



近爆作用下压型钢板组合楼板动力响应及影响因素数值分析

张秀华^{1,2}, 高珊¹, 吴建¹

(1. 东北林业大学 土木工程学院, 哈尔滨 150040; 2. 江苏省结构工程重点实验室, 江苏 苏州 215011)

摘 要:利用有限元软件 ANSYS/LS-DYNA, 采用流固耦合的计算方法, 对压型钢板组合楼板在近爆炸荷载作用下进行了不同工况的数值模拟, 得出其受力形态, 分析其动力响应及破坏过程, 找出影响楼板动力响应的主要因素。数值分析结果表明:适当增加混凝土厚度和提高压型钢板强度, 可以显著降低组合楼板的跨中最大位移, 提高组合楼板的延性和抗爆性能; 组合楼板中钢筋间距的变化, 对组合楼板抗爆性能影响较小。

关键词:爆炸荷载; 组合楼板; 动力响应; 影响因素; 数值分析

中图分类号: TU398.9 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2016)05-0050-09

Numerical analysis for dynamic responses and influencing factors of profiled steel-concrete composite slab under near explosion

Zhang Xiuhua^{1,2}, Gao Shan¹, Wu Jian¹

(1. School of Civil Engineering, Northeast Forestry University, Harbin 150040, P. R. China;

2. Jiangsu Key Laboratory of Structural Engineering, Suzhou 215011, Jiangsu, P. R. China)

Abstract: Explicit dynamic finite element program ANSYS/LS-DYNA is adopted. According to the method of fluid-structure interaction, profiled steel-concrete composite slab is simulated under near explosion in different conditions. And the stress form, the dynamic responses and failure process were analysed. Numerical analysis results show that the largest displacement of composite floor slab can be significantly reduced with increasing the thickness of the concrete and improve the strength of the steel plate. The ductility and anti-explosion performance of composite floor slab can be improved. The anti-explosion performance of composite floor slab has less effect by changing reinforced spacing. The reference and basis can be provided for antiknock design of profiled steel-concrete composite slab.

Keywords: blast load; composite slab; dynamic response; influencing factors; numerical analysis

近年来意外爆炸事件时常发生, 人们逐渐了解了一些发生在身边和生活中的爆炸现象, 如煤气爆炸、化学品爆炸、恐怖袭击爆炸等。2015 年 8 月的

天津塘沽大爆炸事故产生了重大影响, 引起了人们的重视和警惕。爆炸荷载和静力荷载不同, 属于动力问题^[1], 且爆炸荷载具有速度快、偶然性大、作用

收稿日期: 2016-05-16

基金项目: 江苏省结构工程重点实验室开放课题(ZD1303)

作者简介: 张秀华(1970-), 女, 博士, 副教授, 主要从事结构工程抗爆、抗震研究, (E-mail) zhangxh2000@163.com。

Received: 2016-05-16

Foundation item: Provincial Key Laboratory of Open Research in Jiangsu Province(No. ZD1303)

Author brief: Zhang Xiuhua(1970-), PhD, associate professor, main research interest: blast-resistant/seismic of structure engineering, (E-mail) zhangxh2000@163.com.

时间短、冲击性强等特性,动力响应复杂,发生时间一般都不可预测。目前,建筑结构的防爆抗爆性能已经成为人们研究的热点。研究人员近年来对建筑结构及构件在爆炸荷载作用下的响应等性能及方法进行了大量的研究,取得了很多成果。Karagiozova等^[2]研究了方形截面空心梁受横向冲击荷载的作用规律。Thiagarajan等^[3]选择不同的材料,通过实验和数值模拟研究爆炸荷载作用下的混凝土楼板,得出此情况下高强材料的优缺点、适用性以及结构破坏的裂纹扩展情况。Chen等^[4]采用有限元软件LS-DYNA数值模拟了预应力钢筋混凝土梁在爆炸荷载作用下的动力响应和抗爆性能,结果表明,预应力钢筋混凝土梁比非预应力混凝土梁的抗爆承载力高。汪维等^[5]研究了钢筋混凝土构件在爆炸荷载作用下的破坏模式。柳锦春等^[6]采用分层Timoshenko梁非线性动力有限元法对爆炸作用下钢筋混凝土-钢板组合梁动力响应进行数值分析,分析了各种参数对混凝土-钢板组合梁动力性能的影响。Shi等^[7]研究了在爆炸荷载作用下钢筋混凝土墙的损伤及风险评估。田力等^[8]研究了碰撞冲击荷载作用下钢筋混凝土柱的动态响应及破坏模式。崔莹等^[9]对复式空心钢管混凝土柱抗爆性能及损伤进行了研究。朱新明^[10]利用LS-DYNA软件对钢箱梁爆炸冲击局部破坏进行了数值模拟研究。丁阳等^[11]对爆炸荷载作用下钢框架结构连续倒塌进行了数值分析。李世强等^[12]用有限元分析软件AUTODYN对爆炸冲击波在地铁车站内的传播规律进行数值模拟。姚宇飞等^[13]对爆炸荷载下钢筋混凝土框架结构连续倒塌分析方法进行比较分析。高轩能等^[14]采用Ritz-POD方法对大空间柱壳结构爆炸动力响应进行了数值模拟。

近年来,随着钢结构在建筑领域的快速发展,压型钢板-混凝土组合楼板被广泛应用。而压型钢板-混凝土组合楼板抗爆性能研究尚未报道,因此,研究组合楼板抗爆性能具有十分重要的意义。笔者采用ANSYS/LS-DYNA动力分析软件,对爆炸荷载作用下压型钢板-混凝土组合楼板单向板的动力响应及影响因素进行数值模拟分析。

1 有限元数值模型建立

1.1 计算模型

研究对象为压型钢板-混凝土组合楼板,板宽度为 B ,板跨度为 L 。TNT炸药距楼板正上方的距离

为 R ,炸药的等效TNT当量为 W ,即比例距离 $Z = R/\sqrt[3]{W}$,计算模型如图1所示,楼板细部剖面如图2所示。

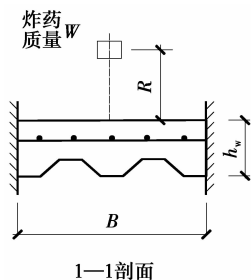


图1 计算模型图

Fig. 1 Calculation model

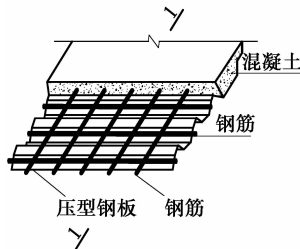


图2 细部剖面图

Fig. 2 Details cross-sectional view

1.2 材料模型

材料模型及相关参数的选取对数值模拟结果的准确性起着决定性作用。在数值计算时,只需在LS-DYNA程序中选择合适材料模型和状态方程,并定义相关参数。文献[15]是选取材料模型的依据,文献[16-19]采用数值模拟和试验相结合的方法,验证其材料参数的可行性与准确性。

TNT炸药采用MAT_HIGH_EXPLOSION_BURN模型来描述应力和应变关系,采用JWJ状态方程来描述压力和体积变形关系^[15],方程为

$$P = A_1 \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V} \right) e^{-R_1 V} + B_1 \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V} \right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega E}{V} \quad (1)$$

式中: A 、 B 、 R_1 、 R_2 、 ω 为与炸药类型有关的材料常数。材料的具体参数见表1^[16]。

数值分析时,不考虑温度的影响,压型钢板和钢筋的材料模型采用LS-DYNA中的MAT_PLASTIC_KINEMATIC塑性随动强化模型和Mises屈服准则^[15],该模型很好地描述了钢材的弹塑性性能。并通过Cowper-Symonds模型来考虑应变率效应^[16],其动力屈服强度为

$$\sigma_{yd} = [1 + (\dot{\epsilon}/C)^{1/p}] (\sigma_{sy} + \beta E_p \epsilon_p^{\text{eff}}) \quad (2)$$

式中: $\dot{\epsilon}$ 为应变率; σ_{sy} 为静态屈服应力; p 、 C 为材料参数; E_p 为塑性硬化模量, $E_p = EE_{\tan}/(E - E_{\tan})$, E 为弹性模量, E_{\tan} 为切线模量; ϵ_p^{eff} 为等效塑性应变。

在非线形有限元软件ANSYS/LS-DYNA中,等效塑性应变是用来确定材料经强化后屈服面位置

的物理量,是评价材料是否进入塑性的指标。等效塑性应变按下式计算

$$\epsilon_p^{\text{eff}} = \sqrt{\frac{2}{3}\epsilon_{ij}\epsilon_{ij}} \tag{3}$$

式中： ϵ_{ij} 为等效塑性应变分量($j = 1, 2, 3$)。

压型钢板和钢筋材料参数见表 2^[16-17]。在数值计算时,当单元的最大应变达到失效应变时,即认为单元失效。由于材料的失效应变与有限元模型的单元尺寸及应变率等因素有关,关于其取值目前还没

有统一认识。根据文献[16-17],钢材的失效应变中取 0.12。

空气采用 MAT_NULL 材料模型和线性多项式状态方程 EOS_LINEAR_POLYNOMIAL^[15]

$$P = C_0 + C_1\mu + C_2\mu^2 + C_3\mu^3 + (C_4 + C_5\mu + C_6\mu^2)E_0 \tag{4}$$

式中： $\mu = \rho_0 - 1$; ρ 为当前密度; ρ_0 为初始密度; E_0 为单位体积内能。材料参数见表 3^[16,18]。

表 1 TNT 炸药模型材料参数

Table 1 Explosive material model parameters

密度 ρ / ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	爆速 D / ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	爆轰压力 P_{oj} / GPa	A/GPa	B/GPa	R_1	R_2	ω	爆轰内能 e_0/GPa
1 630	6 930	21	371.2	3.231	4.15	0.95	0.35	7

表 2 钢板及钢筋模型材料参数

Table 2 Steel and Reinforced model material parameters

弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	密度 ρ / ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	硬化参数 β	应变速率影 响系数 p	应变速率影 响系数 C	切线模量 $E_{\text{tan}}/\text{MPa}$	失效应变
2.06×10^5	0.3	7 850	0.5	40	5	1.0×10^3	0.12

表 3 空气模型材料参数

Table 3 Air model material parameters

初始密度 $\rho_0/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	材料参数 C_0/Pa	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	初始内 能 E/Pa	初始相对体 积 V_0
1.290	-1×10^5	0	0	0	0.4	0.4	0	2.53×10^5	1.0

数值分析时,不考虑温度的影响,混凝土采用 MAT_HOLMGUIST_JOHNSON_CONCRETE (HJC)本构模型^[15],模型综合考虑了大应变、高应变率、高压效应。用等效强度取代静态屈服强度用以判别和计算结构屈服破坏,用损伤度来判别和计算积累损伤破坏。HJC 模型的本构方程为

$$\sigma^* = [A(1 - D) + BP^{*N}](1 + C \ln \dot{\epsilon}^*) \tag{5}$$

$$D = \sum \frac{\Delta \epsilon_p + \Delta \mu_p}{D_1(P^* + T^*)^{D_2}} \tag{6}$$

式中: A, B, C, N 为材料常数; $\sigma^* = \sigma/f'_c$, 即等效应力和静态屈服强度之比; $P^* = P/f'_c$ 是无量纲压力; f'_c 为准静态单轴抗压强度; P 为实际压力; $\dot{\epsilon}^* = \dot{\epsilon}/\epsilon_0$ 是无量纲应变率, $\dot{\epsilon}$ 为实际应变率; D 为损伤因子。

HJC 方程可以体现混凝土压力和体积之间的

关系,压缩、拉伸阶段和体积关系为

当 $0 < \mu < \mu_{\text{crush}}$ 时为弹性区

$$P = k\mu \tag{7}$$

当 $\mu_{\text{crush}} < \mu \leq \mu_{\text{lock}}$ 时为压碎区

$$P = P_{\text{crush}} + K_{\text{lock}}(\mu - \mu_{\text{crush}}) \tag{8}$$

$$K_{\text{lock}} = (P_{\text{lock}} - P_{\text{crush}})/(\mu_{\text{lock}} - \mu_{\text{crush}}) \tag{9}$$

当 $\mu \geq \mu_{\text{lock}}$ 时为压实区

$$P = k_1\bar{\mu} + k_2\bar{\mu} + k_3\bar{\mu} \tag{10}$$

式中: k 为混凝土单元弹性模量; k_1, k_2, k_3 为压力常数; μ 为单元体积应变; P_{crush} 为在 μ_{crush} 下的单元静水压力; μ_{crush} 为压溃点体积应变; P_{lock} 为 μ_{lock} 下的单元内净水压力; μ_{lock} 为压实点体积应变。

材料参数见表 4。具体参数在文献[16,18-19]中已经得到应用,并验证材料参数取值的可靠性和准确性。

表 4 混凝土模型材料参数
Table 4 Concrete model material parameters

密度 $\rho/$ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	粘聚强度 A	压力硬化 参数 B	应变率 C	压力硬化指数 N	归一化最大 强度 S_{max}	锁定体积 应变 U_L
2 440	0.79	1.6	0.007	0.61	7.0	0.1
损伤常数 D_1	损伤常数 D_2	断裂前属性 应变 E_{min}	压力常数 k_1/GPa	压力常数 k_2/GPa	压力常数 k_3/GPa	锁定压力 P_L/GPa
0.04	1.0	0.01	85	-171	208	0.8

1.3 有限元模型

压型钢板混凝土组合楼板采用分离式建模,混凝土、钢筋、钢板单元共用节点,混凝土采用实体单元 Solid164,钢筋采用三维梁单元 Beam161,钢板采用壳单元 Shell163,空气和炸药采用连续介质独立模型,采用实体单元 Solid164,采用多物质 ALE 算法,空气域边界采用无反射边界条件。组合楼板与空气之间采用流固耦合算法。与文献[16]模拟爆炸作用下混凝土梁的研究采用相同算法、单元、边界条件。文献[20]基于 Euler 算法分析爆炸冲击波在空气中的传播规律,比较不同网格尺寸划分情况且与经验公式对比分析,验证了所采用建模方法的可行性,以及单元类型和网格尺寸的合理性。因此,空气和炸药采用 Euler 网格划分,单元尺寸均为 50 mm;混凝土、钢筋和钢板采用 Lagrange 网格划分,单元尺寸均为 20 mm。有限元划分网格模型如图 3 所示。

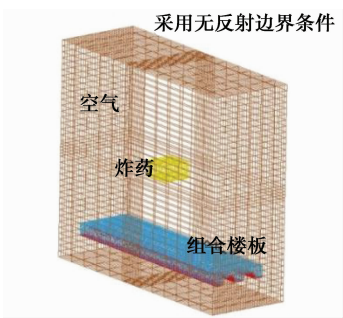


图 3 有限元划分网格模型图
Fig. 3 Finite element mesh model

2 爆炸荷载作用下组合楼板动力响应及破坏过程分析

数值计算时,取板跨 $L=3\text{ m}$ 、宽度为 $B=0.6\text{ m}$ 两端简支的单向板为研究对象。TNT 炸药距板正上方的距离 $R=1\text{ m}$,尺寸 $200\text{ mm}\times 200\text{ mm}\times 400$

mm,等效 TNT 当量为 52.16 kg ,即比例距离 $Z=0.27\text{ m/kg}^{1/3}$ 。钢筋 HPB300,压型钢板 Q345。钢筋间距采用 $\phi 10@250$,混凝土采用 C50。考虑组合楼板实际工作情况,在计算时考虑了楼板自重及楼面活荷载。按《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)计算出此组合楼板的竖向荷载为 6.3 kN/m^2 。

2.1 爆炸冲击波的传播规律

爆炸冲击波的传播规律如图 4 所示。图 4(a)表明炸药在空气中爆炸产生空气冲击波,爆炸周围瞬间形成高压高温区,气体以起爆点为中心向四周传播;图 4(b)表明空气冲击波从爆心开始以球形的波面形式向四周传播,范围扩大;图 4(c)、(d)表明当空气冲击波遇到板后发生反射及绕射现象,空气冲击波压力向外分布,一部分能量扩散在空气中,另一部分能量集中在板跨部位,随后逐渐向四周传递能量,此结论与文献[16]的结论吻合,表明采用的分析方法可行。

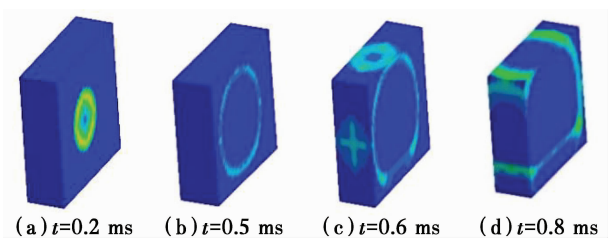


图 4 不同时刻冲击波压力云图
Fig. 4 Different time pressure cloud of shock wave

2.2 压型钢板组合楼板的动力响应

组合楼板各个构件的破坏情况如图 5、图 6 所示。从图 5(a)可以看出,作用时间为 0.2 ms 时,组合楼板受到爆炸荷载后,炸药正下方的混凝土等效应力较大,向四周逐渐减小。从图 5(b)可以看出,作用时间为 0.6 ms 时,板顶跨中少量混凝土被压碎破坏。从图 5(c)、(d)可以看出,跨中和支座附近的混凝土等效应力较大,随着时间变化,板面混凝土破

坏范围逐渐增大,板中部混凝土逐渐向四周破坏,支座处混凝土逐渐沿长度方向扩展破坏。

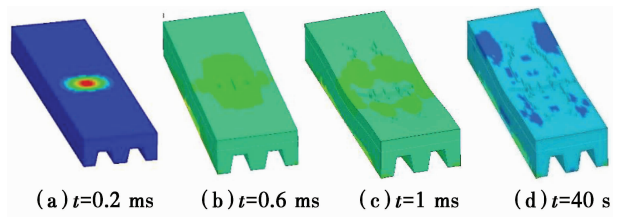


图 5 混凝土的破坏过程
Fig. 5 Failure process of concrete

图 6(a)、(b)给出了 1 ms 时刻钢板、钢筋的变形情况。从图 6 可以看出,当爆炸作用时间为 1 ms 时,钢板和钢筋跨中部分产生较大的变形。

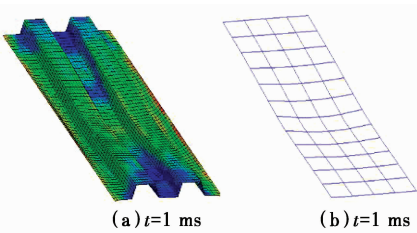


图 6 钢板、钢筋的变形
Fig. 6 Failure of steel plate and reinforced

图 7 给出了各构件动力响应的测点位置。

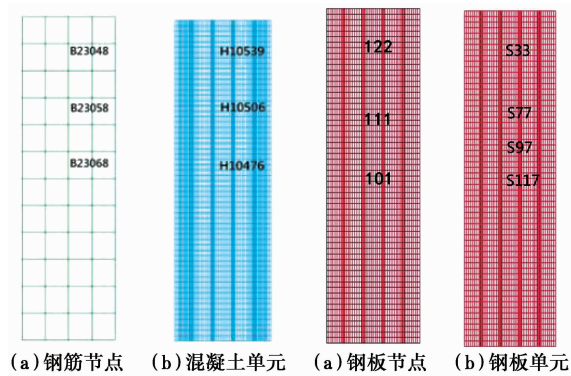


图 7 测点位置
Fig. 7 Measuring points

图 8 给出了不同钢筋单元等效应力时程曲线。从图 8 可以看出,在受到爆炸荷载作用时,中间和边缘钢筋的等效应力急速上升,超过屈服应力,然后趋于平稳。跨中 23068 单元受力较大,靠近支座处 23058、23048 单元受力较小,由于钢材在动力荷载作用下动力效应增大,屈服强度提高,钢筋未被拉断,表明钢筋已进入弹塑性阶段。

图 9 给出了不同混凝土单元等效应力时程曲线。从图中可以看出,3 个测点的等效应力均在开

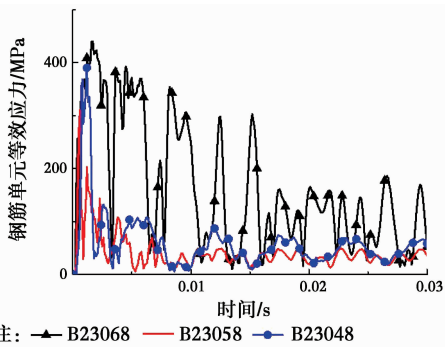


图 8 钢筋等效应力时程曲线
Fig. 8 Effectivestress time histories of reinforced elements

始受到爆炸荷载时急速上升,随后逐渐下降,跨中单元 10476 等效应力降为 0,跨中混凝土被压碎失效,退出工作。支座附近单元 10506、10539 等效应力未超过等效屈服强度,处于弹性阶段。

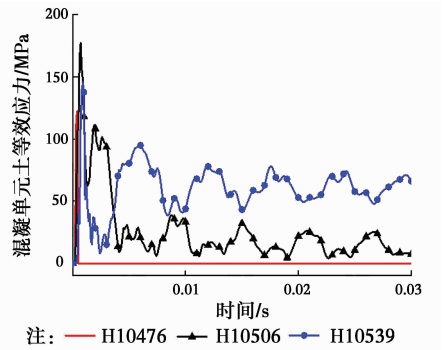


图 9 混凝土单元等效应力时程曲线
Fig. 9 Effective stress time histories of concrete elements

图 10 给出了不同钢板节点位移时间曲线。从图中可以看出,位移在爆炸荷载作用下开始变大,然后减小趋于平稳振动,中间部分的钢板位移最大,沿支座方向的位移依次减小。

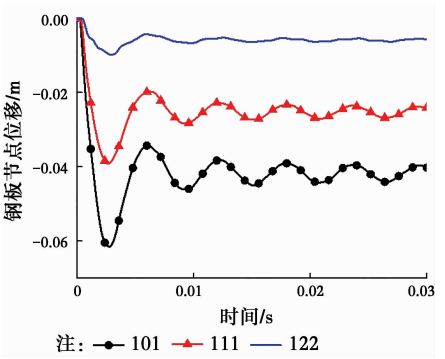


图 10 钢板节点位移时程曲线
Fig. 10 Displacement time histories of steel plate nodes

图 11 给出了不同钢板单元等效塑性应变时程曲线。在爆炸荷载作用下,爆炸荷载峰值达到最大

时,等效塑性应变也达到最大,材料进入塑性状态。从图中可以看出,距离爆炸源越近,受到冲击压波力越大,因此,跨中单元 117 处应变最大,可达到约 1.7%,单元 97 处应变约为 0.5%,没有超过表 2 给出钢板的失效应变 12%,表明钢板已经进入塑性阶段;77 和 33 单元距离爆炸源较远,受到冲击波很小,产生等效塑性应变几乎为零,此处钢板单元处于弹性阶段。

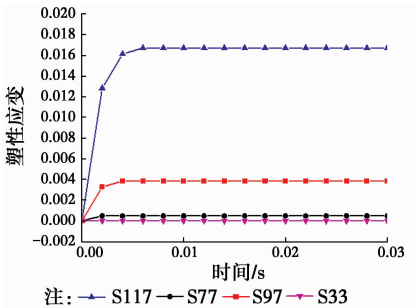


图 11 钢板塑性应变时程曲线

Fig. 11 Plastic strain time histories of steel plate

图 12 给出了钢板等效应力时程曲线。从图中可以看出,4 个测点的等效应力均在开始受到冲击,压力急速上升,随后逐渐减小振动,能量也在衰减。板跨中单元 117 和 97 处于爆炸源下方,等效应力较大,在爆炸荷载作用下,考虑应变速率的影响,钢材的动力强度提高,钢板处于塑性阶段。单元 77 和 33 处由于离爆炸源较远,爆炸荷载小,等效应力较小,钢板处于弹性阶段。

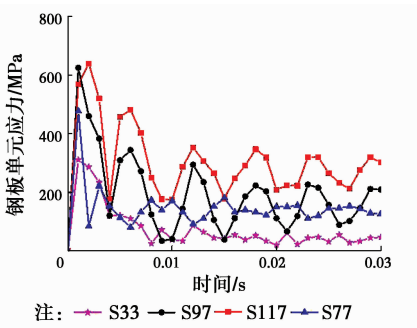


图 12 钢板等效应力时程曲线

Fig. 12 Effective time histories of steel plate

3 影响组合楼板动力响应的因素分析

分析各种因素对组合楼板动力响应的影响,具体工况见表 5。

在压型钢板跨中取一测点,见图 13。计算出不同工况下跨中的最大位移。

表 5 不同工况对比表

Table 5 Comparison of different working conditions

工况 序号	比例距离/ (m · kg ^{-1/3})	钢筋布置	混凝土 厚度/ mm	钢板 强度	混凝土 强度	跨中最 大位移/ mm
1	0.27	Φ10@150	76	Q345	C50	60.3
2	0.27	Φ10@200	76	Q345	C50	61.0
3	0.27	Φ10@250	76	Q345	C50	61.3
4	0.27	Φ10@250	66	Q345	C50	70.1
5	0.27	Φ10@250	76	Q345	C50	61.3
6	0.27	Φ10@250	86	Q345	C50	53.2
7	0.27	Φ10@250	76	Q235	C50	69.8
8	0.27	Φ10@250	76	Q345	C50	61.3
9	0.27	Φ10@250	76	Q390	C50	60.2
10	0.27	Φ10@250	76	Q345	C50	61.3
11	0.41	Φ10@250	76	Q345	C50	33.7
12	0.54	Φ10@250	76	Q345	C50	14.6



图 13 钢板节点

Fig. 13 Steel plate nodes

从表 5 工况 1~3 和图 14 可以看出,在其他条件不变的情况下,随着钢筋间距增加(间距 150、200、250 mm),板的最大位移稍有增加,但改变不明显。这是由于近爆作用下,混凝土几乎已被压碎,跨中部分钢筋处于弹塑性阶段。由于爆炸荷载最高可达到几十兆帕,是竖向荷载的很多倍,因此,改变间距并不能明显提高其跨中位移,在近爆荷载作用下进行组合楼板抗爆设计时,不需特别考虑减小钢筋间距,钢筋间距只须满足组合楼板正常承载力要求即可。

从表 5 工况 4~6 和图 15 可以看出,在其他条件不变的情况下,随着混凝土的厚度增加(厚度 66、76、86 mm),跨中位移变小,板厚每增加 10 mm 厚度(约 13.2%),跨中位移减小 10 mm(约 14.3%),较为明显。这是因为增加混凝土的厚度能显著增加组合楼板的抗弯刚度,从而降低板跨中水平最大位移。同时,随着组合楼板抗弯刚度的增大,在相同的

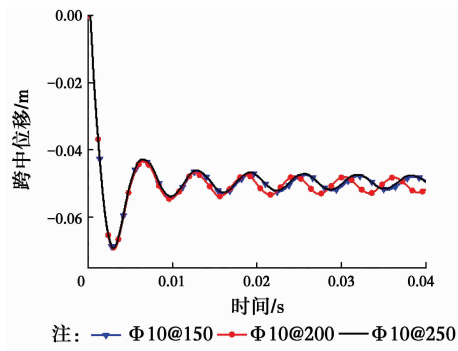


图 14 不同钢筋间距跨中位移时程曲线
Fig. 14 Mid-span displacement time histories of different distance between reinforced

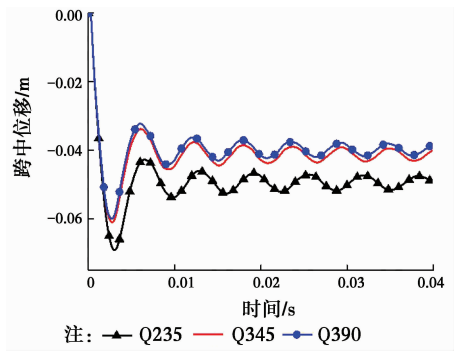


图 16 不同钢板强度跨中位移时程曲线
Fig. 16 Mid-span displacement time histories of different steel plate strength

爆炸荷载作用下,混凝土尚未进入塑性的区域增多,从而有效降低了板跨中水平残余位移。

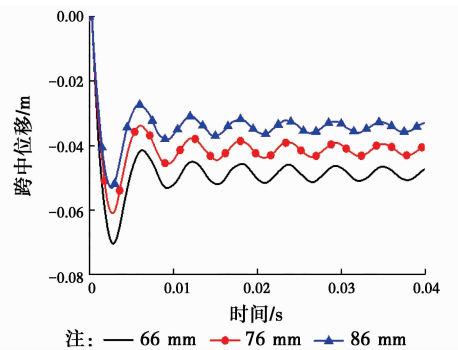


图 15 不同混凝土厚度跨中位移时程曲线
Fig. 15 Mid-span displacement time histories of different concrete thickness

从表 5 工况 7~9 和图 16 可以看出,在其他条件不变的情况下,随着钢板强度的增加(强度 Q235、Q345、Q390),跨中位移变小,钢板强度从 Q345 提升到 Q390 时,由于钢板强度提高较小,仅提高了 45 MPa(约 13%),最大位移只减小了 2 mm(约 3.4%),最大位移减小的程度较小;而钢板强度从 Q235 提升到 Q345 时,钢板强度提高较大,提高了 120 MPa(约 51%),跨中最大位移改变较大,减小约 9 mm(约 12.8%),钢板强度对位移的影响较为明显。这是因为随着钢板强度的增加,在相同的爆炸荷载作用下,组合楼板进入塑性的区域显著减少,从而有效降低板跨中点水平残余位移。

从表 5 工况 10~12 和图 17 可以看出,在其他条件不变的情况下,改变比例距离($Z=0.27、0.41、0.54\text{ m/kg}^{1/3}$),当比例距离较大时,板出现高频振动,板处于弹性范围内,跨中最大位移为 14 mm;当比例距离较小时,跨中位移增大,最大可达 61 mm,

此时大部分混凝土被压碎。比例距离从 $Z=0.41\text{ m/kg}^{1/3}$ 增大到 $Z=0.54\text{ m/kg}^{1/3}$ 时,跨中最大位移约从 34 mm 减小到 13 mm(约减小 61.7%),残余变形位移从 20 mm 减小到 10 mm(约减小 50%),比例距离 $Z=0.27\text{ m/kg}^{1/3}$ 增大到 $Z=0.41\text{ m/kg}^{1/3}$ 时,跨中最大位移约从 61 mm 减小到 34 mm(约减小 44.3%),残余变形位移从 45 mm 减小到 20 mm(约减小 55.6%)。比例距离对板跨中位移的影响较为明显。

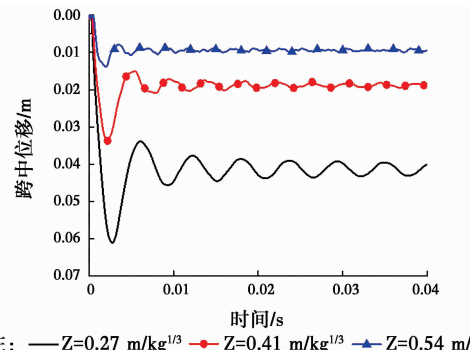


图 17 不同比例距离下跨中位移时程曲线
Fig. 17 Mid-span displacement time histories of different scale distance

4 结 论

利用 ANSYS/LS-DYNA 有限元软件,基于流固耦合的计算方法,对爆炸源位于组合板上层近爆炸荷载作用下的压型钢板组合楼板单向板的动力响应及影响因素进行数值分析。得到以下结论:

1)组合楼板在爆炸荷载作用下,混凝土、钢筋和压型钢板共同作用,钢板在下层有较好的抗弯性能,塑性变形较大,但不会产生脆性破坏,在危险发生时不会产生严重破坏的现象,混凝土在上部也发挥它

的抗压性能。因此,压型钢板组合楼板这种组合结构适合用于抗爆方向应用。

2)压型钢板组合楼板的混凝土厚度越大,板的跨中位移越小;钢板强度越高,板的跨中位移越小。增加组合楼板的混凝土厚度和钢板强度,均能在一定程度上提高组合楼板的延性和抗爆性能。因此,在抗爆设计时,应适当增加混凝土厚度和压型钢板强度。

3)钢筋间距的变化对压型钢板组合楼板抗爆响应影响很小,不起关键作用。进行组合楼板抗爆设计时,钢筋间距满足现行规范配筋的同时,不需特别考虑。

4)增大比例距离可以减小压型钢板组合楼板的破坏程度。比例距离越小,爆炸荷载越大,对结构破坏越严重。需要采取防爆措施,使建筑物尽可能远离爆炸源。

参考文献:

[1] 李国强,孙建运,王开强. 爆炸冲击荷载作用下框架柱简化分析模型研究[J]. 振动与冲击, 2007, 26(1): 8-11, 20.

LI G Q, SUN J Y, WANG K Q. A simplified analysis model of frame column under blast impact load [J]. Vibration and Shock, 2007, 26(1): 8-11, 20. (in Chinese)

[2] KARAGIOZOVA D, YU T X, LU G. Transverse blast loading of hollow beams with square cross-sections [J]. Thin-Walled Structures, 2013, 62: 169-178.

[3] THIAGARAJAN G, KADAMBI A V, ROBERT S, et al. Experimental and finite element analysis of doubly reinforced concrete slabs subjected to blast loads [J]. International Journal of Impact Engineering, 2015, 75(1): 162-173.

[4] CHEN W S, HAO H, CHEN S Y. Numerical analysis of prestressed reinforced concrete beam subjected to blast loading [J]. Materials and Design, 2015, 65(1): 662-674.

[5] 汪维,张舵,卢芳云,等. 钢筋混凝土楼板在爆炸荷载作用下破坏模式和抗爆性能分析[J]. 兵工学报, 2010, 31(Sup1): 102-106.

WANG W, ZHANG D, LU F Y, et al. Reinforced concrete slab under blast loading failure mode and anti-explosion performance analysis [J]. Acta Armamentarii, 2010, 31(Sup1): 102-106. (in

Chinese)

[6] 柳锦春,荣超,陈力. 爆炸作用下钢筋混凝土-钢板组合梁动力响应分析[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(Sup1): 349-354.

LIU J C, RONG C, CHEN L. Dynamic responses analysis of steel-backed reinforced concrete composite beams subjected to blast loading [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(Sup1): 349-354. (in Chinese)

[7] SHI Y F, STEWART M G. Damage and risk assessment for reinforced concrete wall panels: Subjected to explosive blast loading [J]. International Journal of Impact Engineering, 2015, 4(85): 5-19.

[8] 田力,朱聪,王浩,等. 碰撞冲击荷载作用下钢筋混凝土柱的动态响应及破坏模式[J]. 工程力学, 2013, 30(2): 150-155.

TIAN L, ZHU C, WANG H, et al. Dynamic response and failure modes of RC columns under impact [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(2): 150-155. (in Chinese)

[9] 崔莹,赵均海,张常光,等. 复式空心钢管混凝土柱抗爆性能及损伤研究[J]. 振动与冲击, 2015, 34(21): 188-193.

CUI Y, ZHAO J H, ZHANG C G, et al. Explosion-resistance behavior and damage assessment of a duplex hollow CFST column subjected to blast loading [J]. Journal of Vibration and Shock, 2015, 34(21): 188-193. (in Chinese)

[10] 朱新明. 钢箱梁爆炸冲击局部破坏数值模拟研究[D]. 长沙:国防科学技术大学, 2011.

ZHU X M. Numerical simulation investigation of local failure of steel box girders under blast loading [D]. Changsha: National University of Defense Technology, 2011. (in Chinese)

[11] 丁阳,汪明,李忠献. 爆炸荷载作用下钢框架结构连续倒塌分析[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(2): 78-84.

DING Y, WANG M, LI Z X. Numerical analysis on damage and collapse process of steel frame structures under blast loads [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(2): 78-84. (in Chinese)

[12] 李世强,李鑫,吴桂英. 爆炸冲击波在地铁车站内传播规律的数值模拟[J]. 振动与冲击, 2013, 32(7): 175-178.

LI S Q, LI X, WU G Y. Numerical simulation of propagation law of blast wave inside a subway station [J]. Journal of Vibration and Shock, 2013, 32(7): 175-178. (in Chinese)

[13] 姚宇飞,师燕超,李忠献. 爆炸荷载下钢筋混凝土框架结构连续倒塌分析方法比较[J]. 建筑科学与工程学报, 2015, 32(1): 64-72.
YAO Y F, SHI Y C, LI Z X. Comparison of progressive collapse analysis methods for RC frame structures under blast loads [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2015, 32(1): 64-72. (in Chinese)

[14] 高轩能,王书鹏. 大空间柱壳结构爆炸动力响应的 Ritz-POD 数值模拟[J]. 土木建筑与环境工程, 2010, 32(2):64-70.
GAO X N, WANG S P. Numerical simulation for dynamic response of large-space cylindrical reticulated shell under internal explosion by Ritz-POD method [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2010, 32(2): 64-70. (in Chinese)

[15] Livermore Software Technology Corporation. LS-DYNA keyword user's manual [M]. Livermore, California: Livermore Software Technology Corporation, 2006.

[16] 张秀华,段忠东,张春巍. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土梁的动力响应和破坏过程分析[J]. 东北林业大学学报,2009,37(4):50-53.
ZHANG X H, DUAN Z D, ZHANG C W. Analysis of dynamic response and failure process of reinforced concrete beams under blast loading [J]. Journal of Northeast Forestry University, 2009, 37 (4): 50-53. (in Chinese)

[17] 李天华,赵均海,魏雪英,等. 爆炸荷载下钢筋混凝土板的动力响应及参数分析 [J]. 建筑结构, 2012, 42 (Sup1):787-790.
LI T H, ZHAO J H, WEI X Y, et al Dynamic response and parameter analysis of reinforced concrete slab under explosive load [J]. Building Structure, 2012,42 (Sup1): 787-790. (in Chinese)

[18] 徐坚锋.CFRP 钢管混凝土柱抗爆动力响应研究[D]. 西安:长安大学,2014.
XU J F. Analysis on the dynamic response of concrete filled CFRP-steel tube columns under explosive load [D]. Xi'an: Chang'an University, 2014. (in Chinese)

[19] 邓昭金. 钢筋混凝土防爆墙性能数据分析[D]. 长沙:湖南大学,2012.
DENG Z J. Analysis of the performance data of reinforced concrete blast wall [D]. Changsha: Hunan University, 2012. (in Chinese)

[20] 张秀华. 燃气爆炸冲击作用下钢框架抗爆性能实验研究与数值模拟[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2011
ZHANG X H. Experimental research and numerical simulation on blast resistance performance of steel frames [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2011:59-60. (in Chinese)

(编辑 胡英奎)