DOI: 10.11883/1001-1455(2017)04-0649-12

圆形中空夹层钢管超高性能钢纤维混凝土柱抗爆性能野外实验与数值模拟*

徐慎春[1],刘中宪[2],吴成清[1,2]

(1.天津大学建筑工程学院,天津 300372;
2.天津城建大学天津市土木建筑结构防护与加固重点实验室,天津 300384)

摘要:通过 6 根圆形中空夹层钢管超高性能钢纤维混凝土(UHPSFRCFDST)柱爆炸破坏实验,研究了轴压、折合距离、空心率和迎爆面形状对其动态响应及损伤破坏的影响,并运用 LS-DYNA 软件建立了爆炸荷载作用下 UHPSFRCFDST 柱动态响应的有限元模型。在验证了模型有效性的基础上,运用参数化分析方法,研究了轴压比、空心率、含钢率、内层和外层钢管径厚比及其强度等关键参数对圆形 UHPSFRCFDST 柱抗爆性能的影响。结果表明:有限元模型能够有效地分析 UHPSFRCFDST 柱在爆炸荷载作用下的动态响应及损伤破坏;在小于临界轴压时,提高轴压比能够提升 UHPSFRCFDST 柱抗爆性能,但超过临界轴压后继续提高反而会加重其损伤破坏;减小空心率或内、外层钢管径厚比均可有效提升 UHPSFRCFDST 柱的抗爆性能,提高含钢率或外层钢管强度也能达到相同效果,但提高内层钢管强度对其抗爆性能的提升作用并不显著。

关键词:中空夹层钢管超高性能钢纤维混凝土;爆炸荷载;抗爆性能;有限元模型

中图分类号:O381 **国标学科代码**:13035 **文献标志码**:A

近年来,国内外爆炸恐怖袭击事件频繁多发,工业生产中燃油气、危化品爆炸也屡见不鲜。为降低爆炸造成的人员、财产损失,减小其恶劣社会影响,重要工程结构的抗爆性能亟待提高。中空夹层钢管混凝土(concrete-filled double skin steel tube, CFDST)结构常用于高层建筑、大跨桥梁、海洋平台等重要工程[1-4],因此,对 CFDST 结构抗爆性能的研究具有重要的应用价值。

中空夹层钢管超高性能钢纤维混凝土(ultra-high performance steel fiber reinforced concrete-filled double skin steel tubes, UHPSFRCFDST)是在两个同心放置的钢管之间灌注超高性能钢纤维混凝土而形成的新型组合结构形式。国内外已有不少学者针对普通钢管混凝土及复式空心钢管混凝土柱抗爆性能开展了理论分析、实验研究与数值模拟工作[5-9]。但是,现有文献鲜有关于超高性能钢纤维混凝土柱抗爆性能的研究,而针对中空夹层钢管超高性能混凝土柱抗爆性能的研究更是未见报道。

本文中,首先通过野外爆炸实验对圆形 UHPSFRCFDST 柱的抗爆性能开展研究,得到折合距离、轴压比、空心率及迎爆面形状对 UHPSFRCFDES 柱动态响应的影响;然后运用 LS-DYNA 软件建立 UPHSFRCFDST 柱的三维有限元模型,通过与实验数据对比验证模型的有效性;进而运用参数化分析方法,分析轴压比、空心率、含钢率、内、外层钢管径厚比及其强度等关键参数对圆形 UPHSFRCFDST 柱抗爆性能的影响,以期能够为 UPHSFRCFDST 结构的抗爆设计提供参考。

1 爆炸破坏实验

1.1 实验设置

开展了 6 根圆形 UPHSFRCFDST 柱爆炸破坏实验。试件长为 2 500 mm,截面外径为 200 mm,内

* **收稿日期**:2015-12-28; **修回日期**:2016-05-15
基金项目:国家自然科学基金面上项目(51278326);国家科技支撑计划重点项目(2012BAJ07B05);
天津市科技支撑计划重点项目(14ZCZDSF00016)
第一作者:徐慎春(1986—),男,博士; **通信作者**:刘中宪,zhongxian1212@163.com。

径为 100 mm，内、外层钢管均为 5 mm 厚 Q235 无缝钢管，如图 1 所示。本实验在中国人民解放军理工大学某靶场内进行，实验设置如图 2 和图 3 所示，爆源与试件迎爆面垂直距离 1.5 m，试件两端为简支边界。为记录试件竖向位移动态响应，在试件背爆面放置 3 个位移计（简称 LVDTs），间距为 380 mm（从柱端到柱中编号依次为 LT1～LT3），具体参数见表 1。在与试件相邻的支撑钢架上采用螺栓连接方式固定安装压力传感器（距离试件中心 570 mm，朝向爆源），以精确测量爆炸波反射压力。压力传感器参数见表 2，其线性精度小于 1%。为放置试件和实验设备，挖掘 1 个 3.0 m×0.4 m×1.5 m 的实验坑洞。实验时，2 根试件顶面与实验坑洞顶面齐平放置（以下称为顶面对齐），其余试件均为中面与坑洞顶面齐平放置（以下称为中面对齐），并用 20 mm 厚钢板覆盖试件与爆坑侧壁之间的间隙，同时保护实验器材。表 3 为各试件的实验参数，其中折合距离 Z 为爆源至构件迎爆面垂直距离与炸药当量 1/3 次方的比值；空心率为构件截面中空心部分面积与总面积的比值。

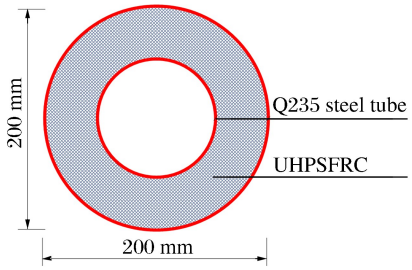

图 1 圆形 UPHSFRCFDST 柱截面示意图

Fig. 1 Diagram of UPHSFRCFDST cross section



图 2 爆炸破坏实验设置

Fig. 2 Field blast test setup

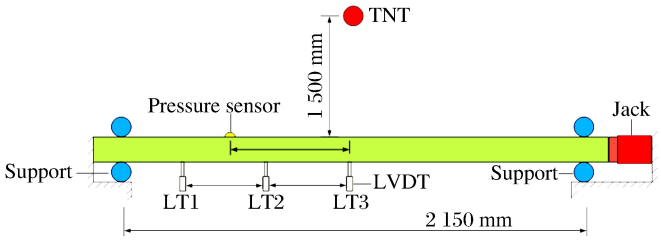

图 3 爆炸破坏实验示意图

Fig. 3 Schematic of field blast test

表 1 位移传感器参数

Table 1 Parameters of LVDTs

行程/mm	机械行程/mm	线性精度/%	电阻/kΩ	解析度	重复性精度/mm	使用温度/℃
125	132	0.08	5	Infinite 无断解析	0.01	−60～150

表 2 压力传感器参数

Table 2 Parameters of pressure sensors

灵敏度/(mV·kPa^{-1})	分辨率/kPa	量程/MPa	最大过载/MPa	谐振频率/kHz	温度范围/℃	瞬时温度/℃
0.15 ±0.007	0.69	69	103.4	≥500	−73～135	1 650

表 3 试件实验参数

Table 3 Experiment parameters of specimen

编号	轴压/kN	Z/(m·kg$^{-1/3}$)	空心率	放置方式	编号	轴压/kN	Z/(m·kg$^{-1/3}$)	空心率	放置方式
C4A	0	0.41	0.25	顶面齐平	C5B	0	0.52	0.25	中面齐平
C5A	1 000	0.41	0.25	顶面齐平	C6A	1 000	0.37	0.25	中面齐平
C4B	0	0.41	0.25	中面齐平	C6B	1 000	0.37	0	中面齐平

1.2　实验结果

图 4 给出了不同折合距离 Z 下爆炸波反射超压时程曲线。表 4 给出了不同折合距离下所测得的爆炸波反射超压(p_r)。由图 4 和表 4 可知，随着折合距离的减小，爆炸波反射超压显著增大。此外，由于所采用的压力传感器量程有限，未能有效测得试件顶面齐平时的爆炸波反射超压。

图 5 给出了不同工况条件下柱中位移时程曲线。由图 5(a)可知，在一定范围内，增大轴压能够减小试件在爆炸荷载作用下的柱中位移响应。不施加轴压时，柱中峰值位移为 104.4 mm，残余位移为 61.1 mm；当轴压为 1 000 kN 时，柱中峰值位移为 87.5 mm，残余位移为 43.5 mm，两者分别减小了 16.2%和 28.8%。文献[10]认为发生该现象的主要原因是施加的轴压使柱得到了强化，从而减小了柱中峰值位移和残余位移。

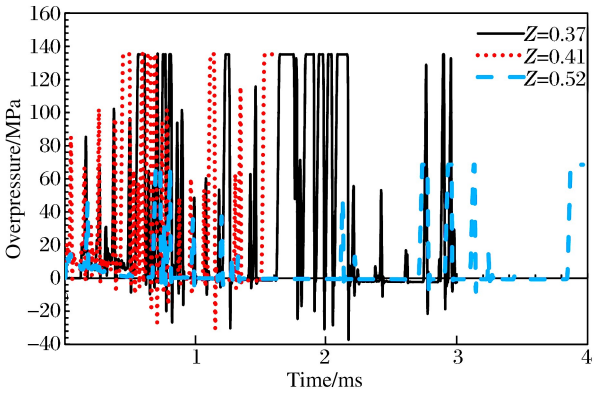

图 4　不同折合距离下超压时程曲线

Fig. 4　Time history of overpressure with different scaled distances

表 4　不同折合距离下的反射超压

Table 4　Overpressure with different scaled distances

Z/(m·kg$^{-1/3}$)	p_r/MPa	Z/(m·kg$^{-1/3}$)	p_r/MPa	Z/(m·kg$^{-1/3}$)	p_r/MPa
0.37	85.4	0.41	82.4	0.52	44.1

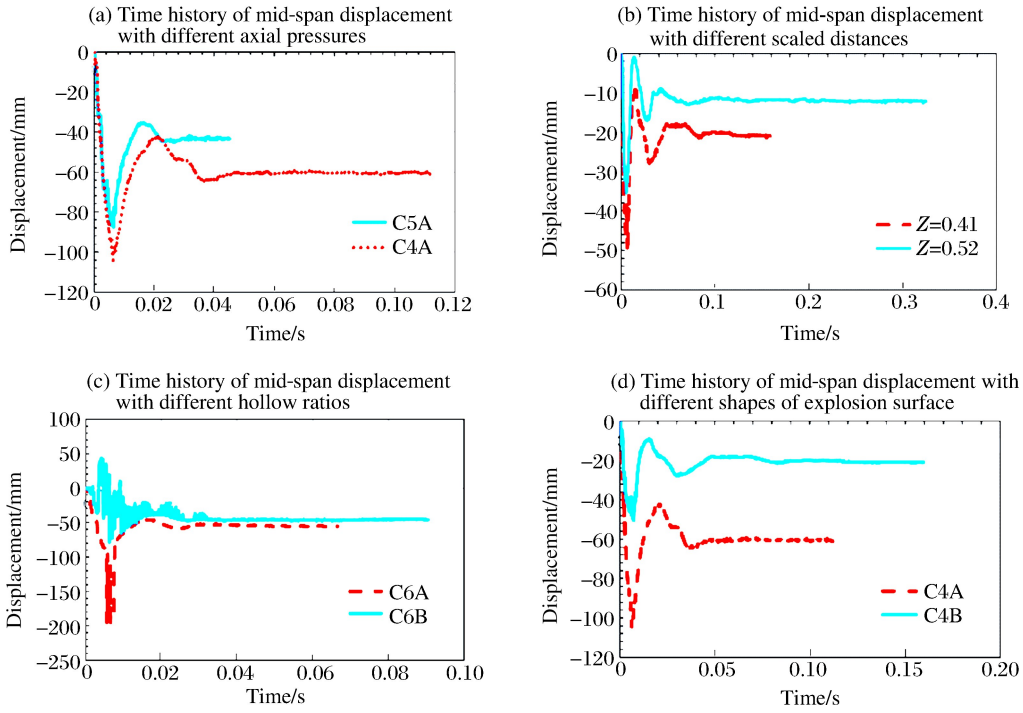

图 5　不同工况条件下柱跨中挠度时程曲线

Fig. 5　Time history of mid-span displacement with different working conditions

由图 5(b)可知:当 $Z=0.4$ 时,柱中峰值位移为 50.2 mm,残余位移为 20.1 mm;当 $Z=0.5$ 时,柱中峰值位移为 36.4 mm,残余位移为 13.6 mm,说明柱中峰值位移和残余位移均随着折合距离减小而增大。这主要是因为随着折合距离的减小,作用于试件上的爆炸荷载显著增大,造成了柱中峰值位移和残余位移的增大。图 5(c)为不同空心率时试件的柱中位移时程曲线。从图 5(c)中可以看出:当空心率为 0.25 时,柱中峰值位移超出了位移计的量程,残余位移为 55.7 mm;当空心率为零时,柱中峰值位移和残余位移分别为 78.3 mm 和 45.9 mm,残余位移减小了 17.6%。由此可知,在 0.25 范围内减小空心率能够降低试件在爆炸荷载作用下的柱中位移响应,但效果并不显著。由于核心部位混凝土仅提供了小部分的抗弯刚度,因此通过填充混凝土减小空心率的措施并不能显著降低试件在爆炸荷载作用下的柱中位移响应。

图 5(d)为不同对齐位置时柱中位移时程曲线。由图 5(d)可知,无论是柱中峰值位移还是残余位移,顶面对齐的试件均比中面对齐的试件要大。当中面对齐时,试件峰值位移为 50.5 mm,残余位移为 20.9 mm;而当顶面对齐时,试件峰值位移和残余位移分别为 104.4 和 61.1 mm,分别为中面对齐的 2.1 倍和 2.9 倍。出现该结果可能的原因是:当中面对齐时爆炸波遇到圆形障碍物发生了绕射现象,致使爆炸波大部分绕过障碍物,小部分在障碍物表面发生反射现象,从而显著降低了作用于试件表面的反射超压,而顶面对齐放置的试件则阻碍了爆炸波绕射现象的发生,即作用于两种不同放置方式试件上爆炸荷载的不同,最终导致了试件动态响应的差异。

图 6 给出了不同工况条件下各试件损伤破坏形态。对比 C4A 和 C4B 可以看出,顶面对齐试件的变形更大,间接说明了试件迎爆面形状对作用其上的爆炸荷载具有重要影响;C4A 和 C5A 的对比则说明了所施加的轴压限制了试件弯曲变形的发展,有利于圆形 UPHSFRCFDST 柱抗爆性能的提升;而通过对比 C4B 和 C5B 可以看出,试件最终变形随着折合距离的减小而增大;以爆坑水平面为准,试件 C6A 与 C6B 可见明显弯曲,但两者差别并不明显,说明在 0.25 范围内减小空心率并不能显著降低爆炸荷载作用下试件的损伤破坏。

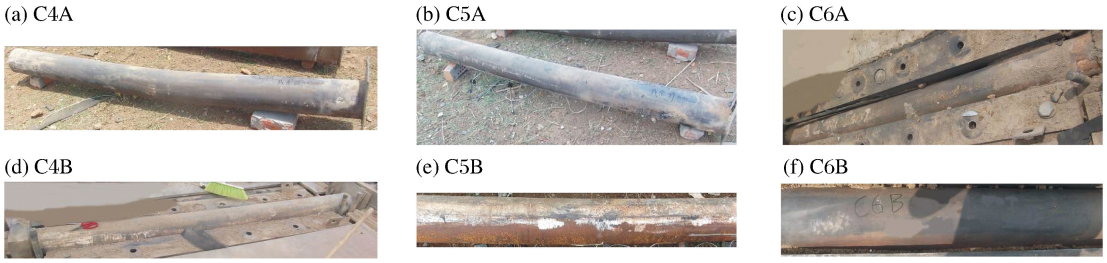

图 6 实验后试件

Fig. 6 Specimens after test

2 数值模拟方法

2.1 有限元模型

有限元模型如图 7 所示。通过网格收敛性分析确定网格尺寸为 5 mm。试件两端为简支边界,支撑与柱之间采用自动单面接触算法。钢管与混凝土单元在接触面上节点固结,不考虑两者之间的粘结滑移。爆炸荷载通过 Load_Segment_Set 将实验测得的爆炸波反射超压直接施加于外钢管迎爆面上。



图 7 有限元模型

Fig. 7 Finite element model

2.2　材料本构模型

内、外层钢管均采用随动强化本构模型[11]，大量研究证明[12-13]，该模型考虑了包辛格效应[14]和应变率效应，能够高效、准确地模拟钢材力学性能，其中应变率效应采用 Cowper-Symonds 模型，即：

$$\xi = 1 + (\dot{\varepsilon}/C)^{1/P} \tag{1}$$

式中：ξ 为强度增大系数(dynamic increase factor，DIF)；$\dot{\varepsilon}$ 为应变率；C、P 为应变率参数，其取值分别为 40 和 6。

UHPSFRC 采用 K&C 本构模型[11]，该模型已经广泛应用于混凝土结构抗爆分析中[12-13,15-16]。在 K&C 本构模型中，仅需要输入单轴抗压强度，LS-DYNA 即可自动计算适应于此强度的混凝土性能参数。然而，这些参数是以大量普通混凝土材料性能实验数据为依据的，并不完全适用于 UHPSFRC[17]。因此，根据已开展的材料性能实验对材料本构参数进行合理的调整，最终采用的 UHPSFRC 本构模型关键参数列于表 5。

表 5　UHPSFRC 本构关键参数

Table 5　Key parameters of UHPSFRC material model

b_1	b_2	b_3	LocWidth	OMEGA
1.75	1.35	1.15	0.025 4	0.5

此外，研究表明 UHPSFRC 应变率效应与普通混凝土存在较大区别[18-19]，因此通过霍普金森杆实验研究 UHPSFRC 的动态力学性能，最终获取其动态抗压、抗拉强度增大系数(分别采用 ξ_c、ξ_t 表示)的拟合曲线，即：

$$\xi_c = \begin{cases} 0.016\lg\dot{\varepsilon} + 1.048 & \lg\dot{\varepsilon} \leqslant 1.86 \\ 6.590\lg\dot{\varepsilon} + 11.16 & \lg\dot{\varepsilon} > 1.86 \end{cases} \tag{2}$$

$$\xi_t = \begin{cases} 0.007\lg\dot{\varepsilon} + 1.021 & \lg\dot{\varepsilon} \leqslant 0.79 \\ 5.550\lg\dot{\varepsilon} + 3.340 & \lg\dot{\varepsilon} > 0.79 \end{cases} \tag{3}$$

3　数值验证

图 8 对比了试件 C4B 柱中竖向位移模拟时程曲线与实验时程曲线，表 6 对比了各曲线峰值位移(D_f)和残余位移(D_p)。由图 8 和表 6 可知，模拟曲线与实测曲线吻合很好，峰值位移和残余位移模拟值与实验值误差仅为 2.2%和 1.0%，验证了所建立的三维有限元模型的有效性。

表 6　关键参数对比

Table 6　Comparison of key parameters

D_f/mm		误差/%
实验	模拟	
50.5	51.6	2.2
D_p/mm		误差/%
实验	模拟	
20.9	21.1	1.0

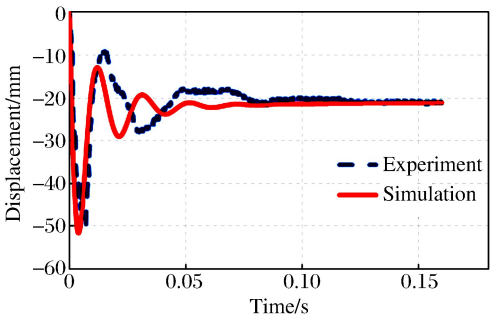

图 8　试件柱中竖向位移时程曲线对比

Fig. 8　Comparison of mid-span displacement history

考虑到试件背爆面材料抗拉性能对试件抗爆性能的重要影响，本文在分析试件破坏形态时主要以材料的第一主应力作为判定指标。图 9 为实际试件破坏形态与模拟结果的比较。由图 9 可知，试件实际破坏形态与模拟结果吻合较好，均为跨中弯曲破坏，残余位移约为 21 mm 左右，再次验证了所建立有限元模型的有效性。需要注意的是，尽管应变数据能够更好地说明二者的一致性，但是，由于本实验未在试件表面设置应变片，因此未采用应变片数据对试件的损伤破坏进行对比分析。

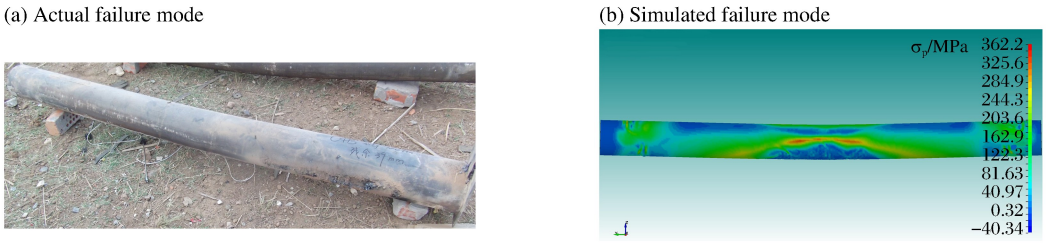

图 9 试件破坏形态对比

Fig. 9 Comparison of failure modes

4 参数分析

4.1 轴压比的影响

图 10 为轴压比 u[20] 取值为 0、0.4、0.6 时圆形 UHPSFRCFDST 柱中位移时程曲线。表 7 给出了各试件峰值位移(D_f)和残余位移(D_p)。由图 10 和表 7 可知:当轴压比由零增大到 0.4 时,柱中最大位移和残余位移均随轴压比的增大而减小;而当轴压比增大到 0.6 时,试件在爆炸荷载和轴压的联合作用下丧失了承载能力。图 11 为不同轴压比试件第一主应力云图,从图 11 中可以看出:轴压比为 0.6 时,试件损伤破坏最为严重,其外层钢管在柱中和柱端发生了严重屈曲、鼓包现象;轴压比为零时,试件可见明显弯曲,但外层钢管未发生屈曲、鼓包;轴压比为 0.4 时,试件损伤破坏最不明显。综合以上分析可知:在一定范围内,提高试件轴压比能够降低试件在爆炸荷载作用下的损伤破坏;但是当轴压比超过某一限值后继续提高轴压比则会加重试件的损伤破坏。

表 7 关键参数对比

Table 7 Comparison of key parameters

u	D_f	D_p
0	51.6	21.1
0.4	36.0 (−30.2%)	17.4 (−17.5%)
0.6	—	—

注:小括号内数字表示相对于 u=0 时所得结果的误差,“—”表示试件丧失承载能力。

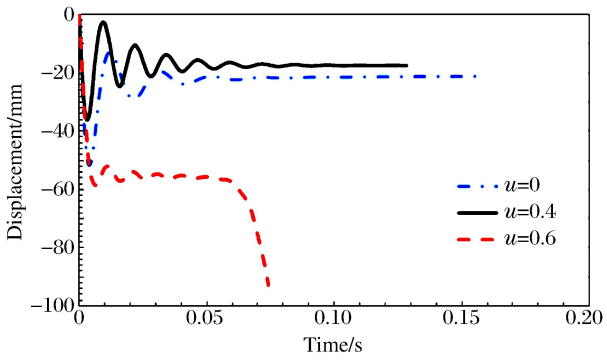

图 10 不同轴压比时试件的柱中竖向位移时程曲线

Fig. 10 Comparison of mid-span displacement history with different axial load ratios

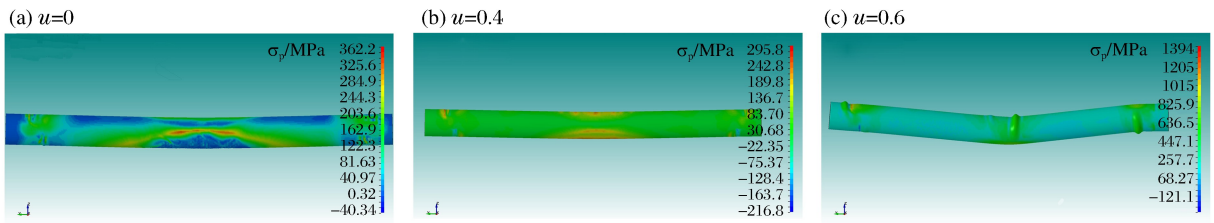

图 11 不同轴压比试件第一主应力云图

Fig. 11 Contours of the first principal stress with different axial load ratios

在确定轴压比对 UHPSFRCFDST 柱抗爆性能影响的基础上,进一步确定 UHPSFRCFDST 柱的临界轴压比。图 12 给出了柱中峰值位移随轴压比的变化趋势,其中正方形表示试件承载能力提升,菱形表示试件丧失承载能力。从图 12 中可以看出:在 0.35 范围内,柱中峰值位移随轴压比的增大表现出

明显的下降趋势；当轴压比在 0.35～0.59 范围内变化时，柱中峰值位移表现出较为稳定的趋势；一旦轴压比增大至 0.6 及以上时，试件便丧失承载能力。因此，可以确定 0.59 即为 UHPSFRCFDST 的临界轴压比。

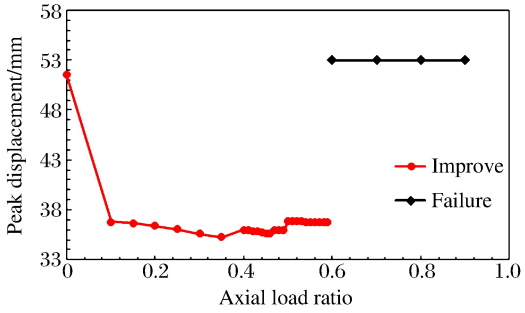

图 12　不同轴压比时柱中峰值位移

Fig. 12　Peak mid-span displacements with different axial load ratios

4.2　空心率的影响

图 13 给出了空心率 Ψ 的取值分别为 6.25%、25.00%、56.25%时圆形 UHPSFRCFDST 柱中竖向位移时程曲线。表 8 为各试件的峰值位移(D_f)和残余位移(D_p)。从图 13 和表 8 可以看出，峰值位移还和残余位移均随空心率的增大而增大。当 Ψ<25.00%时，减小空心率对试件峰值位移和残余位移的影响并不显著；而在 25.00%≤Ψ<56.25%范围内，减小空心率能够显著减小试件峰值位移和残余位移。图 14 为不同空心率试件第一主应力云图。从图 14 中可以看出，随着空心率的增大，试件损伤破坏趋于严重。尤其是当 Ψ=56.25%时，试件弯曲变形最为明显，且试件外层钢管发生明显屈曲、鼓包现象。由此可知，减小空心率能够限制试件损伤破坏的发展，提升其抗爆性能。

表 8　关键参数对比

Table 8　Comparison of key parameters

Ψ/%	D_f/mm	D_p/mm
6.25	45.0 (−12.8%)	19.6 (−7.7%)
25.00	51.6	21.1
56.25	88.6 (71.7%)	69.3 (228%)

注：小括号内数字表示相对于 Ψ=25.00%时所得结果的误差。

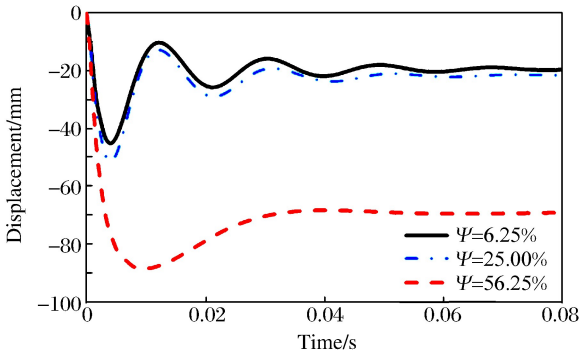

图 13　不同空心率时试件的柱中位移时程曲线

Fig. 13　Time history of mid-span displacement with different hollow ratios

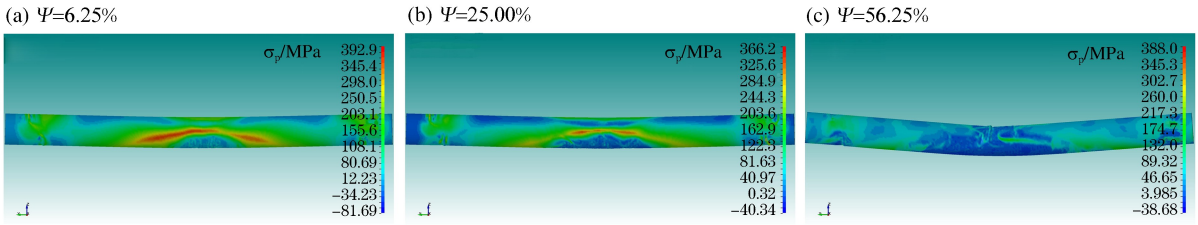

图 14　不同空心率时试件的第一主应力云图

Fig. 14　Contours of the first principal stress with different hollow ratios

4.3　含钢率的影响

图 15 为含钢率 α_{sc}(构件截面中钢管的面积与混凝土的面积之比)分比为 18.3%、31.0%和 44.0%时圆形 UHPSFRCFDST 柱中竖向位移时程曲线。表 9 给出了各试件的峰值位移(D_f)和残余位移(D_p)。由图 15 和表 9 可知，试件的峰值位移和残余位移均随含钢率的增大而减小，说明增大含钢率能够显著提升圆形 UHPSFRCFDST 柱的抗爆性能。图 16 为不同含钢率试件第一主应力云图。从图 16 中可以看出，随着含钢率的增大，试件损伤破坏逐渐减轻，尤其是当 α_{sc}=18.4%时，试件弯曲变形最为显著。综上所述，提高含钢率能够降低试件损伤破坏，有效提升试件抗爆性能。

表 9 关键参数对比

Table 9 Comparison of key parameters

α_{sc}/%	D_f/mm	D_p/mm
18.3	76.6 (48.4%)	54.4 (157.8%)
31.0	51.6	21.1
44.0	40.6 (−21.3%)	11.2 (−46.9%)

注：小括号内数字表示相对于 α_{sc}=31.0%时所得结果的误差。

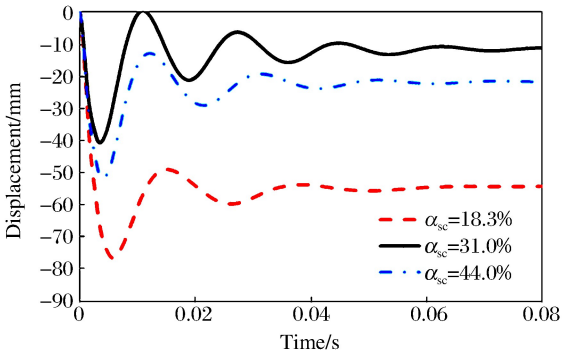

图 15 不同含钢率试件柱中位移时程曲线

Fig. 15 Time history of mid-span displacement with different steel ratios

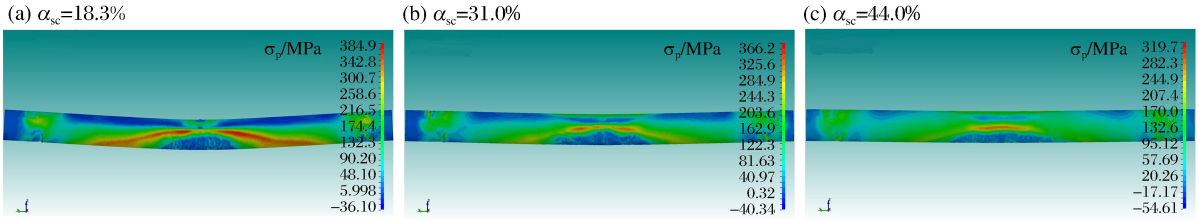

图 16 不同含钢率试件的第一主应力云图

Fig. 16 Contours of the first principal stress with different steel ratios

4.4 内、外层钢管径厚比及强度的影响

定义径厚比为钢管直径与钢管厚度的比值，根据该定义，内层钢管径厚比(D/t_i)为内层钢管直径(D)与厚度(t_i)的比值，外层钢管径厚比(H/t_o)为外层钢管直径(H)与外层钢管厚度(t_o)的比值。

图 17 给出了内层钢管径厚比分别为 17.7、11.0、8.1(内层钢管厚度分别为 3、5、7 mm)时圆形 UHPSFRCFDST 柱中竖向位移时程曲线。表 10 给出了各试件的峰值位移(D_f)和残余位移(D_p)。由图 17 和表 10 可知，试件峰值位移和残余位移均随着内层钢管径厚比的减小而减小。图 18 为不同内层钢管径厚比试件第一主应力云图。由图 18 可知，随着内层钢管径厚比的减小，试件损伤破坏逐渐减轻。综上所述，减小试件内层钢管径厚比能够降低试件损伤破坏，有效提升试件抗爆性能。

表 10 关键参数对比

Table 10 Comparison of key parameters

D/t_i	D_f/mm	D_p/mm
17.7	57.3 (11.0%)	27.5 (30.3%)
11.0	51.6	21.1
8.1	47.9 (−7.2%)	18.4 (−12.8%)

注：小括号内数字表示相对于 D/t_i=11.0 时所得结果的误差。

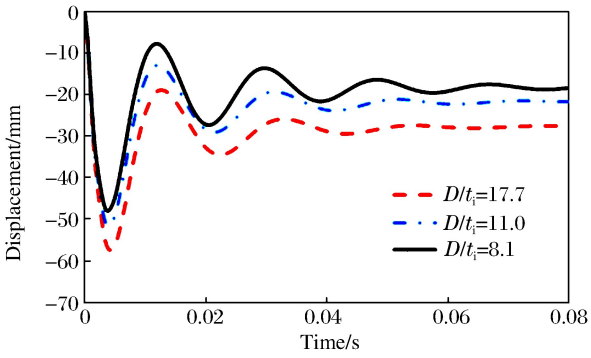

图 17 内层钢管径厚比不同的试件柱中位移时程曲线

Fig. 17 Time history of mid-span displacement with different diameter-thickness ratios of inner tube

图 19 给出了外层钢管径厚比分别为 33.3、20.0、14.3(外层钢管厚度分别为 3、5、7 mm)时圆形 UHPSFRCFDST 柱中竖向位移时程曲线。表 11 给出了各试件的峰值位移(D_f)和残余位移(D_p)。由

图 19 和表 11 可以看出，试件峰值位移和残余位移随着外层钢管径厚比的减小而减小。图 20 为不同外层钢管径厚比试件第一主应力云图。由图 20 可知，随着外层钢管径厚比的减小，试件损伤破坏逐渐减轻，尤其是当 $H/t_o=33.3$ 时，试件弯曲变形最为明显。减小外层钢管径厚比能够降低试件损伤破坏，有效提升试件抗爆性能。

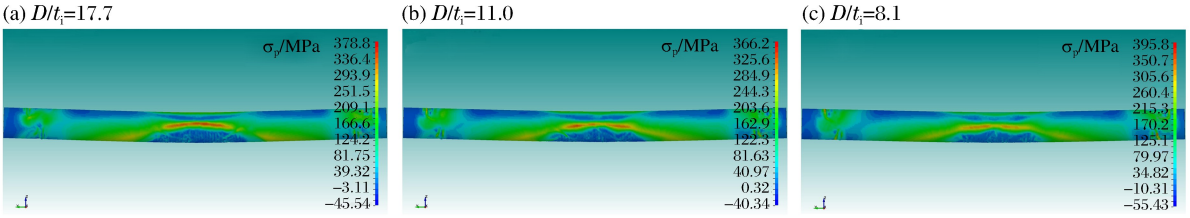

图 18　不同含钢率试件的第一主应力云图

Fig. 18　Contours of the first principal stress with different diameter-thickness ratios of inner tube

表 11　关键参数对比

Table 11　Comparison of key parameters

H/t_o	D_f/mm	D_p/mm
33.3	66.6 (29.1%)	40.7 (93.0%)
20.0	51.6	21.1
14.3	43.1 (−16.5%)	12.8 (−39.3%)

注：小括号内数字表示相对于 $H/t_o=20.0$ 时所得结果的误差。

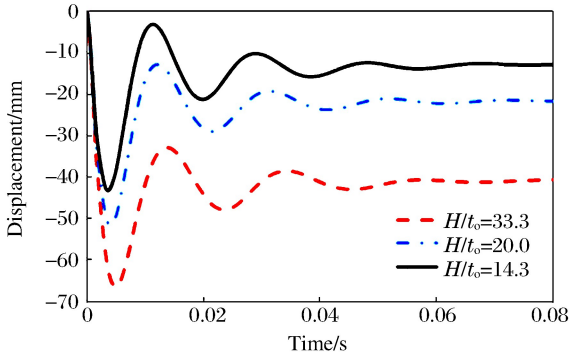

图 19　外层钢管径厚比不同试件的柱中位移时程曲线

Fig. 19　Time history of mid-span displacement with different-diameter thickness ratios of outer tube

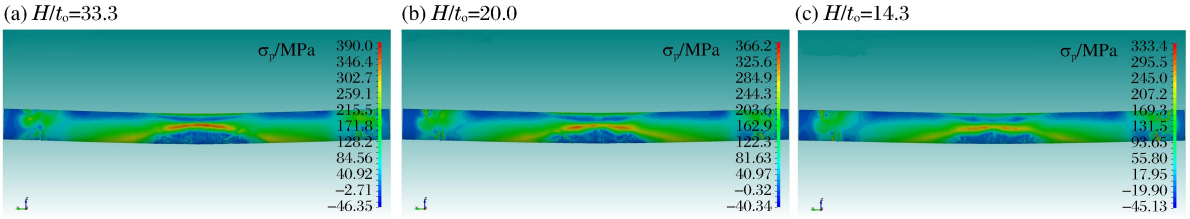

图 20　外层钢管径厚比不同试件的第一主应力云图

Fig. 20　Contours of the first principal stress with different diameter-thickness ratios of outer tube

图 21 给出了内层钢管钢材分别为 Q235、Q345、Q390 时圆形 UHPSFRCFDST 柱中竖向位移时程曲线。表 12 给出了各试件峰值位移(D_f)和残余位移(D_p)。由图 21 和表 12 可知，试件峰值位移和残余位移均随内层钢管强度的提高而减小，但差异并不显著，说明内层钢管强度对圆形 UHPSFRCFDST 柱在爆炸荷载作用下的动态响应并不明显。图 22 为各试件第一主应力云图。由图 22 可知，试件损伤破坏随着内层钢管强度的增大而降低，但变化并不明显。因此，增大内层钢管强度能够在一定程度上降低试件损伤破坏，提升试件抗爆性能。

图 23 为外层钢管钢材分别为 Q235、Q345、Q390 时圆形 UHPSFRCFDST 柱中竖向位移时程曲线。表 13 给出了各试件峰值位移(D_f)和残余位移(D_p)。由图 23 和表 13 可以看出，试件峰值位移和残余位移均随外层钢管强度的提高而减小，并且当外层钢管由 Q235 改变为 Q345 时，试件的峰值位移和残余位移减小十分显著，而当其由 Q345 改变为 Q390 时，试件的峰值位移和残余位移减小并不明显。

图 24 为各试件第一主应力云图。由图 24 可知，试件无论是损伤破坏随着外层钢管强度的增大而降低。因此，增大外层钢管强度能够降低试件损伤破坏，有效提升其抗爆性能。

表 12 关键参数对比

Table 12 Comparison of key parameters

钢材	D_f/mm	D_p/mm
Q235	51.6	21.1
Q345	50.7 (−1.7%)	19.1 (−9.5%)
Q390	50.5 (−2.1%)	18.3 (−13.3%)

注：小括号内数字表示相对于内层钢管钢材为 Q235 时所得结果的误差。

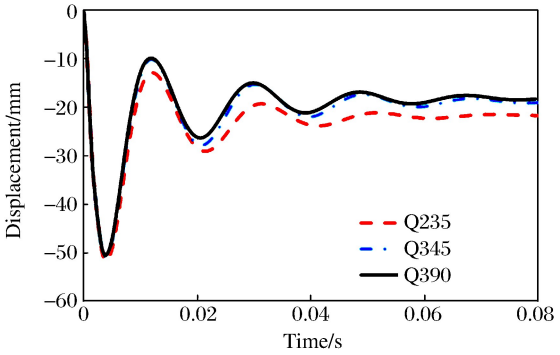

图 21 内层钢管强度不同试件的柱中位移时程曲线

Fig. 21 Time history of mid-span displacement with different strengths of inner tube

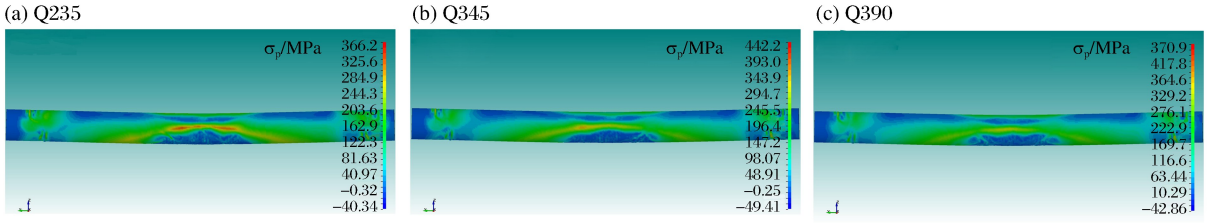

图 22 内层钢管强度不同试件的第一主应力云图

Fig. 22 Contours of the first principal stress with different strengths of inner tube

表 13 关键参数对比

Table 13 Comparison of key parameters

钢材	D_f/mm	D_p/mm
Q235	51.6	21.1
Q345	48.4 (−6.2%)	13.3 (−37.0%)
Q390	47.7 (−7.6%)	18.3 (−47.4%)

注：小括号内数字表示相对于外层钢管钢材为 Q235 时所得结果的误差。

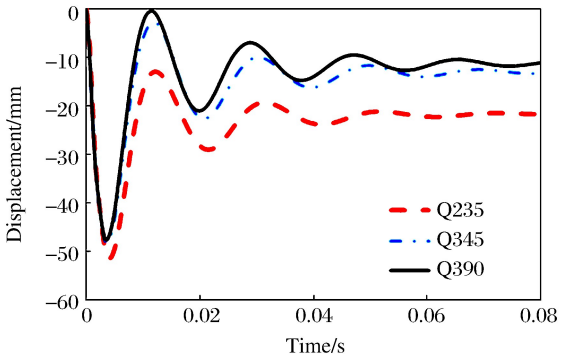

图 23 外层钢管强度不同试件的柱中位移时程曲线

Fig. 19 Time history of mid-span displacement with different strengths of outer tube

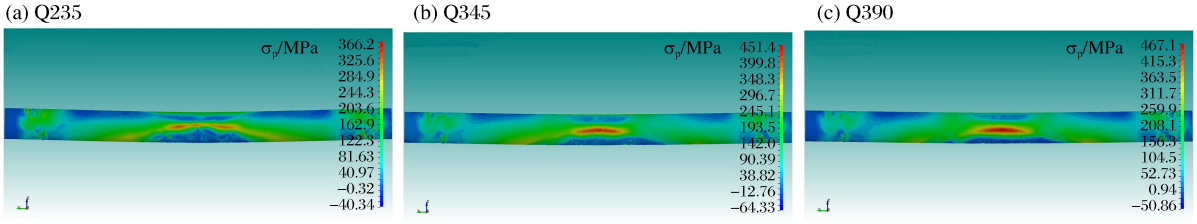

图 24 外层钢管强度不同试件的第一主应力云图

Fig. 24 Contours of the first principal stress with different strengths of inner tube

5 结　论

(1) 建立的 3D 有限元模型能够有效分析圆形 UHPSFRCFDST 柱在爆炸荷载作用下的动态响应。柱中最大位移实测值和模拟值分别为 51.0 和 52.3 mm，误差仅为 2.2%；而残余位移实测值和模拟值分别为 20.9 和 21.1 mm，误差仅为 1.0%。

(2) 在 0.59 范围内，增大轴压比能够有效提升圆形 UHPSFRCFDST 柱抗爆性能，而当轴压比超过 0.59 后，增大轴压比反而会加重圆形 UHPSFRCFDST 柱的损伤破坏。

(3) 圆形 UHPSFRCFDST 柱的抗爆性能随着空心率的降低而提升。当 $\Psi<25\%$ 时，减小空心率对圆形 UHPSFRCFDST 柱抗爆性能的提升作用并不显著；当 $25\%\leqslant\Psi<56.25\%$ 时，减小空心率能够显著提升圆形 UHPSFRCFDST 柱的抗爆性能。

(4) 提高含钢率和减小内、外层钢管高厚比均能够显著减小圆形 UHPSFRCFDST 柱的峰值位移和残余位移，有效提升其抗爆性能。

(5) 增大内层钢管强度对圆形 UHPSFRCFDST 的峰值位移、残余位移及其损伤破坏影响并不显著，故其对圆形 UHPSFRCDST 柱抗爆性能的提升作用并不明显。

(6) 在强度小于 Q345 范围内提升外层钢管的强度并不能显著减小圆形 UHPSFRCFDST 柱的峰值位移和残余位移，但是却能够使其损伤破坏更为均匀；将外层钢管强度提升到 Q390 后，不仅圆形 UHPSFRCFDST 柱的峰值位移和残余位移明显减小，其损伤破坏也更为均匀。

参考文献：

[1] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 3 版. 北京：清华大学出版社，2003.

[2] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构[M]. 北京：人民交通出版社，2007.

[3] 韩林海. 钢管混凝土结构——理论与实践[M]. 北京：科学出版社，2004.

[4] 黄宏. 中空夹层钢管混凝土压弯构件的力学性能研究[D]. 福州：福州大学，2006.

[5] 孙珊珊. 爆炸荷载下钢管混凝土柱抗爆性能研究[D]. 西安：长安大学，2013.

[6] 崔莹. 爆炸荷载下复式空心钢管混凝土柱的动态响应及损伤评估[D]. 西安：长安大学，2013.

[7] 李国强，瞿海雁，杨涛春，等. 钢管混凝土柱抗爆性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2013，34(12)：69-76.
Li Guoqiang, Qu Haiyan, Yang Taochun, et al. Experimental study of concrete-filled steel tubular columns under blast loading[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(12): 69-76.

[8] Zhang F R, Wu C Q, Wang H W, et al. Numerical simulation of concrete filled steel tube columns against blast loads[J]. Thin-Walled Structures, 2015, 92: 82-92.

[9] Jama H H, Bambach M R, Nurick G N, et al. Numerical modelling of square tubular steel beams subjected to transverse blast loads[J]. Thin-Walled Structures, 2009, 47(12): 1523-1534.

[10] 余同希，邱信明. 冲击动力学[M]. 北京：清华大学出版社，2011.

[11] Livermore Software Technology Corporation. LS-DYNA User's Manual, Version971[M]. Livermore, CA: Livermore Software Technology Corporation, 2015.

[12] 李忠献，师燕超，史祥生. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土板破坏评定方法[J]. 建筑结构学报，2009，30(6)：60-66.
Li Zhongxian, Shi Yanchao, Shi Xiangsheng. Damage analysis and assessment of RC slabs under blast load[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(6): 60-66.

[13] 师燕超，李忠献. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土柱的动力响应与破坏模式[J]. 建筑结构学报，2008，29(4)：112-117.
Shi Yanchao, Li Zhongxian. Dynamic responses and failure modes of RC columns under blast loading[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 112-117.

[14] Bauschinger J. On the change of position of the elastic limit of iron and steel under cyclic variations of stress[J]. Mitt Mech Tech Lab München, 1886(13): 101-115.

[15] Malvar L J, Crawford J E, Wesevich J W, et al. A plasticity concrete material model for DYNA3D[J]. International Journal of Impact Engineering, 1997, 19(9/10): 847-873.

[16] Tu Z, Lu Y. Evaluation of typical concrete material models used in hydrocodes for high dynamic response simulations[J]. International Journal of Impact Engineering, 2009,36(1):132-146.

[17] Malvar L J, Crawfor J E, Morrill K B. K&C concrete material model release Ⅲ: Automated generation of material model input: TR-99-24-B1[R]. Glendale: Karagozian and Case Structural Engineers, 2009.

[18] Gopalaratnam V S, Shah S P. Properties of steel fiber reinforced concrete subjected to impact loading[J]. Journal of the American Concrete Institute, 1986,83(1):117-126.

[19] Wang Z L, Liu Y S, Shen R F. Stress-strain relationship of steel fiber-reinforced concrete under dynamic compression[J]. Construction and Building Materials, 2008,22(5):811-819.

[20] 赵均海,郭红香,魏雪英.圆中空夹层钢管混凝土柱承载力研究[J].建筑科学与工程学报,2005,22(1):50-54.
Zhao Junhai, Guo Hongxiang, Wei Xueying. Research on bearing capacity of concrete filled double skin steel tubes column[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005,22(1):50-54.

Field blast test and numerical simulation of ultra-high performance steel fiber reinforced concrete-filled double skin steel tube column under blast loading

Xu Shenchun[1], Liu Zhongxian[2], Wu Chengqing[1,2]

(1. *School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin* 300372, *China*;
2. *Tianjin Key Laboratory of Civil Structure Protection and Reinforcement, Tianjin Chengjian University, Tianjin* 300384, *China*)

Abstract: A field blast test including 6 specimens was conducted to investigate the effect of the axial compression ratio, the scaled distance, the hollow ratio and the shape of the facing blasting side on the dynamic response of ultra-high performance steel fiber reinforced concrete-filled double skin steel tube columns (UHPSFRCFDST). Then a three dimensional finite element model (3D FEM) was built using the LS-DYNA software to analyse the dynamic response and damage mechanism of UHPSFRCFDST columns under blast loading, and it was validated by comparison of simulation with blast testing results. Based on this model, the effect of such key parameters as the axial compression ratio, the hollow ratio, the steel ration, the thickness and strength of the inner or outer steel tube, on the blast-resisting performance of UHPSFRCFDST columns was presented. The results indicate that the 3D FEM can accurately describe the dynamic response of UHPSFRCFDST columns under blast loading. The blast-resisting performance of UHPSFRCFDST columns can be improved by increasing the axial compression ratio in a certain range, whereas the damage of the specimens will aggravate when this ratio goes above a critical value. Moreover, the blast-resisting performance of UHPSFRCFDST columns can be enhanced by reducing the hollow ratio or the diameter to thickness ratio of the inner and outer steel tube, and the effect can also be achieved by increasing the steel proportion or the strength of the outer steel tube. However, the strength of the inner steel tube has little effect on the blast-resisting performance of UHPSFRCFDST columns.

Keywords: UHPSFRCFDST; blast loading; blast-resisting performance; finite element model

(责任编辑 王玉锋)