

DOI: 10.11883/bzycj-2023-0160

爆炸荷载作用下 UHPC 板的弯曲损伤评估*

苏琼, 程月华, 吴昊

(同济大学土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 为构建爆炸荷载作用下超高性能混凝土(UHPC)板弯曲损伤等级评估的 $p-I$ (压力-冲量) 曲线: 采用条带法进行截面分析, 建立了考虑 UHPC 材料拉/压软化和塑性铰影响的 UHPC 简支单向板的非线性抗力方程和等效单自由度(ESDOF)理论模型; 通过与六炮次爆炸实验中 UHPC 板的挠度时程, 以及 UFC 3-340-02 和 FHWA 规范推荐方法的计算结果对比, 验证了本文理论模型的可靠性; 基于验证的 ESDOF 模型, 构建了评估 UHPC 板的不同弯曲损伤等级的 $p-I$ 曲线并开展了参数影响分析, 提出并验证了 UHPC 板弯曲损伤评估的 $p-I$ 曲线经验公式。结果表明: 提高混凝土强度等级和钢筋屈服强度、增加受拉钢筋配筋率和板厚, 以及减小净跨均可提升 UHPC 板的抗爆性能。

关键词: 超高性能混凝土; 爆炸荷载; 等效单自由度; $p-I$ 曲线; 损伤评估

中图分类号: O389; TU375.2

国标学科代码: 13035

文献标志码: A

Flexural damage assessment for UHPC panels under blast loadings

SU Qiong, CHENG Yuehua, WU Hao

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To establish the $p-I$ (pressure-impulse) diagram for flexural damage assessment of ultra-high performance concrete (UHPC) panels under blast loadings, cross-sectional analysis using the strip method was performed to establish the moment curvature relationship for simply supported one-way UHPC panels. This process involved considering the tensile/compressive softening of UHPC through the utilization of material constitutive models with softening properties and describing the strain rate effect of UHPC and reinforcement with the dynamic increase factor (DIF) that varies according to different strip layers. Subsequently, the nonlinear resistance function considering the effect of plastic hinge was developed, based on the moment curvature relationship and a simplified half-span symmetric beam model. Then, an equivalent single degree of freedom (ESDOF) theoretical model, adopting the nonlinear resistance function, was established and employed to predict the deflection-time histories of UHPC panels under explosions. The reliability of the above theoretical model was verified by comparing the predicted results with the deflection time histories of test UHPC panels in six shots of explosion tests. Additionally, the superiority of the proposed ESDOF model was proved by comparing with the corresponding calculation results obtained from the recommended methods using bilinear ideal elastic-plastic resistance functions based on the UFC 3-340-02 and FHWA codes. Furthermore, based on the verified ESDOF model, $p-I$ diagrams for evaluating the flexural damage level of UHPC panels were established and parametric analysis was carried out. The results indicate that increasing the concrete strength grade, yield strength of reinforcement, tensile reinforcement ratio, and panel thickness, while reducing the clear span, are beneficial for the blast-resistant performance of UHPC panels. Finally, empirical formulae for $p-I$ diagrams, taking into consideration the abovementioned influencing factors, were proposed and verified for assessing the flexural damage of UHPC panels. These formulae can serve as a valuable reference for evaluating blast-induced damage in UHPC panels.

* 收稿日期: 2023-05-04; 修回日期: 2023-11-04

基金项目: 国家自然科学基金(52078379)

第一作者: 苏琼(1993—), 女, 博士研究生, 1810200@tongji.edu.cn

通信作者: 程月华(1994—), 女, 博士, yhcheng@tongji.edu.cn

Keywords: ultra-high performance concrete; blast loadings; equivalent single degree of freedom; p - I diagram; damage assessment

超高性能混凝土 (ultra-high performance concrete, UHPC) 因其优异的抗压和抗拉强度、断裂韧性、抗渗和耐久性, 在结构抗爆领域具有广泛的应用前景。学者们针对爆炸荷载作用下 UHPC 板的动态响应和损伤破坏已开展了实验^[1-4]和数值模拟^[1-3, 5-6]研究工作。相比较而言, 实验手段实施复杂且成本较高, 数值模拟计算耗时长且需要开展大量的本构模型参数标定工作, 而理论分析是一种更为简便且高效的手段。

理论分析中, 等效单自由度 (equivalent single degree of freedom, ESDOF) 模型因其易于操作和计算已在相关规范中得到使用, 如 UFC 3-340-02^[7]。此外, Silva 等^[8-9]将位移设计方法与 ESDOF 模型相结合, 提出了一种用于评估未加固和加固两种 RC 板抗爆性能的分析方法, 并通过与实验结果对比验证了该方法的可靠性。Jacques^[10]采用 ESDOF 模型分析了爆炸荷载作用下未加固和碳纤维增强聚合物 (carbon fiber reinforced polymer, CFRP) 加固 RC 板的动态响应, 基于截面分析获得了不同类型 RC 板的抗力方程, 通过与实验中 RC 板的峰值挠度和峰值前的挠度时程对比, 验证了建立的 ESDOF 模型的准确性。Maazoun 等^[11]采用双线性理想弹-塑性抗力方程和 ESDOF 模型准确地预测了未加固和 CFRP 加固 RC 板的峰值挠度, 其相对误差范围为 2%~14%。Schleyer 等^[4]指出传统的双线性理想弹-塑性抗力方程不能考虑构件屈服后的软化行为, 基于静力弯矩-曲率实验数据建立了可描述 UHPC 板软化行为的抗力方程, 并基于 ESDOF 模型预测了 UHPC 板在爆炸荷载作用下的挠度响应, 峰值挠度预测值与实验吻合良好。

基于 ESDOF 模型, 可得到构件的 p - I (压力-冲量) 曲线, 用于快速评估爆炸荷载作用下构件的损伤等级。Wang 等^[12]基于三线性抗力方程和 ESDOF 模型, 提出了爆炸荷载作用下固支单向 RC 板弯曲和剪切破坏模式的 p - I 曲线生成方法, 并进一步评估了板跨、混凝土强度和配筋率对 p - I 曲线的影响。Liao 等^[13]采用基于双线性理想弹-塑性抗力方程的 ESDOF 模型获得了普通和高强 RC 梁的 p - I 曲线, 验证了高强 RC 梁较普通 RC 梁更加优异的抗爆性能。陈柏锟^[14]采用基于非线性抗力方程的 ESDOF 模型, 建立了超高韧性水泥基复合材料板不同弯曲损伤等级的 p - I 曲线, 提出了考虑材料强度、板跨和厚度等不同影响因素的 p - I 曲线经验公式。Hou 等^[15]采用传统的双线性理想弹-塑性抗力方程, 基于 ESDOF 模型建立了预测 UHPC 简支板失效模式的 p - I 曲线。潘建军等^[16]基于双线性抗力方程和 ESDOF 模型构建了考虑阻尼比、轴向力和高温效应的钢管 UHPC 柱弯曲破坏的 p - I 曲线, 用于对火灾和爆炸荷载作用后钢管 UHPC 柱残余性能的损伤评估。

可以看出, 现行规范^[7]和已有 ESDOF 模型多采用双线性理想弹-塑性抗力方程, 不能描述材料的非线性软化行为, 无法准确预测 UHPC 板的挠度响应, 尤其是爆炸荷载作用下的大变形挠度响应。此外, 目前基于 p - I 曲线的损伤评估多集中于普通 RC 板, 针对 UHPC 板的工作较少。因此, 本文首先基于截面分析构建考虑 UHPC 材料拉/压软化和塑性铰影响的配筋 UHPC 板的非线性抗力方程和 ESDOF 理论模型; 随后, 基于已有三组 UHPC 板的抗爆实验, 对 ESDOF 模型以及现行规范方法的适用性进行评估; 进一步构建 UHPC 板不同弯曲损伤等级的 p - I 曲线, 并开展混凝土强度等级、钢筋屈服强度、纵筋配筋率、板厚和净跨的参数影响分析; 最后, 构建考虑上述影响因素的 p - I 曲线经验公式并对其可靠性进行验证。

1 ESDOF 模型建立

1.1 动力平衡方程

如图 1(a) 所示, ESDOF 模型将具有分布质量和荷载的系统转化为等效集中质量的单自由度系统。在爆炸荷载作用下, 其动力平衡方程为:

$$K_M m \ddot{\delta}(t) + K_L C \dot{\delta}(t) + K_L R(\delta(t)) = K_L A p(t) \quad (1)$$

$$K_{LM} m \ddot{\delta}(t) + C \dot{\delta}(t) + R(\delta(t)) = A p(t) \quad (2)$$

式中: t 为时间; $\delta(t)$ 、 $\dot{\delta}(t)$ 和 $\ddot{\delta}(t)$ 分别为 ESDOF 系统的位移(即试件的挠度)、速度和加速度; K_M 和 K_L 分别为等效质量和等效荷载系数, $K_{LM}=K_M/K_L$ 为荷载-质量转换系数; m 、 C 、 $R(\delta(t))$ 和 A 分别为构件的总质量、黏性阻尼系数、抗力方程和受荷面积; $p(t)$ 为作用在构件上的爆炸压力荷载。对于爆炸荷载, 如图 1(b) 所示, 计算时通常忽略其负压段的影响, 并基于等冲量原则将真实爆炸荷载简化为三角形荷载, 其中 p_e 和 t_e 分别为冲击波峰值反射压力和持时。表 1 给出了用于模型验证的三组爆炸实验中六块 UHPC 板对应的爆炸荷载的特征参数 p_e 和 t_e , 其取值根据 UFC 3-340-02 规范^[7] 确定: 对于远场爆炸, 可认为结构表面爆炸荷载近似均布, 简化爆炸荷载特征参数根据规范计算得到的峰值反射压力和反射冲量确定; 对于近场爆炸, 考虑结构表面爆炸荷载的不均匀分布, 简化爆炸荷载特征参数根据规范计算得到的等效均布峰值反射压力和等效均布冲量确定。

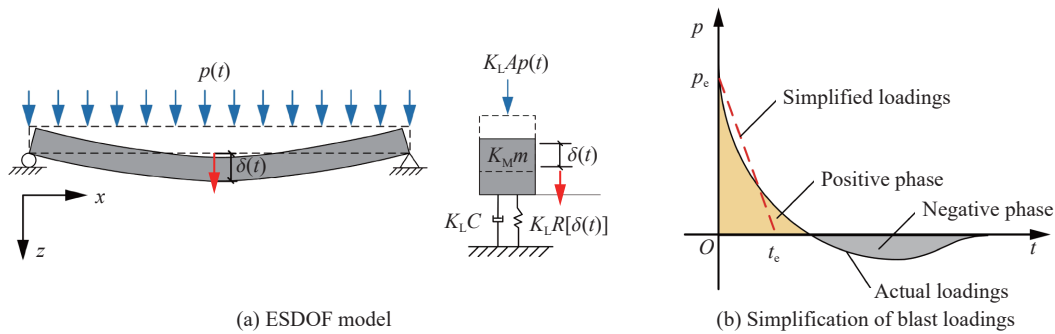


图 1 ESDOF 模型及爆炸荷载简化

Fig. 1 ESDOF model and the simplification of blast loadings

表 1 简化爆炸荷载特征参数

Table 1 Characteristic parameters of simplified blast loadings

实验	试件	爆炸类型	p_e /MPa	t_e /ms
Su等 ^[1]	UHPC-1	近场爆炸	7.122	0.28
	UHPC-2	近场爆炸	12.59	0.20
	UHPC-3	近场爆炸	18.52	0.16
Li等 ^[2]	UHPC-D4	近场爆炸	20.89	0.20
Mao等 ^[3]	A	远场爆炸	1.16	3
	B	远场爆炸	2.488	1.9

1.2 UHPC 板的非线性抗力方程

已有研究中, RC 简支单向板的抗力方程较多采用图 2 所示的双线性理想弹-塑性抗力方程, 图中 δ 和 R 分别为构件的挠度和抗力; δ_e 、 δ_m 、 δ_{r1} 和 δ_{r2} 分别为弹性极限挠度、峰值挠度、考虑和不考虑刚度退化的残余挠度; K_u 和 ξ 分别为卸载刚度和刚度退化因子; R_u 和 K_e 分别为极限抗力和弹性刚度, 对于均布荷载有 $R_u=8M_p/L$, $K_e=384EJ/5L^3$, 其中 M_p 、 L 、 E 和 J 分别为 RC 板的极限弯矩、净跨、弹性模量和惯性矩。根据 UFC 3-340-02^[7] 和 FHWA-HIF-13-032 规范^[17], 可分别确定不考虑和考虑混凝土受拉性能的配筋

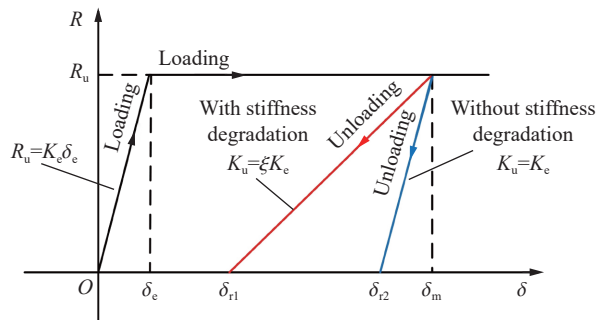


图 2 双线性理想弹-塑性抗力方程

Fig. 2 Bilinear ideal elastoplastic resistance function

UHPC 板的极限弯矩:

$$\begin{cases} M_p = A_s f_{dy} (h_0 - a/2) \\ a = A_s f_{dy} / (0.85 f_{dc} b) \end{cases} \quad (3)$$

$$\begin{cases} M_p = f_{dt} b (h - a) (3h - a) / 6 + A_s f_{dy} (h_0 - a/3) \\ a = (\rho_t f_{dy} + f_{dt}) h / (f_{dt} + 0.0035 E_{UHPC} a (h - a)) \end{cases} \quad (4)$$

式中: A_s 为受拉钢筋的截面面积; h_0 为截面的有效高度, 即受压纤维边缘到受拉钢筋中心的距离; a 为混凝土受压区高度; b 和 h 分别为构件的截面宽度和高度; ρ_t 为受拉钢筋配筋率; E_{UHPC} 为 UHPC 的弹性模量; f_{dy} 、 f_{dc} 和 f_{dt} 分别为考虑应变率效应的受拉钢筋动态屈服强度、混凝土动态抗压和动态抗拉强度, 可由对应的静态强度乘以相应的动态增强因子 (dynamic increase factor, DIF) 确定。根据 UFC 3-340-02 规范^[7], 远场爆炸时混凝土和钢筋的 DIF 取值分别为 1.19 和 1.17, 近场爆炸时混凝土和钢筋的 DIF 取值分别为 1.25 和 1.23。

为了更准确地描述 UHPC 构件的抗力行为, 本文采用 Jacques 等^[18-19] 提出的理想半跨对称梁模型, 基于截面分析建立考虑混凝土材料软化行为和塑性铰影响的非线性抗力方程。如图 3 所示, Jacques 等^[18-19] 在计算爆炸荷载作用下简支 RC 构件的抗力时, 把塑性铰等效为非线性转动弹簧, 从而将真实构件简化为跨中带非线性转动弹簧的理想半跨对称梁模型, 其荷载-挠度 (w - δ) 方程以及抗力 R 分别为^[19]:

$$\begin{cases} \delta(x) = wx(-x^3 + 2Lx^2 - L^3)/(24EJ) - wL^2x/(8k_{sp}) \\ \begin{cases} w = 8M/L^2 \\ k_{sp} = M/\theta \end{cases} \end{cases} \quad (5)$$

$$R = 8M/L \quad (6)$$

式中: x 为距端部支座的距离; w 为均布荷载密度, N/m; L 为简支构件的净跨; k_{sp} 为转动弹簧的割线刚度, 由弯矩 M 和转角 θ 确定。由式 (5) 和式 (6) 可知, 确定构件的非线性抗力方程需要得到构件的弯矩-转角 (M - θ) 关系。

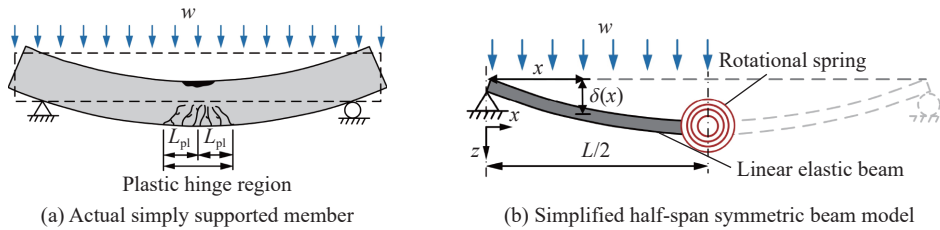


图 3 实际简支构件及其对应的理想半跨对称梁模型^[18]

Fig. 3 Actual simply supported member and the corresponding half-span symmetric beam model^[18]

本文采用如图 4 所示的条带法对配筋 UHPC 板进行截面分析, 确定其弯矩-转角关系。图中, z_i 为第 i 个条带中心到截面高度中心 y - y 轴的距离, a_s 和 a'_s 分别为受拉/压钢筋中心到混凝土受压/拉区边缘的距离, ϕ 为截面曲率, ε_j 为 y - y 轴处应变, $\varepsilon_{c,i}$ 为第 i 个混凝土条带应变, ε_s 和 ε'_s 分别为受拉和受压钢筋的应变, $\sigma_{c,i}$ 为第 i 个混凝土条带应力, σ_s 和 σ'_s 分别为受拉和受压钢筋的应力。计算时做如下假定: (1) 截面符合平截面假定, 即截面在变形后仍为平面, 应变沿截面高度线性分布, 忽略剪切变形的影响; (2) 钢筋和混凝土为完美粘结, 不考虑钢筋和混凝土之间的相对滑移。

UHPC 的单轴压缩应力 (σ_c)-应变 (ε_c) 行为采用 Nacimi^[21] 提出的三阶段曲线 (图 5(a)) 描述, 具体关系为:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \{ \beta_1 \varepsilon_c / [\varepsilon_{cc} (\beta_1 - 1 + \varepsilon_c^{\beta_1} / \varepsilon_{cc}^{\beta_1})] \} & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \\ f_c \{ \beta_2 \varepsilon_c / [\varepsilon_{cc} (\beta_2 - 1 + \varepsilon_c^{\beta_2} / \varepsilon_{cc}^{\beta_2})] \} & \varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cd} \\ \mu_d f_c e^{-k_1 [(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{cd}) / \varepsilon_{cc}]^2} & \varepsilon_c > \varepsilon_{cd} \end{cases} \quad (7)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_{cc} = 2.54 \times 10^{-5} (f_c - 6.26v_f) + 7.82 \times 10^{-5} v_f \\ \beta_1 = 1 / [1 - f_c / (\varepsilon_{cc} E_c)] \\ \beta_2 = 3.096 - 0.094 1v_f \\ \beta_3 = 3.793 - 0.231 4v_f \\ \mu_d = 0.289 + 0.004v_f \\ k_1 = 0.239 2 + 0.011 2v_f \\ k_2 = 0.897 5 - 0.061 3v_f \end{cases} \quad (8)$$

式中: f_c 、 E_c 和 v_f 分别为 UHPC 的单轴抗压强度、弹性模量和纤维体积掺量, ε_{cc} 和 ε_{cd} 分别为峰值应力对应的应变和软化段的转折点应变, μ_d 为转折点应力与峰值应力之比, β_1 、 β_2 、 β_3 、 k_1 和 k_2 为曲线形状控制参数。

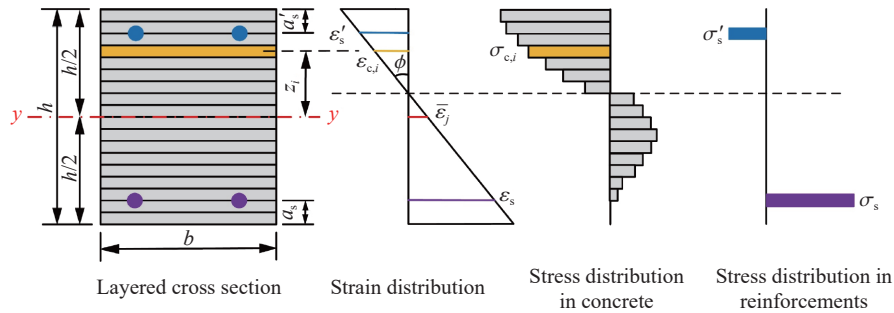


图 4 条带法截面分析示意图^[20]

Fig. 4 Schematic diagram of cross-sectional analysis by strip method^[20]

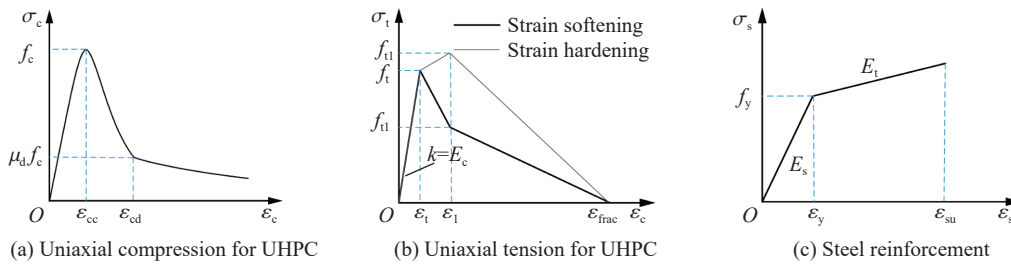


图 5 UHPC 和钢筋本构模型^[21-23]

Fig. 5 Constitutive models of UHPC and reinforcement^[21-23]

采用如图 5(b) 所示的三折线描述 UHPC 的单轴拉伸应力(σ_t)-应变(ε_c)曲线, 其中三个特征点 (ε_t, f_t)、(ε_t, f_{t1}) 和 ($\varepsilon_{frac}, 0$) 根据实验数据或如下经验公式^[22] 确定:

$$\begin{cases} f_t = 0.3 f_c^{2/3} \\ \varepsilon_t = f_t / E_c \\ \varepsilon_t = 0.6 f_c^{2/3} l_f / (d_f E_f) \\ f_{t1} = 0.3 f_c^{2/3} v_f l_f / d_f \\ \varepsilon_{frac} = 0.02 \end{cases} \quad (9)$$

式中: ε_t 和 f_t 分别为弹性极限应变和应力, ε_t 和 f_{t1} 分别为二、三阶段临界点的应变和应力, ε_{frac} 为断裂应变, l_f 、 d_f 和 E_f 分别为钢纤维的长度、直径和弹性模量。

钢筋的本构采用图 5(c) 所示的双折线模型^[23], 具体关系为:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y + (\varepsilon_s - \varepsilon_y) E_t & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (10)$$

式中: E_s 、 f_y 、 E_t 和 ε_{su} 分别为钢筋的弹性模量、屈服强度、硬化模量和断裂应变, $\varepsilon_y = f_y / E_s$ 为钢筋的屈服应变。

与 UFC 3-340-02 规范^[7]不同, 本文对爆炸荷载作用下 UHPC 板截面各条带采用不同的 DIF。UHPC 的压缩和拉伸动态增强因子(分别记为 γ_c 和 γ_t)分别根据 Fib Model Code 2010^[24] 和文献 [6] 前期提出的经验公式确定

$$\gamma_c = \begin{cases} (\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_{c0})^{0.014} & \dot{\varepsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1} \\ 0.012(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_{c0})^{1/3} & \dot{\varepsilon} > 30 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (11)$$

$$\gamma_t = \begin{cases} (\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_{t0})^{0.012} & \dot{\varepsilon} \leq 32 \text{ s}^{-1} \\ 2.899 \times 10^{-6}(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_{t0})^{3/4} & \dot{\varepsilon} > 32 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (12)$$

钢筋的动态增强因子为^[25]

$$\gamma_s = 1 + (\dot{\varepsilon}/40.4)^{1/5} \quad (13)$$

式中: 混凝土的压缩和拉伸参考应变率 $\dot{\varepsilon}_{c0}$ 和 $\dot{\varepsilon}_{t0}$ 分别取 3×10^{-5} 和 $1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ 。应变率 $\dot{\varepsilon}$ 由混凝土条带或钢筋中心到截面高度中心处 y - y 轴的距离 d 和曲率变化率 $\dot{\phi}$ 确定^[26]:

$$\begin{cases} \dot{\varepsilon} = d\dot{\phi} = 48d\dot{\delta}/(5L^2) \\ d = \begin{cases} |z_i| & \text{混凝土条带} \\ h/2 - a'_s & \text{受压钢筋} \\ h/2 - a_s & \text{受拉钢筋} \end{cases} \\ \dot{\delta} = I/m \end{cases} \quad (14)$$

构件的弯矩-转角(M - θ)关系的计算步骤如下:

- (1) 如图 4 所示, 将构件截面划分为 n 条平行于 y - y 轴的条带, 通过收敛分析确定条带高度为 1 mm;
- (2) 假定一个截面曲率 ϕ 以及位于截面高度中心 $h/2$ 处 y - y 轴的应变 $\bar{\varepsilon}_j$;
- (3) 基于平截面假定, 取拉应变为正, 则第 i 个混凝土条带的应变 $\varepsilon_{c,i}$ 、受压钢筋的应变 ε'_s 和受拉钢筋的应变 ε_s 为

$$\begin{cases} \varepsilon_{c,i} = \bar{\varepsilon}_j - z_i\phi \\ \varepsilon'_s = \bar{\varepsilon}_j - (h/2 - a'_s)\phi \\ \varepsilon_s = \bar{\varepsilon}_j + (h/2 - a_s)\phi \end{cases} \quad (15)$$

- (4) 根据图 5 中混凝土和钢筋材料的应力-应变关系确定混凝土条带和钢筋的应力, 并考虑其应变率效应, 取压应力为负, 拉应力为正, 计算考虑应变率效应的第 i 个混凝土条带的应力 $f_{c,i}$ 、受压钢筋的应力 f'_s 和受拉钢筋的应力 f_s

$$\begin{aligned} f_{c,i} &= \begin{cases} \gamma_c \sigma_c(\varepsilon_{c,i}) & \varepsilon_{c,i} < 0 \\ \gamma_t \sigma_t(\varepsilon_{c,i}) & \varepsilon_{c,i} \geq 0 \end{cases} \\ f'_s &= \gamma_s \sigma_s(\varepsilon'_s) \\ f_s &= \gamma_s \sigma_s(\varepsilon_s) \end{aligned} \quad (16)$$

随后, 由混凝土条带面积 bh/n 、受压钢筋面积 A'_s 和受拉钢筋面积 A_s 和相应应力计算第 i 个混凝土条带的轴力 $N_{c,i}$ 、受压钢筋的轴力 N'_s 和受拉钢筋的轴力 N_s

$$\begin{cases} N_{c,i} = f_{c,i}bh/n \\ N'_s = A'_s f'_s \\ N_s = A_s f_s \end{cases} \quad (17)$$

- (5) 计算截面轴力合力

$$F(\bar{\varepsilon}_j) = \sum_i^n N_{c,i} + N'_s + N_s \quad (18)$$

检查是否满足轴力平衡方程 $F(\bar{\varepsilon}_j) = 0$, 若满足, 再根据弯矩平衡方程计算截面弯矩 M

$$M + \sum_{i=1}^n N_{c,i} + A'_s f'_s (h/2 - a'_s) - A_s f_s (h/2 - a_s) = 0 \quad (19)$$

储存 (M, ϕ) ; 若不满足轴力平衡方程, 调整 $\bar{\varepsilon}_j$ 并重复步骤 (3)~(5), 直至满足轴力平衡方程, 并进一步计算满足弯矩平衡方程的截面弯矩 M ; 根据步骤 (2)~(5), 循环求解满足平衡方程的不同 (M, ϕ) 组合;

(6) 确定弯矩-曲率关系后, 建立转角-曲率关系

$$\theta = (\phi - \phi_y) L_{pl} \quad \phi \geq \phi_y \quad (20)$$

式中: ϕ_y 为屈服曲率, L_{pl} 为塑性铰长度, 取为截面的有效高度^[19]; 根据式 (20) 确定构件的弯矩-转角关系; 随后, 根据式 (5) 和式 (6) 建立构件的非线性抗力方程, 即抗力 (R) -挠度 (δ) 关系。

1.3 荷载-质量转换系数及黏性阻尼系数

求解动力平衡方程(式 (2))还需考虑荷载-质量转换系数和构件的黏性阻尼系数。与 UFC 3-340-02 规范^[7] 仅采用弹性和塑性两个荷载-质量转换系数不同, 本文考虑了荷载-质量转换系数 K_{LM} 随挠曲变形的变化:

$$\begin{cases} K_M = \int_0^L m(x)\varphi^2(x)dx / \int_0^L m(x)dx \\ K_L = \int_0^L p(x)\varphi(x)dx / \int_0^L p(x)dx \\ K_{LM} = K_M / K_L \end{cases} \quad (21)$$

式中: $m(x)$ 和 $p(x)$ 分别为沿构件长度方向的质量和荷载分布; $\varphi(x)$ 为构件的变形形状函数, 由式 (5) 确定。

构件的黏性阻尼系数 C 定义为

$$C = C_{cr}\zeta = 2 \sqrt{K_e m K_{LM}} \zeta \quad (22)$$

式中, C_{cr} 为临界阻尼; ζ 为阻尼比, 加载阶段取值为 0.05, 卸载阶段取值为 0.3。

1.4 数值求解

按前述方法, 编程迭代求解得到构件的弯矩-曲率和弯矩-转角关系, 并由弯矩-转角关系确定构件抗力-挠度和 K_{LM} -挠度关系, 以 UHPC-1 为例, 上述四种关系分别如图 6 所示。

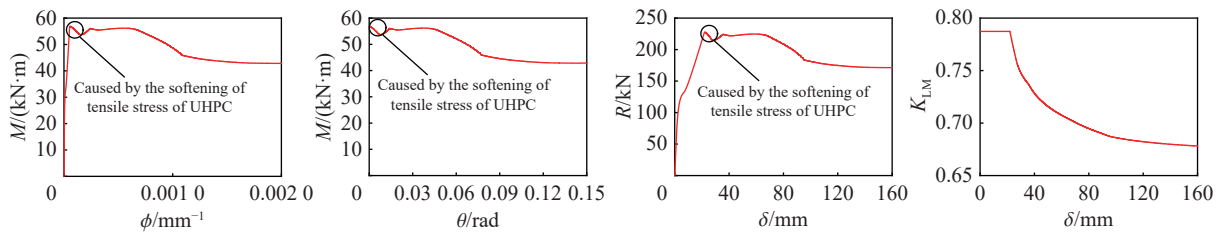


图 6 非线性抗力方程的建立及荷载-质量转换系数与挠度关系

Fig. 6 Nonlinear resistance function and the relationship between K_{LM} and deflection

为进一步获得构件的挠度时程 $\delta(t)$, 采用线性加速度法求解动力平衡方程(式 (2)), 加速度和速度项表达式为:

$$\begin{cases} \ddot{\delta} = [\delta(k+2) - 2\delta(k+1) + \delta(k)] / \Delta t^2 \\ \dot{\delta} = [\delta(k+1) - \delta(k)] / \Delta t \end{cases} \quad (23)$$

式中: $\delta(k)$ 为第 k 个时刻的构件位移, Δt 为相邻两个时刻的间隔。

2 模型验证

本文基于表 1 中三组 UHPC 板爆炸实验, 采用提出的 ESDOF 模型对配筋 UHPC 板的挠度时程进行预测和对比, 并对 UFC 3-340-02^[7] 和 FHWA^[17] 规范推荐方法的可靠性进行评估。

2.1 Su 等^[1] 实验

文献 [1] 对三块配筋 UHPC 板(UHPC-1、UHPC-2 和 UHPC-3)开展了比例距离为 0.5~0.8 m/kg^{1/3} 的爆炸实验, 试件的尺寸、配筋及材料特性等关键参数见表 2, 其中 UHPC 的单轴拉伸本构模型参数根据实验数据^[27] 确定, 如图 7 所示。图 8 给出了不同爆炸工况下 UHPC 板的挠度时程预测曲线、基于 UFC 3-340-02^[7] 和 FHWA 规范^[17] 推荐的双线性理想弹-塑性抗力方程的 ESDOF 模型预测挠度时程、实验数据和文献 [1] 中经验证的数值模拟结果。表 3 进一步给出了相应的峰值挠度。

表 2 UHPC 板的尺寸、配筋及材料特性参数

Table 2 Dimensions, reinforcement and material properties parameters of UHPC panels

实验	L/mm	b/mm	h/mm	$\rho_l/\%$	$\rho_f/\%$	f_c/MPa	E_c/GPa	$v_f/\%$
Su等 ^[1]	2000	1000	100	0.864	0.864	148	48.6	2
Li等 ^[2]	1800	1000	100	0.679	0.339	128.9	51.5	2
Mao等 ^[3]	3400	1300	100	3.4	0	170	54.8	2

实验	f_t/MPa	f_{ti}/MPa	ϵ_t	ϵ_{frac}	f_y/MPa	E_s/GPa	E'_s/GPa	ϵ_{su}
Su等 ^[1]	8.33	4.23	0.001	0.011	480	184	1.42	0.15
Li等 ^[2]	7.66	9.95	0.005	0.02	300	200	2	0.15
Mao等 ^[3]	10	10	0.004	0.01	500	200	2	0.15

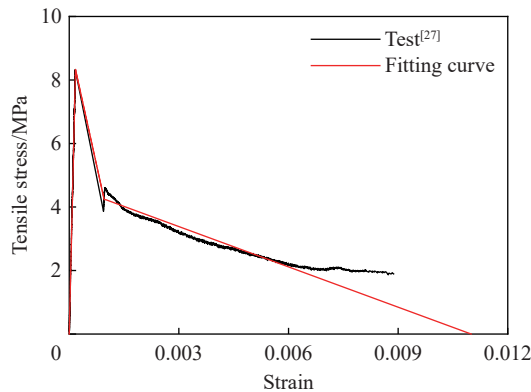


图 7 UHPC 单轴拉伸应力-应变曲线

Fig. 7 Uniaxial tensile stress-strain curve of UHPC

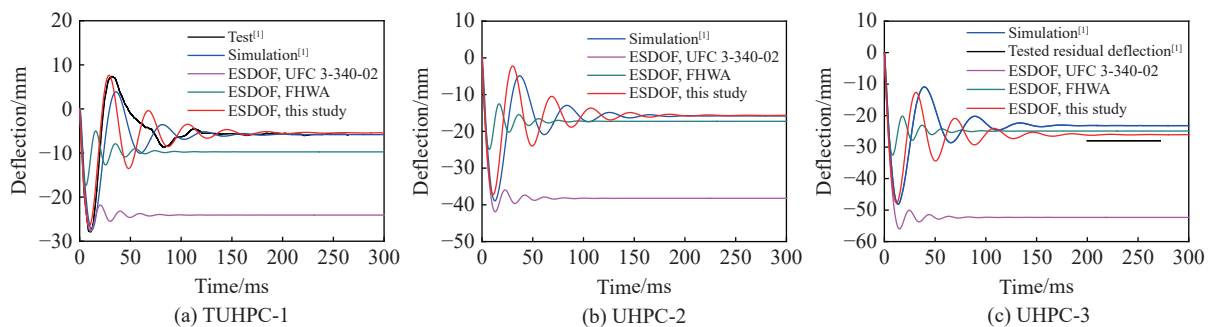


图 8 UHPC 板的预测挠度时程与实验/数值模拟结果对比

Fig. 8 Comparisons of predicted deflection-time histories and experimental/simulated results of UHPC panels

从图 8 和表 3 可以看出: 对于峰值挠度, 采用基于 UFC 3-340-02^[7] 的抗力方程时, 由于忽略了混凝土的抗拉性能, 导致其低估了 UHPC 板的峰值抗力, 预测结果偏大, 相对误差最大达到 16.3%; FHWA 方法^[17]

虽然考虑了混凝土受拉性能的影响,但未考虑材料的软化和塑性铰的形成等损伤行为,因此低估了构件的挠度响应,对峰值挠度的预测相对误差达 $-37.6\% \sim -32.3\%$,对于设计偏于危险;采用本文基于非线性抗力方程的 ESDOF 模型时,对三种爆炸工况下 UHPC 板的峰值挠度值的预测均较为准确,相对误差为 $-1.0\% \sim 5.2\%$ 。

表 3 ESDOF 模型预测峰值挠度与实验/数值模拟结果对比

Table 3 Comparisons of ESDOF model predicted and experimental/simulated maximum deflections

实验	试件	实验值/mm	模拟值/mm	UFC 3-340-02		FHWA		本文	
				预测值/mm	误差/%	预测值/mm	误差/%	预测值/mm	误差/%
Su等 ^[1]	UHPC-1	27.86	27.44	27.73	-0.5	17.39	-37.6	26.42	-5.2
	UHPC-2	-	38.90	41.89	7.6	24.92	-35.9	37.25	-4.2
	UHPC-3	-	48.13	55.98	16.3	32.56	-32.3	47.67	-1.0
Li等 ^[2]	UHPC-D4	72	-	123.99	72.2	49.95	-30.6	73.11	1.5
Mao等 ^[3]	A	110	-	113.24	2.9	88.24	-19.8	111.44	1.3
	B	210	-	193.32	-7.9	145.24	-30.8	213.46	1.6

对于残余挠度,下文均仅针对本文建立的 ESDOF 模型的预测结果进行讨论。如图 2 所示,残余挠度是以峰值挠度为起点按照卸载路径计算获得,故影响残余挠度预测值的主要因素为卸载刚度。对于上述三块 UHPC 板,构件的损伤程度较低,卸载刚度 K_u 采用弹性刚度 K_e (K_e 取钢筋屈服时对应的刚度)即可较为准确地预测 UHPC 板的残余挠度。

2.2 Li 等^[2] 实验

采用 ESDOF 模型分析 Li 等^[2] 的 UHPC-D4 板爆炸实验中的动态挠度时程,试件关键参数见表 2。由于文献 [2] 中未给出 UHPC 的单轴拉伸性能参数,其三折线特征参数根据式 (9) 确定。图 9 对比了基于不同抗力方程的 ESDOF 模型预测得到的挠度时程曲线,表 3 对比了相应的峰值挠度。结果表明,UFC 3-340-02^[7] 推荐方法严重高估了 UHPC 板的峰值挠度(偏差为 72.2%),而 FHWA^[17] 推荐方法预测结果的相对误差为 -30.6% 。采用本文所建立的非线性抗力方程,峰值挠度预测结果的相对误差仅为 1.5%。对于残余挠度,与 2.1 节不同,由于 UHPC-D4 产生了较大的损伤,将卸载刚度取为弹性刚度会高估构件的残余挠度,如图 9 中红色实线所示。适度考虑刚度退化,如卸载刚度取 $0.2K_e$,可以准确地预测构件的残余挠度,如图 9 中蓝色实线所示。

2.3 Mao 等^[3] 实验

采用 ESDOF 模型对 Mao 等^[3] 开展的 UHPC 板爆炸实验中的两块配筋 UHPC 板(试件编号为 A 和 B)进行了挠度时程分析,试件的关键参数列于表 2。图 10 和表 3 分别给出了实验和预测的 UHPC 板挠度时程和相应的峰值挠度。可以看出:UFC 3-340-02^[7] 规范预测结果高估了板 A 的峰值挠度,但较为显著地低估了板 B 的峰值挠度,其原因在于构件的损伤程度会随着挠度响应的增强而加剧,其抗力随之减小,而该规范未考虑构件的抗力衰减,导致其高估了大变形条件下 UHPC 板的抗力,从而低估了其挠度响应;FHWA^[17] 规范预测得到的板 A 和板 B 的峰值挠度相对误差分别为 -19.8% 和 -30.8% ;本文模型可

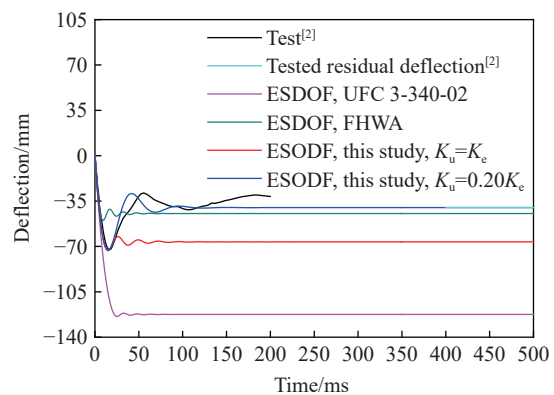


图 9 UHPC-D4 的预测挠度时程与实验结果的对比

Fig. 9 Comparisons of predicted and experimental deflection-time histories of UHPC-D4

以准确地预测两块 UHPC 板的峰值挠度,其相对误差分别为 1.3% 和 1.6%。对于残余挠度,同 2.2 节,由于板 A 和板 B 均产生较大损伤,需适当考虑刚度退化才能获得与实验数据吻合的预测值。

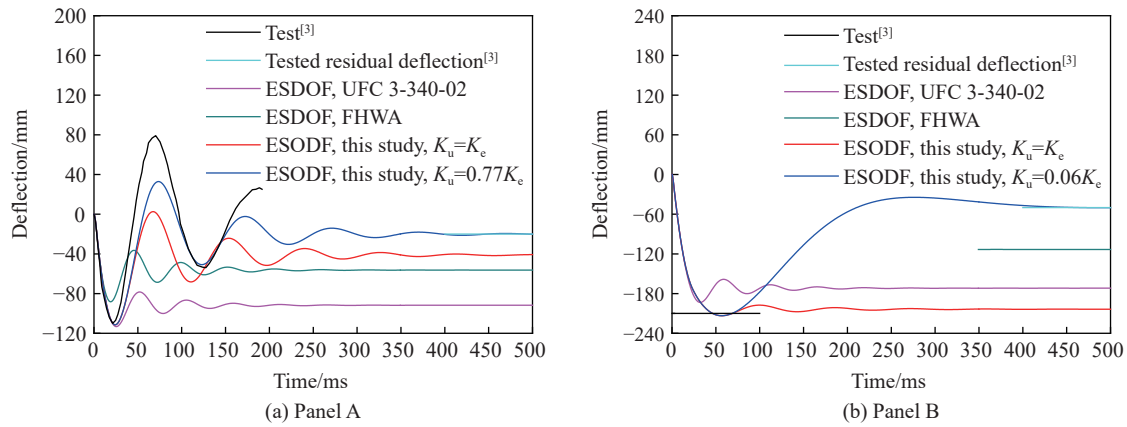


图 10 UHPC 板的 ESDOF 模型预测挠度时程与实验结果对比

Fig. 10 Comparisons of ESDOF model predicted deflection time histories and experimental results of UHPC panels

综上,基于现有规范的 ESDOF 模型不适于预测爆炸荷载作用下的配筋 UHPC 板的峰值挠度。本文建立的基于非线性抗力方程的 ESDOF 模型的预测效果很好,对峰值挠度的预测相对误差为 $-5.2\% \sim 1.6\%$,其适用性得到验证。对于残余挠度,当构件损伤较小时,卸载刚度采用钢筋屈服时对应的弹性刚度即可获得较为准确的残余挠度预测值,构件损伤较为严重时,应适当地考虑卸载刚度的退化。但构件的损伤程度与刚度退化程度的关系有待进一步研究。

3 UHPC 板弯曲损伤评估

本节基于上节经验证的 ESDOF 模型,首先构建评估 UHPC 板弯曲损伤等级的 $p-I$ 曲线。通过对 $p-I$ 曲线开展参数影响分析,进一步构建相应的 $p-I$ 曲线经验公式。最后,通过与 ESDOF 模型分析结果对比验证提出的经验公式的可靠性。

3.1 $p-I$ 曲线生成方法

$p-I$ 曲线是描述不同爆炸荷载作用下构件的等损伤线,可用于评估构件的损伤等级。对于弯曲破坏,构件的损伤等级根据其在支座处的转角 θ 判断,转角由构件跨中的峰值挠度 δ_m 和净跨 L 确定,即 $\tan\theta=2\delta_m/L$ 。根据 UFC 3-340-02 规范^[7]划分受弯构件的损伤等级: $0^\circ < \theta < 2^\circ$,轻度损伤; $2^\circ < \theta < 5^\circ$,中度损伤; $5^\circ < \theta < 12^\circ$,严重损伤。考虑到 $\theta > 5^\circ$ 时,受弯构件已发生严重损伤,故本文仅关注 $\theta=2^\circ$ 和 $\theta=5^\circ$ 时弯曲损伤的 $p-I$ 曲线。

3.2 $p-I$ 曲线参数分析

为开展 $p-I$ 曲线的参数影响分析,设置了基准板,其关键参数为:尺寸为 2000 mm (净跨 L) \times 1000 mm \times 100 mm;UHPC 的单轴抗压强度和弹性模量分别为 150 MPa 和 50 GPa;UHPC 的纤维体积掺量为实际工程中的最常用掺量,即 2%;UHPC 拉伸应力-应变曲线特征参数 $f_t=8$ MPa, $\varepsilon_1=0.001$, $f_{t1}=4$ MPa, $\varepsilon_{frac}=0.011$;受拉和受压钢筋的配筋率均为 0.864%,屈服强度、弹性模量、硬化模量和断裂应变分别为 500 MPa、200 GPa、2 GPa 和 0.15。采用第 2 节经验证的基于非线性抗力方程的 ESDOF 模型开展动力响应分析,得到了基准板在 $\theta=2^\circ$ 和 $\theta=5^\circ$ 对应的 $p-I$ 曲线,如图 11 所示。每条 $p-I$ 曲线具有压力和冲量两条渐近线,对应的压力和冲量分别为 p_0 和 I_0 。

开展了 $p-I$ 曲线参数分析,影响因素包括 UHPC 强度等级、钢筋屈服强度、纵筋配筋率、板厚和净跨。图 12~16 分别给出了不同混凝土强度等级(100~250 MPa)、钢筋屈服强度(300~600 MPa)、纵筋配筋率(0.393%~1.728%,受压和受拉钢筋配筋率分别记为 ρ_c 和 ρ_t)、板厚(100~250 mm)和净跨

(1~4 m)的UHPC板在 $\theta=2^\circ$ 和 $\theta=5^\circ$ 对应的 $p-I$ 曲线。需要说明的是:评估UHPC强度等级的影响时,改变UHPC抗压强度的同时依据公式 $f_t=0.3f_c^{2/3}$ [22]、 $f_{ti}=0.5f_t$ 和 $E_c=9\,500f_c^{1/3}$ [28]计算与强度等级相关的参数值,其余参数与基准板一致。

从图 12 可以看出,随着混凝土强度等级的提高,相同损伤等级下的 $p-I$ 曲线向右上方偏移,表明损伤程度相同时,UHPC板可以承受的爆炸荷载增大;图 12 同时给出了混凝土抗压强度为 30 MPa 的普通 RC 板的 $p-I$ 曲线,可知与普通 RC 板相比,UHPC板的抗爆性能更优异。从图 13 可以看出:UHPC板的 $p-I$ 曲线随着钢筋屈服强度的增大向右上方偏移,且 $\theta=5^\circ$ 时偏移幅度更大,这表明UHPC板的抗爆性能随着钢筋屈服强度的增大而提高,且其影响随着板损伤等级的增加而增大。图 14 表明:随着纵筋配筋率的增加,UHPC板的抗爆性能提升较明显,且在板损伤等级较高时,其影响更为显著,如 $\rho_t(\rho_c)$ 由 0.393% 增加至 0.864% 时, $\theta=2^\circ$ 对应的 $p-I$ 曲线的 p_0 和 I_0 分别增大 58% 和 24%, $\theta=5^\circ$ 对应的 $p-I$ 曲线的 p_0 和 I_0 分别增大 79% 和 32%;此外,得到了仅配置受拉钢筋且配筋率为 0.864% 的UHPC板的 $p-I$ 曲线,对比发现,与基准板相比,不配置受压钢筋的UHPC板的抗爆能力仅有轻微降低,说明受压钢筋对UHPC板弯曲损伤 $p-I$ 曲线影响较小。

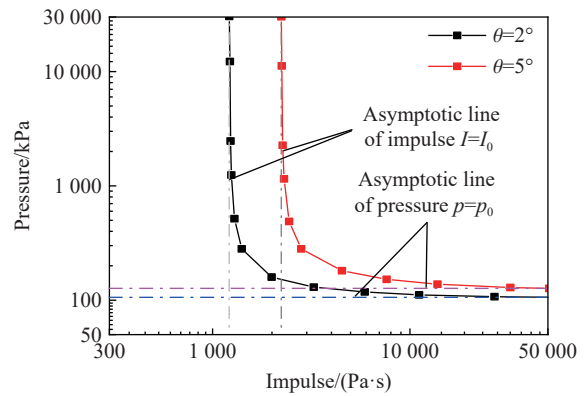


图 11 基准板 $p-I$ 曲线

Fig. 11 $p-I$ diagrams for control panel

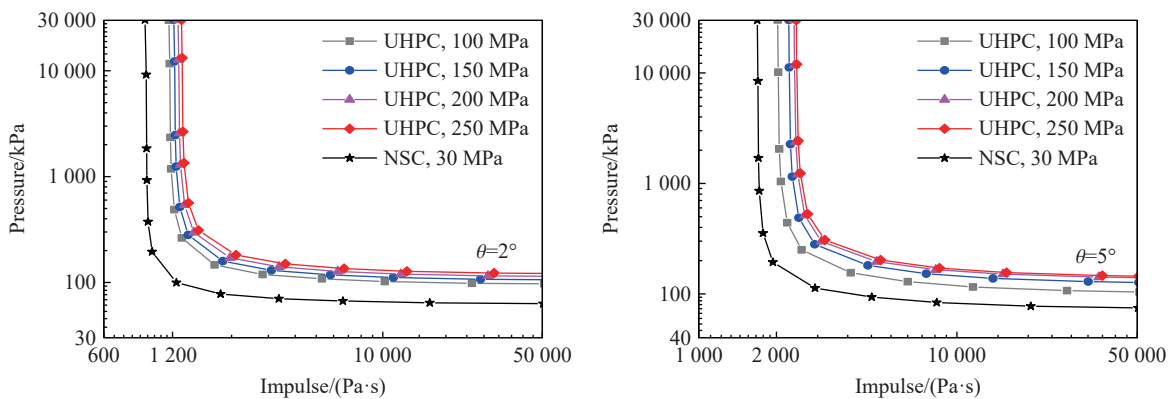


图 12 不同混凝土强度等级 UHPC 板的 $p-I$ 曲线

Fig. 12 $p-I$ diagrams for UHPC panels with different concrete strength grades

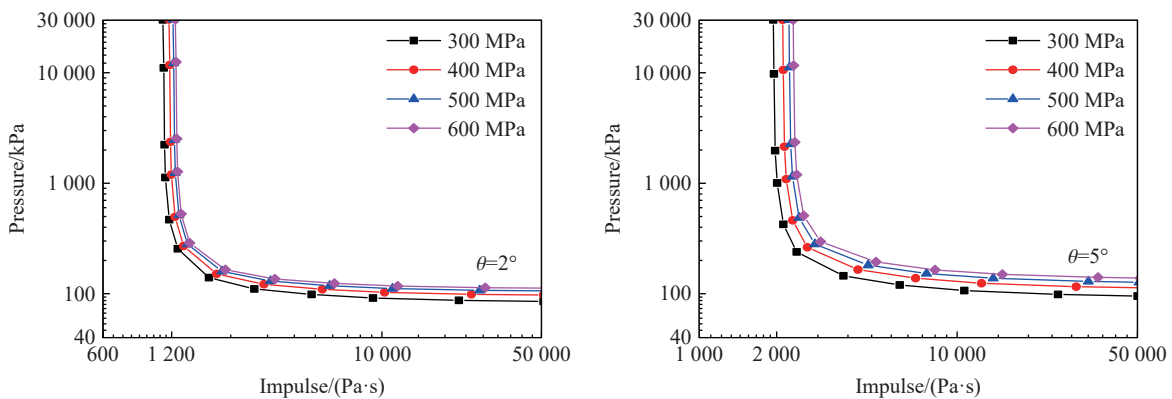


图 13 不同钢筋屈服强度 UHPC 板的 $p-I$ 曲线

Fig. 13 $p-I$ diagrams for UHPC panels with different yield strengths of reinforcement

图 15 可以看出: 板厚对 UHPC 板弯曲损伤 $p-I$ 曲线的影响显著, 厚度每增加 50 mm, $\theta=2^\circ$ 对应的 p_0 和 I_0 分别增大 45%~98% 和 34%~81%, $\theta=5^\circ$ 对应的 p_0 和 I_0 分别增大 34%~87% 和 32%~76%, 故增大板厚可以有效提高 UHPC 板的抗爆性能, 但效果随着板厚的增大而降低。图 16 可知: 随着净跨增大, $p-I$ 曲线向左下方偏移, 净跨每增加 1m, $\theta=2^\circ$ 对应的 p_0 和 I_0 分别减小 51%~80% 和 20%~39%, $\theta=5^\circ$ 对应的 p_0 和 I_0 分别减小 48%~78% 和 18%~36%, 故增大净跨将导致 UHPC 板的抗爆性能大幅降低。

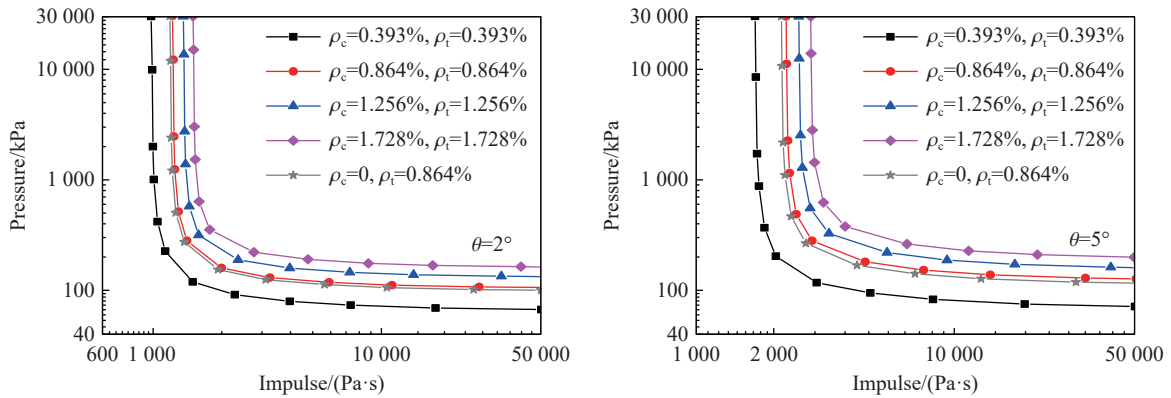


图 14 不同纵筋配筋率 UHPC 板的 $p-I$ 曲线

Fig. 14 $p-I$ diagrams for UHPC panels with different longitudinal reinforcement ratios

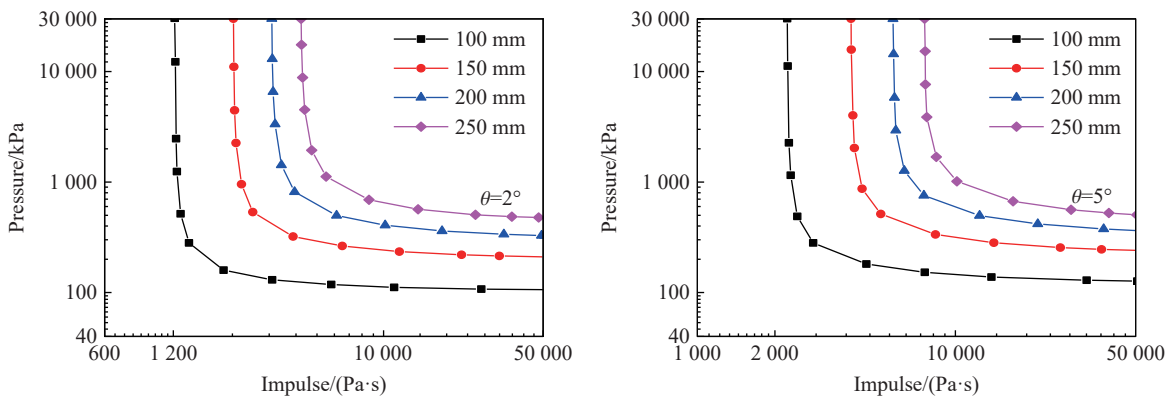


图 15 不同厚度 UHPC 板的 $p-I$ 曲线

Fig. 15 $p-I$ diagrams for UHPC panels with different thicknesses

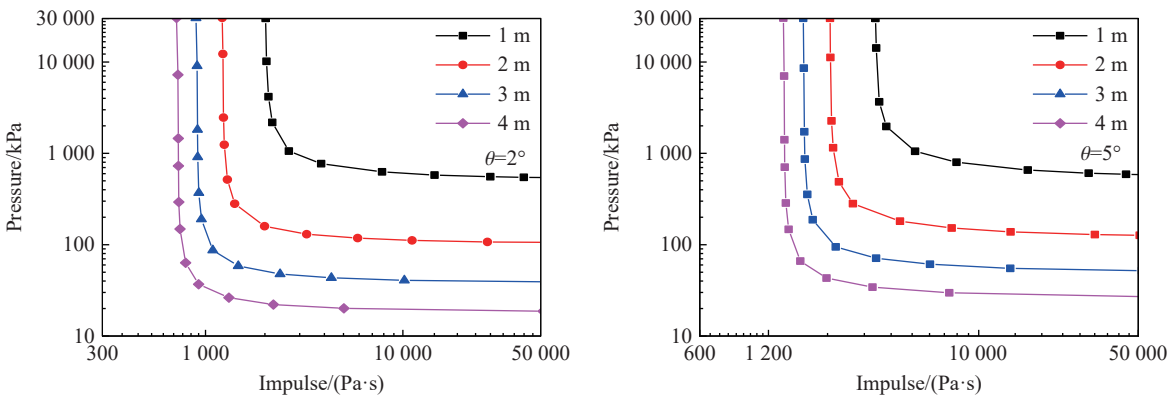


图 16 不同净跨 UHPC 板的 $p-I$ 曲线

Fig. 16 $p-I$ diagrams for UHPC panels with different clear spans

3.3 p - I 曲线经验公式

建立 UHPC 板弯曲损伤 p - I 曲线的经验公式^[14]:

$$(p - p_0)(I - I_0) = (p_0/2 + I_0/2)^\beta \tag{24}$$

式中: β 为控制 p - I 曲线曲率的参数。采用最小二乘法根据式 (24) 拟合图 12~16 中由 ESDOF 模型分析获得的 p - I 曲线, 确定了不同配置 UHPC 板弯曲损伤 p - I 曲线的三个控制参数 p_0 、 I_0 和 β 的取值, 其拟合优度 R^2 范围为 0.92~0.99, 说明采用式 (24) 能够准确地描述 UHPC 板弯曲损伤 p - I 曲线。进一步假定各因素的影响相互独立, 则可以得到考虑不同参数影响的 p - I 曲线的控制参数表达式为:

$$\begin{cases} p_0 = \eta_{f_c} \eta_{f_y} \eta_{\rho_t} \eta_h \eta_L p_{b0} \\ I_0 = \lambda_{f_c} \lambda_{f_y} \lambda_{\rho_t} \lambda_h \lambda_L I_{b0} \\ \beta = \alpha_{f_c} \alpha_{f_y} \alpha_{\rho_t} \alpha_h \alpha_L \beta_b \end{cases} \tag{25}$$

式中: η 、 λ 和 α 分别表示各影响因素对 p_0 、 I_0 和 β 的影响因子, 下标 f_c 、 f_y 、 ρ_t 、 h 和 L 分别对应于 UHPC 抗压强度、钢筋屈服强度、受拉钢筋配筋率、板厚和净跨的贡献, 如 η_L 表示净跨对 p_0 的影响因子; p_{b0} 、 I_{b0} 和 β_b 为基准板的三个 p - I 曲线控制参数。

进一步, 采用最小二乘法根据式 (25) 拟合 p - I 曲线的控制参数数据, 确定了各影响因子的表达式, 其对应的拟合优度 R^2 的范围为 0.96~0.99。表 4 给出了各影响因子的表达式, 其中 A_c 和 A_0 分别为计算板和基准板的横截面面积。至此, 结合式 (24)、(25) 和表 4, 即可确定 UHPC 板弯曲损伤的 p - I 曲线。

表 4 UHPC 板弯曲损伤 p - I 曲线经验公式相关参数

Table 4 Parameters of the empirical formulae of flexural damage p - I diagrams for UHPC panels

影响因素	参数	表达式	
		$\theta=2^\circ$	$\theta=5^\circ$
基准板	p_{b0}	106	127
	I_{b0}	1214	2228
	β_b	1.634	1.642
$100 \leq f_c/\text{MPa} \leq 250$	η_{f_c}	$0.717 + 0.325 (f_c/150) - 0.042 (f_c/150)^2$	$0.251 + 1.065 (f_c/150) - 0.319 (f_c/150)^2$
	λ_{f_c}	$0.839 + 0.187 (f_c/150) - 0.025 (f_c/150)^2$	$0.614 + 0.550 (f_c/150) - 0.167 (f_c/150)^2$
	α_{f_c}	$0.951 + 0.065 (f_c/150) - 0.013 (f_c/150)^2$	$0.993 + 0.002 (f_c/150) + 0.005 (f_c/150)^2$
$300 \leq f_y/\text{MPa} \leq 600$	η_{f_y}	$0.293 + 1.061 (f_y/500) - 0.354 (f_y/500)^2$	$0.191 + 1.106 (f_y/500) - 0.295 (f_y/500)^2$
	λ_{f_y}	$0.635 + 0.571 (f_y/500) - 0.206 (f_y/500)^2$	$0.534 + 0.700 (f_y/500) - 0.233 (f_y/500)^2$
	α_{f_y}	$1.034 - 0.081 (f_y/500) + 0.047 (f_y/500)^2$	$0.999 - 0.017 (f_y/500) + 0.017 (f_y/500)^2$
$0.393A_0/A_c \leq \rho_t/\% \leq 1.728A_0/A_c$	η_{ρ_t}	$0.292 + 0.791 (\rho_t A_0/0.864A_0) - 0.087 (\rho_t A_0/0.864A_0)^2$	$0.159 + 0.947 (\rho_t A_0/0.864A_0) - 0.123 (\rho_t A_0/0.864A_0)^2$
	λ_{ρ_t}	$0.619 + 0.448 (\rho_t A_0/0.864A_0) - 0.071 (\rho_t A_0/0.864A_0)^2$	$0.524 + 0.572 (\rho_t A_0/0.864A_0) - 0.107 (\rho_t A_0/0.864A_0)^2$
	α_{ρ_t}	$0.998 - 0.001 (\rho_t A_0/0.864A_0) + 0.005 (\rho_t A_0/0.864A_0)^2$	$0.973 + 0.032 (\rho_t A_0/0.864A_0) - 0.005 (\rho_t A_0/0.864A_0)^2$
$100 \leq h/\text{mm} \leq 250$	η_h	$-0.294 + 0.928 (h/100) + 0.377 (h/100)^2$	$-0.603 + 1.536 (h/100) + 0.071 (h/100)^2$
	λ_h	$-0.452 + 1.353 (h/100) + 0.101 (h/100)^2$	$-0.438 + 1.376 (h/100) + 0.062 (h/100)^2$
	α_h	$0.834 + 0.211 (h/100) - 0.045 (h/100)^2$	$0.928 + 0.090 (h/100) - 0.018 (h/100)^2$
$1000 \leq L/\text{mm} \leq 4000$	η_L	$0.187 - 28.977 0.029^{L/2000}$	$0.218 - 23.259 0.034^{L/2000}$
	λ_L	$0.492 - 2.586 0.200^{L/2000}$	$0.533 - 2.265 0.210^{L/2000}$
	α_L	$1.201 - 0.213 (L/2000) + 0.022 (L/2000)^2$	$1.185 - 0.203 (L/2000) + 0.021 (L/2000)^2$

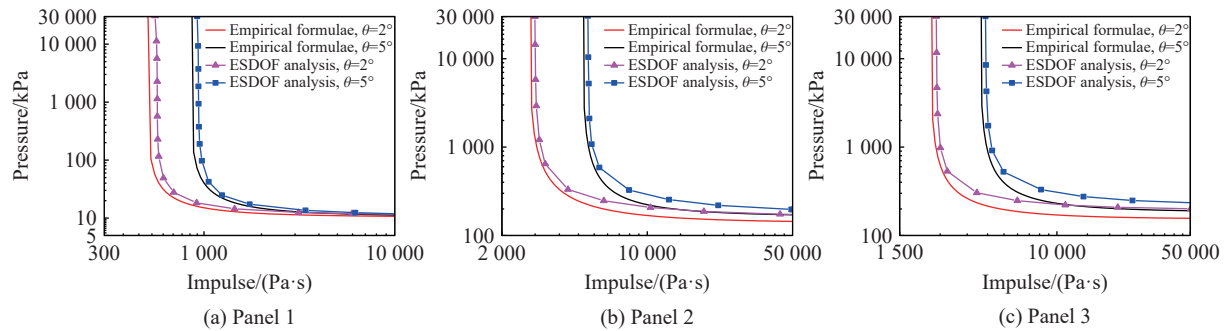
为进一步验证上述经验公式的可靠性, 随机选取三块不同配置的 UHPC 验证板, 参数见表 5 所示。

图 17 分别给出了经验公式和 ESDOF 模型预测的 UHPC 板支座转角分别为 2° 和 5° 时的 $p-I$ 曲线。可以看出, 本文提出的 $p-I$ 曲线经验公式与模型预测结果吻合很好, 且对于构件设计略偏于保守。

表 5 验证板的参数取值

Table 5 Parameter values for the validation panels

板编号	f_c/MPa	f_y/MPa	$\rho_t/\%$	h/mm	L/mm
1	100	300	0.393	100	4000
2	200	300	0.864	200	3000
3	120	550	1.047	150	2500

图 17 基于 ESDOF 模型分析生成的 $p-I$ 曲线与经验公式预测结果对比Fig. 17 Comparison between $p-I$ diagrams from ESDOF model analysis and empirical formulae

4 结 论

本文以爆炸荷载作用下的 UHPC 板为研究对象, 建立了考虑 UHPC 材料拉/压软化和塑性铰影响的 UHPC 简支单向板的非线性抗力方程和 ESDOF 理论模型。随后, 通过与六炮次爆炸实验中 UHPC 板的挠度时程, 以及 UFC 3-340-02 和 FHWA 规范推荐方法的计算结果对比, 验证了所建立理论模型的可靠性。基于验证的 ESDOF 模型, 构建了评估 UHPC 板弯曲损伤等级的 $p-I$ 曲线并开展了参数影响分析。主要结论如下:

(1) 基于 UFC 3-340-02 和 FHWA 规范的双线性理想弹-塑性抗力方程建立的 ESDOF 模型不适于预测爆炸荷载作用下 UHPC 板的峰值挠度, 本文建立的基于构件非线性抗力方程的 ESDOF 模型, 考虑了 UHPC 的受拉性能、材料拉/压软化和塑性铰影响, 可以准确地预测 UHPC 构件的峰值抗力以及大变形下的抗力衰减, 因此对 UHPC 板的峰值挠度预测效果很好, 其相对误差为 $-5.2\% \sim 1.6\%$;

(2) $p-I$ 曲线参数影响分析表明提高 UHPC 强度等级和钢筋屈服强度, 增加受拉钢筋配筋率和板厚, 以及减小净跨均可提升 UHPC 板的抗爆性能;

(3) 提出并验证了考虑 UHPC 强度、钢筋屈服强度、受拉钢筋配筋率、板厚和净跨影响的弯曲损伤 $p-I$ 曲线经验公式, 可为 UHPC 构件的抗爆损伤评估提供一定参考。

参考文献:

- [1] SU Q, WU H, SUN H S, et al. Experimental and numerical studies on dynamic behavior of reinforced UHPC panel under medium-range explosions [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2021, 148: 103761. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2020.103761.
- [2] LI J, WU C Q, HAO H. An experimental and numerical study of reinforced ultra-high performance concrete slabs under blast loads [J]. *Materials & Design*, 2015, 82: 64–76. DOI: 10.1016/j.matdes.2015.05.045.

- [3] MAO L, BARNETT S, BEGG D, et al. Numerical simulation of ultra high performance fibre reinforced concrete panel subjected to blast loading [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2014, 64: 91–100. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2013.10.003.
- [4] SCHLEYER G K, BARNETT S J, MILLARD S G, et al. UHPFRC panel testing [J]. *The Structural Engineer*, 2011, 89(23/24): 34–40.
- [5] LIN X S. Numerical simulation of blast responses of ultra-high performance fibre reinforced concrete panels with strain-rate effect [J]. *Construction and Building Materials*, 2018, 176: 371–382. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.05.066.
- [6] SU Q, WU H, FANG Q. Calibration of KCC model for UHPC under impact and blast loadings [J]. *Cement and Concrete Composites*, 2022, 127: 104401. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2021.104401.
- [7] US Department of Defense. Structures to resist the effects of accidental explosions, with change 2: UFC 3-340-02 [S]. Washington: US Department of Defense, 2008: 583-600.
- [8] SILVA P F, LU B G. Blast resistance capacity of reinforced concrete slabs [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2009, 135(6): 708–716. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.000001.
- [9] SILVA P F, LU B G. Improving the blast resistance capacity of RC slabs with innovative composite materials [J]. *Composites Part B: Engineering*, 2007, 38(5/6): 523–534. DOI: 10.1016/j.compositesb.2006.06.015.
- [10] JACQUES E. Blast retrofit of reinforced concrete walls and slabs [D]. Ottawa: University of Ottawa, 2011: 145–165.
- [11] MAAZOUN A, BELKASSEM B, REYMEN B, et al. Blast response of RC slabs with externally bonded reinforcement: experimental and analytical verification [J]. *Composite Structures*, 2018, 200: 246–257. DOI: 10.1016/j.compstruct.2018.05.102.
- [12] WANG W, ZHANG D, LU F Y, et al. Pressure-impulse diagram with multiple failure modes of one-way reinforced concrete slab under blast loading using SDOF method [J]. *Journal of Central South University*, 2013, 20(2): 510–519. DOI: 10.1007/s11771-013-1513-z.
- [13] LIAO Z, TANG D G, LI Z Z, et al. Study on explosion resistance performance experiment and damage assessment model of high-strength reinforcement concrete beams [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2019, 133: 103362. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2019.103362.
- [14] 陈柏锟. 超高韧性水泥基复合材料及活性粉末混凝土靶板抗爆研究 [D]. 杭州: 浙江大学, 2021: 116–168.
CHEN B K. Research on ultra-high toughness cementitious composites and reactive powder concrete slabs under blast loading [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2021: 116–168.
- [15] HOU X M, CAO S J, RONG Q, et al. A P-I diagram approach for predicting failure modes of RPC one-way slabs subjected to blast loading [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2018, 120: 171–184. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2018.06.006.
- [16] 潘建军, 陈万祥, 郭志昆, 等. 基于 P-I 曲线的火灾后钢管 RPC 柱抗爆损伤评估方法 [J]. *防护工程*, 2018, 40(5): 16–26.
PAN J J, CHEN W X, GUO Z K, et al. Evaluation of fire and blast-damaged RPC-FST column based on pressure-impulse diagram [J]. *Protective Engineering*, 2018, 40(5): 16–26.
- [17] AALETI S, PETERSEN B, SRITHARAN S. Design guide for precast UHPC waffle deck panel system, including connections: FHWA-HIF-13-032 [R]. Washington: Federal Highway Administration, 2013: 49–51.
- [18] JACQUES E, LLOYD A, IMBEAU P, et al. GFRP-retrofitted reinforced concrete columns subjected to simulated blast loading [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2015, 141(11): 04015028. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001251.
- [19] JACQUES E, SAATCIOGLU M. Uncoupled compression membrane analysis of reinforced-concrete members subject to extreme loads [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2020, 146(9): 04020189. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002736.
- [20] 彭琦, 吴昊, 方秦, 等. 长历时平面爆炸波作用下 -RC-梁动力响应研究 [J]. *建筑结构学报*, 2023, 44(3): 87–101. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.0751.
PENG Q, WU H, FANG Q, et al. Dynamic responses of RC beams under long-duration near-planar blast waves [J]. *Journal of Building Structures*, 2023, 44(3): 87–101. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.0751.
- [21] NAEIMI N. Experimental compressive behavior and numerical modeling of unconfined and confined ultra-high performance concrete [D]. Nevada: University of Nevada, Reno, 2020: 68–76.
- [22] MELANÇON C. Effect of high-performance concrete and steel materials on the blast performance of reinforced concrete one-

- way slabs [D]. Ottawa: University of Ottawa, 2016: 147.
- [23] 邹慧辉, 李明, 段建, 等. 钢筋动态本构模型及模型参数研究 [J]. *兵器装备工程学报*, 2022, 43(8): 193–202. DOI: 10.11809/bqzbgcxb2022.08.031.
- ZOU H H, LI M, DUAN J, et al. Research on dynamic constitutive model and model parameters of steel bars [J]. *Journal of Ordnance Equipment Engineering*, 2022, 43(8): 193–202. DOI: 10.11809/bqzbgcxb2022.08.031.
- [24] International Federation for Structural Concrete (FIB). *Fib model code for concrete structures 2010* [S]. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2013: 100. DOI: 10.1002/9783433604090.
- [25] JONES N. *Structural impact*[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990: 348-349. DOI: <https://doi.org/10.1017/CBO9780511624285>
- [26] MA L L, WU H, FANG Q. A unified performance-based blast-resistant design approach for RC beams/columns [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2023, 173: 104459. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2022.104459.
- [27] REN G M, WU H, FANG Q, et al. Effects of steel fiber content and type on static mechanical properties of UHPCC [J]. *Construction and Building Materials*, 2018, 163: 826–839. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.12.184.
- [28] AFGC Groupe De Travail BFUP. *Bétons fibrés à ultra-hautes performances, recommandations* [R]. Paris: Association Francaise de Génie Civil, 2013: 193-194.

(责任编辑 王小飞)