爆 炸 与 冲 击
Explosion and Shock Waves
DOI：10.11883/bzycj-2026-0292

近距离爆炸作用下钢箱拱肋动力响应与爆后性能退化规律

□玉麟[1]，高峻磊[1]，宗周红[2,3*]，张建伟[1]
（1. 河南大学建筑工程学院，河南省 开封 475004；
2. 军事科学院国防工程研究院目标易损性评估全国重点实验室，河南省 洛阳 471023；
3. 东南大学爆炸安全防护教育部工程研究中心，江苏省 南京 211189）

摘 要：钢箱拱肋作为大跨度钢箱拱桥的关键承载构件，在近距离爆炸作用下可能发生局部损伤及爆后性能退化，危及拱桥运行安全。为研究无人机近距离爆炸作用下钢箱拱肋的动力响应、损伤特征及爆后剩余性能，开展了钢箱拱肋缩尺模型野外爆炸试验、室内剩余承载力试验及数值模拟，建立并验证了涵盖爆炸荷载作用、自由振动及爆后剩余承载力分析的三阶段数值分析方法。在此基础上，分析了爆炸当量、比例距离、爆炸位置及爆炸方向对钢箱拱肋动力响应和爆后性能的影响规律。结果表明，爆炸位置显著影响钢箱拱肋的动力响应，随着爆炸位置由跨中向拱脚移动，最大位移和残余位移总体呈减小趋势；与面内爆炸相比，面外爆炸产生的最大位移、残余位移及能量响应整体更大。以比例距离和爆炸位置为自变量，采用二元有理曲面函数分别拟合最大位移、残余位移、总内能、总动能以及最大水平力、剪力和弯矩，得到相应的动力响应曲面。爆炸损伤改变了钢箱拱肋爆后加载阶段的荷载传递和塑性变形发展：跨中爆炸时，塑性变形主要集中于拱顶附近；随着爆炸位置向拱脚移动，塑性变形逐渐向多个区域发展。根据初始刚度和极限承载力的退化程度，分别定义刚度损伤系数和极限承载力损伤系数，并以比例距离和爆炸位置为自变量，分别拟合两类损伤系数的曲面。面内爆炸条件下，刚度损伤系数和极限承载力损伤系数拟合曲面的决定系数分别为0.963 和 0.962。面外爆炸条件下，对应值分别为 0.961 和 0.933。研究揭示了爆炸位置和方向对钢箱拱肋动力响应及爆后性能退化的影响规律，所得拟合曲面可用于表征研究范围内不同爆炸工况下的动力响应和爆后性能损伤变化，为钢箱拱桥爆炸损伤评估及爆后剩余性能分析提供参考。

关键词：近距离爆炸；爆炸位置；钢箱拱肋；动力响应；爆后剩余性能；预测分析
中图分类号：O383.1 **国标学科代码：13035** **文献标识码：A**

Dynamic response and post-blast performance degradation patterns of steel box arch ribs under close-in blast loading

SHAN Yulin[1], GAO Jun-lei[1], ZONG Zhouhong[2,3,*], ZHANG Jianwei[1]
(1 School of Civil Engineering and Architecture, Henan University, Kaifeng, Henan 475004, China;
2 State Key Laboratory of Target Vulnerability Assessment, Defense Engineering Institute, AMS, PLA, Luoyang, Henan 471023, China;
3 Engineering Research Center of Safety and Protection of Explosion & Impact of Ministry of Education (ERCSPEIME), Southeast University, Nanjing 211189, China)

Abstract: Steel box arch ribs are critical load-bearing components of long-span steel box arch bridges. Close-in explosions can cause local damage and degrade their post-blast performance, threatening bridge operational safety. To investigate the dynamic responses, damage characteristics, and residual performance of steel box arch ribs subjected to close-in explosions from

*收稿日期：2026-09-03； 修回日期：2026-11-20；
基金项目：军事科学院国防工程研究院目标易损性评估全国重点实验室开放基金资助项目（YSX2024KFPG001）；河南大学百人计划 B 岗和河南省高等学校重点科研项目计划（青年项目）（27AQ560001）
第一作者：单玉麟（1996— ），男，博士，讲师. E-mail: Shanyulin_123@163.com ；
通信作者：宗周红（1966— ），男，博士，教授. E-mail: zongzh@seu.edu.cn。

录用稿件，非最终出版稿

unmanned aerial vehicles (UAVs), field blast tests on scaled steel box arch rib models, laboratory residual load-bearing capacity tests, and numerical simulations were conducted. A three-stage numerical analysis method encompassing blast loading, free vibration, and post-blast residual load-bearing capacity analysis was developed and validated. The effects of explosive charge weight, scaled distance, blast location, and blast direction on the dynamic responses and post-blast performance of steel box arch ribs were then examined. The results show that blast location significantly affects the dynamic responses: as the blast location shifts from the crown toward the arch springing, the maximum and residual displacements generally decrease. Compared with in-plane blasts, out-of-plane blasts generally produce greater maximum displacements, residual displacements, and energy responses. Bivariate rational surface functions were used to fit the maximum displacement, residual displacement, total internal energy, total kinetic energy, and peak horizontal force, shear force, and bending moment as functions of scaled distance and blast location, yielding corresponding dynamic response surfaces. Blast damage alters load transfer and the development of plastic deformation during subsequent loading. For blasts at the crown, plastic deformation is concentrated near the crown; as the blast location shifts toward the arch springing, plastic deformation develops across multiple regions. Stiffness and ultimate load-bearing capacity damage coefficients were defined based on the degradation of initial stiffness and ultimate load-bearing capacity, respectively, and corresponding surfaces were fitted as functions of scaled distance and blast location. For in-plane blasts, the coefficients of determination of the fitted stiffness and ultimate load-bearing capacity damage surfaces are 0.963 and 0.962, respectively; for out-of-plane blasts, the corresponding values are 0.961 and 0.933. These findings reveal the effects of blast location and direction on the dynamic responses and post-blast performance degradation of steel box arch ribs. The fitted surfaces characterize variations in dynamic responses and post-blast performance damage under different blast scenarios within the investigated range, providing a reference for blast damage assessment and residual performance analysis of steel box arch bridges.

Keywords: Close-in blast loading; Blast location; Steel box arch rib; Dynamic response; Post-blast residual performance; predictive analysis

录用稿件，非最终出版稿

1 引言

钢箱拱桥具有承载能力高、整体刚度大及工业化施工等优点，已成为大跨度桥梁的重要结构形式之一。随着服役环境日趋复杂，桥梁结构面临意外爆炸、恐怖袭击及极端灾害等威胁[1-3]。近年来，无人机携载爆炸装置实施中远程打击已成为地区冲突中的新型打击方式，在俄乌冲突及中东地区相关冲突中得到广泛应用；无人机打击多属于近场爆炸或者接触爆炸，爆炸位置和方向具有较大不确定性，其变化将显著影响冲击波传播、动力响应及损伤演化。钢箱拱肋作为拱桥的主要承重构件，近距离爆炸下易引发局部屈曲、板件撕裂及焊缝破坏等损伤。因此，亟需明确不同爆炸位置和方向下钢箱拱肋的动力响应、破坏模式及爆后剩余承载力变化规律，并建立相应预测方法，为桥梁抗爆设计与爆后安全评估提供依据。

针对桥梁关键构件抗爆性能，国内外开展了大量试验与数值研究，主要涉及桥墩[4-5]、主梁[6-7]、桥面板[8-9]及柔性缆索[10-11]等。相关研究系统考察了爆炸量、爆距及结构参数对动力响应和破坏模式的影响，揭示了弯曲塑性变形、剪切破坏和局部屈曲等典型损伤机制。Shan 等[12-14]针对钢箱拱肋开展了近距离爆炸、接触爆炸及爆后剩余承载力试验，研究了其动力响应、典型破坏模式和爆后剩余性能，提出了基于初始刚度和极限承载力的损伤评估指标，并建立了钢箱拱肋爆炸易损性曲线。对于其他拱型结构，Zhou 等[15]通过爆炸试验和静力加载试验研究了预制轻质高强混凝土拱的动力响应、损伤机理及爆后剩余承载性能。结果表明，随着标度距离减小，结构损伤显著加剧，且拱顶区域最易发生损伤；在此基础上，提出了基于剩余承载力的爆后损伤分级方法。赵小华和杨广栋等[16-17]通过爆炸

试验与数值模拟研究了水下混凝土拱板的抗爆性能，发现爆炸荷载、结构跨度及爆炸位置显著影响拱板的动力响应与损伤程度，其中内部爆炸较外部爆炸引起更严重的结构损伤。

此外，针对桥梁结构的抗爆性能也开展了相关研究。Zhang 等[18]建立了火灾–爆炸耦合数值模型，研究火灾损伤对铁路钢桁桥爆炸响应的影响，发现火灾引起的钢材力学性能退化会进一步加剧爆炸损伤，严重时可能诱发连续倒塌。Du 等[19]通过数值模拟研究了接触爆炸作用下铁路钢桁桥的损伤特征及剩余承载力，揭示了爆炸位置、装药量及爆炸形式对损伤演化和剩余承载能力的影响，并建立了损伤因子与装药量之间的定量关系。

针对爆后性能退化问题，通常采用剩余承载力试验以及基于数值模拟的重启动分析，对受损构件的剩余性能进行评估。然而，现有爆炸损伤评估研究主要关注单一损伤指标或局部损伤特征，常用指标包括最大位移[20]、残余位移[21]、转角[22]、剩余截面惯性矩[23]及剩余承载力[24]等。这些指标能够反映结构变形程度或承载能力降低程度，但难以完整描述由局部破坏、刚度退化逐步发展至整体承载能力退化过程。对于钢箱拱肋而言，爆炸荷载不仅可能引起局部板件屈曲、撕裂及焊缝损伤，还可能导致截面刚度降低、内力重新分配及整体稳定性能退化。因此，采用单一损伤指标难以全面表征钢箱拱肋爆后性能演化规律，有必要建立综合损伤评估方法，以描述结构刚度退化和承载能力降低过程，并进一步建立损伤指标与爆后剩余承载性能之间的定量关系。

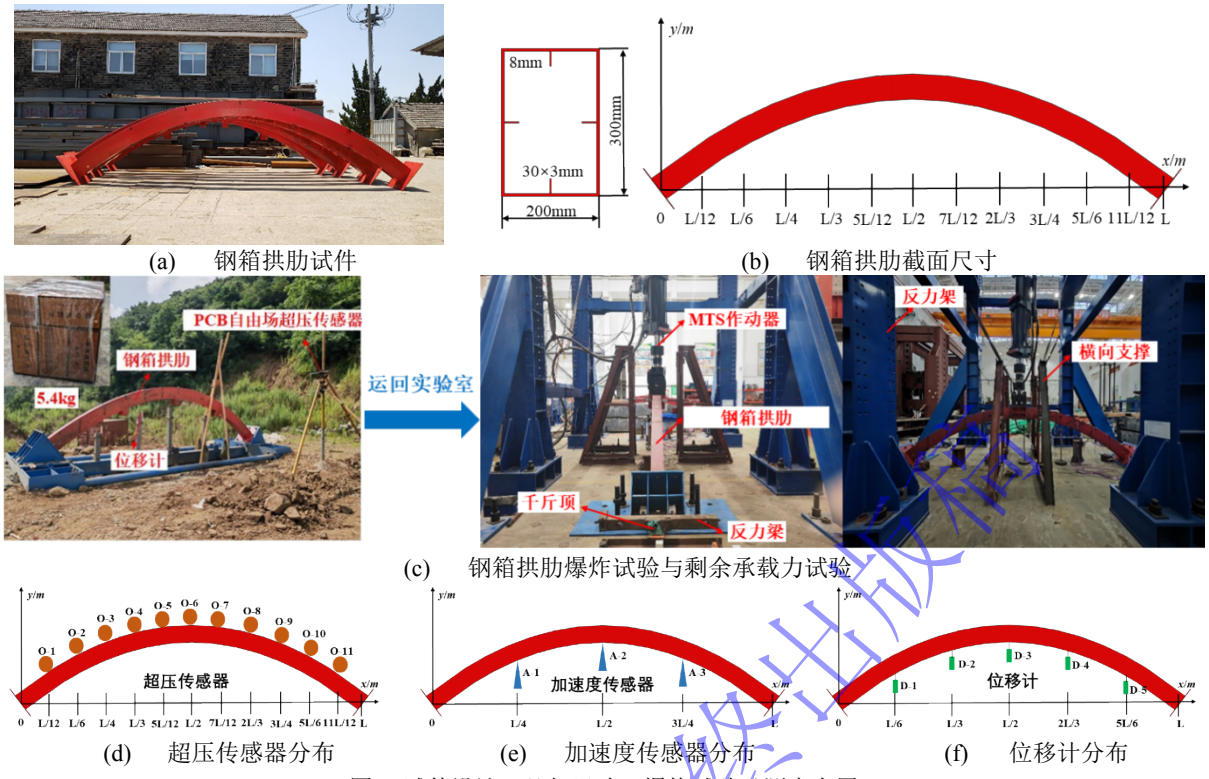
在前期研究的基础上[13-14]，以无人机沿拱轴线不同位置实施近距离爆炸打击为背景，开展钢箱拱肋缩尺模型野外爆炸试验、爆后剩余承载力试验及数值模拟，并对有限元模型进行验证，研究不同打击位置下钢箱拱肋的动力响应与爆后剩余性能，建立爆炸损伤与爆后剩余承载力之间的定量关系。

2 研究方法

2.1 试验方案

基于前期研究成果[13–14]，进一步开展了不同爆炸位置近距离爆炸作用下钢箱拱肋的爆炸试验及爆后剩余承载力试验，两个试件分别编号为 S-0[13–14]和 S-1。试件照片如图 1(a)所示。试验采用缩尺模型，缩尺比为 1:10。拱肋计算跨度为 6000 mm，矢高为 1200 mm，矢跨比为 1/5，拱轴线采用二次抛物线，截面形式与尺寸如图 1(b)所示。试件采用 Q355 钢材，弹性模量为 2.1×10^5 MPa；3 mm 和 8 mm 钢板的实测屈服强度分别为 479 MPa 和 459 MPa。为研究不同爆炸位置对拱肋动力响应及爆后剩余性能的影响（图 1(c)），两个试件均采用 5.4 kg 立方体 TNT，炸药中心距拱肋表面 0.575 m，爆炸位置分别为 L/2 和 3L/4。试验采用标准 TNT 药块（100 mm × 50 mm × 25 mm，质量 200 g），并通过胶带固定形成统一的装药形式，以保持不同工况下装药类型、质量和形状的一致性，减小装药尺寸及装药形式差异对试验结果的影响。需要指出的是，裸装 TNT 与实际弹药在弹体结构、装药形式及能量释放方式等方面存在差异，所得试验结果主要用于表征标准 TNT 近距离爆炸作用下钢箱拱肋的动力响应及爆后性能变化规律。爆炸试验完成后，将受损试件转移至东南大学实验室，在拱顶采用位移控制方式施加竖向荷载，测定爆后剩余极限承载力。爆炸试验和剩余承载力试验中，传感器布置如图 1(d)~图 1(f)。

录用稿件，非最终出版稿



(a) 钢箱拱肋试件　(b) 钢箱拱肋截面尺寸

(c) 钢箱拱肋爆炸试验与剩余承载力试验

(d) 超压传感器分布　(e) 加速度传感器分布　(f) 位移计分布

图 1 试件设计、几何尺寸、爆炸试验及测点布置

Fig.1 Specimen design, geometric dimensions, blast test, and measurement point layout

2.2 数值模型建立与验证

为模拟近距离爆炸荷载作用下钢箱拱肋的动力响应及损伤演化过程，建立了基于 LS-DYNA 的精细化数值模型，如图 2 所示。钢箱拱肋及内部加劲肋采用 SOLID ELEMENT TYPE 1，空气和 TNT 炸药采用 SOLID ELEMENT TYPE 11，并通过 CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID 实现流固耦合。以 S-2 工况为例，空气域尺寸为 2.2 m × 1.5 m × 1.0 m，炸药及其附近区域采用 10 mm 网格，其他区域采用过渡网格 10～30 mm；钢箱拱肋及加劲肋均采用 8 mm 网格。最终模型共包含 2,226,108 个单元和 2,404,205 个节点。

TNT 采用 MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN 模型及 JWL 状态方程，空气采用 MAT_NULL 模型及线性多项式状态方程，钢材采用 MAT_PLASTIC_KINEMATIC 模型，并考虑 Cowper－Symonds 应变率效应。钢材失效采用等效塑性应变准则进行判定，当等效塑性应变达到预设临界值时，判定钢材发生失效。各材料本构参数如表 1 所示。

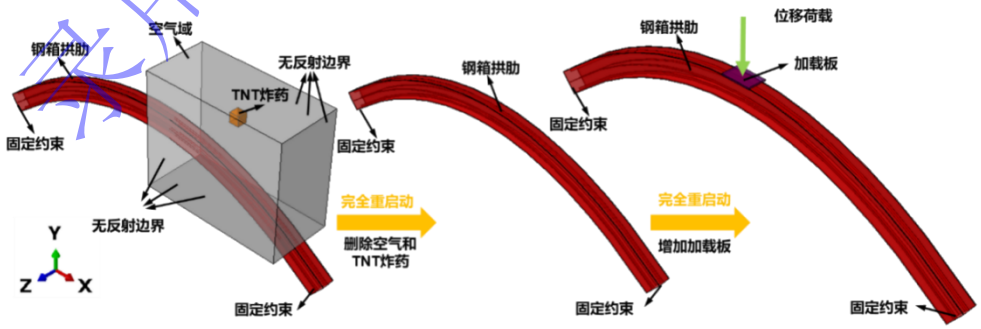


图 2 数值模拟计算过程

Fig.2 Numerical simulation procedure

录用稿件，非最终出版稿

表 1 空气、TNT 炸药及钢材的材料参数

Table 1 Material parameters of air, TNT, and steel

空气参数	数值	TNT 炸药参数	数值	钢材参数	数值
初始密度 ρ_0	1.29kg·m^{-3}	初始密度 ρ_0	1600kg·m^{-3}	密度	7850kg·m^{-3}
压力截断值	0	爆轰速度	6930m·s^{-1}	杨氏模量	210 GPa
动力黏度	0	CJ 爆轰压力 P_{CJ}	21 GPa	泊松比	0.3
C_0、C_3	0	A	371.2 GPa	屈服应力	459/479 MPa
C_4	0.4	B	3.231 GPa	C	6844 s^{-1}
C_5	0.4	R_1	4.15	P	3.91
C_6	0	R_2	0.95	失效应变	0.25/0.2
初始内能 E_0	2.5×10^5 J·m^{-3}	ω	0.3	-	-
-	-	初始内能 E_0	7×10^9 J·m^{-3}	-	-

图 3 和图 4 分别给出了试件 S-1 和 S-2 在测点 O-7 和 O-8 处反射超压的试验与数值模拟结果对比。从图 3 和图 4 中可以看出，试件 S-1 在测点 O-7 处的超压峰值误差为-10.77%；试件 S-2 在 O-7、O-8 测点处反射超压的相对误差分别为 - 6.61% 和 - 2.21%。数值模拟结果与试验结果总体吻合较好。试件 S-2 的反射超压曲线在达到峰值后出现持续振荡，可能与冲击波在试件表面的多次反射、压力波叠加以及压力传感器的动态响应有关。数值模拟与试验结果之间的偏差还可能受到爆炸荷载空间分布、试验环境及数值模型简化等因素的影响。

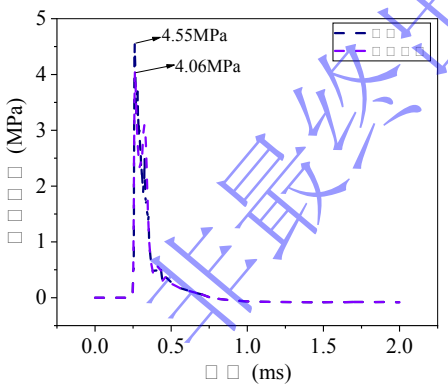
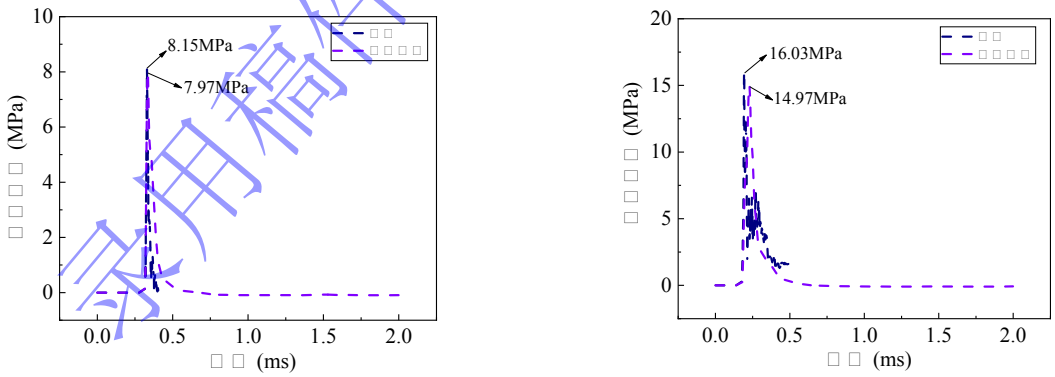


图 3 试件 S-1 测点 O-7 反射超压的试验与数值模拟结果对比[13]

Fig.3 Comparison of experimental and numerical reflected overpressure results at measurement points O-7 for specimen S-1 [13]



(a) O-7 测点　　(b) O-8 测点

图 4 试件 S-2 在测点 O-7 和 O-8 测点反射超压试验和数值模拟结果对比

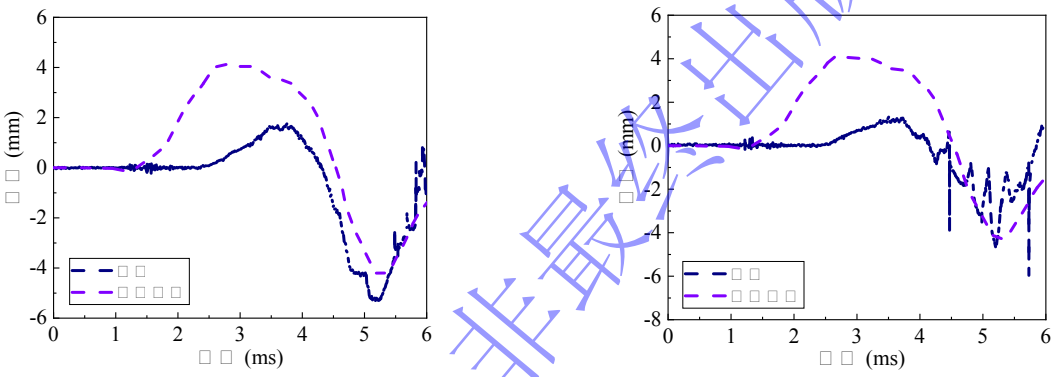
Fig.4 Comparison of experimental and numerical results of reflected overpressure at measurement points O-7 and O-8 for specimen S-2

图 5 对比了试件 S-1 在 D-1 和 D-5 测点处的位移时程试验与数值模拟结果。以爆炸冲击波传播方向为参照，沿传播方向的位移定义为负向，反之为正向。试验与数值模拟均呈现先正向、后负向的变化特征，但不同阶段的吻合程度存在差异。

录用稿件，非最终出版稿

在正向位移阶段，D-1 和 D-5 测点的试验峰值分别为 1.75 mm 和 1.38 mm，而数值模拟结果均为 4.12mm。以试验峰值为基准，数值模拟结果分别高出 135.43%和 198.55%，表明数值模拟明显高估了初始正向位移。相比之下，在后续负向位移阶段，D-1 和 D-5 测点的模拟误差分别为-16.73%和-8.33%，数值模拟与试验结果的吻合程度相对较好。

正向位移阶段的差异可能与试验测量系统的动态响应及现场安装状态有关。本试验采用拉杆式位移传感器，通过拉杆及杆端关节轴承与钢箱拱肋底部和固定支座相连，具体安装方式如图 6 所示。现场安装检查发现，连接部位较为紧固，杆端关节轴承的活动可能受到一定限制，从而增加连接系统的运动阻力，影响结构位移向传感器的传递。同时，爆炸作用下结构初始运动具有明显的瞬态特征，传感器自身的动态频响也可能不足以充分跟踪快速变化的位移，导致正向位移峰值记录偏小。此外，实际爆炸荷载分布、试件初始状态及边界约束与数值模型中的理想化条件存在一定差异，也可能影响结构的动态响应。因此，正向位移阶段的差异可能是测量系统动态响应、连接部位活动受限以及试验与数值模型条件差异共同作用的结果。综上，现有数值模型对结构初始正向位移峰值的模拟仍存在一定局限性，尚不能准确反映该阶段的位移幅值；而在后续负向位移阶段，数值模拟与试验结果表现出较好的一致性。



(a) D-1 测点　　(b) D-5 测点

图 5　试件 S-1 测点 D-1 和 D-5 位移时程曲线的试验与数值模拟结果对比[13-14]

Fig.5 Comparison of experimental and numerical displacement time histories at measurement points D-1 and D-5 for specimen S-1[13-14]



图 6 位移传感器安装方式

Fig.6 Installation of displacement transducers

图 7 为试件 S-2 破坏模式的试验与数值模拟结果对比。爆炸造成拱肋局部损伤区域的长度和宽度计算误差分别为 0.56% 和 3.25%，数值模型能够准确捕捉爆炸诱发的局部损伤位置与损伤范围。

录用稿件，非最终出版稿

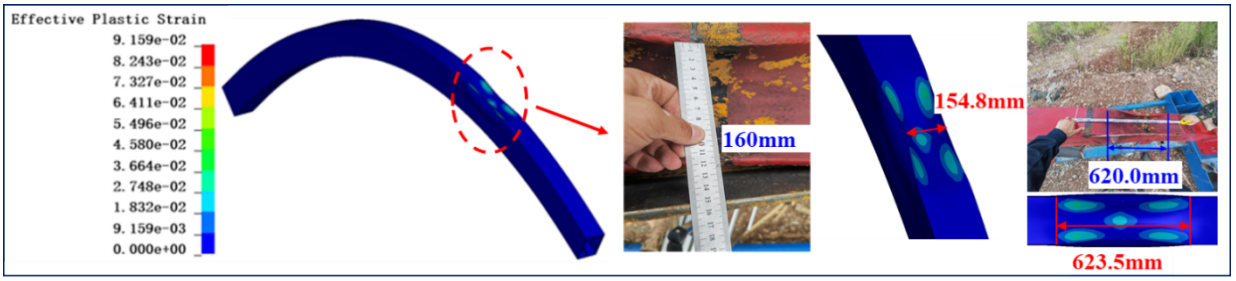
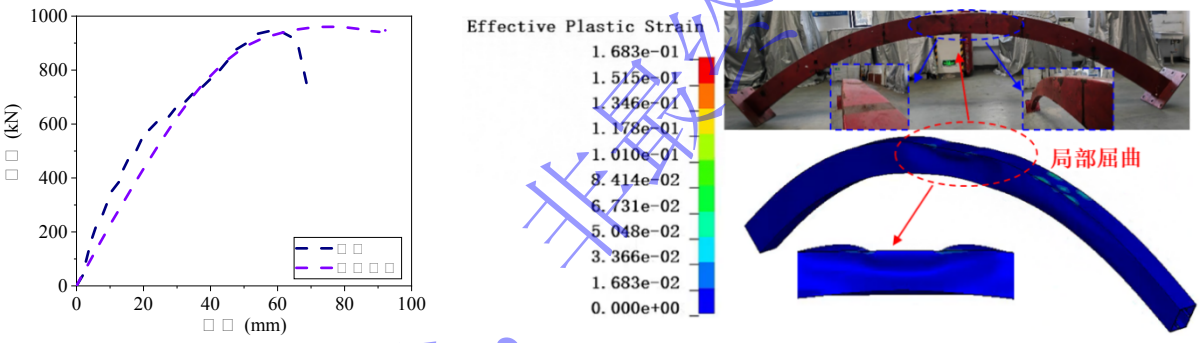


图 7 试件 S-2 破坏模式的试验与数值模拟结果对比

Fig.7 Comparison of experimental and numerical failure modes of specimen S-2

图 8 为试件 S-2 剩余承载力阶段荷载－位移曲线及破坏模式的试验与数值模拟结果对比。数值模拟得到的荷载－位移曲线、屈服荷载、极限荷载及破坏模式均与试验结果吻合较好，屈服荷载和极限荷载的计算误差分别为 4.45%和 1.70%。试验与数值模拟的爆炸后破坏形态总体较为一致，均表现出拱顶区域的局部屈曲，但局部变形形态及屈曲细节存在一定差异。这主要与实际加载过程中的加载板倾斜有关。试验过程中，加载板发生一定程度的侧向倾斜，可能导致拱顶两侧的荷载分布及局部受力状态存在差异，从而影响局部屈曲的发生与发展；而数值模拟采用理想化的均匀向下加载方式，未考虑加载板倾斜及其引起的荷载分布不均匀性，因此局部屈曲形态与试验结果存在一定差异。尽管如此，数值模拟仍能够较好地反映拱顶区域的局部屈曲特征。



(a) 荷载-位移曲线　　(b) 剩余承载力阶段破坏模式

图 8 试件 S-2 剩余承载力阶段荷载－位移曲线及破坏模式的试验与数值模拟结果对比

Fig.8 Comparison of experimental and numerical results of the load–displacement curve and failure mode of specimen S-2 during the residual load-carrying capacity stage

3 拱肋动力响应分析

基于经验证的有限元模型，开展不同爆炸当量、爆炸位置及爆炸方向下的参数分析。为统一描述爆炸作用方向，根据爆炸荷载相对于拱肋所在平面的主要作用方向，将爆炸工况分为面内爆炸和面外爆炸（图 9）：当爆炸荷载的主要作用分量位于拱肋平面内时，定义为面内爆炸；当爆炸荷载的主要作用分量垂直于拱肋平面时，定义为面外爆炸。爆炸当量取 1.6～43.2 kg，对应比例距离(Z)为 0.142～0.247 m/kg$^{1/3}$；爆炸位置取 L/2～11L/12，并分别考虑面内和面外近距离爆炸工况。根据《无人驾驶航空器飞行管理暂行条例》[25]中无人驾驶航空器最大起飞重量的分类规定（表 2），结合数值分析结果确定爆炸当量范围；当爆炸当量超过 43.2 kg 时，钢箱拱肋发生整体倒塌，因此将 1.6～43.2 kg 作为参数分析范围。需要指出的是，参数分析主要采用爆炸当量、爆炸距离及比例距离表征爆炸工况，尚未进一步考虑冲击波压力时程、冲量及频率特征对钢箱拱肋动力响应的影响，这是该参

录用稿件，非最终出版稿

数分析的一项局限。后续研究将进一步分析爆炸冲击波压力与能量在传播过程中的演变规律，并结合冲击波频率特性与钢箱拱肋动力特性的关系，探讨不同频率成分对结构动力响应及损伤演化的影响。

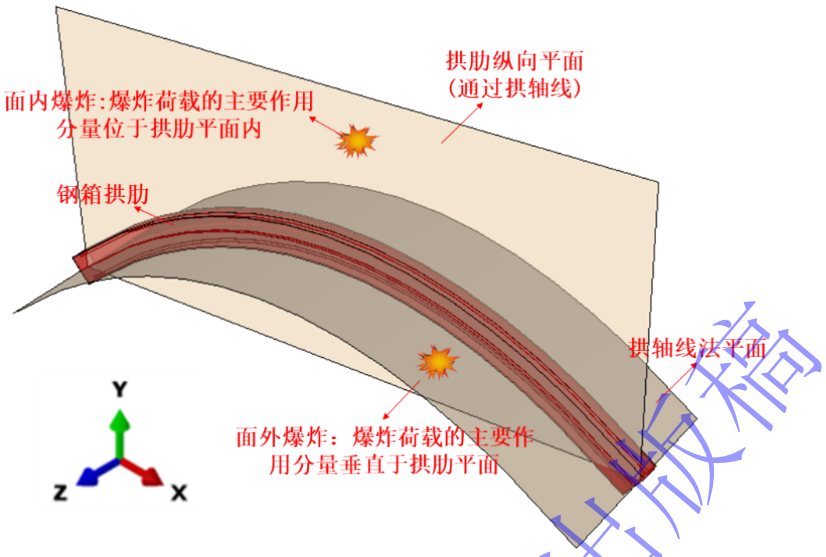


图 9 面内与面外近距离爆炸工况示意图

Fig.9 Schematic diagram of in-plane and out-of-plane close-in blast scenarios

表 2 不同类型无人机的最大起飞重量

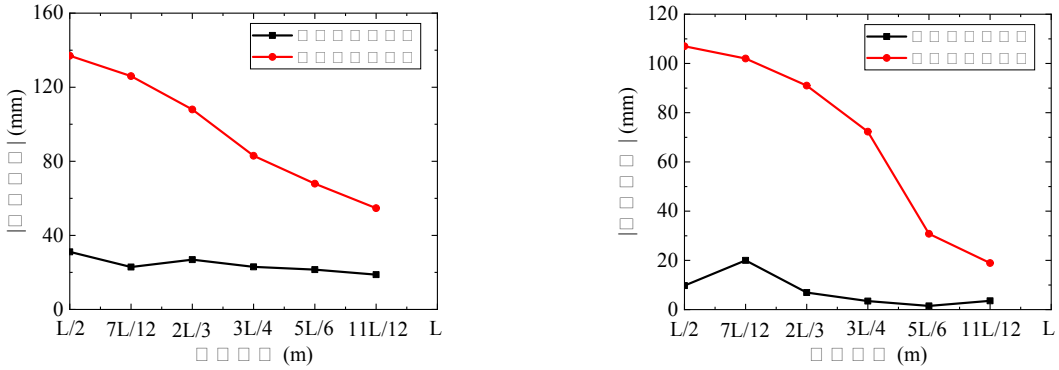
Table 2 Maximum takeoff weight of different types of unmanned aerial vehicles

序号	无人机类型	最大起飞重量（kg）
1	轻型无人机	≤7 kg
2	小型无人机	≤25 kg
3	中型无人机	≤150 kg
4	大型无人机	＞150 kg

3.1 动力响应对比

图 10 给出了比例距离 Z=0.244 m/kg$^{1/3}$ 工况条件下，平面内和平面外近距离爆炸作用时钢箱拱肋最大位移和残余位移随爆炸位置的变化规律。由图 10(a)可知，随着爆炸位置由跨中向 11L/12 方向移动，两种爆炸方向下的最大位移均逐渐减小。其中，面外爆炸作用下最大位移的降低幅度更为明显，且各爆炸位置对应的最大位移均显著大于面内爆炸。这主要是由于面内与面外爆炸荷载的作用方向不同，导致钢箱拱肋产生不同的变形响应。面外爆炸荷载沿垂直于拱平面的方向作用，主要引起拱肋的面外弯曲变形；相比之下，面内爆炸荷载主要引起拱肋在拱平面内的变形。受截面特征及结构约束条件影响，钢箱拱肋面内与面外方向的刚度存在差异，因此，在所考察的爆炸工况下，面外爆炸引起的位移响应更为显著。由图 10(b)可知，面外爆炸作用下残余位移随着爆炸位置由跨中向 11L/12 移动而快速减小，而面内爆炸作用下残余位移则呈现先增加后减小的变化规律。总体而言，面外爆炸产生的残余位移明显大于面内爆炸，表明其引起的塑性变形和永久损伤更为显著。

录用稿件，非最终出版稿

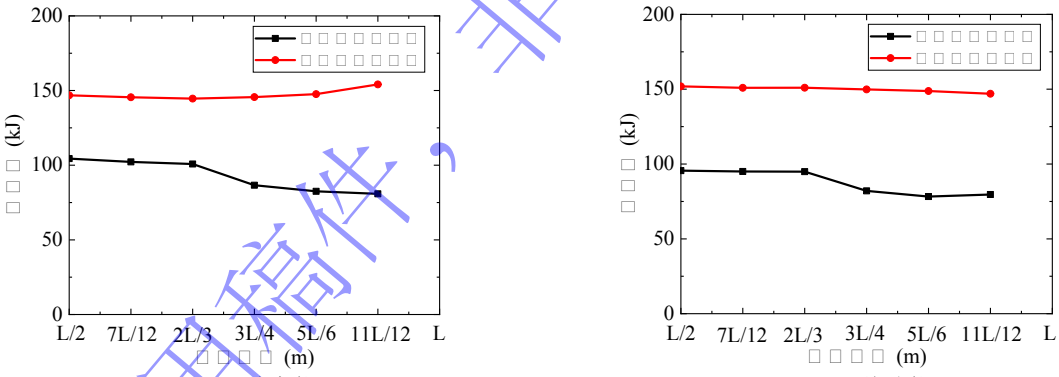


(a) 最大位移 (b) 残余位移

图 10 比例距离为 0.244 m/kg$^{1/3}$ 时平面内与平面外近距离爆炸荷载作用下钢箱拱肋最大位移与残余位移对比

Fig.10 Comparison of the maximum and residual displacements of steel box arch ribs under in-plane and out-of-plane close-in blast loading at a scaled distance of 0.244 m/kg$^{1/3}$

图 11 给出了比例距离 Z=0.244 m/kg$^{1/3}$ 工况下，平面内和平面外近距离爆炸作用时钢箱拱肋总内能和总动能随爆炸位置的变化规律。总内能和总动能分别为拱板与内部加劲肋对应能量的总和，不包括空气域及炸药爆轰产物的能量。从图 11 可知，随着爆炸位置由跨中向 11L/12 方向移动，面外爆炸作用下的总内能和总动能始终高于面内爆炸作用下的结果。面外爆炸作用下，两种能量总体维持在 150 kJ 左右；相比之下，面内爆炸作用下，在 L/2~2L/3 范围内两种能量均维持在约 100 kJ，随着爆炸位置进一步向 11L/12 移动，两者逐渐减小。上述结果表明，面外爆炸作用下钢箱拱肋具有更高的能量响应，主要由于爆炸荷载沿弱轴方向作用，易诱发较大的横向变形和塑性耗散。相比之下，面内爆炸作用下拱肋通过轴力传递和拱效应抵抗部分爆炸荷载，整体变形和能量响应相对较低。随着爆炸位置向拱脚区域移动，边界约束增强，结构变形受到进一步限制，能量响应随之降低。



(a) 总内能 (b) 总动能

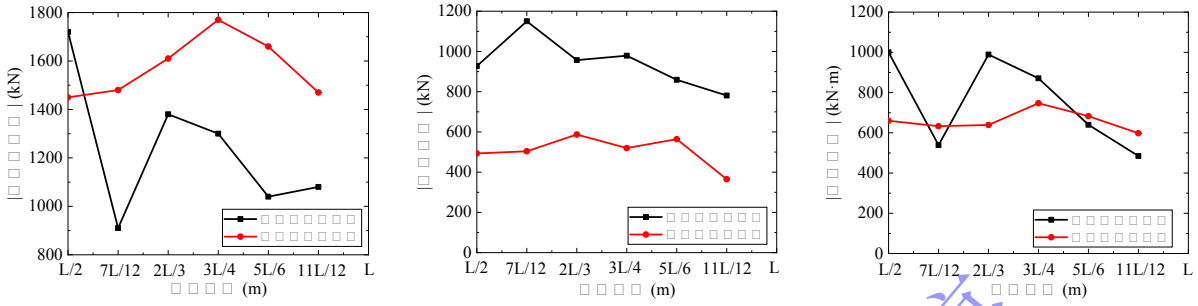
图 11 比例距离为 0.244 m/kg$^{1/3}$ 时平面内与平面外近距离爆炸荷载作用下钢箱拱肋总内能与总动能对比

Fig.11 Comparison of the total internal energy and total kinetic energy of steel box arch ribs under in-plane and out-of-plane close-in blast loading at a scaled distance of 0.244 m/kg$^{1/3}$

图 12 给出了比例距离 Z=0.244 m/kg$^{1/3}$ 工况下，平面内和平面外近距离爆炸作用时钢箱拱肋最大水平力、剪力和弯矩随爆炸位置的变化规律。从图 12(a)可知，随着爆炸位置由跨中向 11L/12 方向移动，除跨中位置外，面外爆炸作用下的最大水平力总体高于面内爆炸作用下的结果。面外和面内爆炸作用下的最大水平力分别在 3L/4 和 L/2 位置达到峰值。从图 12(b)所示，面外爆炸作用下的最大剪力总体低于面内爆炸作用，其峰值分别出现在 2L/3 和 7L/12 位置。从图 12(c)所示，除部分爆炸位置外，面外爆炸作用下的最大弯矩总体低于面内爆炸作用下的结果，其峰值分别出现在 3L/4 和 L/2 处。总体而言，爆炸方向改变了钢箱拱肋的荷载传递路径及主导受力模式。面外爆炸作用下，爆炸荷载主要激发拱肋的横向受力响应，表现为较大的水平力；而面内爆炸作用下，荷载主要沿拱肋轴线及截面面内传递，使弯曲、剪切等内力效应更加突出。因此，两种爆炸方向下拱肋的内力分布及响应特征存在

录用稿件，非最终出版稿

明显差异。爆炸位置进一步影响荷载在拱肋中的传递与重分配。跨中及邻近区域的爆炸作用更易引起较强的整体响应，而靠近拱脚时，支座约束作用更加显著，使爆炸作用下的荷载能够更有效地向支座传递，从而减弱局部内力响应。



(a) 最大水平力　　(b) 最大剪力　　(c) 最大弯矩

图 12 比例距离为 0.244 m/kg$^{1/3}$ 时平面内与平面外近距离爆炸荷载作用下钢箱拱肋内力对比

Fig.12 Comparison of the internal forces of steel box arch ribs under in-plane and out-of-plane close-in blast loading at a scaled distance of 0.244 m/kg$^{1/3}$

3.2 动力响应预测

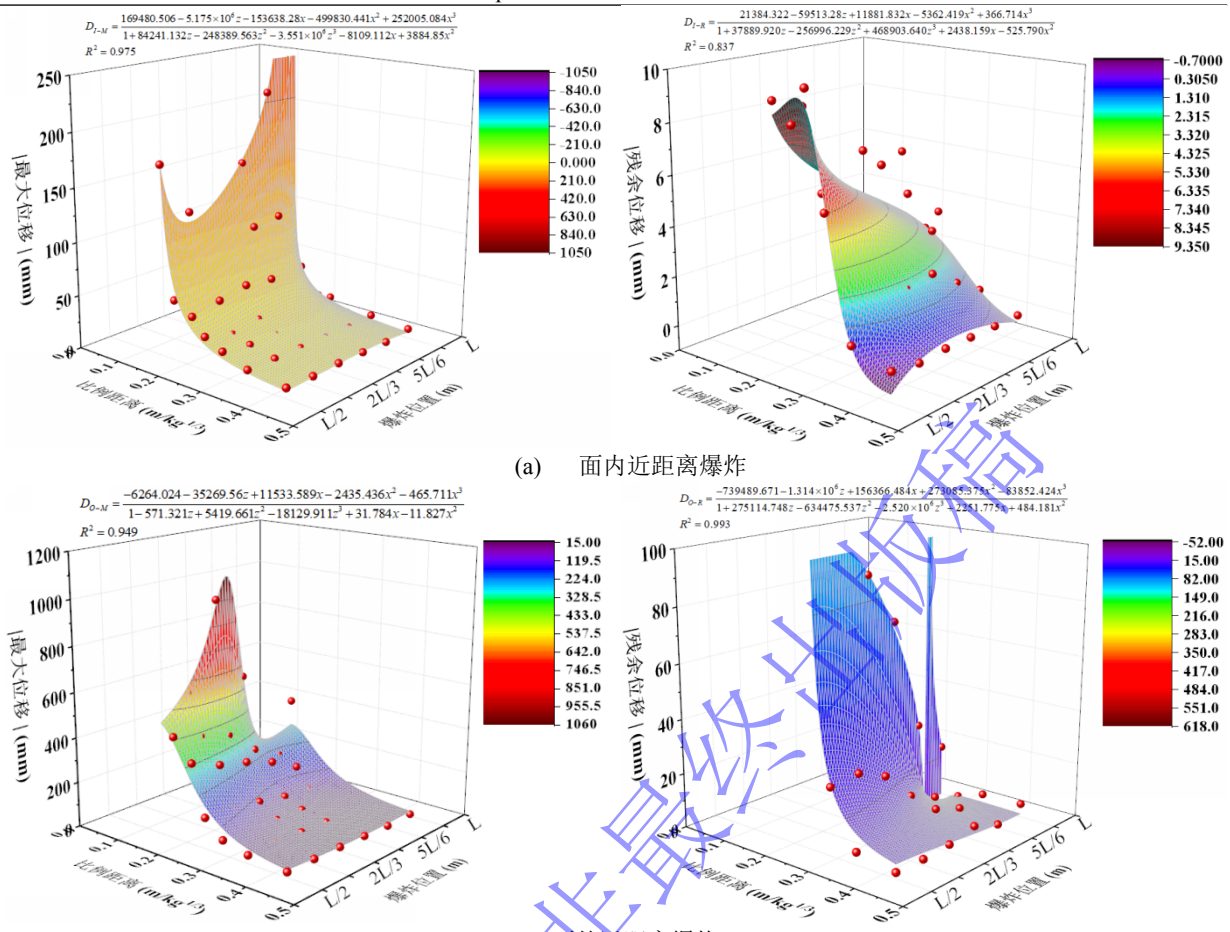
3.2.1 位移

图 13 给出了面内与面外近距离爆炸作用下，不同爆炸位置处钢箱拱肋最大位移与残余位移的拟合曲面。采用 Rational2D 二元有理曲面函数（公式（1）），以比例距离和爆炸位置为输入变量，分别拟合面内、面外爆炸工况下最大位移与残余位移的变化关系。面内爆炸工况下，最大位移和残余位移的拟合决定系数 R^2 分别为 0.975 和 0.837；面外爆炸工况下，分别为 0.949 和 0.993。拟合结果表明，最大位移与残余位移均随比例距离和爆炸位置呈现明显的非线性变化。在小比例距离条件下，爆炸作用较强，拱肋位移总体较大，且对爆炸位置较为敏感。面内爆炸作用下，局部屈曲及塑性变形可能导致残余位移的离散性较大，因此其拟合决定系数低于最大位移；面外爆炸作用下，残余位移随比例距离和爆炸位置呈现较为连续的变化趋势，拟合决定系数较高。上述拟合关系可用于描述所研究工况范围内钢箱拱肋最大位移与残余位移的变化规律，为钢箱拱肋抗爆性能分析提供参考。

$$R=\frac{A_1+A_2z+A_3x+A_4x^2+A_5x^3}{1+A_6z+A_7z^2+A_8z^3+A_9x+A_{10}x^2} \tag{1}$$

式中：R 为动力响应；z 为比例距离，m/kg$^{1/3}$；x 为爆炸位置，m；A_1~A_{10} 为拟合系数。

录用稿件，非最终出版稿



(a) 面内近距离爆炸

(b) 面外近距离爆炸

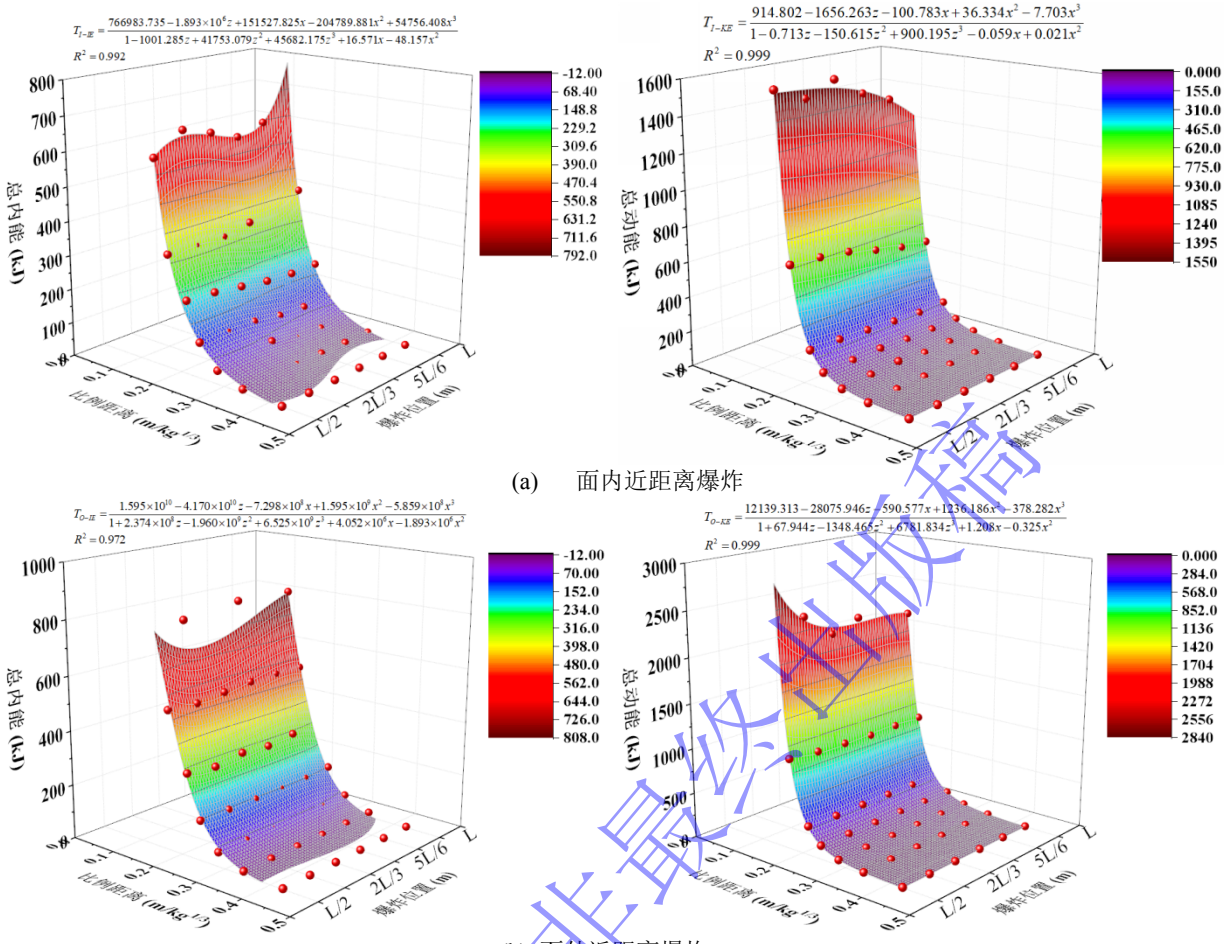
图 13 面内与面外近距离爆炸作用下不同爆炸位置处钢箱拱肋最大位移与残余位移拟合曲面

Fig.13 Fitted surfaces for the maximum and residual displacements of steel box arch ribs at different blast locations under in-plane and out-of-plane close-in explosions

3.2.2 能量

图 14 给出了面内与面外近距离爆炸作用下，不同爆炸位置处钢箱拱肋总内能与总动能的拟合曲面。采用 Rational2D 二元有理曲面函数（公式（1））， 以比例距离和爆炸位置为自变量，分别拟合面内、面外爆炸工况下钢箱拱肋总内能与总动能的变化关系。面内爆炸工况下，总内能和总动能的拟合决定系数 R^2 分别为 0.992 和 0.999；面外爆炸工况下分别为 0.972 和 0.999。拟合结果表明，总内能和总动能均随比例距离和爆炸位置呈现明显的非线性变化。随着比例距离减小，爆炸荷载作用增强，钢箱拱肋的总内能和总动能总体增大；爆炸位置的变化也会引起能量响应幅值的差异。相比总内能，总动能的拟合曲面与样本数据吻合程度更高，两种爆炸方向下的拟合决定系数均达到 0.999。面外爆炸工况下，总内能的拟合决定系数略低，为 0.972，但仍具有较好的拟合效果。上述拟合关系反映了所研究工况范围内钢箱拱肋能量响应随比例距离和爆炸位置的变化规律，可为近距离爆炸动力响应分析提供参考。

录用稿件，非最终出版稿



(a) 面内近距离爆炸

(b) 面外近距离爆炸

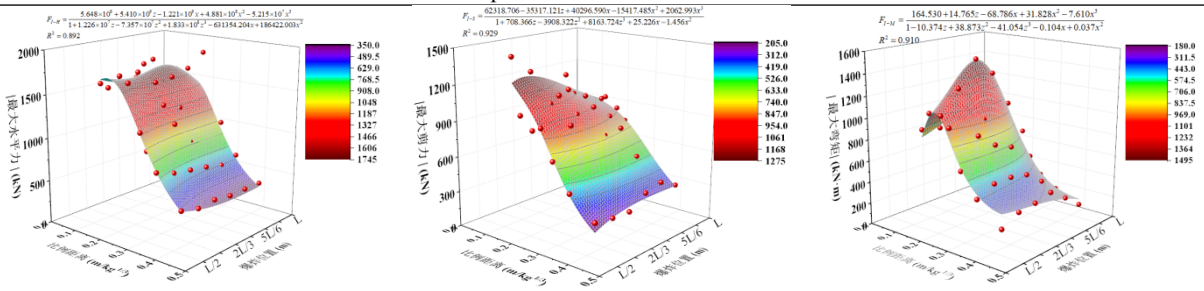
图 14 面内与面外近距离爆炸作用下不同爆炸位置处钢箱拱肋总内能与总动能拟合曲面

Fig.14 Fitted surfaces for the total internal energy and total kinetic energy of steel box arch ribs at different blast locations under in-plane and out-of-plane close-in explosions

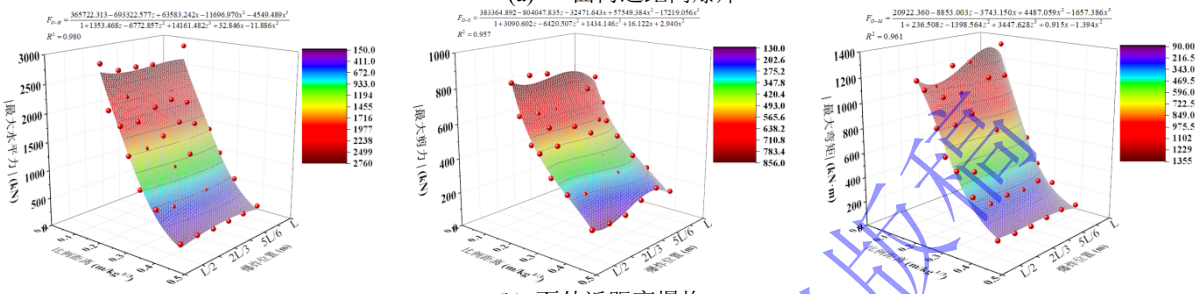
3.2.3 内力

图 15 给出了面内与面外近距离爆炸作用下，不同爆炸位置处钢箱拱肋最大水平力、剪力和弯矩的拟合曲面。采用 Rational2D 二元有理曲面函数（公式（1））， 以比例距离和爆炸位置为自变量，分别拟合面内、面外爆炸工况下三类内力的变化关系。面内爆炸工况下，最大水平力、剪力和弯矩的拟合决定系数 R^2 分别为 0.892、0.929 和 0.910；面外爆炸工况下分别为 0.980、0.957 和 0.961。拟合结果表明，最大水平力、剪力和弯矩均随比例距离和爆炸位置呈现非线性变化。随着比例距离减小，内力响应总体增大，且其幅值受爆炸位置影响。面外爆炸工况下，三类内力的拟合决定系数整体高于面内爆炸工况，其中最大水平力的差异最为明显。两类爆炸工况下，剪力和弯矩的拟合决定系数均在 0.90 以上，表明拟合曲面能够较好地描述所研究工况下内力响应的变化趋势。上述拟合关系可为分析不同爆炸位置和比例距离下钢箱拱肋的内力响应提供参考。

录用稿件，非最终出版稿



(a) 面内近距离爆炸



(b) 面外近距离爆炸

图 15 面内与面外近距离爆炸作用下不同爆炸位置处钢箱拱肋最大水平力、剪力和弯矩拟合曲面

Fig.15 Fitted surfaces for the maximum horizontal force, shear force, and bending moment of steel box arch ribs at different blast locations under in-plane and out-of-plane close-in explosions

4 剩余性能退化规律

4.1 损伤指标

钢箱拱肋的损伤程度根据其爆后剩余刚度（D_I）和极限承载能力（D_U）的退化程度进行量化。引入刚度损伤系数 D_I 和极限承载力损伤系数 D_U，如图 16 所示。

$$D_I = 1 - \frac{I_R}{I} \tag{2}$$

$$D_U = 1 - \frac{P_{Ru}}{P_u} \tag{3}$$

式中，D_I 和 D_U 分别为初始刚度和极限承载力损伤系数（下文分别简称为刚度和承载力损伤系数）；I_R 为爆炸作用后钢箱拱肋跨中荷载-位移曲线的剩余初始抗弯刚度；I 为未损伤钢箱拱肋跨中荷载-位移曲线的初始抗弯刚度；P_{Ru} 为爆炸作用后钢箱拱肋的剩余极限承载力；P_u 为未损伤拱肋的极限承载能力。

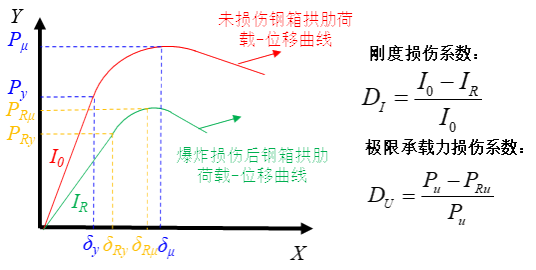


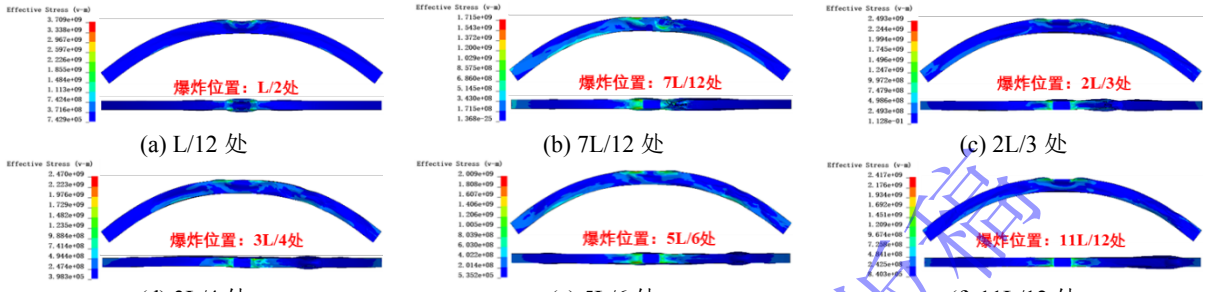
图 16 钢箱拱肋爆炸前后荷载-位移曲线对比示意图

Fig.16 Comparison of load–displacement curves of the steel box arch rib before and after blast loading

录用稿件，非最终出版稿

4.2 剩余承载力阶段破坏模式

图 17 和图 18 分别给出了平面内和平面外近距离爆炸作用后钢箱拱肋在剩余承载力阶段的破坏模式及有效应力分布，比例距离设置为 Z=0.244 m/kg$^{1/3}$，剩余承载力阶段采用拱顶集中加载方式。钢箱拱肋的最终破坏模式由初始爆炸损伤与后续加载过程中的塑性发展共同决定。由图 17 和图 18 可知，不同爆炸位置下钢箱拱肋的最终破坏模式存在明显差异，高应力区域主要分布于拱顶加载区域及爆炸损伤区域附近，并随着荷载增加逐渐发展为局部塑性变形，最终形成不同的破坏形态。

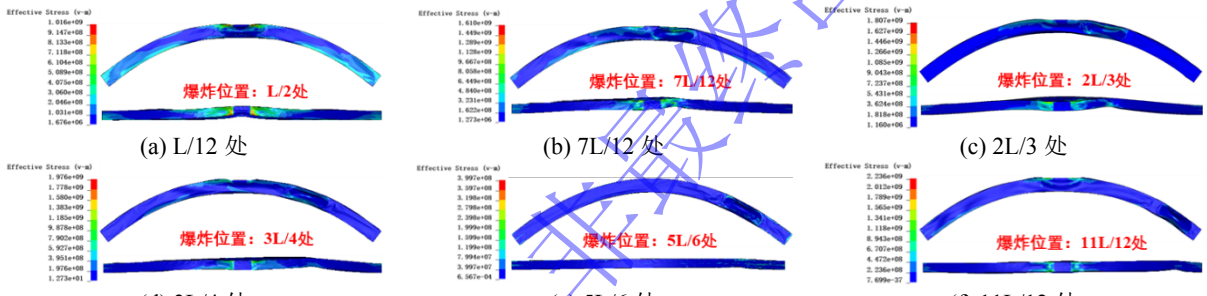


(a) L/12 处　(b) 7L/12 处　(c) 2L/3 处

(d) 3L/4 处　(e) 5L/6 处　(f) 11L/12 处

图 17 比例距离为 0.244 m/kg1/3 时不同爆炸位置平面内近距离爆炸荷载作用下钢箱拱肋剩余承载力阶段的破坏模式

Fig.17 Failure modes of steel box arch ribs at the residual load-carrying capacity stage under in-plane close-in blast loading at different blast locations for a scaled distance of 0.244 m/kg1/3



(a) L/12 处　(b) 7L/12 处　(c) 2L/3 处

(d) 3L/4 处　(e) 5L/6 处　(f) 11L/12 处

图 18 比例距离为 0.244 m/kg1/3 时不同爆炸位置平面外近距离爆炸荷载作用下钢箱拱肋剩余承载力阶段的破坏模式

Fig.18 Failure modes of steel box arch ribs at the residual load-carrying capacity stage under out-plane close-in blast loading at different blast locations for a scaled distance of 0.244 m/kg1/3

随着爆炸位置由跨中向拱脚移动，钢箱拱肋剩余承载力阶段的破坏形态发生明显变化。跨中爆炸时，初始损伤区域与拱顶加载区域高度重合，局部刚度退化集中于主要承载区域，后续加载过程中塑性变形主要集中于拱顶附近，并对最终破坏起控制作用。随着爆炸位置向拱脚方向移动，初始损伤区域逐渐远离拱顶加载区域，爆炸损伤对主要加载区域的直接影响减弱，结构内部发生荷载重新分配，爆炸损伤区域及拱顶加载区域附近相继出现明显的应力集中和塑性变形，最终形成多区域塑性变形的破坏特征。

从有效应力分布来看，剩余加载阶段的高应力区域主要集中于拱顶加载区域及爆炸损伤区域附近，其分布特征受爆炸位置和初始损伤状态共同影响。跨中爆炸时，爆炸损伤区域与主要承载区域重合程度较高，局部应力集中和塑性变形较为明显；随着爆炸位置向拱脚方向移动，损伤区域与加载区域逐渐分离，结构荷载传递路径发生调整，高应力区域由局部区域向多个受力区域扩展。当爆炸位置接近拱脚时，支座约束作用增强，拱肋变形受到限制，爆炸损伤区域附近的应力水平和塑性变形程度相应降低。

进一步比较平面内与平面外爆炸工况可知，爆炸方向改变了初始损伤的主要形式，并进一步影响剩余承载力阶段的变形与塑性发展。平面内爆炸主要引起拱肋面内弯曲变形及局部损伤，后续加载过程中爆炸损伤区域附近易出现应力集中和塑性变形；平面外爆炸则主要引起拱肋横向变形和局部屈曲，使剩余加载阶段表现出更明显的侧向变形。总体而言，爆炸位置和爆炸方向通过改变初始损伤的位置

录用稿件，非最终出版稿

及形式，进一步影响剩余加载阶段的荷载传递、应力分布和塑性变形发展，并最终导致不同的破坏模式。

4.3 剩余性能退化规律与分析

4.3.1 面内近距离爆炸

图 19 给出了不同面内爆炸位置下钢箱拱肋刚度损伤系数、极限承载力损伤系数及其拟合曲面。由图 19(a)和(b)可知，两类损伤系数均随比例距离减小而增大。当比例距离 $Z=0.142$ m/kg$^{1/3}$ 时，各爆炸位置对应的损伤系数均接近 1；随着比例距离增大，损伤系数逐渐降低，当 $Z>0.285$ m/kg$^{1/3}$ 后整体处于较低水平，表明爆炸荷载强度是控制拱肋损伤程度的重要因素。

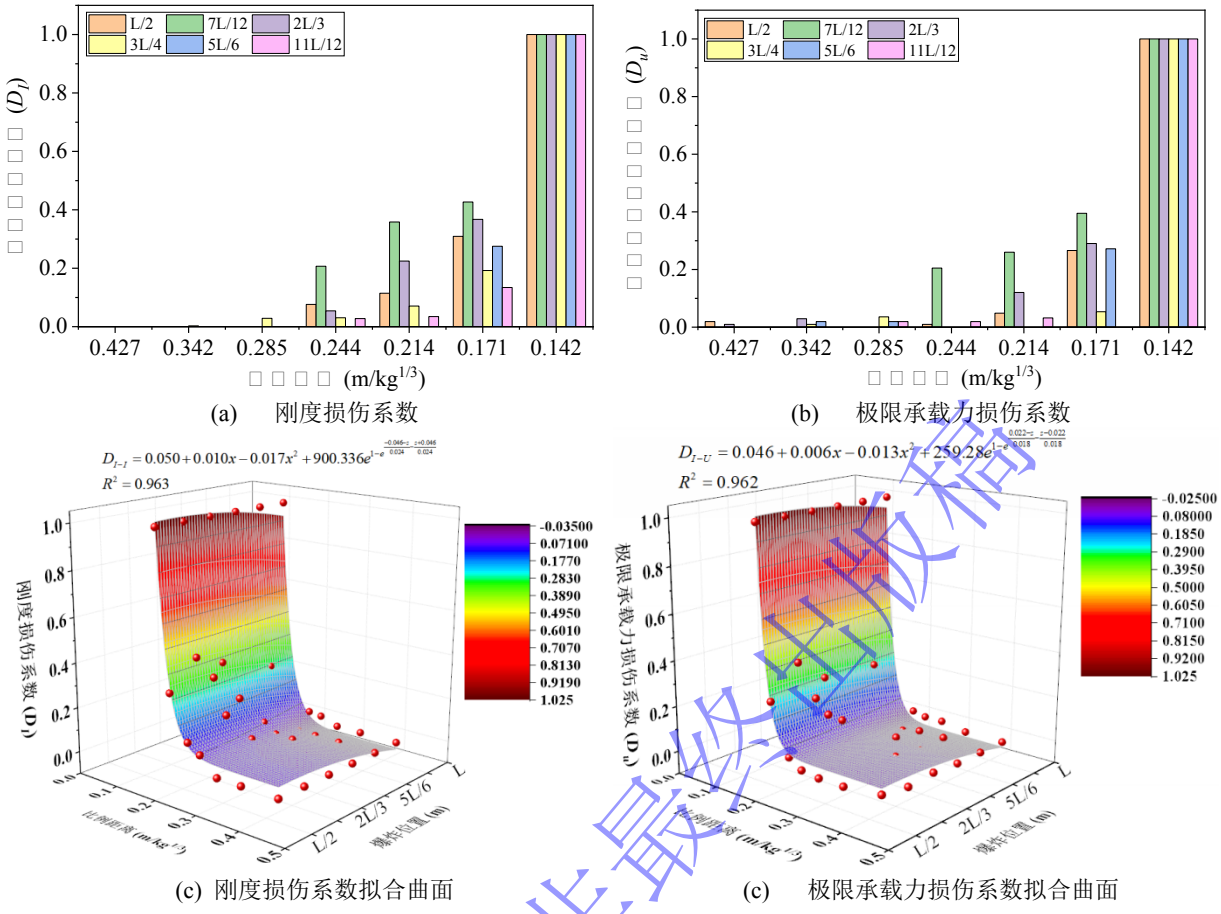
在相同比例距离下，爆炸位置对损伤程度具有明显影响，且损伤并非随爆炸位置单调变化。总体上，7L/12 位置的两类损伤系数最大，其次为 2L/3，L/2、3L/4、5L/6 依次降低，11L/12 最小。以比例距离 $Z=0.171$ m/kg$^{1/3}$ 为例，7L/12 位置的刚度损伤系数和极限承载力损伤系数分别为 0.427 和 0.395，而 11L/12 位置分别降至 0.134 和 0，说明相同爆炸强度下，爆炸位置可显著改变爆后性能退化程度。其主要原因是爆炸位置改变了局部损伤区域与拱肋主要受力区的相对位置，使局部屈曲、塑性变形及截面刚度削弱对整体受力性能的影响程度不同。靠近拱脚区域时，端部约束及拱脚附近较强的结构作用有利于局部损伤后的内力重新分配；而位于拱肋中部区域的爆炸损伤更容易影响主要受力区，从而造成更明显的整体性能退化。进一步比较两类损伤系数可知，部分工况下刚度损伤系数高于极限承载力损伤系数，表明爆炸产生的局部塑性变形和刚度削弱对结构初始受力性能的影响较为敏感；随着爆炸损伤加剧，两类损伤系数逐渐接近，说明局部损伤进一步向整体承载性能退化传递。

基于图 19(a)和(b)的离散数据，采用 Extreme2D 曲面函数（公式（4）），以比例距离和爆炸位置为自变量进行拟合，得到三维拟合曲面，如图 18(c)和(d)所示。刚度损伤系数和极限承载力损伤系数拟合曲面的决定系数 R^2 分别为 0.963 和 0.962，表明拟合结果能够较好地反映比例距离与爆炸位置共同作用下钢箱拱肋性能损伤的变化规律。该拟合曲面同时考虑了爆炸强度和空间位置的影响，可用于描述不同面内爆炸工况下钢箱拱肋爆后刚度损伤与极限承载力损伤的变化关系。

$$D=B_1+B_2x+B_3x^2+B_4e^{1-e^{\frac{B_5-z}{B_6}\cdot\frac{z-B_5}{B_6}}} \tag{4}$$

式中：D 为损伤系数；z 为比例距离，m/kg$^{1/3}$；x 为爆炸位置，m；B_1~B_6 为拟合系数。

录用稿件，非最终出版稿



(a) 刚度损伤系数　　(b) 极限承载力损伤系数

(c) 刚度损伤系数拟合曲面　　(c) 极限承载力损伤系数拟合曲面

图 19 不同面内爆炸位置下钢箱拱肋刚度与极限承载力损伤系数的拟合曲面

Fig.19 Fitted surfaces for stiffness and ultimate bearing capacity damage coefficients of steel box arch ribs under different in-plane blast locations

4.3.2 面外近距离爆炸

图 20 给出了不同面外爆炸位置下钢箱拱肋刚度与极限承载力损伤系数与拟合曲面。由图 20(a)和(b)可知，两类损伤系数均随比例距离增大而降低，表明爆炸冲击强度是控制面外爆炸损伤程度的主要因素。当比例距离由 0.142 m/kg$^{1/3}$ 增大至 0.244 m/kg$^{1/3}$ 时，损伤系数下降较为明显；当比例距离进一步增大至 0.427 m/kg$^{1/3}$ 时，损伤系数下降趋缓，表明随着爆炸作用减弱，拱肋整体性能退化逐渐趋于稳定。

在相同比例距离下，不同爆炸位置对应的损伤响应存在明显差异，且刚度损伤与极限承载力损伤的控制位置并不完全一致。面外爆炸首先引起受爆截面的局部横向变形和塑性损伤，刚度损伤对局部变形及截面刚度削弱较为敏感，因此其变化主要受爆炸位置及受爆截面局部受力状态控制。极限承载力则不仅取决于局部损伤程度，还受到拱肋轴力、弯矩重分布、塑性发展及最终破坏模式的共同影响。因此，随着比例距离和爆炸位置变化，控制极限承载力的关键区域发生转移。该结果表明，面外爆炸下钢箱拱肋的爆后性能不仅取决于爆炸强度，还与爆炸位置密切相关，单一比例距离指标难以充分表征结构爆后性能。

录用稿件，非最终出版稿

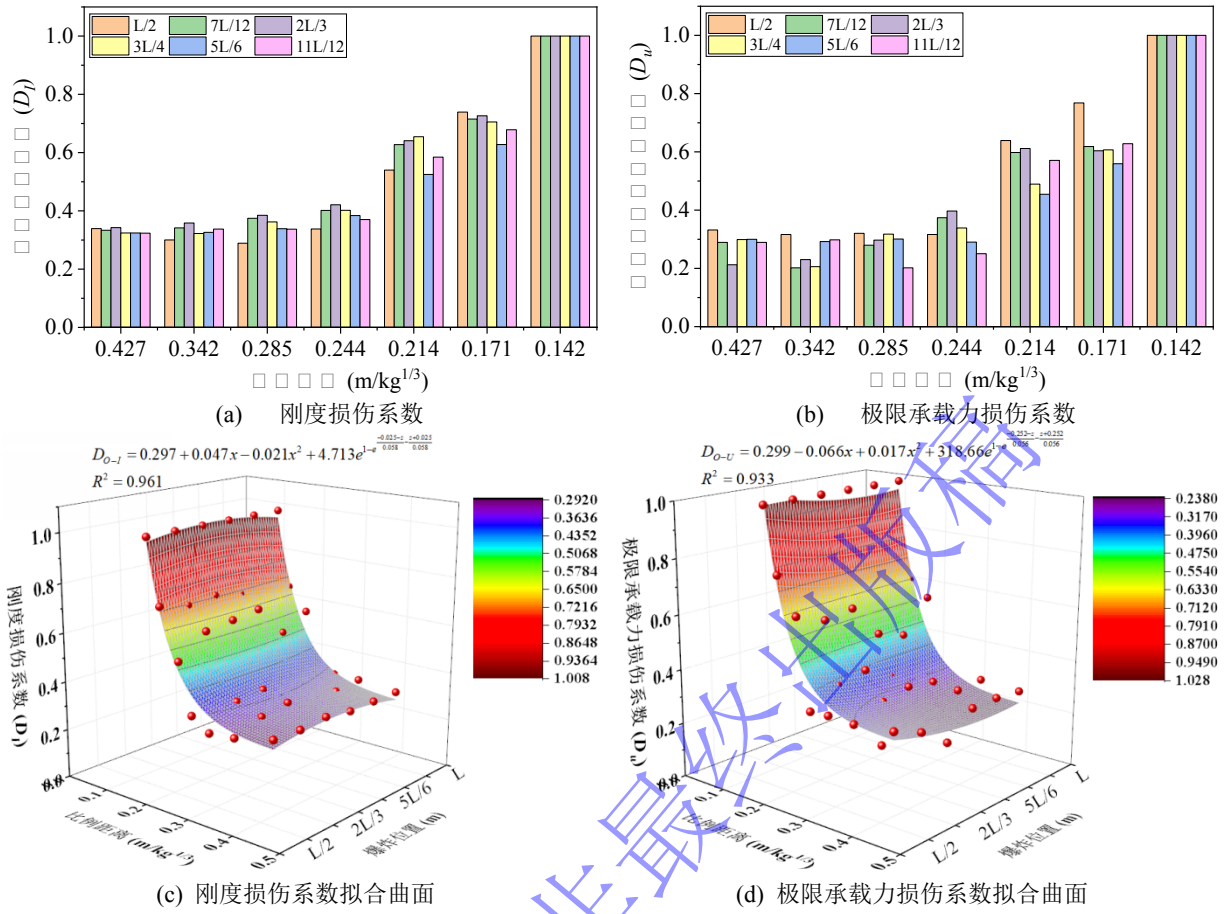


图 20 不同面外爆炸位置下钢箱拱肋刚度与极限承载力损伤系数的拟合曲面

Fig.20 Fitted surfaces for the stiffness and ultimate bearing capacity damage coefficients of steel box arch ribs under different out-of-plane blast locations

基于图 20(a)和(b)中的离散数据，采用 Extreme2D 曲面函数（公式（4）），以比例距离和爆炸位置为自变量进行拟合，得到刚度损伤系数和极限承载力损伤系数的三维拟合曲面，如图 19(c)和(d)所示。两类损伤系数拟合曲面的决定系数 R^2 分别为 0.961 和 0.933，表明拟合结果能够较好地反映比例距离与爆炸位置共同作用下钢箱拱肋性能损伤的变化规律。该拟合曲面同时考虑了爆炸强度和空间位置的影响，可用于描述所考察的参数范围内不同面外爆炸工况下钢箱拱肋爆后刚度损伤与极限承载力损伤的变化关系。

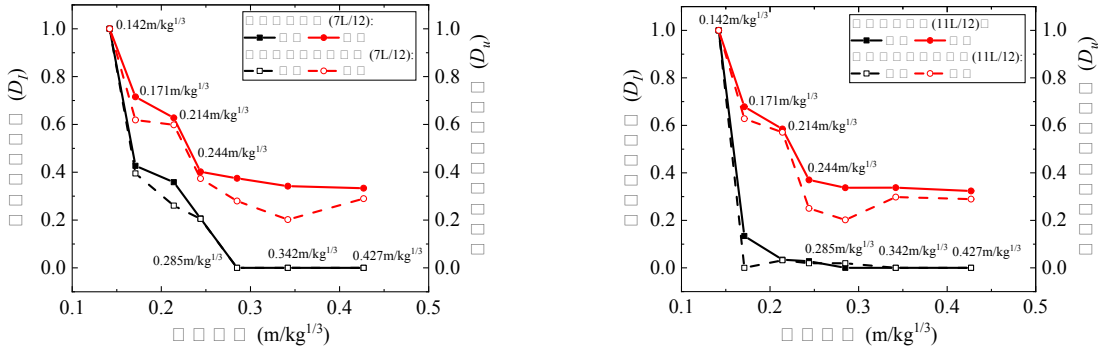
需要指出的是，上述面内和面外近距离爆炸损伤拟合曲面均基于所采用的钢箱拱肋构型及相应数值样本建立，其适用范围受到结构参数、边界条件及爆炸工况的限制。

4.3.3 面内与面外近距离爆炸对比分析

图 21 给出了 7L/12 和 11L/12 爆炸位置下面内与面外近距离爆炸作用下钢箱拱肋损伤系数的变化规律。在相同比例距离和爆炸位置下，面外爆炸作用下的刚度损伤系数和承载力损伤系数均高于面内爆炸，表明面外爆炸对钢箱拱肋性能退化的影响更为显著。这主要是由于面外爆炸荷载沿截面弱轴方向作用，易诱发较大的横向变形和局部屈曲，从而导致结构刚度和承载能力显著降低。相比之下，面内爆炸主要引起面内弯曲响应，箱形截面的整体约束和拱效应能够有效抑制局部变形与损伤发展。

此外，爆炸位置同样对损伤程度具有一定影响。与 11L/12 位置相比，7L/12 位置的损伤系数略高，表明更靠近拱顶区域的爆炸更容易导致性能退化。这主要是由于拱顶区域的约束作用相对较弱，在爆炸荷载作用下更容易产生较大的塑性变形和累积损伤。总体而言，钢箱拱肋的损伤演化过程受到爆炸方向和爆炸位置的共同影响。在所考察的工况中，面外爆炸属于更为不利的爆炸工况。

录用稿件，非最终出版稿



(a) 爆炸位置位于 7L/12 处　　(b) 爆炸位置位于 11L/12 处

图 21 爆炸位置为 7L/12 和 11L/12 时平面内与平面外近距离爆炸荷载作用下钢箱拱肋损伤系数对比

Fig.21 Comparison of the damage indices of steel box arch ribs under in-plane and out-of-plane close-in blast loading at blast locations of 7L/12 and 11L/12

5 主要结论

（1）爆炸方向和爆炸位置显著影响钢箱拱肋的动力响应。随着爆炸位置由跨中向拱脚移动，钢箱拱肋最大位移总体呈减小趋势。与面内爆炸相比，面外爆炸作用下的最大位移和残余位移均明显增大，总内能和总动能整体也更高。不同爆炸方向下，最大水平力、剪力和弯矩的峰值及其对应位置存在明显差异，表明爆炸方向改变了荷载在拱肋中的传递路径及主要受力模式，而爆炸位置进一步影响结构内力的传递与重分配。

（2）建立了基于比例距离和爆炸位置的钢箱拱肋动力响应拟合曲面。采用 Rational2D 二元有理曲面函数，以比例距离和爆炸位置为自变量，分别对面内、面外近距离爆炸作用下钢箱拱肋的最大位移、残余位移、总内能、总动能以及最大水平力、剪力和弯矩进行拟合。最大位移和残余位移拟合曲面的决定系数 R^2 为 0.837～0.993，总内能和总动能为 0.972～0.999，最大水平力、剪力和弯矩为 0.892～0.980。结果表明，拟合曲面能够较好地描述比例距离和爆炸位置共同作用下钢箱拱肋动力响应的非线性变化规律，可为研究范围内不同爆炸工况下的动力响应分析提供参考。

（3）爆炸损伤改变了钢箱拱肋爆后加载阶段的荷载传递与塑性变形发展。跨中爆炸时，初始损伤区域与拱顶加载区域高度重合，塑性变形主要集中于拱顶附近，并对最终破坏起控制作用。随着爆炸位置向拱脚移动，初始损伤区域与拱顶加载区域逐渐分离，结构内部发生内力重分配，并在爆炸损伤区域和拱顶加载区域附近形成多处塑性变形。面外爆炸主要引起拱肋横向变形和局部屈曲，使爆后加载阶段表现出更明显的侧向变形。

（4）刚度损伤系数和极限承载力损伤系数能够表征钢箱拱肋爆后性能退化，且均受爆炸位置影响。基于爆炸前后荷载－位移曲线的初始抗弯刚度和极限承载力，分别定义刚度损伤系数和极限承载力损伤系数。结果表明，两类损伤系数均受比例距离和爆炸位置共同影响。面内爆炸下，两类损伤系数均在 7L/12 位置达到最大值；面外爆炸下，刚度损伤和极限承载力损伤的控制位置并不完全一致。这表明刚度退化主要受局部变形和截面刚度削弱影响，而极限承载力还受到轴力、弯矩重分布、塑性发展及最终破坏模式的共同影响。在相同比例距离和爆炸位置下，面外爆炸造成的刚度和极限承载力退化总体更为严重。

（5）建立了考虑比例距离和爆炸位置的钢箱拱肋爆后性能损伤拟合曲面。采用 Extreme2D 曲面函数，以比例距离和爆炸位置为自变量，分别对刚度损伤系数和极限承载力损伤系数进行拟合。面内爆炸下，两类损伤系数拟合曲面的决定系数 R^2 分别为 0.963 和 0.962；面外爆炸下分别为 0.961 和 0.933。结果表明，拟合曲面能够较好地描述比例距离和爆炸位置共同作用下钢箱拱肋刚度与极限承载力的退化规律，可用于表征所考察的爆炸工况下的爆后性能损伤变化。

录用稿件，非最终出版稿

参考文献

[1] CHEN D, WU C Q, SUN M, et al. Blast response of lunar regolith-GUHPC arch structures under propellant explosion [J]. Engineering Structures, 2026, 365: 123261. **DOI:** 10.1016/j.engstruct.2026.123261.

[2] 张宇, 李国强, 陈可鹏, 等. 桥梁结构抗爆安全评估研究进展 [J]. 爆炸与冲击, 2016, 36(1): 135-144. **DOI:** 10.11883/1001-1455(2016)01-0135-10.
ZHANG Y, LI G Q, CHEN K P, et al. Research advances of safety assessment of bridges under blast load [J]. Explosion and Shock Waves, 2016, 36(1): 135-144. **DOI:** 10.11883/1001-1455(2016)01-0135-10.

[3] 田钦伍, 翟红波, 徐其鹏, 等. 典型爆炸作用下预应力 T 型梁桥的极限承载力 [J/OL]. 爆炸与冲击, 2026[2026-11-20]. https: //www. bzycj. cn/article/doi/10. 11883/bzycj-2026-0056. **DOI:** 10.11883/bzycj-2026-0056.
TIAN Q W, ZHAI H B, XU Q P, et al. Ultimate load-bearing capacity of prestressed T-girder bridges under typical explosion loads [J/OL]. Explosion and Shock Waves, 2026[2026-11-20]. https: //www. bzycj. cn/article/doi/10. 11883/bzycj-2026-0056. **DOI:** 10.11883/bzycj-2026-0056.

[4] JIA H Y, WEI H C, LI J, et al. Blast resistance of steel jacket reinforced double-column bridge pier [J]. Engineering Structures, 2025, 329: 119882. **DOI:** 10.1016/j.engstruct.2025.119882.

[5] 胡志坚, 张周煜, 宋周滢, 等. 混凝土梁桥实桥爆炸试验 [J]. 中国公路学报, 2025, 38(5): 78-89. **DOI:** 10.19721/j.cnki.1001-7372.2025.05.007.
HU Z J, ZHANG Z Y, SONG Z Y, et al. Field tests of concrete beam bridge subjected to above-deck explosion loads [J]. China Journal of Highway and Transport, 2025, 38(5): 78-89. **DOI:** 10.19721/j.cnki.1001-7372.2025.05.007.

[6] QIU T, DU X Q. Long-duration blast loading of box girder with complex cross-section [J]. Engineering Structures, 2025, 343(Part A): 121015. **DOI:** 10.1016/j.engstruct.2025.121015.

[7] ZHU W Q, YANG C, YIN T Y, et al. Blast resistant performance and damage mechanism of steel reinforced concrete beams under contact explosion [J]. Engineering Structures, 2024, 315: 118472. **DOI:** 10.1016/j.engstruct.2024.118472.

[8] LIN Q T, LI Y, DONG Q L, et al. Blast resistance of steel–high-performance concrete composite slabs part I: contact blast experiment [J]. Thin-Walled Structures, 2026, 219(Part B): 114291. **DOI:** 10.1016/j.tws.2025.114291.

[9] YANG Y Y, SHAO X D, WU S W, et al. Experimental study on the blast resistance behavior of steel-UHPC composite bridge decks for long-span bridges under contact explosion [J]. International Journal of Impact Engineering, 2026, 209: 105578. **DOI:** 10.1016/j.ijimpeng.2025.105578.

[10] LIN J, ZONG Z H, GAN L, et al. Dynamic response and damage mechanism of parallel wire cables under contact explosion [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 195: 107350. **DOI:** 10.1016/j.jcsr.2022.107350.

[11] LIN J, ZONG Z H, LU G. Experimental investigation on residual capacity of parallel wire cables under contact explosions [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2025, 226: 109249. **DOI:** 10.1016/j.jcsr.2024.109249.

[12] SHAN Y L, ZONG Z H, LI M H, et al. Blast-resistance performance and probabilistic vulnerability assessment of steel box arch ribs subjected to contact explosions [J]. Thin-Walled Structures, 2025, 214: 113363. **DOI:** 10.1016/j.tws.2025.113363.

[13] SHAN Y L, ZONG Z H, LIU L, et al. Blast-resistance performance of steel box arch ribs under in-plane close-in explosions [J]. Thin-Walled Structures, 2026, 225(Part A): 114794. **DOI:** 10.1016/j.tws.2026.114794.

[14] SHAN Y L, ZONG Z H, ZHANG J W, et al. Influence of scaled-distance schemes and explosion locations on blast resistance and residual performance of steel box arch ribs [J]. Structures, 2026, 89: 112195. **DOI:** 10.1016/j.istruc.2026.112195.

录用稿件，非最终出版稿

[15] ZHOU W, WANG P, XU Y, et al. Blast resistance and damage evaluation of prefabricated lightweight high-strength concrete arches [J]. Construction and Building Materials, 2026, 513: 145440. **DOI:** 10.1016/j.conbuildmat.2026.145440.

[16] 赵小华, 张嘉祺, 赵鹏, 等. 水下接触爆炸作用下混凝土拱板的毁伤特性 [J]. 爆炸与冲击, 2026, 46(10): 103401. **DOI:** 10.11883/bzycj-2025-0386.
ZHAO X H, ZHANG J Q, ZHAO P, et al. Damage characteristics of concrete arch slabs subject to underwater contact explosion [J]. Explosion and Shock Waves, 2026, 46(10): 103401. **DOI:** 10.11883/bzycj-2025-0386.

[17] 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): 023101. **DOI:** 10.11883/bzycj-2023-0235.
YANG G D, TIAN X J, FAN Y, et al. Blast resistance of reinforced concrete arches subjected to underwater explosions [J]. Explosion and Shock Waves, 2024, 44(2): 023101. **DOI:** 10.11883/bzycj-2023-0235.

[18] ZHANG Q H, XIE J X, CUI C. Dynamic response and load-bearing capacity analysis of steel bridge under extreme loads [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2026, 236(Part A): 110020. **DOI:** 10.1016/j.jcsr.2025.110020.

[19] 杜晓庆, 李世龙, 陈德, 等. 接触爆炸作用下钢桁梁桥的破坏模式与剩余承载力 [J]. 爆炸与冲击, 2026, 46(6): 061412. **DOI:** 10.11883/bzycj-2026-0010.
DU X Q, LI S L, CHEN D, et al. Failure mode and residual bearing capacity of steel truss bridge under contact explosions [J]. Explosion and Shock Waves, 2026, 46(6): 061412. **DOI:** 10.11883/bzycj-2026-0010.

[20] MA L L, WU H, FANG Q, et al. Displacement-based blast-resistant evaluation for simply-supported RC girder bridge under below-deck explosions [J]. Engineering Structures, 2022, 266: 114637. **DOI:** 10.1016/j.engstruct.2022.114637.

[21] GAN L, ZONG Z H, CHEN Z J, et al. Differences in responses of square steel plates exposed to blast loads generated by cubic and spherical explosives [J]. Thin-Walled Structures, 2023, 182(Part B): 110332. **DOI:** 10.1016/j.tws.2022.110332.

[22] PAN H J, HAO S Y, PAN Z F. Fragility analysis of reinforced concrete shear wall structures under blast load [J]. Journal of Building Engineering, 2026, 118: 115007. **DOI:** 10.1016/j.jobe.2025.115007.

[23] 闫秋实, 赵凯凯, 李述涛, 等. 爆炸荷载作用下箱梁的破坏模式与损伤评估 [J]. 北京工业大学学报, 2022, 48(9): 961-967, 978. **DOI:** 10.11936/bjutxb2021080007.
YAN Q S, ZHAO K K, LI S T, et al. Failure mode and damage assessment of box girder under explosive loading [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2022, 48(9): 961-967, 978. **DOI:** 10.11936/bjutxb2021080007.

[24] SHI Y C, LIU S Z, HU Y, et al. A modal-based method for blast-induced damage assessment of reinforced concrete columns: numerical and experimental validation [J]. Engineering Structures, 2024, 300: 117166. **DOI:** 10.1016/j.engstruct.2023.117166.

[25] 中华人民共和国国务院, 中华人民共和国中央军事委员会. 无人驾驶航空器飞行管理暂行条例 [EB/OL]. (2023-06-28)[2026-11-20]. https: //www. caac. gov. cn/XXGK/XXGK/FLFG/202401/t20240115_222642. html.

录用稿件，非最终出版稿