高速铁路桥墩沉降与钢轨变形的映射关系(II): 纵连板式无砟轨道系统

陈兆玮*, 孙宇, 翟婉明

西南交通大学牵引动力国家重点实验室, 成都 610031

* E-mail: chenzhaowei@my.swjtu.edu.cn

收稿日期: 2014-04-01; 接受日期: 2014-05-12

国家重点基础研究发展计划(批准号: 2013CB036205, 2013CB036206)、国家自然科学基金(批准号: 50838006, 50823004)和牵引动力国家重点实验室自主研究(批准号: 2014TPL_T01)资助项目

摘要 分析了桥上铺设纵连板式轨道条件下钢轨随桥墩沉降产生变形的机理, 并与单元板式轨道条件下的钢轨变形机理进行了对比, 在此基础上, 推导了纵连板式无砟轨道条件下桥墩沉降和钢轨变形间映射关系的解析表达式, 计算了钢轨随桥墩沉降的变形曲线, 与此同时采用有限元方法从桥梁结构受力与变形的角度分析了桥墩沉降引起的钢轨变形曲线, 并与解析计算结果进行了对比, 最后对纵连板式轨道和单元板式轨道条件下钢轨随桥墩沉降的变形曲线进行了对比分析. 研究表明解析模型和有限元模型均可用于求解纵连板式轨道条件下桥墩沉降和钢轨变形的映射关系; 相比于单元板式轨道, 纵连板式轨道条件下的钢轨变形更缓和, 列车高速通过其沉降区域时产生的激振频率也更低.

关键词

高速铁路
桥墩沉降
钢轨变形
映射关系
解析模型
纵连板式轨道

1 引言

相比于单元板式无砟轨道, 纵连板式无砟轨道(CRTS II型板式无砟轨道)加强了结构的整体性, 取消了凸形挡台等限位传力结构, 采用厂制轨道板及其精打磨, 将扣件安装及定位误差尽可能多地在预制厂内消除, 可最大限度地减小现场铺设的调整工作, 从而提高施工效率. 从力学角度而言, 纵连板式无砟轨道减少了单元板式无砟轨道的自由边, 降低了轨道板承受温度梯度时的翘曲变形, 改善了砂浆等板下结构在两列车及温度作用下的不均匀受力情况, 减少了砂浆和支承层的病害^[1,2], 因此, 纵连板式

无砟轨道在新建高速铁路中应用日渐广泛. 由于纵连板式轨道的纵向连接特性, 使其体现出与单元板式轨道不同的力学特性, 导致轨道结构间的相互作用也有差别, 使桥墩沉降与钢轨变形之间的映射关系也不相同. 截止目前, 尚未有文献深入地研究高速铁路桥上铺设纵连板式无砟轨道条件下, 桥墩沉降和钢轨变形之间的映射关系.

本文推导了纵连板式轨道下桥墩沉降和钢轨变形之间映射关系的解析表达式, 得到了钢轨随桥墩沉降发生的变形, 与相应有限元模型的计算结果进行了对比, 并将纵连板式轨道条件下的映射关系与第 I 部分中的单元板式无砟轨道条件下的映射关系

引用格式: 陈兆玮, 孙宇, 翟婉明. 高速铁路桥墩沉降与钢轨变形的映射关系(II): 纵连板式无砟轨道系统. 中国科学: 技术科学, 2014, 44: 778–785
Chen Z W, Sun Y, Zhai W M. Mapping relationship between pier settlement and rail deformation of high-speed railways—part (II): The longitudinal connected ballastless track system (in Chinese). Sci Sin Tech, 2014, 44: 778–785, doi: 10.1360/N092014-00106

进行了对比分析.

2 桥墩沉降导致钢轨变形的机理分析

根据桥上纵连板式轨道的铺设方式^[3-5]可知, 当桥墩发生沉降后, 与沉降桥墩相邻的两跨梁体由于重力作用产生垂向位移, 轨道结构亦随桥梁位移发生相应变形. 图 1 所示为纵连板式轨道条件下钢轨随桥墩沉降的变形示意图.

由图 1 可知, 对于纵连板式轨道, 随着桥墩的沉降, 相邻两跨梁体发生下沉, 放置在桥面上的底座板会在自重以及上部结构重力作用下发生垂向变形, 同时砂浆层和纵连轨道板亦会由于重力的作用而发生垂向变形, 使扣件系统跟随轨道板下沉, 进而使钢轨在自重和扣件力作用下产生垂向变形.

鉴于结构的对称性, 取一半结构进行详细阐述: 简支梁桥由于桥墩下沉而在两端形成折角, 同时由于轨道板和底座板的纵向联接特性以及重力作用, 导致轨道-桥梁系统在沉降区域内产生接触区 P、Q 和分离区 A、B、C, 如图 1 中的局部放大所示. P 接触区是由梁体转动使底座在两端抬起造成的; Q 接触区是由于轨道结构由重力引起的位移大于梁体由于沉降而下沉的位移造成的. P 和 Q 两个接触区两侧均为分离区, 因此, 不同沉降量将造成接触区和分离区的大小不同.

对比文章第 I 部分可知, 纵连板轨道条件下钢轨随桥墩沉降发生变形的过程与单元板式轨道不同. 针对单元板式轨道, 桥墩沉降后, 底座板由于和梁体

的连接作用而发生相应的垂向位移, 使布设在底座板上的填充层和单元板同时发生垂向位移, 进而通过扣件作用带动钢轨发生变形. 而对于纵连板式轨道, 桥墩沉降后, 底座板和梁体之间产生空隙, 底座板在自重和上部结构重力作用下发生垂向变形, 直到重力和下部支承力平衡后达到底座板的稳定状态, 砂浆层和轨道板同样由于自重和轨道结构之间的相互作用力产生了相应的垂向变形, 产生附加扣件力, 进而导致了钢轨的变形. 因此, 两种轨道条件下钢轨随桥墩沉降的变形过程有以下两点不同.

1) 在同样沉降量的作用下, 单元板式轨道系统中的钢轨变形较为固定, 而纵连板式轨道中, 由于底座板和梁体之间存在空隙, 导致车辆通过时接触区域不断变化, 该空隙大小也随时间变化, 进而使钢轨的变形更为不固定. 针对纵连板式轨道, 当列车通过桥墩沉降区域时, 底座和梁体的空隙会导致动力不平衡, 使列车-轨道-桥梁系统动态相互作用更加突出.

2) 单元板式轨道的轨道板在沉降作用下整体发生近似刚体的位移, 在扣件及钢轨变形的作用下, 会对轨道板产生一定的附加内应力, 而纵连板式轨道由于轨道板的纵向连接作用和自重作用导致结构内部产生了更大的附加应力.

3 桥墩沉降与钢轨变形的映射关系

3.1 映射关系的解析表达式

在对轨道-桥梁系统进行分析时, 将底座板、轨道板和钢轨考虑为自由梁. 计算假设有:

图 1 纵连板式轨道-桥梁系统中钢轨随桥墩沉降的变形示意图

1) 考虑钢轨对轨道板变形、轨道板对底座板变形的影响, 忽略底座板对桥梁变形的影响;

2) 在沉降过程中, 砂浆不会出现离缝, 扣件系统与砂浆层均考虑为线性弹簧;

3) 底座板和桥梁取足够长, 以确保底座板的两端点和桥梁保持接触;

4) 底座与桥梁之间的接触关系用单向受压弹簧模拟, 即受拉时刚度为 0;

5) 由于重力作用, 底座板和桥面之间的接触区域随不同沉降量发生变化, 因此为确定接触区域位置及大小, 在计算过程中需考虑轨道结构重力作用。

在对结构进行分析时, 取桥梁为 $2M$ 跨, 每跨桥上有 N 个扣件, 故扣件总数为 $2MN$ 。

1) 钢轨位移

钢轨受到自重和扣件力共同作用, 其钢轨受力分析图见图 2, 图中 $F_{r,i}$ 为扣件力, 将重力分配到各扣件处, 表示为 G_r , 即 $G_r = m_r g l_f$, m_r 为钢轨单位长度质量, g 为重力加速度, l_f 为扣件间距。

由于结构的对称性, 根据本文第 I 部分中自由梁模型的解法, 钢轨两端点的位移可表达为

$$z_{r,1} = z_{r,2MN} = \left(\sum_{n=1}^{2MN} G_r - \sum_{n=2}^{2MN-1} F_{r,n} \right) / (2k_p), \quad (1)$$

式中, k_p 为扣件刚度。

除去两端点外的各扣件位置处的钢轨位移可表示为

$$\begin{aligned} z_{r,i} = & \sum_{j=1}^i \frac{(G_r - F_{r,j})(l_f - x_{r,j})}{6E_r I_r l_f} \left[\frac{l_f}{l_f - x_{r,j}} (x_{r,i} - x_{r,j})^3 \right. \\ & \left. - (2l_f x_{r,j} - x_{r,j}^2) x_{r,i} - x_{r,i}^3 \right] \\ & + \sum_{j=i+1}^{2MN} \frac{(G_r - F_{r,j})(l_f - x_{r,j}) x_{r,i}}{6E_r I_r l_f} (2l_f x_{r,j} - x_{r,j}^2 - x_{r,i}^2) \\ & + z_{r,1} \quad (i = 2 \sim 2MN - 1), \end{aligned} \quad (2)$$

其中

图 2 钢轨受力分析

$$\begin{cases} x_{r,j} = (j-1)l_f, \\ l_r = (2MN-1)l_f. \end{cases} \quad (3)$$

(2)和(3)式中, $x_{r,j}$ 为第 j 个扣件力距离钢轨左端的距离; l_r 为钢轨计算全长; E_r 为钢轨弹性模量; I_r 为钢轨截面惯量。

根据(1)和(2)式, 扣件位置处的钢轨位移矩阵可表示为

$$\mathbf{Z}_r = \mathbf{A} \cdot \mathbf{G}_r - \mathbf{B} \cdot \mathbf{F}_r, \quad (4)$$

式中, $\mathbf{Z}_r$ 为钢轨上对应扣件位置处的位移矩阵; $\mathbf{F}_r$ 为扣件力矩阵; $\mathbf{G}_r$ 为 $1 \times 2MN$ 的钢轨自重矩阵, 其元素均为 G_r ; $\mathbf{A}$, $\mathbf{B}$ 分别为自重和扣件力对钢轨位移的影响关系矩阵, 其表达式与本文第 I 部分中轨道板的关系矩阵相似, 故不再列出。

2) 纵连板位移

轨道板受到扣件力 $F_{r,i}$, 砂浆弹簧力 $F_{s,i}$ 以及自重 G_s 共同作用而发生变形, 其受力分析图见图 3, 假设砂浆弹簧间距与扣件间距相等, 故砂浆弹簧力有 $2MN$ 个。

根据本文第 I 部分中自由梁的计算方法, 可得到轨道板两端点的位移

$$z_{s,1} = z_{s,2MN} = \left[\sum_{n=1}^{2MN} (G_s + F_{r,n}) - \sum_{n=2}^{2MN-1} F_{s,n} \right] / (2k_s), \quad (5)$$

式中, k_s 为砂浆弹簧刚度。

除去两端点外各扣件位置处的轨道板位移为

$$\begin{aligned} z_{s,i} = & \sum_{j=1}^i \frac{(G_s + F_{r,j} - F_{s,j})(l_s - x_{s,j})}{6E_s I_s l_s} \left[\frac{l_s}{l_s - x_{s,j}} \right. \\ & \left. (x_{s,i} - x_{s,j})^3 - (2l_s x_{s,j} - x_{s,j}^2) x_{s,i} - x_{s,i}^3 \right] \\ & + \sum_{j=i+1}^{2MN} \frac{(G_s + F_{r,j} - F_{s,j})(l_s - x_{s,j}) x_{s,i}}{6E_s I_s l_s} \\ & (2l_s x_{s,j} - x_{s,j}^2 - x_{s,i}^2) + z_{s,1} \quad (i = 2 \sim 2MN - 1), \end{aligned} \quad (6)$$

其中

图 3 轨道板受力分析

$$\begin{cases} x_{s,j} = (j-1)l_f, \\ l_s = (2MN-1)l_f. \end{cases} \quad (7)$$

(6)和(7)式中, $x_{s,j}$ 为第 j 个扣件力距离轨道板左端的距离; l_s 为轨道板计算全长; E_s 为轨道板弹性模量; I_s 为轨道板对水平轴的转动惯量。

根据(5)和(6)式, 对应扣件位置处的轨道板位移矩阵可表示为

$$\mathbf{Z}_s = \mathbf{C} \cdot (\mathbf{G}_s + \mathbf{F}_r) - \mathbf{D} \cdot \mathbf{F}_s, \quad (8)$$

式中, $\mathbf{Z}_s$ 为扣件位置处的轨道板位移矩阵; $\mathbf{F}_r$ 为扣件力矩阵; $\mathbf{F}_s$ 为砂浆弹簧矩阵; $\mathbf{G}_s$ 为轨道板自重矩阵, 形式同 $\mathbf{G}_r$ 矩阵; $\mathbf{C}$, $\mathbf{D}$ 分别为自重和扣件力以及砂浆弹簧力多轨道板位移的影响关系矩阵, 其形式与第 I 部分中轨道板的关系矩阵相似, 不再列出。

3) 底座板位移

底座板受到自重 G_p , 砂浆力 $F_{s,i}$ 和接触力 $F_{p,i}$ 共同作用, 其受力情况与纵连板相似, 根据求解自由梁的计算方法, 底座板两端点的位移为

$$z_{p,1} = z_{p,2MN} = \left[\sum_{n=1}^{2MN} (G_p + F_{s,n}) - \sum_{n=2}^{2MN-1} F_{p,n} \right] / (2k_b), \quad (9)$$

式中, k_b 为接触弹簧刚度。

除去两端点外各砂浆弹簧位置处的底座板位移可表示为

$$\begin{aligned} z_{p,i} = & \sum_{j=1}^i \frac{(G_p + F_{s,j} - F_{p,j})(l_p - x_{p,j})}{6E_p I_p l_p} \left[\frac{l_p}{l_p - x_{p,j}} \right. \\ & \left. (x_{p,i} - x_{p,j})^3 - (2l_p x_{p,j} - x_{p,j}^2)x_{p,i} - x_{p,i}^3 \right] \\ & + \sum_{j=i+1}^{2MN} \frac{(G_p + F_{s,j} - F_{p,j})(l_p - x_{p,j})x_{p,i}}{6E_p I_p l_p} \\ & (2l_p x_{p,j} - x_{p,j}^2 - x_{p,i}^2) + z_{p,1} \quad (i = 2 \sim 2MN-1), \end{aligned} \quad (10)$$

其中

$$\begin{cases} x_{p,j} = (j-1) \cdot l_f, \\ l_p = (2MN-1)l_f. \end{cases} \quad (11)$$

(10)和(11)式中, $x_{p,j}$ 为第 j 个砂浆弹簧力距离底座板左端的距离; l_p 为底座板计算全长; E_p 为底座板弹性模量; I_p 为底座板对水平轴的转动惯量。

根据(9)和(10)式, 将对应砂浆弹簧位置处的底座板位移矩阵可表示为

$$\mathbf{Z}_p = \mathbf{G} \cdot (\mathbf{G}_p + \mathbf{F}_s) - \mathbf{H} \cdot \mathbf{F}_p, \quad (12)$$

式中, $\mathbf{Z}_p$ 为对应砂浆弹簧位置处的底座板位移矩阵; $\mathbf{F}_s$ 为砂浆弹簧力矩阵; $\mathbf{F}_p$ 为接触弹簧力矩阵; $\mathbf{G}_p$ 为底座板自重矩阵, 形式同 $\mathbf{G}_r$ 矩阵; $\mathbf{G}$, $\mathbf{H}$ 分别为自重和扣件力以及砂浆弹簧力对底座板位移的影响关系矩阵。

4) 桥梁位移

桥梁随桥墩沉降的变形情况与本文第 I 部分中单元板式轨道条件下的桥梁变形情况相同, 故纵连板式轨道条件下的桥梁位移可表示为

$$\mathbf{Z}_b = \mathbf{L} \cdot \mathbf{d}, \quad (13)$$

式中, $\mathbf{Z}_b$ 为桥梁对应扣件点处的位移矩阵, $\mathbf{L}$ 为桥梁位移与沉降量的关系矩阵, 其表达式同第 I 部分中的 $\mathbf{D}$ 矩阵。

5) 扣件力

第 i 个扣件力可表示为

$$F_{r,i} = k_p(z_{r,i} - z_{s,i}), \quad (14)$$

通过(14)式, 可将扣件力矩阵表达为

$$\mathbf{F}_r = k_p(\mathbf{Z}_r - \mathbf{Z}_s). \quad (15)$$

6) 砂浆弹簧力

第 i 个砂浆弹簧力

$$F_{s,i} = k_s(z_{s,i} - z_{p,i}), \quad (16)$$

砂浆弹簧力矩阵

$$\mathbf{F}_s = k_s(\mathbf{Z}_s - \mathbf{Z}_p). \quad (17)$$

7) 接触弹簧力

第 i 个接触力可通过下式表示

$$F_{p,i} = k_{bi}(z_{p,i} - z_{b,i}), \quad (18)$$

$$k_{bi} = \begin{cases} 0 & (\text{分离区}), \\ k_b & (\text{接触区}). \end{cases} \quad (19)$$

接触力的矩阵形式表达为

$$\mathbf{F}_p = \mathbf{K}_b(\mathbf{Z}_p - \mathbf{Z}_b), \quad (20)$$

式中, $\mathbf{K}_b$ 为接触刚度矩阵。

联立方程(4), (8), (12), (13), (15), (17)和(20)并对其进行化简可得

$$\begin{pmatrix} E + k_p \cdot B & -k_p \cdot B & 0 \\ -k_p \cdot C & E + k_p \cdot C + k_s \cdot D & -k_s \cdot D \\ 0 & -k_s \cdot G & E + k_s \cdot G + H \cdot K_b \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Z_r \\ Z_s \\ Z_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A \cdot G_r \\ C \cdot G_s \\ G \cdot G_p + H \cdot K_b \cdot L \cdot d \end{pmatrix}, \quad (21)$$

式中, E 为单位阵. 由(21)式即可求出 Z_r , Z_s , Z_p . 进而根据(15)式可将扣件力矩阵 F_r 表示为沉降量 d 的单值函数.

底座板和桥梁接触区和分离区范围大小的确定可通过循环迭代实现, 具体步骤如下:

- 1) 假设系统初始状态为全接触, 即对于 $i = 1 \sim MN$, 均有 $K_b(i, i) = k$;
- 2) 通过方程组(21)计算 $z_{b,i}$ 和 $z_{p,i}$;
- 3) 判断 $z_{b,i}$ 和 $z_{p,i}$ 的大小, 如果 $z_{p,i} > z_{b,i}$, i 点为接触区, $K_b(i, i) = k_b$; 其余情况下 i 点为分离区, $K_b(i, i) = 0$;
- 4) 重复第 2 步和第 3 步, 直到 K_b 矩阵中数值不再发生变化(即接触区和分离区大小不再变化);
- 5) 根据确定的 K_b 矩阵, 通过(15)式求解得到沉降作用下的扣件力矩阵 F_r .

根据简支梁挠度公式, 钢轨上任一点的变形均可以表达为所有扣件力的函数, 该函数即纵连板式轨道条件下桥墩沉降与钢轨变形的映射关系

$$\begin{aligned} z_r(x_r) = & \sum_{j=1}^{N_r(x_r)} \frac{(G_r - F_{r,j})(l_r - x_{r,j})}{6E_r I_r l_r} \left[\frac{l_r}{l_r - x_{r,j}} (x_{r,i} - x_{r,j})^3 \right. \\ & \left. - (2l_r x_{r,j} - x_{r,j}^2) x_{r,i} - x_{r,i}^3 \right] \\ & + \sum_{j=N_r(x_r)+1}^{2MN} \frac{(G_r - F_{r,j})(l_r - x_{r,j}) x_{r,i}}{6E_r I_r l_r} \\ & (2l_r x_{r,j} - x_{r,j}^2 - x_{r,i}^2) + z_{r,1}, \end{aligned} \quad (22)$$

其中

$$N_r(x_r) = \text{INT} \left(\frac{x_r}{l} \right), \quad (23)$$

(22)和(23)式中, x_r 为观测点距离钢轨左侧的距离, $N_r(x_r)$ 为 x_r 长度范围内的扣件数, $\text{INT}(x)$ 表示对 x 取整.

3.2 与有限元数值解的对比

采用有限元方法建立了纵连板式无砟轨道-桥梁

系统的有限元模型, 得到了钢轨随桥墩沉降而变形的数值解, 并与解析表达式(22)得到的钢轨随桥墩的变形曲线进行了对比. 有限元模型中轨道板、底座板、砂浆层均以实体单元建模, 底座板和梁体之间的接触关系采用面-面接触单元模拟, 其余结构的建模及约束关系与文章第 I 部分中的单元板式轨道-桥梁有限元模型相同. 图 4 为纵连板式轨道-桥梁有限元模型.

利用纵连板式轨道-桥梁结构有限元模型, 计算了钢轨随桥墩沉降的变形曲线. 计算时桥梁为 4×32.6 m 简支梁桥, 沉降量取 5 mm, 轨道参数与桥梁结构参数均按照高速铁路线路实际参数选取, 具体可参见文章第 I 部分. 将有限元模型计算得出的钢轨变形与解析表达式得到的结果进行对比, 对比结果见图 5. 由图 5 可知, 针对桥上铺设纵连板式轨道的情况, 随着桥墩的沉降, 钢轨也会随之发生变形, 在进出沉降区域时钢轨略微上翘, 到达沉降墩处时有缓和过渡曲线. 通过图 5 中的结果对比可知, 由解析表达式和有限元模型得出的钢轨变形基本一致, 表明两种模型均可用于求解纵连板式轨道条件下桥墩沉降和钢轨变形的映射关系. 由于解析表达式比有限元模型更能展示钢轨变形及影响参数之间的关系并且建模方便, 下文将采用钢轨变形随桥墩沉降的解析表达式计算钢轨变形.

4 两种板式轨道系统桥墩沉降引起钢轨变形的对比

针对常用跨度梁桥结构, 采用解析表达式计算了纵连板式轨道和单元板式轨道条件下钢轨随不同桥墩沉降量的变形, 图 6 为同一沉降量条件下的钢轨变形曲线的对比图, 表 1 为钢轨变形区域长度. 由图 6 可知, 纵连板式轨道条件下的钢轨变形更为缓和, 变形曲线半径更大, 钢轨变形区域更长; 表 1 结果显示, 在所考察的沉降范围内, 随着沉降量的增加, 两种轨道条件下的钢轨变形区域均呈现增大的趋势, 且纵连板式轨道条件下的钢轨变形区域长于单元板式轨道. 导致这种不同的原因为由于纵连板轨道的底座和轨道板的纵向连接特性, 使结构变形曲线更长也更为平滑.

当列车通过桥墩沉降区域时, 会由于钢轨的变形而产生附加激励. 表 2 和 3 分别给出了单元板式轨

图 4 (网络版彩图)纵连板式轨道-桥梁有限元模型

图 5 钢轨随桥墩沉降的变形图

图 6 钢轨变形曲线对比图

表 1 桥墩沉降引起的钢轨变形区域长度(m)

沉降量(mm)	单元板式轨道					纵连板式轨道				
	2	4	6	8	10	2	4	6	8	10
桥跨 24 m	52.2	54.2	55.7	57.3	58.1	68.3	69.8	71.9	73.7	75.4
桥跨 32 m	68.8	71.1	72.9	73.7	74.9	83.9	85.2	87.2	89.8	91.5

道、纵连板式轨道条件下, 列车以 200~350 km/h 速度通过沉降区域时产生的激振频率. 由表 2 和 3 可知, 对于纵连板式无砟轨道, 当列车通过 24 和 32 m 跨度

桥梁的桥墩沉降区域时, 将分别造成 0.74~1.42 Hz 和 0.61~1.16 Hz 的激励, 而对于单元板式无砟轨道而言, 将分别造成 0.96~1.86 Hz 和 0.74~1.4 Hz 的激励, 均

集中在低频区域,与车体的垂向自振频率^[6]相近,会对车体的振动响应产生较大影响.并且纵连板式无砟轨道条件下的激振频率低于单元板式无砟轨道,这是由于纵连板式轨道条件下的钢轨变形区域较长造成的.

5 结论

本文推导了纵连板式无砟轨道条件下桥墩沉降和钢轨变形之间映射关系的解析表达式,计算了钢

轨随桥墩沉降的变形曲线,并与有限元模型的计算结果进行了对比,同时还与单元板式轨道条件下的钢轨变形进行了对比分析.主要结论如下:

- 1) 纵连板式轨道条件下,桥墩沉降会导致底座板和梁体发生部分脱离,当列车通过时会形成动力不平顺,使列车-轨道-桥梁系统动态相互作用加剧;
- 2) 桥墩发生沉降后,纵连板式轨道条件下的钢轨变形较单元板式轨道中的钢轨变形更为缓和,列车通过纵连板式轨道时造成的激振频率比单元板式轨道情形时更低.

表 2 单元板式无砟轨道条件下列车高速通过桥墩沉降区域时的激振频率(Hz)

速度(km/h)	跨度 24 m 梁桥的桥墩沉降量(mm)					跨度 32 m 梁桥的桥墩沉降量(mm)				
	2	4	6	8	10	2	4	6	8	10
200	1.06	1.03	1.00	0.97	0.96	0.81	0.78	0.76	0.75	0.74
250	1.33	1.28	1.25	1.21	1.20	1.01	0.98	0.95	0.94	0.93
300	1.60	1.54	1.50	1.45	1.43	1.21	1.17	1.14	1.13	1.11
350	1.86	1.79	1.75	1.70	1.67	1.41	1.37	1.33	1.32	1.30

表 3 纵连板式无砟轨道条件下列车高速通过桥墩沉降区域时的激振频率(Hz)

速度(km/h)	跨度 24 m 梁桥的桥墩沉降量(mm)					跨度 32 m 梁桥的桥墩沉降量(mm)				
	2	4	6	8	10	2	4	6	8	10
200	0.81	0.80	0.77	0.75	0.74	0.66	0.65	0.64	0.62	0.61
250	1.02	0.99	0.97	0.94	0.92	0.83	0.82	0.80	0.77	0.76
300	1.22	1.19	1.16	1.13	1.11	0.99	0.98	0.96	0.93	0.91
350	1.42	1.39	1.35	1.32	1.29	1.16	1.14	1.11	1.08	1.06

参考文献

1 刘学毅,赵坪锐,杨荣山,等. 客运专线无砟轨道设计理论与方法. 成都: 西南交通大学出版社, 2010

2 赵国堂. 高速铁路无砟轨道技术. 北京: 中国铁道出版社, 2010

3 徐庆元,张旭久. 高速铁路博格纵连板桥上无砟轨道纵向力学特性. 中南大学学报(自然科学版), 2009, 40: 526-532

4 蔡小培,高亮,孙汉武,等. 桥上纵连板式无砟轨道无缝线路力学特性分析. 中国铁道科学, 2011, 32: 28-33

5 王庆波,姜子清,司道林. 桥上纵连板式无砟轨道相关技术问题分析. 铁道工程学报, 2010, 5: 9-13

6 翟婉明. 车辆-轨道耦合动力学(第三版). 北京: 科学出版社, 2007

Mapping relationship between pier settlement and rail deformation of high-speed railways—part (II): The longitudinal connected ballastless track system

CHEN ZhaoWei, SUN Yu & ZHAI WanMing

State Key Laboratory of Traction Power, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China

The mechanism analysis of rail deformation along with pier settlement in the longitudinal connected ballastless track system is analyzed and compared with that in unit slab track system. On this basis, the analytic expression of the mapping relationship between pier settlement and rail deformation in longitudinal connected ballastless track system is deduced, and the rail deformation curve is calculated. From the point of the bridge deformation, the finite element method is used to analyze the rail deformation along with pier settlement. The results of the rail deformation curves both in analytic expression and FEM model are compared. Finally, the rail deformations along with the pier settlement in different track systems are analyzed. The results show that the analytic expression and the FEM model are both available to solve the mapping relationship between pier settlement and rail deformation in longitudinal connected track system. The rail deformation and the excitation frequency caused by high-speed trains in longitudinal connected ballastless track system are both smaller than those in the unit slab track system.

high-speed railway, pier settlement, rail deformation, mapping relationship, analytic model, longitudinal connected ballastless track

doi: 10.1360/N092014-00106