

文章编号: 1673-5196(2019)02-0113-08

隔震结构在地下室内爆炸荷载 作用下的连续倒塌模拟

杜永峰^{1,2}, 曾晓虹¹

(1. 兰州理工大学 防震减灾研究所, 甘肃 兰州 730050; 2. 兰州理工大学 西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 为了探究隔震结构在地下室内发生爆炸时的连续倒塌模式和机理, 采用 LS-DYNA 软件建立一个地下 1 层、地上 4 层的钢筋混凝土框架隔震结构整体式模型; 通过流固耦合方法分别模拟地下室内部不同位置处爆炸荷载作用下隔震结构的破坏及连续倒塌全过程; 对比分析不同位置柱及其上隔震支座失效时隔震结构的连续倒塌程度和倒塌模式, 并阐释产生不同倒塌模式的原因. 结果表明: 在炸药当量相同的情况下, 对不同位置目标柱及柱顶隔震支座施加爆炸荷载后, 结构发生连续倒塌的主要原因都是目标构件失效后相邻构件的初始损伤导致传力路径失效, 其初始损伤程度是影响结构倒塌规模的关键因素; 因此, 在结构爆炸分析中, 备用荷载路径法得到的结果偏于不安全.

关键词: 隔震结构; 连续倒塌; 爆炸荷载; 流固耦合; 初始损伤

中图分类号: TU317; TU352 **文献标志码:** A

Simulation of uninterrupted collapse isolated structure under blast load in basement

DU Yong-feng^{1,2}, ZENG Xiao-hong¹

(1. Institute of Earthquake Protection Mitigation, Lanzhou Univ. of Tech., Lanzhou 730050, China; 2. Western Research Center of Disaster Prevention and Mitigation in Civil Engineering, the Ministry of Education, Lanzhou Univ. of Tech., Lanzhou 730050, China)

Abstract: In order to study the mode and mechanism of uninterrupted collapse of isolated structure under blast load in the basement, the software LS-DYNA was used to establish an integrated model of reinforced concrete framed isolated structure with one storey above ground and four storeys under ground. The entire process of damage of isolated structure and its uninterrupted collapse in different blast load positions of basement was respectively simulated with fluid-solid coupling method. The degree and mode of uninterrupted collapse of the isolated structure in the case of failure of target column and its upper isolation bearing at different positions were compared and analyzed, and the reasons of collapse with different mode were explained. The result showed that: In the case of identical explosive equivalent, the main reason of uninterrupted collapse of structure would be that the initial damage of the adjacent component of the failed target component would lead to the failure of force transmission path. The initial damage degree of the surrounding components would be the key factor affecting the uninterrupted collapse of the structure. In structural explosion analysis, the result obtained with alternate load path method would be not safe enough.

Key words: isolation structure; uninterrupted collapse; blast load; fluid-solid coupling; initial damage

连续倒塌是结构局部某关键构件的破坏导致相邻构件失效, 继而引发更多构件破坏, 最终导致结构整体倒塌或者产生和初始触因很不相称的大面积倒

塌的连锁反应^[1]. 随着城市现代化建设的高速发展, 人类活动空间日益减小, 地下空间如综合管廊、地下室等因其良好的经济性和使用效果而得到越来越广泛的应用^[2]. 隔震结构因其良好的减震效果、安全性、经济性等优点, 获得了地震工程界的广泛认可, 其中隔震支座布置在地下室柱顶这种形式由于不影

收稿日期: 2018-03-08

基金项目: 国家自然科学基金(51178211, 51578274)

作者简介: 杜永峰(1962-), 男, 甘肃正宁人, 博士, 教授.

响地下室使用功能,因此应用更为广泛^[3].这类重要隔震工程若因为某种原因在室内发生意外爆炸,会造成结构严重破坏甚至连续倒塌.现阶段关于隔震结构连续倒塌方面的研究主要集中在备用荷载路径法、震致连续倒塌、上部结构外部或内部爆炸等方面^[4-8],因此有必要对隔震结构在其地下室遭受爆炸冲击作用下的连续倒塌进行深入研究.

本次研究隔震结构在其地下室遭受爆炸冲击作用下的连续倒塌形态.首先,利用 LS-DYNA 软件建立带地下室的钢筋混凝土框架隔震结构、炸药、空气整体有限元模型,然后对结构在不同炸药作用位置下的连续倒塌全过程进行模拟分析,探讨不同位置柱及其上隔震支座失效时隔震结构的连续倒塌模式,为隔震结构的防爆设计提供理论依据.

1 有限元模型的建立

运用 LS-DYNA 软件建立一个地下 1 层、地上 4 层的钢筋混凝土框架隔震结构有限元模型,地上部分每层层高 3.6 m,地下室层高 3.9 m; x 方向共 4 跨,每跨 6 m, z 方向共 4 跨,每跨 4 m.柱截面尺寸均为 500 mm×500 mm,梁截面尺寸均为 300 mm×400 mm,楼板及地下室墙厚均为 100 mm;半无限地基土体几何尺寸为 50 m×30 m×3.3 m.

为了能在确保计算精度的前提下节约计算成本,对空气域和地基土采用等比例划分网格.根据爆炸荷载作用下结构不同部位的不同响应,对钢筋混凝土框架采用分区域划分网格.受爆炸冲击影响最大的地下室和地上 1~2 层框架网格尺寸取 125 mm;3~4 层框架水平方向网格尺寸必须与下部框架相同,即 125 mm;垂直方向取 200 mm;橡胶隔震支座网格尺寸取 125 mm×125 mm×125 mm.有限元模型见图 1.

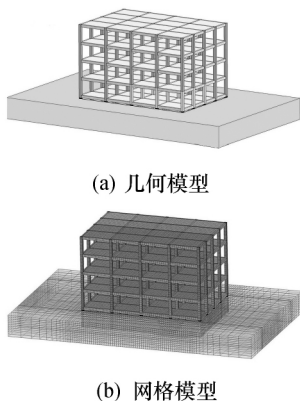


图 1 带地下室隔震结构有限元模型

Fig.1 Finite element model of vibro-isolation structure with basement

1.1 单元类型及算法

建模时钢筋混凝土框架、橡胶隔震支座和地基土及炸药和空气都采用 SOLID164 实体单元.该单元是最稳定的八节点单元,默认值时,使用单点积分和沙漏控制,以得到较快的单元列式,有效缩短计算时间,提高计算效率;各单元之间采用共节点连接.

通过 ALE 流固耦合方法来分析爆炸问题,对空气采用 ALE 网格,对其他固体结构采用 Lagrange 网格.利用这一方法,由于材料物质在网格中可以流动,因此不存在单元畸变的问题,可保证荷载传递的准确性和有效性^[9].

1.2 材料模型

1.2.1 钢筋混凝土材料模型

钢筋混凝土结构的梁、柱、楼板等均采用 Holmquist-Johnson-Cook 率相关塑性损伤模型模拟.该模型考虑了材料的压缩损伤累积、应变率效应以及静水压力对屈服应力的影响,能够很好表征混凝土在大变形、高应变率条件下的变形损伤特性^[10].采用 LS-DYNA 内置的 *MAT_JOHNSON_HOLMQUIST_CONCRETE 材料模型模拟.

为真实模拟钢筋混凝土材料,采用加权方法对混凝土的弹性模量等进行修正,将钢筋材料的贡献弥散到混凝土材料中.具体材料参数见表 1^[11].

表 1 *MAT_JOHNSON_HOLMQUIST_CONCRETE 模型材料参数

Tab.1 Material parameters of *MAT_JOHNSON_HOLMQUIST_CONCRETE model

$\rho_0/$ ($g \cdot cm^{-3}$)	$f'_c/$ MPa	A	B	C	S_{max}	G/ GPa
2.44	48	0.79	1.6	0.007	7.0	14.86
D_1	D_2	N	$\epsilon_{f,min}$	T/MPa	P_c /MPa	μ_c
0.04	1.0	0.61	0.01	4	16	0.001
$P_1/$ GPa	μ_1	$K_1/$ MPa	$K_2/$ MPa	$K_3/$ MPa	E/ GPa	ϵ_0
0.8	0.01	85	-171	208	35.7	1

注: ρ_0 为混凝土的密度; f'_c 为静态屈服强度;A 为量纲为一的内聚力强度;B 为量纲为一的压力强化系数;C 为应变率敏感系数; S_{max} 为混凝土所能达到的最大强度;G 为剪切模量; D_1 和 D_2 为混凝土的损伤常数;N 为压力硬化系数; $\epsilon_{f,min}$ 为混凝土破碎的最小塑性应变;T 为混凝土的最大拉伸强度; P_c 和 μ_c 为压垮的静水压力和体积应变; P_1 和 μ_1 分别为混凝土压实阶段的压力和体积应变;E 为弹性模量; K_1 、 K_2 、 K_3 为 HJC 模型 3 个阶段的体积弹性模量; ϵ_0 为参考应变率.

1.2.2 橡胶隔震支座材料模型

橡胶隔震支座采用 *MAT_Mooney-Rivlin 不可压缩橡胶材料模型模拟,该模型能很好地描述变形小于 150% 的不可压缩橡胶材料的力学性能,满

足橡胶材料实际应用性能的计算需要^[12].材料参数见表 2.

表 2 *MAT_Mooney-Rivlin 模型材料参数

Tab.2 Material parameters of *MAT_Mooney-Rivlin model

$\rho/(g \cdot cm^{-3})$	ν	C_{10}/kPa	C_{01}/kPa	C_{01}/C_{10}
1.15	0.5	700	35	0.05

注: ρ 为质量密度; ν 为泊松比,对于不可压缩橡胶取值为 0.49~0.50; C_{10} 和 C_{01} 表示 Mooney-Rivlin 常数.

1.2.3 土体材料模型

通过设置土体的密度、泊松比、剪切模量、内摩擦角、膨胀角等参数定义 Drucker-Prager 模型,实现地基土的模拟,具体参数见表 3^[13].

表 3 Drucker-Prager 模型材料参数

Tab.3 Material parameters of Drucker-Prager model

土类别	$\rho/(g \cdot cm^{-3})$	ν	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	G/MPa	$\varphi_t/(^\circ)$
黏性土	1.89	0.42	180	14.5	210	0

注: ρ 为密度; ν 为泊松比; c 为剪切屈服应力; φ 为内摩擦角; G 为剪切模量; φ_t 为膨胀角.

1.2.4 炸药材料模型及状态方程

选取 *MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN 材料模型模拟高级炸药的爆炸,并以状态方程 *EOS_JWL 来描述爆炸过程中压力和体积之间的关系.具体参数设置见表 4、表 5.

表 4 *MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN 材料参数

Tab.4 Material parameters of *MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN

MID	$\rho_0/(g \cdot cm^{-3})$	$v_0/(m \cdot s^{-1})$	P_{CJ}/GPa
1	1.64	6 930	21
BETA	K/MPa	G/MPa	$SIGY/MPa$
0	0	0	0

注:MID为材料标识号; ρ_0 为质量密度; v_0 为爆轰速度; P_{CJ} 为 Chapman-Jouget 压力;BETA 表示压力计算公式标识; K 为体积模量; G 为剪切模量;SIGY为屈服压力.

表 5 JWL 状态方程参数

Tab.5 Parameters of JWL state equation

EOSID	A/GPa	B/GPa	R_1	R_2	ω	$E_0/(kJ \cdot mm^{-3})$	V_0
1	374	323	4.15	0.95	0.3	7	1.0

注:EOSID为状态方程标识号; A 、 B 、 R_1 、 R_2 、 ω 均为表征炸药特性的常数; E_0 为单位体积炸药的初始内能; V_0 为初始相对体积.

1.2.5 空气材料模型及状态方程

空气采用 *MAT_NULL 材料模拟,同时定义状态方程 *EOS_LINEAR_POLYNOMIAL 来描述空气压力、体积及内能之间的相互关系.空气材料及其状态方程参数见表 6、表 7.

表 6 *MAT_NULL 材料参数

Tab.6 Material parameters of *MAT_NULL

EOSID	$\rho_0/(g \cdot dm^{-3})$	P_C	μ	TEROD	CEROD	E	ν
2	1.29	0	0	0	0	0	0

注:EOSID为材料标识号; ρ_0 为质量密度; P_C 为截面压力; μ 为动态黏性系数;TEROD表示拉伸侵蚀的相对体积;CEROD为压缩侵蚀的相对体积; E 为杨氏模量; ν 为泊松比.

表 7 空气状态方程参数

Tab.7 Parameters of air state equation

EOSID	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	E_0/MPa	V_0
2	0	0	0	0	0.4	0.4	0	0.25	1.0

注:EOSID为状态方程标识号; $C_0 \sim C_6$ 为多项式状态方程的系数; E_0 表示单位体积炸药的初始内能; V_0 为初始相对体积.

1.3 边界条件及接触设置

为准确模拟出爆炸荷载作用下整个结构体系的相互作用,需在地下室外部半无限地基中划分出合适的计算区域.这个区域若取得过大,计算效率会大大降低;反之,若取得越小,侧边界上的爆炸冲击波的反射作用就会越强,导致模拟结果与实际不符.为了解决这类问题,在截取的土体及空气域边界表面节点上,通过调用关键字 *BOUNDARY_NON_REFLECTING 设置无反射边界条件^[14].当爆炸冲击波传播到无反射边界时,会“透过”无反射边界而不发生反射作用,既解决了反射问题对结构响应的影响,保证结果不失真,又控制了计算规模.

爆炸荷载作用下结构的连续倒塌过程中,必然会涉及结构与地基、结构与结构本身的接触碰撞问题.由于接触碰撞发生时,垂直于接触界面的速度是瞬时不连续的,离散方程的时间积分变得极为困难,因此在爆炸冲击问题中必须要考虑动态接触问题.建模时结构与地面的接触设置为自动双面接触(ASTS),结构自身之间设置为自动单面接触(ASSC).不同结构网格在交界面处做共节点处理.

2 不同爆炸作用位置下隔震结构的连续倒塌分析

参考 GSA 规范中备用荷载路径法的关键柱选取原则,分别以地下室长边中柱 C1、内柱 D2、角柱 E1 及柱顶橡胶隔震支座作为施加爆炸荷载的目标构件.为了后续分析方便,对各个节点采用层号加柱顶/柱中/柱底加节点号进行区分标记,例如,一层柱顶 D2 点.目标构件位置和标记节点位置如图 2 所示.水平向 x 轴、 y 轴以结构平面中心为坐标原点,竖向 y 以地面为 0 点,设立坐标系,单位为 m.当以长边中柱 C1、角柱 E1、内柱 D2 为目标柱时,炸药中

心点坐标分别为(2, -2.63, 7.65)、(11.65, -2.35, 7.65)、(6.03, -2.35, 4.21), TNT 炸药当量 1.64 kg, 各工况炸药位置如图 3 所示.

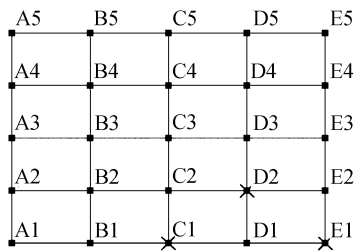


图 2 目标构件及标记节点位置示意图

Fig.2 Schematic diagram of position of target components and tagged nodes

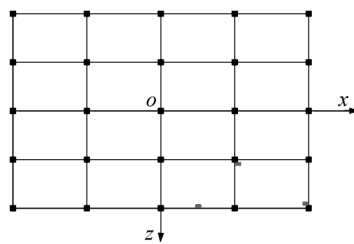


图 3 炸药位置示意图

Fig.3 Schematic diagram of position of explosive

2.1 目标柱为长边中柱 C1

当目标柱为地下室长边中柱 C1 时,爆炸发生后隔震结构的等效力云图如图 4 所示.从图中可以看出目标构件及周围构件的破坏情况和隔震结构连续倒塌的全过程.首先,地下室长边中柱 C1 及柱顶橡胶隔震支座在爆炸荷载作用下破坏失效,与 C1 柱连接的首层梁及节点产生严重初始破坏,底层柱 C2、D1 产生较重初始损伤;失去 C1 柱支撑后,相邻底层柱 B1、D1、C2 柱底和柱顶隔震支座处出现应力集中.其次,失效柱上部结构荷载导致已有较重初始损伤的底层内部柱 C2 失效,加速了底层柱 D1 的失稳破坏,底层柱 C3 柱中出现峰值等效应力,结构出现竖向连续倒塌趋势.再次,失效柱 C1、C2、D1 上部结构失去支撑竖向位移迅速发展并牵拉 B 排、E 排柱产生平面外的侧移和扭转,结构侧移增大,连续倒塌发展加快.最后,底层柱 C3 失效,结构自身重力荷载作用下由于 P-Δ 效应倒塌.

选取能够表现结构整体连续倒塌特征的地上一层柱顶 C1、C2、B1、D1,地下室柱顶 D1 点等 5 个节点,记录其在长边中柱 C1 破坏时的位移时程曲线及速度时程曲线,如图 5~7 所示.5 个记录节点分

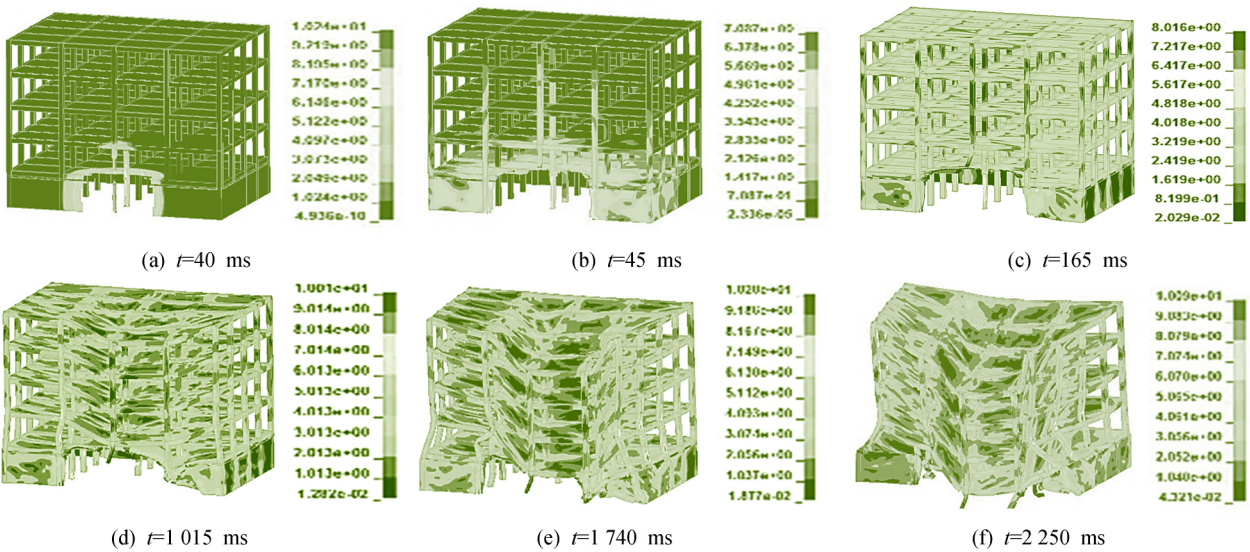


图 4 结构等效力云图

Fig.4 Nephogram of equivalent stress of structure

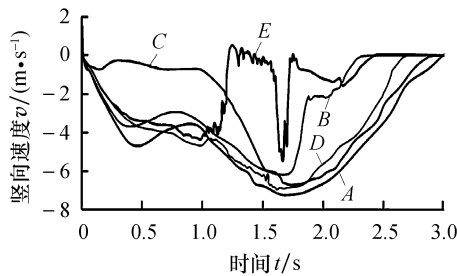


图 5 竖向速度时程曲线

Fig.5 Time history curves of vertical velocity

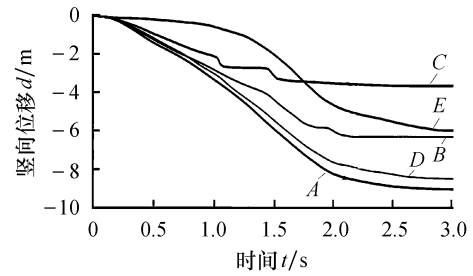


图 6 竖向位移时程曲线

Fig.6 Time history curves of vertical displacement

别对应图中 A、B、C、D、E 五条曲线。

图 5、图 6 为记录节点的竖向速度时程曲线和竖向位移时程曲线。从图中可以看出,在爆炸发生后,受爆炸冲击影响最大的目标柱柱顶 C1 点(曲线 A)的速度和位移始终最大。约 1.0 s 之前各点速度基本遵循先增大后保持的规律,位移则持续增大。其中一层柱顶 B1 点(曲线 C)速度和位移增长较为缓慢,表明地下室 C1 柱、C2 柱、D1 柱相继失效后其上部结构竖向位移一直在增大,处于对称位置的 B1 柱在爆炸中产生的初始损伤要小于 D1 柱,结构右侧倒塌发展更迅速。1.0~1.7 s,各点速度和位移一直增大,而地下室柱顶 D1 点(曲线 E)速度先减小至 0 后又迅速增大,位移曲线相比一层柱顶 D1 点(曲线 D)和一层柱顶 C1 点(曲线 A)收敛较早,表明梁机制并未能限制住上部结构的位移发展,倒塌速度加快,而地下室 D1 柱则在初期弯曲变形后进入一个短暂的平衡状态;随着上部结构变形的发展,不稳定平衡状态被打破,位移又加快增长;A、D、B 位移发展的层次性,表明倒塌的传递性。1.7 s 之后

各点速度逐渐降低,结构倒塌。

图 7 为水平位移时程曲线。 x 向位移除曲线 C 为正外,其余各点均为负; z 向位移各点均为负,表明中柱 C1 破坏后 B1 柱向右前侧倒,C1、C2、D1 柱向左前侧倒,结构是整体向内向前倾覆倒塌的。

2.2 目标柱为角柱 E1

当目标柱为角柱 E1 时,爆炸发生后隔震结构的等效应力云图如图 8 所示。从图中可以看出目标构件及周围构件的破坏情况和隔震结构连续倒塌的全过程。首先,底层角柱 E1 及柱顶橡胶隔震支座在爆炸荷载作用下直接破坏,与 E1 柱直接相连的 2 根框架梁受到严重初始损伤进而失效;底层柱 E2 产生较重初始损伤。其次,结构应力重分布过程中底层柱 E2 在上部结构荷载作用下失效,角部框架出现向下倒塌趋势;底层柱 D1 柱顶和 E3 柱柱顶支座处开始出现应力集中。再次,框架角部竖向位移继续发展,D1 柱各层节点和梁端部等效应力有所增大,底层柱 D2、E3 柱内侧出现应力集中,E3 柱产生一定程度侧移。最终,框架角部竖向位移被限制住,结

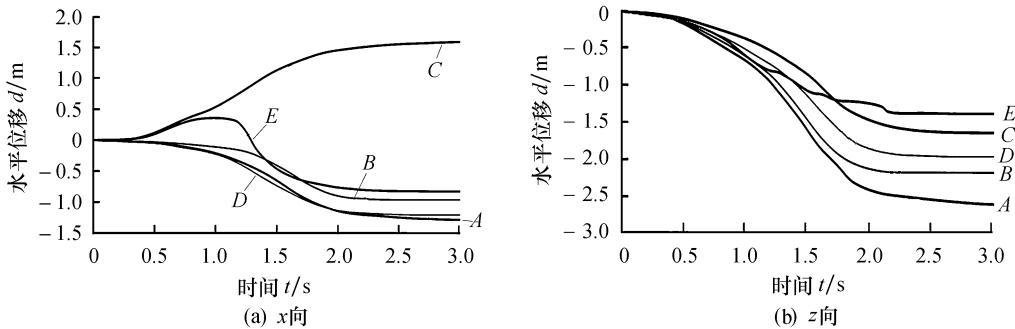


图 7 水平位移时程曲线

Fig.7 Time-history curves of horizontal displacement

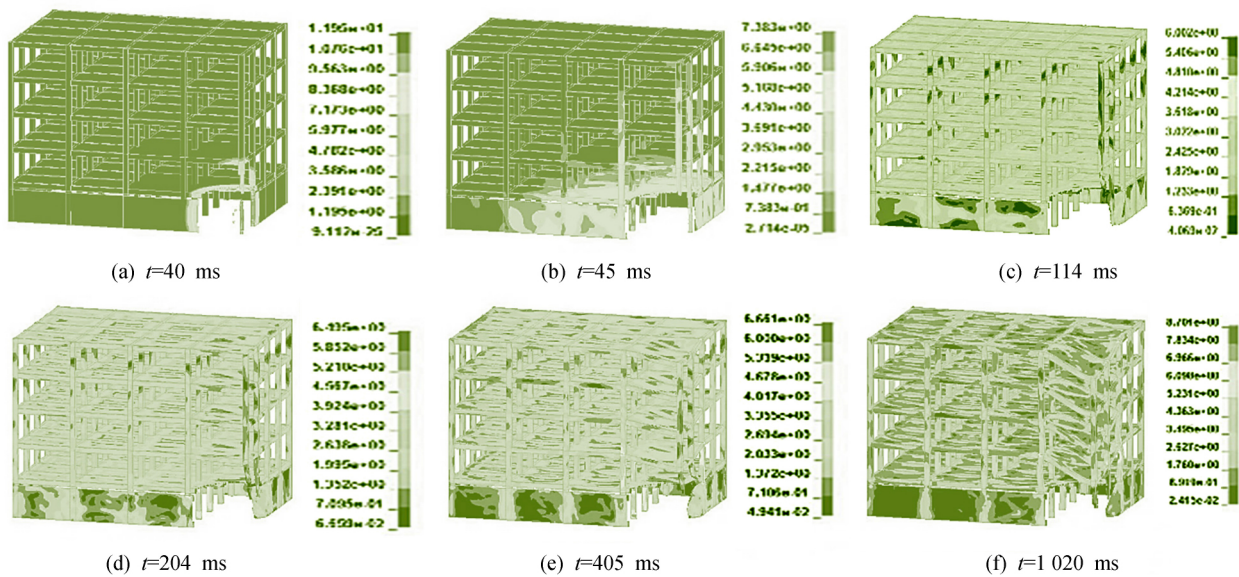


图 8 结构等效应力云图

Fig.8 Nephogram of equivalent stress of structure

构开始进入稳定状态,倒塌不再继续发展.

选取能够表现结构整体连续倒塌特征的地上一层柱顶 E1、E2、D1、E3,地上二层柱顶 E1 点等 5 个节点,记录其在角柱 E1 破坏时的位移时程曲线及速度时程曲线,如图 9~11 所示.5 个记录节点分别对应图中 A、B、C、D、E 五条曲线.

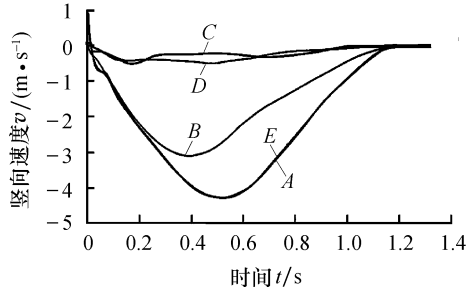


图 9 竖向速度时程曲线

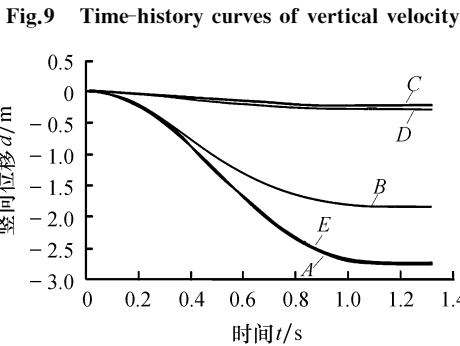


图 10 竖向位移时程曲线

Fig.10 Time-history curves of vertical displacement

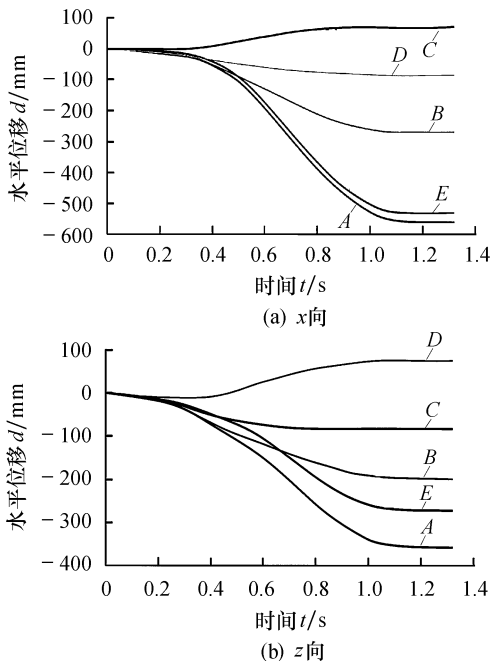


图 11 水平位移时程曲线

Fig.11 Time history curves of horizontal displacement

图 9、图 10 为记录节点的竖向速度时程曲线和竖向位移时程曲线.从图中可以看出,在起爆后至 0.5 s 时刻左右,曲线 A、B、E 速度迅速增大,曲线 C、

D 速度缓慢增大,说明角柱 E1 失效后上部结构竖向位移一直在增大,且地上一层柱顶 E1、E2 点,地上二层柱顶 E1 点位移增大快于地上一层柱顶 D1、E3 点,代表倒塌的传递.约 0.5 s 到 1.2 s 期间,曲线 A、B、E 速度逐渐降低,曲线 C、D 速度缓慢降低,说明角柱 E1 破坏后结构产生梁机制并限制住角部结构的位移,倒塌变形发展逐渐放缓;1.2 s 之后各点速度收敛为 0,结构达到稳定平衡状态,倒塌不再继续发展.自炸药起爆后,曲线 A、B、C、D、E 位移均一直增大,并且各位移曲线有一定先后层次性,曲线 A、B、E 位移发展较快,曲线 C、D 位移发展较为缓慢,说明连续倒塌的传递.1.2 s 之后各曲线收敛,结构达到平衡状态,位移不再发展.

图 11 为水平位移时程曲线图.x 向位移除曲线 C 为正外,其余各点均为负;z 向位移除曲线 D 后期为正外,其余各点均为负,表明角柱 E1 破坏后 D1 柱向右前侧,E1、E2 柱向左前侧倒,结构角部的倒塌发展是具有向内向前倾的趋势.

2.3 目标柱为内柱 D2

当目标柱为内柱 D2 时,爆炸发生后隔震结构的等效应力云图如图 12 所示.从图中可以看出目标构件及周围构件的破坏情况和隔震结构连续倒塌的全过程.首先,底层内部柱 D2 及柱顶橡胶隔震支座在爆炸荷载作用下直接破坏,与之相连的框架梁受到产生严重初始损伤而失效,底层柱 D1 产生较重初始损伤,等效应力较大.其次,已有较重初始损伤的底层柱 D1 在应力重分布过程中无法承受上部结构传来的荷载而失效,失效柱 D1、D2 上部结构开始出现整体竖向变形,梁端部应力较大.再次,梁机制不足以限制上部结构的竖向位移,上部结构竖向位移迅速发展并牵拉 E 排柱,峰值应力出现在 E 排柱.最后,底层柱 E1 破坏,E 排柱产生平面外的侧移和扭转,结构在自身重力作用下由于 P-Δ 效应倒塌.

选取能够表现结构整体连续倒塌特征的地上一层柱顶 C1、D1、E1、D2 点,地上二层柱顶 E1 点等 5 个节点,记录其在内部柱 D2 破坏时的位移时程曲线及速度时程曲线,如图 13~15 所示,5 个记录节点分别对应图中 A、B、C、D、E 五条曲线.

图 13 为记录节点的竖向速度时程曲线和竖向位移时程曲线.从图中可看出,在炸药起爆到约 1.2 s 期间,0.3 s 之前,曲线 B、D 速度近似重合;0.3 s 之后,曲线 B 速度大于曲线 D 速度但二者速度均逐渐减小,表明目标柱 D2 破坏后其上部结构整体向下运动,但由于梁机制出现速度有所降低;0.3 s 时

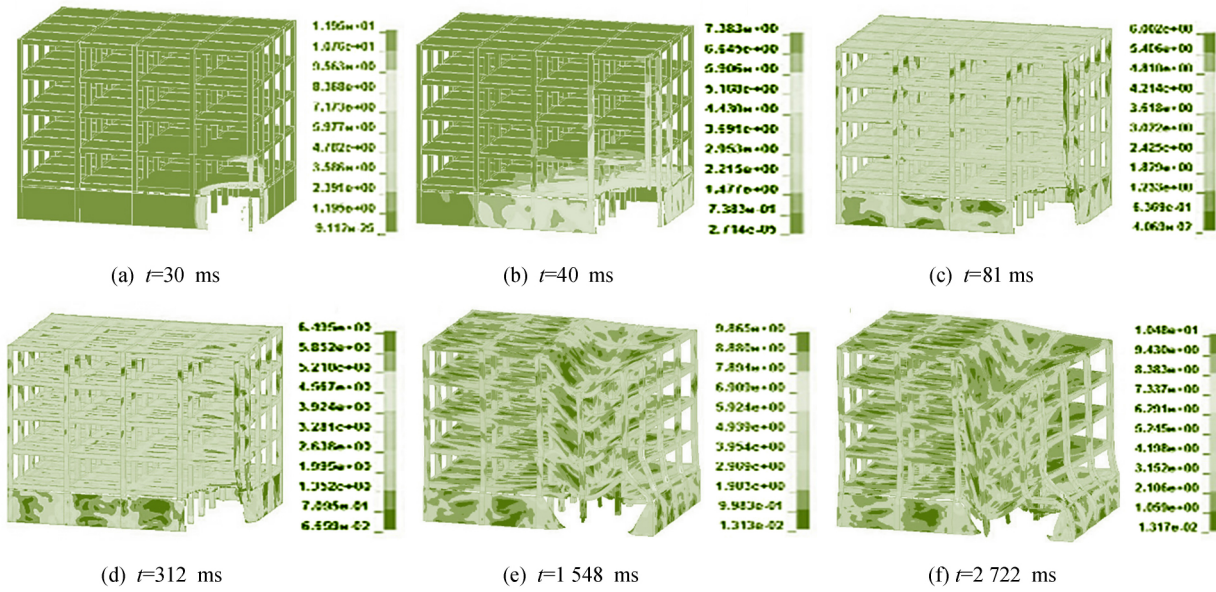


图 12 结构等效应力云图

Fig.12 Nephogram of equivalent stress of structure

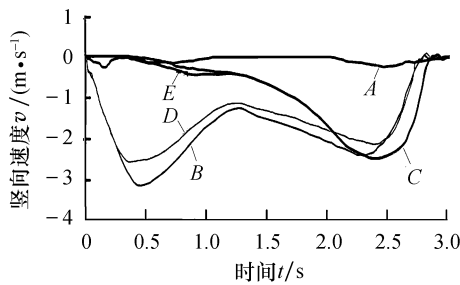


图 13 竖向速度时程曲线

Fig.13 Time-history curves of vertical velocity

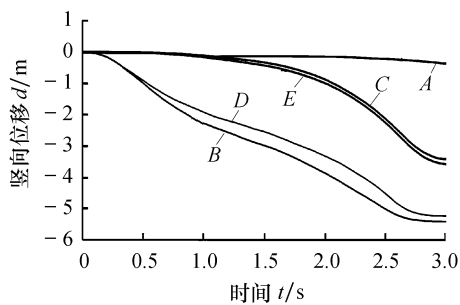
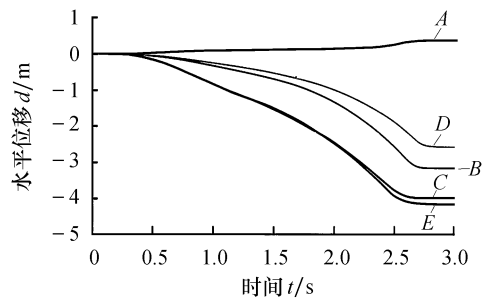


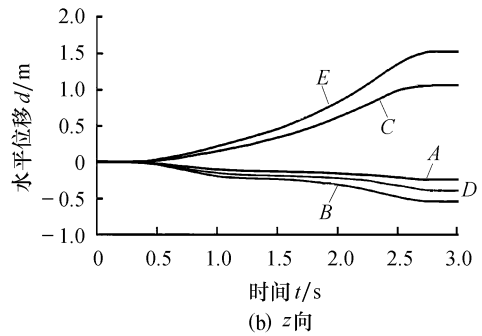
图 14 竖向位移时程曲线

Fig.14 Time-history curves of vertical displacement

刻边柱 D1 在结构自重及荷载作用下失效后,边跨失去支撑向下运动快于有其余框架梁约束的 D2 柱;约 1.2~2.5 s,曲线 B、D 速度继续增大,曲线 C 速度明显增大,这是因为 D1 柱、D2 柱上部框架梁端塑性变形过大致使开裂,退出梁机制,角柱 E1 开始弯曲失稳,结构连续倒塌发展加快;2.5 s 之后,上部结构倒塌落地,各点速度逐渐降低.与速度时程曲线相符,自爆炸发生至 2.7 s 期间,曲线 B、D 总体位移一直在增大,曲线 E、C 位移从 1 s 开始增大,



(a) x向



(b) z向

图 15 水平位移时程曲线

Fig.15 Time-history curves of horizontal displacement

曲线 A 位移发展最为缓慢,各点位移发展的层次性表明倒塌的传递,即 D1、C1 柱竖向位移最大,角柱 E1 竖向位移发展次之,约束最好的 C1 柱位移发展最为缓慢;约 2.7 s 之后,各曲线逐渐收敛,结构倒塌落地,位移不再发展.

图 15 为水平位移时程曲线.x 向位移除曲线 A 为正外,其余各点均为负;z 向位移曲线 C、E 为正,其余各点为负,表明内部柱 D2 破坏后 C1 柱有向右前侧倾倒趋势,D1、D2 柱有向左前侧倾倒趋势,E1

柱则有向左后方倾倒趋势,结构是整体向内向前倾覆倒塌的。

2.4 3 种工况对比

3 种工况都发生了连续倒塌,倒塌的过程类似,但发生连续倒塌的范围有所不同。3 种工况下,倒塌过程总体上都是当目标及其上橡胶隔震支座在爆炸冲击波作用下破坏失效后,周围梁柱、节点和楼板等构件均会产生不同程度的初始损伤,这种初始损伤导致损伤跨无法承受上部结构传来的荷载,传力路径失效,结构最终在自重及其他荷载的作用下发生连续倒塌。相同炸药当量下,当爆炸荷载作用位置不同时,由于周围构件初始损伤的差异,结构发生连续倒塌的初始位置、倒塌范围、倒塌速度及侧倾方向有所不同:当长边中柱 C1 及柱顶橡胶隔震支座在爆炸荷载作用下直接破坏后,该跨的跨度增大 1 倍,最大弯矩增大为原来的 4 倍,跨中承受正弯矩的节点开始承受负弯矩;随着在爆炸中产生初始损伤的相邻框架柱 C2 和 D2 在结构自重及荷载作用下接连失效,该跨纵向跨度变为原来的 3 倍,横向跨度变为原来的 2 倍,上部结构产生显著的竖向位移并牵拉边柱和相邻柱产生平面外的侧移和扭转,最终引发 B 榀和 E 榀框架向 C、D 跨倾倒,结构整体发生连续倒塌;角柱 E1 及柱顶橡胶隔震支座在爆炸荷载作用下直接破坏后,上部荷载通过框架梁传递到相邻柱 D1、E2 上,梁端部及与梁连接的柱首先出现较大的塑性变形,随着在爆炸中产生初始损伤的相邻框架柱 E2 在结构自重及荷载作用下失效,E3 柱及梁柱节点处塑性变形开始增大,但由于角部倒塌跨范围较小,竖向变形最终被梁机制限制住,倒塌不再继续发展;当内柱 E2 及柱顶橡胶隔震支座在爆炸荷载作用下直接破坏后,该跨纵向和横向跨度均增大 1 倍,荷载通过主梁及联系梁传递到 D1、D3、C2、E2 等相邻柱上,随着在爆炸中产生初始损伤的相邻框架柱 D1 在结构自重及荷载作用下失效,该跨荷载通过梁传递到 C1 和 E1 柱上,上部结构失去支撑产生明显的竖向位移并牵拉相邻柱产生平面外的侧移和扭转,引发 E 榀框架向内侧倾倒,结构侧移增大,最终在自身重力荷载作用下由于 $P-\Delta$ 效应右半部框架发生连续倒塌。

3 结论

采用非线性有限元方法,模拟地下室内爆炸荷载作用下隔震结构连续倒塌的全过程,并分析不同炸药作用位置下隔震结构的连续倒塌模式及各工况倒塌模式不同之处的原因,得到以下结论。

1) 地下室内不同位置发生爆炸时隔震结构的连续倒塌模式为:目标构件在爆炸冲击波作用下破坏失效,周围构件产生不同程度的初始损伤,损伤跨无法承受上部结构传来的荷载,剩余结构传力路径失效,结构最终发生竖向连续倒塌。

2) 地下室内不同位置爆炸后,隔震结构的连续倒塌原因都是由于关键构件在爆炸荷载作用下直接破坏后,具有不同程度初始损伤的周围构件导致传力路径失效,最终致使损伤跨无法承受上部结构传来的荷载,结构在自重及其他荷载的作用下发生连续倒塌;在炸药当量相同的情况下,对于不同位置目标柱及支座的爆炸,周围构件的初始损伤程度是影响结构连续倒塌规模的关键因素。

3) 与同类文献中备用荷载路径法模拟结果对比,本次直接模拟法得到的倒塌后果更加严重,说明在建筑结构爆炸分析中,周围构件的初始损伤的影响不可忽略。备用荷载路径法是不考虑原因的分析方法,用于爆炸分析中,得到结果偏于不安全。

参考文献:

- [1] American Society of Civil Engineers. Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE/SEI 7-10 [S]. Reston VA, US: American Society of Civil Engineers, 2014.
- [2] 钱七虎. 城市可持续发展与地下空间开发利用 [J]. 地下空间与工程学报, 1998(2): 69-74.
- [3] 杜永峰, 韩登. 不同类型串联隔震体系竖向承载力对比分析 [J]. 土木工程学报, 2010, 43(增刊 1): 249-254.
- [4] 朱翔. 近场地震作用下不规则隔震结构的倒塌模拟 [D]. 兰州: 兰州理工大学, 2012.
- [5] 杜永峰, 谈志鸿, 包超, 等. 基础隔震结构连续性倒塌的非线性动力分析 [J]. 工程抗震与加固改造, 2015, 37(3): 38-43.
- [6] 杜永峰, 唐能. 串联隔震结构震损倒塌动态模型分析 [J]. 工程抗震与加固改造, 2012, 34(1): 42-46.
- [7] 李慧, 张志公, 杜永峰. 大底盘多塔楼结构基础隔震非线性时程分析 [J]. 兰州理工大学学报, 2007, 33(1): 116-120.
- [8] 刘迪, 李万润, 杜永峰, 等. 基于 IDA 分析的新型消能摇摆结构抗震性能 [J]. 兰州理工大学学报, 2015, 41(5): 130-134.
- [9] 田力, 范其华. 多层框架结构在其地下室内部爆炸冲击下的连续倒塌机理研究 [J]. 建筑科学与工程学报, 2016, 33(1): 46-53.
- [10] 师燕超. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土结构的动态响应行为与损伤破坏机理 [D]. 天津: 天津大学, 2009.
- [11] 巫绪涛, 李耀, 李和平. 混凝土 HJC 本构模型参数的研究 [J]. 应用力学学报, 2010, 27(2): 340-344.
- [12] 郑明军, 王文静, 陈政南, 等. 橡胶 Mooney-Rivlin 模型力学性能常数的确定 [J]. 橡胶工业, 2003, 50(8): 462-465.
- [13] 郝天华. 隧道内爆炸冲击下多层建筑物的隔震性能研究 [D]. 天津: 天津大学, 2010.
- [14] 田力, 高芳华. 地下隧道内爆炸冲击下地表多层建筑的动力响应研究 [J]. 工程力学, 2011, 28(11): 114-123.