

DOI: 10.16285/j.rsm.2020.0924

高速铁路 X 形桩网复合地基动态响应分析

牛婷婷^{1,2}, 孙广超³

(1. 安徽理工大学 土木建筑学院 安徽 淮南 232001; 2. 河海大学 土木与交通学院, 江苏 南京 210098;
3. 三峡大学 三峡库区地质灾害教育部重点实验室, 湖北 宜昌 443002)

摘 要: 桩网复合地基在高速铁路建设中的应用越来越广泛, 但其在动态列车荷载作用下的响应机制尚不甚清楚, 这使得对高速列车荷载作用下桩网复合地基的研究显得十分迫切。为此, 建立了大比尺 X 形桩网复合地基模型, 研究了地基土-X 形桩-加筋垫层-路堤-轨道系统的动态响应特性。结果表明: 随着列车速度和轴重的增加, 动土压力、动位移、动应变、振动速度等的响应幅值均在增大。由于波在桩-土界面的反射作用, 桩底动土压力大于桩顶动土压力。与无桩无网的路堤相比, 桩网复合地基减振效果显著。桩顶正上方格栅动应变响应幅值的增长幅度约是桩间土正上方格栅动应变响应幅值增长幅度的 2 倍。X 形桩桩身中部和桩底的瞬态动应变较大。同一位置处, 加载频率对振动速度的影响远大于加载幅值对其影响; 与路堤表面相比, 复合地基内部振动速度的增长幅度受加载频率的影响更大。在地基面以上路堤部分检测到了“类共振”现象, 在铁路建设中可以通过改变路堤刚度避免出现此现象。

关 键 词: 动态响应; 高速铁路; 桩网复合地基; X 形桩

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2021) 05-1266-15

Dynamic response analysis of X-pile-net composite embankment in high-speed railway

NIU Ting-ting^{1,2}, SUN Guang-chao³

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Anhui University of Science and Technology, Huainan, Anhui 232001, China;

2. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;

3. Key Laboratory of Geological Hazards on Three Gorges Reservoir Area, China Three Gorges University, Yichang, Hubei 443002, China)

Abstract: Pile-net composite embankments are more and more widely used in high-speed railways construction, but the response mechanisms under the dynamic train load are still unclear. In this paper, a large-scale X-pile-net composite embankment model is established, and the dynamic response characteristics of a system consisting of subsoil, X-piles, reinforced cushion, the embankment, and track slab are investigated. The results show that as the train speed and axle load increase, the response amplitudes of the dynamic earth pressure, dynamic displacement, dynamic strain, and vibration speed increase as well. Due to the reflection of M-shaped wave at the interface between the pile tip and subsoil, the dynamic earth pressure exerted on the pile is larger than that on the pile. Compared to the embankment without piles and nets, the reduction effect of vibration on the piled embankment is remarkable. The increase in the dynamic strain of the geogrid above the pile is about 2 times that of the geogrid above the subsoil between of two piles. The transient dynamic strain in the middle and bottom of X-pile is larger. At the same location, the influence of loading frequency on the vibration velocity is much greater than that of loading amplitude. Compared with the surface of embankment, the increase in vibration velocity within the piled embankment is more affected by the loading frequency. The phenomenon of "resonance-like" has been detected in the embankment above the subsoil, which could be avoided by changing the rigidity of the embankment when building railways.

Keywords: dynamic response; high-speed railways; piled embankment; X-pile

1 引 言

高速铁路不可避免地穿过软土地区。对于软土

地基, 不能直接在天然地基上修建基床, 必须对软土地基进行加固。桩网复合地基是近几十年来发展起来一种软土地基处理形式。它通过桩-土-加筋垫

收稿日期: 2020-06-28

修回日期: 2020-12-21

基金项目: 安徽省自然科学基金项目 (No. 2008085ME143); 安徽理工大学博士基金项目 (No. 13190018)。

This work was supported by Anhui Provincial Natural Science Foundation of China (2008085ME143) and the Doctoral Foundation of Anhui University of Science and Technology (13190018).

第一作者简介: 牛婷婷, 女, 1981 年生, 博士, 讲师, 主要从事软土地基处理方面的研究工作。E-mail: ttniu2013@163.com

通讯作者: 孙广超, 男, 1986 年生, 博士, 博士后, 主要从事软土地基处理方面的研究工作。E-mail: sggeo@163.com

层之间的相互协调及共同作用,能够控制工后沉降及不均匀沉降,且具有施工工期短,造价低廉等突出优点,在高速铁路建设中得到广泛应用。针对桩网复合地基在路堤柔性荷载作用下的受力特点、变形特性等问题,许多学者都做了详尽的研究。如:连峰^[1]、徐林荣^[2]、Liu^[3]和 Chen^[4]等通过现场试验,对桩网复合地基中沉降变形、荷载传递、桩-土应力比和网的受力等性状等进行了深入分析。Hewlett 等^[5]根据模型试验结果和应力的极限平衡理论,提出了路堤内的最基本应力场单元是由半环形土拱组成的假设。饶为国等^[6]基于薄板变形理论和 Winkler 弹性地基模型,提出了路基工后沉降量计算方法。Han^[7]和 Wu^[8]等分别对桩网复合地基的承载和变形特性开展了有限元研究。Rui 等^[9]探究了路堤填料摩擦角、路堤高度、摩擦系数、桩间距、桩帽尺寸和桩土模量比等因素对桩网复合地基应力、沉降等的影响。黄宇华等^[10]改进了 Terzaghi 的土拱模型,导出了桩网地基桩土应力及土拱高度理论解。潘高峰等^[11]对云桂客专 CFG 桩网结构路堤侧向变形开展了试验研究。

对于高铁列车动荷载作用下桩网复合地基的动态响应性状研究主要有:肖宏等^[12]对遂渝线无砟轨道桩网结构路基进行了现场动车组试验,通过分析认为,桩网复合地基动应力和加速度经过 3 m 的路堤衰减后,对桩网结构的网垫层基本无影响。叶阳升等^[13]在现场对桩网复合地基低矮路基进行了 550 万次动载模拟试验,结果表明,整个过程中路基不同深度处静态应力、动态应力和动变形水平略有波动,土拱基本处于稳定状态,动应力在路基土拱中基本按照均质体进行传递。Heitz 等^[14]通过一组模型试验监测了桩顶上方应力分布和加筋格栅对承载力的作用,研究了不同桩的布置形式(如矩形桩格和三角形桩格)在动静载作用下的格栅应变,结果表明:动态荷载作用下土拱效应会降低,格栅应变会增加。李华明等^[15]开展了 CFG 桩网结构地基加固饱和粉土地基的振动台模型试验,分析了饱和粉土地基加固前后的超静孔隙水压力、响应加速度、剪切变形等动力特性的变化规律。马利衡^[16]针对沪宁城际铁路路基段进行了现场振动测试,认为沪宁城际铁路采用的桩网复合地基具有良好的加固减振效果,且距离地基加固区越近,减振效果越明显,距线路中心线 10 m 处地面振动加速度峰值下降约 33.8%。Wang 等^[17]提出了一个估算桩网复合地基中动态应力的方法。

学者们从不同角度对高铁列车荷载作用下桩网

复合地基的动态响应特性做了细致的研究,得出了一些有益的结论,但同时也可以看出不同的研究者、不同的试验得出的结论是不同的,有些甚至是相反的。这说明动态列车荷载作用下,桩网复合地基中桩-网-土之间的相互作用机制异常复杂,动态响应机制仍不甚清楚。此外,X 形桩^[18-19]作为桩网复合地基竖向加强体的研究前人也尚未开展。基于此,作者以 X 形桩作为竖向加强体,开展了高铁列车荷载作用下桩网复合地基大比例尺模型试验,以研究高铁列车的速度、轴重及运营时间等对 X 形桩桩网复合地基内动土压力、动应变、动位移和振动速度等的影响,为 X 形桩桩网复合地基在高速铁路工程中的应用提供依据。

2 X 形桩桩网复合地基模型的制作

X 形桩桩网复合地基模型自下而上分别为中密砂土、X 形桩加固地基、加筋碎石垫层、路堤、轨道系统,如图 1 所示。模型的几何相似比为 1:5。模型试验在河海大学大型土工模型槽内进行,模型槽尺寸为 5 m×4 m×7 m。

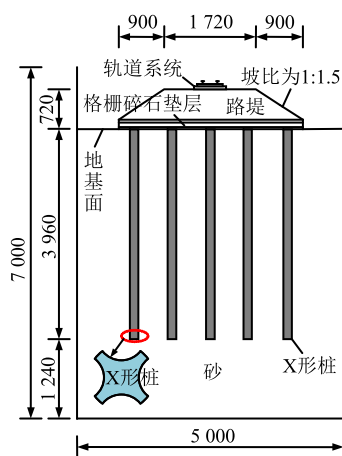


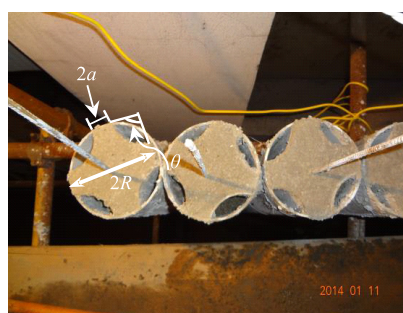
图1 X 形桩桩网复合地基剖面图(单位: mm)^[20]

Fig.1 Cross section and geometric characteristics of X-pile-net composite embankment model (unit: mm)^[20]

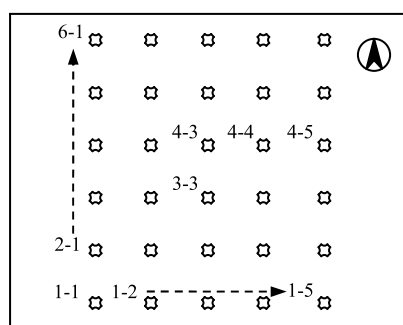
模型槽内砂土填高为 5.2 m,分 22 层填筑,每层均填砂土厚度为 30 cm,用夯机压实至 25 cm(顶层除外,顶层填砂土厚度为 25 cm,用夯机压实至 20 cm)每层压实之后采用灌水法测量其密度,最终测得各层的平均干密度为 1.61 g/cm³,密度为 0.68,属于中密砂。在整个地基制作完成之后,对其进行灌水,使水面始终高于地基面 2 cm 左右,且在试验开始前,静置一个月。

试验用桩为 X 形钢筋混凝土桩,其外包圆直径 2R = 157 mm,开弧间距 2a = 39 mm,开弧角度

$\theta = 90^\circ$, 如图 2(a)所示。桩身长平均为 3.96 m, 共浇筑 30 根。X 形桩在模型槽内布置及编号如图 2(b)所示, 每排有 5 根, 共计 6 排, 桩间距为 0.667 m。



(a) 制作过程



(b) 桩编号及布置图^[20-21]

图 2 X 形桩

Fig.2 X-pile

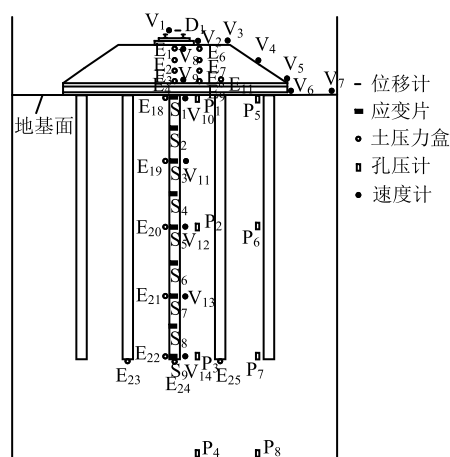
双向土工格栅宽为 4 m, 其抗拉强度每延米为 30 kN, 网眼尺寸为 40 mm×40 mm。模型试验加筋碎石垫层厚度为 120 mm, 采用碎石填筑, 碎石粒径集中在 2~10 mm 之间。加筋碎石垫层的铺设顺序为: 先铺一层 30 mm 厚的碎石, 铺第 1 层土工格栅, 再铺 60 mm 的碎石垫层, 铺第 2 层土工格栅, 最后再铺 30 mm 厚的碎石。土工格栅的纵轴与路堤的横断面一致, 在边坡处回折 0.5 m。

基床横截面底边宽为 3 520 mm, 顶宽为 1 720 mm, 高为 600 mm, 坡比为 1:1.5, 基床采用级配良好的碎石 (A 组料) 作为填料。基床分两层填筑, 每层先铺 350 mm, 用夯机压实至 300 mm。基床的平均压实系数为 0.964。

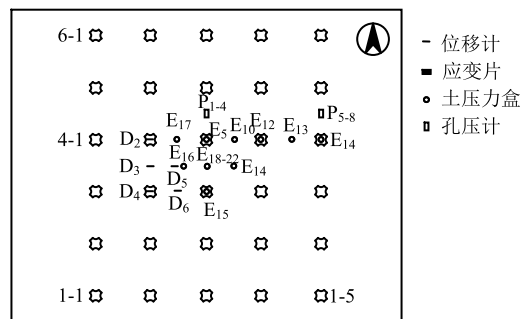
轨道系统包括钢筋混凝土底座、轨道板、轨下扣件系统和钢轨。钢筋混凝土底座厚为 6 cm、宽为 60 cm、长为 4 m; 轨道板厚为 3.8 cm、宽为 48 cm、长为 4 m。由于二者厚度较小, 分开浇筑质量不易控制, 所以在浇筑混凝土时将混凝土底座和轨道板一起浇筑。轨下扣件用膨胀螺钉模拟, 钢轨采用工字钢模拟, 钢轨间距为 287 mm。

本次模型试验在 X 形桩桩网复合地基内布置了土压力盒、应变片、位移计、速度计和孔压计等多

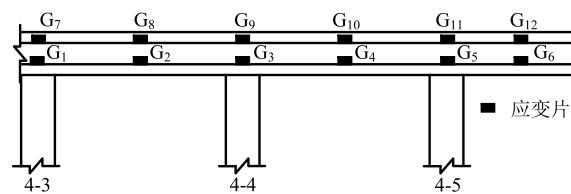
种传感器, 如图 3 所示。数据采集系统采用江苏东华测试技术股份有限公司生产的 DHDAS 动态信号采集系统, 型号为 DH3817F。速度计只测量土体的竖向振动^[16]。应变片布置在了路堤横向的格栅肋条上^[22]。桩身应变测量的是桩的竖向变形。由于聚乙烯吸收波的性能优越^[23], 为了减小反射波对试验结果的影响, 填砂土前预先在墙体四周和底部布置了“两布三膜”篷布, 即两层无纺布中间及它们的外表面涂覆聚乙烯膜。



(a) 剖面图



(b) 剖面图



(c) 格栅应变

图 3 传感器布置图^[20]

Fig.3 Layout of instruments^[20]

3 加载系统和加载方案

根据中国标准动车组轮轴位置特征, 本次模型试验采用修正 M 形波^[20-21, 24]加载, 如图 4 所示, 其中 T_1 、 T_2 、 T_3 分别为同一转向架两轮对经过某一点的时间间隔、同一车厢两转向架经过某一点的时间间隔、一节车厢经过某一点的时间间隔。在不考虑

轨道不平顺的情况下, 列车运行产生的振动频率是由列车同一转向架两轮对的轴距 L 和车速 V 共同决定, 即 $f = V/L$, 当列车车型固定时, 频率与车速成正比。本试验以 CRH380 为例, 即 $L = 2.5$ m, 由此可得 $V = 2.5f$ (m/s)。当车型一定时, 频率与车速成正比, 车速越大, 列车运行产生的振动频率也越大。

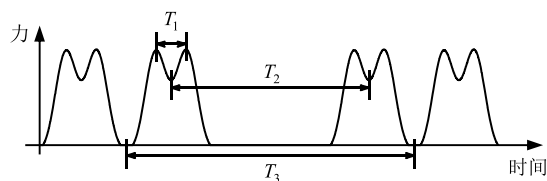


图4 M形波示意图^[20]

Fig.4 Schematic diagram of M-shaped wave

本次模型试验采用伺服液压作动器定点加载, 通过改变一个周期内加载力的大小来模拟一节车厢经过某一点的过程。利用作动器输出的荷载幅值、

频率和振动次数分别来模拟高速铁路列车的轴重、运行速度和运行时间。荷载幅值的分别取 20、25、30、35、40 kN; 加载频率分别取 5、10、15、20、25、30 Hz, 振动次数均为 2 万次。

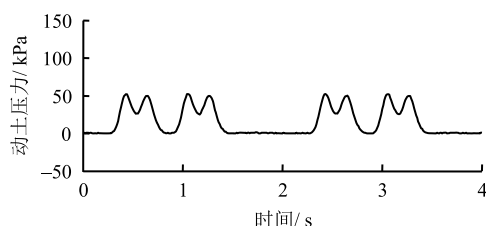
4 X形桩网复合地基动态响应分析

为了更真实地反映高速铁路列车运行状况, 本文以加载幅值为 20 kN、加载频率为 30 Hz (对应车速为 270 km/h)、振动次数 2 万次这一工况为主、其他工况为辅, 分析 X 形桩网复合地基的动土压力、动位移、动应变、振动速度等的动态响应特性。

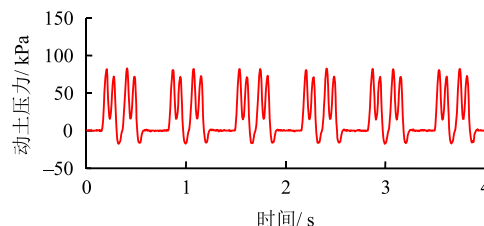
4.1 动土压力

4.1.1 不同加载工况下动土压力时程响应分析

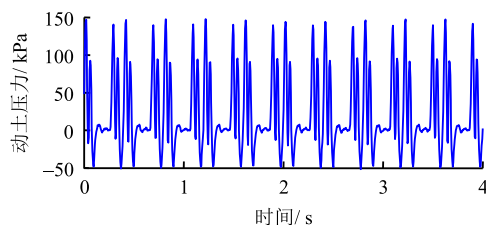
以 4-3 桩顶 E_5 处动土压力时程响应曲线为例, 振动稳定后, 不同工况下的动土压力时程响应曲线如图 5 所示。4-3 桩顶动土压力响应幅值随加载频率和加载幅值的变化如图 6 所示。对比图 5(a)~5(d)



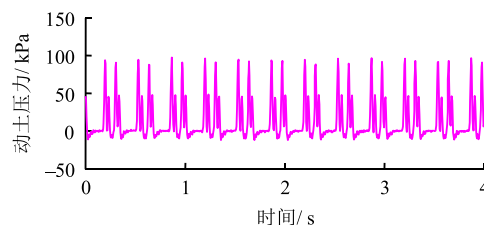
(a) 加载幅值为 30 kN, $f=5$ Hz



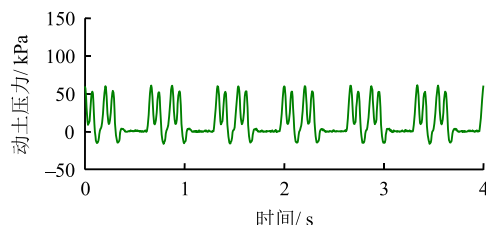
(b) 加载幅值为 30 kN, $f=15$ Hz



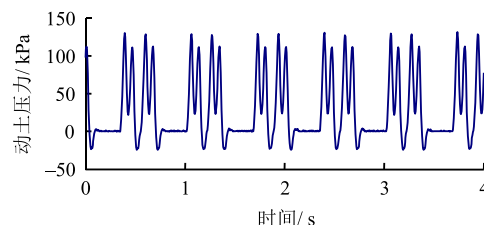
(c) 加载幅值为 30 kN, $f=25$ Hz



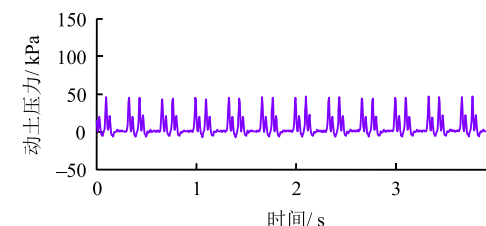
(d) 加载幅值为 30 kN, $f=30$ Hz



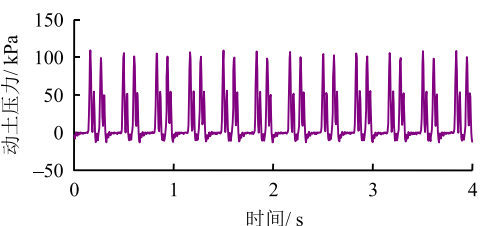
(e) 加载幅值为 20 kN, $f=15$ Hz



(f) 加载幅值为 40 kN, $f=15$ Hz



(g) 加载幅值为 20 kN, $f=30$ Hz^[20]



(h) 加载幅值为 35 kN, $f=30$ Hz

图5 不同工况下 4-3 桩顶 E_5 处的动土压力-时程曲线

Fig.5 Time histories of earth pressure at E_5 on top of 4-3-pile in different cases

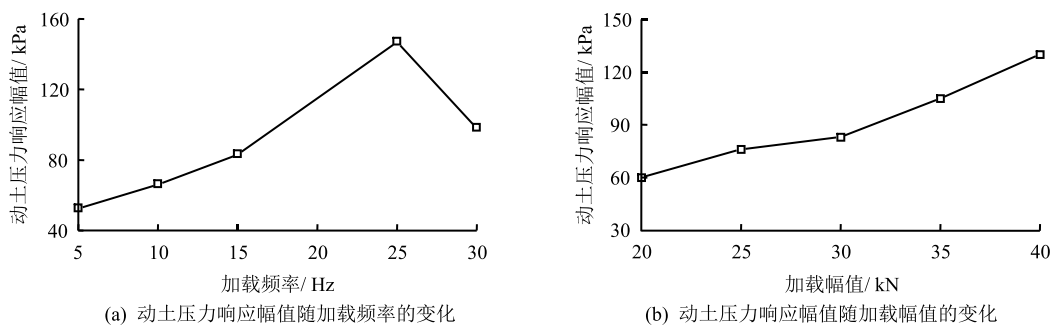


图6 4-3 桩顶土压力响应幅值随加载频率和加载幅值的变化

Fig.6 Amplitude of dynamic earth pressure on the top of 4-3-pile versus loading frequency and amplitude

及图 6(a)可以看出,在保持加载幅值 30 kN 不变,加载频率从 5~25 Hz,动土压力响应幅值从 52 kPa 增长到了 147 kPa,增加了 182.64%;到 30 Hz 时,动土压力响应幅值又降到了 98 kPa,降低了 33.33%。可以看出,在 25 Hz 时,动土压力响应幅值出现了极大值。除去 25 Hz 这种特殊情况,保持加载幅值 30 kN 不变,从 5~15 Hz 时,加载频率每增加 1 Hz,动土压力响应幅值平均增加 5.96%。对比图 5(e)、5(b)、5(f)及图 6(b),保持加载频率为 15 Hz 不变,加载幅值从 20~40 kN,动土压力响应幅值从 46 kPa 增长到 131 kPa,增加了 114.75%;加载幅值每增加 1 kN,动土压力响应幅值平均增加 5.74%。对比图 5(g)、5(h),保持加载频率为 30 Hz 不变,加载幅值从 20~35 kN,动土压力响应幅值增加了 136.97%;加载幅值每增加 1 kN,动土压力响应幅值增加 9.13%。

以上分析说明,动土压力响应幅值随着加载频率的增大而逐渐增加,随着加载幅值的增加也逐渐增大,加载频率和加载幅值均对动土压力响应幅值有重要影响。加载频率越大,加载幅值每增加 1 kN,动土压力响应幅值增量就越大,也即高速运行列车,载重越大,X 形桩桩网复合地基内动土压力响应幅值增长越快。

4.1.2 动土压力幅值桩网复合地基横向响应特征

保持加载幅值为 20 kN、加载频率为 30 Hz 不变。振动稳定后,不管是 4-3 桩底还是 4-4 桩底,其动土压力响应幅值均大于对应桩顶动土压力响应幅值,这是群桩应力扩散和桩-土界面波的反射作用耦合的结果^[20],如图 7(a)所示,这两种因素究竟哪种影响更大^[20],可以通过对不同工况下桩顶、桩底动土压力时程响应研究得出。对比图 5(a)、8(a)可以发现,加载幅值为 30 kN、加载频率为 5 Hz 时(对应车速为 45 km/h,相当于准静态),4-3 桩顶动 E_5 处动土压力响应幅值为 52 kPa,4-3 桩底 E_{24} 处动土压力响应幅值为 48 kPa,桩顶动土压力响应幅值略大于桩底动土压力响应幅值。仍然保持加载幅值为

30 kN 不变,当加载频率增加到 15 Hz 时,4-3 桩顶 E_5 处动土压力响应幅值为 83 kPa,4-3 桩底 E_{24} 处动土压力响应幅值为 100 kPa,如图 5(b)、8(b)所示,桩顶动土压力响应幅值小于桩底动土压力响应幅值。由此也可看出,图 7(a)中桩底动土压力响应幅值大于桩顶动土压力响应幅值,主要是波在桩、土界面反射的结果。

此外,到地基面处,4-3 桩顶处与桩间土处的桩土应力比为 23。这说明,桩网复合地基荷载传递机制较为复杂,存在土拱和拉膜效应。这与动态列车荷载作用下底部无桩的铁路路基十分不同,无桩情况下,轨道板下方 1.2 m AB 组料底层处,各点动土压力基本相同^[25],如图 7(b)所示。

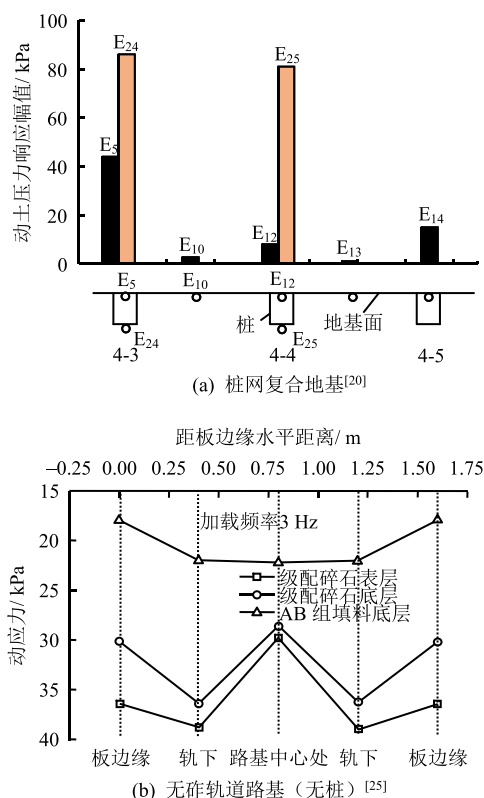
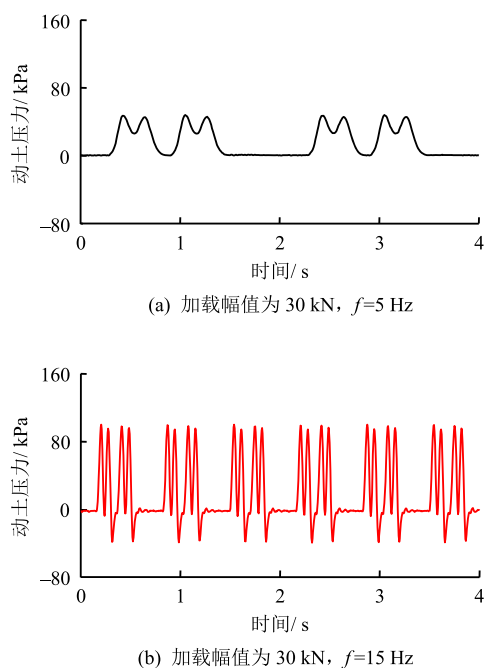


图7 动土压力响应幅值沿路基横向的变化

Fig.7 Amplitude of dynamic earth pressure along embankment transverse

图 8 不同工况下 4-3 桩底 E_{24} 处动土压力时程响应Fig.8 Time histories of earth pressure at E_{24} below 4-3-pile in different cases

4.2 动位移

4.2.1 动位移时程响应分析

保持加载幅值为 20 kN、加载频率为 30 Hz 不变, 振动稳定后动位移时程曲线如图 9 所示。不同位置处动位移时程曲线上 M 形基本可见, 轨道板上 D_1 处较地基面 $D_2 \sim D_6$ 处的时程曲线上 M 形更清晰。时程曲线上动位移的幅值基本保持不变。由图可看出, 地基面 $D_2 \sim D_6$ 处的动位移响应幅值远远小于轨道板上 D_1 处的动位移响应幅值。从轨道板 D_1 到地基面 D_6 处, 动位移幅值从 1.081 mm 下降到了 0.222 mm, 衰减了 79.46%, 这说明铁路轨道系统和路堤对振动能量吸收得较多, 路堤系统耗能作用显著。

文献[26]采用动力分散型电力动车组“先锋号”试验列车(轮载为 93 kN)进行了现场测试, “先锋号”动车组在 5~266 km/h 车速下, 胡家屯中桥路桥过渡段路基基床表层面(采用级配碎石填筑, 路基基床底层填筑级配碎石, 路基横断面两侧填筑 AB 组料)上测点动位移幅值范围为 0.075~1.624 mm。依据 π 定理, 将本次模型试验还原为 1:1 模型, 此工况下(对应车速为 270 km/h), D_1 处的加载轴力和动位移响应幅值分别为 500 kN 和 5.405 mm, 再按线性关系将轮载统一到 93 kN, 则此时的动位移幅值为 1.001 mm。由此可见, 相对于无桩无网的基床, X 形桩网复合地基加固软土地基即使列车高速运行, 其引起的振动响应也较小。

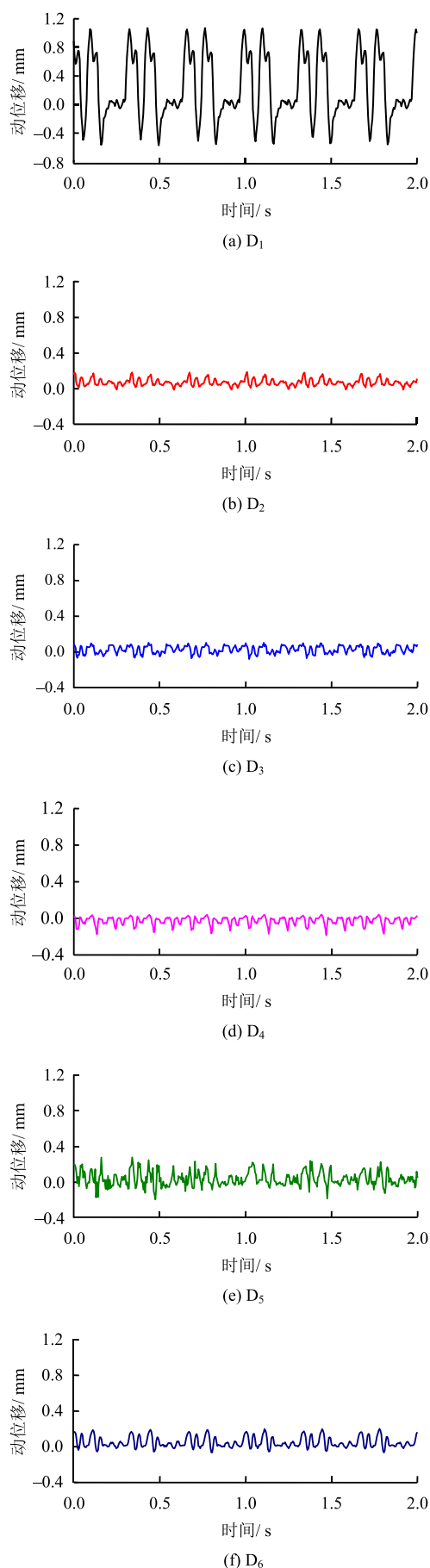


图 9 不同位置的动位移时程响应

Fig.9 Time-history responses of the dynamic displacement at different locations

4.2.2 不同加载工况下的动位移

不同加载工况下,轨道板 D_1 处的动位移时程响应曲线如图 10 所示。 D_1 处动位移响应幅值随加载频率和加载幅值的变化如图 11 所示。保持加载幅值为 30 kN 不变,加载频率从 5 Hz 到 30 Hz,动位移响应幅值从 0.683 mm 单调增长到了 1.641 mm,增加了 140.26%,加载频率每增加 1 Hz,动位移响应

幅值平均增加 5.61%。保持加载频率 15 Hz 不变,加载幅值从 20~40 kN,动位移响应幅值从 0.563 增长到了 0.998,增加了 77.03%,加载幅值每增加 1 kN,动位移响应幅值平均增加 3.89%。这说明加载频率、加载幅值对动位移响应幅值均有较大影响。文献[26]通过现场试验也发现动位移随着车速和轴重的增加而增大。

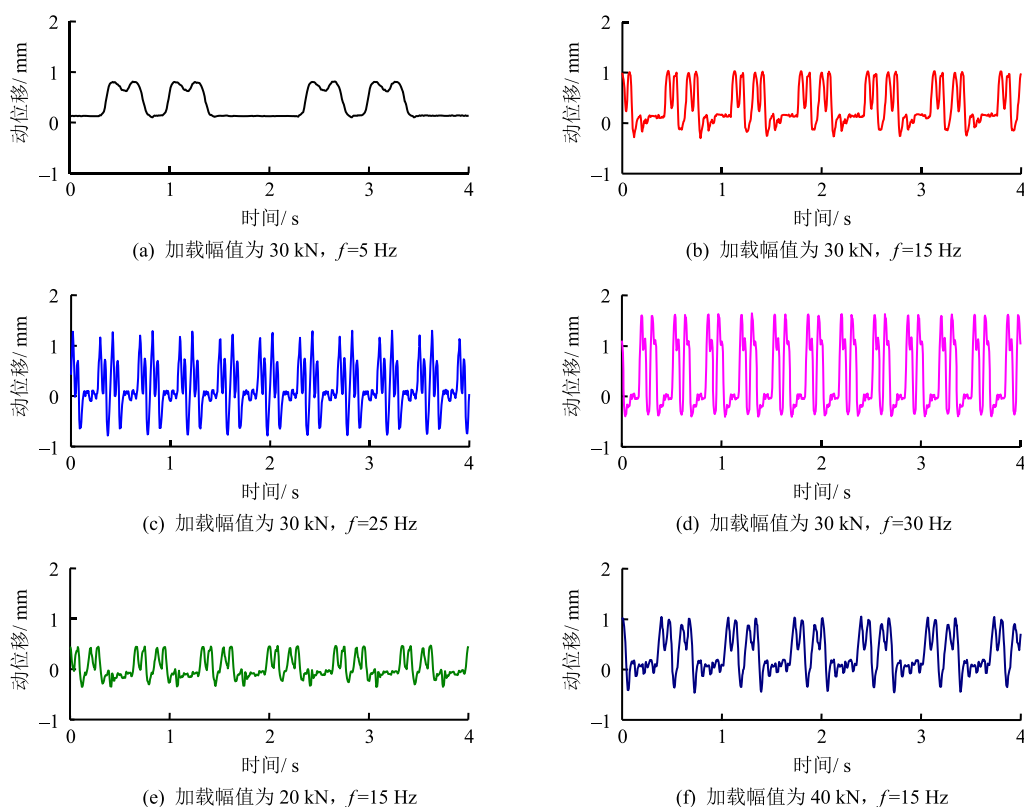


图 10 不同工况下轨道板上 D_1 处动位移时程曲线

Fig.10 Time-history responses of displacement at D_1 on the track slab in different cases

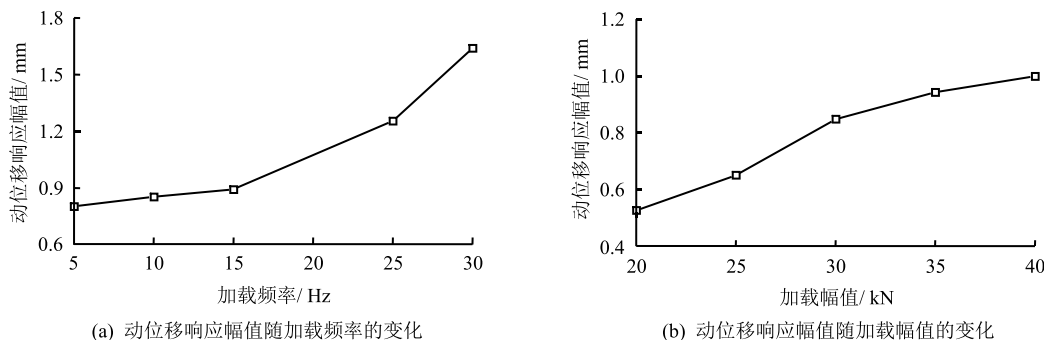


图 11 D_1 处动位移响应幅值随加载频率和加载幅值的变化

Fig.11 Variations of the amplitude of dynamic displacement with the loading frequency and amplitude at D_1 on the track slab

4.3 格栅动应变

4.3.1 格栅动应变时程响应分析

保持加载幅值为 20 kN,加载频率为 30 Hz,振动稳定后,土工格栅动应变-时程曲线如图 12 所示。因为应变片 G_1 、 G_2 、 G_7 、 G_9 、 G_{12} 在路堤施工过程

或振动过程中损坏,这里只给出剩余几个应变片的时程响应规律,格栅应变片的具体位置见图 3(c)。从图中可以看出,不同测点处的格栅动应变-时程曲线上的 M 形基本可见,时程曲线上动应变的响应幅值基本保持不变,且时程曲线上的值呈正负双向性。

图 12(a)、12(b)、12(d)、12(e)中的时程响应曲线上呈“正 M”形，而图 12(c)、12(f)、12(g)中的时程响应曲线上表现出“倒 M”形，这是由于模型槽边界效应的影响造成的： G_{11} 、 G_5 、 G_6 处于路堤边缘

处，尤其是 G_6 距离模型槽边缘处只有 740 mm，虽然为了减小反射波对试验结果的影响已经在模型槽壁上布置了“两布三膜”篷布，但是从试验结果来看，路堤边界处模型效应依然显著。

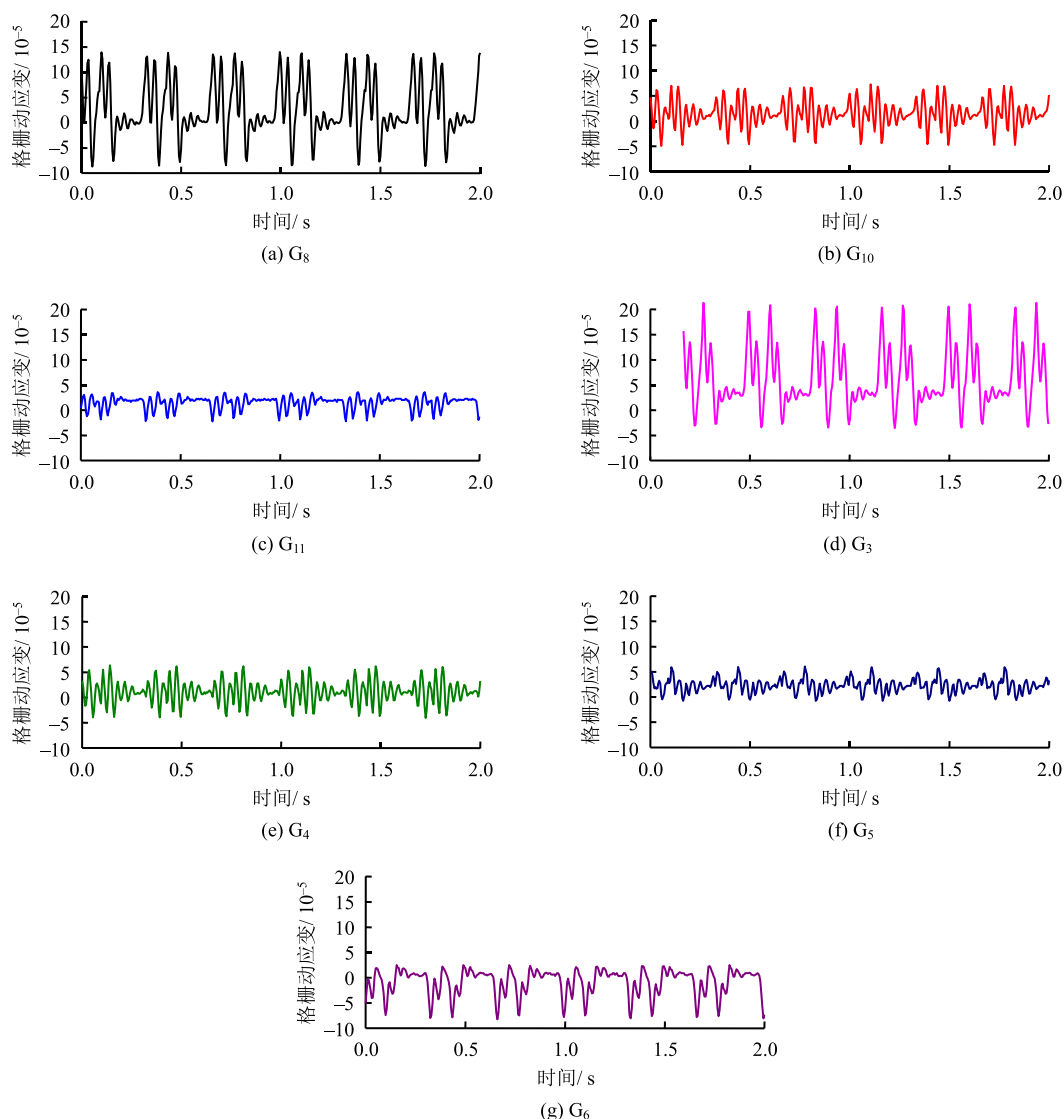


图 12 格栅动应变时程曲线

Fig.12 Time-history curves of the dynamic strain in geogrids

4.3.2 不同工况下的格栅动应变

选取上层格栅 G_8 (桩间土上方) 和下层格栅 G_3 处 (桩顶上方) 的动应变为分析对象，研究格栅动应变时程响应随不同加载工况的变化，分别如图 13、14 所示。 G_8 和 G_3 处动应变响应幅值随加载频率和加载幅值的变化如图 15 所示。在上层格栅 G_8 处，保持加载幅值为 30 kN 不变，从 5~25 Hz，动应变响应幅值从 7.417×10^{-5} 增长到 3.058×10^{-4} ，增长了 312.34%；从 25~30 Hz 减少了 35.67%。与土压力响应幅值一样，动应变的响应幅值在 25 Hz 时也出现了极大值。除去 25~30 Hz 这个特殊情况，从

5~15 Hz，加载频率每增加 1 Hz，格栅上层 G_8 格栅上层 G_8 处动应变响应幅值平均增加 6.54%。保持加载频率 15 Hz 不变，加载幅值从 20~40 kN，格栅动应变响应幅值增加了 98.80%。加载幅值每增加 1 kN， G_8 处格栅动应变响应幅值平均增加 4.94%。对比图 13、14，格栅下层 G_3 处时程响应曲线规律与 G_8 处类似，均在加载频率为 25 Hz 时，出现了极大值。保持加载幅值 30 kN 不变，从 5~15 Hz，加载频率每增加 1 Hz，格栅动应变幅值平均增加 10.69%。保持加载频率 15 Hz 不变，从 20~40 kN，加载幅值每增加 1 kN，格栅动应变响应幅值平均增加 10.52%。

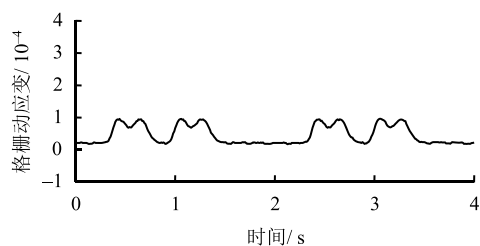
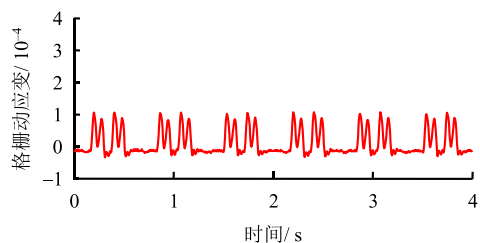
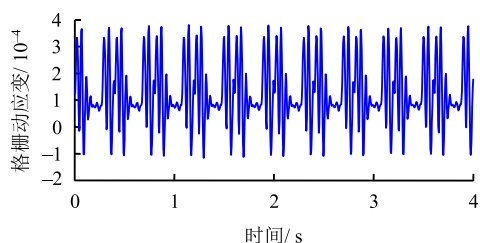
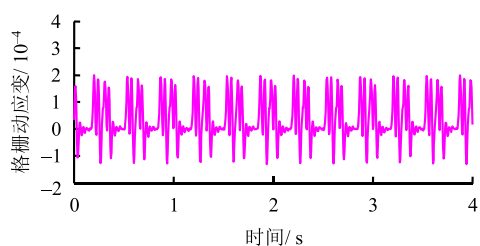
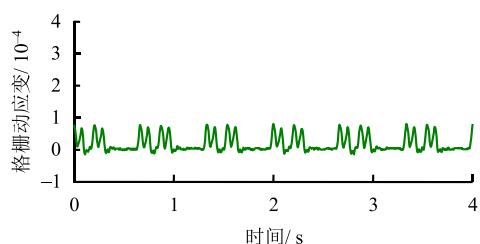
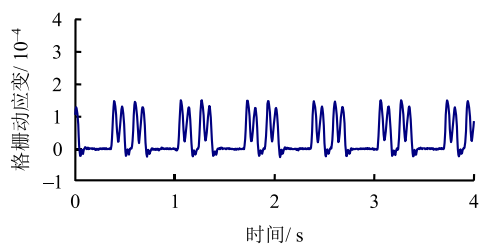
(a) 加载幅值为 30 kN, $f=5$ Hz(b) 加载幅值为 30 kN, $f=15$ Hz(c) 加载幅值为 30 kN, $f=25$ Hz(d) 加载幅值为 30 kN, $f=30$ Hz(e) 加载幅值为 20 kN, $f=15$ Hz(f) 加载幅值为 40 kN, $f=15$ Hz

图 13 不同工况下 G_8 处格栅动应变时程响应
Fig.13 Time-history curves of strain in the geogrid at G_8 in different cases

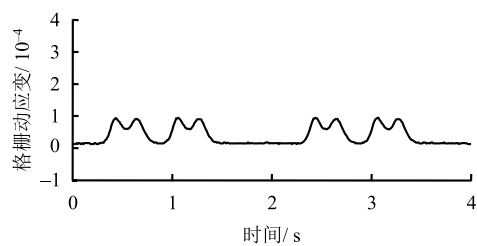
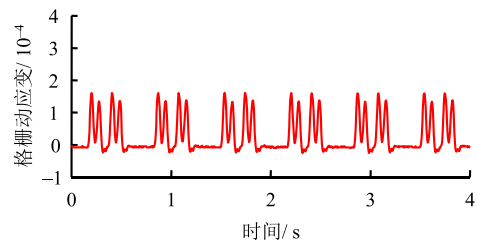
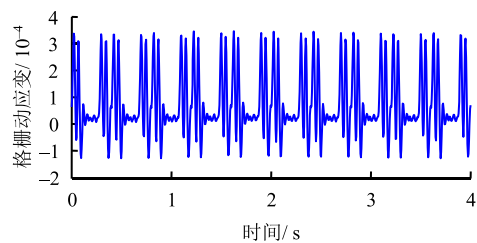
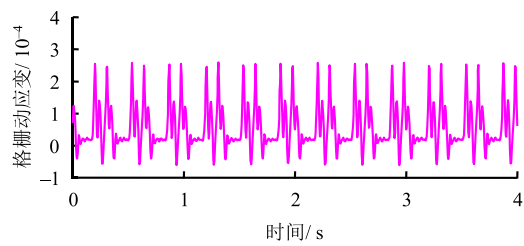
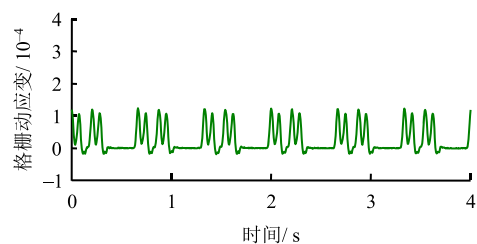
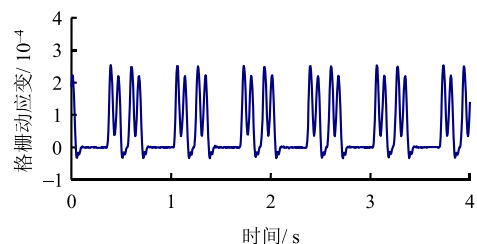
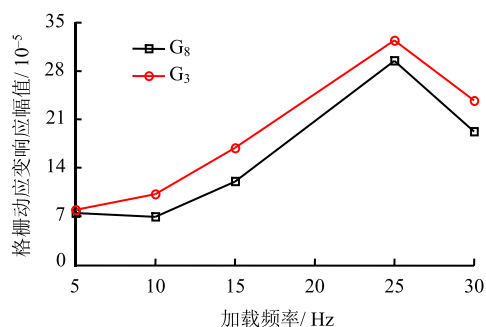
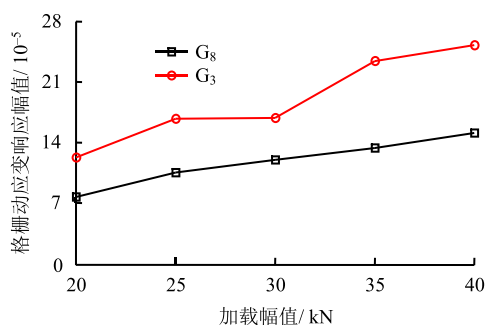
(a) 加载幅值为 30 kN, $f=5$ Hz(b) 加载幅值为 30 kN, $f=15$ Hz(c) 加载幅值为 30 kN, $f=25$ Hz(d) 加载幅值为 30 kN, $f=30$ Hz(e) 加载幅值为 20 kN, $f=15$ Hz(f) 加载幅值为 40 kN, $f=15$ Hz

图 14 不同工况下 G_3 处格栅动应变时程响应
Fig.14 Time-history responses of strain in the geogrid at G_3 in different cases



(a) 格栅动应变响应幅值随加载频率变化



(b) 格栅动应变响应幅值随加载幅值的变化

图 15 格栅动应变响应幅值随加载频率和加载幅值的变化

Fig.15 Variations of the amplitude of dynamic strain in geogrids with loading frequency and amplitude

相同的加载频率与加载幅值, 桩顶上方 G_3 处格栅动应变响应幅值的增长幅度约是桩间土上方 G_8 处格栅动应变响应幅值的增长幅度的 2 倍。

4.4 X 形桩桩身动应变

4.4.1 X 形桩桩身动应变时程响应

保持加载幅值为 20 kN、加载频率为 30 Hz 不变, 振动稳定后, 4-3 桩的桩身动应变时程响应曲线如图 16 所示。这里需要说明的是: 采集仪应变输出的规则是受拉为正, 受压为负。由图 16 可以看出, 加载的 M 形波在桩身动应变响应曲线上表现出“倒 M”形。且每个周期只有一个“M”, 列车的轮轴效应、转向架效应、车厢效应已不能清晰地表现出来。桩身动应变在时程响应曲线上呈正负双向性, 但这里的正值并不代表桩身受拉, 而是桩身压力减少, 这是试验开始前对采集仪清零平衡的结果。桩身动应变响应幅值在桩身中部和底部远大于桩身其他位置处的动应变响应幅值, 分别为 5.410×10^{-4} 和 9.257×10^{-4} 。若 X 形桩的弹性模量按 30 GPa 计算, 在桩身中部和底部的瞬时应力则分别为 16.229 MPa 和 27.771 MPa, 这说明高速运行的重载列车对 X 形桩桩身局部产生的瞬态应力较大。

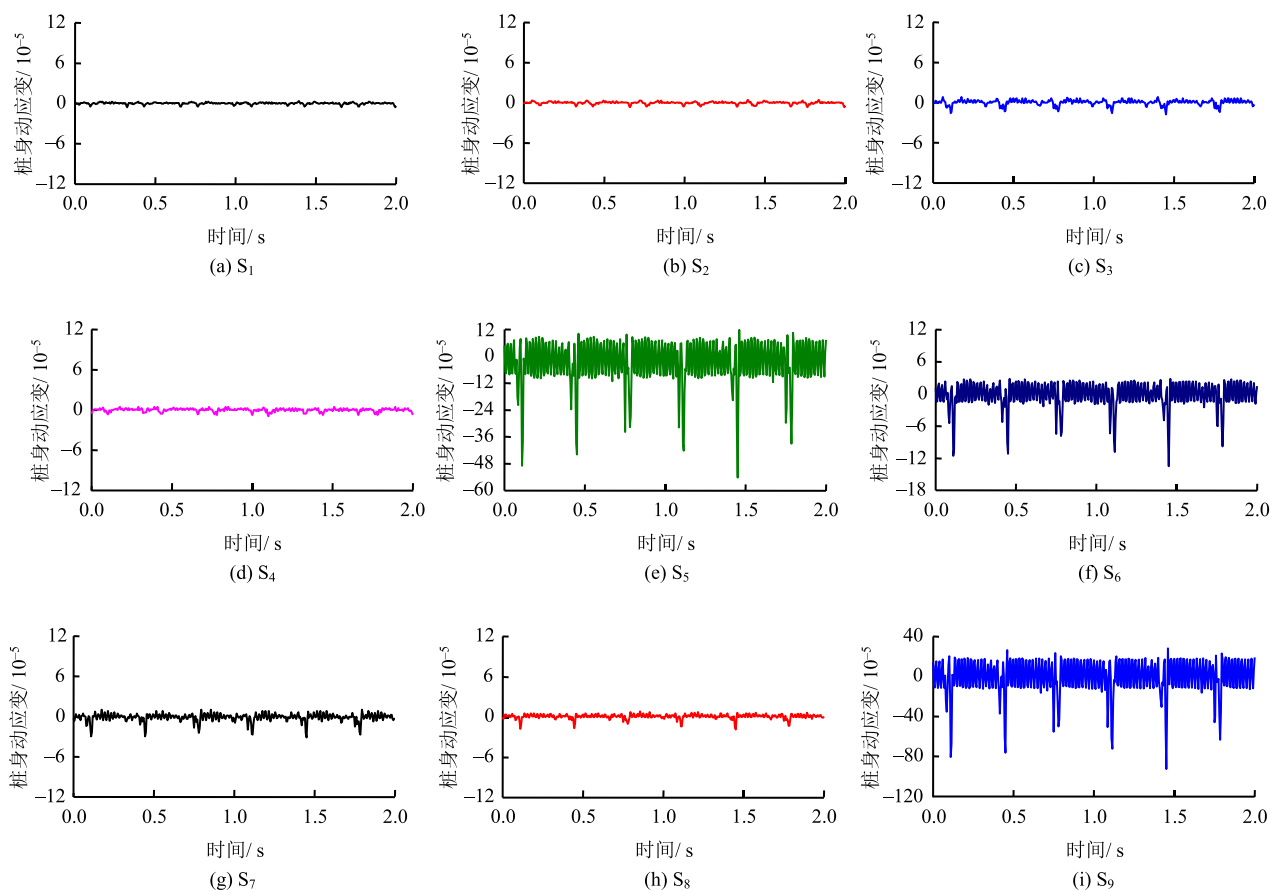


图 16 4-3 桩身动应变时程响应曲线

Fig.16 Time-history curves of strain in 4-3 X-pile

4.4.2 不同工况下 X 形桩桩身动应变

以桩底 S_9 处的动应变为例, 不同工况下桩身动应变的时程响应如图 17 所示。由图 17(a)~17(d)可以看出, 保持加载幅值为 30 kN 不变, 加载频率为 5 Hz 时 (对应车速为 45 km/h), 即便是在桩底动应变响应幅值也较小, 只有 5.500×10^{-6} ; 加载频率为 30 Hz 时 (对应车速为 270 km/h), 为 1.468×10^{-3} , 是加载频率为 5 Hz 时的 266.92 倍。由此也可看出 X 形桩桩底动应变响应幅值较大, 主要是由桩、土界面波的反射引起。从图 17(e)、17(f)可以看出, 保持加载频率 15 Hz, 加载幅值从 20~40 kN, 桩身动应变时程响应曲线上的正值部分在降低, 这说明桩身所受压力逐渐增大。

4.5 振动速度

4.5.1 振动速度时程响应

速度计共埋置了 14 个, 其中沿路堤横向 7 个, 沿深度方向 7 个, 具体位置见图 3(a)。这里沿路堤横向选 V_2 、 V_3 和 V_6 , 沿深度方向选 V_8 、 V_{11} 和 V_{14} , 共 6 个点为代表。加载幅值为 20 kN、加载频率为 30 Hz 工况下, 6 个点的振动速度时程响应如图 18 所示。由图可以看出, 除了距离槽壁较近的 V_6 处,

不管是路堤表面 V_2 、 V_3 和还是路堤内部 V_8 、 V_{11} 和 V_{14} 处, 其时程曲线线上 M 形均清晰可见, 且呈正负双向性。在桩底高程 V_{14} 处振动速度-时程响应曲线上不管是正向还是负向都没有突变, 这说明模型槽底部边界对桩端高程处试验结果的影响可以忽略不计。这也从侧面证明, 桩底动应变和桩底动土压力幅值较大主要是桩-土界面反射的结果。

4.5.2 不同工况下的振动速度

不同工况下, 路堤表层 V_3 处和 X 形桩桩网复合地基内部 V_{11} 处的振动速度-时程响应分别如图 19 和 20 所示。由图 19 可以看出, 保持加载幅值不变, 随着加载频率的增大, 基床表层 V_3 处的振动速度响应幅值逐渐增大, 在加载频率为 25 Hz 时, 出现了极大值。除去 25~30 Hz 这个特例, 从 5~15 Hz, 振动速度响应幅值增加了 912.08%; 加载频率每增加 1 Hz, 振动速度响应幅值平均增加 91.21%。保持加载频率 15 Hz 不变, 加载幅值从 20~40 kN, 振动速度响应幅值增加了 94.31%; 加载幅值每增加 1 kN, 振动速度响应幅值平均增加 4.72%。由此看来, 基床表层处, 加载频率对振动速度的影响远大于加载幅值对其影响。

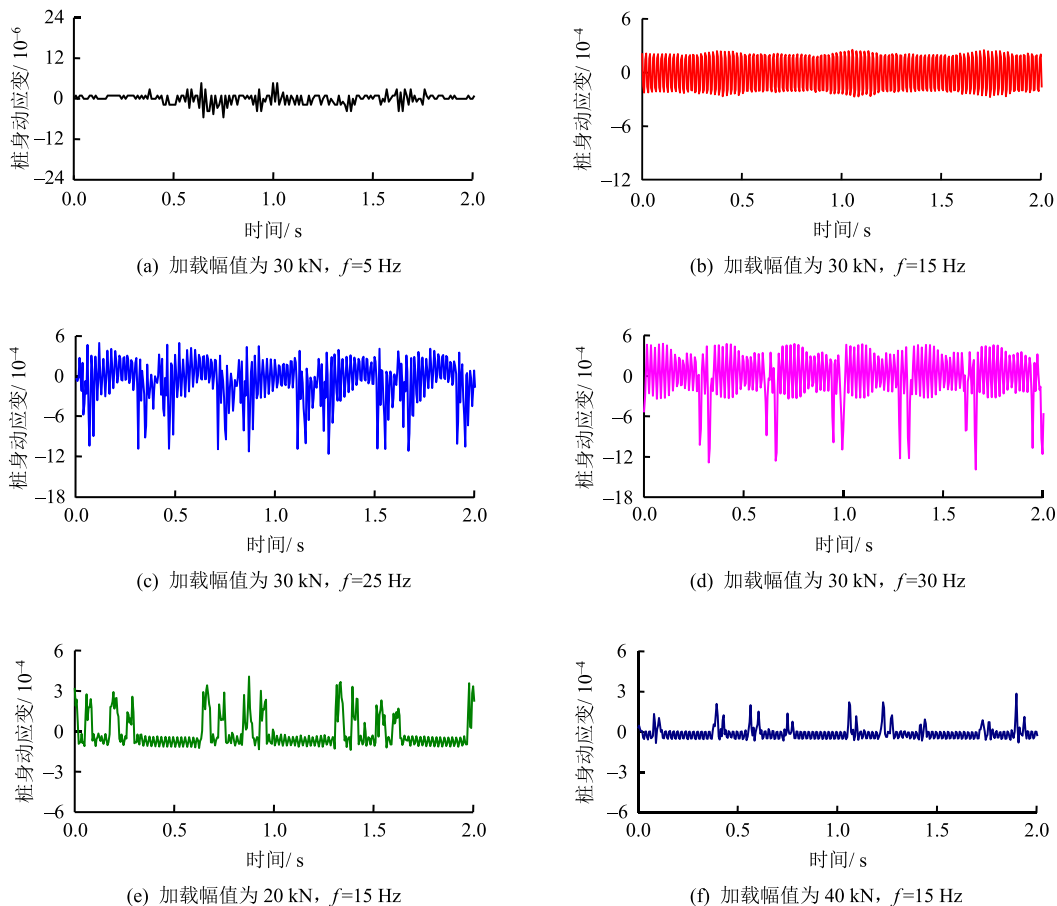


图 17 不同工况下 4-3 桩桩身 S_9 处动应变时程响应

Fig.17 Time-history responses of dynamic strain at S_9 in 4-3 X-pile in different cases

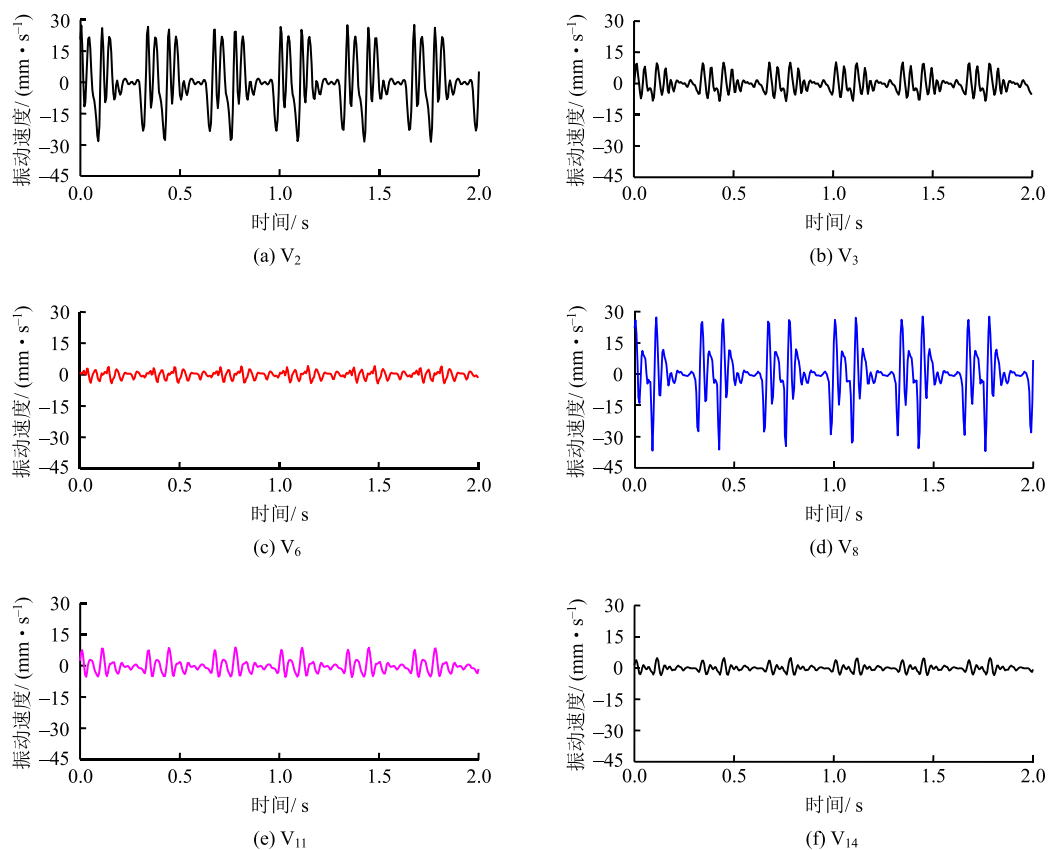
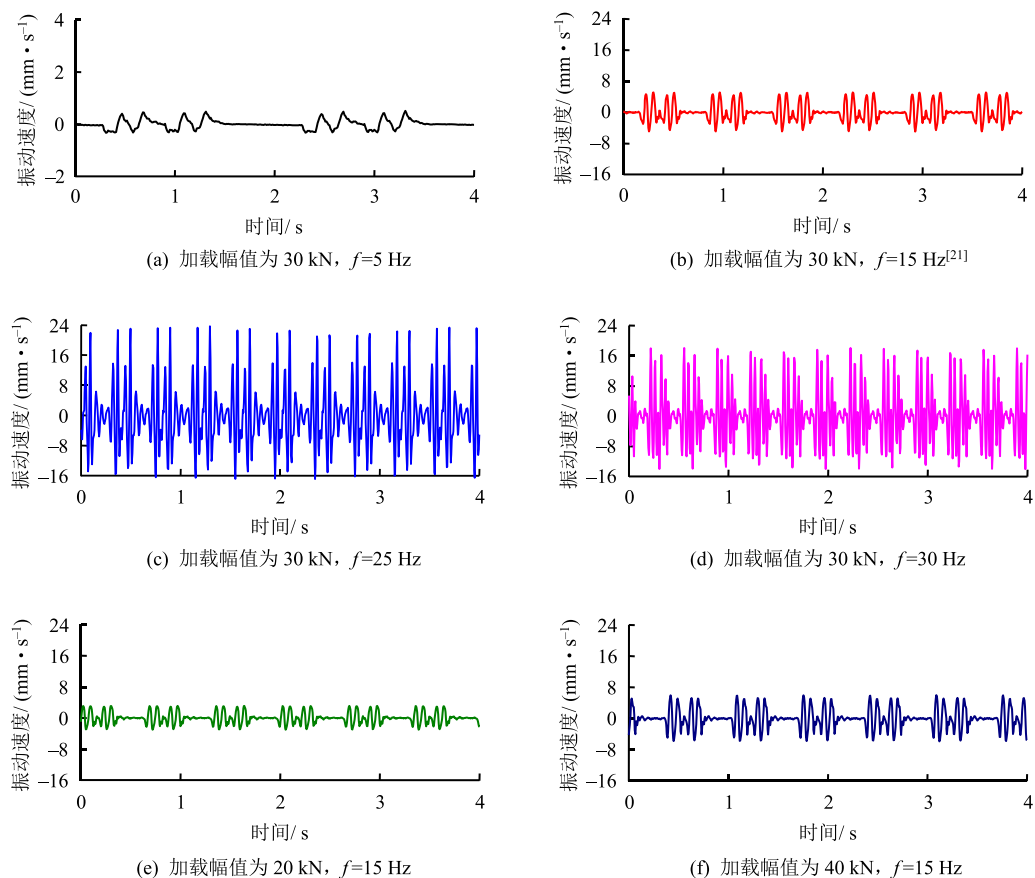


图 18 振动速度时程响应

Fig.18 Time-history responses of vibration velocity

图 19 不同工况下 V_3 处振动速度时程响应Fig.19 Time-history responses of vibration velocity at V_3 in different cases

X 形桩桩网复合地基内部 V_{11} 处的振动速度时程响应如图 20 所示。

保持加载幅值 30 kN 不变, 从 5~30 Hz, 振动速度响应幅值增加了 5 443.35%; 加载频率每增加 1 Hz, 振动速度响应幅值平均增加 217.72%。与路堤表面 V_3 处的振动速度相比, 复合地基内部 V_{11}

处振动速度的增长幅度受加载频率的影响更大。保持加载频率 15 Hz 不变, 加载幅值从 20~40 kN, 振动速度响应幅值增加了 84.70%; 加载幅值每增加 1 kN, 振动速度响应幅值平均增加 4.23%。加载幅值对 V_3 和 V_{11} 的影响大致相当。 V_3 与 V_{11} 处振动速度幅值增量的比较见表 1。

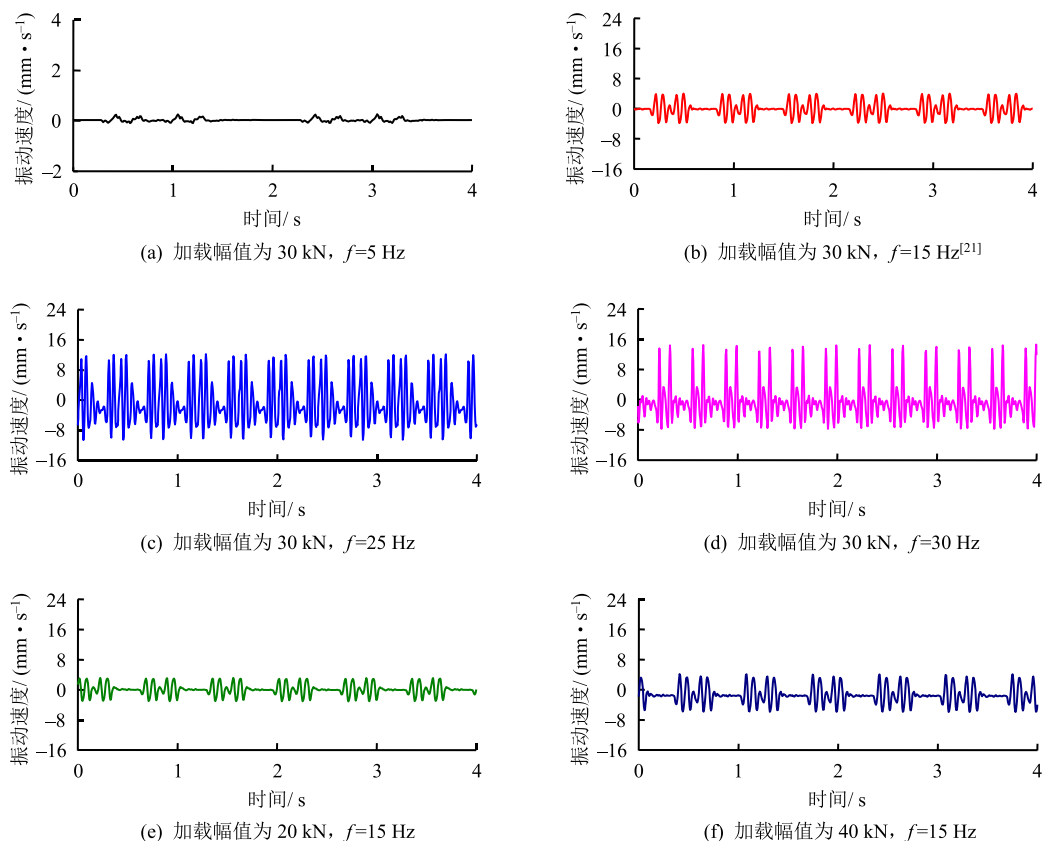


图 20 不同工况下 V_{11} 处振动速度时程响应

Fig.20 Time-history responses of vibration velocity at V_{11} in different cases

表 1 不同位置处土体振动速度幅值的平均增量
Table 1 Average increment of vibration velocity at different locations

类别	土体振动速度幅值的平均增量/%	
	加载频率增长 1 Hz	加载幅值增加 1 kN
基床表层 V_3	92.21	4.72
地基内部 V_{11}	217.72	4.23

4.6 关于 25 Hz 的讨论

纵观动土压力、动位移、格栅动应变、桩身动应变、振动速度等测试内容, 各测点在 25 Hz 时是否出现极值现象如表 2 所示。由表 2 可以看出, 25 Hz 时出现极大值的情况只发生在地基面处、地基面以上路堤内部及其表面。有研究^[27-28]表明: 当列车速度达到了铁路路基某层土的瑞利波速时, 路基、列车都会出现剧烈振动, 出现类共振现象, 此时列车

的速度被定义为临界速度。据此研究再结合本试验中出现极大值的情况, 可以推断, 本次模型试验中, 25 Hz 对应的车速达到了 X 形桩桩网复合地基模型路堤部分的瑞利波速, 出现了临界速度^[21]。这种现象在现场试验中也有发生^[26]。这对路基和列车极为不利, 实际工程中应尽量避免发生。瑞利波速的表达式为

$$c_R = kc_s = k\sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1)$$

式中: c_R 为瑞利波速; k 为与泊松比有关的系数; c_s 为剪切波速; G 为剪切模量; ρ 为土体密度。

由此可见, 不同的路基刚度对应的瑞利波速也不一样, 类共振现象出现时的列车车速也不一样。改变土体的刚度, 可以避免类共振现象发生。

表 2 加载频率为 25 Hz 时出现极大值的位置
Table 2 Locations of maximum value at loading frequency of 25 Hz

4-3 桩顶土	轨道板上	格栅动	桩身动	土体振动	土体振动
压力 E_s	动位移 D_1	应变 G_3 、 G_8	应变 S_9	速度 V_3	速度 V_{11}
出现	未出现	出现	未出现	出现	未出现

5 结 论

本文开展了 X 形桩网复合地基大比例尺模型试验, 重点研究了动土压力、动位移、格栅动应变、桩身动应变、振动速度等的时程响应规律, 得出了以下结论:

(1) 加载频率和加载幅值均对动土压力有较大影响。随着加载频率增大, 桩底土压力远大于桩顶处土压力, 这主要是桩、土界面波的能量反射作用的结果。加载频率越大, 加载幅值每增加 1 kN, 动土压力响应幅值平均增量就越大。

(2) 保持加载幅值 30 kN 不变, 加载频率每增加 1 Hz, 动位移响应幅值平均增加 5.60%; 保持加载频率 15 Hz 不变, 加载幅值每增加 1 kN, 动位移相应幅值平均增加 4.35%, 加载频率和加载幅值均对动位移有较大影响。与无桩无网路堤相比, X 形桩网复合地基加固软土地基, 减振效果显著。

(3) 在相同的加载频率与加载幅值下, 桩顶正上方格栅动应变响应幅值的增长幅度约是桩间土正上方格栅动应变响应幅值增长幅度的 2 倍。

(4) 高速运行的重载列车对 X 形桩桩身局部产生的瞬态应力较大。X 形桩桩底动应变突然变大, 主要是桩、土界面波的能量反射作用的结果。

(5) 同一位置处, 加载频率对振动速度的影响远大于加载幅值对其影响。与路堤表面相比, 桩网复合地基内部振动速度的增长幅度受加载频率的影响更大。加载幅值对路堤表面和地基内部的影响大致相当。

(6) 本次模型试验中, 在地基面以上路堤部分监测到了列车达到临界速度、出现类共振的现象, 实际工程中应通过改变土体的刚度尽量避免这种现象发生。

参 考 文 献

[1] 连峰, 龚晓南, 崔诗才, 等. 桩-网复合地基承载性状现场试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(4): 1057-1062.
LIAN Feng, GONG Xiao-nan, CUI Shi-cai, et al. Field study of bearing behavior of pile-net composite foundation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, 30(4): 1057-1062.

[2] 徐林荣, 牛建东, 吕大伟, 等. 软基路堤桩-网复合地基试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(10): 2149-2154.
XU Lin-rong, NIU Jian-dong, LÜ Da-wei, et al. Experimental study on pile-net composite foundation of high-speed railway on soft soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 28(10): 2149-2154.

[3] LIU H L, NG Charles W W, FEI K. Performance of a geogrid-reinforced and pile-supported highway embankment over soft clay: case study[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2007, 133(12): 1483-1493.

[4] CHEN R P, XU Z Z, CHEN Y M, et al. Field tests on pile-supported embankments over soft ground[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 136(6): 777-785.

[5] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. *Ground Engineering*, 1988, 25(6): 12-18.

[6] 饶为国, 江辉煌, 侯庆华. 桩-网复合地基工后沉降的薄板理论解[J]. 水利学报, 2002, 4(4): 23-27.
RAO Wei-guo, JIANG Hui-huang, HOU Qing-hua. Thin plate theoretical solution of post construction settlement of pile net composite foundation[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2002, 4(4): 23-27.

[7] HAN J, BHANDARI A, WANG F. DEM analysis of stresses and deformations of geogrid-reinforced embankments over piles[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2012, 12(4): 340-350.

[8] WU L J, JIANG G L, JU N. P. Behavior and numerical evaluation of cement-fly ash-gravel pile-supported embankments over completely decomposed granite soils[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2019, 19(6): 04019048.

[9] RUI Rui, HAN Jie, ZHANG Lei, et al. Simplified method for estimating vertical stress-settlement responses of piled embankments on soft soils[J]. *Computers and Geotechnics*, 2020, 119(3): 103365.

[10] 黄宇华, 徐林荣, 周俊杰, 等. 基于改进 Terzaghi 方法的桩网地基桩土应力计算[J]. 岩土力学, 2020, 41(2): 667-675.
HUANG Yu-hua, XU Lin-rong, ZHOU Jun-jie, et al. Calculation of pile-soil stress in pile-net composite foundation based on improved Terzaghi method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2020, 41(2): 667-675.

[11] 潘高峰, 刘先峰, 袁胜洋, 等. 云桂客专 CFG 桩网结构路堤侧向变形规律试验研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(增刊 2): 1-11.
PAN Gao-feng, LIU Xian-feng, YUAN Sheng-yang, et al.

- Lateral deformation of embankment with the CFG pile-net structure for Yun—Gui passenger dedicated line[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2020, 41(Suppl. 2): 1-11.
- [12] 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 Hong, JIANG Guan-lu, WEI Yong-xing. 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.
- [13] 叶阳升, 张千里, 蔡德钧, 等. 高速铁路桩网复合地基低矮路基动静荷载传递特性研究[J]. 高速铁路技术, 2010, 1(1): 10-15.
- YE Yang-sheng, ZHANG Qian-li, CAI De-gou, et al. On static and dynamic load transfer peculiarity of low embankment for high speed railway pile-net composite foundation[J]. **High Speed Railway Technology**, 2010, 1(1): 10-15.
- [14] HEITZ C, LÜKING J, KEMPFERT H G. Geosynthetic reinforced and pile supported embankments under static and cyclic loading[C]//Proceedings of EuroGeo4: 4th European Geosynthetics Conference. Edinburgh: [s. n.], 2008: 1-8.
- [15] 李华明, 蒋关鲁, 刘先峰. CFG 桩加固饱和粉土地基的动力特性试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1550-1554.
- LI Hua-ming, JIANG Guan-lu, LIU Xian-feng. Study of dynamic characteristics of saturated silty soil ground treated by CFG columns[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(5): 1550-1554.
- [16] 马利衡. 沪宁城际高速铁路振动及其对周围环境影响研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2015.
- MA Li-heng. Research on vibration of Shanghai-Nanjing intercity high-speed railway and its environmental impact[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2015.
- [17] WANG H L, CHEN R P. Estimating static and dynamic stresses in geosynthetic-reinforced pile-supported track-bed under train moving loads[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2019, 145(7): 14.
- [18] LIU H L, ZHOU H, KONG G Q. XCC pile installation effect in soft soil ground: a simplified analytical model[J]. **Computers and Geotechnics**, 2014, 62: 268-282.
- [19] SUN G C, KONG G Q, LIU H L, et al. Vibration velocity of X-section cast-in-place concrete (XCC) pile-raft foundation model for a ballastless track[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2017, 54(9): 1340-1345.
- [20] NIU T T, LIU H L, DING X M, et al. Model tests on XCC-piled embankment under dynamic train load of high-speed railways[J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2018, 17(3): 581-594.
- [21] 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 Ting-ting, LIU Han-long, DING Xuan-ming, et al. Piled embankment model test on vibration characteristics under high-speed train loads[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(3): 872-880.
- [22] VAN EEKELLEN S J M, BEZUIJEN A, LODDER H J, et al. Model experiments on piled embankments, part I[J]. **Geotextiles and Geomembranes**, 2012, 32(3): 69-81.
- [23] 马立秋, 张建民, 陈祖煜. 爆炸离心模型试验边界效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(1): 49-54.
- MA Li-qiu, ZHANG Jian-min, CHEN Zu-yu. Boundary effects in blasting centrifuge modeling[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2013, 32(1): 49-54.
- [24] 徐进. 高速铁路路基模型试验系统研究与动力分析[D]. 长沙: 中南大学, 2012.
- XU Jin. Research on model test system of high speed railway subgrade and dynamics analysis[D]. Changsha: Central South University, 2012.
- [25] 詹永祥, 蒋关鲁. 无砟轨道路基基床动力特性的研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(2): 392-396.
- ZHAN Yong-xiang, JIANG Guan-lu. Study of dynamic characteristics of soil subgrade bed for ballastless track[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(2): 392-396.
- [26] 卿启湘, 王永和, 赵明华. 秦沈客运专线路桥(涵)过渡段路基的动力特性分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(9): 2415-2421.
- QING Qi-xiang, WANG Yong-he, ZHAO Ming-hua. Research on dynamic performance of bridge(culvert)-subgrade transition section on Qin-Shen high-speed railway[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(9): 2415-2421.
- [27] MADSHUS C, KAYNIA A M. High-speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed[J]. **Journal of Sound and Vibration**, 2000, 231(3): 689-701.
- [28] KAYNIA A M, MADSHUS C, ZACKRISSON P. Ground vibration from high-speed trains: prediction and counter-measure[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2000, 126(6): 531-537.