
第二章 高架桥系统下的高铁地震波 激发过程研究

王之洋^{1,3,4}, 陈朝蒲^{1,3,4}, 白文磊^{1,3,4}, 李幼铭^{2,3,4*}

1 北京化工大学, 北京 100029

2 中国科学院地质与地球物理研究所, 中国科学院油气资源研究院重点实验室, 北京 100029

3 高铁地震学联合研究组, 北京 100029

4 非对称性弹性波动方程联合研究组, 北京 100029

0 引言

随着高铁建设的大范围铺开, 针对高铁的研究不断涌现 (Metrikine 和 Popp, 1999; Sheng et al., 1999, 2003, 2006, 2015; Wu 和 Thompson, 2000; Takemiya, 2003, 2005; Takemiya 和 Bian, 2007; Lombaert et al., 2006; Auersch, 2008; Xia et al., 2009; Gao et al., 2019; Cao 和 Chen, 2019; Liu 和 Jiang, 2019; Wang et al., 2019a, 2019b; Zhang et al., 2019a, 2019b; Chen 和 Cao, 2020; Wang et al., 2020)。相比于传统的“绿皮火车”以及动车, 无论是从环境科学还是从工程防护的角度, 研究和评估由高铁列车通过所激发和传播的地震波, 都是更为重要的。其原因是, 高铁列车在大部分时间里, 是行驶在高架桥上的。而当高铁列车行驶通过高架桥时, 其激发和传播地震波的机制与行驶在地面上时的高铁列车是不同的 (Wang et al., 2020)。为了更好地利用高铁列车这一移动震源, 进行浅层地质构造成像和反演以及开展工程防护研究, 就需要重点研究高架桥系统下高铁列车激发和传播地震波的规律, 即高架桥系统下的高铁列车地震波效应, 其所激发地震波的机制, 主要与地面介质和高架桥桩基础相互作用有紧密的关系。

笔者认为研究高架桥系统下的高铁列车地震波效应, 更需要关注地面以下高架桥的桥墩与周边岩土介质的相互作用, 故而认为高铁地震震源不仅分布在高架桥与地面接触的地表, 还分布在地下, 且随深度变化, 震源的强度也会发生改变。于是, 研究高架桥系统下高铁列车激发和传播地震波的规律, 不仅要构建地面介质和高架桥桩基础相互作用的机制模型, 还要构建地下介质的模型; 数值模拟结果表明, 地下介质是均匀的还是分层的, 是否考虑介质内微孔隙结构, 都使得所激发出来的地震波, 在波型和能量分布上的显著差异。如果只将高架桥视为简单地置放在地面上的一个装置, 而不去关注高架桥地面以下部分与岩土介质的相互作用, 以及岩土介质的具体参数, 则合成地震记录与实际记录的相关性并不高。对高架

桥系统下的高铁列车地震波效应的研究，尽管目前尚处于起步阶段。却已有若干关键性的认识。首先，当高铁列车行驶经过高架桥时，一种特殊的振动频率会产生，从而触发结构传播的波动（Fryba, 2001; Kwark, 2004）。笔者认为当高铁列车以300km/h的运行时速行驶通过桥墩跨度为32.6m的高架桥时，特定频率的地震波被激发，该地震波的频率在3Hz以及10Hz附近。其次，视高铁列车和高架桥为一种双梁系统时，地震波是通过地面介质和高架桥桩基础的相互作用而激发的，且这种相互作用又受到高架桥整体结构惯性的影响（Takemiya 和 Bian, 2007）。为便于阐述，文中将地面介质和高架桥桩基础相互作用激发地震波的机制简化为几种情况的综合作用。地面介质和高架桥桩基础相互作用激发地震波的机制可以简化为以下四种情况的综合作用：

- 1) 将桩基础的地下部分抽象为随深度衰减的若干等间隔虚拟延时激发点震源；
- 2) 高铁列车通过时，高架桥桥墩受到了巨大的横向和垂向荷载作用，且传递给桩基础，继而传递给岩土介质，发生相互作用激发地震波。因此，每一个虚拟点震源中皆包含有横向和垂向的振动；
- 3) 因岩土介质微结构/微缺陷相互作用必产生有不均匀性效应（第十五章和第十六章中详细阐述）；
- 4) 高架桥桩基础周围岩土（重固结土或岩石）受到围压和剪切作用时，将产生的变形局部化现象（第十五章和第十六章详细阐述）。

最后，将桩基础的地下部分作为抽象成的等间隔虚拟点震源，且以“分级点火”的激发形式的；这里的“分级点火”有两个含义：首先，不仅激发时间出现延迟，且随桩插入地下深度的增加，点震源的强度会出现衰减。其次，激发地震波的震源类型应该是一种爆炸震源，而不用飞机起降的震源，这与在地面系统下是不一样的。“分级点火”的激发形式，说明高架桥系统下高铁激发地震波的问题，不单单是移动震源激发地震波的问题，更应是类似于一种延迟激发的线性叠加。另外，高架桥的桥墩在高铁列车快速经过时，出现了一种振荡运动，且激发了周围岩土（重固结土或岩石）的变形局部化现象，更适合运用广义连续介质力学理论描述（Wang et al., 2020）。

本章参考和谐号CRH5型电力动车组的参数，给出了高架桥系统下的高铁列车荷载模型，同时，结合河北省定兴县高铁线路上的高架桥的实际情况以及周边区域地质条件，构建了简化的高架桥模型。在此基础上，阐述高铁列车通过高架桥激发地震波机制，得出高铁列车震源时间函数，并对高架桥系统下的高铁列车激发地震波进行有限差分数值模拟以及格林函数的推导。文中引入“虚拟点震源”，“分级点火”概念，旨在于简化地面介质和高架桥桩基础的相互作用的阐述和数值模拟，以便阐明高架桥系统下高铁列车行驶时所激发和传播地

震波的规律。

2.1 高架桥系统概述

上节中已说明，当高铁列车行驶通过高架桥时，其激发和传播地震波的机制与高铁列车行驶在地面时是不完全相同，于是，文中将高铁列车的地震波效应研究，划分为两个不同的类别：

1) 高铁列车通过地面（没有高架桥）时，称之为地面系统下的高铁列车地震波效应。

该系统包括高铁列车车厢，转向架，轮组对，铁轨，轨枕，地面介质状态等元素，其所激发地震波的机制，主要与车厢-轮组对-轨道-地面介质之间的相互作用有关；

2) 高铁列车通过高架桥，称之为高架桥系统下的高铁列车地震波效应。

高架桥系统包括在地面系统已有的组成元素上，还包括高架桥，桥墩，桩基础等元素，激发地震波的机制主要与车厢-轮组对-轨道-高架桥-桥墩-桩基础-地面介质的相互作用有关。

相比于地面系统下的高铁列车地震波效应，高架桥系统下的高铁列车地震波效应，更多地考虑了高铁列车、高架桥（包括桥墩，桩基础等构造）及与地面介质之间的动态和静态相互作用。

为了描述高铁列车通过高架桥激发地震波机制，笔者构建了两个模型；分别是高架桥系统下的高铁列车荷载模型以及简化的高架桥模型。其中高架桥系统下的高铁列车荷载模型，包含有高铁列车车厢、轮组对、铁轨、桥墩等元素，借以描述高铁列车通过轮组对与高架桥桥墩的相互作用。简化的高架桥模型包含高架桥桥墩、桩基础、地面介质状态等元素，描述高架桥桥墩通过桩基础与地面介质之间的相互作用。基于上述两个模型，文中得以具体阐述高架桥系统下的高铁激发地震波的机制，并经推导给出了相对应的震源时间函数和格林函数。

2.2 高架桥系统下的高铁列车荷载模型

和谐号 CRH5 型电力动车组是我国在融合、吸收国外先进技术的基础上，以掌握核心技术为目标，以产、学、研为一体所打造的中国铁路自主品牌的系列高速动车组，是高铁干线和区际铁路间的主要高铁列车型号，也是中国未来铁路蓝图规划中的重要组成部分；因此，笔者以和谐号 CRH5 型电力动车组的动车组为模板，给出高铁列车荷载模型。

CRH5 型动车组一般为八辆编组，分为两个相对独立的动力单元，一个单元由三辆动车和一辆拖车组成，另一个单元由两辆动车和两辆拖车组成。CRH5 型动车组，首尾车辆设有司机室，可以双向驾驶。该动车组可由 2 列 8 辆短编组连挂成 1 列 16 辆长编组运营。CRH5

型动车组的牵引功率为 5500kw，列车总长度为 211.5m，总重量为 451t。头车车辆长度为 27.6m，中间车辆长度为 25m，车辆宽度为 3.2m，车体高度为 4.27m，车辆定距为 19m，轨距为 1.435m；每节车厢包含前后两个转向架，每个转向架包含两组轮组对，转向架前后轮组对固定轴距为 2.7m，每个转向架最大轴重为 17t。

首先，为了给出地面系统下的高铁列车荷载模型，如图 2-1 所示，不考虑轮组对-轨道、轨道-轨枕-地面介质的动态相互作用以及实际的轨道属性，而仅将 CRH5 型动车组视为 N 节车厢前后转向架上的一系列轮组对荷载 G_{n1}, G_{n2} 的线性组合，以运行时速 c 沿 x 轴正向行驶。其中， L 为车厢长度， a 为每个转向架的前后轮轴间距， b 为前后转向架的中心间距，即车厢定距， G_{n1}, G_{n2} 为每节车厢前后转向架上的轮组对荷载，空载情况下，忽略车厢因素， $G_{n1} = G_{n2} = 170\text{kN}$ ，显然也可以考虑高铁实际载客量后，将每个车厢的轮组对荷载设置为不同的值。

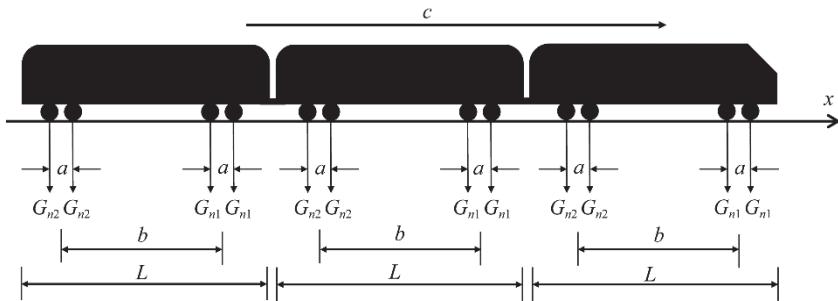


图 2-1 地面系统下的高铁列车载荷模型

为研究地面系统下的高铁列车激发地震波的机制，文中将之简化为车厢前后转向架上的 4 组轮组对，依次对地面的施加准静态力的作用，从而激发地震波，也就是说将高铁列车每节车厢的前后 4 组轮组对，视作为移动的点震源，以速度 c 行驶 t 时刻后，所激发的地震波，当是移动点源线性叠加的结果，此时可以给出地面系统下的高铁列车激发地震波的震源时间函数：

$$f(x, y, z, t) = \sum_{n=1}^N \left[G_{n1} \delta\left(x - ct + \sum_{i=0}^{n-1} L_i \right) + G_{n1} \delta\left(x - ct + \sum_{i=0}^{n-1} L_i + a \right) + G_{n2} \delta\left(x - ct + \sum_{i=0}^{n-1} L_i + a + b \right) + G_{n2} \delta\left(x - ct + \sum_{i=0}^{n-1} L_i + 2a + b \right) \right] g(t) \delta(y) \delta(z), \quad (2-1)$$

式中， $t \geq 0$ ， $\delta(\cdot)$ 为狄拉克 δ 函数 $g(t)$ 为激发地震波的震源类型，其决定了时域和频域的地震波响应特征， f_0 是高铁列车的固有振动频率。

公式(2-1)所示的震源时间函数表明,当高铁列车在地面行驶时,其所激发的地震波记录等效于 $4*N$ 个移动的点震源激发的地震记录。

接下来,给出高架桥系统下的高铁列车荷载模型,见图2-2。其中, L_B 为高架桥跨度。当高铁列车行驶通过高架桥时, N 节车厢前后转向架上的轮组对荷载 G_{n1}, G_{n2} 依次施加在高架桥的每个桥墩上,继而由桥墩底部的桩基础传递到岩土层,通过桩基础与地面介质的相互作用激发地震波。在该高铁列车荷载模型中,不考虑轮组对-轨道以及轨道-高架桥的动态相互作用以及实际的轨道属性,高架桥的每一个桩基础仅承受由高铁列车通过时所产生的准静态力作用。

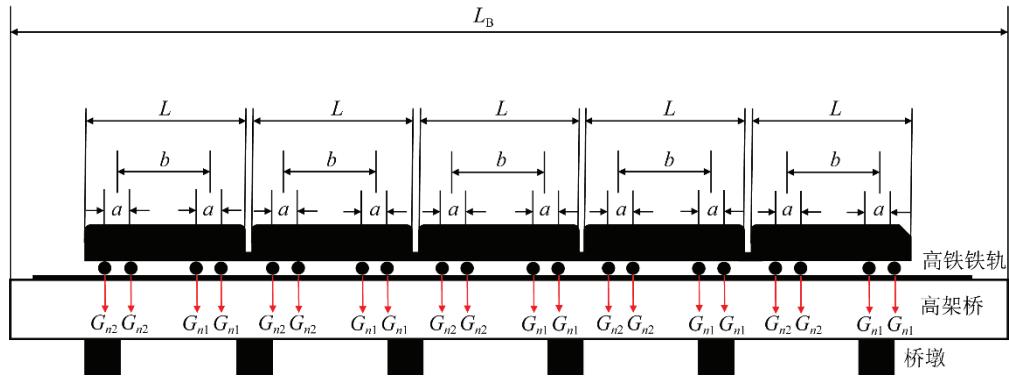


图2-2 高架桥系统下的高铁列车载荷模型

假设高铁列车以恒定的运行时速 c 行驶通过高架桥,首先考虑单个桥墩的情况,此时高铁列车通过单个桥墩时所激发地震波的震源时间函数可表示为:

$$f(x, y, z, t) = \sum_{n=1}^N \left[\begin{array}{l} G_{n1}g\left(t - \frac{L}{c}(n-1)\right) \\ + G_{n1}g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{a}{c}\right) \\ + G_{n2}g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{a+b}{c}\right) \\ + G_{n2}g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{2a+b}{c}\right) \end{array} \right] \delta(x)\delta(y)\delta(z), \quad (2-2)$$

实际上,高铁列车行驶通过高架桥时会对桥墩产生巨大的横向荷载,如果考虑横向点震源的作用,则公式(2-2)的震源时间函数可进一步表示为:

$$f(x, y, z, t) = f_v \sum_{n=1}^N \left[G_{n1} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1)\right) + G_{n1} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{a}{c}\right) + G_{n2} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{a+b}{c}\right) + G_{n2} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{2a+b}{c}\right) \right] \delta(x) \delta(y) \delta(z), \quad (2-3)$$

公式 (2-2) 与公式 (2-3) 相比, 增加了向量 $f_v = [\lambda \ 0 \ 1]^T$, 其中 λ 表示横向点震源与垂向点震源大小的比值。

在此基础上, 不失一般性, 笔者考虑高铁列车行驶通过 M 个桥墩的情况。当高铁列车行驶通过高架桥时, N 节车厢前后转向架上的轮组对荷载 G_{n1}, G_{n2} 依次施加在高架桥 M 个桥墩上, 桥墩将荷载传递到深埋于地下的桩基础中, 并且通过与地面介质的相互作用, 激发并传播地震波, 整个过程类似于“延迟激发”。因此, 公式 (2-3) 的震源时间函数可进一步改写为:

$$f(x, y, z, t) = f_v \sum_{i=1}^M \sum_{n=1}^N \left[G_{n1} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1)\right) + G_{n1} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{a}{c}\right) + G_{n2} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{a+b}{c}\right) + G_{n2} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{2a+b}{c}\right) \right] \delta(x - x_0 - d(i-1)) \delta(y) \delta(z), \quad (2-4)$$

式中, x_0 为高铁列车行驶方向的第一个桥墩的位置, d 为高架桥的桥墩跨度。

2.3 简化的高架桥模型

值得注意的是, (2.1~2.4) 式中所给出的高架桥系统下的高铁列车荷载模型以及震源时间函数, 只考虑了高架桥的地上部分; 笔者认为, 高架桥系统下的高铁列车激发地震波的机制中, 更需要进一步考虑高架桥的地下介质的部分, 其与岩土介质的相互作用是不可忽视的。因此, 有必要结合高架桥模型, 对高架桥系统下的高铁列车激发地震波的机制进行更进一步深入的研究和探讨。

本文将结合河北省定兴县高铁线路上的高架桥的实际情况以及周边区域的地质条件, 再进一步构建了简化的高架桥模型。

首先, 简单阐述高架桥相关结构的基本情况。高铁高架桥由桥墩支撑, 而桥墩是建立在

桩基础之上的，桩基础是通过承台把若干根桩的顶部联结成整体，共同承受动静荷载的一种深基础；而桩是设置于土中的竖直或倾斜的基础构件，其作用在于穿越软弱的高压缩性土层或含水层，将桩所承受的荷载传递到更硬、更密实或压缩性较小的地基持力层上，用以满足承载力和沉降的要求。桩基础由两部分组成，其中包括深深插入地下的桩和连接桩顶的桩承台（简称承台），如图 2-3 所示。根据实际应用环境的不同，桩基础又可以分为高承台桩基础和低承台桩基础，见图 2-4。前者承台底面位于地面以上，水平受力性能差，但施工方便；后者承台底面位于地面以下，其受力能好，具有较强的抵抗水平荷载的能力，但施工不方便。

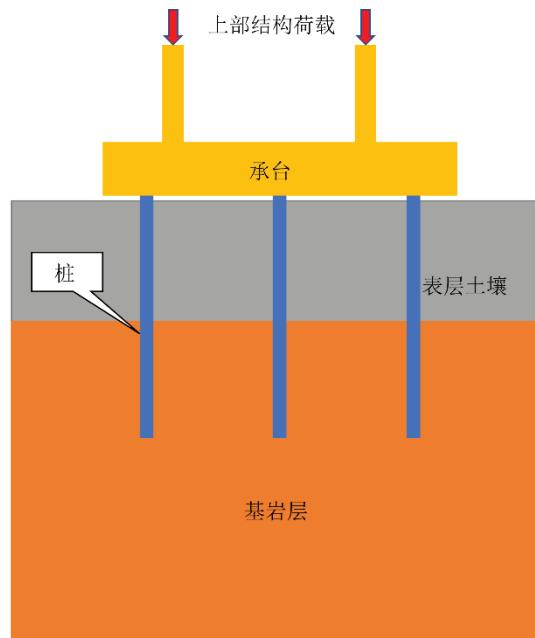


图 2-3 高架桥桩基础示意图

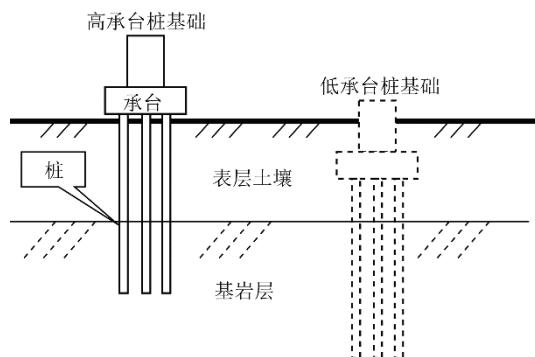


图 2-4 高承台桩基础和低承台桩基础示意图

对于高承台桩基础，还分别有单桩和多桩的形式。所谓的单桩，采用一根桩（通常为大直径桩）以承受和传递上部结构（通常为柱）荷载的独立桩。对承台而言，一桩一承台（一柱）的也称单桩。而多桩则指的是由多根桩组成的桩基础，用以承受荷载及建筑物重量。单桩和多桩高承台桩基础具体区别可见图 2-5。本节中，笔者采用单桩高承台桩基础，借此给

出简化的高架桥模型。

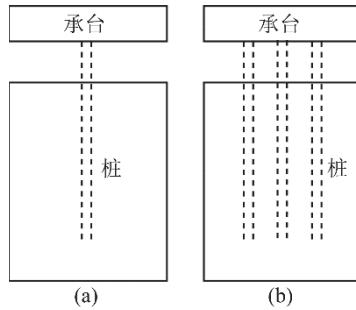


图 2-5 单桩和多桩高承台桩基础示意图。(a) 单桩高承台桩基础; (b) 多桩高承台桩基础。

其次，笔者参考了河北省定兴县高铁线路周边区域的地震勘探结果。2019 年 8 月底，中国科学院地质与地球物理研究所，北京大学以及西安交通大学等单位组成的高铁地震学联合研究组，在河北省定兴县采集了高铁列车行驶通过高架桥时的实际地震资料。通过对当地表层地质条件的初步岩性调查认识可知，该地区表层为粘土或砂质粘土类的第四系松散沉积物，且厚度较大，故而对高频成分产生衰减作用，影响资料分辨率。同时，参考资料也表明，工区表层基本分为三层结构，低速层主要为含水较少的地表层，厚度大致为 $0.6m \square 3.3m$ ，速度 $300m/s \square 410m/s$ ；降速层为含水不饱和层，厚度大致为 $2.1m \square 6.2m$ ，速度 $500m/s \square 1400m/s$ ；高速层为含水饱和层-潜水面，速度 $1600m/s \square 2000m/s$ 左右。

结合上述分析，笔者构建简化的高架桥模型，如图 2-6 所示。该简化的高架桥模型中，地面模型分为两层，第一层是厚度为 $10m$ 的低速土壤层，纵波速度、密度分别设置为 $0.5km/s$ 和 $400kg/m^3$ ；第二层是厚度为 $90m$ 的高速基岩层，纵波速度、密度分别设置为 $1.6km/s$ 和 $1400kg/m^3$ 。高架桥由 M 个桥墩底部的单桩高承台桩基础支撑，单桩深深插入地下直至基岩（图中红色虚线所示）。笔者假定高架桥桥墩的所有桩基础插入地下的深度都是一致的，均为 $50m$ 。当高铁列车通过高架桥时，桥墩依次承受了三个方向上的荷载（二维情况下为垂向荷载和横向荷载），桥墩将这三个方向的荷载传递给与地面接触的桩基础。通过桩基础的地下部分与地面介质的相互作用，从而激发和传播地震波。

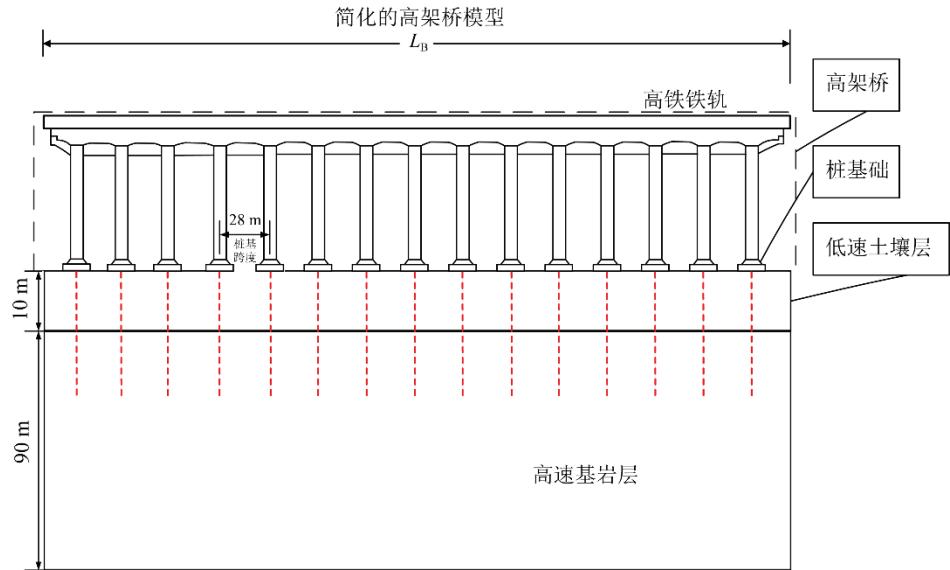


图 2-6 简化的高架桥模型

2.4 高铁列车通过高架桥激发地震波机制

在给出了高架桥系统下的高铁列车荷载模型以及简化的高架桥模型的基础上,笔者将进一步阐述高铁列车通过高架桥激发地震波的机制,并给出高架桥系统下的高铁列车激发地震波的震源时间函数。

当高铁列车行驶通过高架桥时,桩基础能将横向和垂向荷载传递到岩土介质中,同时,通过与岩土介质的相互作用,激发地震波。为了理解和说明高架桥系统下高铁列车激发地震波的机制,笔者将桩基础的地下部分抽象为随深度衰减的几个等间隔虚拟延时激发点震源,每一个虚拟点震源包含横向和垂向的震源,分别为平行于高铁列车行驶方向以及垂直向下的方向,如图 2-7 所示。因此,在公式 (2-4) 的基础上,震源时间函数可进一步改写为:

$$f(x, y, z, t) = f_{vl} \sum_{j=1}^K \sum_{i=1}^M \sum_{n=1}^N \left[G_{n1} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{D}{v_p}(j-1)\right) + G_{n1} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{D}{v_p}(j-1) - \frac{a}{c}\right) + G_{n2} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{D}{v_p}(j-1) - \frac{a+b}{c}\right) + G_{n2} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{D}{v_p}(j-1) - \frac{2a+b}{c}\right) \right] \delta\left(\frac{x-x_0}{-d(i-1)}\right) \delta(y) \delta\left(\frac{z-z_0}{-D(j-1)}\right), \quad (2-5)$$

其中, z_0 为垂直方向第一个虚拟震源的位置, D 为垂直方向虚拟点震源的空间间隔, k 为虚拟点震源数量, D/v_p 为每个虚拟点震源激发的时间间隔, v_p 为 P 波在桩上的传播速度。

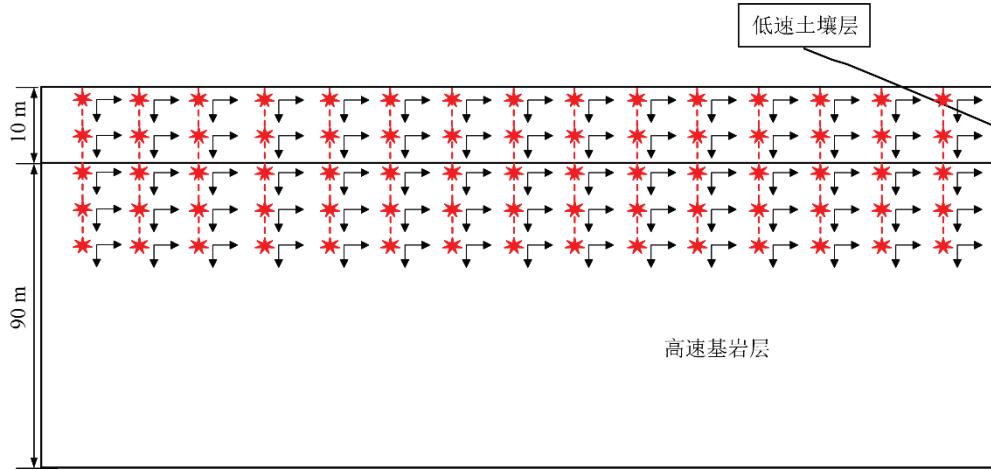


图 2-7 桩基础地下部分虚拟点震源示意图

实际上，桩基础的地下部分是以“分级点火”的形式激发地震波，这意味着不仅激发时间不同，而且虚拟点震源的强度也随着深度的增加而衰减。同时，通过桩基础激发地震波的震源类型应该是一种爆炸震源，而不是飞机起降的震源，这与在地面系统下高铁列车激发地震波的情况是不一致的。综上，最终给出的震源时间函数为：

$$f(x, y, z, t) = f_w \sum_{j=1}^K \sum_{i=1}^M \sum_{n=1}^N \zeta^{j-1} \left[G_{n1} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{D}{v_p}(j-1)\right) + G_{n1} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{D}{v_p}(j-1) - \frac{a}{c}\right) + G_{n2} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{D}{v_p}(j-1) - \frac{a+b}{c}\right) + G_{n2} g\left(t - \frac{L}{c}(n-1) - \frac{d}{c}(i-1) - \frac{D}{v_p}(j-1) - \frac{2a+b}{c}\right) \right] \delta\left(\frac{x-x_0}{-d(i-1)}\right) \delta(y) \delta\left(\frac{z-z_0}{-D(j-1)}\right), \quad (2-6)$$

其中， ζ^{j-1} 表示随着深度的增加而设置的衰减项， ζ 表示衰减系数。公式 (2-6) 即为高架桥系统下的高铁列车激发地震波的震源时间函数。

高架桥系统下高铁列车激发地震波的机制主要与车厢-轮组对-轨道-桩基础-地面介质的相互作用有关，如果忽略车厢-轮组对-轨道之间的动态相互作用，则可认为是高架桥桩基础的地下部分在巨大荷载的作用下，与地面介质产生相互作用而激发地震波，这种相互作用可以视为点震源以“分级点火”的形式激发的综合结果。值得注意的是，高架桥系统下高铁列车激发地震波的机制还应该考虑岩土介质微结构/微缺陷相互作用所产生的不均匀性效应以及岩石或者混凝土在围压作用下，重固结土在剪切作用下，出现的变形局部化现象，通过对实际和理论合成数据的比较分析，笔者认为，当高铁行驶通过高架桥时，桩将巨大的荷载传递给岩土介质，岩土介质在围压和荷载的作用下，将出现变形局部化现象。上述内容将在第

十五章和第十六章详细阐述。

2.5 高架桥系统下的格林函数

这一节，笔者将给出高架桥系统下的格林函数。

Johnson (1974) 给出弹性波方程：

$$(\lambda + \mu) \nabla (\nabla \cdot u(x, y, z, t)) + \mu \nabla^2 u(x, y, z, t) + f(x, y, z, t) = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} u(x, y, z, t), \quad (2-7)$$

在弹性半空间中单点力源的格林函数：

$$\begin{aligned} u(x, y, z, t) &= G_{fs}(x, y, z, t; x', y', z'; f_{vl}) \\ &= \frac{1}{\pi^2 \mu r} \frac{\partial}{\partial t} \int_0^{\sqrt{\left(\frac{t-t'}{r}\right)^2 - \frac{1}{\alpha^2}}} H\left(t-t' - \frac{r}{\alpha}\right) \Re \left[\frac{\eta_\alpha M(q, p, 0, t-t', z') f_{vl}}{\sigma \sqrt{\left(\frac{t-t'}{r}\right)^2 - \frac{1}{\alpha^2} - p^2}} \right] dp \\ &\quad + \frac{1}{\pi^2 \mu r} \frac{\partial}{\partial t} \int_0^{p_2} H\left(t-t' - t_2\right) \Re \left[\frac{\eta_\beta M(q, p, 0, t-t', z') f_{vl}}{\sigma \sqrt{\left(\frac{t-t'}{r}\right)^2 - \frac{1}{\alpha^2} - p^2}} \right] dp, \end{aligned} \quad (2-8)$$

Chen和Cao (2020) 将高铁列车视为一组移动点震源，基于Johnson (1974) 的工作，得到一组移动点源的格林函数：

$$G_{ms}(x, y, z, t; x_1, \dots, x_N, v) = \sum_{i=1}^N \int_0^\infty G_{fs}\left(x, y, z, t; x_0 + \eta, 0, 0, \frac{\eta}{v}; f_{vl}\right) \Re \left[\frac{\eta_\beta M(q, p, 0, t-t', z') f_{vl}}{\sigma \sqrt{\left(\frac{t-t'}{r}\right)^2 - \frac{1}{\alpha^2} - p^2}} \right] dp, \quad (2-9)$$

如果高铁激发地震波的震源类型为 $g(t)$ ，则可以得到地面系统下高铁激发地震波的格林函数解：

$$u(x, y, z, t) = \sum_{i=1}^N \int_0^v G_{fs}\left(x, y, z, t; x_i + \eta, 0, 0, \frac{\eta}{v}; f_{vl}\right) * g(t), \quad (2-10)$$

笔者在Chen和Cao (2020) 抽象的数学模型上，进一步考虑在高架桥系统下高铁激发和传播地震波的机制，推导高架桥系统下的高铁列车激发地震波的震源时间函数。根据公式(2-6)给出的震源时间函数，高铁列车激发地震波可以看作是一系列点震源以“分级点火”的形式激发的叠加结果，因此，基于线性叠加原理，以及均匀半空间中固定点源的格林函数，可推导出高架桥系统下的均匀半空间格林函数。公式如下：

$$\begin{aligned}
& u(x, y, z, t) \\
&= \sum_{j=1}^K \sum_{i=1}^M \sum_{n=1}^N \zeta^{j-1} G_{f_5} \left(x, y, z, t; (x_0 + d(i-1)), 0, (z_0 + D(j-1)), \left(\frac{L}{c}(n-1) + \frac{d}{c}(i-1) + \frac{D}{v_p}(j-1) \right); G_{n1} \right) * g(t) \\
&+ \sum_{j=1}^K \sum_{i=1}^M \sum_{n=1}^N \zeta^{j-1} G_{f_5} \left(x, y, z, t; (x_0 + d(i-1)), 0, (z_0 + D(j-1)), \left(\frac{L}{c}(n-1) + \frac{d}{c}(i-1) + \frac{D}{v_p}(j-1) + \frac{a}{c} \right); G_{n1} \right) * g(t) \\
&+ \sum_{j=1}^K \sum_{i=1}^M \sum_{n=1}^N \zeta^{j-1} G_{f_5} \left(x, y, z, t; (x_0 + d(i-1)), 0, (z_0 + D(j-1)), \left(\frac{L}{c}(n-1) + \frac{d}{c}(i-1) + \frac{D}{v_p}(j-1) + \frac{a+b}{c} \right); G_{n2} \right) * g(t) \\
&+ \sum_{j=1}^K \sum_{i=1}^M \sum_{n=1}^N \zeta^{j-1} G_{f_5} \left(x, y, z, t; (x_0 + d(i-1)), 0, (z_0 + D(j-1)), \left(\frac{L}{c}(n-1) + \frac{d}{c}(i-1) + \frac{D}{v_p}(j-1) + \frac{a+2b}{c} \right); G_{n2} \right) * g(t),
\end{aligned} \tag{2-11}$$

根据公式 (2-11) 的格林函数，用于计算高架桥系统下的高铁列车激发地震波的合成地震记录。这里分别考虑5个桥墩和25个桥墩的情况，设置地下均匀半空间的纵波速度、横波速度、密度分别为 3000m/s , 1732m/s , 2500kg/m^3 ，具有16节车厢的高铁列车以 300km/h 沿 x 轴正方向匀速前进。

如图2-8所示，图 (a) 和 (c) 分别为5个桥墩和25个桥墩情况下的合成地震记录，图 (b) 和 (d) 分别为图 (a) 和 (c) 对应的幅频响应。由图 (a) 和 (c) 中可看出，合成地震记录的时间曲线的左右两侧振幅呈现急速衰减的特征，这代表列车驶向和驶离高架桥的阶段，且不同桥墩数量的时间曲线具有不同的形状。而相关的频谱能量基本集中在 40Hz 频率以内，且在 10Hz , 20Hz , 30Hz 频率附近出现能量峰值。

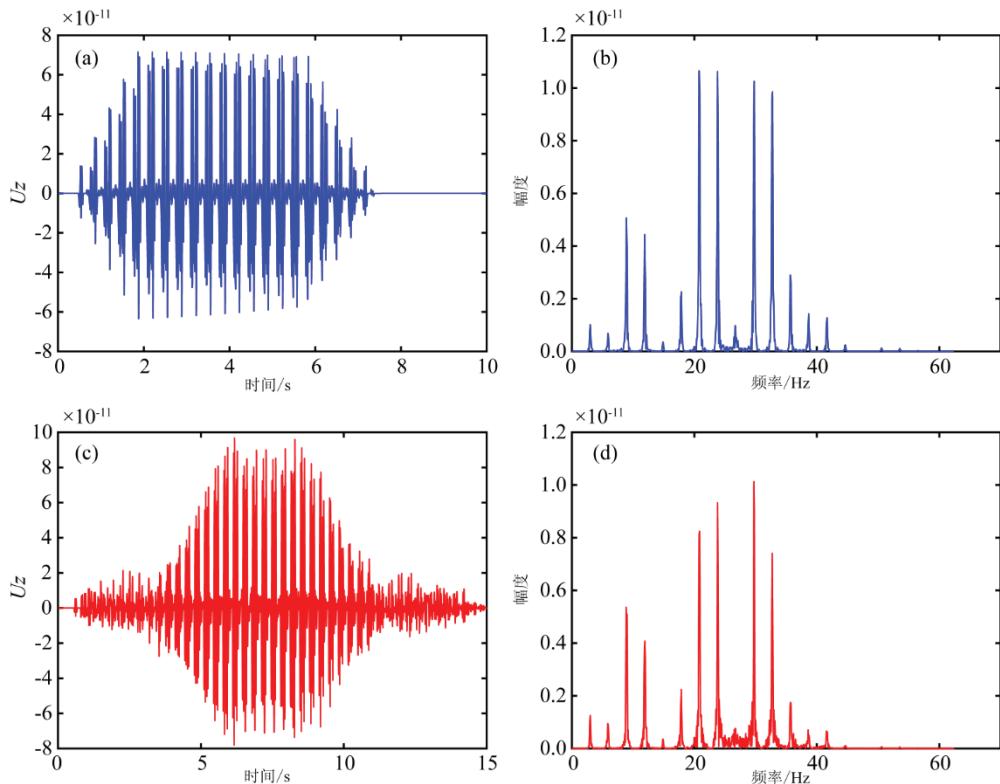


图 2-8 基于公式 (2-11) 计算的在高架桥系统下的理论震波图。(a) 高铁列车经过 5 个桥墩；(b) 图

2-8 (a) 所对应的幅频响应; (c) 高铁列车经过 25 个桥墩; (d) 图 2-8 (b) 所对应的幅频响应。

2.6 数值模拟分析

这一部分,采用交错网格有限差分算法,在上述给出的高架桥系统下的高铁列车荷载模型,简化的高架桥模型,高铁震源时间函数的基础上,进行数值模拟,合成高架桥系统下高铁激发和传播的地震记录。

设置高铁列车车厢数为 $N=16$, 行驶速度为 300km/h , 每节车厢前后轮组对荷载 $G_{n1}=G_{n2}=170\text{kN}$, 轮组对间的距离 $a=2.7\text{m}$, $b=17.5\text{m}$, 每节车厢的长度 $L=28\text{m}$, 列车的固有振动频率 $f_0=20\text{Hz}$, 横向点震源与垂向点震源的比值为 $\lambda=0.3$, 衰减系数 $\zeta=0.7$ 。高铁高架桥桥墩数量分别设置为 $M=15$, 桩基础的跨度为 $d=28\text{m}$, 桥长 $L_B=M*d$, 桩基础地下部分的基桩插入地下的深度为 $S=50\text{m}$, 桥墩地下部分设置的点源间隔为 $D=10\text{m}$, 数量为 $K=S/D=5$, 地震波在桥墩中的传播速度为 $v_p=4000\text{m/s}$, 每个离散点源的加载时间间隔为 $D/v_p=2.5\text{ms}$ 。

地面速度模型为 200×100 的两层层状模型, 网格大小为 $dx=4\text{m}$, $dz=1\text{m}$ 。第一层是厚度为 10m 的低速土壤层, 密度为 400kg/m^3 , 纵波速度为 0.5km/s ; 第二层是厚度为 90m 的高速基岩层, 密度为 1400kg/m^3 , 纵波速度为 1.6km/s 。横波速度和纵波速度的关系为 $v_p/v_s=1.7$ 。震源时间函数采用公式 (2-6), 震源类型 $g(t)=\left[1-2(\pi f_0 t)^2\right]e^{-(\pi f_0 t)^2}$, 为 Ricker 子波。 $dt=0.5\text{ms}$, $nt=20000$ 。为了能够更好地进行记录的比较, 排除数值频散和边界条件的干扰, 采用基于改进粒子群算法优化的高阶交错网格有限差分算子, 并应用 PML 边界条件。合成地震记录 (Z 分量), 见图 2-9, 其中, 检波器放置于距离桥墩 8m 处。

如图 2-9 所示, 图 (a) 为高铁列车经过 15 个桥墩所得的合成地震记录, 图 (b) 为图 (a) 对应的幅频响应。根据图 (a), 发现合成地震记录的时间曲线的左右两侧振幅呈现急速衰减的特征, 这代表列车驶向和驶离高架桥的过程可以在时间域的合成记录上清楚地观察到。同时, 合成地震记录的时间曲线具有内包络, 笔者认为这与震源衰减项有关。相关的频谱能量基本集中在 40Hz 频率以内, 且在 10Hz , 20Hz , 30Hz 频率附近出现能量峰值。这与上节的应用格林函数计算得到的合成地震记录的频谱具有一定的相似性。为了便于说明, 在数值模拟时构建了包含 15 个桥墩的简化的高架桥模型, 而实际高架桥的长度为 1000 米以上, 桥墩数量为 30 以上。由于高架桥系统下的高铁列车激发地震波可以看作是一系列点震源以“分级点火”的形式激发的叠加结果, 因此, 可以基于线性叠加的特性, 通过设置震源时间函数和观测系统的参数, 提高合成地震记录与实际地震记录的相关性。

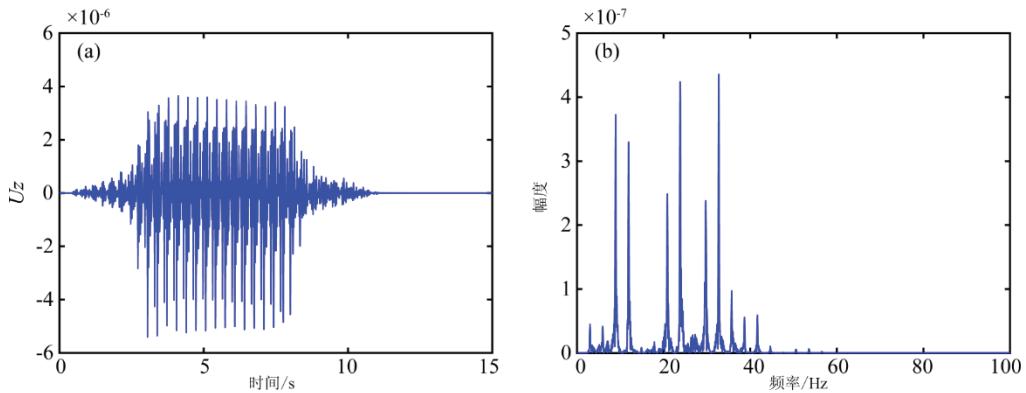


图 2-9 高架桥系统下的合成地震记录 (Z 分量)。(a) 高铁列车经过 15 个桥墩所得的合成地震记录;
(b) 图 2-9 (a) 所对应的幅频响应。

2.7 广义连续介质力学的启迪

将高架桥系统下的合成地震记录与河北省定兴县采集到的高铁列车行驶通过高架桥时的实际地震记录进行对比分析, 见图 2-10。

从图 2-10 中, 可以看出, 尽管在时间曲线上, 合成地震记录与实际地震记录具有一定的相似性, 但通过对频谱的分析, 笔者发现, 当高铁列车以 300 km/h 的运行时速通过高架桥时, 实际地震记录的能量集中在多个谱峰, 但主要是在以 10 Hz 以及 25 Hz 为中心的左右一定频段范围内, 其中, 以 10 Hz 为中心的左右一定频段范围内的能量最大。这与合成地震记录的频谱能量分布并不能很好的匹配。同时, 在采集实际数据时, 有趣地发现, 与经典连续介质力学理论预测的旋转记录相比, 实际采集到的旋转记录的幅度增加了 1-2 个数量级。

笔者认为, 高架桥桩基础的地下部分深深插入地下直至基岩层 (岩石或者重固结土), 并且被紧紧约束住。当高铁列车以 300 km/h 的速度通过时, 巨大的荷载会被传递到岩土介质, 此时, 受约束的桩将出现震荡运动, 激发出了一种必需应用广义连续介质力学框架下的旋转运动, 这种旋转运动是在引入偶应力的前提下, 考虑微结构相互作用所导致的非对称力学特征引发的。另外, 当高铁经过高架桥时, 桩将巨大的荷载传递给岩土介质, 岩土介质在围压和荷载的作用下, 将出现变形局部化现象。相比于经典连续介质力学理论, 广义连续介质力学理论更适合于描述复杂的内部微结构相互作用, 同时, 对于变形局部化现象, 广义连续介质力学理论在描述上也具有优势, 由此, 笔者尝试启用广义连续介质力学理论解释上述现象。将在第十五章和第十六章中进行详细阐述。

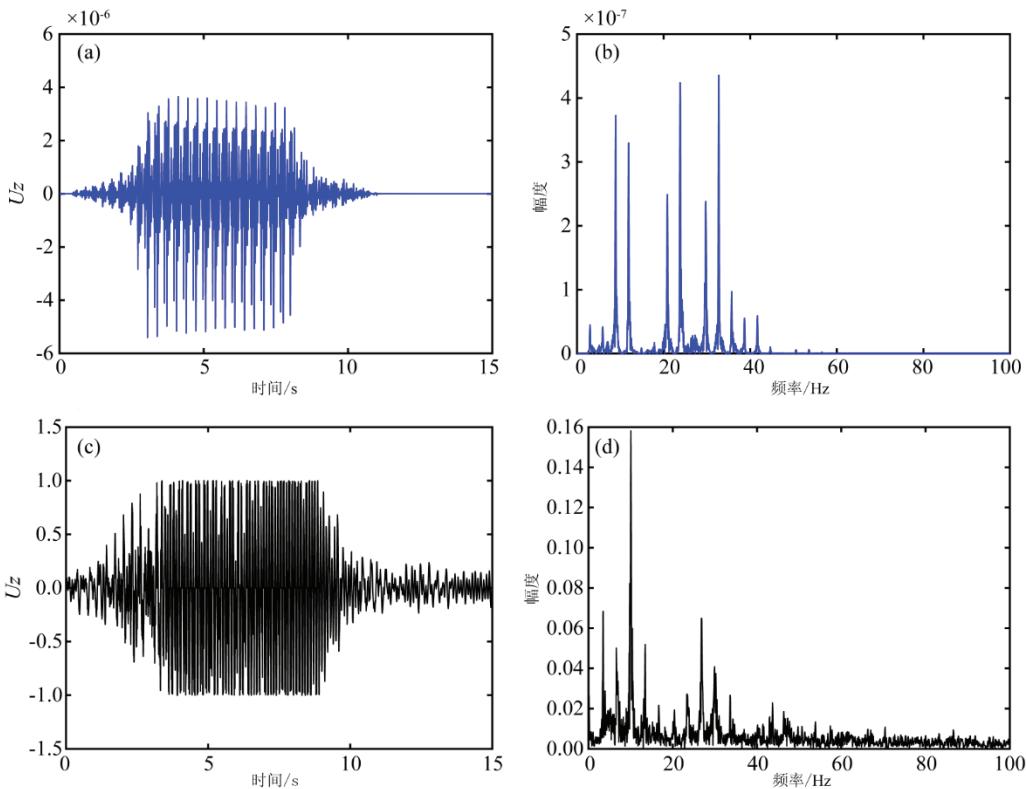


图 2-10 高架桥系统下的地震记录对比 (Z 分量)。(a) 合成地震记录; (b) 图 2-10 (a) 所对应的幅频响应; (c) 河北省定兴县采集到的高铁列车行驶通过高架桥时的实际地震记录; (d) 图 2-10 (c) 所对应的幅频响应。

附英文参考文献 (References)

- Auersch L. 2008. The effect of critically moving loads on the vibrations of soft soils and isolated railway tracks. *Journal of Sound and Vibration*, 310 (3):587-607. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2007.10.013>.
- Cao J, Chen J B. 2019. Solution of Green's function from a moving line source and the radiation energy analysis: a simplified modeling of seismic signal by a high-speed-train. *Chinese Journal of Geophysics*, 62(6):2303–2312. <https://doi.org/10.6038/cjg2019M0654>.
- Chen J B, Cao J. 2020. Green's function for three - dimensional elastic wave equation with a moving point source on the free surface with applications. *Geophysical Prospecting*, 68(4):1281 – 1290. <https://doi.org/10.1111/1365-2478.12928>.
- Fryba L. 2001. A rough assessment of railway bridges for high speed trains. *Engineering Structures*, 23(5):548-556. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00057-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00057-2).
- Gao G Y, Yao S F, Sun Y M, et al. 2019. Investigating ground vibration induced by high-speed train loads on unsaturated soil using 2.5D FEM. *Earthquake engineering and Engineering dynamics*, 124(9):72-85. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.034>.
- Kwark J W, Choi E S, Kim Y J, et al. 2004. Dynamic behavior of two-span continuous concrete bridges under moving high-speed train. *Computers and Structures*, 82(4/5):463-474. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(03\)00054-3](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(03)00054-3).

-
- Johnson L R. 1974. Green's Function for Lamb's Problem. *Geophysical Journal International*, 37(1), 99–131. <https://doi.org/10.1016/10.1111/j.1365-246x.1974.tb02446.x>.
- Liu L, Jiang Y R. 2019. Attribution extraction and feature analysis for large amount of high-speed-train events. *Chinese Journal of Geophysics*, 62(2):2313–2320. <https://doi.org/10.6038/cjg2019M0682>.
- Lombaert G, Degrande G, Kogut J, et al. 2006. The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations. *Journal of Sound & Vibration*, 297(3–5):512–535. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2006.03.048>.
- Metrikine A V, Popp K. 1999. Vibration of a periodically supported beam on an elastic half-space. *European Journal of Mechanics - A/Solids*, 18(4):679–701. [https://doi.org/10.1016/S0997-7538\(99\)00141-2](https://doi.org/10.1016/S0997-7538(99)00141-2).
- Sheng X, Jones C J C, Petyt M. 1999. Ground vibration generated by a harmonic load acting on a railway track. *Journal of Sound and Vibration*, 225(1):3-28. <https://doi.org/10.1006/jsvi.1999.2232>.
- Sheng X, Jones C J C, Thompson D J. 2003. A comparison of a theoretical model for quasi-statically and dynamically induced environmental vibration from trains with measurements. *Journal of Sound and Vibration*, 267(3):621–635. [https://doi.org/10.1016/S0022-460X\(03\)00728-4](https://doi.org/10.1016/S0022-460X(03)00728-4).
- Sheng X, Jones C J C, Thompson D J. 2006. Prediction of ground vibration from trains using the wavenumber finite and boundary element methods. *Journal of Sound and Vibration*, 293(3–5):575–586. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2005.08.040>.
- Sheng X Z. 2015. Generalization of the Fourier transform-based method for calculating the response of a periodic railway track subject to a moving harmonic load. *Journal of Modern Transportation*, 23(01):12-29. <https://doi.org/10.1007/s40534-015-0066-2>.
- Takemiya H. 2003. Simulation of track-ground vibrations due to a high-speed train: the case of X-2000 at Ledsgard. *Journal of Sound & Vibration*, 261(3):503–526. [https://doi.org/10.1016/S0022-460X\(02\)01007-6](https://doi.org/10.1016/S0022-460X(02)01007-6).
- Takemiya H, Bian X. 2005. Substructure Simulation of Inhomogeneous Track and Layered Ground Dynamic Interaction under Train Passage. *Journal of Engineering Mechanics*, 131(7):699–711. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2005\)131:7\(699\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:7(699)).
- Takemiya H, Bian X C. 2007. Shinkansen high-speed train induced ground vibrations in view of viaduct-ground interaction. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 27(6):506–520. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.11.003>.
- Wang X K, Chen J Y, Chen W C, Jiang Y R, Bao T Z, Ning J Y. 2019a. Sparse modeling of seismic signals produced by highspeed-trains. *Chinese Journal of Geophysics*, 62(2):2336–2343. <https://doi.org/10.6038/cjg2019M0662>.
- Wang X K, Chen W C, Wen J C, Ning J Y, Li J Q. 2019b. The applications of synchrosqueezing time-frequency analysis in high-speed-train induced seismic data processing. *Chinese Journal of Geophysics*, 62(2):2328–2335. <https://doi.org/10.6038/cjg2019M0658>.
- Wang Z Y, Li Y M, Bai W L. 2020. Numerical modelling of exciting seismic waves for a simplified bridge pier model under high-speed train passage over the viaduct. *Chinese Journal of Geophysics*, 63(12):4473-4484. <https://doi.org/10.6038/cjg2020O0156>.
- Wu T X, Thompson D J. 2000. Application of a multiple-beam model for lateral vibration analysis of a discretely supported rail at high frequencies. *Journal of the Acoustical Society of America*, 108(3):1341. <https://doi.org/10.1121/1.1285920>.

-
- Xia H, Cao Y M, Roeck G D. 2009. Theoretical modeling and characteristic analysis of moving-train induced ground vibrations. *Journal of Vibration Engineering*, 329(7):819-832. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2009.10.007>.
- Zhang G L, He C J, Li Y, Duan J, Wang T Y, Zhan Y Z, et al. 2019a. Wavelet time function of high-speed-train seismic source and verification. *Chinese Journal of Geophysics*, 62(2):2344–2354. <https://doi.org/10.6038/cjg2019M0661>.
- Zhang X Y, Thompson D J, Li Q, et al. 2019b. A model of a discretely supported railway track based on a 2.5D finite element approach. *Journal of Sound and Vibration*, 438(01):153-174. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2018.09.026>.