度处的相对位置如图 3 所示。

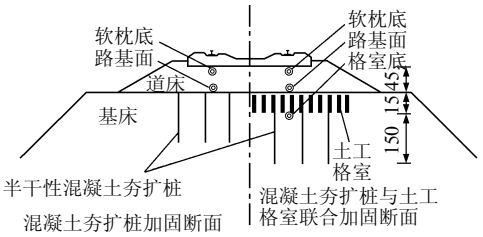

图 3 传感器相对路基断面位置（单位：cm）

Fig.3 Sensor position of subgrade cross-section (unit: cm)

3 个测试断面共计布置了 12 个沉降板，其中联合加固断面在枕底、路基面和格室底的左右轨下共布置了 6 个沉降板。加固断面在左轨下枕底和路基面处各布置了 1 个沉降板，在右轨下路基面处布置了 1 个沉降板；良好断面在枕底布置了 1 个沉降板，位于左轨下，在路基面处布置了 2 个沉降板，分别位于左右轨下。沉降板在路基断面的轨枕底、路基面与格室底不同高度处的相对位置也见图 3。设置沉降板的目的：（1）通过定期进行水准测量，考察基床累积下沉量；（2）进行动态试验时，测试基床的振动变形。本文主要分析用沉降板测得的振动变形。

2.3 施工工艺

病害路基整治地段，用半干硬性混凝土夯扩桩加固时列车需按 45 km/h 慢行。施工流程为：垫短枕木于挖孔两端轨下，跳槽定位，扒碴放线，安置钢护筒，陶挖桩孔，修孔成型到位，分层夯填半干硬性混凝土，回填道碴至钢筒顶面，取钢护筒，补填道碴，整修道床，恢复线路。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

病害严重路段，半干硬性混凝土夯扩桩加固完成后需使用路基梁架空轨道，挖出道碴及软化的基床表层土至设计标高，按 4 %排水坡平整开挖面，先铺 0.1 m 砂夹卵石垫层，再铺 15 cm 高土工格室。土工格室在展开前，用 U 形卡与已铺的土工格室牢固连接，然后再将其展开，用小木桩沿线路两侧间隔打入固定，填筑砂夹卵石应均匀分层填筑，并捣实。达到设计标高后，再回填道碴，撤除架梁，整修道床，恢复线路。

3　试验分析

3.1　轨道平顺性

2003 年 5 月 19 日（病害整治完成 4 个月后），用 S-3 型水准仪从 k337＋625＋21 枕起至 k337＋725＋26 枕，每间隔 8 根轨枕共 9 个枕跨（间隔长度 0.543×9＝5.357 m）对左右轨面进行了水准测量。工务段养路工区曾于 5 月 18 日整修过试验路段线路一次。轨道高低不平顺危害甚大，列车通过这些地方时，冲击力增加，加速道床变形，从而更进一步扩大不平顺，加速了机车车辆对轨道的破坏，形成恶性循环过程。图 4 为竖向按一定比例扩大后绘制的轨道高低不平顺图，从图中可以看出，联合加固断面附近的轨道高低不平顺性最差，加固断面附近的轨道高低不平顺性次之，良好断面附近的轨道高低不平顺较小。

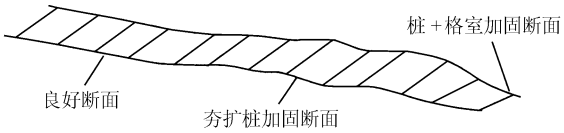

图 4　轨道平顺性示意图
Fig.4　Sketch of track smoothness

3.2　动态测试数据

现场动态测试于 2003 年 5 月中旬进行。此时，传感器已埋设了约 4 个月，线路已完全恢复正常，冬天干旱少雨的季节刚过，雨季刚刚开始，常下小到中雨，空气与地面非常潮湿。试验时的行车速度大约在 30~100 km/h，列车荷载为 SS_3 型电力机车。

3.2.1　动应力测试数据及分析

动应力统计数据见表 1。测试数据表明，机车速度在 38.3~89.0 km/h 范围内时，动应力在路基面位置的极值范围为 11.394~95.316 kPa，k337+700 断面平均值为 85.212 kPa，k337+650 断面平均值为 21.340 kPa；动应力在格室底位置的极值范围为 41.484~54.321 kPa，k337+700 断面平均值为 49.399 kPa。根据已有的资料[2]，土压力值的合理范围在距枕底 0.4~1.05 m 范围内（相当于新建铁路 I 级干线及以上线路基床表层的位置），路基动应力均值在 27~143 kPa 之间，平均值约 64.85 kPa；距枕底 0.5~0.8 m 范围内（多数既有线基床病害的换填位置）路基动应力值（均值）在 27~108 kPa 之间，平均值约为 56.92 kPa，可以看出本次试验的动应力测试数据在合理范围之内。

表 1　测试路段动应力统计值
Table 1　The statistic of dynamic stresses in testing section

机车速度 /m·s^{-1}	动应力/ kPa			
	k337+700 断面		k337+650 断面	
	右轨下路基面处	左轨下格室底处	左轨下路基面处	右轨下路基面处
38.3	95.316	41.484	33.873	14.343
43.0	81.584	44.861	25.736	11.394
50.3	96.35	54.016	30.518	18.107
55.1	92.077	51.676	24.938	13.021
58.4	84.229	48.574	26.144	13.936
63.2	86.975	49.133	27.567	12.359
68.5	81.99	48.065	22.075	12.054
71.7	82.499	49.439	27.975	12.817
75.2	72.733	53.915	32.858	11.495
77.0	83.415	47.906	26.856	13.733
89.0	80.159	54.321	39.673	18.006

注：①k337+700 断面左轨下路基面处与右轨下格室底处埋设的土压力盒在施工时被破坏，未测到数据；②k337+675 断面埋设的土压力盒在施工时全部破坏，未能测到任何数据。

k337＋700 断面土工格室底的动应力均值约为该断面路基面动应力均值的 57.97 %（即动应力衰减系数为 0.579 7）。根据已有的资料[3]，一般条件下，在基床表层 0.3 m 范围内动应力的衰减系数约为 0.7~0.75，可见土工格室在均化动应力峰值、减小动应力沿深度的传递、降低基床下部承受的动应力水平等方面效果明显。

行车速度对动应力幅值的影响，可依据式（1）通过速度影响系数来表示。

$$\sigma=\beta P(1+\alpha V) \qquad (1)$$

式中：σ 为动应力（kPa）；β 为轴重影响系数；P 为车辆静轴重（kN）；α 为速度影响系数；V 为行车速度（km/h）。测试路段的动应力与行车速度的关系曲线如图 5 所示。随着行车速度的增加，在 k337+700 断面路基面位置与格室底位置、k337+650 断面路基面位置处的动应力速度影响系数分别为 – 0.002 9，0.004 2，0.003 1。图 5 表明，k337+700 断面路基面位置和格室底位置的动应力速度影响系

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

数在 – 0.002 9 ~ 0.004 2 之间变化，略大于中速无缝线路的动应力速度影响系数为 0.004 的设计值，小于常速铁路的动应力速度影响系数 0.005 的设计值；k337+650 断面路基面位置的动应力速度影响系数 0.003 1 略大于高速无缝线路的动应力速度影响系数 0.003 的设计值，小于中速无缝线路的动应力速度影响系数 0.004 的设计值[4]。

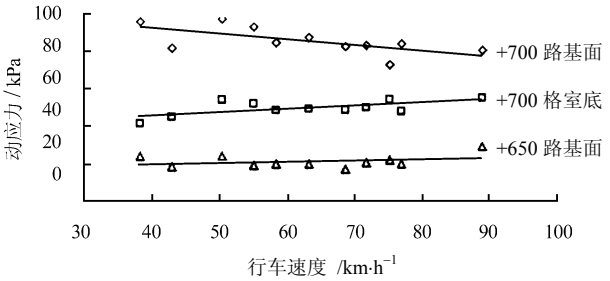

图 5 动应力与行车速度关系曲线
Fig.5 Relationship curve between dynamic stress and running speed

在同一机车速度下 k337+650 断面路基面位置的动应力值明显小于 k337+700 断面路基面位置的动应力值，出现该类情况的原因，估计有以下两点：（1）k337+700 断面附近的轨道平顺性较 k337+650 断面差很多，如图 4 所示，使机车车辆与线路的相互作用更强烈。（2）k337+700 断面传感器的埋设与病害整治时的道床基床开挖同步进行，传感器能与基床一起协调工作，消除了土拱作用的影响，而 k337+650 断面由于未进行病害整治，传感器的埋设只能在线路上开槽进行，造成道床松散不均，土拱作用效果显著。

3.2.2 振动变形测试数据及分析

振动变形统计数据见表 2。测试数据表明，机车速度在 38.3~89.0 km/h 范围内时，动位移在路基面位置的极值范围为 0.382~1.027 mm 之间。根据已有测试结果[5]，基床表层土的弹性变形值在 0.03 %~0.16 %之间，中值在 0.113 %，相应的路基面弹性变形估计值在 0.2~1.08 mm 之间，多数集中在 0.68~0.96 mm 之间，中值为 0.76 mm。可见试验数据均处在合理的范围内，可以认为本次试验的加固效果良好。

在 k337+700 断面土工格室下的振动变形较格室上（路基面位置）的振动变形平均减小 14.85 %，由路基面相对轨底位置振动变形的 80.98 %变 成了 66.13 %，小于 k337+675 断面路基面处的 69.99 %与 k337+650 断面路基面处的 69.69 %，表明土工格室在减小路基振动变形方面效果显著。

在轨枕底及路基面位置处，k337+650 断面的振动变形小于 k337+700 和 k337+675 断面，这与 k337+650 断面的轨面平顺性优于 k337+700 和 k337+675 断面有关，也与 k337+700 和 k337+675 断面的线路还未完全稳定，振动变形和累积下沉速率较大有关（k337+700 和 k337+675 断面的夯扩桩施工对基床的扰动较大，线路稳定所需的时间较长，动测期间路基还未完全稳定，振动变形较大）。

行车速度对动位移幅值的影响，可依据下式通过速度影响系数来表示。

$$S = \beta P(1+\alpha V) \qquad (2)$$

式中：S 为动位移（mm），其他符号同式（1）。测试路段的动位移与行车速度的关系曲线如图 6 所示。随着行车速度的逐渐增加（38.3~89.0 km/h），

表 2 测试路段振动变形统计值
Table 2 The statistic of dynamic strains in testing sections

（mm）

机车速度 / m·s⁻¹	k337+700 断面						k337+675 断面			k337+650 断面		
	左轨下枕底	右轨下枕底	左轨下格室底	右轨下格室底	左轨下路基面	右轨下路基面	左轨下枕底	左轨下路基面	右轨下路基面	左轨下枕底	左轨下路基面	右轨下路基面
38.3		0.798		0.603		0.66		0.838			0.592	0.456
43.0	0.635	0.824	0.489	0.496	0.588	0.557	0.783	0.637	0.459	0.563	0.409	0.427
50.3	0.72	1.376		0.659	0.742	0.462	0.782	0.716				0.476
55.1	0.541	0.665	0.398	0.442	0.626	0.54	0.75	0.591			0.44	0.392
58.4	0.912	0.917	0.831	0.461	0.679	0.661	0.841	0.766	0.455	0.647	0.423	0.382
63.2		1.032	0.601	0.572	0.745	0.71	1.024	0.803	0.515			
68.5	0.757	1.013	0.57	0.543	0.707	0.947	0.937	0.748	0.493	0.62	0.442	0.447
71.7	0.774	0.958		0.549	0.741	0.626	0.968	0.765	0.487		0.442	0.447
75.2	0.848	1.037		0.56	0.786	0.668	0.827	0.841	0.497		0.538	0.443
77.0	0.743	1.065	0.693	0.567	0.915	0.772	1.011	0.787	0.588	0.594	0.48	0.528
89.0	0.968	1.196		0.751	0.872	0.894	1.197	1.027	0.524	0.882	0.669	0.61

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

机车荷载在 k337+700 断面，轨枕底位置的动位移速度影响系数为 0.007 9，路基面位置的动位移速度影响系数为 0.162 3，土工格室底位置的动位移速度影响系数为 0.005 5；在 k337+675 断面，轨枕底位置的动位移速度影响系数为 0.022，路基面位置的动位移速度影响系数为 0.000 6；在 k337+650 断面，轨枕底位置的动位移速度影响系数为 0.017 5，路基面位置的动位移速度影响系数为 0.006 5。试验中由于机车的轴重较稳定，动位移的速度影响系数规律性较明显，机车速度对联合加固断面的路基面位置、加固断面与良好断面的轨枕底位置动位移影响比较显著，其中，对联合加固断面的路基面位置动位移影响尤为明显，这可能与该断面处的轨道不平顺（图 4）、机车车轮与线路的相互作用更强烈有关。

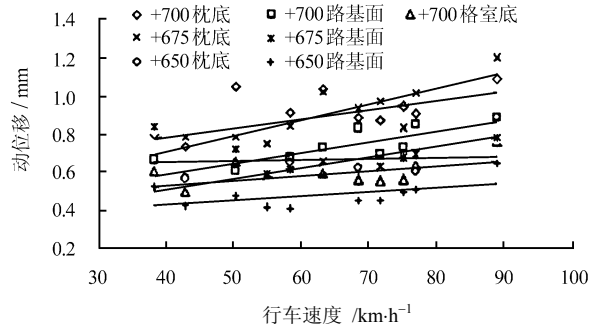

图 6　动位移与行车速度关系曲线
Fig.6　Relationship curves between dynamic deformation and running spread

3.2.3　加速度测试数据及分析

加速度统计数据见表 3。由表中测试数据可知，机车速度在 38.3~89.0 km/h 范围内时，加速度在路基面位置的极值平均值为 8.265 m/s^2。根据成－昆铁路 k13+698~+925 试验段的测试结果[6]，在行车速度 28.33~94.25 km/h 范围内，机车在路基面（距轨枕底 0.5 m）产生的加速度均值为 8.333~9.053 m/s^2。另据秦－沈客运专线综合试验的测试数据[7]，在行车速度 175~301 km/h 范围内，“中华之星”试验列车在路基面产生的加速度极值范围为 0.195~49.49 m/s^2，均值范围为 3.04~17.46 m/s^2，均值为 7.99 m/s^2；其中“中华之星”动力车（轴重 19.4 t）产生的加速度均值为 11.32 m/s^2，“中华之星”拖车（轴重 12.1 t）产生的加速度均值为 6.92 m/s^2。由此可见，本次试验的测试数据在合理范围内，达到了良好地加固效果。

在路基面位置，k337+700 断面的加速度大于 k337+650 与 k337+675 断面，这与 k337+700 断面的轨面平顺性较差有关，也与该断面的线路还未完全稳定，弹塑性变形较大有关。

表 3　测试路段加速度统计值
Table 3　The statistic of acceleration values in testing sections
(m·s^{-2})

速度 / m·s^{-1}	k337+700 断面		k337+675 断面		k337+650 断面	
	左轨下路基面	右轨下路基面	左轨下路基面	右轨下路基面	左轨下路基面	右轨下路基面
38.3	12.15			10.779		
43.0	3.647			2.967	2.899	
50.3	14.059			8.879	13.013	
55.1	12.093			6.344	8.136	
58.4	8.551			6.274	7.138	
63.2	7.255			5.398	7.916	
68.5	6.952			8.006	6.522	
71.7	8.549			7.499	4.846	
75.2	12.22			6.23	9.778	
77.0	10.506			9.537	10.422	
89.0	11.308			12.061	7.697	

行车速度对加速度幅值的影响，可依据下式通过速度影响系数来表示。

$$a=\beta P(1+\alpha V) \qquad (3)$$

式中：a 为加速度（m/s^2）；其他符号同式（1）。测试路段的加速度与行车速度的关系曲线如图 7 所示。随着速度的增加（38.3~89.0 km/h），依据式（3），在机车荷载作用下 k337+700 断面的路基面位置，加速度的速度影响系数为 0.007 9；k337+675 断面的路基面位置，加速度的速度影响系数为 0.015 2；k337+650 端面的路基面位置，加速度的速度影响系数为 0.005 7。从图 7 中还可以看出，3 个断面在路基面处产生的加速度随行车速度的提高而增大规律明显。

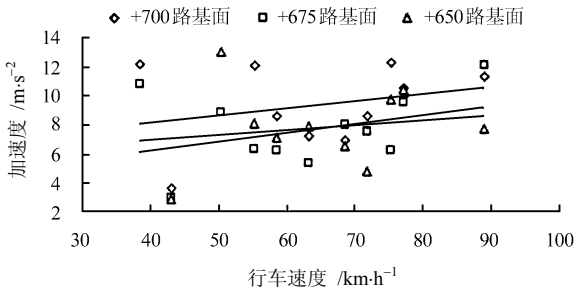

图 7　加速度与行车速度关系曲线
Fig.7　Relationship curves between acceleration and running speed

4　结　论

结合达－成铁路病害工点的整治，开展了对混凝土夯扩桩、混凝土夯扩桩与土工格室联合作用两

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

种加固方案的试验研究，得到了以下结论：

（1）测试路段的动力作用水平均在合理的范围内，动力学指标均低于相关限值（根据文献[8]及相关资料，路基面位置的动力学指标限值为：动应力小于等于 100 kPa、振动变形小于等于 1 mm、加速度小于等于 20 m/s^2），病害路基的整治取得了良好效果。

（2）测试数据表明，路基面动力学性能优劣顺序依次为：良好路基断面，混凝土夯扩桩加固断面，混凝土夯扩桩与土工格室联合作用加固断面，这能与几个方面的因素有关：①这种结果与轨面的平顺性评价一致（参考图4），在加固断面很差的平顺性导致了基床动力指标测量值偏大；②与加固断面附近的线路还未完全稳定，弹塑性变形较大有关（k337+700断面的混凝土夯扩桩施工对基床的扰动较大，线路稳定所需的时间较长，动测期间还未完全稳定，弹塑性变形较大）。

参 考 文 献

[1] 成都铁路分局. 半干硬性混凝土夯扩桩加固成都黏土基床的试验研究[R]. 成都：[s. n.]，2004.

[2] 铁道科学研究院. 不同基床表层结构及路基、轨道动态试验研究报告[R]. 成都：[s. n.]，2003.

[3] 西南交通大学道路与铁道工程系. 土工格室加固既有线路路基基床工程试验研究报告[R]. 成都：西南交通大学，2000.

[4] 铁道部科学研究院铁道建筑研究所. 高速铁路路基技术条件研究报告[R]. 北京：铁道部科学研究院铁道建筑研究所，1995.

[5] 铁道部科学研究院铁道建筑研究所. 路基受力与变形实测分析[R]. 北京：铁道部科学研究院铁道建筑研究所，1990.

[6] 罗强，周华，王之健，等. 土工格室加固既有线铁路基床试验研究[J]. 铁道学报，2004，26（3）：98－102.
LUO Qiang, ZHOU Hua, WANG Zhi-jian, et al. Test study on geocell-stabilized railway subgrades[J]. **Journal of the China Railway Society**, 2004, 26(3): 98－102.

[7] 西南交通大学道路与铁道工程系. 路桥过渡段设置方式试验研究报告[R]. 成都：西南交通大学，2003.

[8] 罗强. 高速铁路路桥过渡段动力学特性分析及工程试验研究[博士学位论文 D]. 成都：西南交通大学，2003.

上接第 2136 页

[5] 闫丽，李日润. 不同地层条件下复合土钉墙轴力的研究[J]. 煤田地质与勘探，2003，31（5）：43－45.
YAN Li, LI Ri-run. Research on axis force of composite soil-nailed wall in different soil layers[J]. **Coal Geology & Exploration**, 2003, 31(5): 43－45.

[6] SIMTH I M. Three-dimensional analysis of reinforced and nailed soil[C]//Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechancis, Rotterdam: Balkema, 1992. 829－838.

[7] HO D K H, SMITH I M. Modelling of soil nailing construction by 3-dimensional finite element analysis [C]//Proceedings of Conference on Retaining Structures, Cambridge: [s. n.], 1992: 515－528.

[8] SMITH I M, SU N. Three-dimensional FE analysis of a nailed soil wall curved in plan[J]. **International Journal for Numerical and Analytical methods in Geo-mechanics**, 1997, 21: 583－597.

[9] TABRIZI S K. 3-D finite element modeling of soil-nailed wall[D]. New Jesey: The State University of New Jesey, 1996: 550－563.

[10] 李跃宇，刘树春. 用 ABAQUS 进行弹塑性问题的分析[J]. 淮海工学院学报(自然科学版)，2004，13（3）：18－21.
LI Yue-yu, LIU Shu-chun. An analysis of elastic-plastic problem by using ABAQUS[J]. **Journal of Huaihai Institute of Technology**, 2004, 13(3): 18－21.

[11] 徐远杰，王观琪，李健，等. 在 ABAQUS 中开发实现 Duncan-Chang 本构模型[J]. 岩土力学，2004，25（7）：1 032－1 036.
XU Yuan-jie, WANG Guan-qi, LI Jian, et al. Development and implementation of Duncan-Chang constitutive model in ABAQUS[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(7): 1 032－1 036.

[12] 张凡，段建立，谭跃虎. 复合土钉支护工作性能的现场测试研究[J]. 建筑技术，2003，34（2）：104－105.
ZHANG Fan, DUAN Jian-li, TAN Yue-hu. Site test and study on the shoring performance of composite soil nailing[J]. **Architecture Technology**, 2003, 34(2): 104－105.

[13] BRIAUD J L, LIM Y J. Tieback walls in sand: numerical simulation and design implications[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1999: 101－110.

[14] 钟正雄，李象范，杨林德. 软土地区复合土钉墙技术的有限元分析[J]. 上海地质，1999，（3）：28－34.
ZHONG Zheng-xiong, LIN Xiang-fan, YANG Lin-de. FEM on composite soil-naliling wall in the area of soft soil[J]. **Shanghai Geology**, 1999, (3): 28-34.

[15] 彭孔曙，胡敏云，沈维维. 复合土钉墙设计计算方法研究[J]. 浙江工业大学学报，2006，34（1）：15－19.
PENG Kong-shu, HU Min-yun, SHEN Wei-wei. Research on the calculating method for the whole stability of composite soil-nailed wall[J]. **Journal of Zhejiang University of Technology**, 2006, 34(1): 15－19.

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net