

近场爆炸下空心板梁桥抗爆性能研究*

胡志坚, 马亮

(武汉理工大学交通与物流工程学院 武汉, 430063)

摘要 为了研究空心板梁桥抗爆性能,在任意拉格朗日-欧拉(arbitrary Lagrange-Euler,简称ALE)多物质流固耦合理论基础上,使用LS-DYNA软件对空心板梁桥爆炸问题进行求解分析。通过模拟试验梁爆炸来验证模拟方法的准确性,从不同TNT当量、横截面上不同典型爆点部位和不同爆点区域等方面对空心板梁桥的损伤过程、压力场和动力响应进行参数化分析,以研究空心板梁桥的破坏模式和损伤情况。结果表明:爆炸冲击波进入空心板梁的空心室后,会在空心室内聚集,超压峰值因约束效应而增大,空心板底部很薄则很容易被击穿,导致更严重的破坏;当比例距离大于 $0.1 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时,空心板梁的破坏模式为弯剪组合破坏,即空心较薄处表现为剪切破坏模式,腹板处表现为受弯模式;当比例距离小于 $0.1 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时,空心板梁的破坏模式为剪切破坏;随着TNT当量的增加,空心板梁桥破坏模式由弯剪组合破坏过渡到剪切破坏,局部剪切破坏特征越来越明显;相较于TNT在空心板梁桥中心爆炸,其在梁桥边侧爆炸时对结构更不利,这是因为边侧空心板相较于其他梁板横向联系较弱,单梁刚度较小。

关键词 空心板梁桥;近场爆炸荷载;压力场;动力响应;破坏模式;抗爆性能
中图分类号 U448.2

引言

桥梁结构属于开放性公共交通设施,车载爆炸物可近距离接近或直接到达桥梁构件。当桥梁上发生爆炸时,桥梁结构通常会承受近场爆炸荷载的直接作用,一旦桥梁的关键位置出现结构损坏,桥梁结构便会遭到破坏,将对交通和经济产生重大影响^[1-2]。空心板梁桥因其结构简单、施工方便、造价低等优势在我国中小跨径现役桥梁中得到了广泛应用^[3]。相较于箱型梁和T型梁,空心板梁在空心室的顶板和底板处刚度小、厚度薄,在遭受爆炸荷载的冲击下,极易出现局部破坏,严重情况下会进一步导致桥梁出现整体性破坏。目前,近场爆炸荷载下钢筋混凝土桥梁的研究主要是关于箱型梁和T型梁^[4-8]。空心板桥的板厚和结构形式等均与T梁和单箱单室箱梁有明显区别,且爆炸作为瞬态动力作用,其超压传播规律对结构特性非常敏感,故无法直接将T梁和单箱单室箱梁的抗爆研究成果直接应用于空心板桥,而近场爆炸荷载作用下单箱双室空心板梁桥的破坏机理还不明晰,因此开展空心板梁桥抗爆性能的研究十分必要。

笔者采用ALE多物质流固耦合方法建立空心板梁桥爆炸问题的有限元模型,针对空心板梁桥的损伤过程、压力场和动力响应等情况,从不同TNT

当量、横截面上不同典型爆点部位和不同爆点区域对空心板梁桥进行参数化分析,研究了空心板梁的抗爆性能,为空心板梁桥的抗爆性能设计提供参考。

1 模型的建立

1.1 ALE算法

在进行动力问题求解时,LS-DYNA常用的3种单元算法分别为Lagrange算法、Euler算法和ALE算法。其中,ALE算法融合了Lagrange算法和Euler算法的优点,在结构边界上采用Lagrange方法,在结构内部则采用Euler方法,这样既能实现对结构边界的捕捉,也能使物质与网格相互独立,不会产生网格畸变等现象,特别适合对各种流体结构进行耦合分析。因此,笔者采用ALE算法建立空心板梁桥爆炸问题的有限元模型。

1.2 材料模型

1.2.1 混凝土本构关系

C25混凝土单元采用Holmquist-Johnson-Cook(HJC)本构模型模拟,混凝土HJC模型材料参数见表1。其中: R_0 为混凝土质量密度; A_c, B_c 分别为混凝土标准化内聚力与硬化压力; C_c 为混凝土应变率

* 国家自然科学基金资助项目(52178510);江西省交通运输厅科技资助项目(2021Z0001)
收稿日期:2022-03-04;修回日期:2022-04-25

表 1 混凝土 HJC 模型材料参数
Tab.1 Parameters of concrete HJC model

参数	$R_0/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	A_c	B_c	C_c	G_c/Pa	N_c	F_c/Pa
取值	2.40×10^3	0.79	1.6	0.07	1.67×10^{10}	0.61	2.5×10^7
参数	T_c/Pa	EPS_0	EF_{\min}	SF_{\max}	P_c/Pa	U_c	P_L/Pa
取值	2.75×10^6	1×10^{-6}	0.01	7.0	8×10^6	5.6×10^{-4}	1.05×10^9
参数	K_1/Pa	D_1	D_2	U_L	K_2/Pa	K_3/Pa	F_s
取值	1.74×10^{10}	0.04	1	0.1	3.88×10^8	2.98×10^{10}	-1

系数; G_c 为混凝土剪切模量; N_c 为混凝土压力硬化指数; F_c 为混凝土准静态单轴抗压强度; T_c 为混凝土最大拉伸静水压力; EPS_0 为混凝土参考应变率; EF_{\min} 为混凝土断裂前塑形应变率; SF_{\max} 为混凝土标准化最大强度; P_c 为混凝土压溃压力; U_c 为混凝土破碎体积应变; P_L 为混凝土锁模压力; K_1, K_2, K_3 为混凝土压力常数; U_L 为混凝土锁定体积应变; D_1, D_2 为混凝土损伤常数; F_s 为损伤类型。

1.2.2 钢筋本构关系

钢材单元采用 Johnson-Cook(简称 J-C)本构模型模拟,钢筋 J-C 模型材料参数见表 2。塑性阶段 J-C 模型的本构关系为

$$\sigma = \left[A_r + B_r(\epsilon^p)^{m_r} \right] (1 + C_r \ln \dot{\epsilon}^p / \dot{\epsilon}_1) (1 - T^{*m_r}) \quad (1)$$

其中: A_r 为钢筋屈服应力; B_r 为钢筋应变硬化常数; C_r 为钢筋应变率敏感系数; n_r 为钢筋应变硬化指数; m_r 为钢筋温度软化指数; $\epsilon^p, \dot{\epsilon}^p, \dot{\epsilon}_1$ 分别为钢筋的塑性应变、塑性应变率和参考应变率; T^*, T, T_r, T_m 分别为温度修正系数、环境温度、室温和熔点温度, $T^* = (T - T_r) / (T_m - T_r)$ 。

表 2 钢筋 JC 模型材料参数
Tab.2 Parameters of rebar JC model

A_r/MPa	B_r/MPa	C_r	n_r	m_r	失效应变
350	510	0.014	0.26	1.03	0.1

1.2.3 空气和炸药

空气单元状态方程为

$$P_a = c_0 + c_1\mu + c_2\mu^2 + c_3\mu^3 + (c_4 + c_5\mu + c_6\mu^2)e \quad (2)$$

其中: P_a 为空气的标准压强; $c_0 \sim c_6$ 分别为第 0 阶到第 6 阶多项式方程的系数,本研究中 $c_0 = -1.0 \times 10^{-6}$, $c_1 = c_2 = c_3 = c_6 = 0, c_4 = c_5 = 0.4$; e 为气体比内能,其初始值为 $e_0, e_0 = 2.5 \times 10^{-6} \text{ Pa}$ 。

炸药单元选用 Johnson-Wilkins-Lee(简称 JWL)状态方程,能够很好地表示爆炸过程中产生的压力与空气内能之间的关系,其方程式为

$$P_e = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V} \right) e^{-R_1 V} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V} \right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega E}{V} \quad (3)$$

其中: P_e 为炸药爆炸产生的压强; V 为爆轰产生的体积和初始状态炸药的体积之比; E 为单位体积爆轰产物的内能,其初始值为 E_0 。

TNT 炸药 JWL 状态方程材料参数见表 3。

表 3 TNT 炸药 JWL 状态方程材料参数
Tab.3 Parameters of TNT JWL state equation

R_1	R_2	A/MPa	B/MPa	ω	V	$E_0/(\text{J}\cdot\text{kg}^{-1})$
4.15	0.90	3.738×10^5	3.747×10^3	0.35	1.00	7.0×10^6

1.3 ALE 算法验证

为验证本研究模拟方法的准确性,建立文献[9]中试验梁的有限元模型,将有限元模拟结果与试验结果进行对比。试验梁为 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 1100 \text{ mm}$ 的钢筋混凝土梁,纵向钢筋和箍筋均为 $\phi 6$ 钢筋,箍筋间距为 60 mm 。TNT 当量为 0.75 kg ,布置在试验梁几何中心正上方 400 mm 处。试验梁有限元模型如图 1 所示。其中:炸药、空气和混凝土单元网格尺寸均为 10 mm ;纵向钢筋网格尺寸为 20 mm ;箍筋网格尺寸为 10 mm 。炸药共划分为 512 个单元,空气域共划分为 143 488 个单元,混凝土梁共划分为 11 000 个单元,钢筋单元共划分为 756 个,梁两端采用固定约束。

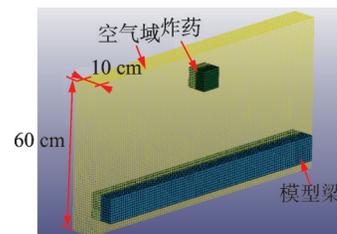


图 1 试验梁有限元模型

Fig.1 Finite element model of specimen

将有限元模拟结果与试验结果进行对比,如图 2 所示。由图可以看出,数值模拟结果与试验结果基本一致。试验测得的梁中心最大竖向位移为 35 mm ,数值模拟为 38.1 mm ,误差为 8.6% ,证明了本研究采用的模拟方法的有效性。

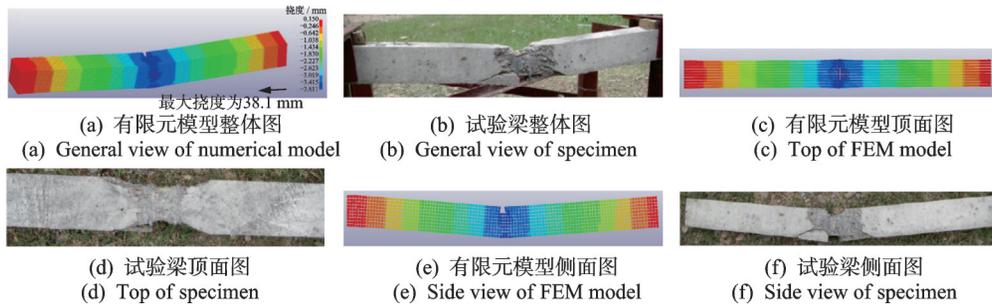


图2 有限元结果与试验结果对比

Fig.2 Comparison of finite element results with experimental results

2 空心板梁桥有限元模型及分析

2.1 实桥模型的建立

某桥跨组合为 3 m×13 m 普通钢筋砼空心板梁桥,其中 1 片空心板的厚度为 0.65 m,宽度为 1.60 m,空心室为圆形,直径为 0.5 m,两空心室圆点间距离为 0.66 m。一跨空心板梁桥由 7 片空心板组成,桥梁全长为 41.4 m,桥面宽度为 12.5 m,净宽为 9 m。上部结构采用 3 m×13 m 普通钢筋砼空心板梁,下部结构采用柱式墩台,沥青砼桥面铺装平均厚度为 9.5 cm。空心板梁桥横断面如图 3 所示。

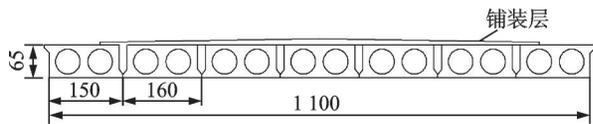


图3 空心板梁桥横断面(单位:cm)

Fig.3 Cross-section of void slab(unit:cm)

考虑到空心板梁桥结构和爆炸荷载具有对称性,为简化计算,按 1:1 建立空心板梁桥一跨的 1/2 有限元模型。空心板梁有限元模型如图 4 所示。炸药、空气和混凝土单元均选用 Solid164 实体单元,炸药和空气采用 Euler 算法,爆点位于空心板梁桥中心上方 50 cm 处,TNT 当量为 200 kg。空气域网格采用变间距网格划分,以炸药为中心,向外网格尺寸不断扩大,靠近炸药处的空气单元网格尺寸为 5 cm,远离炸药的最外侧空气单元网格尺寸为 16 cm,空气域

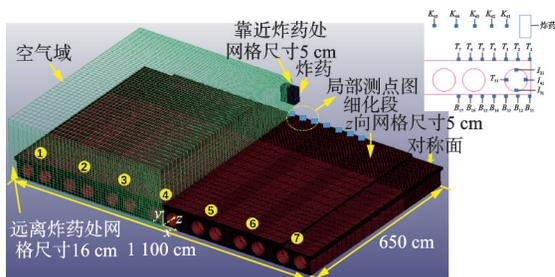


图4 空心板梁有限元模型

Fig.4 Finite element model of void slab

共划分为 116 092 个单元。炸药单元网格尺寸为 5 cm,共 500 个单元。混凝土梁单元采用 Lagrange 算法,为简化计算,减少单元数量,采取对空心板梁桥局部加密的方式。炸药下方 180 cm 内混凝土梁纵向网格尺寸为 5 cm,其他地方划分为 16 段,共 582 064 个单元。纵向钢筋网格尺寸在 30 cm 左右,共 5 530 个单元。在空心板梁桥加密区布置箍筋,箍筋网格尺寸为 10 cm,共 2 940 个单元。在空气、炸药和空心板梁桥对称位置采用对称约束,空心板梁桥另一端采用简支梁约束方式,空气域其他面设置无反射边界条件。空心板梁主梁编号从左到右依次为 1~7。

2.2 损伤过程及结果分析

2.2.1 损伤过程

空心板梁桥损伤过程如图 5 所示。爆炸发生后 0.2 ms,爆炸产生的冲击波到达空心板梁顶面,爆点正下方顶部混凝土被击碎。由于爆炸荷载较大,而空心室的顶板厚度较薄,桥面板被直接击穿,0.8 ms 时空心室附近腹部和底部混凝土开始出现破口。1.5 ms 时,斜向破口逐渐形成,顶部、腹部和底部混凝土破坏区域进一步变大;2.0 ms 时,顶部混凝土破坏区域基本形成;随着时间的增加,腹部和底部混凝土破坏区域则继续增加;30 ms 时空心板梁破坏区域已完全形成,破坏区域面积达到最大,顶面和底面的破坏区域几乎不会再变化,顶面形成 1.20 m×

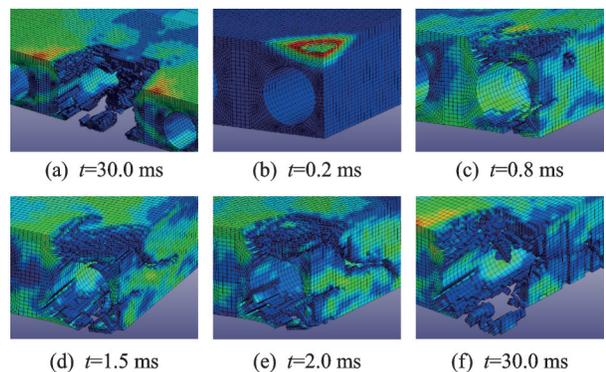


图5 空心板梁桥损伤过程

Fig.5 Damage process of void slab

1.21 m(纵×横)的破坏区域。因为冲击波在空心室内聚集,超压峰值因约束效应而大增,而空心板底部较薄,很容易被击穿,导致更严重的破坏,底面形成 2.20 m×1.10 m(纵×横)的破坏区域。

2.2.2 压力场分析

在空心板梁跨中截面顶面和底面沿横桥向方向每间隔 0.25 m 各布置 7 个测点,分别为测点 $T_1 \sim T_7$ 和测点 $B_{11} \sim B_{17}$;在空心室的上下左右侧沿纵桥向方向每间隔 0.25 m 也各布置 7 个测点,分别为测点 $I_{21} \sim I_{27}, I_{31} \sim I_{37}, I_{41} \sim I_{47}$ 和 $I_{51} \sim I_{57}$;自由场空气测点为 $K_{61} \sim K_{65}$,分别与顶面测点 $T_1 \sim T_5$ 等比例距离布置。测点布置图见图 4。

以空心板梁桥顶面压力测点与具有相同比例距离的自由场空气压力测点为研究对象,其数值模拟值与理论公式对比如图 6 所示。可以看出:当比例距离小于 $0.12 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时,数值模拟计算得到的空气超压峰值略小于理论公式计算的超压峰值,这是因为比例距离较小时,超压峰值变化很快,容易产生误差;当比例距离大于 $0.12 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时,数值模拟计算得到的超压峰值与理论公式计算值吻合较好。

顶面测点压力时程曲线如图 7 所示。测点 $T_1 \sim T_5$ 处的超压峰值分别为 84.16, 50.20, 1.52, 31.79 和 21.62 MPa,其对应的比例距离分别为 0.085, 0.098, 0.121, 0.154 和 $0.191 \text{ m/kg}^{1/3}$ 。可以看出:当比例距离较小时,超压峰值随比例距离的增大显著下降;当比例距离较大时,超压峰值随比例距离的增大下降相对缓慢。整理顶面测点 $T_1 \sim T_5$ 和相同比例距离下自由场空气测点 $K_{61} \sim K_{65}$ 的超压峰值可以看出:顶面测

点 T_1 处的超压峰值是自由场空气测点 K_{61} 处超压峰值的 2.03 倍;顶面测点 $T_2 \sim T_5$ 处的放大系数分别为 1.41, 1.38, 1.35 和 1.21。因此,相同比例距离下表面测点处的超压峰值大于对应的自由场处超压峰值,这是因为冲击波在空心板梁桥表面发生反射所致。另外,顶面测点处放大程度随比例距离的增大而减小。

沿高度分布下各测点压力时程曲线如图 8 所示。由图可知:测点 I_{21} 处超压峰值为 20.47 MPa,对比测点 T_2 处的超压峰值 50.20 MPa,说明冲击波击穿空心板顶部时耗费了大量能量;测点 I_{31} 处超压峰值为 38.16 MPa,对比测点 I_{21} 处的超压峰值 20.47 MPa,说明空心室横断面面积较小时冲击波在空心室内聚集,使超压峰值变大;测点 B_{11} 处超压峰值为 10.61 MPa,对比测点 I_{31} 处的超压峰值 38.16 MPa,超压峰值明显减小,而空心板底部又较薄,这说明空心板底部和腹部均吸收了能量。

空心室内部测点压力时程曲线如图 9 所示。由图可知:测点 I_{25}, I_{27} 处超压峰值分别为 3.32 和 2.84 MPa,两者相差不大,这说明冲击波在空心室内沿纵桥向方向传播时,随比例距离的增大,超压峰值下降缓慢,空心室在一定程度上阻止了冲击波能量的外溢;测点 I_{27}, I_{37}, I_{47} 和 I_{57} 处超压峰值大致相等,说明冲击波在空心板梁内部的狭小空间内不断传播时,空心板封闭效应显著。

2.2.3 响应分析

在每片梁中心处底面(中部实腹处底面)布置加速度测点,空心板梁桥的纵桥向、横桥向位置-加速度曲线分别如图 10, 11 所示。

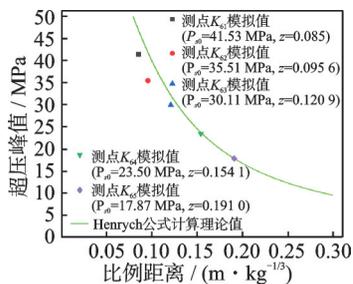


图 6 数值模拟与理论公式对比

Fig.6 Comparison of numerical simulation and theoretical formula

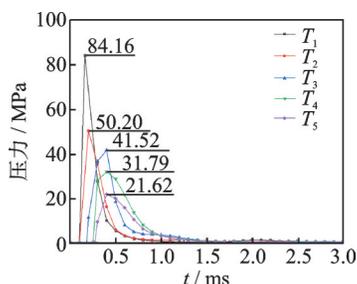


图 7 顶面测点超压时程曲线

Fig.7 Overpressure curves of top measuring points

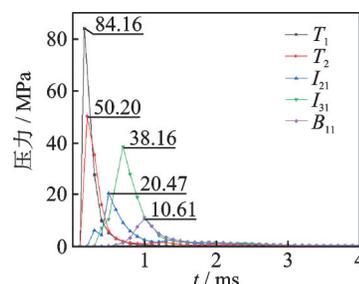


图 8 沿高度分布下各测点超压时程曲线

Fig.8 Overpressure of measuring points along slab depth

200 kg TNT 在空心板梁桥桥面中心(第 4 片梁上)爆炸时, #1~#4 梁不同纵桥向位置最大向下加速度曲线见图 10。由图可知,主梁越靠近 TNT,受到 TNT 的影响越大, #4 梁受到 TNT 的影响最大, #1 梁受到 TNT 的影响最小。从 #4 梁的曲线可以看出,爆点正下方空心板梁附近测点的加速度效应很明显,空心板被击穿,根据加速度的大小可以确定 #4 梁沿纵桥向的破坏长度约为 3 m。

不同纵向位置处横断面最大向下加速度曲线

见图 11。可以看出,曲线呈折线型。将空心室处和实腹处向下最大加速度点进行拟合,越靠近爆点加速度效应越明显,与实际情况相符。横桥向向下最大加速度曲线呈折线型,这是因为横桥向方向截面刚度的不同,实腹处刚度大,向下最大加速度较小;空心室处刚度小,向下最大加速度较大。从纵向位置 6.5 m 处横断面可以看出,空心板被击穿,根据加速度大小可以确定沿横桥向的破坏长度约为 3.1 m。

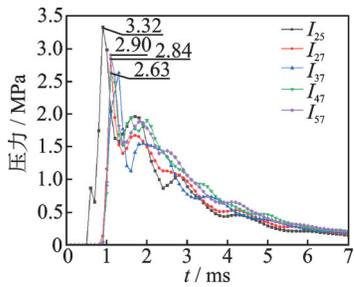


图9 空心室内测点压力时程曲线
Fig.9 Overpressure of measuring points within chamber

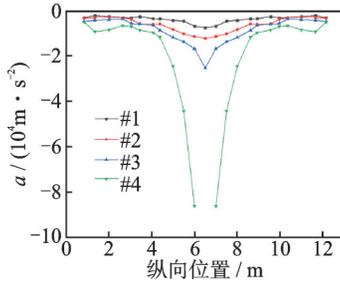


图10 纵桥向位置-加速度曲线
Fig.10 Acceleration curves in longitudinal direction

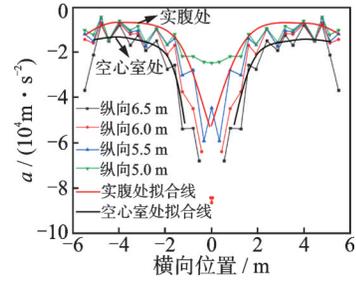


图11 横桥向位置-加速度曲线
Fig.11 Acceleration curves in transverse direction

3 参数化分析

3.1 TNT 当量

根据空心板梁桥破坏程度,分别选择 50, 100,

200 和 400 kg TNT 来分析不同 TNT 当量下空心板梁桥的破坏模式及损伤情况,爆点位置均在桥面正中心上方 0.5 m 处。不同 TNT 当量下工况布置及破坏参数如表 4 所示。

表 4 不同 TNT 当量下工况布置及破坏参数

Tab.4 Working condition arrangement and damage parameters under different TNT equivalent weights

工况	TNT 当量/kg	比例距离/ (m•kg ^{-1/3})	顶部破口 面积/m ²	底部最大破口长度/m		最大下挠/ cm	破坏模式
				纵桥向	横桥向		
1	50	0.135	0.370	0	0	2.97	弯剪组合破坏
2	100	0.108	0.960	0.80	1.17	—	剪切破坏
3	200	0.085	1.452	2.20	1.10	—	剪切破坏
4	400	0.068	2.432	2.70	1.16	—	剪切破坏

“—”表示被击穿

在爆炸冲击波作用下,空心板顶部混凝土受压,会形成一个坑槽型破口区域。底部混凝土除了形成一个破口区域外,由于受拉且空心室底部混凝土厚度较薄,在沿空心室底部纵桥向方向会产生一个细的裂口。因此,在分析空心板梁底部破坏情况时,需要根据底部纵桥向破坏长度和空心板梁挠度曲线来分析。由表 4 可以看出:TNT 当量从 50 kg 增加到 100 kg、比例距离从 0.135 m/kg^{1/3} 减小到 0.108 m/kg^{1/3} 时,顶部破口面积增加 160%;TNT 当量从 100 kg 增加到 200 kg、比例距离从 0.108 m/kg^{1/3} 减小到 0.085 m/kg^{1/3} 时,顶部破口面积增加 51.2%;TNT 当量从 200 kg 增加到 400 kg、比例距离从 0.085 m/kg^{1/3} 减小到 0.068 m/kg^{1/3} 时,顶部破口面积增加 67.5%。可以得出:当空心板梁桥破坏模式改变时,顶部破口面积将大幅增加;当空心板梁桥破坏模式未发生改变时,顶部破口面积增加量相对较小。在横桥向方向,由于实腹处的存在,限制了裂缝横向发展,工况 2~4 下底部横桥向最大破口长度变化不大;在纵桥向方向,TNT 当量从 200 kg 继续增加到 400 kg 时,底部纵桥向最大破口长度增加缓慢;

各工况下空心板梁在 40 ms 时破口大小趋于稳定。各工况下 40 ms 时的应力云图(1/2 模型)见图 12。

不同工况下测点 B₁₁ 处位移时程曲线如图 13 所示。可以看出:工况 1(TNT 当量为 50 kg)情况下,测点 B₁₁ 处先出现小幅下降,然后随着时间的增加其位移基本保持不变,40 ms 时测点的竖向位移稳定在 2.9 cm 左右,空心板梁桥实腹处未被击穿;工况 2~4 (TNT 当量分别为 100, 200 和 400 kg) 情况下,测点 B₁₁ 处的位移时程曲线变化趋势基本相同,随着 TNT 当量增加,该测点的位移下降速率更快,且产生不收敛的极值挠度,空心板梁桥实腹处被击穿。

不同工况下纵桥向梁体挠度曲线如图 14 所示。可以看出:小炸药当量(50 kg)情况下,挠度曲线为明显的受弯模式,最大挠度为 2.97 cm;中等炸药当量(100 kg)和大炸药当量(200 和 400 kg)情况下,空心板梁被击穿,随着 TNT 当量增大,梁整体的下挠程度和破坏区域增大。结合图 12 可以看出:随着 TNT 当量的增大,空心板梁桥破坏模式由弯剪组合破坏过渡到剪切破坏,局部剪切破坏特征越来越明显。

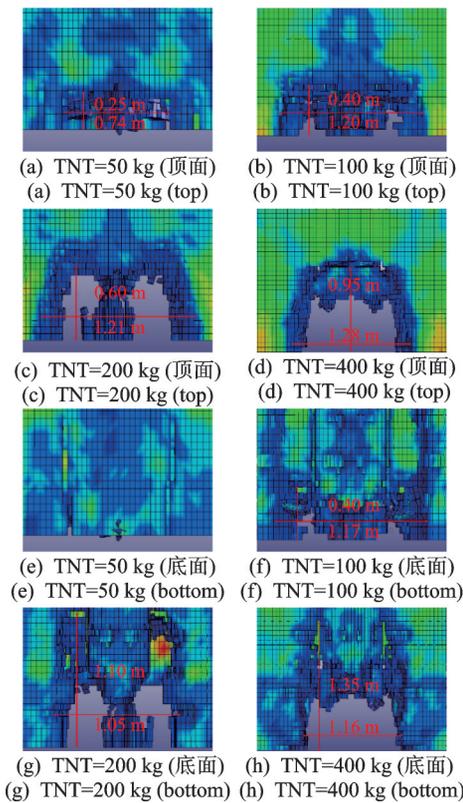


图 12 不同 TNT 当量下 40 ms 时的应力云图(1/2 模型)

Fig.12 Stress contours at 40 ms under different TNT equivalent (1/2 model)

3.2 跨中典型部位处爆炸分析

车辆在跨中爆炸时, 桥梁受到的损伤最大, 而车辆在桥梁上的横向位置具有随机性。对于空心板梁

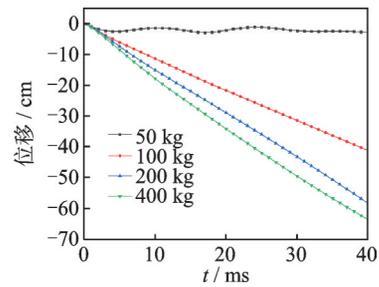


图 13 不同工况下测点 B₁₁ 处位移时程曲线

Fig.13 Displacement curves of measuring point B₁₁ under different working conditions

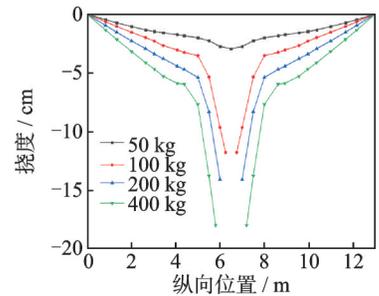


图 14 不同工况下纵桥向梁体挠度曲线

Fig.14 Deflection curves of longitudinal girder under different working conditions

来说, 横截面处的典型部位主要有 3 种: 较薄实腹处(中部)、空心室处及较厚实腹处(边侧)。相同比例距离下, 以小汽车当量 TNT (TNT 当量为 200 kg) 在横截面上 3 种典型部位处爆炸为工况进行分析。不同典型断面下工况布置及破坏参数见表 5。

表 5 不同典型断面下工况布置及破坏参数

Tab.5 Working condition arrangement and damage parameters for different typical sections

工况	典型部位类型	顶部总破口面积/m ²	底部最大破口长度/m		中部实腹处下挠/cm	破坏模式
			纵桥向	横桥向		
5	较薄实腹处	1.452	2.20	1.00	6.0	剪切破坏
6	空心室处	1.282	1.50	0.70	—	弯剪组合破坏
7	较厚实腹处	0.880	1.80	1.40	—	剪切破坏

“—”表示被击穿

由表 5 可以看出: 爆点位置从较薄实腹上方移动到空心室上方时, 顶部破口面积减小 13%, 底部纵桥向最大破口长度减小 31.8%; 爆点位置从较薄实腹上方移动到较厚实腹上方时, 顶部破口面积减小 65%, 底部纵桥向最大破口长度减小 18.1%。工况 6 情况下, 空心板底部纵桥向破口长度最小, 这是因为当 TNT 位于空心室上方爆炸时, 由于空心室顶部和底部厚度较小, 冲击波在空心室顶部和底部造成的破口最大, 冲击波释放的能量最多。工况 7 情况下, 空心板顶部总破口面积最小, 这是因为

TNT 下方边侧实腹厚度较厚, 冲击波不易击穿, 而厚度相对较薄的空心室离 TNT 最远。试验结果表明: TNT 在空心板不同部位上方爆炸时, 空心板梁桥的破坏模式也会发生改变; 在空心室上方爆炸时, 空心板梁桥容易发生弯剪组合破坏; 在实腹处上方爆炸时, 空心板梁桥容易发生剪切破坏; 将爆点位置从较薄实腹上方移动到较厚实腹上方时, 顶部总破口面积会大幅下降, 但破坏模式未发生改变。各工况下 40 ms 时的应力云图如图 15 所示。

3 种工况下纵桥向梁体最大挠度曲线见图 16。

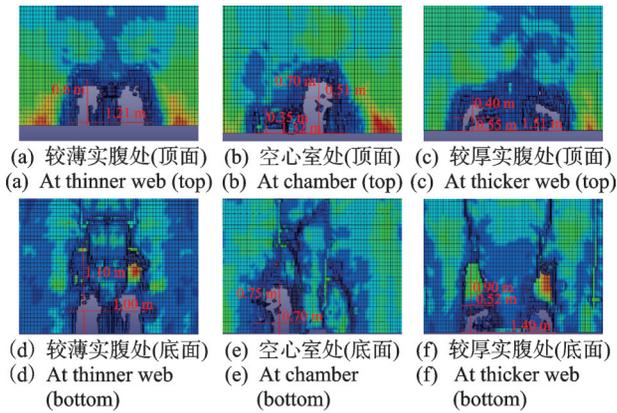


图 15 不同典型断面下 40 ms 时的应力云图(1/2 模型)
Fig.15 Stress contours at 40 ms for different cross sections (1/2 model)

可以看出:TNT 在空心室上方爆炸时,空心板实腹处未被击穿,出现 6.0 cm 左右的下挠;TNT 在较薄和较厚实腹处爆炸时,空心板实腹处被击穿;TNT 在横断面 3 种典型部位爆炸时,局部破坏区域和梁体下挠差别明显,其他区域的无明显差别。

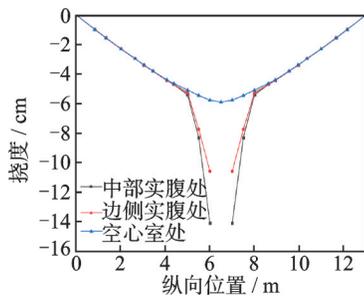


图 16 3 种工况下纵桥向梁体最大挠度曲线
Fig.16 Maximum deflection curve of longitudinal girder under three working conditions

图 17 为工况 5 下纵桥向梁体最大挠度曲线。其中, Y_{4-1} 表示 TNT 在 #4 梁上时, #1 梁纵桥向竖向最大挠度。可以看出: #1~#3 梁沿纵桥向的下挠差别不大, #4 梁受冲击波的影响最大, 空心板局部被击穿, 在纵桥向破口区域集中在纵向位置 5~8 m、长

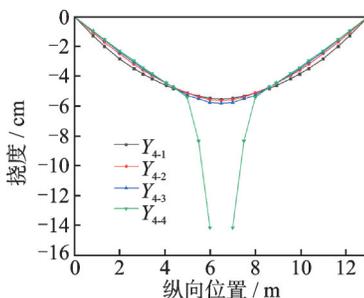


图 17 工况 5 下纵桥向梁体最大挠度曲线
Fig.17 Maximum deflection curve of the girder in the longitudinal direction under working condition 5

度为 3 m 左右, 在横桥向破口区域集中在 #4 梁上。结合图 15 可知, 破口区域未波及到 #1~#3 梁, 除局部破坏严重区域外, #4 梁在纵桥向挠度与其他空心板大致相等。

综合分析空心板顶部破口面积、底部纵桥向破坏长度以及挠度曲线图可以得出, TNT 在较薄腹板处爆炸时, 为 3 种典型部位处的最不利荷载工况。

3.3 跨中不同区域处爆炸分析

为进一步研究小汽车当量 TNT (TNT 当量为 200 kg) 在横向不同区域上对空心板梁的影响, 以确定 TNT 爆炸时的最不利荷载工况。考虑到桥面上存在防护栏和人行道, 实际中汽车在边侧行驶时是在 #2 梁上, 因此本研究将 TNT 爆点位置分别布置在桥中心 (#4) 和桥边侧 (#2) 两区域上方 0.5 m 处。不同横向爆点位置下工况布置及破坏参数如表 6 所示。

表 6 不同横向爆点位置下工况布置及破坏参数

Tab.6 Working condition layout and damage parameters for different transversal blast locations

工况	爆点区域	顶部总破口面积/m ²	底部最大破口长度/m	
			纵桥向	横桥向
8	桥中心 (#4)	1.452	2.20	1.21
9	桥边侧 (#2)	1.638	2.20	1.17

由表 6 可以看出, 爆点位置从桥中心 (#4) 移动到桥边侧 (#2) 上方时, 顶部破口面积减小 12.8%, 底部纵桥向最大破口长度和横桥向最大破口长度基本不变。因此, 在 TNT 当量不变的情况下, 将 TNT 从桥中心区域移动到桥边侧区域时, 空心板梁桥顶部破坏面积和底部破坏长度基本相等。各工况下 40 ms 时的应力云图如图 18 所示。

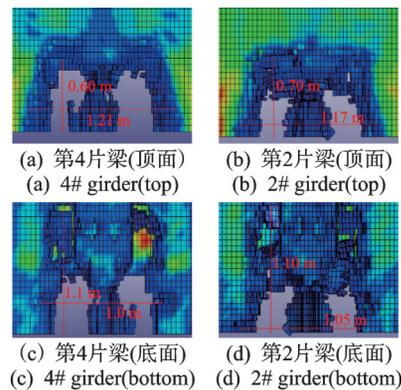


图 18 不同横向爆点位置下 40 ms 时的应力云图(1/2 模型)
Fig.18 Stress contours at 40 ms for different transversal blast locations(1/2 model)

图19为不同横向爆点位置纵桥向梁体最大挠度曲线。可以看出:在TNT当量不变的情况下,TNT在桥边侧(#2)上爆炸时正下方空心板梁的下挠程度比TNT在桥中心(#4)爆炸时正下方空心板梁的下挠程度大;TNT在桥边侧爆炸时,#1梁的最大下挠值为7.03 cm,#7梁的最大下挠值为4.75 cm;TNT在桥中心爆炸时,除TNT正下方空心板梁外,其他各片梁的下挠值基本一致。相较于工况9,工况8情况下TNT正下方及相邻空心板梁最大下挠值明显增加,这说明工况8情况下,空心板梁桥整体的纵桥向下挠程度更为不利,这是因为边侧空心板相较于其他梁板横向联系较弱,单梁刚度较小。

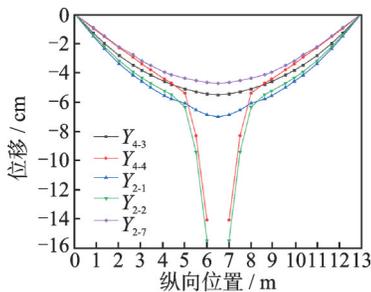


图19 不同横向爆点位置纵桥向梁体最大挠度曲线

Fig.19 Maximum deflection curves of the girder in the longitudinal direction at different transverse blast locations

4 结 论

1) 冲击波进入空心板梁的空心室后会出现明显的约束效应,超压峰值因约束效应而大增。由于空心板底部很薄,因此很容易被击穿,会导致更严重的破坏。

2) 爆炸荷载作用下空心板梁的破坏模式主要有2种:当比例距离大于 $0.1 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时为弯剪组合破坏,即空心较薄处表现为剪切破坏模式,腹板处表现为受弯模式;当比例距离小于 $0.1 \text{ m/kg}^{1/3}$ 时为剪切破坏。随着TNT当量的增加,空心板梁桥破坏模式会由弯剪组合破坏过渡到剪切破坏,局部剪切破坏特征越来越明显。

3) 相较于TNT在空心板梁桥中心爆炸,TNT在梁桥边侧爆炸时对结构更不利,这是因为边侧空心板相较于其他梁板横向联系较弱,单梁刚度较小。

参 考 文 献

[1] 胡志坚,胡钊芳.桥梁结构爆炸荷载特性研究[C]//第十九届全国桥梁学术会议.上海:中国土木工程学会

桥梁及结构工程分会,2010:6.

[2] 胡志坚,唐杏红,方建桥.近场爆炸时混凝土桥梁压力场与响应分析[J].中国公路学报,2014,27(5):141-147,157.

HU Zhijian, TANG Xinghong, FANG Jianqiao. Analysis of pressure field and response for concrete bridges under close blast loading[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(5): 141-147, 157.(in Chinese)

[3] 陈劲超.装配式空心板桥破坏机理与加固技术研究[D].北京:北京交通大学,2015.

[4] 张开金.爆炸荷载作用下混凝土桥梁的损伤特性研究[D].西安:长安大学,2009.

[5] PAN Y X, VENTURA C E, CHEUNG M M S. Performance of highway bridges subjected to blast loads [J]. Engineering Structures, 2017, 151: 788-801.

[6] SHIRAVAND M R, PARVANEHRO P. Numerical study on damage mechanism of posttensioned concrete box bridges under close-in deck explosion[J]. Engineering Failure Analysis, 2017, 81: 103-116.

[7] 高琴,蔡路军,许凯,等.钢筋混凝土T梁桥在爆炸荷载下的损伤研究[J].武汉大学学报,2019,52(5):419-424.

GAO Qin, CAI Lujun, XU Kai, et al. Damage study of reinforced concrete T-beam bridge subjected to blasting loads[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2019, 52(5): 419-424.(in Chinese)

[8] 胡志坚,张一峰,俞文生,等.近场爆炸时预应力混凝土梁体抗爆分析[J].中国公路学报,2019,32(3):71-80.

HU Zhijian, ZHANG Yifeng, YU Wensheng, et al. Anti-blast resistance analysis of prestressed concrete bridges under close-by blast[J]. China Journal of Highway and Transport, 2019, 32(3): 71-80.(in Chinese)

[9] 汪维.钢筋混凝土构件在爆炸荷载作用下的毁伤效应及评估方法研究[D].长沙:国防科技大学,2012.



第一作者简介:胡志坚,男,1974年10月生,博士、教授、博士生导师。主要研究方向为桥梁工程。

E-mail:735387585@qq.com

通信作者简介:马亮,男,1996年6月生,硕士生。主要研究方向为桥梁与隧道工程。

E-mail:1559114694@qq.com