

doi:10.3963/j.issn.1001-487X.2020.03.001

逐跨起爆条件下框剪结构楼房 内力调整机制试验研究*

姚颖康^{1,2}, 贾永胜^{1,2}, 孙金山¹, 谢先启¹, 刘昌邦^{1,2}

(1. 江汉大学 爆破工程湖北省重点实验室, 武汉 430056; 2. 武汉爆破有限公司, 武汉 430056)

摘要: 针对高层楼房定向倾倒爆破拆除的失稳破坏机制问题, 依托一栋20层框剪结构楼房爆破拆除工程, 通过现场动态应变测试, 分析了逐跨起爆条件下楼房屋上、中、下等不同部位柱、梁构件在结构倒塌过程中的内力调整机制。研究表明: 第1排立柱起爆时, 切口区上方立柱首先会承受爆炸荷载产生的 10^1 量级附加压应变, 该应变随层高增加而衰减; 逐排起爆条件下, 切口区上方立柱因竖向约束的逐排解除而产生递增的 10^2 量级的附加拉应变; 当切口区立柱全部起爆后, 支撑区最后排立柱因重力荷载重分配先产生 10^2 量级的拉压应变震荡, 最终产生 10^3 量级的压应变直至立柱压溃; 逐排起爆条件下, 前跨梁体由两端固结的超静定结构变成悬臂结构直至破坏, 后跨梁体的梁柱节点会发生多次扭转, 并伴有 $10^2 \sim 10^3$ 量级的拉压应变转换。研究成果可为高层楼房爆破拆除设计和结构连续性倒塌分析提供参考。

关键词: 框剪结构楼房; 爆破拆除; 定向倾倒; 逐跨起爆; 内力调整机制

中图分类号: O389; TU746.5 **文献标识码:** A **文章编号:** 1001-487X(2020)03-0001-07

Experimental Study on Internal Force Adjustment Mechanism of Frame-shear Wall Structure under Condition of Span-by-span Detonation

YAO Ying-kang^{1,2}, JIA Yong-sheng^{1,2}, SUN Jin-shan¹, XIE Xian-Qi¹, LIU Chang-bang^{1,2}

(1. Hubei Key Laboratory of Blasting Engineering of Jiangnan University, Wuhan 430056, China;
2. Wuhan Explosions and Blasting Corporation Limited, Wuhan 430056, China)

Abstract: The internal force adjustment mechanism was studied in order to analyze the destruction process of directional blasting demolition for high-rise buildings. This study was carried out based on a blasting demolition project of twenty-story frame-shear wall structure building. On-site dynamic strain of columns and beams in different representative positions of upper, middle and bottom part of the building was measured so as to conduct the analysis. The results show that: when the first row columns were detonated, the upper columns of the cutting area first bore additional compressive strain in 10^1 magnitude generated by the blasting load, and this strain decreased with the floor increased. In the condition of span-by-span detonation, there was additional tension strain in a 10^2 magnitude in the upper columns of the cutting area, and the strain increased gradually as the vertical constraints were removed. When all the columns in the cutting area were detonated, the last row columns in the supporting area generated 10^2 magnitude strain fluctuation because of load redistribution, then generated 10^3 magnitude compressive strain until the column was crushed. In the condition of span-by-span detonation, the front beam structure changed from statically indeterminate structure to cantilever structure until destroyed, and the beam-column joints of the back beams reversed multiple time, with $10^2 \sim 10^3$ magnitude strain fluctuation. The study can provide reference for relevant blasting demolition design and structural progressive collapse analysis.

Key words: frame-shear wall structure; blasting demolition; directional collapse; span-by-span detonation; in-

ternal force adjustment mechanism

近年来,随着我国经济社会的快速发展,在城市更新与工业升级改造过程中,大量建(构)筑物需要拆除,其中,多高层楼房是主要拆除对象,据统计“十二五”期间我国每年过早拆除的建筑面积达4.6亿 m^2 ,且有进一步增长的趋势^[1]。目前,建(构)筑物拆除主要有手工、机械和爆破三种方式,爆破方式因具有安全高效、经济环保等优点,已成为高层楼房、高耸构筑物拆除的首选方式^[2]。

随着市场需求的快速增长,建(构)筑物拆除倒塌破坏机理也成为工程爆破和土木工程行业研究的热点和难点。相关研究主要集中在理论分析和数值模拟两个方面。理论分析方面:金骥良等以建筑物拆除爆破的破坏机制为基础^[3],并结合结构力学推导出在爆破荷载作用下砖混结构建筑物失稳倾覆的基本条件;谢先启将结构整体失稳破坏模型简化为重心偏移失稳模型、细长压杆失稳模型以及小型刚架失稳模型的综合作用过程^[4];彭韬宇提出了适用于框架结构楼房爆破拆除的力学模型^[5];徐钦明等提出了一种框架结构楼房爆破拆除中求解梁柱结构失稳运动过程的方法^[6]。数值模拟方面:赵根等采用DDA软件,模拟了钢筋混凝土烟囱的双向折叠倾覆爆破^[7];贾永胜等提出了基于离散元框架的网格实体模型,以对爆破荷载下建筑物倒塌的复杂力学机理进行分析^[8];言志信等应用LS-DYNA软件,分别采用整体式模型和共用节点分离式模型对一栋16层框剪结构楼房爆破拆除方案进行了模拟^[9]。近年来,作者团队综合采用摄影分析、动应变测试等技术研究了冷却塔、烟囱等高耸构筑物定向倾覆爆破拆除过程中结构的内力调整机制和倒塌破坏机理^[10,11]。

综上所述,受建(构)筑物爆破拆除倒塌破坏过程的强非线性和大变形所限,传统的理论研究和数值模拟很难客观真实地分析结构内力调整机制,因而也就难以阐明结构塌落破坏力学机制。为此,论文依托武汉市20层银丰宾馆大楼定向倾覆爆破拆除工程开展了现场试验研究,通过代表性梁柱的动态应变测试数据,分析了逐跨起爆条件下高层楼房的内力调整机制,为建(构)筑物拆除爆破理论研

究、数值模拟、量化设计和结构抗连续性倒塌分析提供实测数据。

1 工程实例

1.1 楼房结构

武汉银丰宾馆大楼是一栋20层框剪结构楼房,主体结构包括1层地下室和19层地面建筑,地上部分长40.1 m、宽14.9 m,高77.1 m,纵向7排立柱,横向3排立柱,并在外墙、楼梯和电梯井部位设有剪力墙,主体结构柱网平面布置如图1所示。大楼1~4楼代表性立柱尺寸为Z2:700 mm \times 800 mm、Z3:800 mm \times 1000 mm、Z4:800 mm \times 900 mm、Z6:500 mm \times 500 mm;电梯井处剪力墙厚度250 mm,其余剪力墙厚度为400 mm;主梁尺寸300 mm \times 700 mm。大楼所用混凝土强度等级为C35,其设计抗压强度35 MPa,抗拉强度4.5 MPa,弹性模量为3.15 GPa。

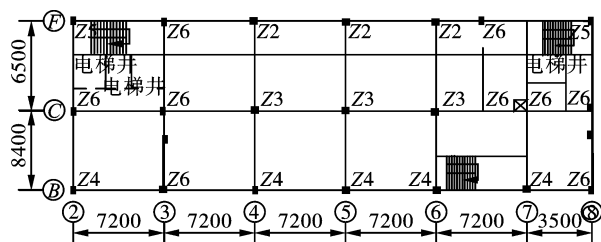


图1 结构平面布置图(单位:mm)

Fig. 1 Structural column arrangement graph (unit:mm)

1.2 爆破方案

根据周边环境条件和工程结构特点,银丰宾馆大楼采用定向倾覆爆破方案,爆破切口位于1~4层,为三角形切口:第1排(F轴)立柱爆破高度为1~4层,第2排(C轴)立柱爆破高度为1~3层,第3排(B轴)立柱仅在1层进行小药量松动爆破,切口区域内电梯井和剪力墙经“化墙为柱”预处理后进行爆破。

根据结构梁柱和剪力墙的荷载分布特征,确定切口区域内立柱起爆顺序为:第1排(F轴)1~4层立柱在0时刻同时起爆;第2排(C轴)1层立柱延迟第1排(F轴)310 ms起爆;第2排(C轴)2、3层立柱和第3排(B轴)立柱再延迟C轴1层立柱310 ms,即620 ms时刻起爆。

大楼爆破方案切口布置及起爆顺序如图2所示。

收稿日期:2020-06-21

作者简介:姚颖康(1981-),男,博士,高级工程师,(E-mail) shanxiyao@sina.com。

通讯作者:贾永胜(1970-),男,博士,教授级高工,(E-mail) jason03566@163.com。

基金项目:2014年度武汉市创新人才计划项目

2 应变测试方案

为研究楼房在逐跨起爆、定向倾倒过程中结构的内力调整机制,选择在爆破切口外楼房的下、中、上等不同部位的典型立柱、主梁上布设应变监测点,具体各测点布置在如图 1 所示④轴的第 2、4、6、9、15 层立柱和主梁上。

应变片采用 100 mm、120Ω 的 BX120-100AA 混凝土应变片。立柱和剪力墙部位的应变片布置在距离地面 1.5 m 高度处,主梁的应变片布置在梁体中部偏下处,除第 2 层立柱部位的应变片粘贴在打磨平整的钢筋上,其余应变片均粘贴在混凝土表面。试验现场采用 4 台 DH3810 应变仪采集数据,设置采样频率为 100 Hz,为降低噪声,将采集仪固定于楼房内的测点附近,同时采用低噪声专用数据线连接至楼房外的控制器进行数据采集。现场应变片布置如图 2 所示。

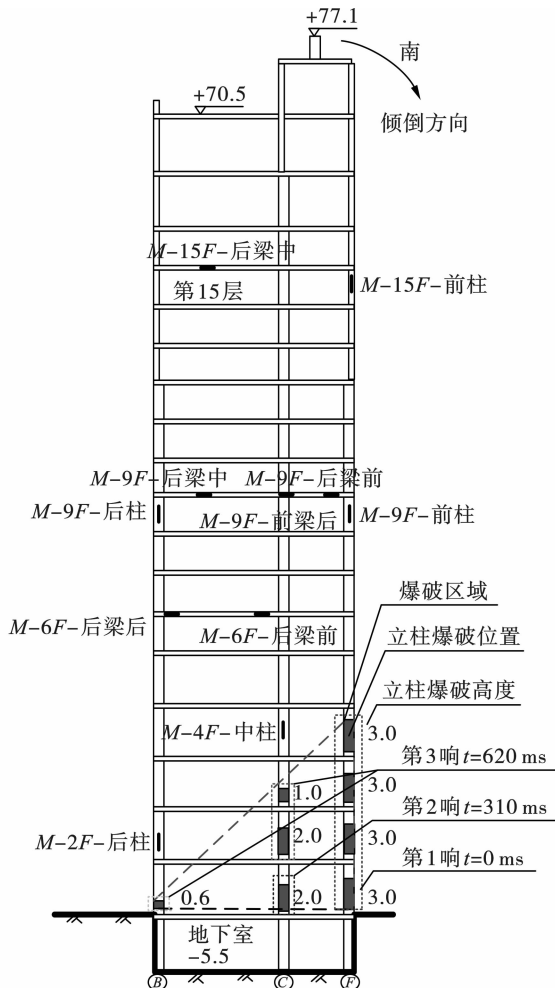


图 2 楼房爆破方案及应变测点布置图(单位:m)

Fig. 2 Blasting demolition scheme and strain monitoring point arrangement graph(unit:m)

3 应变测试结果分析

3.1 立柱

3.1.1 前排(F轴)立柱

楼房第 1 排(F轴)第 9、15 层立柱上设置有应变测点,各测点应变时程曲线如图 3 所示,其动态应变特征见表 1。

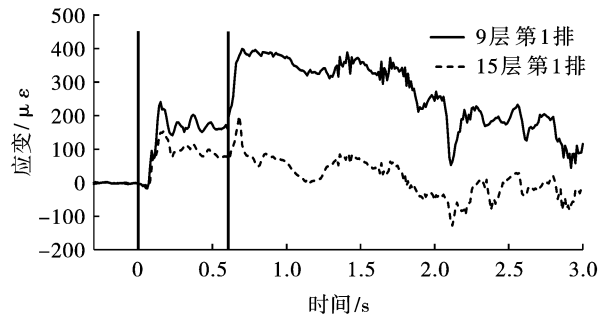


图 3 第 1 排立柱动态应变曲线

Fig. 3 Dynamic strain curve of front column

(1) 第 1 排立柱起爆后

当切口区第 1 排立柱起爆时,即 $t = 0$ ms 时刻,各测点应变曲线由 0 开始变为负值,并迅速达到峰值 $-15 \mu\epsilon$ (0.47 MPa)。随后,在 $t = 70$ ms 时刻,各测附加应变迅速由压转拉,在 $t = 150$ ms 时达到第一个应变峰值,第 9 层和第 15 层立柱测点的拉应变峰值分别为 $240 \mu\epsilon$ (7.56 MPa) 和 $150 \mu\epsilon$ (4.73 MPa)。

上述动态应变与楼房爆破立柱试爆试验应变调整情况相似^[12],即楼房实际爆破过程中,切口区上方的未爆立柱首先会承受爆炸荷载产生的附加压应力。在此过程中,若炮孔较多,受雷管误差和传爆时间的影响,爆炸荷载产生的压应变持续较长时间。例如,在本试验中,因大楼第 1 排立柱爆破高度为 4 层,附加压应变持续了约 70 ms 的时间。在距离爆破部位较远的部位,爆炸荷载作用快速衰减,不会对结构产生明显的损伤,本试验中第 9 层和第 15 层立柱监测点的压应变峰值仅为 $15 \mu\epsilon$ 。

此后,前排立柱出现附加拉应变,该拉应变是由结构初始压缩变形释放所造成的,实际情况应是压缩状态恢复至中性状态所产生的应变,当“附加拉应变”超过初始压缩应变时,其超过的部分才是真正的拉应变。真正的拉应变主要是由爆炸冲击作用后结构回弹、初始应变快速卸荷以及爆后钢筋笼变形产生下拉作用所致。

(2) 第 2、3 排立柱起爆后

动态应变曲线显示,在 $t = 620$ ms 时刻,随着切

口区域内第 2、3 排立柱同时起爆,第 1 排(F 轴)保留立柱的附加拉应变达到第二个峰值,第 9 层和 15 层第一排立柱监测点的第二个附加拉应变峰值分别为 $400 \mu\epsilon$ (12.6 MPa) 和 $200 \mu\epsilon$ (6.3 MPa)。

表 1 前排立柱动态应变时程特征

Table 1 Dynamic strain characteristic of front column

测点位置	时刻			
	$t = 0 \text{ ms}$	$t = 70 \text{ ms}$	$t = 150 \text{ ms}$	$t = 620 \text{ ms}$
9 楼 第 1 排立柱	第 1 排立柱起爆,应变由平衡转压	压应变 $-15 \mu\epsilon$,并由压转拉	结构压缩应变能释放,第 1 个拉应变峰值 $240 \mu\epsilon$	第 2、3 排立柱起爆,拉应变峰值 $400 \mu\epsilon$
15 楼 第 1 排立柱	第 1 排立柱起爆,应变由平衡转压	压应变 $-15 \mu\epsilon$,并由压转拉	结构压缩应变能释放,第 1 个拉应变峰值 $150 \mu\epsilon$	第 2、3 排立柱起爆,拉应变峰值 $200 \mu\epsilon$

结合楼房失稳倾视频分析,切口区前部结构在楼房倾倒时并未严重破坏,仍能保持较为完整的框架结构体系(图 4)。因此,当切口区第 1 排立柱起爆时,其上方立柱的轴向压缩应变释放受到与之相连的梁和后排立柱的共同限制,其应变仅得以部分释放。当切口区第 2、3 排立柱全部起爆后,楼房结构的底部约束全部解除,初始弹性变形得到进一步释放,使得其“附加拉应变”得以进一步增大。



图 4 大楼倒塌过程(倾倒方向)

Fig. 4 Collapse process(collapse direction)

分析测试数据可知,前排立柱“附加拉应变”在达到峰值后便缓慢下降,并逐渐承受压缩作用。分析其原因,可能是楼房在倾倒过程中,上部框架结构承受了爆后立柱残余钢筋骨架反作用,以及倾倒过程中前排立柱的突然触地冲击(1.8 s 时刻后曲线)。

3.1.2 第 2 排(C 轴)立柱

楼房第 2 排(C 轴)第 4 层立柱上设置有应变测点,各测点应变时程曲线如图 5 所示,其动态应变特征见表 2。

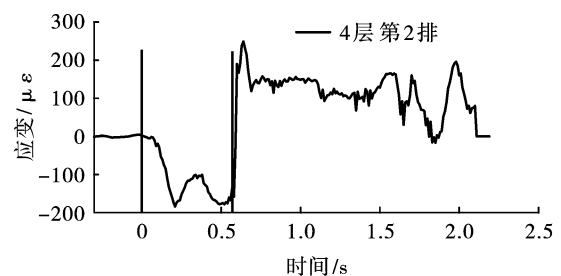


图 5 第 2 排立柱动态应变曲线

Fig. 5 Dynamic strain curve of middle column

表 2 第 2 排立柱动态应变时程特征

Table 2 Dynamic strain characteristic of middle column

测点位置	时刻			
	$t = 0 \text{ ms}$	$t = 70 \text{ ms}$	$t = 200 \text{ ms}$	$t = 620 \text{ ms}$
4 楼 第 2 排立柱	第 1 排立柱起爆,应变基本无变化	应变由平衡转压	重力荷载调整,压应变达到峰值 $180 \mu\epsilon$	第 2、3 排立柱全部起爆,应变由压转拉,拉应变峰值 $250 \mu\epsilon$

切口区第 1 排立柱起爆时,即 $t = 0 \text{ ms}$ 时刻,第 2 排立柱的应变状态并未立即变化,大约 70 ms 后,即第一排立柱爆破产生的爆炸荷载在楼房内的传播时间。 $t = 70 \text{ ms}$ 时刻,应变开始由 0 转为压缩状态,并在 $t = 200 \text{ ms}$ 时刻达到峰值约 $180 \mu\epsilon$ (5.67 MPa)。由爆破方案可知,在该时刻,中间排立柱并未直接承受第 1 排立柱爆破时的爆炸冲击作用,且其应变远大于第 1 排上部立柱所承受得爆

破荷载时应变增量。因此,可判断其应变增量为重力荷载重分布所致,即切口区第 1 排立柱爆破破坏后,楼房上部荷载发生了重分布,该附加荷载达不到立柱破坏强度。

在第 2、3 排立柱起爆前,即 $200 \sim 620 \text{ ms}$ 时间段,测点应变发生了一次振荡,但振荡幅度相对较小,振荡周期大约 0.4 s 左右,表明前排立柱爆破破坏所引起的荷载调整引起了楼房整体的振动,且临

近切口区域的构件振动效应较为强烈。

$t = 620 \text{ ms}$ 时刻,切口区域内第 2、3 排立柱全部起爆,中间排立柱的弹性压缩应变全部释放,测点处应变状态瞬间由压转拉,其特征与前排立柱类似,拉应变峰值 $250 \mu\epsilon$ (5.67 MPa)。

3.1.3 第 3 排(B 轴)立柱

楼房第 3 排(轴)第 2、9 层立柱上设置有应变测点,各测点应变时程曲线如图 6 所示,其动态应变特征见表 3。

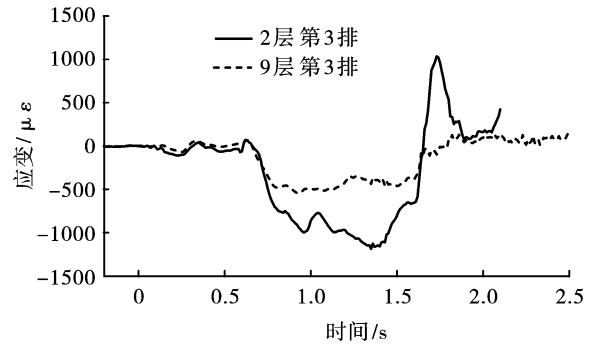


图 6 第 3 排立柱动态应变曲线
Fig. 6 Dynamic strain curve of back column

表 3 第 3 排立柱动态应变时程特征
Table 3 Dynamic strain characteristic of back column

测点位置	时刻			
	$t = 0 \text{ ms}$	$t = 200 \text{ ms}$	$t = 620 \text{ ms}$	$t = 1400 \text{ ms}$
2 楼第 3 排立柱	第 1 排立柱起爆,应变状态无变化	重力荷载调整,应变震荡	第 2、3 排立柱起爆,进入压应变状态,峰值 $1200 \mu\epsilon$	楼房开始倾倒,应变由压转拉,峰值 $1000 \mu\epsilon$
9 楼第 3 立柱	第 1 排立柱起爆,应变状态无变化	重力荷载调整,应变震荡	第 2、3 排立柱起爆,进入压应变状态,峰值 $500 \mu\epsilon$	楼房开始倾倒,应变由压转拉,峰值 $100 \mu\epsilon$

注:2 楼第 3 排立柱应变测点布置于打磨光滑的钢筋上

$t = 0 \text{ ms}$ 时刻,第 3 排立柱测点应变状态基本无变化,表明切口区第 1 排立柱爆破时的爆炸荷载对后排立柱基本无影响。直至 $t = 200 \text{ ms}$ 时刻,重力荷载调整传递至后排立柱,两个应变测点出现了幅值约 $100 \mu\epsilon$ 的震荡,其频率较低,约 3 Hz 左右,接近楼房的主频。

$t = 620 \text{ ms}$ 时刻,当切口区立柱全部爆破后,支撑区后排立柱的压缩应变迅速增大, $t = 1000 \text{ ms}$ 时刻,楼房下部 2 楼立柱测点应变达到峰值 $1200 \mu\epsilon$ (37.8 MPa),超出了混凝土抗压强度,中部 9 楼立柱测点压应变峰值 $500 \mu\epsilon$ (15.7 MPa),峰值压应变持续时间约 0.5 s ,该附加荷载导致立柱混凝土被压溃。 $t = 1400 \text{ ms}$ 时刻后,后排立柱各测点应变状态逐渐由压转拉,表明楼房开始“定轴”转动进入倾倒阶段,其中,因 2 楼后排立柱测点布置于立柱主筋上,故其拉应变峰值高达 $1000 \mu\epsilon$ (31.5 MPa)。在荷载重分布过程中,压应变由 0 增大到 $1000 \mu\epsilon$ 左右的峰值时,耗时约 0.5 s 左右,其最大应变速率为 $2 \times 10^{-3} / \text{s}$,属于准静态应变过程。

支撑区第 3 排立柱 620 ms 时刻后的动态应变特征,与高层楼房爆破拆除工程中常见的楼房底部立柱首先被压溃然后再进入倾倒运动状态的“先座后倾”现象十分吻合(图 7)。与此同时,由爆破影像资料可知,楼房倒塌破坏过程中,后排支撑立柱产生了强烈的破坏,其原因可能是当最后一排支撑立柱的

梁柱节点扭转破坏后,主梁对立柱的水平向约束消失,支撑立柱变为细长压杆,楼房巨大的重力荷载将远超立柱承载能力,从而发生“屈曲失稳”,致使大楼倾倒反方向整体出现空中解体现象。



图 7 大楼倒塌过程(倾倒反方向)
Fig. 7 Collapse process(opposite collapse direction)

3.2 主梁

在楼房 B 轴第 6、9、15 层前后两跨的主梁上布置了应变监测点,各测点具体位置见图 2。为方便表述,将邻房倒塌方向的主梁称为“前跨”,倾倒反方向的主梁称为“后跨”。同一跨主梁上,邻近倾倒方向的一侧称为“前端”,倾倒反方向一侧称为“后端”。

3.2.1 前跨主梁($F \sim C$ 轴)

楼房第 9 层前跨主梁测点布置在前端的顶部和后端的底部,各测点应变时程曲线如图 8 所示,其动态应变特征见表 4。

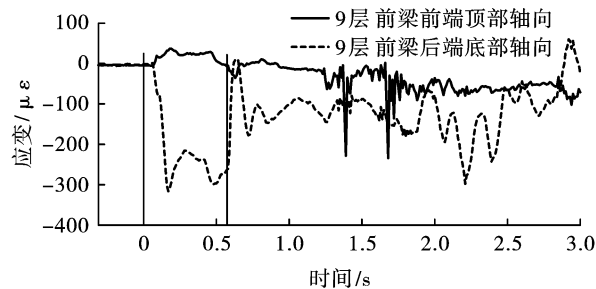


图 8 前跨主梁动态应变曲线

Fig. 8 Dynamic strain curve of front span main beam

动态应变测试结果表明,第 1 排立柱爆破瞬间,爆炸荷载对梁体的影响不明显。在 $t = 70$ ms 时刻,

梁体后端底部出现附加压应变,梁体前端顶部出现压应变,而 $0 \sim 70$ ms 段时间历程为爆破立柱混凝土被抛出钢筋笼以及爆炸荷载作用后应力调整所需的时间^[12]。

$t = 150$ ms 时刻,梁体后端底部压应变达到峰值 $310 \mu\epsilon$ (9.77 MPa),同时前端顶部测点拉应变达到峰值 $30 \mu\epsilon$ (0.95 MPa),表明在第 1 排立柱爆破失效后,随着重力荷载的调整,前跨主梁由最初超静定结构转变成了典型的“悬臂结构”。在第 2、3 排立柱起爆前,前跨主梁的应变状态基本保持不变,存在略微震荡。此外,图 8 所示的动态应变测试曲线,前跨主梁的受压区附加应变明显大于受拉区,分析其原因,可能是受楼板影响,应变片无法布置在梁体受拉区域最外缘;其次,楼板与主梁顶部共同承受拉应力作用,由此导致主梁前端上部的拉应变峰值相对较小。

表 4 前跨主梁动态应变时程特征

Table 4 Dynamic strain characteristic of front span

测点位置	时刻			
	$t = 0$ ms	$t = 70$ ms	$t = 150$ ms	$t = 620$ ms
9 楼前跨 后端底部	第 1 排立柱起爆, 应变状态无变化	重力荷载调整, 梁底由平衡转压	主梁变为悬臂结构, 后端底部压应变峰值 $310 \mu\epsilon$	第 2、3 排立柱起爆, 梁底附加应变减小
9 楼前跨 前端顶部	第 1 排立柱起爆, 应变状态无变化	重力荷载调整, 梁顶由平衡转拉	主梁变为悬臂结构, 前端顶部拉应变峰值 $30 \mu\epsilon$	第 2、3 排立柱起爆, 梁顶应变由拉转压

$t = 620$ ms 时刻,当 2、3 排立柱起爆后,前跨主梁后端底部的附加应变快速衰减,而前端顶部的拉应变转为压应变。其原因应是第 2 排立柱对主梁的竖直向约束突然消失并向下运动,从而导致主梁的附加应变突然减小。随后,随着楼房的倾倒塌落,梁柱节点开始破坏并向下加速运动,重力荷载恢复部分作用,但应变幅值低于前期幅值。此外,在倾倒塌落过程中,前跨主梁可能发生破坏导致中性轴上移,

致使主梁前端顶部测点由拉应变转为压应变。

3.2.2 后跨主梁($C \sim B$ 轴)

后跨主梁应变测点布置在第 6、9 和 15 层上,其中 6 楼两个测点分别布置在梁体前端和后端的下部,9 楼、15 楼测点布置在梁体中部的中性轴附近。6 楼测点应变时程曲线如图 9 所示,其动态应变特征见表 5。

表 5 后跨主梁动态应变时程特征

Table 5 Dynamic strain characteristic of back span

测点位置	时刻		
	$t = 0$ ms	$t = 100$ ms	$t = 620$ ms
6 楼后跨 前端底部	应变状态基本无变化	重力荷载调整, 梁底由平衡转压	第 2、3 排立柱起爆,梁底 应变由压转拉,直至破坏
6 楼后跨 后端底部	应变状态基本无变化	重力荷载调整, 梁底由平衡转拉	第 2、3 排立柱起爆, 梁顶应变由拉转压
9 楼后跨 中部中性轴	应变状态基本无变化	应变状态基本无变化	第 2、3 排立柱起爆,应变 震荡,幅值约 $200 \mu\epsilon$
15 楼后跨 中部中性轴	应变状态基本无变化	应变状态基本无变化	第 2、3 排立柱起爆,应变 由平衡转压,峰值 $1200 \mu\epsilon$

第 6 层后跨主梁的动态应变曲线如图 9 所示,第 1 排立柱起爆瞬间,主梁两端应变基本无变化。随着重力荷载的调整,自 $t = 100 \text{ ms}$ 时刻起,主梁底部的附加应变才逐渐增大,其中,后端底部出现较小的附加拉应变,前端底部出现附加压应变,该应变特征与前跨主梁的“悬臂”特征不同。由此分析,当第 1 排立柱爆破后,后跨主梁后端发生了梁柱节点扭转现象。

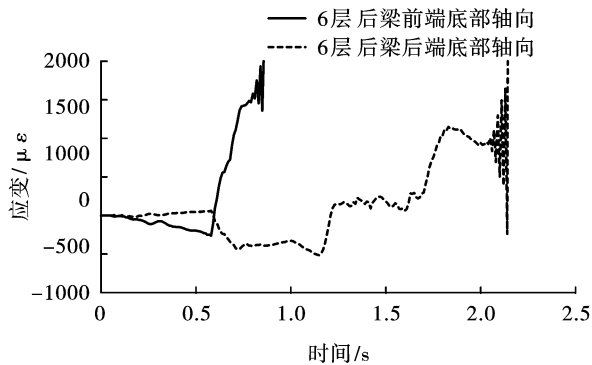


图 9 后跨主梁动态应变曲线(第 6 层)

Fig. 9 Dynamic strain curve of back span main beam(6th)

当第 2、3 排立柱起爆后,即 $t = 620 \text{ ms}$ 时刻,后跨主梁前后端的应变状态迅速发生拉压转变,表明梁柱节点随着楼房的倾倒破坏再次扭转。随后,前后端测点处最终产生幅值 $2000 \mu\epsilon$ 的拉应变并直至应变片失效,与高层楼房爆破倒塌后梁柱节点拉裂的破坏形态相吻合(图 10)。



图 10 梁柱节点破坏形态

Fig. 10 Destruction form of beam-column joint

9 楼、15 楼后跨主梁的动态应变曲线如图 11 所示,第 1 排立柱的爆破失效以及所引起的重力荷载调整对后跨主梁中部应变状态基本无影响;同时,结合 9 楼后跨主梁的应变特征分析,当第 1 排立柱爆破后,后跨主梁以梁柱节点扭转和弯矩破坏为主。

第 2、3 排立柱起爆后,原位于中性轴附近的测点产生了明显的压应变,表明主梁的中性轴上移,受压区范围扩大;同时也出现了应变震荡,进一步表明后跨主梁在破坏过程中经受了多次梁柱节点扭转。

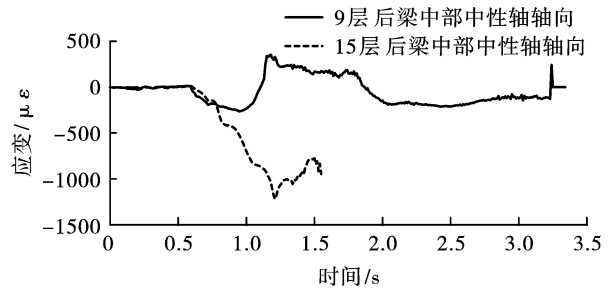


图 11 后跨主梁动态应变曲线

Fig. 11 Dynamic strain curve of back span main beam(9th, 15th)

4 结论

依托武汉银丰宾馆 20 层框-剪结构楼房爆破拆除工程,采用现场动态应变测试技术,结合倒塌破坏影像资料,研究了高层楼房定向倾倒爆破拆除的倒塌破坏机理,得出以下结论:

(1)切口区立柱起爆时,爆破部位正上方立柱首先会承受 10^1 量级附加压应变,该荷载较小,不会对切口区域外的楼房结构产生损伤,且随层高增加而快速衰减。

(2)在切口区立柱逐排起爆条件下,上方立柱因初始压缩变形能释放、爆炸冲击作用后结构回弹、爆后钢筋笼变形下拉等作用而出现 10^2 量级附加拉应变,且前排立柱的附加拉应变随后排立柱的逐排起爆而逐步增大。

(3)切口区立柱全部起爆后,支撑区立柱首先出现 10^2 量级的低频应变震荡,楼房下部立柱随即产生 10^3 量级的附加压应变直至立柱压溃。同时,支撑区后排立柱因主梁水平方向约束的消失而变为细长压杆,从而发生屈曲失稳、空中解体现象。

(4)切口区立柱爆破产生的爆炸荷载对楼房主梁影响不显著。在逐排起爆条件下,前跨主梁因切口区立柱爆破失效而由两端固结的超静定结构变成悬臂结构,且主梁逐步破坏使得中性轴上移,受压区明显大于受拉区;后跨主梁的梁柱节点会发生多次节点扭转,最终呈现拉裂破坏。