

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2024.107



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



倾斜地层土工加筋路堤列车荷载动力响应特性 模型试验研究

丁选明,任寄瑜,欧强,赵津桥

(重庆大学土木工程学院;山地城镇建设与新技术教育部重点实验室,重庆 400045)

摘要:在山区修建高速铁路时,由于山区地形地质条件复杂,容易引起山区铁路路堤的整体或局部破坏。随着土工加筋技术的发展,越来越多的山区铁路路堤采用土工合成材料加筋方式来解决路堤的变形破坏问题,但倾斜地层条件下土工加筋路堤的动力响应特性和变形规律尚不明确。基于有倾斜基岩与无倾斜基岩加筋铁路路堤的模型对比试验,研究倾斜地层条件下土工加筋铁路路堤的动力响应特性,对土工加筋铁路路堤的竖向位移、加速度、动土压力及土工格栅应变的变化规律进行对比分析,探究倾斜地层条件下土工加筋铁路路堤的动力响应特性。结果表明:有倾斜基岩路堤的竖向峰值位移略大于无倾斜基岩路堤,且随着加载频率的增加,路堤的竖向峰值位移均有所减小。有倾斜基岩路堤的竖向峰值加速度与竖向峰值动土压力明显大于无倾斜基岩路堤,且两者的竖向峰值加速度与峰值动土压力均随加载频率的增大而增大,随埋深的增加而减小。当埋深相同时,路堤加载中心下方土体的竖向峰值加速度与峰值动土压力最大,远离基岩侧次之,靠近基岩侧最小。路堤格栅的峰值应变均随格栅埋深的增加而减小,且靠近路堤顶部的两层格栅衰减幅度较小,而在相同加载频率下,倾斜基岩加筋路堤的格栅峰值应变约为无倾斜基岩加筋路堤的两倍。

关键词:倾斜地层;土工格栅;铁路路堤;列车荷载;模型试验;动力响应

中图分类号:U213.1 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(2026)04-0097-11

Model test study on dynamic response characteristics of geosynthetic-reinforced embankments under train loads in inclined stratum

DING Xuanming, REN Jiyu, OU Qiang, ZHAO Jinqiao

(School of Civil Engineering; Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area,
Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China.)

Abstract: It is generally inevitable that the construction of high-speed railways induces overall or local damage to railway embankments in mountainous areas owing to complex topographic and geological conditions. With

收稿日期:2024-08-16

基金项目:国家自然科学基金(52108299、52178312、U2268213)

作者简介:丁选明,(1980-),男,教授,博士生导师,主要从事土动力学与工程振动研究,E-mail:dxmhu@163.com。

欧强(通信作者),男,博士,E-mail:ouq126@cqu.edu.cn。

Received: 2024-08-16

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (Nos. 52108299, 52178312, U2268213)

Author brief: DING Xuanming (1980-), professor, doctoral supervisor, main research interests: soil dynamics and engineering vibration, E-mail: dxmhu@163.com.

OU Qiang (corresponding author), PhD, E-mail: ouq126@cqu.edu.cn.

the development of geotechnical reinforcement techniques, more and more mountain railway embankments adopt geosynthetic reinforcement to solve the deformation and failure of embankments. However, the dynamic response characteristics and deformation patterns of reinforced embankments under inclined stratum conditions are still ambiguous. Based on comparative model tests of reinforced railway embankments with and without inclined bedrock, this paper investigates the dynamic response characteristics of geosynthetic-reinforced railway embankments under inclined stratum conditions. A comparative analysis of the evolution patterns of the vertical displacement, acceleration, dynamic soil pressure, and geogrid strains of geosynthetic-reinforced railway embankments was conducted. The results show that the peak vertical displacement of the inclined bedrock embankment is slightly larger than that of the uninclined one, and the peak vertical displacements of both cases decrease with the increase of loading frequency. The peak vertical acceleration and peak vertical dynamic soil pressure of the inclined bedrock embankment are obviously larger than those of the uninclined one, and both increase with the increase of loading frequency and decrease with the increase of embedment depth. When the embedment depth is the same, the soil below the loading center of the embankment has the largest peak vertical acceleration and peak dynamic soil pressure, followed by the side away from the bedrock, and the side near the bedrock has the smallest values. The peak strains of the embankment geogrids all decrease with increasing embedment depth of the geogrids, and the two layers of geogrids near the top of the embankment decay less, whereas the peak strain of the geogrids of the inclined bedrock-reinforced embankment is about twice as much as that of the uninclined bedrock-reinforced embankment at the same loading frequency.

Keywords: inclined stratum; geogrid; railway embankment; train loads; model test; dynamic responses

近年来,交通基础设施建设迅猛发展,西部山区将大规模修建高速铁路、高速公路等基础设施。山区地形地质条件复杂,易引发铁路路堤整体或局部破坏,进而造成重大经济损失。为提高山区铁路路堤稳定性、减小沉降变形,需对路基地段进行地基处理。传统地基处理方法施工难度大、造价高,土工合成材料的发展为岩土工程提供了一系列新型工程材料,也为解决山区铁路路基相关问题提供了新思路。学者们采用理论分析^[1-3]、数值模拟^[4-7]、室内外模型试验^[8-13]等多种方式,针对土工加筋路堤开展了大量研究,但现有研究多集中于水平地基加筋路堤。

也有部分学者针对斜坡加筋路堤的工作性状进行研究。张智超等^[14]开展了微型桩-加筋土挡墙模型试验与有限元模拟,对比分析微型桩加固前后斜坡加筋土挡墙在多级静力荷载下的响应,验证了微型桩-加筋土挡墙在山区陡坡地段的工程有效性。Zheng等^[15]考虑下层倾斜基岩对桩基约束的削弱效应,分析了土木加筋材料在基层倾斜条件下改善路堤稳定性的有效性,结果表明,土工加筋材料拉伸刚度较低时,桩基倾斜后路堤会发生深层破坏,拉伸刚度较高时,路堤会发生横向滑动。陈义军等^[16]结合室内大型三轴试验与数值模拟探究斜坡填筑路堤的变形破坏规律,揭示了斜坡路堤的应力与变形特征。Yang等^[17]采用基于极限平衡的三维旋转破坏机制,计算保持凸形路堤稳定所需的加固强

度,提出了一种基于 Limiting-Equilibrium(L. E.) 的加筋凸曲路堤三维内部稳定性分析方法,该方法可考虑各种几何与地震参数,以无量纲系数 K 绘制稳定图表的形式呈现结果,结合两个示例确定加筋凸形路堤所需配筋长度并给出内部稳定性分析程序。

学者对斜坡加筋路堤的工作性状开展了细致研究,得到了诸多有益结论。但总体而言,针对斜坡地层的土工加筋路堤研究仍较少,针对山区倾斜地层与复杂荷载耦合作用下的相关研究更少。这使得土工加筋铁路路堤的设计理论滞后于工程实践,至今仍缺乏合理的计算方法。因此,开展倾斜地层下土工加筋铁路路堤动力响应研究,有助于完善当前加筋土技术的研究体系。

1 试验及方法

试验在重庆大学岩土实验室土工模型槽内开展,采用图1所示的大型模型槽试验系统。该系统包含模型槽、反力架、起重机及动力伺服作动器等设备。模型槽顶面标高与室外地面持平,槽体深度为2.5 m、宽度为2 m、长度为9 m,槽内四周及底部均为混凝土刚性面层。实际试验时,为提高填土效率,设置刚性挡板进行隔断,划分出长度为2.8 m的分区。采用高为0.6 m的工字钢梁提供反力支撑,沿钢梁长度方向焊接腹板,并通过高强度抗剪螺栓与支座横梁紧密连接。实验室定制3台可实现相位协调加载的伺服作动器,试验仅使用分隔区中央的

作动器,采用载荷控制方式加载。单台作动器主要参数:推拉力为50 kN,活塞行程为0.2 m;内置测量精度为0.01 kN的力传感器与精度为 10^{-6} m的位移传感器,可实时反馈并显示加载波形。

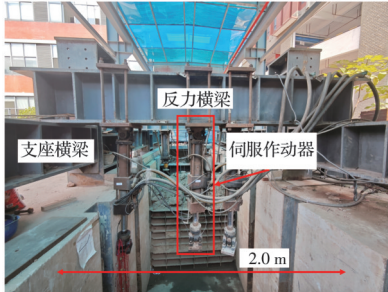


图1 模型槽试验系统

Fig. 1 Model tank test system

1.1 相似比设计

运用相似理论开展原型的相似比设计。选取主要构件的几何相似比 C_1 、加速度相似比 C_a 、质量密度比 C_ρ 作为模型设计的独立参数;其中几何相似比 C_1 取1:10,加速度相似比 C_a 取1:1,质量密度相似比 C_ρ 取1:1。通过量纲分析法推导其余参数的相似比,如表1所示。

表1 各物理量的相似常数

Table 1 Similarity constants of each physical quantity

序号	物理量	相似常数关系	相似常数
1	几何尺寸 L	C_1	10
2	重力加速度 g	$C_g = C_a$	1
3	重度 γ	C_γ	1
4	加速度 a	C_a	1
5	弹性模量 E	$C_E = C_1 C_\gamma$	10
6	黏聚力 c	$C_c = C_1 C_\gamma$	10
7	内摩擦角 φ	$C_\varphi = 1$	1
8	持续时间 T_d	$C_{T_d} = \sqrt{C_1/C_a}$	3.163
9	频率 ω	$C_\omega = \sqrt{C_a/C_1}$	0.316
10	应力 σ	$C_\sigma = C_1 C_\gamma$	10
11	应变 ϵ	$C_\epsilon = 1$	1

1.2 试验材料与模型

试验所用土体的基本物理性质指标如表2所示,土体颗粒级配曲线如图2所示。模型试验根据《铁路路基设计规范》要求,基床以下填土压实度不应小于0.92。以该压实度为标准,分别计算得到黏土与碎石土需达到的天然干密度为1.78、1.82 g/cm³。结合天然干密度与模型体积计算所需填土质量,再振动夯实,以达到压实度要求。

表2 土体基本物理性质指标

Table 2 Indicators of basic physical properties of soils

土	天然密度/(g/cm ³)	天然含水率/%	黏聚力/kPa	摩擦角/(°)	最大干密度/(g/cm ³)	最优含水率/%	不均匀系数	曲率系数
黏土	1.91	9.28	33.08	28.31	1.94	14.2	10.0	1.20
碎石土	1.88	4.16	35.81	33.72	1.98	13.0	9.4	0.34

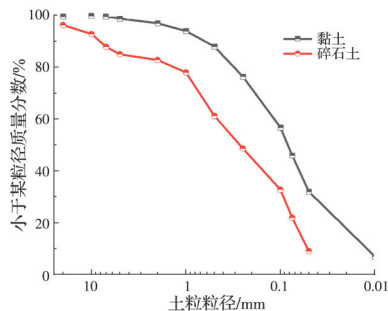


图2 黏土和碎石土的颗粒级配曲线

Fig. 2 Particle grading curves for clay and gravelly soils

根据相似比要求,模型所用土工格栅的抗拉强度、弹性模量与实际工程土工格栅的比值为1:10。因此,参照土工格栅相关施工规范,选用网格尺寸为2 cm×2 cm、格栅宽度为20 cm的塑料格栅开展拉伸试验,如图3所示。计算得到其拉伸强度,结果如表3所示,满足强度及相似比设计要求。



图3 土工格栅拉伸试验

Fig. 3 Geogrid tensile test

表3 土工格栅拉伸强度

Table 3 Geogrid tensile strength

应变	强度/(kN/m)
2%	1.9
5%	3.0
10%	4.7
最大应变	6.0

根据《铁路路基土工合成材料应用设计规范》要求,土工格栅铺设时需进行反包,并与上层格栅相互粘接。结合相似比及规范规定,反包长度不宜

小于20 cm,且需适当加长加筋土体最上部格栅的回折长度。实际施工中,格栅回折长度取40 cm,并对顶层格栅做加长回折处理。模型试验共布设4层

土工格栅, 格栅层间距为 180 mm, 单层格栅长度为 2 000 mm, 如图 4 所示。

根据某铁路实际断面勘探资料, 考虑倾斜基岩面的影响, 按照 1:10 的几何相似比设计长×宽×高为 2.8 m×2.0 m×1.8 m 的山区倾斜土工加筋路堤物理模型。人工填土边坡两侧的坡度比为 1:1.5, 设置有、无倾斜基岩两种对比工况, 用以探究山区倾斜地层对加筋路堤的影响, 两组模型横断面图如图 4 所示。

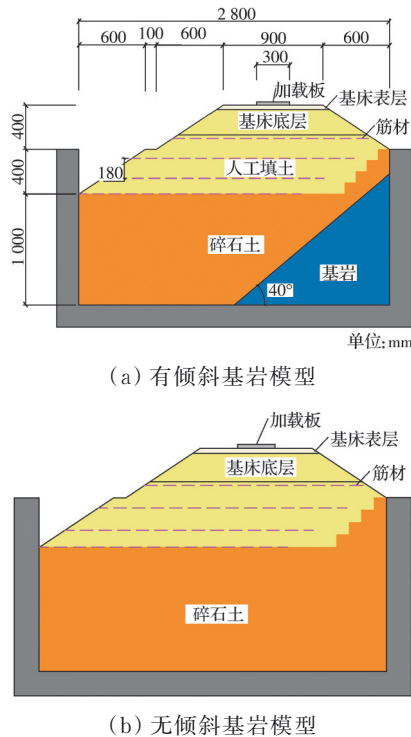


图 4 模型横断面图

Fig. 4 Model cross-sections

在实际模型试验中, 基岩采用实心红砖结合级配碎石进行模拟, 倾斜角度为 40°。土体由碎石土与黏土共同组成; 根据相似比要求, 土工格栅选用抗拉强度满足要求的塑料格栅; 根据设计规范, 基床底层采用碎石土进行模拟, 基床表层采用级配良好的碎石进行模拟; 结合相似比要求及《铁路路基设计规范》规定, 加载板选用长 80 cm、宽 30 cm、厚 3 cm 的钢板, 钢板中心位于加载中心, 如图 5 所示。斜坡场地与倾斜基岩面场地多分布于土质较好的地层中, 因此试验时采用振动夯实法填土, 以提高土体密实度。同时, 考虑模型槽四周存在的边界效应, 对模型边界进行处理: 沿土体延伸方向铺设 3 cm 厚海绵柔性吸波材料, 减小模型边界反射波的不利影响。

路堤填筑前先布设基岩, 按照模型设定的 40° 倾斜基岩角度布置实心红砖, 再铺设级配碎石模拟基

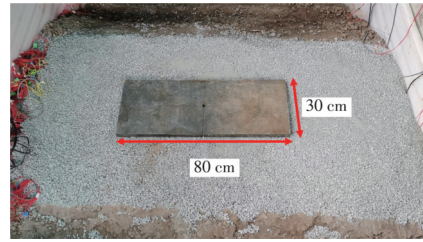


图 5 加载板示意图

Fig. 5 Schematic diagram of loading board

岩, 随后填筑碎石土并振动夯实, 再铺设土工格栅, 采用黏土分层填土并振动夯实。格栅铺设时需回折反包, 回折长度为 40 cm, 顶层格栅回折长度适度加长。完成基床底层夯实与表层铺设后, 再安装加载板和作动器。模型整体布置的主要步骤如图 6 所示。

1.3 加载方案

中国高速铁路运营的主要车型为 CRH 系列动车组, 轴重为 170 kN, 轮载为 85 kN, 转向架轴距为 2.5 m, 车辆定距为 17.5 m (同一节车厢两组转向架的轴间距)。严格来说, 列车移动产生的动力振动呈“M”形分布, 包含两个峰值, 对应两类振动频率。车速与频率的换算关系为 $f=1/(L(v/3.6))=v/(3.6L)$; 当 L 取同一节车厢轮组间距时, 对应低频, 当 L 取相邻车厢轮组间距时, 对应高频。实际工况下, 高频振动衰减速度较快, 振动以低频为主, 可简化为谐和波开展分析^[1]。采用不同频率、不同幅值的正弦荷载模拟不同行驶速度下的列车循环荷载, 原型与模型的列车车速及荷载频率对应关系如表 4 所示。

在单轮对荷载作用下, 轨道主要应力分布范围为 5 根轨枕, 无砟轨道的轨道板宽度为 2.8 m^[18], 理论平均应力为 $\sigma_d = 85/(4 \times 0.46 \times 2.8) = 16.5 \text{ kPa}$ 。根据相关研究^[19-21], 列车时速为 350 km/h 条件下, 路基表面附加动应力现场实测值为 16.9 kPa, 室内模型试验值为 19.62 kPa。对比可知, 理论计算值与现场实测值、模型试验值基本一致。为保证钢轨疲劳寿命, 确定试验采用的动应力为 20 kPa, 并将其简化为余弦函数, 如式(1)所示。

$$\sigma_d = 10 - 10\cos(2\pi \times f \times t) \quad (1)$$

式中: σ_d 为附加动应力; f 为加载频率; t 为加载时间。试验加载板长为 0.8 m、宽为 0.3 m, 试验施加最大动载荷为 4.8 kN, 测试载荷曲线为 $2.4 - 2.4\cos(2\pi \times f \times t)$, 各加载工况如表 5 所示。

加载时通过比例积分微分控制器调整波形, 使波形反馈与指令吻合。在加载幅值为 0~4.8 kN、加载频率为 6 Hz 工况下, 荷载输入与荷载反馈曲线



图 6 模型布置主要步骤

Fig. 6 Main steps of model layouts

表 4 原型与模型的列车车速及荷载频率对应关系

Table 4 Correspondence of train speeds and load frequencies between prototype and model

原型车速/(km/h)	模型车速/(km/h)	原型频率/Hz	模型频率/Hz
100	31.6	1.59	6.0
200	63.2	3.17	10.0
300	94.9	4.76	15.0
350	111.0	5.56	17.5

表 5 加载工况表

Table 5 Load conditions

序号	加载频率/Hz	加载幅值/kN
1	6.0	0~4.8
2	10.0	0~4.8
3	15.0	0~4.8
4	17.5	0~4.8

如图 7 所示。

1.4 传感器布置

试验采用加速度计、动土压力计、位移计、应变

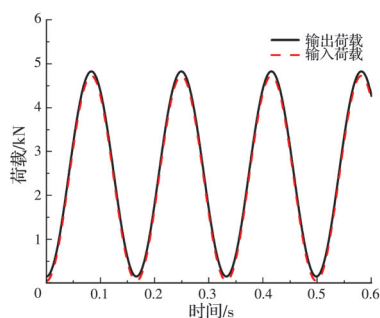


图 7 加载波形与反馈响应

Fig. 7 Loading waveforms and feedback responses

片 4 种监测仪器。其中,加速度计为 IEPE 型、量程为 10g、灵敏度为 500 mV/g、测量精度为 0.01 m/s²;动土压力计量程为 200 kPa、精度为 0.15%FS,适用于高频瞬变测试;应变片为电阻型、精度为 A 级、灵敏度系数为 2.08;位移计为顶针型、单次量程为 15 cm。通过在土体中布置加速度计、动土压力计测量上部循环荷载下土体特定位置处的加速度响应与动土压力变化规律。

加速度计与动土压力计主要布设在 3 个位置:基岩表面、荷载加载中线及路堤表面边缘下方。基岩表面沿深度方向共布设 3 组加速度计与动土压力计,用以对比有、无倾斜基岩条件下地层与土体接触面的加速度与动土压力变化特征。荷载加载中心处从上至下共布设 5 组加速度计与动土压力计;上部土层受荷载影响较大,土体加速度响应随土层深度的增加逐渐减小,因此加速度计采用“上密、下疏”的布置原则,竖向间距自上而下逐渐增大。路堤表面边缘下方布设 4 组加速度计与动土压力计,用以探究列车荷载作用下路堤下方土体加速度与动土压力的横向传递规律。

在加筋路堤上方布设位移计,用以监测循环荷载作用下路堤的沉降变形;同时在土工格栅上布设应变片,用以监测上部循环荷载作用下土工格栅的受力变形。有倾斜地层工况下,各测试元件的纵断面布设形式如图 8 所示。

无倾斜基岩模型的测量元件布设方式与倾斜基岩模型保持一致,基岩面处的加速度计与动土压力计在两组模型中布设位置相同。

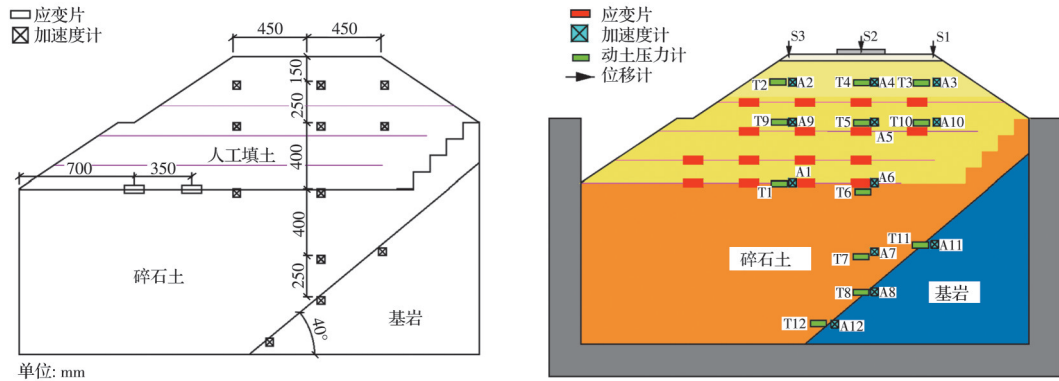


图 8 测试元件纵断面布置图

Fig. 8 Longitudinal section of test elements

2 试验结果及讨论分析

试验在加载前进行数据清零,主要获取加筋路堤竖向位移、竖向加速度、竖向土压力及格栅应变的变化值,以此探究加筋路堤在循环荷载作用下的动态响应规律。

2.1 路堤竖向峰值位移

对比有倾斜基岩与无倾斜基岩路堤模型在不同加载频率下加载中心的竖向峰值位移,结果如图 9 所示。由图 9 可知,有倾斜基岩模型的竖向峰值位移略大于无倾斜基岩模型。究其原因,有倾斜基岩工况下,基岩与碎石土接触面的抗剪强度相对更低,使得加筋路堤在循环荷载作用下更易沿倾斜地层发生滑动,整体稳定性有所降低。此外,两组模型的路堤竖向峰值位移均随着加载频率的增大而逐渐减小。当加载频率为 6 Hz 时,有倾斜基岩模型加载中心的竖向峰值位移约为 0.27 mm,无倾斜基岩模型约为 0.25 mm;当加载频率增至 17.5 Hz 时,倾斜基岩模型加载中心的竖向峰值位移降至约 0.18 mm,无倾斜基岩模型则降至约 0.13 mm。

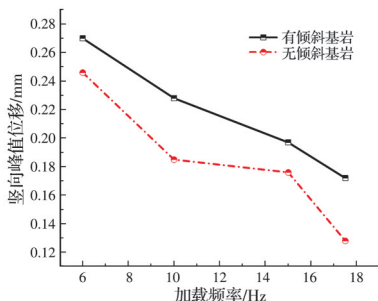
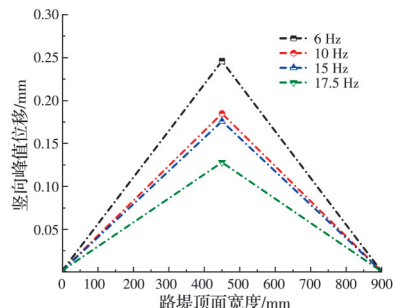


图 9 不同加载频率下路堤的竖向峰值位移

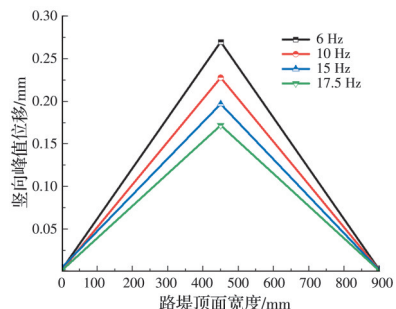
Fig. 9 Peak vertical displacements of embankments under different loading frequencies

图 10 所示为在不同加载频率下,无倾斜基岩与有倾斜基岩路堤模型加载中心与路堤两端的竖向峰值位移。由图 10 可知,在循环荷载作用下,加筋路堤竖向峰值位移由加载中心向两侧逐渐减小,且

减小速度较快。同时,两种模型的竖向峰值位移均随加载频率的增加而减小。两种工况下,路堤加载中心的竖向峰值位移均介于 0.1~0.3 mm,而路堤两端的竖向峰值位移基本维持在 0.005~0.01 mm。路堤加载中心的竖向峰值位移远大于路堤两端,其原因可能是两端位移计在进行测量时所需压力较大,且测点布置于模拟道床的级配碎石层,受力后易产生轻微滑动,从而导致其竖向峰值位移略小。



(a) 无倾斜基岩路堤



(b) 倾斜基岩路堤

图 10 加筋路堤表面沉降

Fig. 10 Surface settlements of reinforced embankments

2.2 路堤加速度

在路堤顶部循环荷载作用下,埋设于路堤土体内部的加速度计采集得到加速度时程数据,该数据可反映加速度随时间的变化规律。以 17.5 Hz 加载频率下 A4 加速度计的响应时程为例,图 11 所示为加载中心表层加速度计测得的加速度响应时程图。

由于试验作动器一个周期内最多可设置 500 次循环加载,因此 2 000 次循环加载过程被分为 4 个阶段;

加载过程中土体加速度几乎无衰减,变化幅值稳定在 1.1 m/s^2 左右。

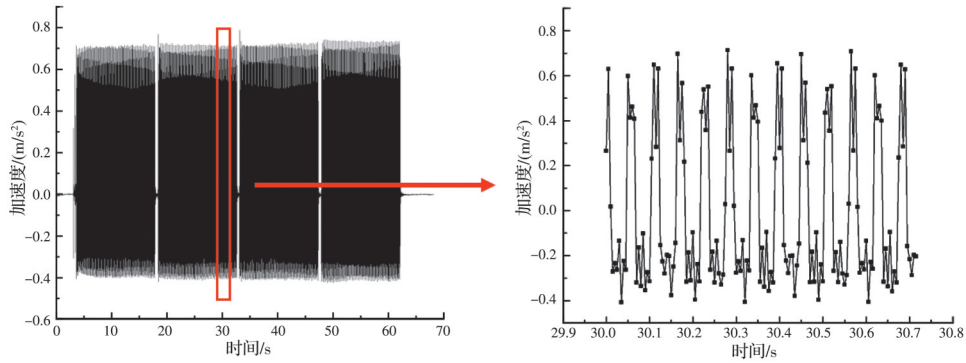


图 11 17.5 Hz 下 A4 加速度计的响应时程图

Fig. 11 Time-history plot of the response of A4 accelerometer at 17.5 Hz

图 12 所示为不同加载频率下倾斜基岩与无倾斜基岩路堤模型加载中心下方的竖向峰值加速度对比结果。由图 12 可知,倾斜基岩路堤的竖向峰值加速度明显更大;两种模型的竖向峰值加速度均随加载频率的增大而升高,随土体埋深的增加而减小。

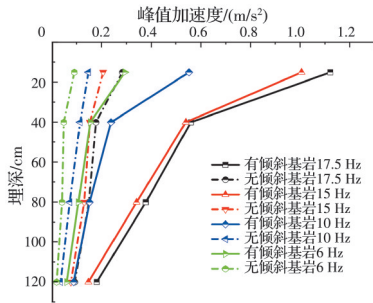
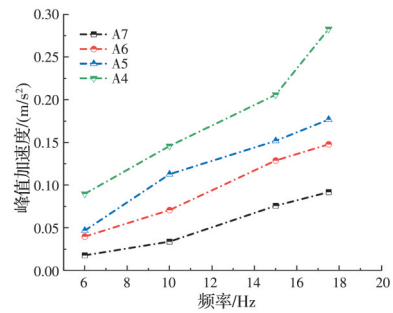


图 12 竖向峰值加速度

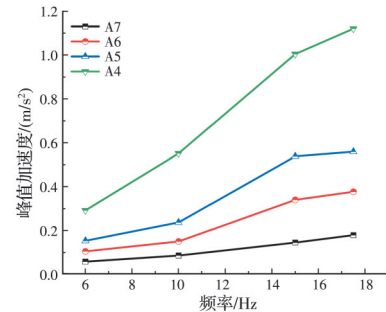
Fig. 12 Peak vertical accelerations

图 13(a)、(b)所示分别为无倾斜基岩与有倾斜基岩路堤模型在不同加载频率、不同埋深下加载中心下方的竖向峰值加速度。由图 13 可知,加载频率为 6 Hz 时,无倾斜基岩路堤模型中加速度计 A4 测得的峰值加速度约 0.09 m/s^2 , A7 测得的峰值加速度约 0.04 m/s^2 ;倾斜基岩路堤模型中加速度计 A4 测得的峰值加速度约 0.3 m/s^2 , A7 测得的峰值加速度约 0.06 m/s^2 ,两类模型均表现为峰值加速度随埋深的增加而增大。随着加载频率的增加,两类模型的峰值加速度均有所增长;当加载频率增至 17.5 Hz 时,无倾斜基岩模型中加速度计 A4 测得的峰值加速度约 0.27 m/s^2 ,有倾斜基岩模型中 A4 测得的峰值加速度约 1.1 m/s^2 。

图 14 所示为不同加载频率、不同埋深下有倾斜基岩路堤模型加载中心下方与路堤两侧土体的竖向峰值加速度。由图 14 可知,在同一埋深下有倾斜基岩路堤模型加载中心下方土体的峰值加速度大于路堤两侧,且靠近基岩侧土体的竖向峰值加速度



(a) 无倾斜基岩路堤模型



(b) 倾斜基岩路堤模型

图 13 加筋路堤竖向峰值加速度

Fig. 13 Peak vertical accelerations of reinforced embankments

小于另一侧。当加载频率为 6 Hz 时,加载中心处加速度计 A4 测得的峰值加速度约为 0.29 m/s^2 ,靠近基岩侧 A3 测得的峰值加速度约为 0.11 m/s^2 ,另一侧 A2 测得峰值加速度约为 0.14 m/s^2 。当加载频率为 17.5 Hz 时,加载中心处加速度计 A4 测得的峰值加速度约为 1.1 m/s^2 ,靠近基岩侧 A3 测得的峰值加速度约为 0.34 m/s^2 ,另一侧 A2 测得峰值加速度约为 0.55 m/s^2 。可见,加载中心下方土体的竖向峰值加速度约为远离基岩侧的 2 倍,且随着加载频率的增加,各测点土体的竖向峰值加速度均有所增长。

无论是加载中心还是路堤两侧下方土体,其竖向峰值加速度均随埋深的增加而减小。由图 14 可

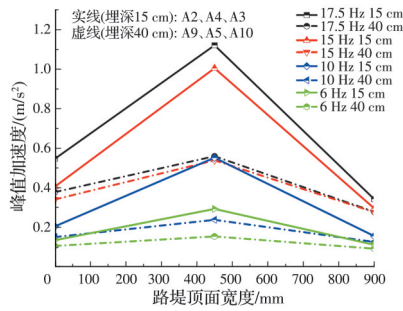


图 14 加载中心与路堤两侧的竖向峰值加速度

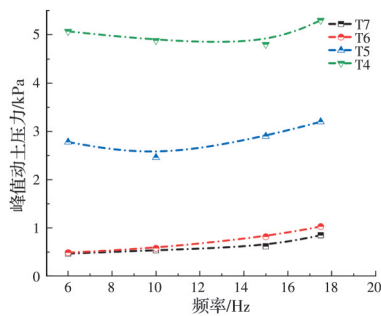
Fig. 14 Peak vertical accelerations at loading centre and both sides of the embankment

知,当加载频率为 17.5 Hz 时,远离基岩侧土体的加速度计 A2(埋深 15 cm)测得竖向峰值加速度约 0.55 m/s^2 , A9(埋深 40 cm)测得竖向峰值加速度约 0.38 m/s^2 ;靠近基岩侧土体的 A3(埋深 15 cm)测得竖向峰值加速度约 0.34 m/s^2 , A10(埋深 40 cm)测得竖向峰值加速度约 0.28 m/s^2 。

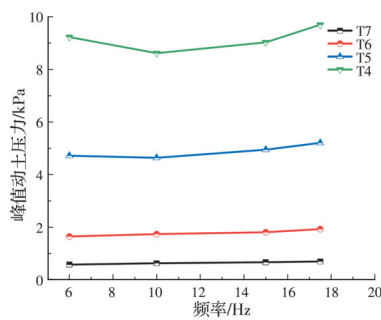
2.3 路堤竖向动土压力

考虑路堤顶部循环荷载作用下产生的动土压力,即不考虑路堤填土本身的土压力,仅分析循环荷载引起的路堤内部土压力变化,并在每级动力加载前将采集的土压力归零。

图 15 所示为不同埋深、不同加载频率下无倾斜基岩与有倾斜基岩路堤模型加载中心下方的竖向峰值动土压力。由图 15 可知,随着埋深的增加,动



(a) 无倾斜基岩路堤模型



(b) 倾斜基岩路堤模型

图 15 加筋路堤竖向峰值动土压力分布

Fig. 15 Distribution of peak vertical dynamic soil pressures of reinforced embankments

土压力扩散减弱,两种路堤模型的竖向峰值动土压力均逐渐减小。当加载频率为 6 Hz 时,有倾斜基岩路堤模型中动土压力计 T4(埋深 15 cm)测得峰值动土压力约 9.3 kPa, T7(埋深 120 cm)测得峰值动土压力约 0.6 kPa;无倾斜基岩路堤模型中 T4 测得峰值动土压力约 5.1 kPa, T7 测得峰值动土压力约 0.5 kPa,且路堤表层土体的竖向峰值动土压力衰减更快,埋深增大后,其衰减幅度逐渐降低。加载频率对竖向峰值动土压力的影响较为有限,频率由 6 Hz 增至 17.5 Hz 时,路堤土体竖向峰值动土压力整体变化不大。

加载频率对土体峰值动土压力影响较为有限,因此选取加载频率为 6 Hz 的工况,对比无倾斜基岩路堤模型和有倾斜基岩路堤模型的竖向峰值动土压力,如图 16 所示。由图 16 可以看出,有倾斜基岩路堤模型的竖向峰值动土压力明显大于无倾斜基岩路堤模型,且埋深越小、越靠近加载点,两者的差距越大。在埋深 1200 mm 时(T7 位置),无倾斜基岩路堤模型的竖向峰值动土压力为 0.47 kPa,有倾斜基岩路堤模型的竖向峰值动土压力为 0.58 kPa;而在埋深 150 mm 时(T4 位置),无倾斜基岩路堤模型的竖向峰值动土压力为 5.07 kPa,有倾斜基岩路堤模型的竖向峰值动土压力则达到 9.23 kPa。

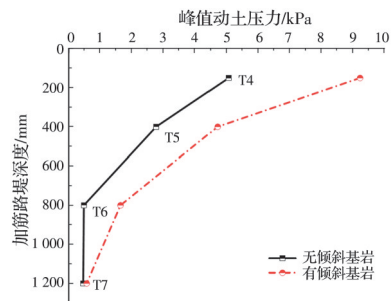


图 16 6 Hz 竖向峰值动土压力对比

Fig. 16 Comparisons of peak vertical dynamic soil pressures at 6 Hz

图 17 为加载频率 6 Hz、埋深 150 mm 工况下无倾斜基岩和有倾斜基岩路堤模型加载中心和路堤两侧下方土体的峰值动土压力对比。由图 17 可知,有倾斜基岩模型各处的峰值动土压力均大于无倾斜基岩模型。两种模型的峰值动土压力均在加载中心下方(T4 位置)最大,远离基岩侧(T2 位置)次之,靠近基岩侧(T3 位置)最小。当加载频率为 6 Hz 时,有倾斜基岩路堤模型远离基岩侧土压力计 T2 所记录的竖向峰值土压力约 1.4 kPa,靠近基岩处 T3 所记录的竖向峰值土压力约 1 kPa。无倾斜基岩路堤模型远离基岩侧 T2 所记录的竖向峰值土压力约 1.1 kPa,靠近基岩侧 T3 所记录的竖向峰值土压

力约 0.5 kPa。

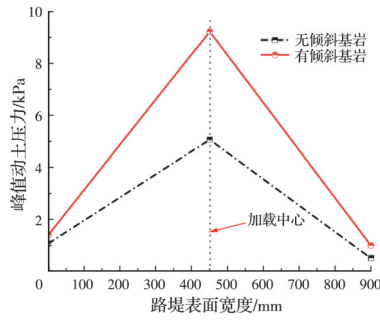


图 17 加载中心下方与路堤两侧的峰值动土压力对比
 Fig. 17 Comparisons of peak dynamic soil pressures below loading centre and at both sides of embankments

2.4 土工格栅应变

两种路堤模型均从上至下布置 4 层土工格栅,每层格栅上安装 4 枚应变片,用以采集土工格栅在加载过程中的应变响应数据,并分析其响应时程和峰值应变。

图 18 所示为加载频率 6 Hz 下有倾斜基岩路堤模型最顶层土工格栅的应变响应时程。由图 18 可知,在加载过程中土工格栅应变波动幅值约 15×10^{-6} ,应变整体呈逐渐衰减趋势。以图 18 为例,剔除采集应变的波动干扰,加载结束时格栅应变约增大 7.3×10^{-6} 。

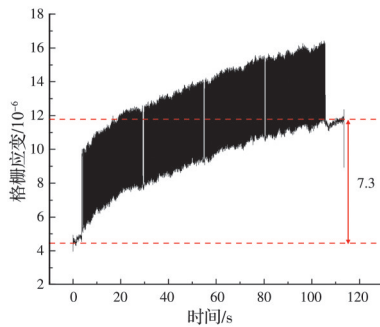
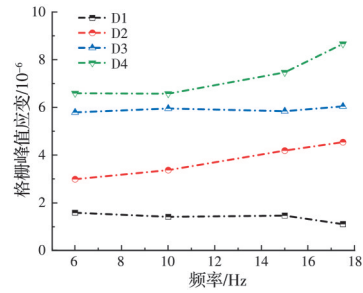


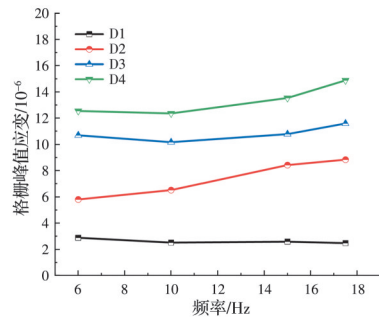
图 18 土工格栅应变响应时程曲线
 Fig. 18 Time-history curves of geogrid strain responses

图 19 所示为在不同加载频率、不同埋深下无倾斜基岩和有倾斜基岩路堤模型的格栅峰值应变。D1~D4 分别代表从下至上铺设的 4 层格栅,埋深分别为 80、62、44、22 cm。由图 19 可知,两种模型格栅峰值的应变均随格栅埋深的增加而减小。以加载频率 6 Hz 为例,无倾斜基岩路堤 D1、D3、D4 层格栅的峰值应变分别为 1.6×10^{-6} 、 5.8×10^{-6} 、 6.6×10^{-6} ,从 D4 到 D3 衰减了 12.1%,而从 D4 到 D1 衰减了 75.8%;有倾斜基岩路堤 D1、D3、D4 层格栅的峰值应变分别为 2.9×10^{-6} 、 10.7×10^{-6} 、 12.6×10^{-6} ,从 D4 到 D3 衰减了 15.1%,而从 D4 到 D1 衰减了 77%。这表明,在循环荷载作用下加筋路堤靠近顶部的两层格栅受力较大,应变与位移响应更为

显著。



(a) 无倾斜基岩路堤模型



(b) 有倾斜基岩路堤模型

图 19 不同加载频率与埋深下的格栅峰值应变
 Fig. 19 Peak strains of geogrids at different loading frequencies and embedment depths

图 20 所示为不同埋深、不同加载频率下无倾斜基与有倾斜基岩路堤模型的格栅峰值应变对比。由图 20 可知,两种模型的格栅峰值应变均随埋深的增大而减小。相同加载频率下,有倾斜基岩加筋路堤各层格栅的峰值应变均显著大于无倾斜基岩加筋路堤。以加载频率 17.5 Hz 为例,倾斜基岩加筋路堤 D1~D4 层格栅的峰值应变分别为 2.5×10^{-6} 、 8.9×10^{-6} 、 11.6×10^{-6} 、 14.9×10^{-6} ,而无倾斜基岩加筋路堤 D1~D4 层格栅的峰值应变分别为 1.1×10^{-6} 、 4.6×10^{-6} 、 6.1×10^{-6} 、 9.7×10^{-6} ;有倾斜基岩加筋路堤的格栅峰值应变约为无倾斜基岩的两倍,其格栅变形程度更高。因此,在实际工程中,倾斜基岩上的土工加筋铁路路堤应选用抗拉强度更高的土工格栅,或者减小格栅铺设间距。

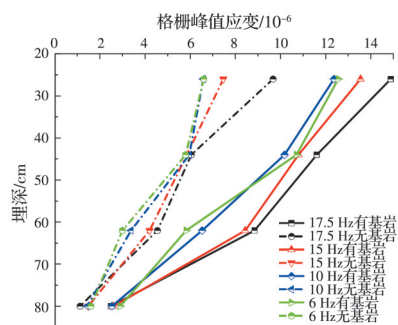


图 20 格栅峰值应变

Fig. 20 Peak strains of geogrids

3 结论

基于有倾斜基岩与无倾斜基岩加筋路堤模型的对比试验,探究倾斜地层下土工加筋铁路路堤的动力响应特性,对比分析两种路堤模型的竖向位移、加速度、动土压力及土工格栅应变的变化规律,得到以下主要结论:

1)受倾斜基岩影响,基岩与碎石土接触面的抗剪强度低于无倾斜基岩地层,循环荷载作用下加筋路堤更易沿倾斜地层滑动,其整体稳定性更差。有倾斜基岩路堤的竖向峰值位移略大于无倾斜基岩路堤,且二者的竖向峰值位移均随加载频率的增加而减小。

2)受倾斜地层的影响,有倾斜基岩路堤的竖向峰值加速度和竖向峰值动土压力均显著大于无倾斜基岩路堤,且二者均随加载频率的增大而增大,随埋深的增加而减小。当埋深相同时,加载中心下方土体的竖向峰值加速度最大,远离基岩侧次之,靠近基岩侧最小。

3)相较无倾斜基岩工况,有倾斜基岩下加筋路堤的竖向位移、动土压力与竖向加速度均更大,整体稳定性更差,远离基岩端更易发生失稳,在实际工程中应采取土工加筋等方式进行加固。

4)两种路堤模型的格栅峰值应变均随格栅埋深的增加而减小。在相同加载频率下,有倾斜基岩加筋路堤的格栅峰值应变约为无倾斜基岩加筋路堤的两倍,在实际工程中,倾斜基岩上的加筋铁路路堤应选用抗拉强度更大的土工格栅或减小土工格栅的铺设间距。

参考文献

- [1] Sharma R, Chen Q M, Abu-Farsakh M, et al. Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2009, 27(1): 63-72.
- [2] Deb K, Basudhar P K, Chandra S. Axi-symmetric analysis of geosynthetic-reinforced granular fill-soft soil system with group of stone columns[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2010, 28(2): 177-186.
- [3] Zhang L, Ou Q, Zhao M H. Deformation behavior of geocell reinforced granular cushion over soft soil with stone columns[M]//*Springer Series in Geomechanics and Geoengineering*. Singapore: Springer Singapore, 2018: 412-424.
- [4] Mukherjee S, Sivakumar Babu G L. Three-dimensional numerical modeling of geogrid reinforced foundations[J]. *Computers and Geotechnics*, 2023, 158: 105397.
- [5] 张玲, 欧强, 赵明华, 等. 移动荷载下土工加筋路堤动力响应特性数值分析[J]. *岩土力学*, 2021, 42(10):

2865-2874.

Zhang L, Ou Q, Zhao M H, et al. Numerical analysis on dynamic response characteristics of geosynthetic reinforced embankment under moving load[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2021, 42(10): 2865-2874. (in Chinese)

- [6] Wang Z J, Xia Q S, Yang G Q, et al. Effects of transverse members on geogrid pullout behavior considering rigid and flexible top boundaries[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2023, 51(4): 72-84.
- [7] 芮瑞, 贺世开, 刘浩, 等. 基于混合试验的桩承式加筋路堤参数影响分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2022, 41(7): 1476-1487.
- Rui R, He S K, Liu H, et al. Parametric analysis of geosynthetic-reinforced pile-supported embankments using hybrid tests[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2022, 41(7): 1476-1487. (in Chinese)
- [8] 肖宏, 蒋关鲁, 魏永幸. 遂渝线无砟轨道桩网结构路基现场动车试验测试分析[J]. *铁道学报*, 2010, 32(1): 79-84.
- Xiao H, Jiang G L, Wei Y X. Dynamic test analysis on ballastless-track column-net structure subgrade of the Suining-Chongqing railway line[J]. *Journal of the China Railway Society*, 2010, 32(1): 79-84. (in Chinese)
- [9] Luo Z G, Ding X M, Ou Q, et al. Bearing capacity and deformation behavior of rigid strip footings on coral sand slopes[J]. *Ocean Engineering*, 2023, 267: 113317.
- [10] 陈育民, 谢云飞, 薛珊珊, 等. 列车荷载作用下X形桩-网复合地基动力响应研究[J]. *振动工程学报*, 2022, 35(4): 857-865.
- Chen Y M, Xie Y F, Xue S S, et al. Dynamic response of XCC pile-net composite foundation under train loading [J]. *Journal of Vibration Engineering*, 2022, 35(4): 857-865. (in Chinese)
- [11] Ding X M, Luo Z G, Ou Q. Mechanical property and deformation behavior of geogrid reinforced calcareous sand[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2022, 50(4): 618-631.
- [12] 徐鹏, 蒋关鲁, 任世杰, 等. 简谐波作用下加筋土挡墙动土压力模型试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2018, 37(增刊2): 4283-4289.
- Xu P, Jiang G L, Ren S J, et al. Study on dynamic earth pressure of reinforced soil retaining walls under harmonic wave by model test[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2018, 37(Sup 2): 4283-4289. (in Chinese)
- [13] 牛婷婷, 刘汉龙, 丁选明, 等. 高铁列车荷载作用下桩网复合地基振动特性模型试验[J]. *岩土力学*, 2018, 39(3): 872-880.
- Niu T T, Liu H L, Ding X M, et al. Piled embankment model test on vibration characteristics under high-speed train loads[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2018, 39(3):

- 872-880. (in Chinese)
- [14] 张智超, 陈育民. 微型桩-加筋土挡墙的模型试验和数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(4): 987-996.
Zhang Z C, Chen Y M. Model test and numerical analysis of micropile-MSE wall[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(4): 987-996. (in Chinese)
- [15] Zheng G, Yu X X, Zhou H Z, et al. Influence of geosynthetic reinforcement on the stability of an embankment with rigid columns embedded in an inclined underlying stratum[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2021, 49(1): 180-187.
- [16] 陈义军, 刘长武, 徐进, 等. 山区公路斜坡填筑路堤应力应变特征及影响因素分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(4): 1051-1056.
Chen Y J, Liu C W, Xu J, et al. Analysis of deformation stress feature and influential factors about road-dike on ramp in mountainous region expressway[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(4): 1051-1056. (in Chinese)
- [17] Yang S C, Gao Y F, Leshchinsky B, et al. Internal stability analysis of reinforced convex highway embankments considering seismic loading[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2020, 48(3): 221-229.
- [18] Qian W P, Qi T Y, Yi H Y, et al. Evaluation of structural fatigue properties of metro tunnel by model test under dynamic load of high-speed railway[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 93: 103099.
- [19] 蒋红光, 边学成, 徐翔, 等. 列车移动荷载下高速铁路板式轨道路基动力性态的全比尺物理模型试验[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(2): 354-362.
Jiang H G, Bian X C, Xu X, et al. Full-scale model tests on dynamic performances of ballastless high-speed railways under moving train loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(2): 354-362. (in Chinese)
- [20] 刘晓红, 杨果林, 方薇. 武广高铁无砟轨道路堑基床长期动力稳定性评价[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2011, 42(5): 1393-1398.
Liu X H, Yang G L, Fang W. Long-term dynamic stability evaluation of cutting bed under ballastless track of Wuhan—Guangzhou high-speed railway[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2011, 42(5): 1393-1398. (in Chinese)
- [21] 宋小林, 翟婉明. 高速移动荷载作用下CRTS II型板式无砟轨道基础结构动应力分布规律[J]. 中国铁道科学, 2012, 33(4): 1-7.
Song X L, Zhai W M. Dynamic stress distribution of the infrastructure of CRTS II slab ballastless track under high speed moving load[J]. China Railway Science, 2012, 33(4): 1-7. (in Chinese)

(编辑 朱备)