

框架结构爆破拆除失稳过程有限元计算模型

张奇¹, 吴枫², 王小林²

(1. 首都经贸大学安全工程系, 北京 100026; 2. 西安科技大学土木工程学院, 西安 710054)

[摘要] 根据框架结构爆破拆除物理过程, 建立了有限元数值仿真模型, 利用该模型可以对设计方案进行数值仿真和优化, 既避免了保守设计造成的盲目浪费, 又避免了由于设计不周而造成爆后不倒塌, 为框架结构爆破拆除设计提供了新途径。

[关键词] 工程爆破; 框架结构; 有限元; 数值计算

[中图分类号] TV542; TB115 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1009-1742(2005)10-0028-05

1 问题的提出

拆除爆破工程是结构工程、爆炸力学等多学科交叉的一个新兴工程学科, 半个世纪以来发展十分迅速, 许多爆破科学工作者进行了大量的理论探索^[1~6], Gorgun Savas 等人利用神经网络方法对钢筋混凝土建筑物爆破拆除方案进行计算机模拟, 从而得到了最优爆破设计方案^[2]。G. F. Revey 论述了在爆破或爆炸恐怖事件中载荷对建筑结构失稳的影响, 提出了建筑结构爆炸毁伤分析方法^[3]。Gu Xianglin 等利用离散元模型, 模拟了框架结构拆除爆破的倒塌过程^[4]。Brochard Didier 等人根据模态分析研究了爆炸载荷对建筑物的作用^[5]。B. M. Luccioni 等人运用爆炸流体动力学计算程序, 对爆炸载荷与结构的相互作用等进行系统分析, 研究了在爆炸载荷下钢筋混凝土框架倒塌的全过程, 并与实际现象比较, 证明了分析结果的可靠性^[6], 但研究的目标不是拆除爆破, 而是模拟爆炸恐怖事件。

框架结构拆除爆破已有不少成果, 但仍不完善, 主要表现为设计依赖于经验, 理论严重滞后。在框架拆除爆破中, 什么部位需要施爆、哪些构件必须破坏、什么时间形成破坏, 等等, 都是拆除爆

破成败的关键。目前的理论成果尚不能对这些问题做出准确回答。随着观测技术和计算机技术的发展, 拆除爆破应朝着更为科学、可控、准确的方向发展^[7~10]。

框架结构是爆破拆除中的难点之一, 我国多次框架拆除爆破出现过安全事故, 这与框架拆除爆破机理研究不完善有直接关系。笔者建立的框架结构失稳过程有限元分析模型, 为框架结构拆除爆破优化设计提供了新途径。建筑物拆除爆破是一项非常复杂的过程, 要准确地描述这一过程, 不能仅靠一些简单的模型。

采用大型有限元模型, 可以对结构失稳工程中的每一构件进行计算, 根据计算结果布置爆点, 既可以避免过多爆点造成的浪费, 又可以避免爆点不足造成爆而不倒、倒而不塌。在框架失稳过程中, 各构件依次形成塑性铰。以往的模型对此难以进行定量描述和精确分析。笔者拟用大型有限元分析软件对框架在爆破前与爆破后的内力进行计算, 比较爆破前后的内力状况, 分析内力变化规律, 以判断能否出现塑性铰, 以及塑性铰出现的数目、时间和规律, 结合结构整体失稳条件判断能否整体坍塌。

结构是由构件组成的, 要建立结构失稳的力学模型, 首先要考虑构件的破坏模式。只有足够的构

件发生破坏，才能导致整个结构或部分结构的破坏，结构才能失稳。要确定构件的破坏模式，需要了解构件的极限承载力以及构件在实际结构中的内力。在弄清楚构件的破坏模式后，就可以根据构件破坏情况进行整体结构的稳定性分析。因此框架结构拆除爆破的力学失稳分析主要包括以下几个内容：

1) 确定最小破坏高度。用控制爆破法将立柱基础以上一定高度范围内的混凝土充分破碎，使之脱离钢筋骨架，则孤立的钢筋骨架便不能组成整体抗弯截面。当钢筋骨架顶部承受的荷载超过其抗压强度极限或达到压杆失稳的临界荷载时，钢筋发生塑性变形，立柱随之失稳下塌。满足上述条件时的立柱破坏高度成为最小破坏高度。

2) 在钢筋骨架失稳之后，计算剩余部分结构的内力分布，即弯矩、轴力、剪力分布。

3) 计算结构中各构件的承载力，即构件抵抗弯曲、拉压、剪切破坏的能力。

4) 确定结构是否失稳，即根据上述计算结果，在考虑结构内力分布的基础上，引入钢筋混凝土塑性铰概念并分析结构的几何构造，确定结构能否失稳。计算结构的内力分布是为了得到构件中的内力分布；比较构件的内力和构件的承载力，可以确定构件是否发生破坏及破坏特征。根据结构中构件的破坏情况，进行结构的几何构造分析和内力分析，以确定结构是否整体失稳。

2 结构失稳条件

在结构力学中，要确定一个结构本身是否稳定，需要对结构进行几何构造分析，不涉及其内力和应变。而在拆除爆破研究中，结构失稳与内力有着非常密切的关系，必须研究涉及内力的结构失稳条件。在结构几何构造分析中，经常使用的概念是几何不变体系与几何可变体系。用 S 代表体系自由度，则：

$$S = \text{“体系中各构件的自由度总和”} - \text{“非多余约束数”}。$$

等号右边第 1 项表示假定的体系中不存在约束时，所有构件的自由度的总和；第 2 项表示全部约束的非多余约束总和。由于该公式需要区分多余约束和非多余约束，故具体应用比较困难；为了避开计算非多余约束，可重新定义一个参数体系计算自由度 w ：

$$w = \text{“体系中各构件的自由度总和”} - \text{“全部约束数”}。$$

由于“多余约束数” = “全部约束” - “非多余约束”，用 n 表示“多余约束数”，有 $n = S - w$ 。由于自由度和多余约束数都不是负数，即 $S \geq 0$ ， $n \geq 0$ ，因此有

$$S \geq w, n \geq w。$$

这说明 w 是自由度 S 的下限， $-w$ 是多余约束的下限。

将体系看作由许多构件受铰结、刚结和链杆约束组成的。约束又分为单约束和复约束。当有 n 个构件在同一点受到铰结或刚结约束时， n 个构件之间的结合相当于 $n - 1$ 相应的单约束。连结 n 个点的复链杆相当于 $2n - 3$ 个单链杆。

根据以上分析，可以得到如下一种计算自由度 w 的方法：以 m 表示体系中的构件个数，则构件的自由度总和为 $3m$ 。计算约束总数时，体系中有复约束，应事先将其折合为单约束；构件内部如有多余约束，应将其计算在内。以 g 代表单刚结个数，以 h 代表单铰结个数，以 b 代表单根链杆个数，则约束总数为 $3g + 2h + b$ ，于是体系的自由度计算可表示为

$$w = 3m - (3g + 2h + b)。$$

除了上述算法外，还可将体系看作是由结点和链杆组成的。体系中有复链杆，应事先折合为单链杆。以 j 表示结点个数，以 b 表示担负链杆的个数，则计算自由度 w 可表示为

$$w = 2j - b。$$

此外还可以采用上述两种算法的混合算法。笔者按图 1 进行数值计算。限于篇幅，构件内力、弯矩计算方法，截面参数计算方法以及构件抗载能力计算方法从略。

3 计算实例

某 6 层框架结构，结构布置简图如图 2 和图 3 所示。为了表述方便，框架纵向各排按 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 标注 (图 2)，横向按 A, B, C, D 标注 (图 3)。

边跨 (AB, CD 跨) 梁： $h = 600$ mm, $b = 300$ mm；中跨 (BC 跨) 梁： $h = 500$ mm, $b = 300$ mm；边柱 (A 轴, D 轴) 连系梁： $b \times h = 250$ mm \times 500 mm；中柱 (B 轴, C 轴) 连系梁： $b \times h = 250$ mm \times 400 mm；柱截面均为 $h = 400$ mm, b

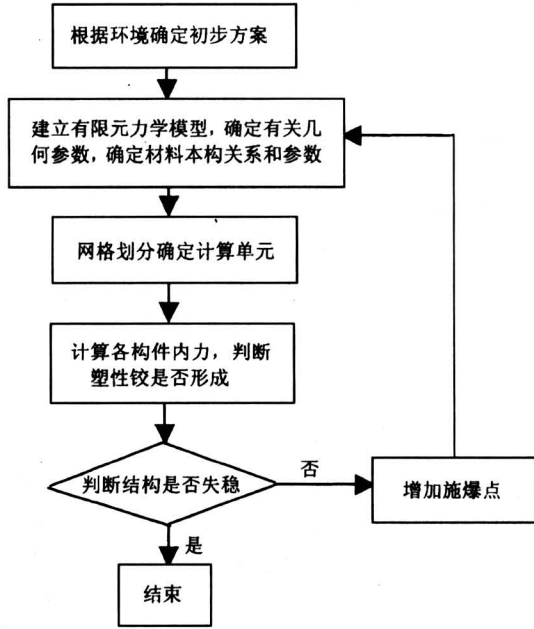


图 1 计算框图

Fig.1 Compute circle fig

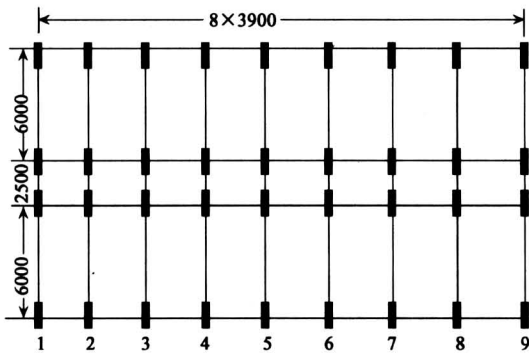


图 2 结构平面图

Fig.2 Structure plan

= 400 mm (见表 1, 图 4) 其中底层柱截面纵向钢筋为 $\phi 22 \times 12$; 2~7 层柱截面纵向钢筋为 $\phi 22 \times 8$ 。现浇楼板厚度 100 mm。

初选解体设计方案假定, 上述框架结构的倒塌方向为横向。由于对称性, 从框架结构中任取中间一榀横向框架进行研究。假定结构向右倒塌, 逐段水平解体。

钢筋混凝土梁柱弹性模量 E 按加权平均计算为 2.55×10^4 MPa。

笔者应用 BEAM 单元进行网格划分, 这是一种有两个节点的单轴单元, 能够被拉伸、压缩和弯曲。每个节点有三个自由度: 沿 X 轴的平移, 沿

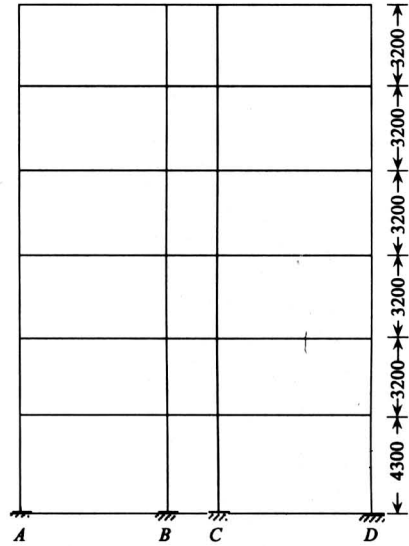


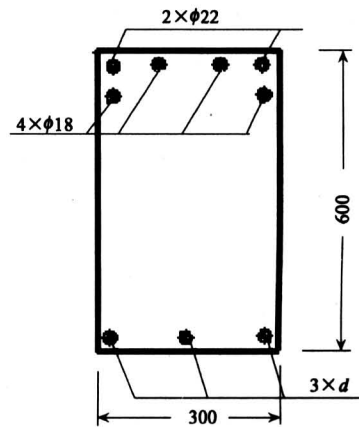
图 3 结构横断面图

Fig.3 Structure transect

表 1 构件的几何特征

Table 1 Geometry characters of structure members

| 数据 | h/mm | b/mm | 面积/ m^2 | 惯性矩/ m^4 |
|-----|--------|--------|-----------|------------|
| 边跨梁 | 600 | 300 | 0.18 | 0.0054 |
| 中跨梁 | 500 | 300 | 0.15 | 0.0031 |
| 柱 | 400 | 400 | 0.16 | 0.0021 |



底层梁 $d = \phi 18$ mm, 2~7 层梁 $d = \phi 16$ mm

图 4 梁端截面配筋图

Fig.4 Reinforcing bar on girder section

Y 轴的平移和绕 Z 轴的转动。BEAM 单元的刚度矩阵为:

$$K_1 = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & 0 & -\frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \frac{6EI(4+\phi)}{L(1+\phi)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \frac{EI(2-\phi)}{L(1+\phi)} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \frac{EI(2-\phi)}{L(1+\phi)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \frac{EI(4+\phi)}{L(1+\phi)} \end{bmatrix}$$

其中 A 为截面面积； E 为弹性模量； L 为单元长度； I 为惯性矩； $\phi = \frac{12EI}{GA_s L^2}$ 。所有的梁柱构件均划分为 4 个单元。底层框架柱的下端为固定端。计算可以得到爆破前后结构各节点的瞬时状态参量。限于篇幅，框架爆破前的弯矩图，剪力、轴力图从略。

4 结构失稳过程分析

爆前框架构件的载荷具有一定规律性，而施爆以后，各构件内的载荷随时间而变化，且分布没有规律。限于篇幅，不一一列出计算结果。

经计算，底层：两个边跨抗弯承载力为 285.2 kN·m；中跨抗弯承载力为 123.25 kN·m；柱抗弯承载力为 172.5 kN·m，抗压 3 014.2 kN。2~6 层：边跨抗弯承载力为 281.9 kN·m；中跨抗弯承载力为 100.5 kN·m；柱抗弯承载力为 132.41 kN·m，抗压 2 238.6 kN。节点弯矩计算值见表 2。

表 2 节点弯矩计算值

Table 2 Compute results of bend moments at nodes

| 节点 | C_2 | D_2 | D_1 | C_1 |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 弯矩/kN·m | 725 | 496 | 358 | 719 |

在炸毁边跨底层柱体后，残余框架结构的基本构件梁、柱的受力状态的变化比较复杂。根据计算的内力图可知：

·梁——由于边跨柱的拆除，边跨各层梁的左端弯矩急剧增大，右端弯矩先从原来的负弯矩变为零，再从零向正弯矩增长。

·柱——在炸毁边跨立柱之后，建筑物的重量并非全部转移到未爆柱体上。由计算的轴向内力结果可知， D 轴立柱底层施爆以后， C 轴、 B 轴压

力逐渐增加， A 轴柱所受压力逐渐降低。这说明，边跨立柱爆破之后，建筑物受到倾覆力矩的作用， C 轴、 B 轴受压， A 轴受拉，中性轴位置向左转移到 A 轴与 B 轴柱之间。

根据各节点的弯矩变化图并结合其抗弯承载力，可以判断塑性铰出现的顺序及其数目。爆破前的框架结构是一个有多余约束的几何不变体系，结构是稳定的。爆破框架最右侧底层立柱之后，随着塑性铰的逐步出现，结构开始由几何不变体向几何可变体系转变。根据几何构造分析可知， D 轴立柱底层施爆以后，该结构从一瞬变结构变为几何可变体系。 D 轴柱 2~7 层各节点由下至上已形成塑性铰。此时 A 轴、 B 轴、 C 轴柱底层所受弯矩还未达到抗弯承载力，所以在 A 轴、 B 轴、 C 轴柱上不会形成塑性铰。 C 轴底层需继续施爆，以此类推，可以精确地得到不同拆除爆破方案的最佳设计，使框架失稳倒塌。图 5 是塑性铰分布情况。

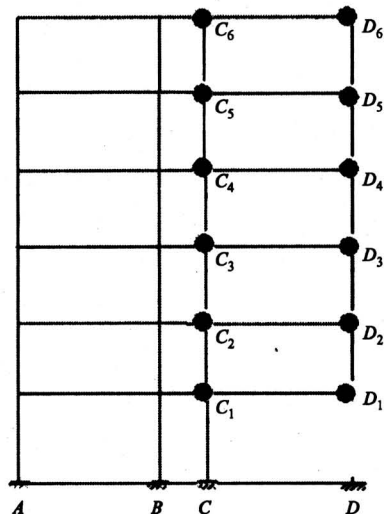


图 5 第 2 排框架塑性铰分布

Fig.5 Plastic axes on the second range frame

5 结语

框架结构拆除爆破难度大、事故多,往往需要多层多点施爆。施爆点过多,造成浪费,防护困难;施爆点过少,爆后不倒,或倒而不塌,形成人为的危险建筑,处理起来十分困难。由于框架结构本身与施爆过程的复杂性,用简单的结构分析和解析计算很难对框架结构的整个失稳过程进行模拟。笔者根据框架结构爆破拆除物理过程,建立有限元数值计算模型,可以对整个框架爆破拆除的失稳全过程进行模拟,从而得到最优爆破方案,确定需要施爆的节点,为框架爆破拆除设计提供了一种新方法。

参考文献

- [1] 吴枫. 框架结构爆破拆除力学模型与数值分析[D]. 西安:西安科技大学, 2003
- [2] Gorgun Savas, Kahrman Ali, Tuncer Gungor, et al. Computer simulation of explosive demolition of structures by using neural network [A]. Proceedings of the Annual Conference on Explosives and Blasting Technique [C]. Las Vegas, 2002. 427~437
- [3] Revey G F. Evaluating and managing construction blasting risk [J]. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2001, 6(1): 19~24
- [4] Gu Xianglin, Li Chen. Computer simulation for reinforced concrete structures demolished by controlled explosion [A]. Computing in Civil and Building Engineering. Proceedings of the Eight International Conference on: Computing in Civil and Building Engineering [C]. Stanford, CA, United States, 2000. 82~89
- [5] Brochard Didier, Cheval Karine, Loiseau Olivier, et al. Behavior of a building under explosive loading [A]. ASME Pressure Vessels and Piping Conference [C]. Cleveland, OH, United States, 2003. 165~173
- [6] Luccioni B M, Ambrosini R D, Danesi R F. Analysis of building collapse under blast loads [J]. Engineering Structures, 2004, 26(1): 63~71
- [7] 汪旭光,刘永,熊代余. 略析第六届国际爆破破岩学术会议[J]. 工程爆破, 2000, 6(2): 87~93
- [8] 汪旭光,于亚伦. 21世纪拆除爆破技术[J]. 工程爆破, 2000, 6(1): 32~35
- [9] 汪旭光. 爆破器材与工程爆破新进展[J]. 中国工程科学, 2002, 4(4): 36~40
- [10] 冯叔瑜,顾毅成. 安全——拆除爆破永恒的课题[J]. 爆破, 2002, 19(1): 1~4

Finite Element Numerical Model on Break and Collapse Process of Frame Building by Blasting

Zhang Qi¹, Wu Feng², Wang Xiaolin²

(1. Safety Eng. Dep., Capital University of Economic and Business, Beijing 100026, China;

2. Construction Eng. College, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China)

[Abstract] Demolishing of frame building by blast is complex and difficult. Based on mechanics process of demolishing blast of frame building, the numerical compute model on breaking of the frame building is set up in the paper. By this numerical compute way, the design projects of demolishing blasting of the frame can be simulated and the design parameters can be optimized. Through the simulation, the wastes of boreholes, explosive charges and safety protection material can be avoided. Sometimes the frame building does not collapse in the process of the demolishing blasting because the design project is not correct by experience. The situation of every member of the frame in the demolishing blasting can be computed by the present simulation way and the collapsing of the frame after blasting can be ascerlained. The numerical model offers a new design way for demolishing blast of frame building.

[Key words] engineering blast; frame building; finite element; numerical compute