

狭小场地内高频激振试验台隔振设计及其对周边环境影响的数值计算分析

李利¹ 李艳东² 苏谦²

1. 中铁第六勘察设计院集团有限公司 天津 300308

2. 西南交通大学土木工程学院 四川 成都 610031

【摘要】：对某实验室狭小场地内的高频振动基础进行了隔振设计，综合采用了混凝土排桩、隔振沟及基础下方土体加固等隔振措施。对隔振设计方案进行了数值计算分析，计算结果表明上述隔振措施可以满足安全要求，可为我国类似地层中振动基础的隔振设计提供一定的借鉴意义。

【关键词】：狭小场地；高频激振；隔振设计；数值计算

1 引言

近年来我国大规模建设高速铁路，2021年底建设里程已经接近4万公里。随着高铁的运营时间的不断加长，高铁列车车轮的非圆化或车轮多边形磨耗问题逐渐显现^[1]。高阶车轮非圆化会加大列车运行过程中的轮轨冲击作用，导致轮轨激励在某些固定频段响应加大，进而引起车体结构的损坏，对列车运行的安全性造成极大的威胁。如果严重的车轮非圆化问题不能得到妥善解决，势必会使轮轨动力学行为恶化，最终制约高速铁路的长期可持续发展^[2]。为此，某实验室拟建设高频激振试验平台，通过小轨道轮多边形阶数和幅值模拟在高速运营速度下，车轮与钢轨之间的高频激振作用，用来试验解决轨道车辆复杂结构部件的非线性共振机理问题、极端载荷工况下的结构破坏和损伤累积问题以及结构变形的轮轨力无损测试技术问题，如图1所示。由于拟建设的高频激振试验台位于实验室厂房内，场地相对狭小，周边紧邻试验厂房的柱下独立基础和既有试验轨道，对拟建试验台的隔振要求很高，需进行全面严格的设计，并分析其合理性。

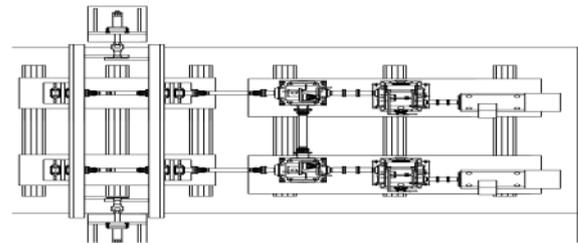


图1 拟建高频激振试验台

2 工程概况及水文地质条件

2.1 工程概况

拟建设场地为某实验室内，该实验室为轻型工业单层厂房结构，柱下为独立基础。拟建高频激振平台位于厂房中部的型钢柱与既有轨道之间，靠近实验室中柱位置。临近的既有轨道为实验室内其他试验项目的通行列车轨道，需保证在高频激振平台建设期间正常使用。试验台场地布置如图2~4所示。既有轨道需考虑60t列车自重。中间型钢柱下独立基础为底面长5m，宽4m，高0.6~1m的锥形基础。

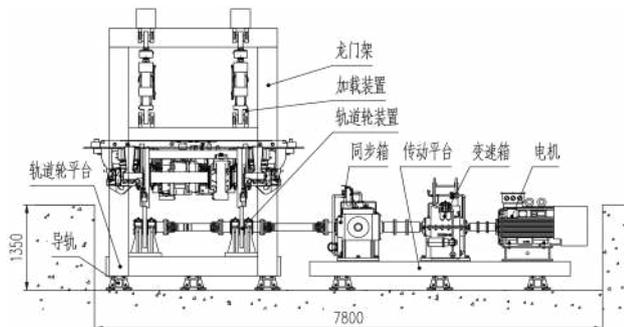


图2 拟建高频激振试验台现场图

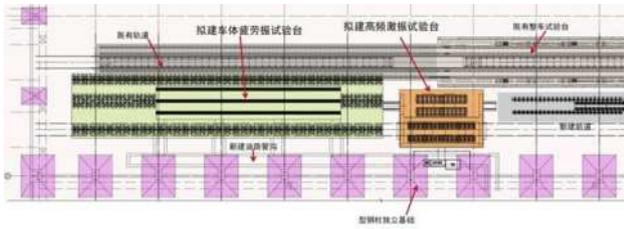


图3 拟建高频激振试验台场平面布置图

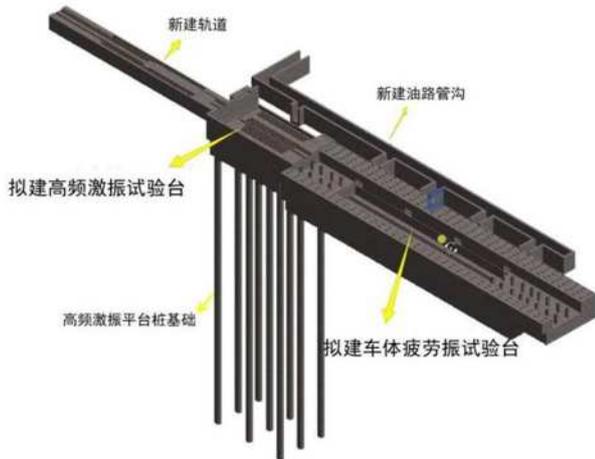


图4 建成场地效果图

拟建高频激振平台长约 10m，宽约 7m，采用桩基承台基础结构形式，承台高 3.2m，承台下布置 9 根 $\phi 800\text{mm}$ 钻孔灌注桩，桩长 32.5m。临近高频激振平台为同期建设的车体疲劳试验台，该试验台采用整体块形基础，基础长约 37m，宽约 7m，深约 5m。

高频激振平台与车体疲劳试验台同期建设，基坑采用整体开挖。基坑长约 50m，宽约 7m，深约 5m。围护结构采用钻孔桩加内支撑形式，其中围护桩采用直径 0.6m 间距 1m 钻孔桩，桩长约 9m。内支撑设一道 $\phi 609$ 钢管撑。

整个场地基坑开挖支护图如下图 5 所示。

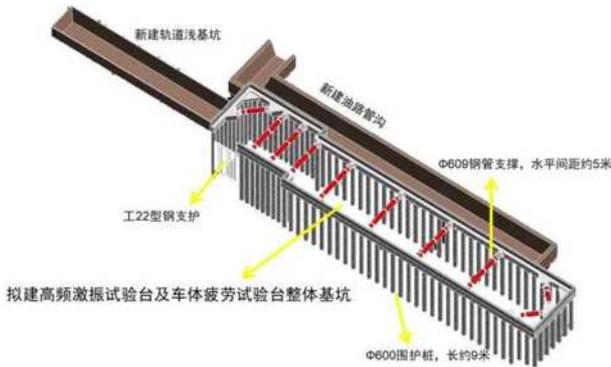


图5 拟建基坑支护结构效果图

2.2 水文地质条件

场地地层从上至下地层一次为①层，素填土；②层，粉质黏土，可塑偏软状态，中高压缩性，稍有光泽，干强度和韧性中等， $f_{ak}=150\text{kPa}$ ；③层，粉质黏土，可塑状态，中高压缩性，稍有光泽，干强度和韧性中等， $f_{ak}=170\text{kPa}$ ；④层，粉质黏土，硬塑状态，中压缩性，稍有光泽，干强度和韧性中等， $f_{ak}=240\text{kPa}$ ；⑤层，全分化粉砂质泥岩，泥质胶结，胶结性能差，易钻进，手可捏碎， $f_{ak}=280\text{kPa}$ ；⑥层，强风化粉砂质泥岩，泥质胶结，胶结性差，钻进难度增大，岩芯较为破碎，手可折断或捏碎，局部夹钙质胶结硬质砂岩，致密较坚硬， $f_{ak}=350\text{kPa}$ ；⑦中风化粉砂质泥岩，泥质胶结，钻进难度增大，岩芯呈柱状，较为完整，浸水后手可掰开，局部夹钙质胶结硬质砂岩，致密较坚硬， $f_{ak}=500\text{kPa}$ 。拟建工程场地内环境水主要为地下水，实测地下水稳定水位为 4.70~5.30m，场地水文地质如下图 6 所示。

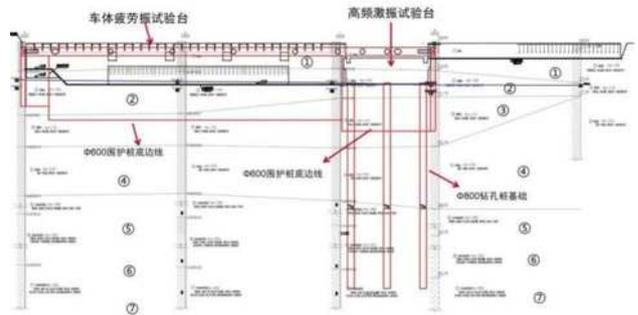


图6 场地地质纵剖面图

3 隔振措施设计

拟建高频激振平台最大振动加速度约为 200g，参振质量约为 2t。试验时，轮轨速度最大为 500km/小时，最大振动频率约为 1200Hz。在上述激振条件下，为保护实验室厂房结构及其他设备不被振动损坏，试验台的隔振设计尤为关键。根据文献^[3-6]研究，轮轨振源激励由竖向激励、横向激励、纵向激励组成。针对高铁车辆车轮擦伤，车轮踏面几何不平顺，车轮偏心问题，主要为竖向激励，该竖向激励主要为冲击荷载，即钢轨接头不良、岔口，车轮不圆顺引起的高频冲击激励^[7]。根据竖向激励产生振动的传播路径，在高铁轮轨减震措施方面，目前主流减隔振措施主要为振源强度控制措施、传播途径控制措施以及建筑物振动控制措施三个方面。针对高频激振平台的减振措施综合采取了上述三种措施，以便控制振动损害。

3.1 振源强度控制措施

当固体表面振动时，阻抗取决于该表面的质量和刚度（压缩性）以及振动频率。这意味着，针对同一振源，轻质量的物体会比重质量物体引起更高的振动水平。根据上述原

则,为控制高频试验台自身振动强度,需对其基础采取加强措施,包括基础竖向承载力加强以及结构自重加大。考虑场地浅覆盖层为中软土,基岩层为中风化粉砂岩这一条件,为加大高频试验台基础竖向承载力,拟对其采取桩基承台的基础形式,如图4所示。高频激振平台采用桩基承台形式,不仅可以将竖向加速度产生的压力传递到基岩层中,降低振动沉降变形,而且可以将桩间土用来提供阻抗,从而实现了提高了振动试验台的阻抗刚度和质量,从而实现降低振源强度的目的。

3.2 传播途径控制措施

在传播途径控制措施研究上,国内外进行了大量研究,目前主要的控制措施包括隔振沟、排桩、桩板墙以及波阻块(WIB)等等。在隔振措施中,隔振沟是最常用办法,考虑隔振沟的深度和波长,该方法适用于中高频振动波的隔离^[8]。通过国内外的理论分析及现场试验,隔振桩个隔振板墙具有很好的隔振效果,桩的排数越多,隔振结构厚度越大,隔振效果越好^[9]。根据国外研究,在竖向荷载作用下,波阻块(WIB)的隔振效果不如和隔振沟。

根据上述在传播途径上的隔振措施分析,考虑隔振效果和场地条件,结合场地基坑开挖支护措施,拟建高频激振平台采用了隔振沟和隔振桩两种隔振措施,并在水平接触面采用了弹性抗压橡胶垫。如下图7所示。

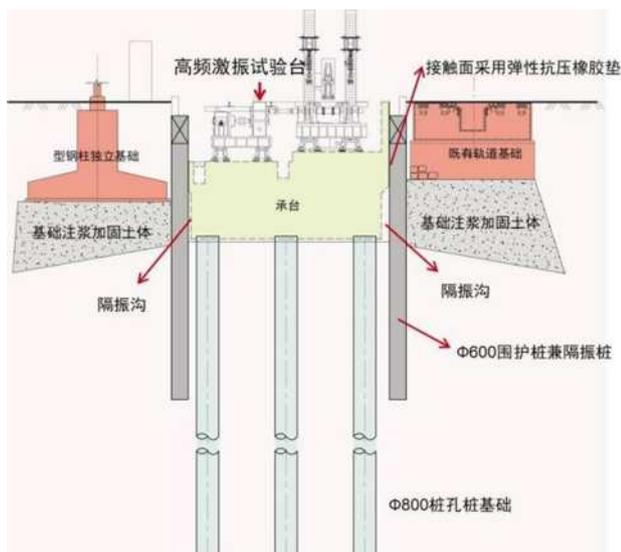


图7 高频激振平台隔振措施

3.3 周边构筑物振动控制措施

振动波在土体内部传播,由于土体内部土颗粒结构的变化而引起阻尼衰减。这种衰减分为与距离有关的几何阻尼衰

减及与土质有关的粘滞阻尼衰减。拟建高频激振试验台由于场地固定,故几何阻尼衰减难以调整,而主要控制土质的粘滞阻尼衰减,这方面设计主要采用对周边临近的既有基础采取基地注浆加固的方式来实现,如图7所示。采用基础下的土体加固,可以提高基础的抗变形能力,增加基础下土体的刚度和阻尼,降低振动影响。

4 隔振方案的数值计算分析

4.1 模型建立及边界条件

为评估高频激振平台在轮轨接触激振荷载作用下所产生的动荷载对厂房独立基础、既有轨道和车体疲劳试验平台的影响,依据上述设计方案建立了ABAQUS有限元数值计算分析模型,如下图8所示,模型长89m,宽23m,深42.5m。计算土体均采用摩尔-库伦弹塑本构模型模拟,考虑了土层材料的阻尼特性并赋予了线性阻尼参数。混凝土基础及加载钢架均采用线弹性模型模拟。由于有限元模型尺寸较大,为了减少计算量和降低收敛难度,同时保证模型由于有限元模型尺寸较大,为了减少计算量和降低收敛难度,同时保证模型计算的精确度,对若干结构的局部形状和细节进行了简化(如厂房独立基础简化为柱状、疲劳试验台下只考虑了距离激振试验台较近的6根桩基),将模型部件按设计图纸精确的进行装配。右侧各延伸1m,模型尺寸为89m×23m×42.5m(长×宽×高)。模型边界采用ABAQUS中的标准边界条件,即模型底部限制位移和转动,模型前后左右边界限制侧向位移和转动变形。

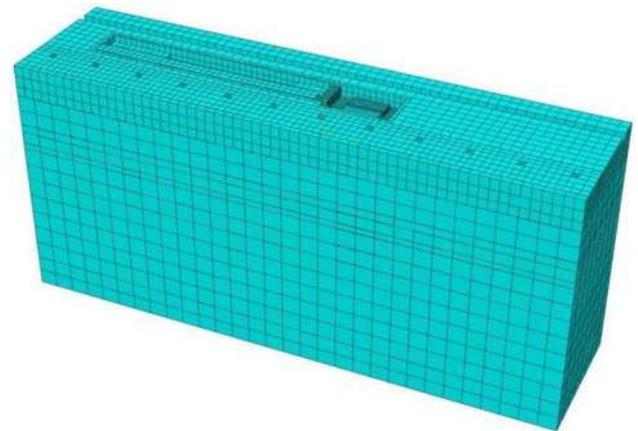


图8 数值计算模型

4.2 材料参数

模型中采用的土体和其他材料的计算参数分别如表4-1和表4-2所示。瑞利阻尼系数 α 、 β 根据地勘资料阻尼比^[10-12]计算得出。

表 4-1 土体计算参数

土层	名称	密度(kg/m ³)	变形模量 (MPa)	泊松比	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (°)	瑞利阻尼系数 α	瑞利阻尼系数 β
①	杂填土	1954	15	0.25	8	19	0.058624	0.005465
②	粉质黏土	1977	13	0.3	8	19	0.06589	0.00565
③	粉质黏土	2010	13	0.3	8	19	0.03144	0.00293
④	粉质黏土	1850	13	0.3	8	19	0	0.0002
⑤	全风化粉砂质泥岩	2000	600	0.2	0	25	0	0.0002
⑥	强风化粉砂质泥岩	2000	600	0.2	0	25	0	0.0002
⑦	中风化粉砂质泥岩	2000	600	0.2	0	25	0	0.0002

注：弹性模量取 6.5 倍变形模量值^[13]。

表 4-2 其他材料计算参数

材料	密度 (kg/m ³)	弹性模量 (Pa)	泊松比
混凝土	2500	3.6e10	0.2
钢材	7830	2.059e11	0.3

4.3 激振荷载计算

4.3.1 模型建立

高频激振试验台主要通过转向架车轮与轨道轮滚动接触产生激振荷载，该荷载模拟的是铁路系统中的轮轨动力接触荷载。为了模拟高频激振试验台产生的高频激振荷载，采用车辆-轨道耦合系统系统动力分析模型，考虑钢轨波磨的激扰，生成高频激振荷载。车体、构架和轮对采用刚体单元模拟，一系悬挂及二系悬挂简化为弹簧和阻尼元件。考虑车体及前后构架的沉浮和点头位移，钢轨采用弹性点支承 Euler 梁模拟。根据车辆-轨道耦合系统动力学^[14-15]，建立车辆-轨道耦合系统动力分析模型，如图 9 所示。

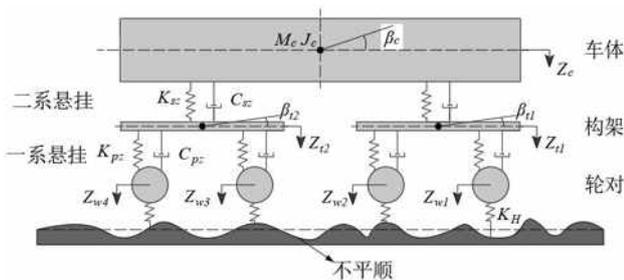


图 9 车辆-轨道耦合系统动力模型

4.3.2 轨道不平顺

钢轨波磨不平顺数据^[16]为实测某高速线路钢轨所得。测试段钢轨发生明显波磨现象，其波长范围位于 125~165mm 之间，波深为 0.064mm。钢轨波磨采用连续的谐波不平顺模拟（如图 10 所示），即：

$$Z_0 = \frac{1}{2}a(1 - \cos \omega t) \quad (0 \leq t \leq \frac{L}{v})$$

式中， Z_0 为 t 时刻轨面不平顺值； a 为不平顺波深；频率 $\omega = \frac{2\pi v}{L}$ ， L 为不平顺波长， v 为运营速度。

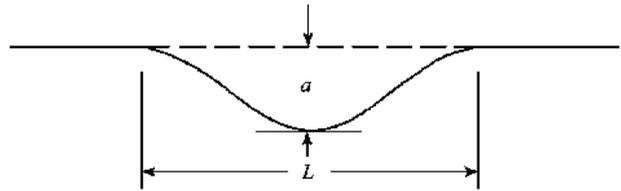


图 10 单一谐波不平顺激扰

由于高频激振平台中的轨道轮直径为 660 mm，轮轨接触的周期长度为：

$$l = \pi D = \pi \cdot 0.66 = 2.073 \text{ m}$$

因此，在轮轨接触模型中，轨道结构的每 2.073 m 相当于一个轨道轮的转动周期。

高频激振试验台的测试频率最高为 1200 Hz，最高试验运行速度为 500 km/h，因此，当产生 1200 Hz 的激振力时，需要的钢轨波磨波长为：

$$L = \frac{v}{f} = \frac{500 / 3.6}{1200} = 115.7 \text{ mm}$$

因此，钢轨波磨的波长选为 115.7 mm，波深取为 0.15 mm^[17-19]。在钢轨模型中，取 4 个轨道轮转动周期的钢轨波磨不平顺，用于计算轮轨接触力。在车辆-轨道耦合系统动力分析模型中采用的钢轨波磨不平顺如图 11 所示，图中不平顺幅值的负值表示钢轨轨面下凹。

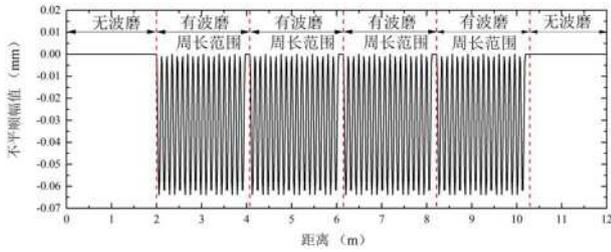


图 11 钢轨波磨不平顺

4.3.3 激振荷载

根据车辆-轨道耦合系统动力分析模型,考虑上述轨道不平顺,在 500 km/h 的行车速度下生成轮轨接触力,如图 12 所示。由该图可知,当无波磨激励时,轮轨接触力较为稳定。出现波磨激励时,轮轨接触力迅速增大,最大值为 160 kN。最小值为 0,说明多次出现跳车现象,主要的原因是行车速度过高,导致减载较为严重。

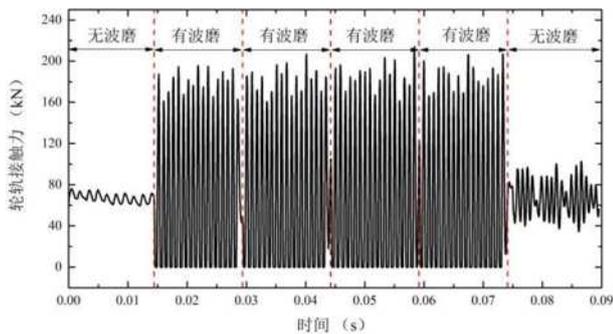


图 12 轮轨接触力时程

将轮轨接触力时程进行快速傅里叶变换,得到轮轨接触力的频谱,如图 13 所示。由该图可知,轮轨接触力的主频为 1206Hz,与 1200Hz 的理论值较为接近。

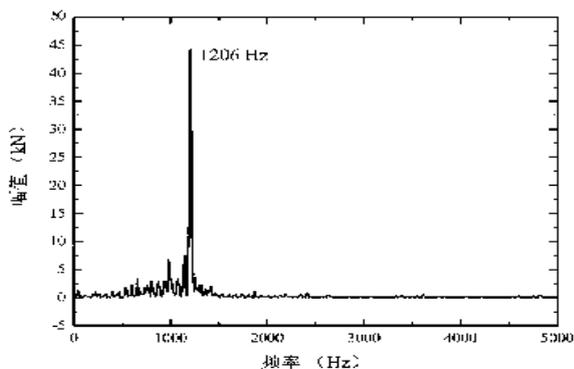


图 13 轮轨接触力频谱

因此,采用上述图中四段周长范围内受轨道不平顺激励产生的轮轨接触力时程作为高频激振试验台的激振荷载。当四段轮轨接触力不足以对周围建筑和轨道结构产生振动影响时,对接触力进行复制从而实现持续加载。激振荷载加载如下图 14 所示。

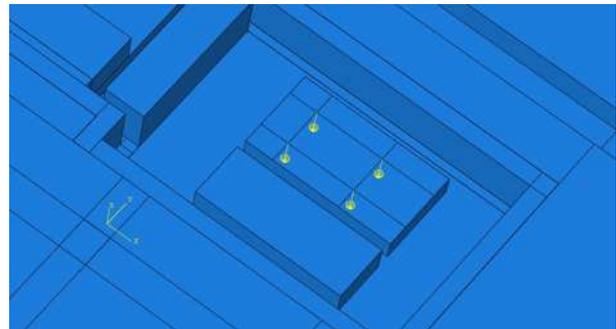


图 14 激振荷载施加示意图

由于激振荷载作用时间短,本模型部件之间的相互作用采用绑定约束,激振荷载采用上述计算单个车轮激振荷载计算结果,模型中将 4 个激振集中荷载等效转换成加载底座范围的四个均布面力,同时作用于激振钢台,以模拟列车的一个转向架作用。分析步大小设为固定值 0.001s,总加载时间为 5s。

4.4 计算结果及分析

针对高频试验台的周边的厂房独立基础及既有轨道的控制标准,根据 GB5007-2011《建筑地基基础设计规范》表 5.3.4 中的要求,独立基础地基变形要求 $\leq 10\text{mm}$ 。此外根据轨道交通行业中对既有轨道变形的控制要求,对厂房内既有轨道沉降控制要求 $\leq 3\text{mm}$ 。

4.4.1 振动影响范围

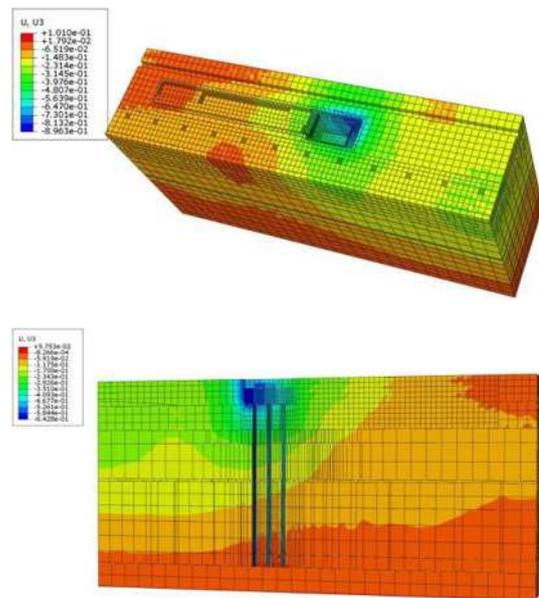


图 15 竖向动位移云图

如图 15 所示为高频激振荷载作用下模型的横向动位移 U2 云图。由图可知,轮轨高频激振荷载作用下,产生的横向动位移整体影响范围较小,位移范围为 $-1.27\text{mm} \sim 0.54\text{mm}$,主要集中在激振试验台基础邻近区域及激振试验台基础上

的承载桩部位,对临近2处独立基础及轨道邻近激振台区域影响较大,对疲劳试验平台影响较小,在远离激振试验加载台的土层范围基本不产生影响。

4.4.2 激振荷载对厂房独立基础的影响

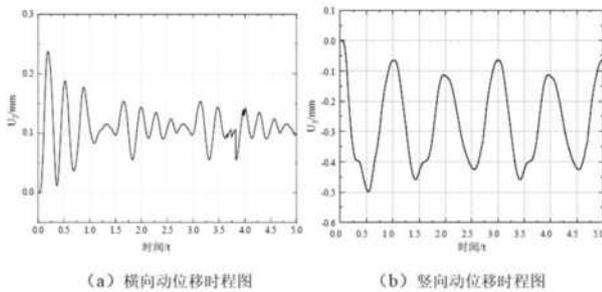


图 16 最近独立基础动位移时程曲线

如图 16 所示为激振荷载作用下,距离激振台最近的独立基础上中心节点的横向动位移(y 方向,朝激振试验平台方向为正)与竖向动位移(z 方向,竖直向上为正,下同)时程曲线。由图可知,在激振荷载作用下最近的独立基础动位移呈周期性波动。其中,横向动位移为正值,周期约为 0.307s,加载时间为 0.192s 时,最大动位移为 0.24mm。竖向动位移为负值,周期性较好,周期约为 1.0s,加载时间为 0.535s 时,最大动位移为-0.50mm,远小于控制标准 10mm,满足安全要求。

参考文献:

- [1] 金学松,吴越等.高速列车车轮多边形磨耗、机理、影响和对策分析[J].机械工程学报,2020,56(16):118.
- [2] 刘佳.高速列车车轮多边形磨耗、机理、影响和对策分析[D].硕士学位论文,西南交通大学,2016.
- [3] X.Sheng. Ground vibration generated from trains [D].University of Southampton, 2001.
- [4] C.Esveld. Modern railway track [M]. Zaltbommel:MRT Productions,2001.
- [5] L.Fryba, Dynamisc of railway bridges [M].London:Thimas Telford,1996.
- [6] 翟婉明.车辆-轨道耦合动力学(第二版)[M].北京:中国铁道出版社,1997.
- [7] 袁俊.城市轨道交通隔振减振机理及措施研究[D].博士论文,西安建筑科技大学,2010.
- [8] 栗润德.地铁列车引起的地面振动及隔振措施研究[D].博士论文,北京交通大学,2008.
- [9] 李志毅,等.多排桩屏障远场被动隔振分析[J].岩石力学与工程学报,2005,24(21):3990-3995.
- [10] 薛富春,张建民.移动荷载作用下高速铁路轨道-路基-地基耦合系统振动加速度的空间分布特征[J].岩土工程学报,2014,36(12):2179-2187.
- [11] Connolly D. Ground borne vibrations from high speed trains [J]. 2013.
- [12] Olivier B, Connolly D P, Alves Costa P, et al. The effect of embankment on high speed rail ground vibrations [J]. International Journal of Rail Transportation, 2016, 4(4): 229-246.
- [13] 薛富春,张建民.移动荷载作用下高速铁路路基动应力的空间分布[J].铁道学报,2016,38(01):86-91.
- [14] Li T, Su Q, Kaewunruen S. Influences of dynamic material properties of slab track components on the train-track vibration

4.4.3 激振荷载对既有轨道的影响

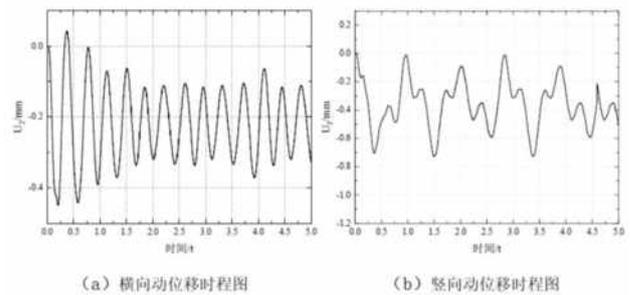


图 17 既有轨道动位移时程曲线

如图 17 所示为在激振荷载作用下,既有轨道上距离激振试验台基础最近的节点动位移时程曲线。由图可知,在激振荷载作用下,既有轨道节点横向动位移呈周期性波动,周期约 0.368s,在 0.206s 时刻出现最大值-0.45mm,小于控制标准 3mm,满足安全要求。

5 结论

针对某实验室高频振动基础进行了隔振设计,综合采用了隔振桩、隔振沟以及基础下土体加固等隔振措施,经过对隔振设计方案的数值计算分析,计算结果表明上述隔振设计可满足周边环境要求,为类似地层中振动基础的隔振设计提供一定的借鉴意义。

interactions [J]. Engineering Failure Analysis, 2020: 104633.

[15] Li T, Su Q, Kaewunruen S. Influences of piles on the ground vibration considering the train-track-soil dynamic interactions[J]. Computers and Geotechnics, 2020, 120: 103455.

[16] 张志远.波磨对 CRTS II 型板式无砟轨道振动特性影响分析[J].铁道建筑,2013(10):92-94.

[17] 温泽峰.钢轨波浪形磨损研究[J].中国铁道科学,2007,28(1):136-138.

[18] 谷永磊,赵国堂,金学松,等.高速铁路钢轨波磨对车辆-轨道动态响应的影响[J].中国铁道科学,2015,36(4):27-31.

[19] 谷永磊.高速铁路无砟轨道钢轨波浪形磨损机理研究[D].博士学位论文.北京:北京交通大学,2017.