

doi:10.3963/j.issn.1001-487X.2021.04.017

拱式渡槽逐跨延期爆破且需保留槽墩时 跨间起爆时差的选择*

孙金山^{1a,1b}, 蒋跃飞², 陈前伟^{1a,1b}, 刘桐², 李靖杰³

(1. 江汉大学 a. 省部共建精细爆破国家重点实验室; b. 爆破工程湖北省重点实验室, 武汉 430023;
2. 浙江省高能爆破工程有限公司, 杭州 310000; 3. 中国地质大学(武汉) 工程学院, 武汉 430074)

摘要: 大型拱式渡槽爆破拆除工程采用逐跨起爆方案时, 跨间起爆时差的选择对其塌落运动状态影响显著。而在保留槽墩的条件下, 起爆时差的选择还会影响保留槽墩的损伤程度。以浙江龙门桥渡槽爆破拆除工程为例, 建立了渡槽上部结构的动力学方程, 确定了失稳拱架的支座反力, 以及不平衡支座反力对槽墩产生的力矩, 进而建立了槽墩横截面边缘的应力时程曲线计算模型。根据结构自振周期计算模型, 计算了拱架与槽墩在起爆后的应力瞬态调整所需时间。分析表明: 当槽墩截面不能承受拉应力时, 跨间起爆时差应小于拱架与槽墩的应力调整时间之和; 当槽墩截面可承受一定的拉应力时, 跨间起爆时差可适当延长。根据理论分析结果, 确定了龙门桥渡槽爆破工程的跨间起爆时差, 且槽墩保护效果良好。

关键词: 拱式渡槽; 拱桥; 拆除爆破; 槽墩损伤控制; 起爆时差

中图分类号: TD235.3 **文献标识码:** A **文章编号:** 1001-487X(2021)04-0115-05

Selection of Initiation Delay Time for Arch Aqueduct Blasting under Condition of Span by Span Collapse and Pier Retaining

SUN Jin-shan^{1a,1b}, JIANG Yue-fei², CHEN Qian-wei^{1a,1b}, LIU Tong², LI Jing-jie³

(1. a. State Key Laboratory of Fine Blasting; b. Hubei Key Laboratory of
Blasting Engineering, Jiangnan University, Wuhan 430023, China;

2. Zhejiang Gaoneng Corporation of Blasting Engineering, Hangzhou 310000, China;

3. Engineering Faculty of China University of Geosciences (Wuhan), Wuhan 430074, China)

Abstract: When the span-by-span initiation scheme is adopted in large arch aqueduct blasting demolition project, the selection of the initiation delay time between spans has a significant influence on the collapse motion state. In the case of pier retaining, the initiation delay time can also affect the damage degree of the reserved piers. In this paper, taking the Longmen Bridge aqueduct blasting project as an example, the dynamic equation of a blasted arch is established. Meanwhile, the support forces of arches and the moments of piers are determined. Furthermore, the calculation model for the stress time history curves of piers is established. Finally, according to the calculation model of natural vibration period of the structure, the time required for stress transient adjustment of arch frame and piers after detonation are calculated. The analysis shows that, if the pier section cannot be bear the tensile stress, the initiation delay time between spans should be smaller than the sum of stress adjustment time of piers. Otherwise, the initiation delay time can be extended. According to the results of theoretical analysis, the initiation delay time between spans of Longmen Bridge aqueduct blasting engineering is determined, and the pier protection effect is good.

Key words: arch aqueduct; arch bridge; blasting demolition; damage controlling of pier column; initiation delay time

大型桥梁或渡槽的拆除通常采用爆破方式,但由于其结构较为特殊,所处环境往往较为复杂,爆破拆除的事故偶有发生^[1,2]。因此,在其爆破方案的制定和参数设计时,仅通过工程类比和工程经验进行设计往往存在较高的风险^[3,4]。目前,渡槽或拱桥爆破设计的基础理论和设计方法等尚不完善,部分学者开展了初步的研究,如谢先启等设计了宜春大桥的爆破方案^[5],对桥梁爆破倒塌过程中进行了分析;刘国军等对桥梁爆破拆除的安全问题进行了分析^[6],研究了爆破时的振动、飞散物、中隔墙防护等有害效应的控制问题;周雯、刘战、周奎分别采用动力学数值模拟方法研究了桥梁爆破时的失稳、坍塌、堆积等过程^[7-10],并分析了其受力特征。然而,目前针对大型渡槽爆破拆除的研究相对较少,尤其是针对爆破过程中构件或整体结构受力分析或损伤控制等问题更很少涉及。

针对浙江省衢州市龙门桥渡槽爆破拆除工程的特殊技术要求,控制其保留槽墩的损伤,建立了失稳拱的动力学模型,计算了渡槽单跨上部结构与槽墩的自振周期,确定了逐跨起爆时单跨的应力调整时间,为跨间起爆时差的设计提供了理论依据。

1 龙门桥渡槽爆破工程简介

龙门桥渡槽(如图1、图2)位于浙江省衢州市龙游县龙门桥村,渡槽上部结构存在多处结构老化、损伤等病害现象,需拆除重建。该渡槽结构型式为少筋肋拱式双曲拱,总长555 m,共17跨,单跨30 m,最大高度19.4 m。主要构件包含槽身、支承结构与基础。槽身为钢筋混凝土矩形槽,渡槽上部支承结构包括素混凝土竖墙和少筋混凝土双曲主拱圈,下部支承结构为浆砌石重力墩(混凝土墩帽和浆砌块石墩体)(如图3)。



图1 龙门桥渡槽

Fig. 1 Longmen Bridge aqueduct

收稿日期:2021-06-20

作者简介:孙金山(1980-),男,教授、博士,主要从事工程爆破方面的教学与研究,(E-mail) sun99001@126.com。

基金项目:湖北省重点研发计划项目(2020BCA084);湖北省自然科学基金重点项目(2020CFA043)



图2 渡槽侧视图

Fig. 2 Side view of the bridge aqueduct

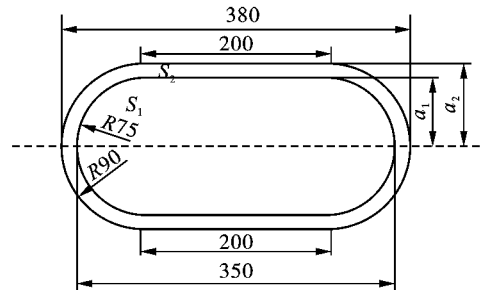


图3 槽墩典型截面(单位:cm)

Fig. 3 Diagram of pier section(unit:cm)

该渡槽采用爆破方式进行拆除,因重建需要,委托单位要求将渡槽肋拱段上部结构进行爆破拆除,但需保留槽墩,并需保证其在重建工程中能继续使用。

该渡槽的总体爆破方案采用从一侧向另一侧逐跨原地塌落的爆破模式。沿其轴向共分为18个独立的爆破单元,每个槽墩上方的爆破部位作为一个单元(如图4所示)。为降低塌落振动对邻近保护对象的影响,在1~3跨的拱顶处设置炮孔,使主拱架在触地前发生断裂,减小对地面的冲击。起爆网路主要采用电子雷管进行敷设。

2 失稳拱架的运动学模型

根据渡槽的逐跨延期爆破方案,每跨结构一侧的拱脚起爆时,另一侧还未起爆,整跨结构将绕未起爆的拱脚发生旋转运动,可将其简化为如图5所示的力学模型。

不考虑空气阻力和转动轴阻力对其运动的影响时,由达朗贝尔原理及牛顿第二定律可得拱架的运动学方程为

$$\begin{cases} J_0 \cdot \frac{d^2\theta}{dt^2} = Gr_0 \sin\theta \\ \theta \Big|_{t=0} = \theta_0 \\ \theta' \Big|_{t=0} = 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: J_0 为拱架绕转动轴的转动惯量; θ 为旋转半径与竖直方向的夹角, θ_0 为静止时的 θ 初始值; θ' 为 θ 对时间 t 的一阶导数,即拱架的角速度; t 为时间; G 为拱架的重量; r_0 为拱架的重心到转动轴的距离。

根据拱架的静力平衡条件,可得平衡方程

$$\begin{cases} R_x - A_\theta \cos\theta - A_r \sin\theta = 0 \\ R_z - G + A_\theta \sin\theta - A_r \cos\theta = 0 \end{cases} \quad (2)$$

式中: R_x 、 R_y 为水平和竖直向支座反力; A_θ 为切

向惯性力; A_r 为向心力。

$$\begin{cases} A_\theta = \frac{mGr_0^2 \sin\theta}{J_0} \\ A_r = mr\theta'^2 \end{cases} \quad (3)$$

式中, m 的单跨拱架的总重量。

解得水平和竖直向的支座反力为

$$\begin{cases} R_x = \frac{mGr_0^2 \sin\theta \cos\theta}{J_0} + mr_0\theta'^2 \sin\theta \\ R_z = G - \frac{mGr_0^2 \sin\theta}{J_0} + mr_0\theta'^2 \cos\theta \end{cases} \quad (4)$$

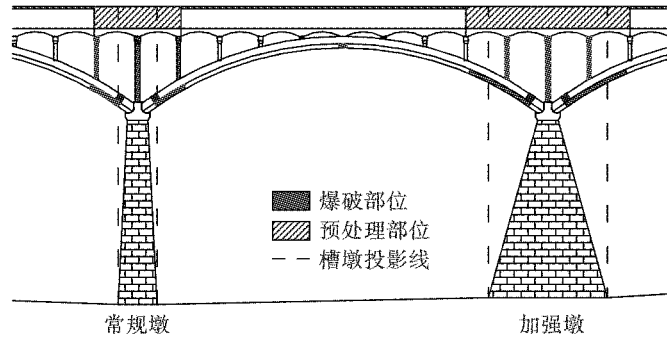


图4 爆破方案(1~3跨)
Fig. 4 Blasting plan(1~3 span)

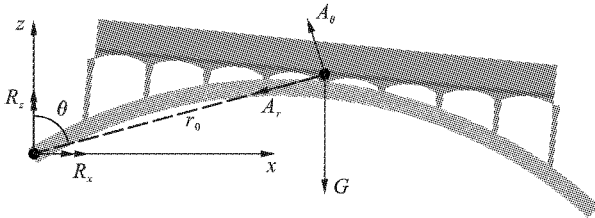


图5 拱架受力简图
Fig. 5 Stress diagram of arch frame

3 失稳拱架在槽墩中诱发的附加应力

如图6所示,每个槽墩为相邻的两个拱架提供支座反力,失稳拱架的支座反力可由(4)式给出。未爆破的拱架对槽墩的竖向作用力 F_z 与水平作用力 F_x 可由静力平衡条件得到

$$\begin{cases} F_z = \frac{G}{2} \\ F_x = \frac{Gl}{8f} \end{cases} \quad (5)$$

式中: l 为拱架跨度; f 为拱架矢高。

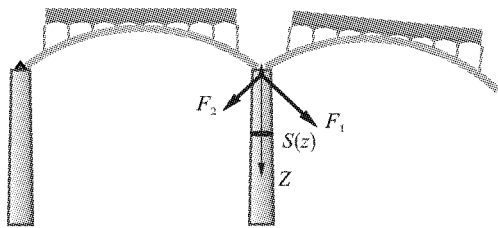


图6 槽墩受力简图
Fig. 6 Force analysis of a pier

如槽墩横截面沿轴向均匀变化,设顶部截面面积为 S_1 ,底部截面面积为 S_2 ,高度为 H ,可得任意距

离拱脚支座 z 处槽墩横截面积的大小

$$S_z = S_1 + \frac{S_2 - S_1}{H}z \quad (6)$$

可得槽墩 z 截面处由其左右两个拱的竖直方向荷载 F_z 和 R_z 所产生的压应力为

$$\sigma_i = \frac{F_z + R_z}{S_1 + \frac{S_2 - S_1}{H}z} \quad (7)$$

z 截面以上槽墩的自重为

$$G_A = \gamma \int_0^z \left[S_1 + \frac{S_2 - S_1}{H}z \right] dz \quad (8)$$

式中, γ 为槽墩重度。

可得由 z 截面处由槽墩自重所产生的压应力为

$$\sigma_j = \gamma \frac{S_1z + \frac{S_2 - S_1}{2H}z^2}{S_1 + \frac{S_2 - S_1}{H}z} \quad (9)$$

相邻两个拱架水平作用力在槽墩 z 截面所产生的合力矩为

$$M = (R_x - F_x)z \quad (10)$$

则力矩 M 在槽墩 z 截面边缘处产生的压/拉应力为

$$\sigma_k = \pm \frac{M}{I_z}y \quad (11)$$

式中: I_z 为 z 截面对于其中性轴的惯性矩; y 为 z 截面中性轴到截面边缘的距离, $y = a_1 + \frac{z}{H}(a_2 - a_1)$, a_1 为顶截面中性轴到截面边缘的距离, a_2 为底截面中性轴到截面边缘距离(图3)。

可得相邻两个拱架水平作用力在 z 截面边缘上所产生的正应力为

$$\sigma_k = \pm \frac{z(R_x - F_x)}{I_x} \left[a_1 + \frac{z}{H}(a_2 - a_1) \right] \quad (12)$$

因此,相邻两个拱架在如图6所示的状态下,槽墩 z 截面边缘的应力为

$$\sigma = \sigma_i + \sigma_j + \sigma_k \quad (13)$$

即

$$\sigma = \frac{R_z + 0.5G}{S_1 + \frac{S_2 - S_1}{H}z} + \gamma \frac{S_1 z + \frac{S_2 - S_1}{2H}z^2}{S_1 + \frac{S_2 - S_1}{H}z} \pm \frac{z(R_x - F_x)}{I_x} \left[a_1 + \frac{z}{H}(a_2 - a_1) \right] \quad (14)$$

4 槽墩应力瞬态调整时间

拱的一侧支点(拱脚)爆破破坏后,该处支点受到的水平方向的支座反力将瞬间消失。然而,受惯性的影响,拱的另一侧支点(拱脚)处的水平力降至0的过程还需经历短暂的时间,即受力状态重新达到平衡所需的时间。

同时,起爆后槽墩顶部力的瞬态不平衡将产生一定的力矩,该力矩传到桥墩底部也需要一定的时间。

在结构的位移重新达到的新的平衡点后,受力状态也将第一次达到新平衡(后续仍会发生振动)。根据结构振动过程的基本特征(例如弹簧振子),自初始状态到第一次平衡所需的时间为结构自振周期的1/4,即渡槽单跨上部结构的1/4自振周期和槽墩的1/4自振周期之和(特定振型),因此需要分别计算上部结构和桥墩的自振周期。

4.1 拱架自振周期近似解

根据拱架的结构和受力特征,可将其简化为双铰拱(两个支座为铰接)。因槽身存在变形缝可忽

$$\omega_1 = \frac{\sqrt{2}}{6} \sqrt{10\alpha^2 + 9\varepsilon_1^2 + 9\varepsilon_3^2 - \sqrt{100\alpha^4 + 144\alpha^2(\varepsilon_1^2 - \varepsilon_3^2) + 81(\varepsilon_1^2 - \varepsilon_3^2)^2}} \quad (23)$$

得到拱发生上下振动时对称振动振型的自振周期近似解为

$$T_g = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (24)$$

4.2 槽墩自振周期近似解

根据结构动力学理论,采用能量等效原理可得槽墩水平向摆动自振时的周期 T_d 为

$$T_d \approx 2\pi \sqrt{m_{eq}\delta} \quad (25)$$

式中: m_{eq} 为槽墩等效质量; δ 为单位水平力作用下顶点的位移。

$$m_{eq} \approx 0.25m_d \quad (26)$$

略其抗弯刚度和拉压刚度,因此槽身和立墙的质量可等效在拱上。

设单跨上部结构总质量为 m ,单位水平长度质量为 m_g (单位:kg/m),等效双铰拱的跨度 l ,失高 f 。拱圈平均弹性模量 E ,跨中的横截面面积 A_c ,惯性矩为 J_c 。则拱脚受到的支座水平推力

$$F_x = \frac{m_g g l^2}{8f} \quad (15)$$

拱脚的欧拉极限水平推力

$$F_E = \frac{\pi^2 E J_c}{l^2} \quad (16)$$

拱架的曲率半径

$$\rho = \frac{l^2}{8f} \quad (17)$$

拱架的弧长

$$L = l \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right] \quad (18)$$

以角频率表示的拱圈对称自振振动方程为

$$\omega^4 - \left(\varepsilon_1^2 + \varepsilon_3^2 + \frac{10\alpha^2}{9} \right) \omega^2 + \left(\varepsilon_1^2 \varepsilon_3^2 + \frac{\alpha^2 \varepsilon_1^2}{9} + \alpha^2 \varepsilon_3^2 \right) = 0 \quad (19)$$

式中

$$\varepsilon_1 = \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{E J_c}{m_g} \left(1 - \frac{F_x}{f_E} \right)} \quad (20)$$

$$\varepsilon_3 = \left(\frac{3\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{E J_c}{m_g} \left(1 - \frac{F_x}{9f_E} \right)} \quad (21)$$

$$\alpha^2 = \frac{8EA_c l}{m_g \pi^2 \rho^2 L} \quad (22)$$

解得圆频率并取其中的小值 ω_1 为

$$\delta \approx \frac{H^3}{3EI} \quad (27)$$

得槽墩水平振动的自振周期近似解

$$T_d \approx \pi \sqrt{\frac{m_d H^3}{3EI}} \quad (28)$$

4.3 槽墩应力状态瞬态调整所需时间

拱架一端起爆时,自拱脚起爆直至槽墩截面边缘的应力达到新的峰值需要一定的时间。根据上述计算,可得拱架一侧的拱脚起爆并失稳、转动后,不平衡推力在槽墩底部截面产生的应力达到最大值时,自初始状态到该状态所经历的时间 T 约为

$$T = \frac{1}{4}(T_g + T_d) \quad (29)$$

5 渡槽合理跨间起爆时差的选择

根据渡槽的基本参数(如表 1、表 2 所示),由式(24)估算渡槽单跨上部结构的上下自振周期约为 0.18 s;由式(28)估算渡槽 2~14 m 高槽墩的水平自振周期约为 0.008~0.24 s;则由式(29)计算得的单跨上部结构爆破后槽墩底部达到最大应力时应力调整所需的时间约为 0.047~0.105 s。

表 1 渡槽主要结构参数表

Table 1 Structural parameters of aqueduct

跨度 l/m	拱架失高 f/m	质量 m/kg	桥墩高度 H/m
28.5	4.75	136 250	2~14

表 2 等效拱架参数表

Table 2 Parameters of the equivalent arch

总质量/kg	截面绕中性轴 惯性矩 m^4	截面面积/ m^2	弹性模量/GPa
136 250	0.023	0.41	25

利用式(4)、(5)和(14),对 10 m 以上槽墩在距离其顶部 2 m、10 m 处截面的受力状态进行了分析。如图 7 所示,失稳拱架支座反力将先由静态时的初始值变为运动开始时的值,随后,在 $t=0 \sim t=1$ s 时刻,随着加速转动其水平反力逐渐增大,竖直向反力则逐渐减小。在这个阶段水平方向的支座反力将使槽墩受到一定的力矩,并可能使其截面上一侧受到拉应力作用。当拉应力超过槽墩的抗拉强度时,则会破坏其完整性,甚至可能使其坍塌,这也是拱桥拆除时易发生连续性坍塌的重要原因。槽墩自重、上部结构产生的竖直方向荷载产生的竖直方向压应力,会降低力矩的影响。

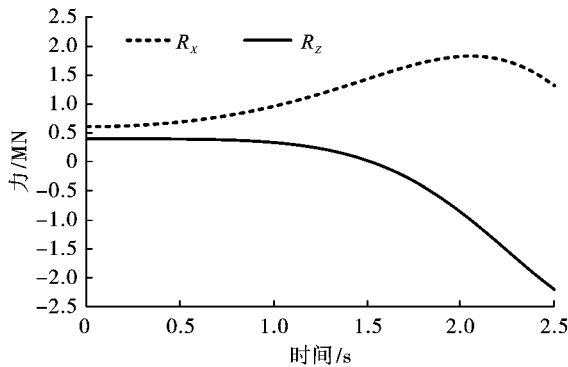


图 7 失稳拱架支座反力时间历程曲线(0 时刻为起爆后拱架应力调整完成,开始发生转动时刻)

Fig. 7 Time history curve of support reaction of unstable arch($t=0$ is the time when the arch stress adjustment is completed after the detonation and the rotation begins)

以该工程高度为 14 m 的槽墩为例(如图 8 所示),起爆前, $z=14$ m 处,即槽墩底部截面的压应力为 -0.36 MPa。起爆后一侧压应力增大,随后减小。另一侧压应力减小至 0 后,变为拉应力,且拉应力先增大后减小。

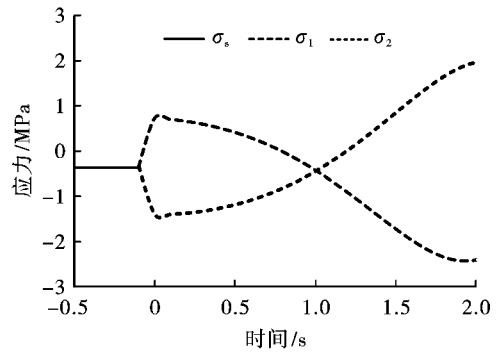


图 8 槽墩 $z=14$ m 截面处应力时程曲线
(图中 σ_0 为初始状态应力, σ_1 为受拉侧边缘应力、 σ_2 为受压侧边缘应力)

Fig. 8 Stress-time history curve of pier section at $z=14$ m (In the figure, σ_0 is the initial stress, σ_1 is the maximum stress on the tension side, and σ_2 is the maximum stress on the compression side)

根据力学分析,槽墩高度越大,不平衡水平推力所产生的力矩越大。要减小拱形结构失稳对槽墩的影响,应在槽墩拉应力达到槽墩抗拉强度前使与槽墩相连的左右两个拱架均与槽墩分离。考虑浆砌块石的强度很低,实际相邻两个槽墩单元的起爆时差不宜大于 0.047 s,而考虑槽墩具有一定的抗拉强度,如设其抗拉强度接近 1 MPa 时,起爆时差则不宜大于 0.105 s。

该工程综合考虑振动叠加效应的控制和槽墩损伤的控制,实际爆破时选取了相邻爆破单元(槽墩)间起爆时差为 0.1 s。爆破完成后,保留槽墩未见宏观损伤,取得了理想的爆破效果,并利用保留的槽墩实现了渡槽的重建(如图 9)。

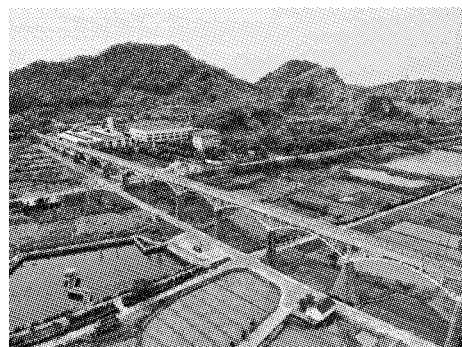


图 9 重建后的渡槽

Fig. 9 The rebuilt aqueduct