

# 轴压比对混凝土框架结构屈服机制的影响分析

杨 阳

(中铁合肥建筑市政工程设计研究院有限公司, 安徽 合肥 230000)

**摘 要** 实现混凝土框架结构“强柱弱梁”设计的一个重要因素是对轴压比的控制, 通过对前人研究的总结可以发现, 在框架柱具有较高的轴压比的条件下, 机制难以实现, 但研究中并未总结结构满足“强柱弱梁”屈服机制条件下的合理的轴压比范围。基于此, 文章研究了不同轴压比对结构的影响程度, 提出了合理范围, 拟对混凝土框架结构设计提供借鉴。

**关键词** 轴压比; 框架结构; 强柱弱梁

中图分类号: TU755

文献标识码: A

文章编号: 1007-0745(2023)07-0049-03

## 1 模型说明

案例结构模型处于 8 度、1 组、II 类场地, 混凝土框架结构二级抗震, 规范要求框架柱的轴压比不得大于 0.75。因混凝土框架柱的强度等级不得使用低于 C25 的混凝土, 所以模型中设定框架柱的轴压比限值为 0.75。

### 1.1 分析模型

结构设计软件为 PKPM, 模型结构层高 3.6m, 共 3 层, 柱之间跨距 6m, 2×3 跨, 框架柱的混凝土强度为 C30, 截面尺寸为 500mm×500mm, 框架梁截面尺寸为 200mm×500mm, 结构板的厚度为 110mm。荷载布置如下: 二层、三层楼面恒载为 5kN/m<sup>2</sup>, 活载为 2.0kN/m<sup>2</sup>, 填充墙自重按 10.54kN/m 作用在框架梁上; 屋面恒荷载为 5.8kN/m<sup>2</sup>, 恒荷载为 0.5kN/m<sup>2</sup>, 女儿墙自重按 3.0kN/m 作用在屋框梁上。对同一模型, 更改混凝土强度, 得到了 M1-M6 模型, 最大轴压比如表 1 所示。

从表 1 中可以发现, 在混凝土强度提升的情况下, 柱的轴压比不断下降, 从 C20 的 0.75 降到 C50 的 0.31。通过前人研究可知, 轴压比大于 0.75 后, 无法有效进行强柱弱梁的设计, 而小于 0.3 时, 能有效获得“强柱弱梁”的屈服机制。文章以 0.31-0.75 的区间为研究对象, 分析轴压比达到何种数值后, 结构将丧失“强柱弱梁”机制。

### 1.2 输入地震加速度时程选择

进行分析前, 应确定地震动的各项参数, 表 2 是本次分析中对地震动的参数取值。因模型 M1-M6 的周期相近, 均为 0.65s 左右, 考虑到结构在震动过程中会

由弹性转化到弹塑性阶段, 相应周期也会增加, 所以需要地震波反应谱处于结构自重周期的 1-1.5 倍区间内, 经过多次比较, 本次研究选用的地震波为 NGA1768-360。

### 1.3 分析方法

为保证分析的合理性, 文章从以下几个方面进行处理:

1. 使用不同分析软件分别建模计算, 相互校核结果。
2. 根据受力特点的差异, 对不同构件采用不同的单元进行模拟, 并建立合理的本构模型。
3. 在对大震作用下的分析时, 要求最大弹塑性层间位移不得超过 1/50。

## 2 建立模型

### 2.1 单元选择

文章所用模型为 ABAQUS 和 ETABS 两种, 以纤维截面单元对梁柱进行模拟, 以 Shell 单元对结构板进行模拟, 以双折线模拟板中的钢筋层。

### 2.2 材料定义

混凝土参数的设置如下<sup>[1-4]</sup>: 混凝土的轴心抗压强度为  $f_{c,r}$ 、极限抗压强度为  $f_{c,u}$ , 峰值压应变为  $\epsilon_{c,r}$ , 极限压应变为  $\epsilon_{c,u}$ , 钢筋的屈服应变为  $\epsilon_{s,y}$ 。表 2 为混凝土的各种参数取值。

### 2.3 模型对比

为了校核有限元分析模型的正确性, 对比 ABAQUS 和 ETABS 的模态分析结果, 在两个程序中分别建立了模型。

表1 不同等级混凝土下的最大柱轴压比  $u_{max}$ 

模型名称	混凝土等级	$u_{max}$	模型名称	混凝土等级	$u_{max}$
M1	C20	0.75	M2	C25	0.61
M3	C30	0.5	M4	C35	0.43
M5	C40	0.37	M6	C50	0.31

表2 混凝土参数取值

混凝土等级	$f_{c,r}$	$\varepsilon_{c,r}$	$f_{cu}$	$\varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_{c,r}$ (梁/柱)
C20	$1.34 \times 10^7$	0.00135	$0.670 \times 10^7$	0.005	0.002
C25	$1.67 \times 10^7$	0.00141	$0.835 \times 10^7$	0.0046	0.002
C30	$2.01 \times 10^7$	0.00147	$1.010 \times 10^7$	0.00441	0.002
C35	$2.34 \times 10^7$	0.00153	$1.170 \times 10^7$	0.00417	0.002
C40	$2.68 \times 10^7$	0.00159	$1.340 \times 10^7$	0.00396	0.002
C50	$3.24 \times 10^7$	0.00168	$1.620 \times 10^7$	0.0037	0.002

表3 结构动力特征对比

对比项目	ABAQUS	ETABS	相差 /%
	结果 / 方向	结果 / 方向	
T1	0.705s/Y	0.708s/Y	0.4
T2	0.686s/X	0.689s/X	0.4
T3	0.565s/T	0.558s/T	-1.2
T4	0.220s/Y	0.222s/Y	0.9
T5	0.216s/X	0.218s/X	0.9
T6	0.179s/T	0.177s/T	-1.1

### 3 分析结果

#### 3.1 结构动力特征

以第一个模型为例,分析两种软件的计算结果,包括振型、周期和模型总质量<sup>[5-9]</sup>,相关结果列入表3进行对比。可以发现,两个软件计算模型的动力特征相近,表明采用任何一个有限元模型计算的结果都是正确的,具有较高的可信度。

#### 3.2 塑性铰出铰顺序及分布

ABAQUS 计算之后,能够方便快捷查询计算结果。通过设置结果显示,可以查询各个位置塑性铰的发生情况。以模型 M1 来做说明,图 1 中的圆点即为结构在经过时程分析之后的塑性铰位置图,为方便显示,隐藏了结构中的板单元构件。

为了分析结构在不同轴压比状况下如何实现“强柱弱梁”的屈服机制,需要得到结构中塑性铰出现的先后顺序,进而分析出梁柱共同作用的机理。因结构中,轴压比最大的两根柱位于 B 轴,所以取 B 轴线的框架(简

称 B 榀框架)作为考查重点进行分析,通过程序中的纤维截面状态变量的时程输出数据查看不同的塑性铰出现的位置,通过与不同塑性铰出现的时间相结合。

图中的数值根据大小分别显示了塑性铰出现时间的先后,其中,数字 1 表示在时程分析进行到 10s~15s 的时候出现的塑性铰;数字 2 表示时程分析进行到 15s~20s 的时候出现的塑性铰;数字 3 表示时程分析进行到 20s~25s 的时候出现的塑性铰;数字 4 表示时程分析进行到 25s~30s 的时候出现的塑性铰。可以发现,塑性铰出现的位置和先后顺序,总结起来可以推断出如下结论:

1. 轴压比越大的结构塑性铰越多,且塑性铰多易发生在柱子的端部,对结构的抗震效果不利。控制柱的轴压比可减少塑性铰的数量和位置<sup>[10-13]</sup>。如模型 M1 和 M2 的轴压比较大,柱端产生了较多的塑性铰,而模型 5 和 6 因轴压比较小,柱端的塑性铰就比较少。

2. 在轴压较大的情况下,柱端和梁端的塑性铰出现的概率比较接近,结构容易丧失竖向承载力而发生

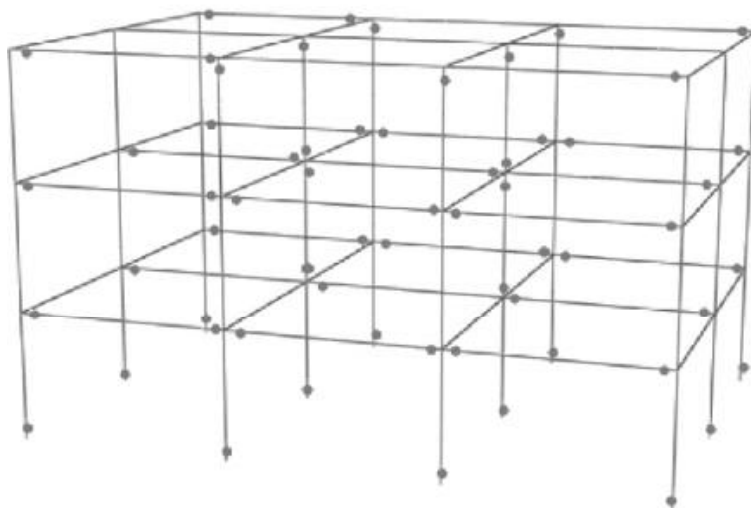


图 1 塑性铰出现位置

破坏,但当轴压比变小后,梁端的塑性铰压先于柱端产生,可以有效提高结构的耗能能力,保证竖向构件的安全性,确保结构不会过早发生倒塌现象。

3. 因框架柱的轴压比降低,柱端塑性铰出现数量减少显著,且出现时间更加退后,而梁端则多在时程分析开始后就会出现,在时间上先于框架柱进入弹塑性状态,说明较低的轴压比可以更好地实现“强柱弱梁”的机制。

#### 4 结论和建议

通过对同一结构采用不同的混凝土等级,实现柱子的不同轴压比,在分析中可以做到单因素的对比,实现结构的受力状态和受力分配的相同。通过弹塑性动力时程分析,较好地考查整个地震动输入过程中结构梁柱单元的出较大小、分布及次序来分析“强柱弱梁”机制实现情况。

1. 随着轴压比的降低,柱端塑性铰出现的更晚、更少,而梁端塑性铰出现得更早、更多,也就是说框架结构中“强柱弱梁”屈服机制实现得更好。

2. 虽然 M1 和 M2 结构的层间位移角满足规范要求,但是其并不能保证“强柱弱梁”屈服机制的实现。

3. 根据本文研究,建议将二级框架柱轴压比适当降低,可以更好地保证“强柱弱梁”屈服机制的实现。

#### 参考文献:

[1] 李宁波,钱稼茹,叶列平,等. 竖向钢筋套筒挤压连接的预制钢筋混凝土剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建

筑结构学报,2016,37(01):31-40.

[2] 聂建国,卜凡民,樊健生. 高轴压比、低剪跨比双钢板-混凝土组合剪力墙拟静力试验研究[J]. 工程力学,2013,30(06):60-66,76.

[3] 卜凡民,聂建国,樊健生. 高轴压比下中高剪跨比双钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(04):91-98.

[4] 戚永乐. 基于材料应变的 RC 梁、柱及剪力墙构件抗震性能指标限值研究[D]. 广州:华南理工大学,2012.

[5] 邓明科. 高性能混凝土剪力墙基于性能的抗震设计理论与试验研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2006.

[6] 董宇光. 型钢与混凝土粘结-滑移关系及型钢混凝土剪力墙抗震性能研究[D]. 上海:同济大学,2006.

[7] 向平. 钢筋混凝土异形柱钢筋混凝土梁节点低周反复荷载试验研究[D]. 南宁:广西大学,2006.

[8] 敬登虎. FRP 约束混凝土的应力-应变模型及其在加固中的应用研究[D]. 南京:东南大学,2006.

[9] 林于东,林杰,宗周红. 低周反复荷载作用下矩形钢管混凝土柱与钢梁连接节点的受力性能[J]. 地震工程与工程振动,2004(04):62-69.

[10] 陈宗平. 桁架式钢骨的混凝土异形柱——不对称 T 形截面正截面承载力研究[D]. 南宁:广西大学,2004.

[11] 陈滔. 基于有限单元柔度法的钢筋混凝土框架三维非弹性地震反应分析[D]. 重庆:重庆大学,2003.

[12] 郭兵. 钢框架梁柱端板连接在循环荷载作用下的破坏机理及抗震设计对策[D]. 西安:西安建筑科技大学,2002.

[13] 框架节点专题研究组. 低周反复荷载作用下钢筋混凝土框架梁柱节点核心区抗剪强度的试验研究[J]. 建筑结构学报,1983(06):1-17.