

无砟轨道路桥过渡段动力分析

许思遥

(湖南省交通科学研究院有限公司, 湖南 长沙 410014)

摘要:以某高速铁路路桥过渡段为背景,基于 ABAQUS 和动力学理论建立列车—轨道—路桥过渡段模型,计算不同过渡段长度、不同过渡段填料弹性模量下轨道和列车的动力响应。计算结果表明,过渡段长度及填料弹性模量对轨道和列车动力响应有较大影响;过渡段长度为 0~20 m 时,轨道和列车的动力响应随着路桥过渡段长度的增加逐渐降低;过渡段长度大于 20 m 时,轨道与列车的动力响应随着过渡段长度的增加无明显增大;随着过渡段填料弹性模量的增大,列车脱轨系数减小;过渡段填料弹性模量为 80~110 MPa 时,其他动力响应随填料弹性模量的增加逐渐降低;过渡段填料弹性模量大于 140 MPa 时,列车的动力响应略有增加。

关键词:公路;路桥过渡段;动力分析;无砟轨道;有限元模拟

中图分类号:U416.1

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2022)01-0081-06

列车通过路桥过渡段时,因路基与桥台刚度差异明显,列车和线路振动加剧,导致过渡段受力环境复杂,容易发生轨道变形、扣件丧失刚度等,不利于列车安全运行及过渡段正常服役。针对该问题,李双龙等以蒙华(浩勒报吉—吉安)重载铁路为背景,建立轮轨—路基耦合模型,研究过渡段刚度及轮轨接触力变化特性,认为倒梯形过渡段动力扩散效果优于一般路基;常文浩等以 CRTS II 型板为研究对象,建立严寒地区路桥过渡段无砟轨道有限元模型,研究过渡段冻胀对过渡段的影响,认为过渡段长度较小时,冻胀变形会导致路桥过渡段层间离缝严重;李泰澧等建立轻质填料路桥过渡段模型,分析列车荷载作用下轻质填料路桥过渡段的动力响应,结果表明轻质填料路桥过渡段的动力性能满足高速铁路运营标准;周文涛等建立 CRTS II 型板式无砟轨道路桥过渡段数值模型,计算列车和路桥过渡段的动力响应,认为随过渡段不均匀沉降增大,过渡段列车和轨道的动力响应明显增大,应严格控制过渡段不均匀沉降。为模拟列车—轨道—路桥过渡段真实工作状态,并减少现场测量,该文以 CRTS II 板式无砟轨道为研究对象,建立列车—轨道—路桥过渡段有限元模型,计算不同工况下列车与轨道的动力响应并分析其特性,为路桥过渡段优化设计提供参考。

1 列车—轨道—路桥过渡段模型构建

1.1 列车模型

列车以 CRH3 为研究对象,考虑车体、两系悬

架、转向架及轮对。为提高计算效率并保证结果准确,适当简化列车结构,车体、转向架及轮对采用刚体模型(见图 1)。

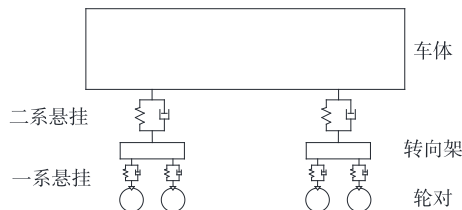


图 1 列车模型

基于牛顿第二定律和动量矩理论建立列车动力方程:

$$M_t \ddot{X}_t + C_t \dot{X}_t + K_t X_t = F_t \quad (1)$$

式中: M 、 C 、 K 分别为质量、阻尼和刚度矩阵; X 为列车广义位移向量; F 为列车广义荷载向量; t 表示列车。

根据式(1),利用 ABAQUS 多体动力模块建立列车数值模型,列车的动力参数见表 1,列车有限元模型见图 2。

表 1 列车的动力参数

| 参数名称 | 参数值 |
|------------------------------|--------|
| 长度/m | 26.4 |
| 定距/m | 18 |
| 转向架轴距/m | 2.5 |
| 二系 | |
| 纵向刚度/(kN·m ⁻¹) | 1 040 |
| 横向刚度/(kN·m ⁻¹) | 4 000 |
| 一系 | |
| 纵向刚度/(kN·m ⁻¹) | 15 000 |
| 纵向阻尼/(kN·s·m ⁻¹) | 30~50 |

续表 1

| 参数名称 | | 参数值 |
|----------|------------------------------|-----------|
| 二系 悬架 | 竖向刚度/(kN·m ⁻¹) | 400 |
| | 横向刚度/(kN·m ⁻¹) | 240 |
| | 纵向刚度/(kN·m ⁻¹) | 240 |
| | 竖向阻尼/(kN·s·m ⁻¹) | 30~50 |
| | 横向阻尼/(kN·s·m ⁻¹) | 33~60 |
| | 纵向阻尼/(kN·s·m ⁻¹) | 120~1 000 |
| | 列车重量/kN | 425 |
| 转向架重量/kN | | 34.4 |
| 轮对重量/kN | | 23 |

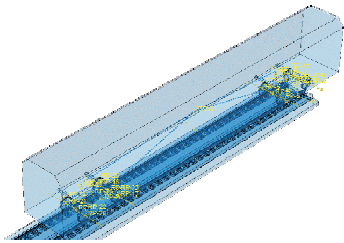


图 2 列车有限元模型

1.2 轨道模型

因轮轨相互作用较复杂,轨道模型采用连续分

表 2 钢轨的截面尺寸及特性

| 钢轨类型 | 每延米 质量/kg | 截面积/ cm ² | 重心距轨底 距离/mm | 对水平轴惯 性矩/cm ⁴ | 钢轨高/ mm | 钢轨底 宽/mm | 轨头高/ mm | 轨头宽/ mm | 轨腰厚/ mm |
|------|--------------|-------------------------|----------------|-----------------------------|------------|-------------|------------|------------|------------|
| 75 | 74.50 | 95.04 | 88.2 | 4 489 | 192 | 150.1 | 55.4 | 72.2 | 20.0 |
| 60 | 60.64 | 77.45 | 81.2 | 3 217 | 176 | 150.2 | 48.4 | 73.1 | 16.5 |
| 50 | 51.65 | 65.80 | 71.0 | 2 037 | 152 | 132.0 | 42.3 | 70.1 | 15.5 |

扣件间距取 0.6 m,亦为单节钢轨长度。针对硬轨道振动特性,钢轨单元尺寸取 0.6 m。利用 Merge 将 350 个单节钢轨合并,钢轨总长度为 210 m。为快速准确建模,利用 MATLAB 编写子程序,批量建立 Wire,模拟扣件形态。

1.3 路基模型

路基结构分 3 层,逐层填筑,基床上为压实性级配碎石,底层为填料组 A、B,路基采用压实土。采用 ABAQUS 软件建立路基有限元模型,路基采用 C3D8R 单元模拟,基本尺寸为 500 m×13 m×5 m (长×宽×高),边坡坡度 1:1.5。路基结构剖面见图 5,有限元模型见图 6。

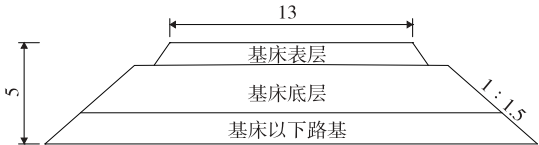


图 5 路基剖面(单位:m)

布模型,相关部件均采用实体单元。CRTSⅡ型板式无砟轨道由钢轨、支撑层、CA 砂浆及轨道板构成,轨道有限元模型见图 3。钢轨模型(见图 4)采用 60 kg/m 钢轨,相关参数见表 2。

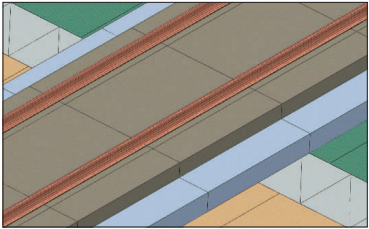


图 3 轨道有限元模型

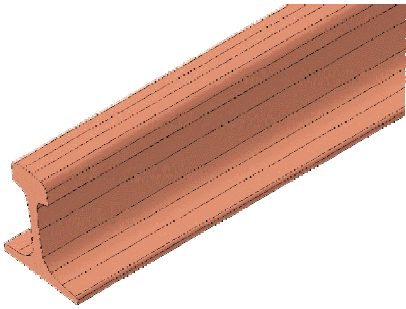


图 4 钢轨有限元模型

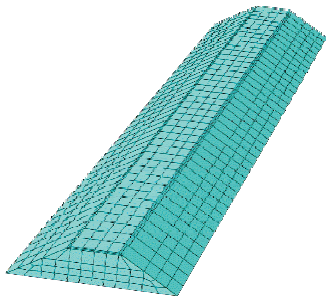


图 6 路基有限元模型

1.4 桥梁模型

以二跨箱形简支桥梁为研究对象,单跨长 30 m,其纵向刚度为 400 kN/cm。桥梁相关参数见表 3,桥梁剖面见图 7,有限元模型见图 8。

表 3 桥梁的材料属性

| 参数名称 | 参数值 | 参数名称 | 参数值 |
|--------------------------|----------------------|---------|--------------------|
| 密度/(kg·m ⁻²) | 2 500 | 泊松比 | 0.2 |
| 弹性模量/MPa | 3.55×10 ⁴ | 线膨胀系数/℃ | 1×10 ⁻⁵ |

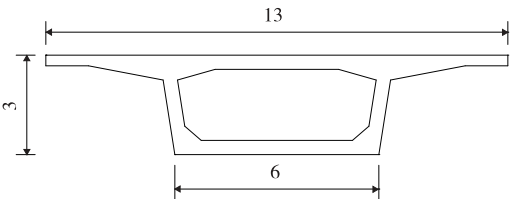


图 7 桥梁剖面(单位:m)

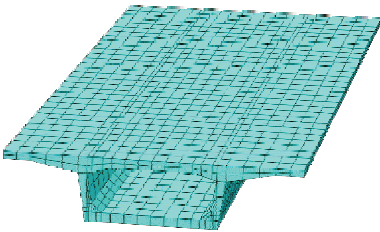


图 8 桥梁有限元模型

1.5 列车—轨道—路桥过渡段模型

过渡段形式为倒梯形,其模型见图 9。过渡段长度按式(2)计算,过渡段有限元模型见图 10。

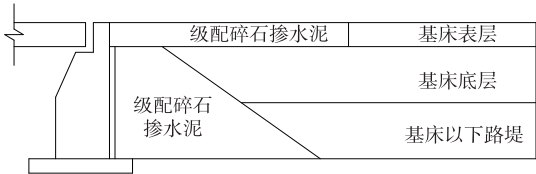


图 9 路基—过渡段—桥梁连接剖面

$$L=a+(H-h)n$$
 (2)

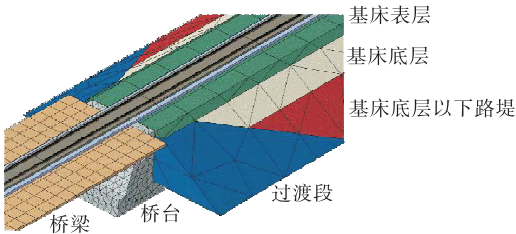


图 10 轨道—路桥过渡段模型

基于相关链接属性,将上述模型在 Assembly 模块中装配。考虑列车与轨道轮轨的接触关系,建立轮轨接触属性,模拟轮轨动态接触。根据赫兹理论,轮轨接触关系与轮轨接触力、相对位移、接触材料性质及接触面形状有关,将钢轨和车轮视为圆柱体,由赫兹公式得:

$$y=Gp^{2/3}$$
 (3)

式中: y 为轮轨法向相对位移; G 为钢轨挠度系数,其值为 $4.57R^{-0.149} \times 10^{-8}$,车轮为磨耗性踏面时取 $3.86R^{-0.149} \times 10^{-8}$, R 为车轮半径; p 为轮轨法向接触力。

轮轨接触模型见图 11。

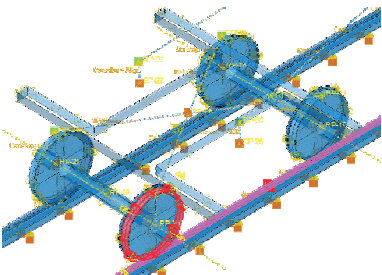


图 11 轮轨接触模型

2 列车—轨道—路桥过渡段动力分析

2.1 列车运行安全性指标

高速铁路规范采用列车运行安全性作为评价列车动力响应的主要依据,具体评价指标有脱轨系数和轮重减载率。

(1) 脱轨系数。式(4)为脱轨系数表达式。根据文献[5],脱轨系数安全指标如下: $H/F \leq 1.2$ 为危险限度, $H/F \leq 1.0$ 为容许限度。

脱轨系数 = H/F (4)

式中: H 为车轮横向力; F 为车轮纵向力。

(2) 轮重减载率。式(5)为轮重减载率表达式。根据文献[5],轮重减载率安全指标如下: $\Delta P/P \leq 0.65$ 为危险限度, $\Delta P/P \leq 0.60$ 为容许限度。

轮重减载率 = $\Delta P/P$ (5)

式中: ΔP 为轮重减载量; P 为平均净轮重。

2.2 列车运行平稳性评价指标

旅客乘车舒适度由列车运行平稳性来评价。采用列车垂向振动加速度和横向振动加速度作为列车运行平稳性评价指标,评价标准见表 4。

表 4 列车振动加速度评价标准

| 工况 | 振动加速度评价标准/[$9.8(\text{m} \cdot \text{s}^{-2})$] | |
|------|---------------------------------------------------|------|
| | 垂向 | 横向 |
| 日常养护 | 0.10 | 0.06 |
| 舒适度 | 0.15 | 0.10 |
| 紧急修补 | 0.20 | 0.15 |

2.3 轨道结构动力响应评价

由于桥梁和路基刚度不同,列车高速通过桥梁和路基连接部分会加剧轮轨冲击作用,对轨道几何形位、轨道结构稳定及路基结构产生不利影响。采用轮轨垂向力和轮轨横向力评价高速铁路路桥过渡段轨道结构的动力响应。

(1) 轮轨垂向力。轮轨垂向力由轮轨垂向振动产生。为限制轮轨振动幅度,《高速试验列车动力强度及动力学性能规范》规定,列车通过道岔、桥梁、曲

线等部位时,最大垂向作用力不大于 170 kN。

(2) 轮轨横向力 Q 。轨道结构存在轨道不顺、路基刚度不均匀等,会导致轮轨横向力过大,引起轨道横向变形、扣件损伤及列车脱轨。轮轨横向力评价标准为 $Q \leq 43.8$ kN。

3 动力特性分析

建立列车—轨道—路桥过渡段有限元模型,采用 ABAQUS/Explicit 求解器计算,分析不同过渡段长度和不同过渡段填料弹性模量下轨道和列车的动力响应。

3.1 过渡段长度对轨道动力响应的影响

依次计算不同过渡段长度下轨道垂向力和三向振动加速度等动力学指标,分析过渡段长度对轨道动力响应的影响,结果见图 12~15。

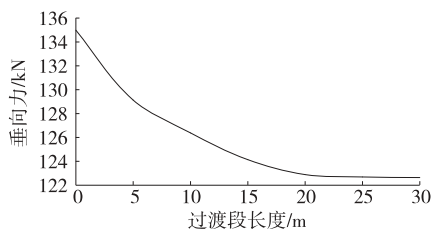


图 12 过渡段长度对轮轨垂向力的影响

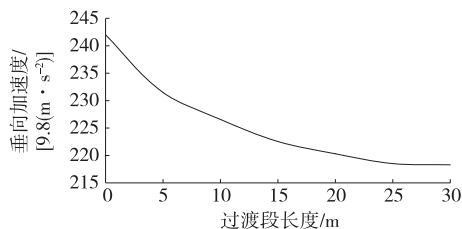


图 13 过渡段长度对轮轨垂向加速度的影响

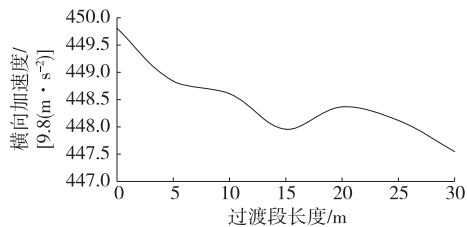


图 14 过渡段长度对轮轨横向加速度的影响

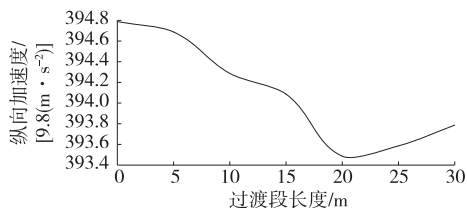


图 15 过渡段长度对轮轨纵向加速度的影响

由图 12 可知:无过渡段时,轮轨垂向力为 135.3 kN;轮轨垂向力随着过渡段长度的增大逐渐降低,过渡段长度为 15、20、25、30 m 时,轮轨垂向力分别为 124.4、123.1、122.9、122.9 kN。表明过渡段长度达到 20 m 后,继续增加过渡段长度对降低轮轨垂向力无明显作用。

由图 13 可知:无过渡段时,轮轨垂向加速度为 242g;轮轨垂向加速度随着过渡段长度的增大逐渐降低,过渡段长度为 15、20、25、30 m 时,轮轨垂向加速度分别为 222.5g、220.3g、218.5g、218.3g。表明过渡段长度达到 20 m 后,继续增加过渡段长度对降低轮轨垂向加速度无明显作用。

由图 14 可知:无过渡段时,轮轨横向加速度为 449.8g;横向加速度随着过渡段长度的增大略有降低,但衰减幅度并不明显,与过渡段长度为 20 m 时相比,过渡段长度为 30 m 时横向加速度仅降低 0.20%。

由图 15 可知:无过渡段时,轮轨纵向加速度为 394.8g;纵向加速度随着过渡段长度的增大趋于平缓;过渡段长度为 20 m 时,纵向加速度比无过渡段时降低 0.33%。

3.2 过渡段长度对列车动力响应的影响

依次计算不同过渡段长度下列车的轮重减载率、脱轨系数、车体垂向加速度,分析过渡段长度对列车动力响应的影响,结果见图 16~18。

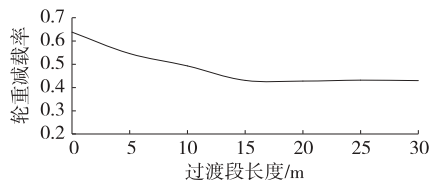


图 16 过渡段长度对列车轮重减载率的影响

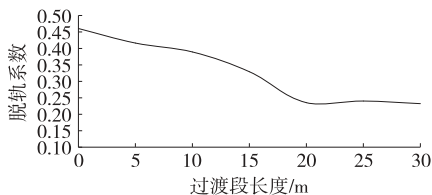


图 17 过渡段长度对列车脱轨系数的影响

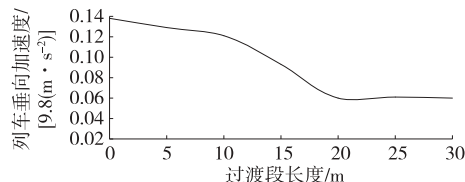


图 18 过渡段长度对列车垂向加速度的影响

由图 16 可知:无过渡段时,列车轮重减载率为 0.638,大于容许限度;过渡段长度为 5 m 时,轮重减载率为 0.546,小于容许限度;过渡段长度小于 15 m 时,随着过渡段长度的增大,轮重减载率明显降低;过渡段长度大于 15 m 时,随着过渡段长度的继续增大,轮重减载率无明显变化。

由图 17 可知:无过渡段时,脱轨系数为 0.460;过渡段长度增加为 20 m 时,脱轨系数为 0.235,比无过渡段时减小 48.9%;过渡段长度大于 20 m,继续增加过渡段长度,脱轨系数变化不明显。

由图 18 可知:无过渡段时,列车垂向加速度为 $0.138g$;列车垂向加速度随着过渡段长度的增加逐渐减小,过渡段长度达到 20 m 时列车垂向加速度为 $0.060g$,比无过渡段时减小 56.5%;继续增加过渡段长度,列车垂向加速度变化不明显。

3.3 过渡段填料对轨道动力响应的影响

依次计算不同过渡段填料(填料不同弹性模量)下轨道三向振动加速度,分析过渡段填料对轨道动力响应的影响,结果见图 19~21。

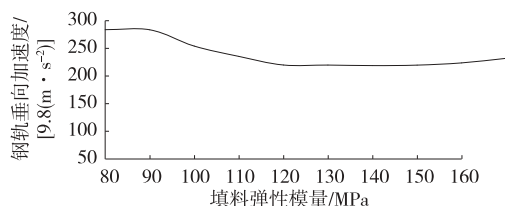


图 19 过渡段填料对钢轨垂向加速度的影响

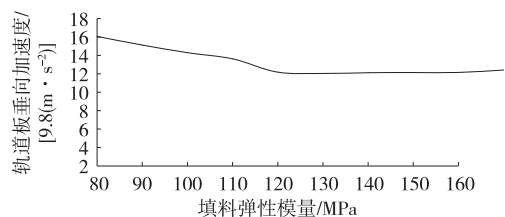


图 20 过渡段填料对轨道板垂向加速度的影响

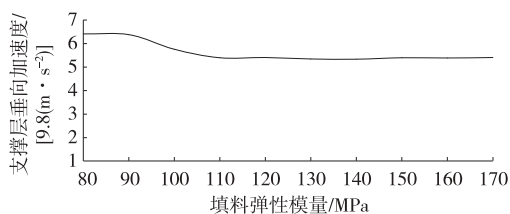


图 21 过渡段填料对支撑层垂向加速度的影响

由图 19 可知:填料弹性模量为 80~90 MPa 时,钢轨垂向加速度无明显变化;填料弹性模量为 90~120 MPa 时,随着填料弹性模量的增加,钢轨垂向加速度逐渐减少,与填料弹性模量为 90 MPa

时相比,填料弹性模量为 120 MPa 时钢轨垂向加速度减小 22.43%,填料弹性模量在该范围内对钢轨垂向加速度有明显影响;填料弹性模量为 120~140 MPa 时,钢轨垂向加速度趋于平缓;填料弹性模量大于 150 MPa 时,钢轨垂向加速度略有增加。

由图 20 可知:填料弹性模量为 80~120 MPa 时,轨道板垂向加速度随填料弹性模量的增加逐渐减小,与填料弹性模量为 80 MPa 时相比,填料弹性模量为 120 MPa 时轨道垂向加速度减小 24.22%;填料弹性模量为 120~150 MPa 时,随填料弹性模量增加,轨道板垂向加速度无明显变化;填料弹性模量大于 150 MPa 时,轨道板垂向加速度略有上升。

由图 21 可知:填料弹性模量为 80~90 MPa 时,支撑层垂向加速度变化不明显;填料弹性模量为 90~110 MPa 时,随填料弹性模量增加,支撑层垂向加速度逐渐减小,与填料弹性模量为 80 MPa 时相比,填料弹性模量为 110 MPa 时支撑层垂向加速度减小 15.6%;填料弹性模量大于 110 MPa,随着填料弹性模量的增大,支撑层垂向加速度无明显变化。

3.4 过渡段填料对列车动力响应的影响

依次计算不同过渡段填料下列车的轮重减载率、脱轨系数、车体垂向加速度,分析过渡段填料对列车动力响应的影响,结果见图 22~24。

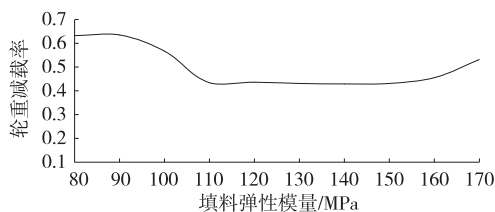


图 22 过渡段填料对列车轮重减载率的影响

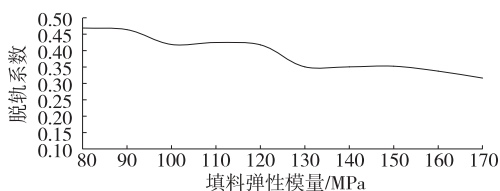


图 23 过渡段填料对列车脱轨系数的影响

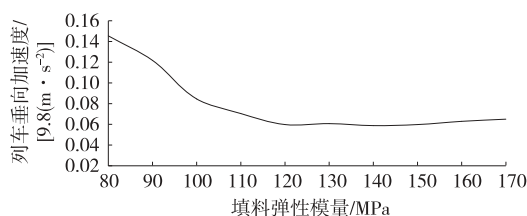


图 24 过渡段填料对列车垂向加速度的影响

由图 22 可知:填料弹性模量为 80~90 MPa 时,列车轮重减载率无明显变化;填料弹性模量为 90~110 MPa 时,随填料弹性模量增大,列车轮重减载率逐渐降低,与填料弹性模量为 90 MPa 时相比,填料弹性模量为 120 MPa 时轮重减载率减小 31.34%;填料弹性模量为 110~150 MPa 时,轮重减载率无明显变化,趋于平稳;填料弹性模量大于 150 MPa 时,轮重减载率随着填料弹性模量的增大而逐渐增大。

由图 23 可知:列车脱轨系数随填料弹性模量增加而逐渐减小;填料弹性模量为 100~120、130~140 MPa 时,脱轨系数趋于平缓;填料弹性模量为 80、90 MPa 时,脱轨系数较大,分别为 0.469、0.464,均未超过容许限度。

由图 24 可知:填料弹性模量为 80~120 MPa 时,随着填料弹性模量的增大,列车垂向加速度减小,与填料弹性模量为 80 MPa 时相比,填料弹性模量为 120 MPa 时列车垂向加速度降低 58.62%;填料弹性模量为 120~140 MPa 时,列车垂向加速度趋于平缓;填料弹性模量大于 150 MPa 时,列车垂向加速度略有增加。

4 结论

(1) 路桥过渡段长度为 0~20 m 时,轨道和列车的动力响应随着路桥过渡段长度的增大逐渐降低;过渡段长度大于 20 m 时,列车和轨道的动力响应随着过渡段长度的继续增大无明显变化。

(2) 随着过渡段填料弹性模量的增大,列车脱

轨系数逐渐减小;过渡段填料弹性模量为 80~110 MPa 时,其他动力响应随填料弹性模量的增大逐渐降低;过渡段填料模量大于 140 MPa 时,列车动力响应增大。

参考文献:

- [1] 李双龙,魏丽敏,徐长红,等.压路机激励下重载铁路路桥过渡段动力特性研究[J].振动与冲击,2021,40(4):120-129.
- [2] 常文浩,蔡小培,罗必成,等.严寒地区路桥过渡段无砟轨道结构变形及损伤[J].中国铁道科学,2021,42(1):15-24.
- [3] 李泰澧,韩自力,陈锋,等.35~40 t 轴重铁路泡沫轻质土路桥过渡段力学特性试验研究[J].铁道建筑,2020,60(4):140-144.
- [4] 周文涛,涂鹏,陈宪麦.CRTS II 型板式无砟轨道路桥过渡段动力响应研究[J].铁道科学与工程学报,2018,15(12):3050-3059.
- [5] 殷允垚.车-轨耦合条件下路桥过渡段优化问题研究[D].兰州:兰州交通大学,2020.
- [6] 蔡成标,翟婉明,王开云.遂渝线路基上板式轨道动力性能计算及评估分析[J].中国铁道科学,2006,27(4):17-21.
- [7] 赵磊.大单元双块式无砟轨道路桥过渡段路基上拱影响研究[J].铁道学报,2018,40(10):127-134.
- [8] 蔡嘉升,陈进杰,王建西,等.单元化后高速铁路桥上 CRTS II 型板式无砟轨道结构纵向力分布规律研究[J].铁道标准设计,2021,65(9):45-51.

收稿日期:2021-05-07

(上接第 53 页)

- ance characterization of chemically modified crumb rubber asphalt pavement[J].Journal of Materials Science,2002,37(3):557-566.
- [4] 何兆益,危接来,吴宏宇,等.废胎胶粉改性沥青性能研究[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2009,28(6):1025-1027.
 - [5] 肖建军,邱祖民,周伟,等.废旧橡胶脱硫再生及其在塑料中的应用研究进展[J].化工新型材料,2015,43(4):223-226.
 - [6] 徐希娟,李晓娟,周新锋.基于高温性能的轮胎橡胶粉沥青结合料适用性研究[J].筑路机械与施工机械化,2016,33(9):62-64.
 - [7] LIN P, HUANG W D, TANG N P, et al. Performance

characteristics of terminal blend rubberized asphalt with SBS and polyphosphoric acid[J].Construction and Building Materials,2017,141:171-182.

- [8] 徐安花,王小雯,熊锐,等.橡胶粉改性沥青制备及性能试验研究[J].硅酸盐通报,2017,36(4):1326-1332+1344.
- [9] KÖK B V, ÇOLAK H. Laboratory comparison of the crumb-rubber and SBS modified bitumen and hot mix asphalt[J].Construction and Building Materials,2011,25(8):3204-3212.
- [10] 贾彦.CR/SBS 复合改性沥青制备与性能研究[D].西安:长安大学,2019.

收稿日期:2021-04-26