

# 坍塌触地冲击荷载作用下地铁车站动力响应分析 及其安全性评价

王国波<sup>1</sup>, 殷 耀<sup>1</sup>, 谢伟平<sup>2</sup>, 季 杉<sup>2</sup>, 郟嘉琳<sup>3</sup>

(1. 温州大学建筑工程学院, 浙江 温州 325035; 2. 武汉理工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070

3. 中建三局集团华南有限公司, 广东 广州 510600)

**摘要:** 建筑物拆除时坍塌触地的冲击作用必然会对地下结构造成影响。采用现场试验和数值模拟相结合的方法探讨了坍塌触地冲击作用对邻近地铁车站的影响。基于某高架桥单跨足尺试验结果分析桥面整体塌落触地振动作用下地下管线的动力响应,并基于试验数据和经验公式验证数值分析方法的合理性;利用验证后的数值方法进行关键影响因素的参数分析,基于计算分析结果建议了评价指标和阈值,考虑塌落物体积、高度、数量等关键影响因素,对各因素下车站结构的振动响应规律及其安全性进行了评价。研究表明:(1)坍塌触地引起的振动以竖向振动为主;(2)所采用的数值分析方法是合理可行的;(3)坍塌触地引起的振动对邻近地铁车站的影响不容忽视,特别是在塌落物质量较大或有多个塌落物时,而这些是实际情况中较为常见的。

**关键词:** 地铁车站; 坍塌触地; 动力响应; 安全评价

**中图分类号:** TU921; TU352.13 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2021)02-0338-09

**DOI:** 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2021.02.014

## 引 言

据相关统计中国建筑的平均使用寿命只有 30 年,这就意味着很多建筑在建成后不久就面临着拆除。而许多拆除工程集中在闹市区,不仅周围建(构)筑物分布密集,而且地下还有许多地铁隧道、管线。这些建筑物拆除时的塌落触地必然会对周围建筑物和地下结构造成很大的影响。

国内外许多学者对地下结构在地表冲击荷载下的动力响应及其安全性进行了研究,如 Fourie 研究了地表爆破振动对地下巷道的稳定性以及支柱的安全性,结果表明当质点振动速度低于 10 m/s 时,碎石的尺寸会变小,碎石量与地表爆破的能量有关<sup>[1]</sup>。Kawahara 等研究了沙垫的干密度和厚度对由于落石等引起的冲击响应的影响,研究表明随着砂垫层厚度的增加,冲击压力传递率迅速下降<sup>[2]</sup>。Baziar 等进行了地表冲击荷载作用下隧道结构的振动测试与分析,结果显示影响地下结构振动响应的主要因素是冲积物传递给土层的冲量<sup>[3]</sup>。Chen 等研究了地下圆拱结构在爆炸荷载作用下的动力响应,并对不同土层结构之间的相互作用进行了讨论<sup>[4]</sup>。Jiang 等运用 LS-DYNA 有限元软件对围岩爆破振动作用下毗邻的铁路隧道结构进行了数值计算,最终确定将质点振动速度峰值作为铁路隧道结构稳定的安全判

据<sup>[5]</sup>。Yang 等以实际棚屋隧道结构原型为基础,研究了落石冲击作用下棚屋隧道的接触力、位移、损伤和能量分布,并建议在最小化脱落隧道重量的条件下,增加保护结构系统软度,减少冲击能量<sup>[6]</sup>。黄小武等研究了坍塌触地振动作用下盾构隧道管片的振动响应,结果表明管片结构对低频的触地振动比较敏感,低频成分高的触地振动更容易对其造成破坏<sup>[7]</sup>。

目前大多数研究集中在地表和地下爆破荷载的冲击效应以及这些效应对地表结构的影响,而对坍塌触地振动及其对地下结构影响的研究成果较少,特别是评价标准方面。基于此,本文拟采用现场试验和数值模拟相结合的方法对地下结构在坍塌触地冲击作用下的动力响应进行深入分析。先简单介绍某高架桥单跨桥体足尺塌落触地试验,然后利用对该试验的数值拟合分析验证数值方法合理性。最后对某实际地铁车站在坍塌触地冲击振动作用下动力响应进行计算分析,结合已有相关标准及工程实际,评价地铁车站结构的安全性,并给出相关建议。

## 1 试验研究

### 1.1 试验概况

某城市大型高架桥由于不满足城市出行要求,需进行爆破拆除,并在原址上新建更宽的城市高架

桥。为合理确定整个高架桥的爆破方案,拟以一跨桥梁为对象,在附近进行 1:1 的足尺现场试验<sup>[8]</sup>。桥体分为引道与主桥两部分,主桥为先简支后刚构的连续体系,共分为 22 联,联长 128-144 m,全桥总长 3476.50 m。

本次试验的目的是研究原尺寸的桥面整体塌落触地振动对周围环境的影响。试验中 4 根立柱的横截面尺寸为 1 m(长)×0.55 m(宽),高 7 m,采用 C60 混凝土,为模拟原结构的实际重量,在钢结构桥面施加相应的配重(如图 1(a),(c)所示)。1<sup>#</sup>-4<sup>#</sup>测点为速

度测点,其中速度测点 1<sup>#</sup>测点距离爆区边缘 75 m 处,位于房屋柱子基础上;2<sup>#</sup>测点距离爆区边缘 66 m,位于房屋柱子基础上;3<sup>#</sup>测点距离爆区边缘 45 m,布置在土体中;4<sup>#</sup>测点距离爆区边缘 38.2 m,布置在土体中,加速度测点布置在已爆破的 1<sup>#</sup>立柱上。具体测点布置如图 1(b)所示。两根埋地管如图 1(c)所示,位于立柱中间下方地基中,包括一根铸铁管和一根混凝土管,埋深 1.5 m,直径 0.6 m。埋地管上每个监测点上粘贴了环向、轴向应变片以获取管道应变(如图 1(d),(e)所示)。

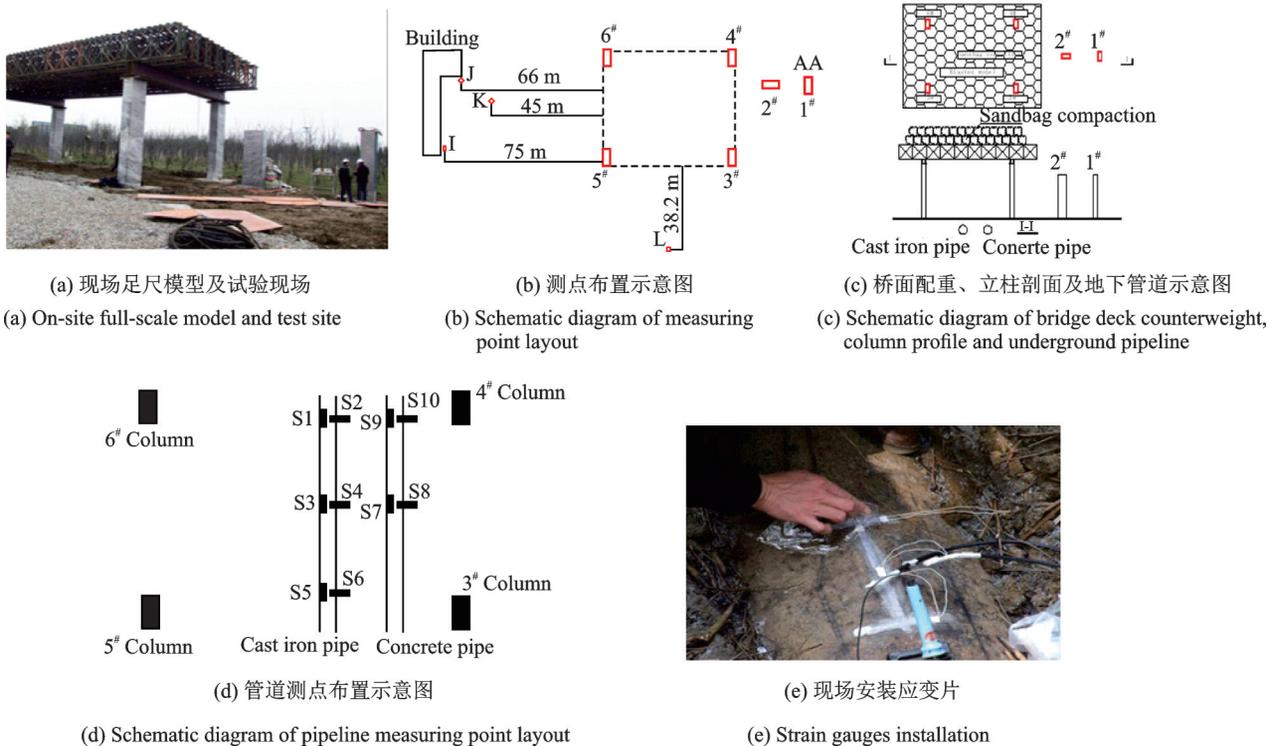


图 1 试验现场及布置示意图

Fig. 1 Schematic graph of test site and layout

### 1.2 试验结果及分析

由于管道埋置于土体之中,本次测试仅监测了管道的应变。试验中 S3 测点损坏, S6 测点接触不良,均未得到有效的试验数据。其他测点应变监测结果如表 1 所示。

试验中根据测量得到的最大动应变,计算最大动应力,动应力按下式计算

$$\sigma_{动} = E_{动} \times \epsilon_{动} \quad (1)$$

式中  $\sigma_{动}$  为计算动应力(MPa);  $E_{动}$  为动弹性模量(MPa)。一般情况下混凝土在动力荷载下其弹性模量相较于静弹性模量有一定的提高<sup>[9]</sup>,本文取  $E_{动} = 1.3E_{静}$ ,  $\epsilon_{动}$  为实测动应变( $\mu\epsilon$ )。

依据爆破触地过程中的实测应变值,计算管道上测点的轴向应力与环向应力如表 1 所示。常规取

值可选取 C30 混凝土静弹性模量 30 GPa,铸铁管道静弹性模量 120 GPa,则水泥管压应力最大幅值出现在水泥管 S7 测点位置上,最大值为 3.34 MPa,拉应力最大幅值出现在水泥管 S9 测点位置上,最大值为 0.66 MPa。由于 C30 混凝土最大抗压强度设计值为 14.3 MPa,最大抗拉强度设计值 1.96 MPa,可见水泥管道是安全的。铸铁管拉应力最大幅值出现在 S5 测点位置上,最大值为 10.48 MPa,当管道直径在 40-2600 mm 之间时,抗拉强度设计值为 420 MPa,可见铸铁管道也是安全的。

通过分析试验数据可知,单跨桥面整体模型试验过程中铸铁管道和混凝土管道均是安全的。试验后开挖观察管道发现铸铁管道和混凝土管道未受到破坏。

表 1 爆破拆除地下管线应变监测成果

Tab. 1 Results of strain monitoring of underground pipelines during blasting demolition

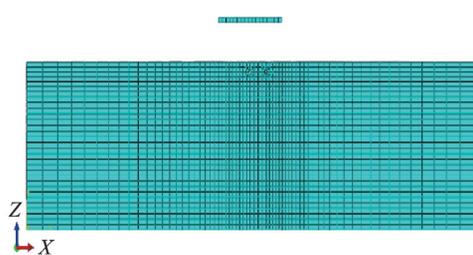
编号	测点部位	最大拉应变/ $\mu\epsilon$	最大应力/MPa
S1	5#与3#柱轴线间铸铁管(轴向)	33.01	5.15
S2	5#与3#柱轴线间铸铁管(环向)	54.98	8.58
S3	5#与6#柱轴线间铸铁管(轴向)	—	—
S4	5#与6#柱轴线间铸铁管(环向)	39.74	6.20
S5	3#与4#柱轴线间铸铁管(轴向)	67.21	10.48
S6	3#与4#柱轴线间铸铁管(环向)	—	—
S7	中轴线水泥管(轴向)	85.53	3.34
S8	中轴线水泥管(环向)	15.27	0.60
S9	5#与6#柱轴线间水泥管(轴向)	16.80	0.66
S10	5#与6#柱轴线间水泥管(环向)	13.95	0.54

## 2 对试验的数值拟合分析

在试验的基础上,利用ABAQUS软件建立了与实际尺寸相同的桥面及管道模型,对该试验进行了详细数值模拟分析。

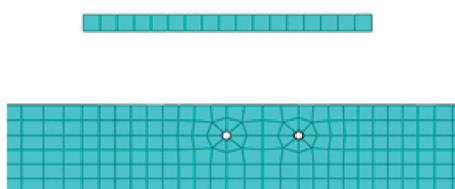
### 2.1 计算模型

整体模型由桥面、土体以及铸铁和水泥管道组成,如图2所示:图2(a)为整体模型的俯视图;图2



(a) 计算模型

(a) Calculation model



(b) 管道放大图

(b) Enlarged pipeline diagram

图2 计算模型示意图

Fig. 2 Schematic diagram of the calculation model

(b)为管道模型局部放大图。其中X方向为土体水平横向;Y方向为土体水平纵向,垂直图纸面方向;Z方向为土体竖向。

桥面尺寸为 $17\text{ m}\times 17\text{ m}\times 1\text{ m}$ ,桥面底面距离地表 $7\text{ m}$ 。建立模型时考虑振动波在土体中的传播,参照抗震分析中的一般取法,将水平向计算范围取为桥面尺寸的7倍,则水平横向和纵向均取 $120\text{ m}$ ,而深度方向则依据土层条件,取 $38\text{ m}$ 。即土体计算范围为:土体模型尺寸为 $120\text{ m}\times 120\text{ m}\times 38\text{ m}$ 。铸铁及水泥管道外径均为 $0.6\text{ m}$ ,壁厚 $0.05\text{ m}$ ,内径 $0.5\text{ m}$ 。采用摩尔-库伦弹塑性模型考虑土体,而管道则采用弹性模型。

桥面、土体及管道均采用实体单元,模型整体采用放射性网格,沿X方向:桥面和管道左右各 $20\text{ m}$ 处网格尺寸为 $1\text{ m}$ ,土体两侧网格尺寸放射至 $4\text{ m}$ ,管道网格尺寸为 $0.2\text{ m}$ 。

模型的主要材料参数如表2所示,其中管道采用弹性模型,土体采用经典的摩尔库伦模型,土体简化为水平成层土。

表 2 土体及混凝土参数

Tab. 2 Soil and concrete parameters

	弹性模量/MPa	密度/ $(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	泊松比	内聚力/kPa	内摩擦角/ $(^\circ)$
粉质黏土1	404.745	1917	0.40	25.00	10.80
粉质黏土2	415.84	2000	0.40	61.00	15.80
残坡积粉质黏土	445.194	2030	0.35	56.00	15.20
桥面	36000	2500	0.25		
混凝土	30000	2500	0.30		
铸铁	120000	7340	0.25		

试验中桥面为钢结构加配重,钢结构高度为 $1\text{ m}$ 。桥面上堆积了高度为 $1\text{ m}$ 左右的沙袋配重,数值模拟中取桥面高度为 $1\text{ m}$ ,为与实际情况初始重力势能保持一致,密度等效折算后取 $3000\text{ kg}/\text{m}^3$ 。

桥面板与地面接触采用“Surface-to-Surface”形式,具体做法是选取土体表面作为主面,桥面地面作为从面进行设置;同时,铸铁和水泥管道与土体间采用“tie”接触,即节点对节点的接触形式,土体与管道接触的土体内面作为主面,管道外壁作为从面进行设置。

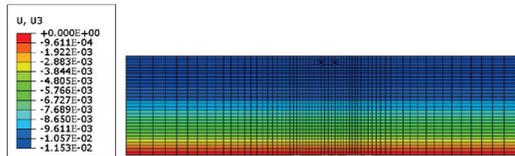
由于只考虑重力荷载,边界条件为约束4个侧面竖向自由度,模型底面设为固定边界。

对土体设置瑞利阻尼,根据模态分析得到1阶和2阶频率 $f_1=4.12\text{ Hz}$ , $f_2=4.13\text{ Hz}$ ,取土体阻尼比 $\xi=0.08$ ,由瑞利阻尼公式得到阻尼系数: $\alpha=0.330$ , $\beta=0.0194$ 。

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 \xi}{f_1 + f_2}, \quad \beta = \frac{\xi}{\pi(f_1 + f_2)} \quad (2)$$

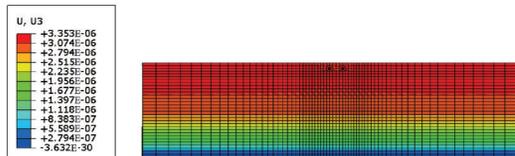
### 2.2 模拟过程及结果

有限元计算模型考虑重力荷载的作用,模拟管道考虑开挖后填入,计算共分为三个分析步骤:第一步添加全局重力场并平衡地应力,地应力平衡前后模型整体的竖向位移如图 3 所示,由图可见地应力平衡达到了要求;第二步进行土体开挖,填入管道并设置管道外表面与土体的“tie”接触;第三步进行 ABAQUS 隐式动力分析,考虑桥面整体塌落。



(a) 地应力平衡前土体竖向位移分布图

(a) Soil vertical displacement distribution before ground stress balance



(b) 地应力平衡后土体竖向位移分布图

(b) Soil vertical displacement distribution after ground stress balance

图 3 地应力平衡前后模型整体的竖向位移

Fig. 3 Vertical displacement of the whole model before and after the balance of soil stress

根据桥面整体塌落试验过程,桥面塌落触地过程基本是整面同时塌落触地,模拟过程中考虑桥面同时下落的情况,模拟过程如图 4 所示。数值模拟中,桥面高度按照试验取 7 m,计算时间为 0 s,释放桥面底部约束,开始下落;计算时间为 0.5 s 时,桥面正处于下落中,未接触土体;计算时间为 1.2 s 左右时,桥面自由落体接触土体,产生冲击振动。实际情况中,根据加速度与位移公式

$$\frac{1}{2}gt^2 = s \quad (3)$$

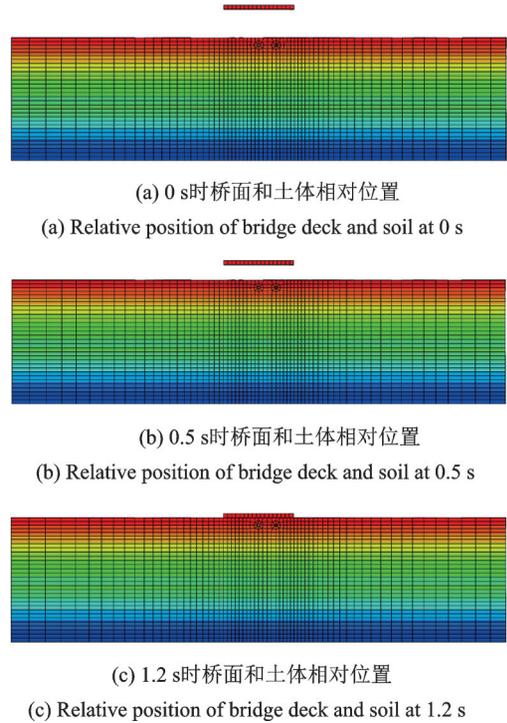
可得,  $s=7\text{ m}$ ,  $g=9.8\text{ m/s}^2$  时,  $t=1.195\text{ s}$ 。在实际试验中,桥面大约经过 1.1 s 触地,数值模拟与实际情况触地时间基本吻合。

针对该试验的拟合,主要考察应变的最大值是否和试验情况基本一致。数值应变分析测点如图 5 所示;地下管道环向和轴向最大应变分别如图 6 所示。

### 2.3 结果对比与分析

管道上 S4 点应变时程曲线以及各监测点应变最大值的实测结果与数值结果对比如图 7 所示。

由图 7 可以看出:(1)在应变峰值上,计算值和实测值在幅值和变化趋势上保持了较好的一致;(2)



(a) 0 s 时桥面和土体相对位置

(a) Relative position of bridge deck and soil at 0 s

(b) 0.5 s 时桥面和土体相对位置

(b) Relative position of bridge deck and soil at 0.5 s

(c) 1.2 s 时桥面和土体相对位置

(c) Relative position of bridge deck and soil at 1.2 s

图 4 桥面塌落触地过程

Fig. 4 Process of bridge deck collapse and contact with the ground

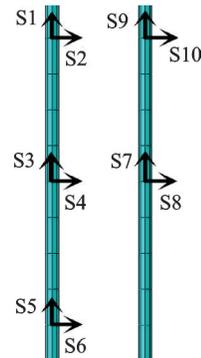


图 5 铸铁及水泥管道测点位置布置

Fig. 5 Location of the measuring points of cast iron and cement pipes

正中间测点 S4 的应变时程曲线的计算值和实测值虽略有差异,可能与现场土层参数、坍塌过程的模拟(未考虑触底时间差异等)等因素有关,但在趋势上保持了较好的一致。总体来说数值计算的应变结果与试验变化规律基本保持一致,表明本文采用的数值方法是可靠的,可用于研究地表冲击荷载对邻近地下结构影响分析。

### 2.4 与相关经验公式的对比分析

建筑物坍塌触地振动速度限值目前暂无统一标准,实际操作中,一般采用中国科学院工程力学研究所周家汉研究员提出的经验公式<sup>[10]</sup>

$$v_t = k_t \left[ \frac{R}{\left( \frac{MgH}{\sigma} \right)^{\frac{1}{3}}} \right]^y \quad (4)$$

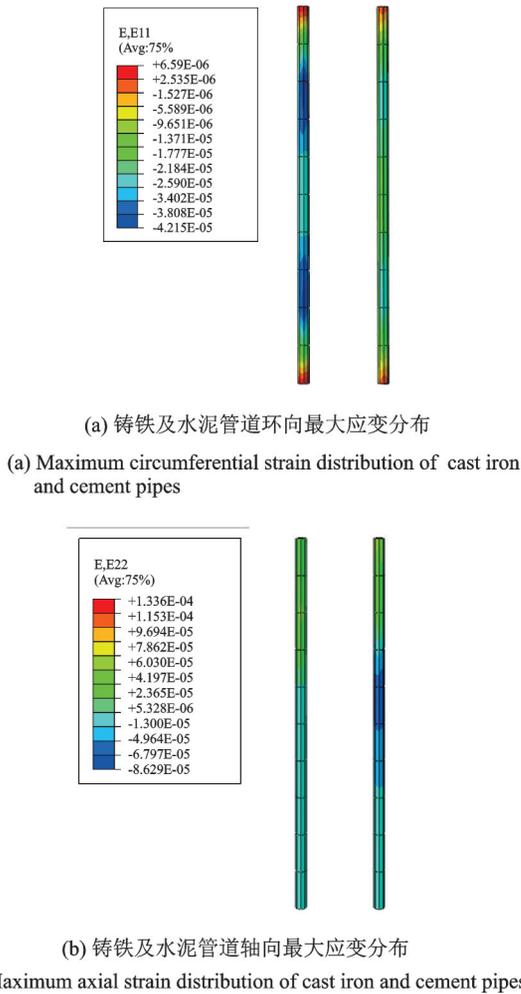


图6 管道环向和轴向最大应变

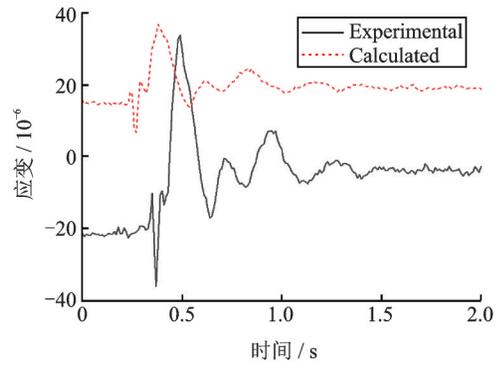
Fig. 6 Circumferential and axial maximum strain of the pipeline

式中  $v_i$  为地表质点振动速度,  $M$  为塌落物质量,  $g$  为重力加速度,  $H$  为落地高度,  $\sigma$  为地面介质的破坏强度, 一般取 10 MPa,  $R$  为观测点至冲击点的距离,  $k_i$  和  $\gamma$  分别为塌落振动速度过程中的衰减系数和指数, 一般  $k_i$  取 3.37-4.09,  $\gamma$  取 -1.66-1.80。

依据经验公式(4), 选取计算参数为:  $k_i=3.81$ ,  $\gamma=-1.73$ ,  $M=2500$  kg,  $g=9.81$  m/s<sup>2</sup>,  $H=3$  m,  $\sigma=10$  MPa, 代入经验公式(4), 同时采用数值方法建立自由场模型, 计算得到地表距离冲击点不同距离各点的振动速度峰值。经验公式和数值计算的结果对比如图8所示, 以经验公式的结果为基准值, 二者相对误差如表3所示。

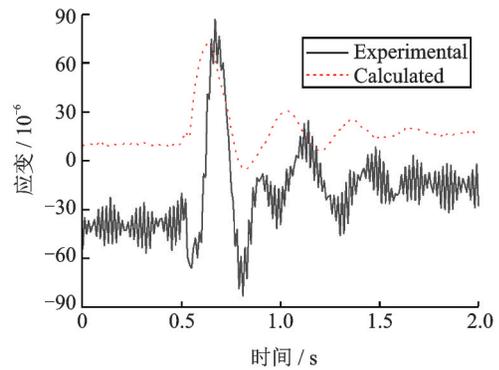
由图8及表3可见:

- (1) 数值计算结果与经验公式在趋势上保持了较好的一致;
- (2) 数值计算结果总体上小于经验公式, 可能与数值计算中阻尼设置等因素有关;
- (3) 坍塌触地引起的振动衰减很快, 对于本算例, 其受影响的地表范围约为 5 m 左右, 但当塌落



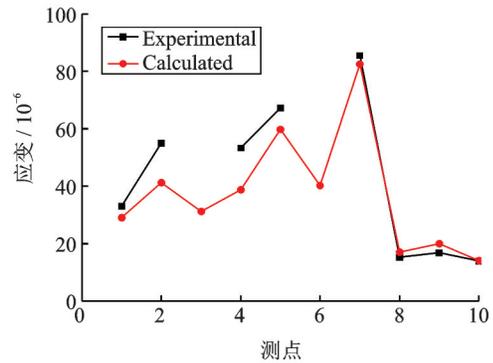
(a) 测点S4应变实测和计算时程曲线对比

(a) Comparison of measured and calculated time history curves of strain at measuring point S4



(b) 测点S7应变实测和计算时程曲线对比

(b) Comparison of measured and calculated time history curves of strain at measuring point S7



(c) 管道轴线应变的试验值与计算值比较

(c) Comparison of experimental and calculated values of pipeline strain

图7 管道响应实测值与数值计算值的对比

Fig. 7 Comparison of tested and calculated pipe dynamic response

物质量或高度增加时, 其影响范围必定会随之变化;

(4) 在距离冲击点较远时, 相对误差较大是由于此时的地表振动响应较小的缘故, 但两者在趋势上保持了较好的一致。

结合数值计算结果与现场测试数据以及经验公式的对比分析, 可认为本文提出的数值模拟方法是合理可行的。

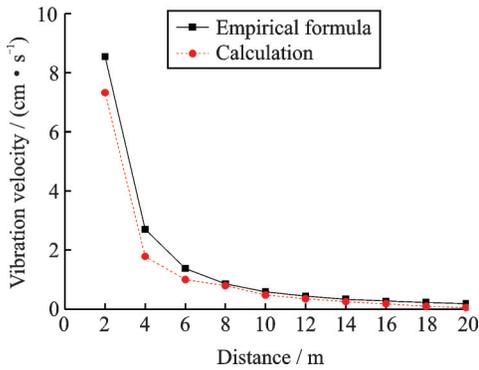


图8 地表振动速度随距离的衰减曲线

Fig. 8 Ground vibration velocity decay curve with distance

表 3 地表振动速度及相对误差

Tab. 3 Surface vibration velocity and relative error

距离/m	经验公式/ (cm·s <sup>-1</sup> )	数值计算/ (cm·s <sup>-1</sup> )	相对误差/%
2	8.54	7.33	14.20
4	2.70	1.78	34.15
6	1.38	1.00	27.49
8	0.86	0.79	7.65
10	0.59	0.48	18.73
12	0.44	0.35	19.80
14	0.34	0.25	26.01
16	0.27	0.18	33.50
18	0.22	0.09	59.57
20	0.19	0.05	73.25

### 3 坍塌触地冲击振动作用下地铁车站动力响应分析

#### 3.1 计算模型

整体模型由土体、地铁车站及塌落物组成。土体模型尺寸为 120 m×120 m×30 m,车站尺寸为宽 21 m,长 120 m,高 14 m,取标准埋深 3 m,其中车站顶板、底板和两边侧墙厚度均为 900 mm,中板厚度为 400 mm,中柱横截面尺寸取 800 mm×600 mm。塌落物为体积 1 m<sup>3</sup>的混凝土块,混凝土块底面距土体表面 3 m,计算模型如图 9 所示。取瑞利阻尼刚度和质量系数分别为  $\alpha=0.330$ ,  $\beta=0.0194$ 。

计算模型的其他细节及计算参数可参见第 2.1 节。

#### 3.2 测点的布置

由于本次计算分析的重点是评价车站结构的安全,因此主要监测结构的振动速度,如图 9 所示,E 点代表底板中心点,F 点代表顶板中心点。

#### 3.3 结果分析

地铁车站 E 和 F 测点水平和竖向速度时程和傅

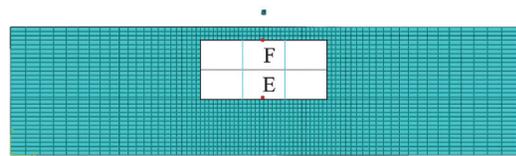


图9 计算模型及车站测点布置图

Fig. 9 Calculation model and station measuring points layout

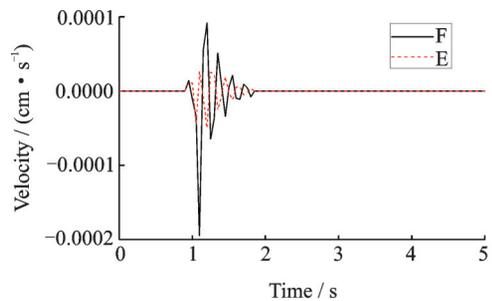
里叶谱如图 10 所示。由图 10 可知:

① 竖向振动速度明显大于水平振动速度,振动以竖向振动为主;

② 顶板振动的速度响应明显大于底板;

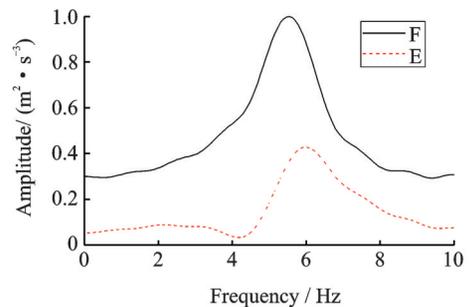
③ 水平和竖向振动的频率主要集中在 4-6 Hz 左右,属于低频振动,与爆破荷载的频谱成分完全不同。

地铁车站的横向(X向)和纵向(Y向)最大应变如图 11 所示。由图 11 可见最大峰值拉应变和压应变分别为  $1.107 \times 10^{-4}$  和  $3.924 \times 10^{-4}$ 。由规范 [11] 可得:混凝土的极限拉应变约为  $1.0 \times 10^{-4}$ ,极限压应变约为  $33 \times 10^{-4}$ 。由此可见此时车站结构的拉应变稍稍超出了混凝土的极限拉应变,导致结构产生裂缝;而结构的压应变则远小于其极限压应变。由



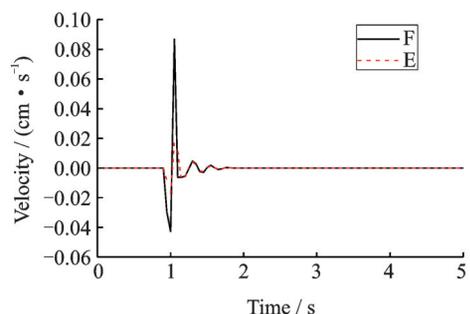
(a) 水平振动速度时程曲线

(a) Horizontal vibration velocity time history curve



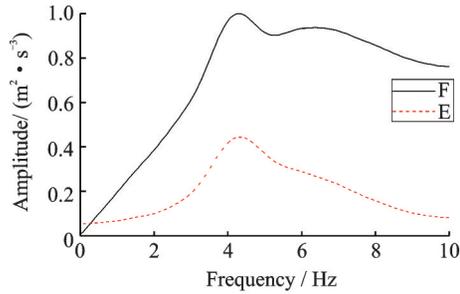
(b) 水平振动速度频谱曲线

(b) Horizontal vibration velocity spectrum curve



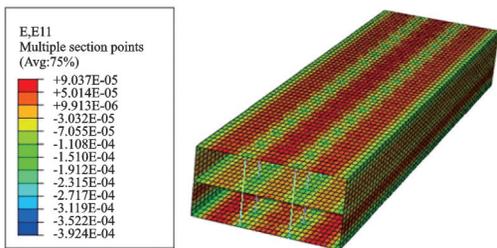
(c) 竖向振动速度时程曲线

(c) Vertical vibration velocity time history curve

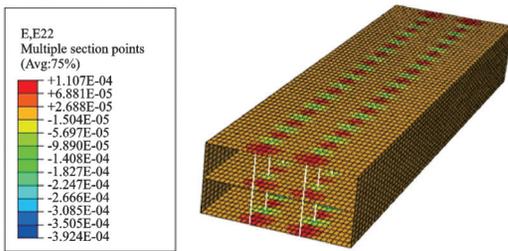


(d) 竖向振动速度频谱曲线  
(d) Vertical vibration velocity spectrum curve

图10 地铁车站顶板和底板振动速度时程及其频谱曲线  
Fig. 10 Vibration velocity time histories and Fourier spectrums at the top and bottom plates of the metro station



(a) 横向(X向)最大应变图  
(a) Transverse (X direction) maximum strain graph



(b) 纵向(Y向)最大应变图  
(b) Longitudinal (Y direction) maximum strain graph

图11 地铁车站的横向(X向)和纵向(Y向)最大应变图  
Fig. 11 Horizontal (X-direction) and longitudinal (Y-direction) maximum strain diagrams of the metro station

此可得两条结论:

(1)地表冲击对地下结构的影响主要是使结构承受较大的拉应力,从而产生裂缝,危及结构正常使用和安全;

(2)本次计算只考虑了单一块体的冲击效应,此时结构的拉应变已超出极限拉应变,对于更大质量的冲击块或更复杂的连续冲击等情形,地表冲击效应对地下结构安全的影响不容忽视。

## 4 坍塌触地冲击振动荷载下地铁车站结构安全性评价

### 4.1 评价标准的选取

目前还没有关于地表强冲击荷载对地下设施

(隧道、地铁车站等)影响评价的相关规范,目前的评价一般借用《爆破安全规程》(GB6722-2014)<sup>[12]</sup>采用振动峰值速度作为评价指标(见表4,节选)。但文献[12]是针对爆破荷载而确定的阈值,塌落触地振动等属于非爆破振动,因此借用爆破安全规程的合理性也需进一步完善。另外,中国的行业标准《城市轨道交通结构安全保护技术规范》(CJJ/T 202-2013)<sup>[13]</sup>以及地方标准《城市轨道交通既有结构保护技术规范》(DBJ/T 15-120-2017)<sup>[14]</sup>总体上规定:城市轨道交通结构控制保护区内的结构拆除应采用冲击、振动较小的作业方案。同时,结合文献[12]给出了城市轨道交通结构更为严格的控制标准,即城市轨道交通结构的安全允许振速应为2.5 cm/s,实际使用时考虑到城市地铁线路的重要性,为确保车站或隧道安全,一般限制到2.0 cm/s或更低。

表4 爆破振动安全允许标准(节选)

Tab. 4 Blasting vibration safety allowable standards (excerpt)

保护对象类别	安全允许质点振动速度 $V/(cm \cdot s^{-1})$		
	$f < 10$ Hz	$10 \text{ Hz} < f < 50$ Hz	$f > 50$ Hz
一般民用建筑物	1.5-2.0	2.0-2.5	2.5-3.0
工业和商业建筑物	2.5-3.5	3.5-4.5	4.2-5.0
一般古建筑与古迹	0.1-0.2	0.2-0.3	0.3-0.5
水工隧洞	7-8	8-10	10-15
交通隧道	10-12	12-15	15-20
矿山巷道	15-18	18-25	20-30

考虑到本文的对象为城市地铁车站,如果参照文献[12],则其振动速度限值应参照交通隧道为10-12 cm/s,该阈值显然过大。因此,本文参照《城市轨道交通结构安全保护技术规范》(CJJ/T 202-2013),保守的取2.0 cm/s作为振动速度阈值。

### 4.2 安全性评价和分析

设定标准工况为:车站结构为两层三跨,埋深3 m,塌落物为1 m<sup>3</sup>混凝土块从3 m高度落下,冲击点为车站结构正上方。然后基于第3节的数值分析方法,本小节考虑一些关键影响因素,主要包括:

(1)塌落物体积:分别考虑1,2和3 m<sup>3</sup>三种体积对应的不同质量;

(2)塌落物高度:分别考虑3,5和7 m;

(3)塌落物数量:分别考虑1个、2个塌落物,且考虑从同一、不同高度同时落下;

(4)塌落物距离车站边缘净距离:车站正上方、

(5)车站结构形式:双层单跨、双层双跨、双层三跨;

(6)车站结构埋深:3和5 m。

各工况计算得到的车站顶板振动速度峰值如表

表5 计算工况及安全评价

Tab. 5 Calculation cases and safety evaluation

因素考虑	具体工况	振动速度/ ( $\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ )
	标准工况	1.18
塌落物体积	2 $\text{m}^3$	1.29
	3 $\text{m}^3$	2.61
塌落物高度	5 m	1.51
	7 m	1.59
塌落物数量	2个,同一高度3 m	2.07
	2个,不同高度,3和6 m	2.14
塌落物距车站距离	距离车站中点6 m	0.25
	距离车站边墙6 m	0.01
车站结构形式	双层单跨	1.33
	双层双跨	1.27
车站埋深	5 m	0.54
	7 m	0.38

5所示。由表5可见:

(1) 地铁车站顶板的振动速度随塌落物质量的增加而显著增加,可见在实际工程中应严格控制塌落物质量,以降低其对周边的影响;

(2) 车站的振动随塌落物高度的增加而增加,但由于本文考虑的高度差别不大,因此结构振动速度的差异也不大,但基于这个趋势,在实际高层爆破拆除施工时也应关注高度因素的影响;

(3) 塌落物数量的增加必然导致结构振动响应的增大,但并不是线性叠加的增大;

(4) 随着塌落物距离车站中心距离的增加,结构振动响应急剧降低,这与图8所展示的规律一致;

(5) 车站结构形式对其振动响应的影响不显著,具体表现在跨度越小振动响应越大,可能原因是宽度越小,结构刚度越大;

(6) 车站结构响应随埋深的增加而降低,一方面是冲击点与结构的距离在增加,另一方面在于更多的土体吸收了能量。

总体来看,若振动速度阈值取为2.0 cm/s时,在较大塌落物质量以及多个塌落物时均会出现结构振动速度超标。可见,在实际爆破拆除时需重视坍塌触地引起的振动及其对邻近地下结构安全性的影响。

## 5 结论与展望

### 5.1 结论

本文结合某实际大型高架桥梁的爆破拆除工程,基于单跨桥梁的足尺模型试验数据以及经验公式,初步确定数值分析方法,然后基于已有相关规范,给出了地铁车站结构安全评价指标和阈值,对典型地铁车站在不同因素下的结构安全进行了评价和

分析,并给出了相关建议,得到的主要结论如下:

(1) 采用本文的数值模拟方法研究塌落触地振动对地下结构的影响是可行的,数值模拟方法可以用来研究地下结构在坍塌触地冲击作用下的动力响应;

(2) 塌落触地引起的振动属于低频振动,以竖向振动为主,竖向振动远大于水平振动,且竖向振动衰减迅速;

(3) 当塌落物质量较大或多塌落物冲击时,地下结构的振动将会超出阈值,引发结构安全隐患,而这是实际爆破拆除时最常见的情况,因此在实际工程中坍塌触地冲击振动对地下结构安全的影响不容忽视。

### 5.2 展望

本文对高架桥的坍塌触地试验和数值模拟进行了分析,并对地铁车站坍塌触地冲击下的动力响应进行了数值模拟分析,希望能为以后其他的试验以及数值模拟提供帮助,但由于各方面的原因,文章依旧存在许多不足和待改进的地方:

(1) 土介质的变化必将影响冲击能量的耗散和传递,因此不同土介质中地下结构的振动响应比不相同,后续可按土的常规分类,分析不同土类的影响;

(2) 限于实测数据的缺失,数值模拟分析和试验分析时只关注其峰值应变这一点有待商榷,应综合分析各时程曲线图;

(3) 此次模拟的地铁车站结构形式较简单,塌落物尺寸也较小、形状规则,后期需要结合工程实际情况针对不同的地铁车站以及较大质量和不规则塌落物的情况,进一步研究地铁车站结构在塌落触地振动作用下的弹塑性动力响应,并进一步从破坏机理层面进行深入分析,而不仅仅停留在振动速度幅值对比上;

(4) 目前还没有统一的、广泛认可的评价标准,本文仅基于已有规范,保守的取振动速度阈值为2.0 cm/s,尚需进一步的理论验证,提出更精确的阈值。

### 参考文献:

- [1] Fourie G A. The influence of surface blasting on the stability of underground workings[J]. Advances in Mining Science & Technology, 1987, 1:281-296.
- [2] Kawahara S, Muro T. Effects of dry density and thickness of sandy soil on impact response due to rockfall[J]. Journal of Terramechanics, 2006, 43(3):329-340.
- [3] Baziari M H, Moghadam M R, Kim D S, et al. Effect of underground tunnel on the ground surface acceleration [J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2014, 44(3):10-22.
- [4] Chen H L, Xia Z C, Zhou J N, et al. Dynamic respons-

- es of underground arch structures subjected to conventional blast loads: Curvature effects [J]. Archives of Civil & Mechanical Engineering, 2013, 13(3): 322-333.
- [5] Jiang N, Zhou C. Blasting vibration safety criterion for a tunnel liner structure [J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2012, 32(6): 52-57.
- [6] Yang L, Li S M, Chen D H, et al. Impact dynamics analysis of shed tunnel structure hit by collapse rock-fall [J]. Applied Mechanics and Materials, 2011, 99-100: 1023-1026.
- [7] 黄小武, 谢先启, 钟冬望, 等. 塌落触地振动对地铁管片结构的影响研究 [J]. 爆破, 2016, 33(4): 135-139.  
Huang Xiaowu, Xie Xianqi, Zhong Dongwang, et al. Study on influence of impact vibration on subway segments structure [J]. Blasting, 2016, 33(4): 135-139.
- [8] 王国波, 胡俊, 季杉, 等. 足尺单柱桥梁模型爆破振动响应 [J]. 长安大学学报(自然科学版), 2017, 37(4): 105-111.  
Wang Guobo, Hu Jun, Ji Shan, et al. Blasting vibration response of full-scale single column bridge model [J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2017, 37(4): 105-111.
- [9] 郑永来, 周澄, 黄炜, 等. 动态弹性模量随频率变化的理论模型及机理 [J]. 河海大学学报, 1999, 27(3): 84-86.  
Zheng Yonglai, Zhou Cheng, Huang Wei, et al. Theoretical model and mechanism of dynamic modulus of elasticity with frequency change [J]. Journal of Hohai University, 1999, 27(3): 84-86.
- [10] 周家汉. 爆破拆除塌落振动速度计算公式的讨论 [J]. 工程爆破, 2009, 15(1): 1-4.  
Zhou Jiahuan. Discussion on calculation formula of collapsing vibration velocity caused by blasting demolition [J]. Engineering Blasting, 2009, 15(1): 1-4.
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010-2010, 混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50010-2010, Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [12] 中国国家标准化管理委员会. GB 6722-2014, 爆破安全规程 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2015.  
Standardization Administration of China. GB 6722-2014, Safety regulations for blasting [S]. Beijing: China Standard Press, 2015.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. CJJ/T 202-2013, 城市轨道交通结构安全保护技术规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. CJJ/T 202-2013, Technical code for protection structures of urban rail transit [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014.
- [14] 广东省住房和城乡建设厅. DBJ/T 15-120-2017, 城市轨道交通既有结构保护技术规范 [S]. 北京: 中国城市出版社, 2017.  
Guangdong Provincial Department of Housing and Urban-Rural Construction. DBJ/T 15-120-2017, Technical code for protection of existing structures of urban rail transit [S]. Beijing: China City Press, 2017.

## Safety evaluation and dynamic response analysis of subway stations under touchdown impact

WANG Guo-bo<sup>1</sup>, YIN Yao<sup>1</sup>, XIE Wei-ping<sup>2</sup>, JI Shan<sup>2</sup>, QIE Jia-lin<sup>3</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Wenzhou University, Wenzhou 325035, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China;

3. China Construction Third Engineering Bureau Group South China Co., Ltd., Guangzhou 510600, China)

**Abstract:** With the continuous development of urbanization in China, many buildings are faced with demolition, and the impact of the collapse will inevitably affect the underground structures around buildings. In this paper, a combination of field test and numerical simulation is used to investigate the impact of collapse on the adjacent metro station. Based on the results of a test for a full-scale single-span viaduct, the dynamic response of the underground pipeline under the overall collapse of the bridge deck is analyzed. The rationality of the numerical analysis method is verified based on the experimental data and empirical formula. The parameter analysis of the key influencing factors is performed by the validated numerical method, and the evaluation index and threshold are proposed based on the calculation results. Considering the key influencing factors such as the volume, height and quantity of the collapse, the vibration response law and safety of the station structure under various factors are evaluated. The results of this paper show that: (1) the vibration caused by the collapse is dominated by vertical vibration; (2) the numerical analysis method used in this paper is reasonable and feasible; (3) the influence of the vibration caused by the collapse on the adjacent metro station cannot be ignored, especially when the mass of the collapse is large or there are many collapse, which are more common in actual situations. The research results are of some significance for the protection of underground structures.

**Key words:** subway station; touchdown impact; dynamic response; safety evaluation

**作者简介:** 王国波(1979-),男,教授。电话:18086636508;E-mail: wgb16790604@126.com

**通讯作者:** 谢伟平(1965-),男,教授。电话:13871061394;E-mail: wpxie@sina.com