

直墙侧爆炸荷载下隧洞结构动力毁伤特性*

曹克磊¹, 代书博¹, 马文昌^{2,3}, 黄虎¹, 刘亮⁴, 张建伟¹, 赵瑜^{1,3}

(1. 华北水利水电大学水利学院 郑州, 450046)

(2. 中国水利水电第三工程局有限公司 西安, 710024)

(3. 华北水利水电大学土木与交通学院 郑州, 450045)

(4. 华北水利水电大学地球科学与工程学院 郑州, 450046)

摘要 针对浅埋钢筋混凝土拱形隧洞在近场爆炸作用下毁伤机理不明、抗爆设计缺乏依据的问题,基于光滑粒子法和有限元(smooth particle hydrodynamics-finite element method,简称SPH-FEM)耦合算法,建立了炸药-砂土-隧洞全耦合三维数值仿真模型。首先,系统探究直墙侧爆炸荷载作用下爆源位置及炸药当量变化对隧洞结构的动力响应及毁伤特征的影响,分析了不同爆源位置及多种炸药当量工况下隧洞的最大主应力分布、位移响应及损伤演化过程;其次,分析爆炸荷载作用下隧洞拱弧面的主应力分布规律以及结构整体变形破坏模式;最后,采用单自由度(single degree of freedom,简称SDOF)法对隧洞损伤等级进行划分。结果表明:起爆位置变化会显著影响拱面最大主应力分布,随着爆源由直墙顶部移至底部,拱面拉应力快速增长区缩小,拉应力平稳区域增加,衰减段主要集中在90°~180°;当爆源越靠近直墙中部,结构峰值位移越大,峰值位移分布于直墙中下部区域;随着爆源位置(底部向顶部移动)及炸药当量的增加,隧洞损伤程度显著提升。该研究为浅埋隧洞侧爆荷载下的抗爆设计与防护加固提供理论依据与参考。

关键词 隧洞结构;动态响应;毁伤特性;破坏模式;损伤评估

中图分类号 TJ55;O383.2;TH140

0 引言

拱形隧洞作为重大水利枢纽与国防工程的基础核心构件,其在使用期间的安全防护对人民生命及社会财产安全意义重大。然而,隧洞结构面临多种潜在爆炸威胁,如精确制导武器的袭击、交通事故引发的燃气管道爆炸^[1]、临近施工爆破作业^[2]以及地震荷载作用^[3-4]等,均对拱形隧洞结构的安全性带来严峻挑战。因此,研究爆炸荷载作用下拱形隧洞结构的动力响应和破坏模式,对提高结构安全性、减少灾害风险具有重要意义。

目前,国内外学者对拱形隧洞在爆炸荷载作用下的动力响应特性及破坏机理开展了大量研究。Kiger等^[5]得出,土-拱结构接触面的摩擦力会影响埋地拱的最大承载力和破坏模式。李述涛等^[6]对正顶两次爆炸冲击下的直墙圆拱形结构进行试验,揭示了结构的损伤机理与动力反应特性。Chen等^[7]通过对地下钢筋混凝土拱结构进行模型试验,获得了挠度、应变、加速度的分布规律和结构的破坏模式。上述针对拱形隧洞的爆炸响应研究主要集中在结构

顶部。相对于隧洞顶部的外部爆炸,内部爆炸会将更多能量作用于结构,导致结构产生更剧烈的动力响应。Zhou等^[8]基于爆炸试验评估了隧道的轴向剩余承载力、轴向位移和破坏机理,并通过仿真模拟方法揭示了爆炸冲击波在隧道内的传播过程及其毁伤机理。杨广栋等^[9]指出,钢筋混凝土拱形结构抵抗外部爆炸荷载的能力明显优于内部爆炸荷载。鉴于内部爆炸研究已取得较多成果,但实际工程中,爆炸荷载常作用于隧洞直墙侧壁,该工况与传统顶爆、洞内爆炸存在显著差异:拱顶以受压为主,抗爆性能优异,而直墙为抗弯构件,对爆炸荷载更为敏感;且爆源与直墙的相对位置直接改变应力波传播规律,显著影响结构失效模式^[10]。现有研究对此关注不足,尤其缺乏爆炸位置影响的系统分析。因此,研究地下拱形结构隧洞在直墙侧爆炸荷载作用下的动力响应特性和抗爆性能具有重要意义。

本研究以直墙侧爆炸荷载作用下的浅埋拱形隧洞为研究对象,基于SPH-FEM耦合算法构建炸药-土体-隧洞三维数值仿真模型,开展了在爆炸荷载作用下隧洞结构的动力响应与毁伤模式研究,揭示了

* 国家自然科学基金资助项目(52409157);河南省自然科学基金青年基金资助项目(252300421557)

收稿日期:2025-07-18;修回日期:2025-09-14

爆炸位置对结构的最大主应力分布、位移响应及破坏模式的影响。该研究可为地下拱形隧洞结构抗爆设计与防护提供理论依据和数据支撑。

1 SPH-FEM 耦合方法及有效性验证

1.1 SPH-FEM 耦合算法

结合光滑粒子流体动力学(smooth particle hydrodynamics, 简称 SPH)方法用于大变形问题和有限元法(finite element method, 简称 FEM)计算效率高的优点, 笔者采用 SPH-FEM 耦合方法, 充分发挥二者的优势。模型中, 炸药及邻近产生大变形的土体区域采用 SPH 粒子进行模拟, 小变形单元采用 FEM 建模。耦合 SPH-FEM 方法如图 1 所示。

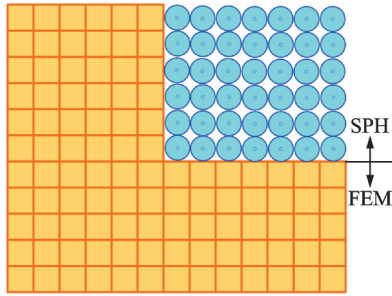


图 1 耦合 SPH-FEM 方法

Fig.1 Coupled SPH-FEM method

1.2 材料模型及参数

1.2.1 三硝基甲苯(TNT)

TNT 采用 *MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN 材料模型进行模拟, 并结合状态方程 *EOS_JWL^[11] 来描述单位体积内能与初始体积之间的关系。TNT 具体材料参数见文献[11], 其表达式为

$$P = A(1 - \frac{\omega}{R_1 V_1})e^{-R_1 V} + B(1 - \frac{\omega}{R_2 V_1})e^{-R_2 V} + \frac{\omega E_0}{V_1} \quad (1)$$

其中: V_1 为相对体积; A 、 B 为材料压力参数; R_1 、 R_2 、 ω 为与炸药有关系数; P 为爆轰压力; E_0 为单元体积内能。

1.2.2 土体

选用 *MAT_SOIL_AND_FOAM 材料模型^[12] 描述砂土特性。土体密度为 1.8 g/cm^3 , 体积卸载模量 K_u 为 1.26 GPa , 拉伸断裂的压力截止值 $P_{\text{cut}} = -6.9 \text{ kPa}$ 。土壤材料参数见文献[12]。该模型的塑性屈服函数为

$$\phi = \frac{S_{ij} S_{ij}}{2} - (a_0 + a_1 p + a_2 p^2) \quad (2)$$

其中: 剪切模量 G 为 63.8 MPa ; a_0 、 a_1 、 a_2 为屈服函数常数; S_{ij} 为偏应力分量; p 为压力。

1.2.3 钢筋

为精确表征钢筋在动态荷载下的应变率敏感性, 本研究选用 *MAT_PLASTIC_KINEMATIC 材料模型^[13] 模拟其力学行为。在不考虑应变率的影响时, 屈服强度的计算式为

$$\sigma_y = \sigma_0 + \eta E_p \epsilon_{\text{eff}}^p \quad (3)$$

其中: σ_0 为初始屈服强度; ϵ_{eff}^p 为有效塑性应变; σ_y 为屈服强度; η 为钢筋塑性强化系数; E_p 为塑性硬化模量。

屈服强度 σ_y 的计算式为

$$\sigma_y = \left[1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^{\frac{1}{D}} \right] (\sigma_0 + \eta E_p \epsilon_{\text{eff}}^p) \quad (4)$$

其中: D 、 C 为 Cowper-Symonds 模型中的应变率参数。

1.2.4 混凝土

混凝土采用 *MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3 模型^[14], 并定义失效准则。其准静态抗压强度为 56 MPa , 密度为 2.42 g/cm^3 , 泊松比为 0.19 。材料的应变率效应通过模型内嵌的动力增大系数(dynamic increase factor, 简称 DIF)模型自动考虑。混凝土抗压强度动力增大系数 DIF_c 可表示为

$$\text{DIF}_c = \frac{f_{\text{dc}}}{f_c} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}_{\text{dc}}}{\dot{\epsilon}_c} \right)^{1.026\alpha} & (\dot{\epsilon}_{\text{dc}} \leq 30/\text{s}) \\ \gamma \left(\frac{\dot{\epsilon}_{\text{dc}}}{\dot{\epsilon}_c} \right)^{1/3} & (\dot{\epsilon}_{\text{dc}} > 30/\text{s}) \end{cases} \quad (5)$$

其中: f_{dc} 和 f_c 分别为动、静态抗压系数; $\dot{\epsilon}_c$ 为静态压缩应变率; $\dot{\epsilon}_{\text{dc}}$ 为混凝土受压时的抗压应变率; α 和 γ 为应变率系数。

α 和 γ 的计算公式为

$$\log \gamma = 6.15\alpha - 2 \quad (6)$$

$$\alpha = (5 + 9f_c/10)^{-1} \quad (7)$$

混凝土抗拉强度动力增大系数 DIF_T 的计算公式为

$$\text{DIF}_T = \frac{f_{\text{dt}}}{f_t} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}_{\text{dt}}}{\dot{\epsilon}_t} \right)^{\delta} & (\dot{\epsilon}_{\text{dt}} \leq 1/\text{s}) \\ \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}_{\text{dt}}}{\dot{\epsilon}_t} \right)^{1/3} & (\dot{\epsilon}_{\text{dt}} > 1/\text{s}) \end{cases} \quad (8)$$

其中: f_{dt} 为应变率为 $\dot{\epsilon}_t$ 时的动态抗拉强度; f_t 为应变率为 $\dot{\epsilon}_t$ 时的静态抗拉强度; β 和 δ 分别为高应变率阶段和低应变率阶段的受拉强度放大系数。

β 和 δ 的计算公式为

$$\log \beta = 6\delta - 2 \quad (9)$$

$$\delta = 1/(1 + 8f_c/10)^{-1} \quad (10)$$

1.3 模拟方法有效性验证

采用 SPH-FEM 耦合方法,基于文献[12]的直墙拱接触爆炸试验建立耦合仿真模型。模型几何尺寸和试验布置如图2所示。试验采用的混凝土抗压强度和抗拉强度分别为 56 MPa 和 4 MPa,弹性模量为 32 GPa。钢筋主筋(直径为 8 mm)的屈服强度、极限抗拉强度和弹性模量分别为 335 MPa、400 MPa 和 200 GPa;箍筋和其余钢筋(直径均为 6 mm)的屈服强度、极限抗拉强度和弹性模量分别为 235 MPa、310 MPa 和 200 GPa;钢筋间距均为 150 mm。

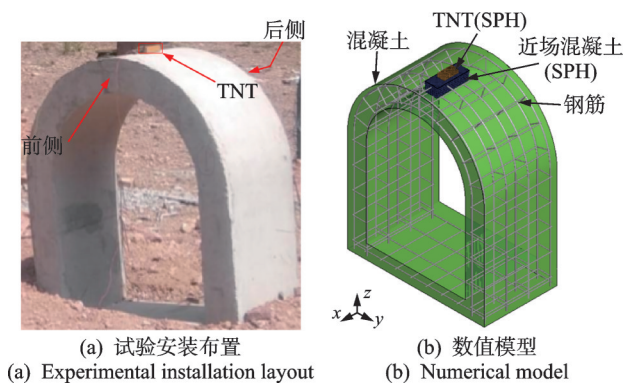


图2 模型几何尺寸和试验布置

Fig.2 Model geometry and experimental arrangement

接触爆炸后直墙拱的模拟结果和试验结果对比如图3所示。全文中有效塑性应变是一个用于描述

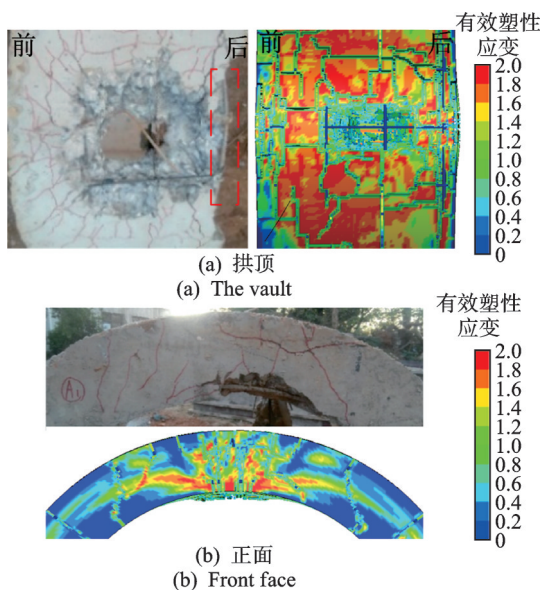


图3 模拟结果和试验结果对比

Fig.3 Comparison of numerical results with experimental results

材料塑性变形程度的数值指标,为量纲一的量。结果表明:数值模拟成功重现了隧洞结构迎爆面产生的冲切破坏、径向及环向裂纹、层裂损伤,以及背爆面产生的较大震塌脱落区;直墙拱正面的斜向裂缝与局部震塌区也在模拟中得到精确反映。模拟结果与试验结果的毁伤模式高度一致,表明笔者采用的 SPH-FEM 耦合方法能够有效预测接触爆炸下钢筋混凝土结构的损伤模式、破坏形态等。

2 爆炸模拟方案设计及数值模型建立

2.1 数值模型建立

本研究基于文献[15]中的钢筋混凝土直墙拱结构,利用几何对称性建立“炸药-砂土-隧洞”的 1/2 对称模型。隧洞数值模型及配筋如图4所示。炸药及近区土体采用 SPH 粒子,混凝土和剩余土体采用 ALE 单元,钢筋采用 BEAM 单元,在土体 3 个垂直面及底部设置无反射边界,底面施加全约束,对称面采用对称边界,如图4(a)所示。模型中,隧洞埋深为 1.8 m,长为 1.1 m,底板厚度为 100 mm,圆拱和直墙部分壁厚均为 130 mm,钢筋保护层厚度为 25 mm。沿拱厚度方向,钢筋直径为 8 mm,箍筋和底板钢筋直径为 6 mm,钢筋间距均为 150 mm,如图4(b)所示。

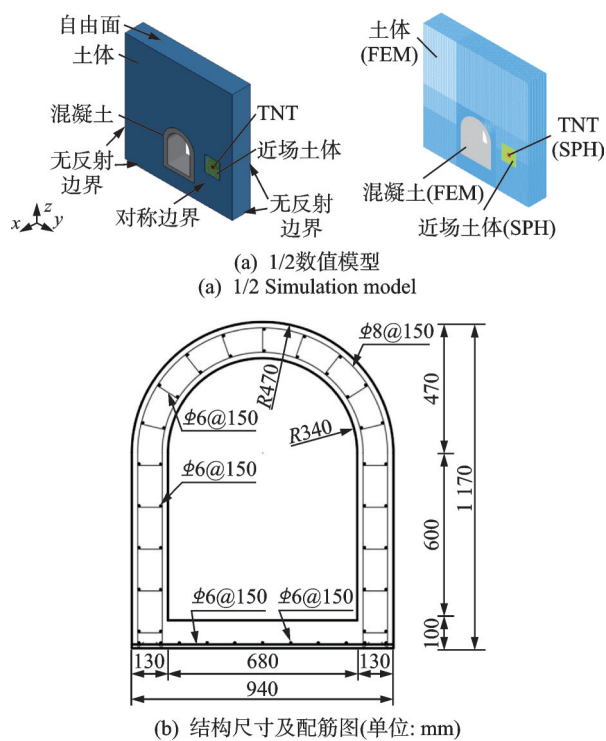


图4 隧洞数值模型及配筋

Fig.4 Numerical model and reinforcement of tunnel

2.2 爆炸模拟方案设计

为探究直墙侧不同起爆位置对拱形隧洞抗爆性能的影响,本研究通过改变直墙顶部、中部和底部的起爆位置设计实现方案,爆距为 0.5 m。爆源位置及测点如图 5 所示。数值模拟工况如表 1 所示。为进一步明确爆炸位置对结构动力响应的影响,在隧洞内壁共设置 10 个测点,分别位于拱顶、拱腰、拱脚、直墙中心及直墙底部等关键部位。

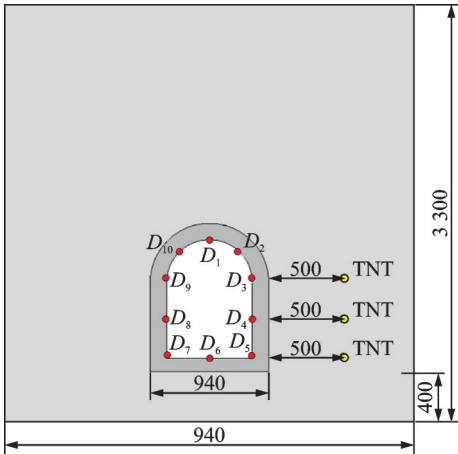


图 5 爆源位置及测点(单位:mm)
Fig.5 Explosion source position and measuring point (unit:mm)

表 1 数值模拟工况

Tab.1 Numerical simulation working conditions

位置	炸药当量/kg	爆炸距离/m	比例爆距/(m·kg ^{-1/3})
直墙顶	0.4/1.2/3	0.5	0.679/0.471/0.347
直墙中	0.4/1.2/3	0.5	0.679/0.471/0.347
直墙底	0.4/1.2/3	0.5	0.679/0.471/0.347

3 数值结果与分析

3.1 冲击波传播特性

直墙侧爆炸冲击波传播过程如图 6 所示(压力为正值,拉力为负值)。结果再现了冲击波由爆心以球面波形式向外辐射、到达结构表面并发生反射叠加、继而穿透结构并在背爆面产生拉伸波的传播过程。在 $t=0.89$ ms 时,冲击波阵面抵达结构表面,因波阻抗差异发生反射,入射波与反射波叠加显著增大了作用在结构顶面的荷载。其余的冲击波进入结构,以压缩波的形式在混凝土中传播。在 $t=0.99$ ms 时,冲击波到达背爆面临空面,因拉伸波效应导致局部混凝土处于高拉应力状态。随后,爆炸冲击波在隧洞结构表面产生绕射和传播,在 $t=2.24$ ms 时到达隧洞远爆侧,峰值压力约衰减至 5 MPa。

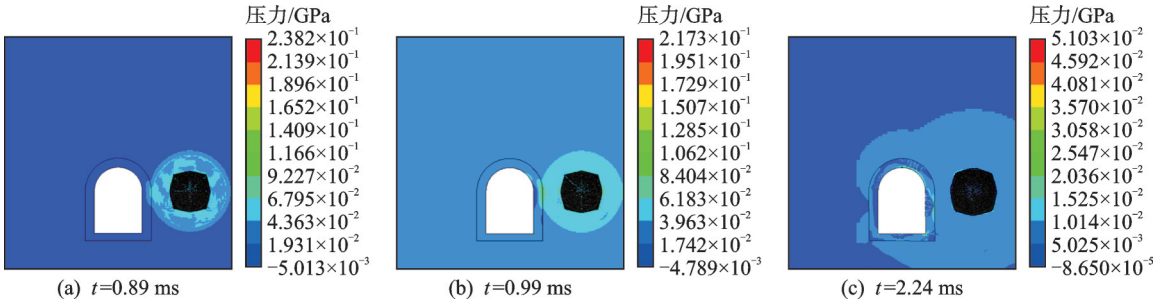


图 6 爆炸冲击波传播过程
Fig.6 Explosion shock wave propagation process

3.2 混凝土受力分析

爆炸荷载作用下隧洞最大主应力变化过程如图 7 所示。由图 7 可知,在直墙侧爆顶部工况中,当爆炸时间 $t=0.80$ ms 时,直墙迎爆面受到爆炸波直接作用而承受压应力,背爆面受到反射拉伸波的作用承受拉应力;当 $t=1.05$ ms 时,结构压应力约增至 24.5 MPa,拱部及直墙底部产生拉应力;当爆炸时间在 1.20~1.95 ms 阶段,结构产生的高应力区逐渐转移至对侧拱脚及直墙,这主要是由于弯曲变形引起的应力重分布。在直墙侧中部与底部爆

炸工况中,爆炸初期的应力分布与顶部工况类似,但高拉应力区域有所不同:中部工况下,高拉应力区域出现在右侧拱腰至底板区域,左侧墙体的变形小于右侧墙体;底部工况下,高拉应力区域集中在右侧拱脚与直墙内侧;随时间推移,当爆炸时间在 1.20~1.95 ms 时,2 种工况下的拉应力区域均向远离爆源侧的直墙底部扩展。综上所述,直墙侧不同起爆位置下,近爆侧结构随着拉应力的逐渐增大可能导致结构开裂,结构的高应力区因弯矩效应呈现向刚度更高的一侧拱脚和直墙转移的趋势。

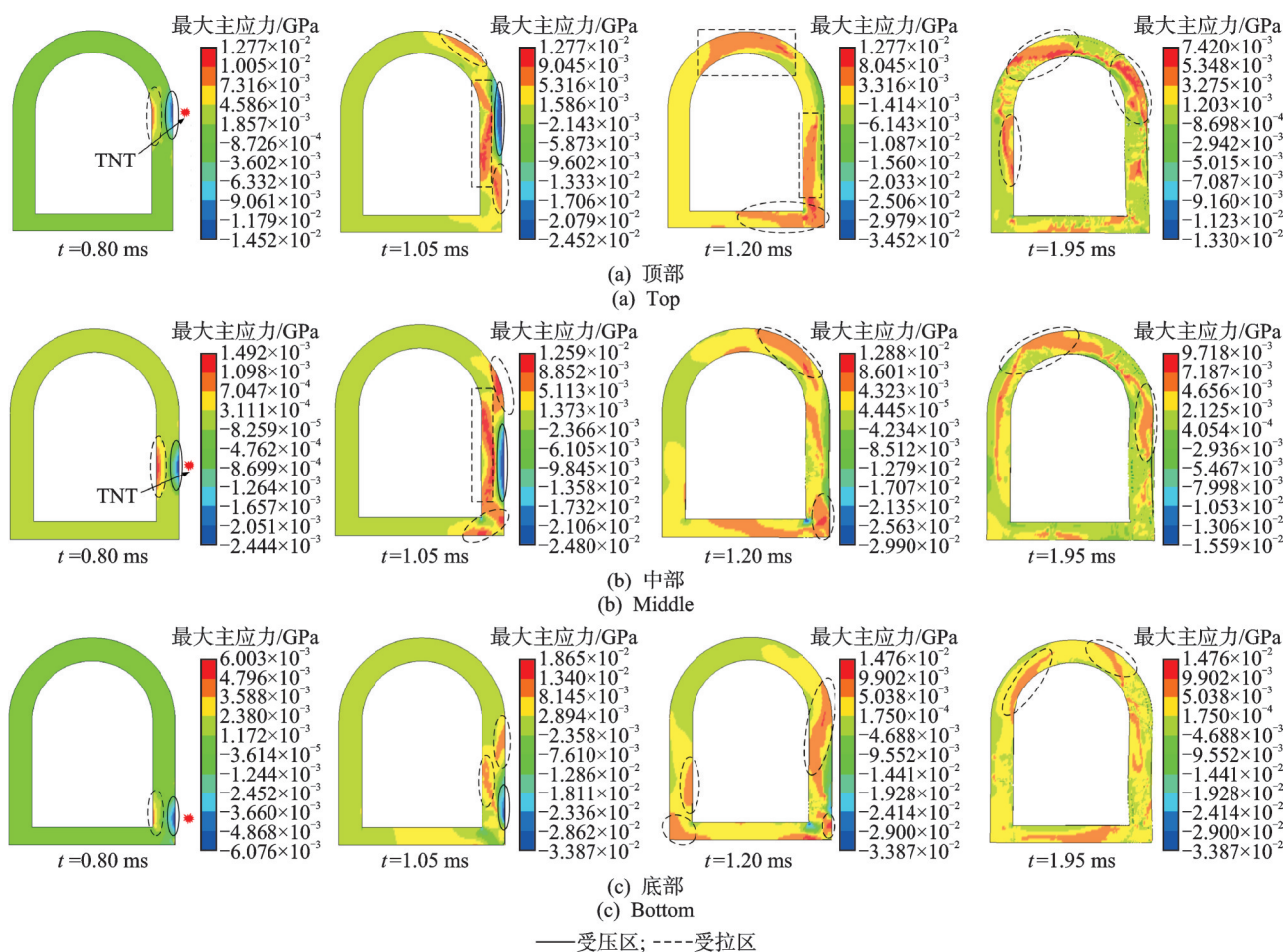


图7 爆炸荷载作用下隧洞最大主应力变化过程

Fig.7 The variation process of the maximum principal stress of tunnel under explosion load

拱面最大主应力峰值分布如图8所示。由图8可知:在直墙顶部侧爆炸工况下,应力在拱面 $0^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 范围内快速上升并达到峰值, $45^{\circ}\sim 100^{\circ}$ 区间为应力高位平稳阶段,混凝土易发生拉裂;在 $100^{\circ}\sim 180^{\circ}$ 区间应力逐渐衰减。在中部侧爆炸工况下,应力快速上升阶段为 $0^{\circ}\sim 30^{\circ}$,平稳段扩大至 $30^{\circ}\sim 100^{\circ}$,衰减起始位置约在 90° 处;在直墙底部爆炸工况下,拱面未见明显的应力快速增长区, $0^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 范围为应力整体平稳段, 90° 后开始明显衰减。综上所述,不同起爆位置下结构整体可分为快速上升、平稳和衰减

3个阶段。随着爆炸位置从顶部移至底部,应力快速增长区范围缩小,高拉应力平稳区扩大,衰减段集中于 $90^{\circ}\sim 180^{\circ}$ 区间。拱面 $45^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 范围始终存在较高拉应力。因直墙抗弯能力较弱,爆炸作用下其变形显著,故导致拱面持续受拉。

3.3 位移响应

隧洞直墙侧不同爆炸位置下测点位移如图9所示。由图9可知,结构产生较大位移区域主要为测点 $D_3\sim D_4$ 附近,且存在随着炸药量减小而逐渐降低的趋势。以直墙顶部起爆为例,在1.2 kg和0.4 kg炸药量下,测点 D_4 的位移较3.0 kg工况分别降低51%和83%,表明炸药当量对近爆区位移具有显著影响,而对远爆区影响相对较小。隧洞直墙侧不同起爆位置下的位移分布规律相似:自 $D_1\sim D_9$,位移均呈现先增大后逐渐降低的趋势; D_9 之后位移略有上升,典型测点峰值位移均出现在 D_4 测点。隧洞在直墙顶部、中部和底部爆炸工况下的峰值位移分别为34.4、32.6和26.8 mm,表明随着爆炸位置的逐渐下降,隧洞结构的位移峰值显著降低。

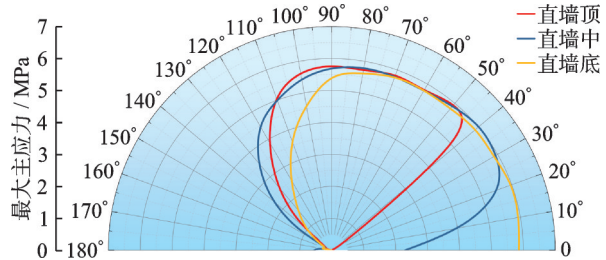


图8 拱面最大主应力峰值分布

Fig.8 Distribution of maximum principal stress peak on arch surface

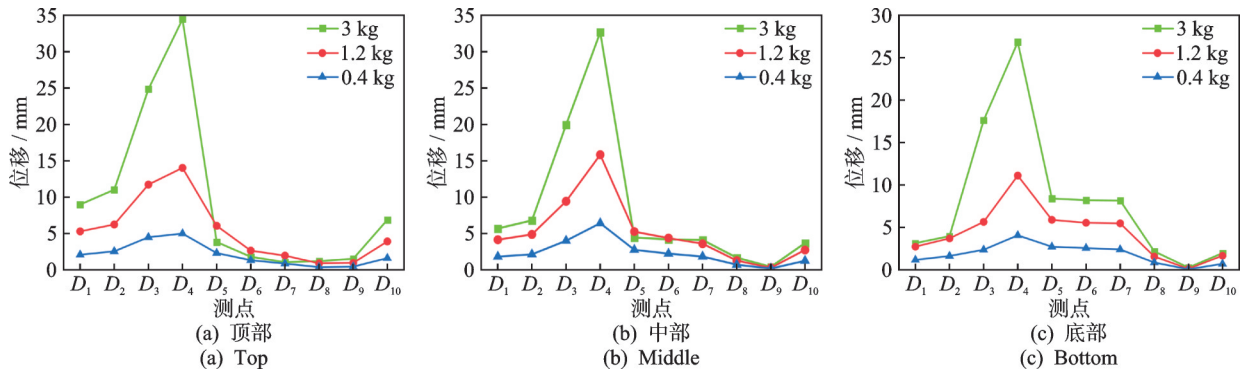


图9 不同爆炸位置下测点位移

Fig.9 Displacement of measuring points under different explosion positions

3.4 结构破坏模式及损伤分析

3.4.1 毁伤特性

隧洞直墙侧爆炸荷载作用下隧洞毁伤发展过程如图 10 所示。由图 10 可知,不同方案下结构的毁伤模式呈现相似规律:在爆炸初期,直墙背爆面受到爆炸波反射产生拉应力,当该拉应力大于混凝土的动态抗拉强度时先产生损伤;随后,隧洞损伤区域进一步扩展,在爆炸后期迎爆面产生大面积损伤区域,直墙-底板交界处因压缩-剪切联合作用而严重破坏。不同起爆位置下的损伤差异主要表现在毁伤扩展时

序和最终毁伤程度上。随着爆源从顶部移动到底部,近爆侧拱圈产生损伤的时刻从 1.00 ms 增加至 1.25 ms。损伤区域分布情况发生系统性变化:隧洞距爆源较远一侧的裂缝逐渐下移,距爆源较近一侧的损伤区域向直墙中部移动且面积逐渐减小。采用失效体积率(失效总体积与总体积之比)定量评估损伤结构的损伤程度。不同爆炸位置下隧洞失效体积率如图 11 所示。直墙侧顶部起爆工况失效体积率为 12.74%,较中部和底部工况分别增加 14.8% 和 26.8%。这表明随着爆源的逐渐下移,隧洞的整体损伤程度显著降低。

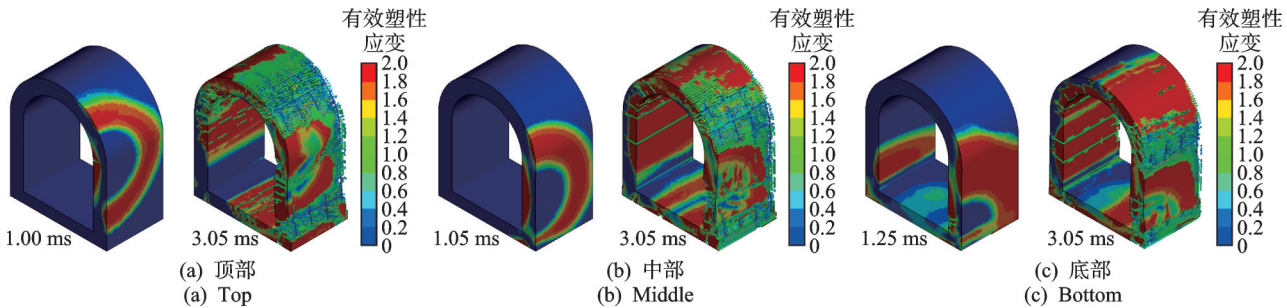


图 10 直墙侧爆炸荷载作用下隧洞毁伤发展过程

Fig.10 Damage development process of tunnel under blast loading on the side of straight wall

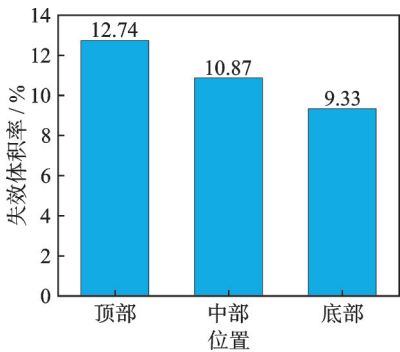


图 11 不同爆炸位置下隧洞失效体积率

Fig.11 Failure volume rate of tunnels at different explosion locations

不同炸药量下直墙中侧爆隧洞毁伤发展过程如图 12 所示。由图 12 可知,不同方案下隧洞均先在直墙背爆面产生拉伸破坏,随着炸药量的增加,隧洞初始损伤显著增大。爆炸荷载作用后,结构的最终破坏模式有所差异:当炸药量为 0.4 kg 时,直墙侧产生垂直裂缝,拱圈和底板形成塑性区;当炸药量为 1.2 kg 时,结构产生压剪复合破坏,背爆面混凝土脱落且伴随钢筋外露,直墙内侧产生贯穿裂纹;当炸药量为 3.0 kg 时,结构整体破坏严重,近爆侧拱肩至拱脚大面积混凝土发生震塌,钢筋变形严重,拱圈轴向产生贯穿裂缝。

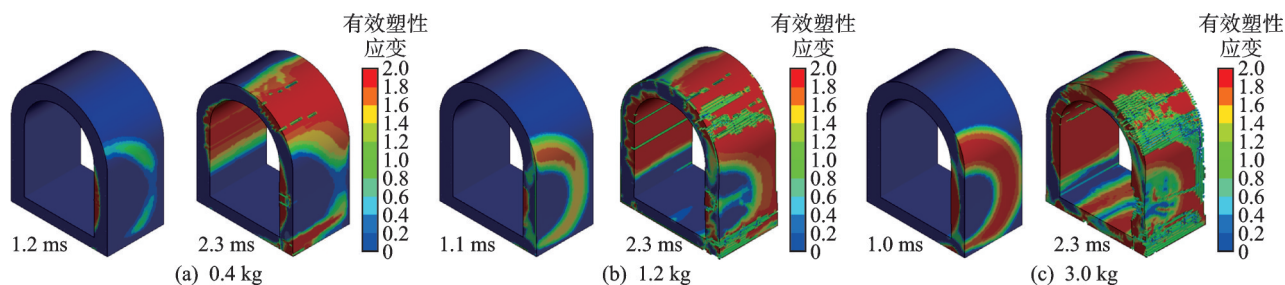


图12 不同炸药量下直墙中侧爆隧洞毁伤发展过程

Fig.12 Damage development process of side-blast tunnel in straight wall under different explosive quantities

不同炸药当量下隧洞失效体积率如图13所示。3.0 kg炸药当量下,隧洞的失效体积率为10.87%,较0.4 kg和1.2 kg工况其分别增加82.1%和48.8%。这表明炸药量是影响隧洞损伤程度的重要因素。

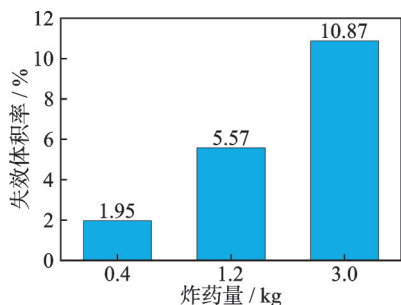


图13 不同炸药当量下隧洞失效体积率

Fig.13 Failure volume rate of tunnel under different explosive equivalents

3.4.2 破坏模式

直墙侧爆炸荷载作用下隧洞毁伤破坏模式如图14所示。由图14可知,当爆源位于直墙顶部时,对拱结构造成的损伤程度更高,且随着爆源位置向直墙底部移动,结构损伤程度呈递减趋势。当爆源位于直墙底部时,迎爆侧拱面纵向裂缝数量和长度均显著减少。不同炸药量(3.0 kg,1.2 kg,0.4 kg)下隧洞的最终破坏模式具有显著差异:①当炸药量为3.0 kg时,结构整体毁伤严重,拱顶至拱脚产生大量贯通裂缝,背爆混凝土产生大面积脱落损伤并伴随钢筋变形,整体呈现弯剪复合破坏模式;②当炸药量为1.2 kg时,直墙产生弯曲变形,背爆面混凝土大面积层裂并伴随钢筋裸露,整体呈现弯曲破坏模式;③当炸药量为0.4 kg时,隧洞在拱顶部位产生纵向

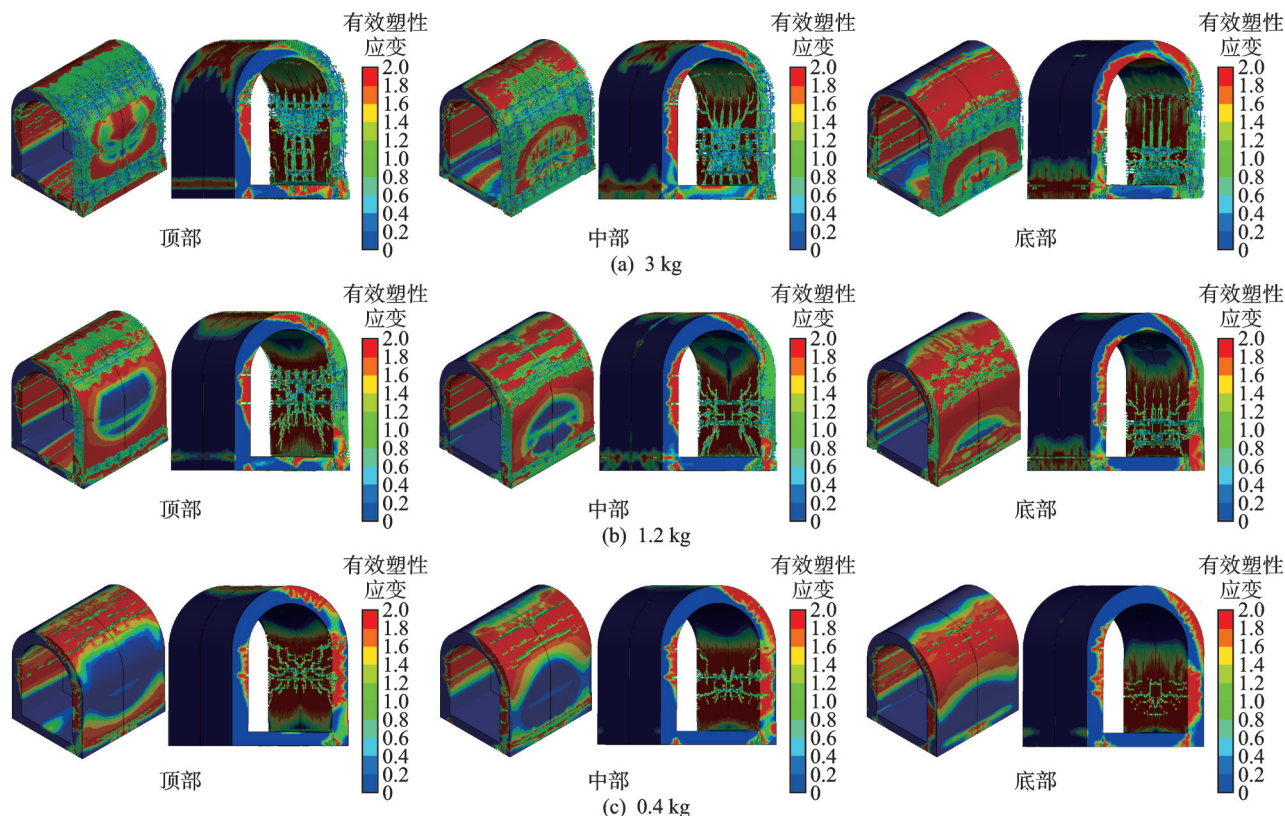


图14 直墙侧爆炸荷载作用下隧洞毁伤破坏模式

Fig.14 Damage failure mode of tunnel under explosion load on straight wall side

贯穿裂缝,直墙迎爆面产生多条径向裂纹和轻微层裂现象,结构整体亦呈现弯曲破坏模式。

3.4.3 隧洞内壁位移及损伤等级划分

笔者结合文献[16]提出的SDOF方法对隧洞的损伤等级进行评估。根据弗劳德相似准则,确定长度相似系数 $K_L=0.33$ 。将SDOF方法中的位移乘以长度相似系数,得到损伤评估准则。SDOF方法的损伤评估准则如表2所示。

表2 SDOF方法的损伤评估准则
Tab.2 Damage assessment guidelines for the SDOF methodology

破坏程度	最大位移/mm
轻度损伤	<6.6
中度损伤	6.6~13.2
严重损伤	13.2~26.4
完全破坏	>26.4

为分析隧洞在爆炸荷载下的损伤分布,在洞壁布置20个位移测点,隧洞各位置位移及损伤程度如图15所示。由图15可知,爆源位置对结构响应有显著影响。当炸药量为3 kg时,爆源位于直墙中部所

引起的位移峰值最大(37.20 mm),顶部和底部爆炸工况下的位移峰值分别为34.4 mm和28.71 mm,较中部工况分别降低7.5%和22.8%。直墙顶部与中部爆炸时,位移峰值出现在直墙中下部,这不同于拱顶爆炸时位移峰值位于爆源附近的特征,其原因可能是由于拱圈对直墙的约束作用随着爆炸点与拱距离的增大而减小。从隧洞损伤分布可知,所有工况下近爆侧损伤均大于远爆侧,损伤严重区域随着爆源直墙底部逐渐上移。

4 结 论

1) 隧洞直墙侧不同起爆位置下,结构最大主应力分布呈现快速上升—平稳—衰减的特征,自90°拱肩至拱底区域为高拉应力区,易发生混凝土开裂现象。随着爆炸位置降低,拉应力上升段变小且平稳段扩大。

2) 直墙侧爆炸荷载对隧洞结构的毁伤显著受炸药量和爆炸位置的影响。炸药量的增加导致结构整体破坏程度增加,起爆位置对隧洞的损伤空间分布影响显著。随着爆源下移,直墙破坏区域减小,当炸药位于直墙顶部时,结构损伤最严重。

3) 采用SDOF法对结构损伤等级进行划分,结果表明,随着爆源靠近直墙中部,结构峰值位移逐渐增大,损伤程度增加。隧洞在爆炸侧结构的损伤程度显著大于远离爆源侧结构,且随着爆源上移,损伤区域显著增大。

参 考 文 献

[1] 胡志坚,马亮.近场爆炸下空心板梁桥抗爆性能研究[J].振动、测试与诊断,2025, 45(2): 338-345.
HU Zhijian, MA Liang. Research on the explosion resistance performance of hollow plate beam bridges under near field explosion [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2025, 45(2): 338-345. (in Chinese)

[2] YU H, YUAN Y, YU G, et al. Evaluation of influence of vibrations generated by blasting construction on an existing tunnel in soft soils [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 43: 59-66.

[3] 曹克磊,汤长兴,冯智超,等.肋拱式渡槽耐震时程法性能评估及易损性分析[J].振动、测试与诊断,2026, 46(2): 308-316.
CAO Kelei, TANG Changxing, FENG Zhichao, et al. Performance evaluation and vulnerability analysis of

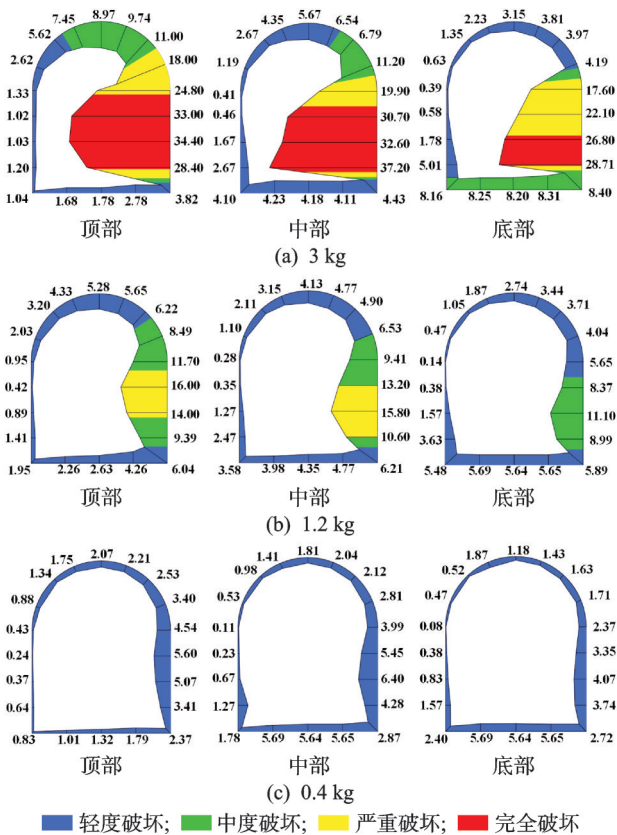


图15 隧洞各位置位移及损伤程度(单位:mm)
Fig.15 Displacement and damage degree of each position of tunnel (unit: mm)

- ribbed arch culvert seismic time history method[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2026, 46(2): 308-316. (in Chinese)
- [4] 赵立财,王丽萍,谢亮.带厚板转换层的高层框剪结构地震易损性分析[J].振动、测试与诊断,2025, 45(6): 1181-1187.
- ZHAO Licai, WANG Liping, XIE Liang, et al. Seismic fragility analysis of high-rise building frame-shear wall structures with thick slab transfer floors [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2025, 45(6): 1181-1187. (in Chinese)
- [5] KIGER S A, DALLRIVA F D, HALL R L. Dynamic skin - friction effects on buried arches [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(7): 1768-1781.
- [6] 李述涛,刘晶波,宝鑫,等.爆炸地冲击作用下深埋地下结构模型试验研究[J].建筑结构学报,2023, 44(5): 89-100.
- LI Shutao, LIU Jingbo, BAO Xin, et al. Model test of deep buried underground structure underground shock induced by explosion[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44 (5): 89-100. (in Chinese)
- [7] CHEN H, ZHOU J, FAN H, et al. Dynamic responses of buried arch structure subjected to subsurface localized impulsive loading: experimental study[J]. International Journal of Impact Engineering, 2014, 65: 89-101.
- [8] ZHOU L, LI X, YAN Q, et al. Test and damage assessment of shallow buried RC tunnel under explosion [J]. Underground Space, 2024, 14: 118-137.
- [9] 杨广栋,田许杰,范勇,等.钢筋混凝土拱的水下抗爆性能[J].爆炸与冲击,2024, 44(2): 39-54.
- YANG Guangdong, TIAN Xujie, FAN Yong, et al. Blast resistance of reinforced concrete arches subjected to underwater explosions[J]. Explosion and Impact, 2024, 44 (2): 39-54. (in Chinese)
- [10] 曹克磊,付乔峰,张建伟,等.波纹钢夹角对复合结构损毁效应的影响研究[J].振动、测试与诊断,2025, 45(3): 520-526.
- CAO Kelei, FU Qiaofeng, ZHANG Jianwei, et al. Study on the influence of corrugated steel angle on the damage effect of composite structure[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2025, 45(3): 520-526. (in Chinese)
- [11] XU Q, CHEN J, LI J, et al. Numerical study on antiknock measures of concrete gravity dam bearing underwater contact blast loading[J]. Journal of Renewable and Sustainable Energy, 2018, 10(1): 014101.
- [12] JIANG N, GAO T, ZHOU C, et al. Safety assessment of upper buried gas pipeline under blasting vibration of subway tunnel: a case study in Beijing subway line[J]. Journal of Vibroengineering, 2019, 21(4): 888-900.
- [13] FAN W, YUAN W C. Numerical simulation and analytical modeling of pile-supported structures subjected to ship collisions including soil-structure interaction[J]. Ocean Engineering, 2014, 91: 11-27.
- [14] LI Y, CAO J, CHEN X, et al. Numerical investigation on crack formation and penetration mechanism between adjacent blastholes[J]. Shock and Vibration, 2020, 2020(1): 1-10.
- [15] SONG D, TAN Q, CAO Y Y Y, et al. Experimental investigation on blast and post-blast performance of reinforced concrete straight-wall arches strengthened with polyurea coating[J]. Construction and Building Materials, 2023, 385: 1-15.
- [16] FALLAH A S, LOUCA L A. Pressure-impulse diagrams for elastic-plastic-hardening and softening single-degree-of-freedom models subjected to blast loading[J]. International Journal of Impact Engineering, 2007, 34(4): 823-842.



第一作者简介:曹克磊,男,1990年5月生,博士、副教授。主要研究方向为水工结构抗爆性能评估、水工结构防爆安全设计与效果评价。曾发表《波纹钢夹角对复合结构损毁效应的影响研究》(《振动、测试与诊断》2025年第45卷第3期)等论文。

E-mail: caokelei456@163.com