

地铁联络通道下穿爆破邻近高架桥动力响应*

罗帅兵¹, 蒋楠^{1,3}, 周传波¹, 李海波², 孙金山³

(1. 中国地质大学(武汉)工程学院 武汉, 430074) (2. 中国科学院武汉岩土力学研究所 武汉, 430071)

(3. 江汉大学爆破工程湖北省重点实验室 武汉, 430056)

摘要 在城市地铁爆破开挖过程中, 要保证邻近高架桥的安全稳定, 其关键在于分析爆破振动作用下高架桥结构动力响应特性。以武汉地铁八号线街道口站—小洪山站区间地铁联络通道爆破开挖工程为依托, 利用 ANSYS/LS-DYNA 建立三维有限元数值计算模型, 结合现场监测数据分析地铁联络通道爆破开挖作用下高架桥的动力响应特性。研究表明: 下穿爆破过程中高架桥振速与爆源距离存在负相关关系, 高架桥正下方爆破时为最危险工况; 高架桥桥墩峰值振速与位移之间存在正相关关系。结合我国《城市桥梁抗震设计规范》, 提出桥墩爆破极限控制振速为 4.55 cm/s, 旨在为实际爆破工程提供指导。

关键词 爆破振动; 高架桥; 动力响应; 数值模拟; 安全控制
中图分类号 TU375; TH71

引言

在城市的建设工程中, 需要修建立交桥和高架道路形成多层立体的交通布局。随着高架桥邻近地区的爆破开挖工程日益增多, 钻爆法被广泛应用于地下工程实践中。为此, 研究爆破荷载对邻近高架桥的破坏效应, 探讨高架桥振动破坏的控制标准, 对于保证城市高架桥的安全运行、指导复杂环境爆破施工具有重要意义^[1]。国内外学者针对桥梁的振动效应做了大量研究^[2-4]。Guan 等^[5]提出了一种新的桥梁近断层地震横向隔震体系, 基于永宁黄河大桥模型对新型横向抗震体系的隔震机理进行了数值分析。Son 等^[6]通过一种非常复杂的考虑流固耦合的全耦合有限元算法, 评估了钢筋混凝土组合塔在爆炸荷载作用下的性能。Yi 等^[7]提出了一种新的混合爆炸荷载方法, 将其应用于爆炸荷载作用下的三跨筒支桥的模拟。Li 等^[8]使用振动台进行研究冲击效应的桥梁比例模型实验。上述学者大多通过理论解析和室内模型实验进行研究。

随着计算机技术的发展, 学者们通过数值模拟的方法研究桥梁的动力响应。Kemal^[9]考虑了不同的装药重量和离装药中心的距离, 研究了爆炸地震动对桥梁的影响。Pan 等^[10]模拟 3 种现代钢筋混凝土桥梁在各种爆炸荷载下的性能, 研究了 3 座桥梁

的局部损伤机理和整体结构响应。Tamaddon 等^[11]利用结构动力学的关系来评估中心曲率角对橡胶支座曲线桥在近场地震的强垂直地面运动下的地震响应的影响。Wu 等^[12]建立详细的悬臂柱有限元模型来验证冲击荷载下的钢筋混凝土模型的合理性。综上所述, 国内外关于爆炸荷载特性的研究多为临近爆破对于桥梁的稳定性影响和破坏变形, 关于临近爆破使桥梁产生振动响应的研究较少。同时, 我国《爆破安全规程》也规定了城市地下爆破工程临近高架桥的振速控制阈值。因此, 有针对性地开展地下爆破工程对于临近高架桥的影响与安全性研究就显得尤为重要。

笔者以武汉地铁小洪山站—街道口站区间联络通道爆破工程为依托, 针对地铁联络通道开挖过程中对高架桥产生的爆破振动影响展开研究, 运用 ANSYS/LS-DYNA 建立工程的数值模型, 并结合现场监测数据验证模型可靠性, 评估地铁联络通道下穿爆破作用邻近高架桥的安全稳定性, 旨在为城市下穿爆破工程提供指导。

1 爆破工程概况及现场测试

1.1 工程介绍

本工程位于武汉地铁小洪山站—街道口站之

* 国家自然科学基金资助项目(41807265, 41972286, 42072309); 爆破工程湖北省重点实验室开放基金资助项目(HKLBEF202001, HKLBEF202002)

收稿日期: 2021-03-08; 修回日期: 2021-05-06

间,地铁联络通道平面布置如图1所示。联络通道采用钻爆法施工,开挖断面为半圆形,宽度为3.8 m,墙高为3.3 m,拱高为1.9 m,长为34.25 m,断面面积为18.2 m²。临近高架桥桥墩距离为9.18 m,承台尺寸为5.8 m×5.8 m×2 m,底部4根桩长为19.5 m。图2为隧道与高架桥空间位置剖面示意图。



图1 地铁联络通道平面布置图

Fig.1 Layout plan of metro connecting channel

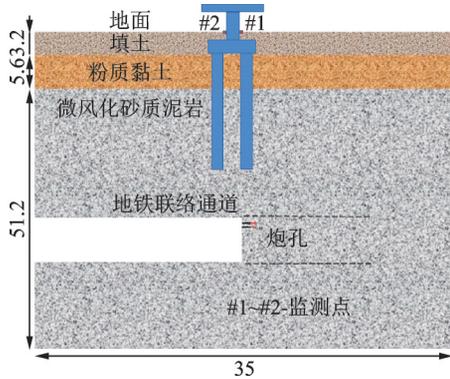


图2 隧道与高架桥空间位置剖面示意图(单位:m)

Fig.2 Sketch map of spatial location section of tunnel and viaduct (unit: m)

如图2所示,联络通道所在地层由上到下依次为素填土、粉质黏土和微风化砂质泥岩。其中:素填土厚度为3.2 m,粉质黏土厚度为5.6 m。爆破场地岩土参数如表1所示。联络通道全长为34.25 m,为避免爆破振动对两侧隧道产生较大的影响,在联络通道两侧2 m范围内采取机械开挖的方式,中间30.25 m采用上下台阶爆破开挖的方法,采用掘进台车配合气腿式凿岩机钻眼,非电毫秒雷管光面爆破,循环进尺为1 m。

表1 岩土参数

Tab.1 Geotechnical parameter table

地层	天然重度 $\rho/(\text{kN}\cdot\text{m}^3)$	摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	内聚力 c/kPa	承载力 f_k/kPa
填土	19.2	18	8	120~160
粉质黏土	19.3	12	25	160~180
微风化砂质泥岩	26.8	5.5	43	2 000~4 000

联络通道上台阶炮孔布置如图3所示。其中:中空孔直径为150 mm;其他炮孔直径为40 mm;掏槽眼炮孔深度为1.2 m;辅助眼与周边眼炮孔深度为1 m;掏槽眼、辅助眼、周边眼炮孔间距依次为0.5, 0.6和0.6 m;掏槽眼单眼装药量为0.25 kg;辅助眼为0.2 kg;周边眼为0.2 kg。炸药采用2号岩石乳化炸药,等效药卷直径为32 mm,装药密度为1.14 g/cm³。

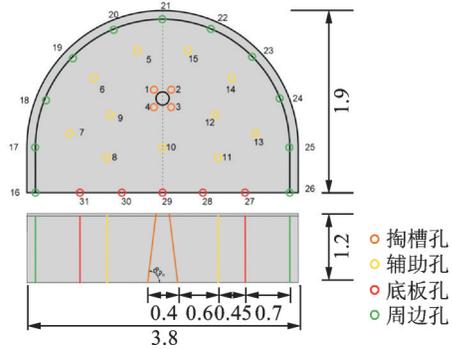


图3 炮孔布置(单位:m)

Fig.3 Blasthole layout diagram (unit: m)

1.2 现场监测

为研究高架桥在受到爆破振动荷载作用下所表现出的动态特性,本实验在高架桥桥墩处采用动态测试仪器对桥墩以及现场地表进行监测。由于高架桥车流的复杂性,且不允许开挖进行监测,故测试过程中爆破测振仪布置在离爆源距离最近的桥墩处。图4为现场监测布置图。监测点振动速度如表2所示。



图4 现场监测布置图

Fig.4 Site monitoring layout

表2 监测点振动速度

Tab.2 Vibration velocity of monitoring point cm/s

工况	监测点 编号	x轴振动 速度	y轴振动 速度	z轴振动 速度	合振速
3 m	#1	0.030	0.087	0.029	0.091
	#2	0.025	0.083	0.023	0.090
	#3	0.029	0.090	0.026	0.091
	#4	0.027	0.081	0.021	0.108
4 m	#1	0.037	0.095	0.031	0.098
	#2	0.029	0.088	0.027	0.100
	#3	0.034	0.097	0.032	0.096
	#4	0.031	0.091	0.030	0.112

2 数值模型

2.1 模型尺寸与边界条件

为了充分反映施工现场布置情况,拟采用 ANSYS/LS-DYNA 模拟高架桥受爆炸冲击作用下的动力响应。为了确保数值模拟的准确性并且消除现场实验不可控因素的干扰,故采取联络通道分别爆破开挖至 6, 9, 12, 17, 21, 26 及 30 m 7 种工况(分别定义为工况 1~7)进行分析。数值模型采用 8 节点 Solid164 实体单元,填土厚度为 3.2 m,粉质黏土厚度为 5.6 m,整体数值模型尺寸为 60 m×35 m×40 m。围岩、土层和高架桥均采用拉格朗日网格划分,网格边长为 50 cm,局部网格边长为 20 cm 和 25 cm,共划分 970 581 个单元。模型顶面采用自由面,其他各面均采用无反射边界条件,以充分满足爆破地震波在岩土体等半无限介质中的传播条件。图 5 为数值模型示意图。

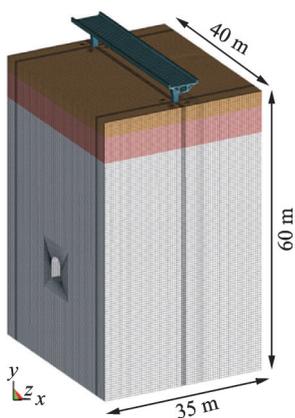


图5 数值模型示意图

Fig.5 Numerical model diagram

笔者采用爆破等效荷载进行模拟炮孔爆破^[13]。在 C-J 爆轰条件下,炸药的平均爆轰压力为

$$P_D = \frac{\rho_e D^2}{2(\gamma + 1)} \quad (1)$$

其中: P_D 为炸药爆轰平均初始压力; ρ_e 为炸药密度; D 为炸药爆轰速度; γ 为炸药的等熵指数,近似值为 2~3。

设炮孔壁上的爆炸荷载为 $p(x, t)$, 则群孔起爆时等效到弹性边界的爆炸荷载为

$$p_e(x, t) = kp(x, t) \left(\frac{r_1}{r_0} \right)^{-2 - \frac{\mu}{1-\mu}} \left(\frac{r_2}{r_1} \right)^{-2 + \frac{\mu}{1-\mu}} \quad (2)$$

其中: k 为群孔起爆时的荷载影响因数,取 $k=4.5$; r_0 为炮孔半径;泊松比 $\mu=0.25$; r_1, r_2 为粉碎区、破裂区半径。

粉碎区半径为装药半径 3~5 倍,破裂区半径为装药半径 10~15 倍。笔者取 $r_1=4r_0, r_2=12r_0$ 。

根据爆腔膨胀理论得到炸药爆轰平均初始压力为 $p_0=1.84$ GPa, 根据等效公式计算等效作用在炮孔中心连线所在面上的压力峰值为 $p_e=52.86$ MPa。本研究中假定每个微元上作用的爆破荷载压力上升时间为 100 μs , 正压作用时间为 1 000 μs 。

2.2 材料模型及参数

高架桥钢筋混凝土采用文献[14]描述的钢筋混凝土等效模量的方法

$$E_c = E_c + \frac{A_s}{A} E_s = E_c + \rho E_s \quad (3)$$

其中: E_c 为钢筋混凝土弹性模量; E_c 为混凝土弹性模量; E_s 为钢筋弹性模量; A_s 为构件中钢筋截面面积; A 为构件截面总面积; ρ 为配筋率。

在众多混凝土动态模型中, *MAT_JOHNSON_HOLMQUIST_CONCRETE 模型可用于大应变、高应变率 and 高压下的混凝土。支座材料为板式橡胶支座, 采用 *MAT_MOONEY-RIVLIN_RUBBER 材料模型进行模拟^[15]。根据工程现场特点, 模型中粉质黏土用 *MAT_DRUCKER_PRAGER 材料模型定义^[16], 其用于定义屈服面的参数是土体参数摩擦角 φ 和黏聚力 c 。数值模型下层的微风化砂质泥岩采用 *MAT_PLASTIC_KINEMATIC 材料模型^[16]。表 3 为数值模拟参数。

3 高架桥动力响应特性

3.1 模型可靠性验证

选取开挖进尺 6 m 数值计算模型进行分析, 以验证数值模拟计算的可靠性。表 4 为爆破实验与数值模拟振动速度对比结果。由表 4 可知, 监测点处 3 个振动方向的振动速度中 x 向最大, z 向最小(x, z, y 3 个方向对应高架桥的轴向、侧向及桥墩的竖向)。另外, 数值模拟结果均略大于现场实验结果, 合振速的最大误差约为 11.01%, 在允许误差范围内, 说明数值模拟结果具有较高的可靠性。

选取开挖 6 m 处的现场实验振速波形与数值模拟波形进行对比, 图 6 为合振速波形对比。可以看出, 合振速的现场实际监测波形与数值模拟波形基本一致, 衰减规律也大致相同, 进一步验证了模型的可靠性。现场监测点振速峰值略小于数值模拟的结果, 合振速误差最高为 10.15%。

表 3 数值模拟参数

Tab.3 Parameter table of numerical simulation

材料	密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 E/GPa	剪切模量 G/GPa	泊松比 μ	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	抗拉强度 σ_t/MPa
桥面	2.50	35.5	0.090	0.3	—	—	2.390
支座	1.20	0.49	0.252	0.29	0.333	—	—
下部结构	2.60	39.5	0.190	0.27	—	—	2.390
填土	1.98	0.027	0.010	0.35	0.100	10	0.016
粉质黏土	1.99	0.039	0.016	0.275	0.350	15	0.029
微风化砂质泥岩	2.68	7	2.800	0.25	5.500	43	2.580

表 4 爆破实验与数值模拟振动速度对比结果

Tab.4 Comparison of vibration velocity between field test and numerical simulation

监测点	数值模拟				现场实验				合振速 误差/%
	x 轴振动速度/ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	y 轴振动速度/ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	z 轴振动速度/ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	合振速/ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	x 轴振动速度/ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	y 轴振动速度/ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	z 轴振动速度/ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	合振速/ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	
#1	0.119	0.055	0.043	0.141	0.109	0.043	0.035	0.128	10.15
#2	0.105	0.041	0.037	0.122	0.098	0.036	0.031	0.113	9.81
#3	0.114	0.043	0.033	0.135	0.104	0.047	0.039	0.124	8.06
#4	0.103	0.041	0.041	0.121	0.100	0.033	0.036	0.109	11.01

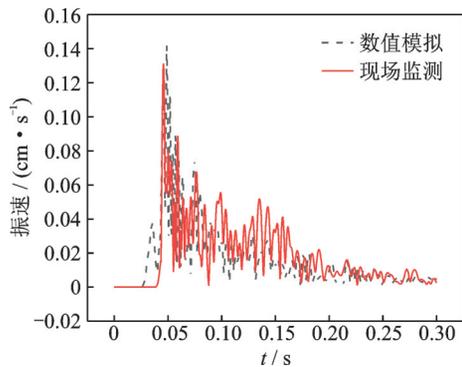


图 6 合振速波形对比

Fig.6 Comparison chart of combined vibration velocity waveform

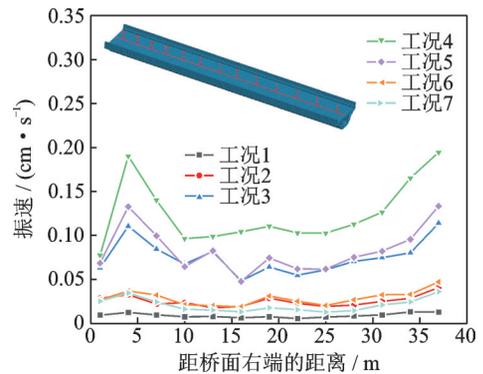


图 7 桥面振速示意图

Fig.7 Schematic diagram of bridge deck vibration velocity

3.2 高架桥爆破动力响应特征

3.2.1 桥面振速

现场实验中因条件限制,监测点只布设在桥墩处,考虑高架桥的整体结构,将其划分为2部分进行讨论。选取一定数量的桥面轴向单元监测点,桥面振速示意图如图7所示。由图7可知,不同爆破工况下,桥面的峰值振动速度呈现出随爆源距离减小而不断增大的趋势,其中以工况4(爆源位于高架桥的正下方)时的振动速度最大,因此可确定下穿爆破正下方爆破为最危险工况。同时,桥面中心处的振速出现略微增大的情况,其原因是自左右桥墩传递给桥面的振速出现了叠加,不过不影响桥面的安全性。

为进一步研究桥面的动力响应特征,选取桥面中心为研究对象,分析最危险工况(即工况4)。桥面横向振速如图8所示。

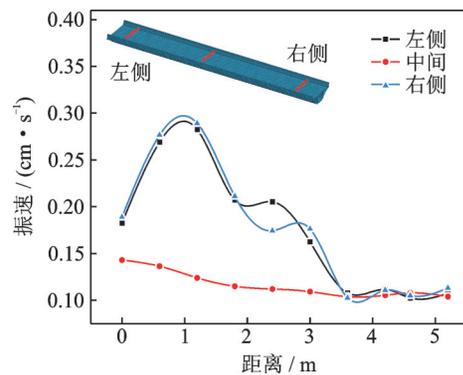


图 8 桥面横向振速

Fig.8 Schematic diagram of transverse vibration velocity of bridge deck

由图 8 可知,桥面振速自爆源方向递减,特别是桥墩与桥面连接处振速由 0.29 cm/s 衰减至 0.11 cm/s。分析其原因可能是桥面振速较高处离爆源较近,同时桥墩此侧的振速较高,导致振速较高,且随着距爆源越远,振速逐渐降低,同时桥面的振速较低,即使是在最危险工况最大振速也仅为 0.29 cm/s,爆破产生的冲击波对桥面振速影响不大。

3.2.2 下部结构振速

桥梁下部结构是桥梁的重要组成部分,主要包括桥墩、承台和桩基等构件。下部结构的稳定会对桥梁整体安全产生直接影响。为研究高架桥下部结构的振动特性,选取一定数量的单元监测点,下部结构监测点示意图如图 9 所示。图 10 为下部结构振速示意图。

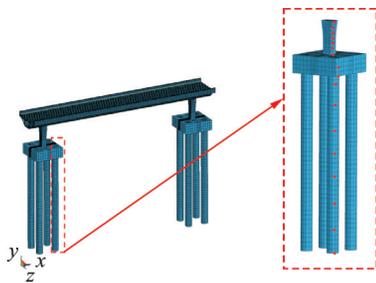


图 9 下部结构监测点示意图

Fig.9 The schematic diagram of the monitoring points of the lower structure

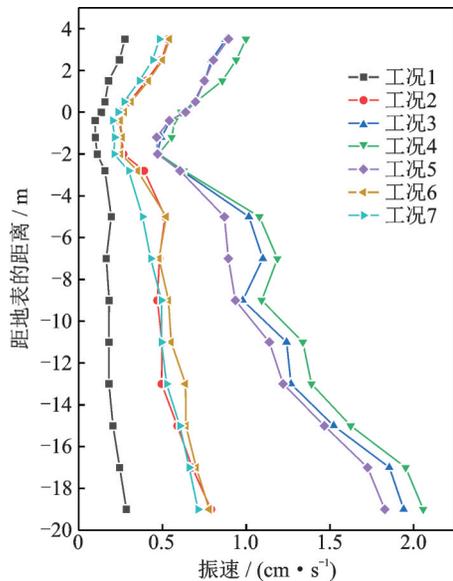


图 10 下部结构振速示意图

Fig.10 The vibration velocity diagram of the lower structure

由图 10 可知,针对桥墩而言,不同工况的桥墩单元点峰值合振动速度自下而上逐渐增大,振速最

大值均在桥墩顶处。桥墩在危险工况处的振速最大值为 0.55 cm/s 增大至 0.99 cm/s,峰值增幅约 80%,出现放大效应,分析其原因是桥墩顶端所受约束较小,出现一定程度的放大效应;随着桥墩高度的增加,振速的高层放大效应占主导,因此振速明显增加。针对承台而言,承台振速整体上随着爆源的靠近而增大,不过增大的程度并不如桥墩,分析其原因为承台的尺寸相较于桥墩较大,同时桥墩处于埋置状态,在一定程度上会降低振速。

针对桩基而言,在 7 种不同开挖进尺情况下,桩基的振动速度越过峰值后,桩基的峰值振动速度值随爆源距离的增大而不断减小,因此可确定进尺 17 m,即工况 4 为振动危险工况。不同工况的桩基单元点峰值合振动速度自上而下逐渐增大,振速最大值均在桩基最底部。分析其原因是随着埋地深度的不断增加,离爆源越来越近,桩基受的振动波冲击越来越大,故在桩基底部的振速最大。

3.2.3 下部结构位移

考虑到现行的桥梁失效判据为位移判据,故分析高架桥在爆破振动冲击作用下产生的位移分布规律有一定工程意义。在模型中沿竖直方向选取一定数量的单元监测点,下部结构位移示意图如图 11 所示。

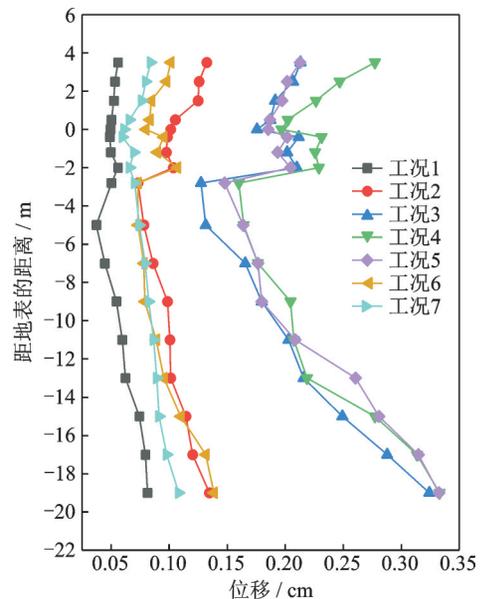


图 11 下部结构位移示意图

Fig.11 Diagram of displacement of substructure

将图 10,11 进行对比分析发现,位移的整体规律与振速的分布规律大致相符。针对桥墩而言,不同工况的桥墩单元点位移自下而上逐渐增大,位移最大值均在桥墩顶处。桥墩在危险工况处的位移最

大值增幅约 30%，增幅程度比振速的放大效应小，其原因为桥墩不是均匀的线弹性材料，振速与位移的关系不是线性关系。针对承台而言，承台产生的位移整体上随着爆源的靠近而增大，比桥墩位移偏小。由于承台的竖向尺寸较小，位移在竖向基本上相等，同时桥墩处于埋置状态，产生位移所需的能量比桥墩大。针对桩基而言，其分布规律与振速的分布规律基本一致。不同工况的桩基单元点位移自上而下逐渐增大，位移最大值均在桩基最底部。其原因是随着埋地深度的不断增加，离爆源越来越近，桩基受的振动冲击越来越大，故在桩基底部的位移最大。按照现行的规范与其他学者的研究成果，桩基的振速与位移均位于安全范围内。

4 高架桥安全性评价

4.1 桥墩振速与位移关系

振动速度作为爆破安全工程中常用的监测参数以及安全控制量，其值的预测和规定对爆破工程的施工和安全控制具有重要意义。根据我国《爆破安全规程》^[17]，不同保护对象有相应的安全允许控制振速，但缺乏高架桥振速的安全控制阈值。

笔者建立振速和位移之间的关系，提出爆破振动下桥墩的安全控制振速。在爆破振动作用下，高架桥 x 方向的振动速度是 3 个振动方向中速度最大的，则桥墩沿 x 方向受爆破作用产生的位移也最大。现行的规范大多采用的是桥墩顶部的顺向位移，通过判断桥墩沿 x 方向位移变化情况判断桥墩是否受到功能性损伤。

高架桥桥墩振速与位移关系如图 12 所示。图中纵坐标为桥墩 x 方向峰值振速，横坐标为桥墩 x 方向位移，拟合度为 0.986，说明桥墩峰值振速与相应位移有较高的相关性，关系式为

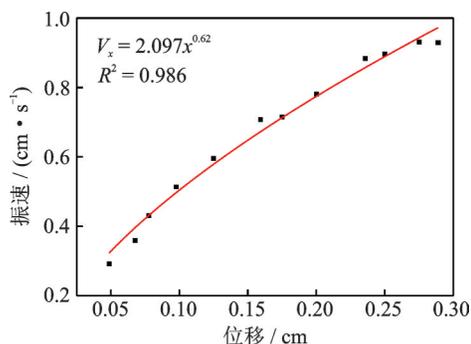


图 12 桥墩振速与位移关系

Fig.12 Schematic diagram of relationship between vibration velocity and displacement of pier

$$V_x = 2.097x^{0.62} \quad (4)$$

其中： V_x 为桥墩单元峰值振动速度； x 为桥墩的 x 方向位移。

4.2 高架桥安全评价

桥墩容许位移的计算公式^[18-20]为

$$\begin{cases} \Delta_u = \frac{1}{3}H^2\phi_y + (H - \frac{L_p}{2})\theta_u \\ L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl} \geq 0.044f_y d_{bl} \end{cases} \quad (5)$$

其中： H 为悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离； ϕ_y 为截面的等效屈服曲率； L_p 为等效塑性铰长度； f_y 为纵向钢筋抗拉强度标准值； d_{bl} 为纵向主筋的直径。

代入数值计算得到 $\Delta_u = 35$ mm，该值为桥墩的顺向位移。为了有效控制桥墩位移，选取桥墩位移允许值 80% 为警戒值、40% 为预警值，得到桥墩位移的预警值为 14 mm，警戒值为 28 mm。结合式(4)，得到高架桥爆破振动预警振速为 2.58 cm/s，警戒振速为 3.97 cm/s，极限控制振速为 4.55 cm/s。

5 结 论

1) 数值计算模型与现场实验数据相比，误差较小，振动规律基本一致，模型可靠性较高。不同爆破工况下，高架桥各部位峰值振速随爆源距离减小而不断增大，开挖进尺 17 m 处为爆破最危险工况。

2) 爆破振动作用下，桥面的轴向和横向振速均不大，处于安全范围内；承台振速受限于尺寸与埋地，振速和位移在安全范围内；桩基的振速和位移随着埋深的增加而增加，桩基为整体结构振速最大处，按照现行的控制标准，仍处于安全范围内；桥墩的振速和位移均存在自下而上的放大效应。

3) 高架桥桥墩位移与振速具有对应关系，工程实际中以桥墩振速预测高架桥的安全程度是合理的，桥墩位移随着高架桥所受振速的增大而增大，计算得到爆破振动预警振速为 2.58 cm/s，警戒振速为 3.97 cm/s，极限控制振速为 4.55 cm/s。在施工过程中以此作为高架桥是否产生破坏的依据，指导地铁联络通道的爆破施工。

参 考 文 献

- [1] 朱斌,蒋楠,周传波,等.基坑开挖爆破作用邻近压力燃气管道动力响应特性研究[J].振动与冲击,2020,39(11):201-208.

- ZHU Bin, JIANG Nan, ZHOU Chuanbo, et al. Effect of excavation blast vibration on adjacent buried gas pipeline in a foundation pit [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2020, 39(11): 201-208. (in Chinese)
- [2] THOMAS R J, STEEL K, SORENSEN A D. Reliability analysis of circular reinforced concrete columns subject to sequential vehicular impact and blast loading [J]. *Engineering Structures*, 2018, 168 (1) : 838-851.
- [3] JIANG N, ZHU B, HE X, et al. Safety assessment of buried pressurized gas pipelines subject to blasting vibrations induced by metro foundation pit excavation [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2020, 102: 103448.
- [4] ZHU B, JIANG N, ZHOU C B, et al. Dynamic failure behavior of buried cast iron gas pipeline with local external corrosion subjected to blasting vibration [J]. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 2021, 88: 103803.
- [5] GUAN Z, YOU H, LI J. An effective lateral earthquake-resisting system for long-span cable-stayed bridges against near-fault earthquakes [J]. *Engineering Structures*, 2019, 196:109345.
- [6] SON J, LEE H J. Performance of cable-stayed bridge pylons subjected to blast loading [J]. *Engineering Structures*, 2011, 33(4): 1133-1148.
- [7] YI Z, AGRAWAL A K, ETTOUNEY M, et al. Blast load effects on highway bridges I: modeling and blast load effects [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2014, 19(4): 04013023.
- [8] LI X, ZHANG D Y, YAN W M, et al. Shake-table test for a typical curved bridge: wave passage and local site effects [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2015, 20(2): 04014061.
- [9] KEMAL H. Stochastic dynamic response of short-span highway bridges to spatial variation of blasting ground vibration [J]. *Applied Mathematics and Computation*, 2017, 292:194-209.
- [10] PAN Y, VENTURA C E, CHEUNG M M S. Performance of highway bridges subjected to blast loads [J]. *Engineering Structures*, 2017, 151(15):788-801.
- [11] TAMADDON S, HOSSEINI M, VASSEGHI A. The effect of curvature angle of curved RC box-girder continuous bridges on their transient response and vertical pounding subjected to near-source earthquakes-science direct[J]. *Structures*, 2020, 28:1019-1034.
- [12] WU M, JIN L, DU X. Dynamic responses and reliability analysis of bridge double-column under vehicle collision [J]. *Engineering Structures*, 2020, 221:111035.
- [13] LU W, YANG J, CHEN M, et al. An equivalent method for blasting vibration simulation [J]. *Simulation Modelling Practice and Theory*, 2011, 19(9) : 2050-2062.
- [14] 孔丹丹, 赵颖华, 王萍, 等. 钢筋混凝土材料有限元分析中的等效模量方法 [J]. *沈阳建筑大学学报(自然科学版)*, 2005, 21(3): 200-203.
KONG Dandan, ZHAO Yinghua, WANG Ping, et al. Equivalent modulus method in finite element analysis of reinforced concrete materials [J]. *Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science Edition)*, 2005, 21(3): 200-203. (in Chinese)
- [15] 左雪艳. BZ系列减隔震橡胶支座对桥梁抗震性能影响的研究 [D]. 西安: 西安工业大学, 2017.
- [16] 朱斌, 蒋楠, 周传波, 等. 粉质黏土层直埋铸铁管道爆破地震效应 [J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2021, 55(3): 500-510.
ZHU Bin, JIANG Nan, ZHOU Chuanbo, et al. Blasting seismic effect of buried cast iron pipeline in silty clay layer [J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2021, 55(3): 500-510. (in Chinese)
- [17] GB 6722—2014 爆破安全规程 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2015.
- [18] 李贵乾, 唐光武, 郑罡. 圆形钢筋混凝土桥墩等效塑性铰长度 [J]. *土木工程学报*, 2016(2):87-97.
LI Guiqian, TANG Guangwu, ZHENG Gang. Equivalent plastic hinge length of circular reinforced concrete pier [J]. *Journal of Civil Engineering*, 2016(2) : 87-97. (in Chinese)
- [19] CJJ 166—2011 城市桥梁抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [20] JTG 3362—2018 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2018.



第一作者简介:罗帅兵,男,1999年4月生,硕士生。主要研究方向为爆破工程、岩石动力学及地下建筑工程。
E-mail: luoshuaibing@cug.edu.cn

通信作者简介:蒋楠,男,1986年9月生,博士、副教授。主要研究方向为工程爆破及岩石动力学、地下建筑工程施工技术以及工程岩土体稳定性控制等。
E-mail: jiangnan@cug.edu.cn