

## 现浇楼板对框架结构柱梁强度比的影响研究

马千里, 叶列平, 陆新征, 马玉虎  
(清华大学土木工程系, 北京, 100084)

**摘要:**“强柱弱梁”屈服机制是框架结构的抗震设计原则,但由于现浇楼板等因素的影响,实际框架结构并不能实现梁铰屈服机制。本文总结了大量研究者的试验和分析结果,并通过算例证明楼板对框架梁的负弯矩承载力有较大提高,因此建议将框架梁等效为T形或者 型梁进行设计计算,在此基础上按规范要求考虑柱端弯矩放大系数;或将楼板钢筋考虑为超配钢筋,进一步提高柱端弯矩放大系数,使实际结构真正实现“强柱弱梁”的屈服机制。

**关键词:** 框架结构, 强柱弱梁, 柱梁强度比, 楼板, 有效翼缘宽度

### 1 概述

框架结构梁铰屈服机制是抗震设计所期望的框架失效机构。《建筑抗震设计规范条文说明》<sup>[1]</sup>指出框架结构的变形能力与框架的破坏机制密切相关。试验研究表明,梁先屈服,可使整个框架有较大的内力重分布和能量消耗能力,极限层间位移增大,抗震性能较好。我国现行的《建筑抗震设计规范》(GB50010-2001)<sup>[2]</sup>规定,对于考虑地震作用组合的一、二、三级框架柱,除框架顶层和柱轴压比小于0.15者及框支梁与框支柱的节点外,柱端组合的设计弯矩应满足式(1)要求:

$$\Sigma M_c = \eta_c \Sigma M_b \quad (1)$$

一级框架结构及9度时尚应符合

$$\Sigma M_c = \eta_c \Sigma M_{bua} \quad (2)$$

其中,  $\Sigma M_c$  为节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和,上下柱端的弯矩设计值,可按弹性分析分配;  $\Sigma M_b$  为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和,一级框架节点左右梁端均为负弯矩时,绝对值较小的弯矩应取零;  $\Sigma M_{bua}$  为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和,根据实配钢筋面积(计入受压筋)和材料强度标准值确定;  $\eta_c$  为柱端弯矩增大系数,一级取1.4,二级取1.2,三级取1.1。

虽然规范对“强柱弱梁”的设计作了具体的规定,但在这次汶川地震中几乎没有见到框架结构出现梁铰机制,很多现浇框架结构仍然出现了柱端破坏的震害(见图1),甚至有节点区破坏的情况。出现这种震害现象的原因有,框架梁跨度过大使得其截面尺寸增大、框架梁上有填充墙使得框架梁刚度增大、楼板对框架梁的刚度和承载力贡献,规范对框架柱的轴压比限值过高使得框架柱的截面尺寸偏小等。因此,要充分实现框架结构的“强柱弱梁”屈服机制,需要进一步开展深入全面的研究。本文仅从楼板对框架梁的刚度和承载力贡献,分析研究框架结构柱梁强度比对实现“强柱弱梁”机制的影响。

现浇楼板一般与框架梁结合良好,共同工作能力强,可显著提高框架梁的抗弯刚度和承载力,主要体现在两方面:

- (1) 在正弯矩区,楼板和框架梁共同组成一T型梁,有效增加了框架梁的受压区宽度。
- (2) 在负弯矩区,楼板内的超配钢筋相当于增加了框架梁的负弯矩筋,会显著增强框架梁的抗负弯矩承载力。

《建筑抗震设计规范条文说明》<sup>[1]</sup>指出,“强柱弱梁”的概念设计,由于地震的复杂性、楼板的影响和钢筋屈服强度的超强,难以通过精确的计算真正实现。故而抗震规范仅规定对9度及一级框架结构

需要考虑框架梁的实际受弯承载力; 其他情况通过弯矩增大系数来近似考虑一定的超配钢筋和钢筋超强。但在具体设计计算过程中, 规范没有要求考虑楼板对框架梁极限承载力的影响, 仅在条文说明中指出当计算梁端抗震承载力时, 若计入楼板内的钢筋且材料强度标准值考虑一定的超强系数, 则可以提高框架结构“强柱弱梁”的程度。



图 1 汶川地震中框架结构的柱铰破坏机制

我国规范中虽然对竖向荷载作用下梁的刚度考虑了楼板的增强作用, 将中梁和边梁刚度一般分别放大到原来的 2 倍和 1.5 倍, 但对框架现浇楼板内与梁肋平行的钢筋参与梁端负弯矩承载能力的问题没有做出明确规定。蒋永生等<sup>[3]</sup>曾做过一组现浇混凝土梁柱节点的对比实验, 指出带有翼缘的框架梁由于翼缘内平行于梁肋的钢筋参与受力, 使得节点支座处的实际负向屈服弯矩比无翼缘梁的实测值提高了 30% 左右, 已经超过很多情况下柱端弯矩增大系数所包含的梁超强富余。这说明采用现行规范, 不考虑楼板钢筋设计出的框架梁可能无法满足实际结构中“强柱弱梁”的要求, 实际结构中楼板钢筋残余框架梁受力的钢筋很可能超出框架梁自身配筋面积的 10% 以上, 因此现行规范规定的“强柱弱梁”要求, 实际无法实现。

## 2. 典型框架分析

为分析研究楼板对框架梁刚度和承载力贡献的影响, 本文设计了两个典型框架进行分析计算。结构基本设计参数为 6 层框架, 纵横向各 4 跨, 开间 6m×6m, 层高 3.6m, 楼面恒载 3.75kN/m<sup>2</sup>, 活载 2.0kN/m<sup>2</sup>, 柱截面 450 mm×450mm, 梁截面 250mm×600mm, 计算时按 (恒载+活载) 作用于主体结构, 7 度设防, 设计地震分组第一组, 梁柱均采用 C25 级混凝土, 纵筋采用 HRB335 级, 楼板采用 C20 混凝土, 钢筋采用 HPB235 级。框架总高只有 21.6m, 根据规范按三级框架要求设计。结构设计按 PKPM 程序计算, 柱中每侧配筋面积 600mm<sup>2</sup>, 角部配 200mm<sup>2</sup>, 梁端上部配 600mm<sup>2</sup>, 下部配 400mm<sup>2</sup>, 梁中部下部配 500mm<sup>2</sup>, 上部构造配, 考虑到框架各层配筋面积差别不大, 同时也为了简化计算模型, 梁柱配筋沿层

高不再作变动, 楼板厚 120mm, 楼板钢筋采用上下两层分离式配筋, 上层配筋率 0.6%, 下层配筋率 0.3%, 结构模型见图 2。

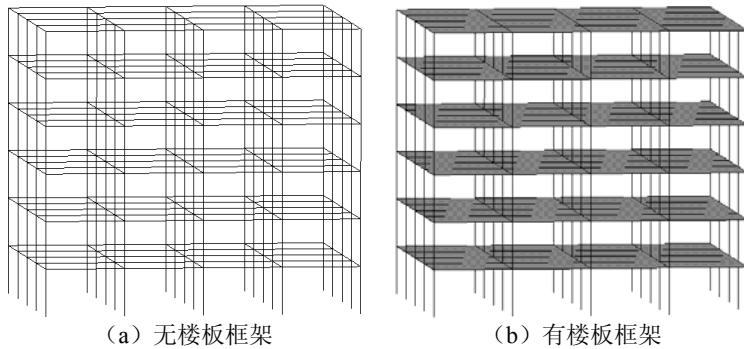


图 2 计算模型

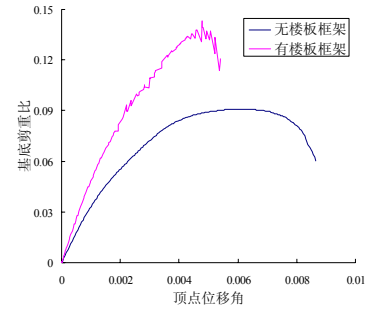


图 3 推覆曲线比较

模型采用有楼板和无楼板两种模型。无楼板的框架结构, 按照梁端弯矩相等的原则将楼板荷载折算成梁上线荷载进行计算, 以保证两个结构总质量相同。模型中梁柱单元均采用纤维模型单元, 能够模拟空间复杂受力条件下的梁柱弹塑性性能。有楼板的框架结构, 楼板采用分层壳单元建模, 模拟楼板平面外的受力和变形性能<sup>[4]</sup>。由于实际结构中楼板顶面与框架梁顶标高相同, 因此将模型中梁轴线按实际位置做了偏移, 以考虑楼板参与梁端抗弯计算。无楼板的框架结构的前两阶振型分别为 X、Y 方向的平动, 周期为 0.95s, 第三阶为扭转, 周期为 0.85s; 有楼板的框架结构的前两阶振型分别为 X、Y 方向的平动, 周期为 0.83s, 第三阶为扭转, 周期为 0.71s。

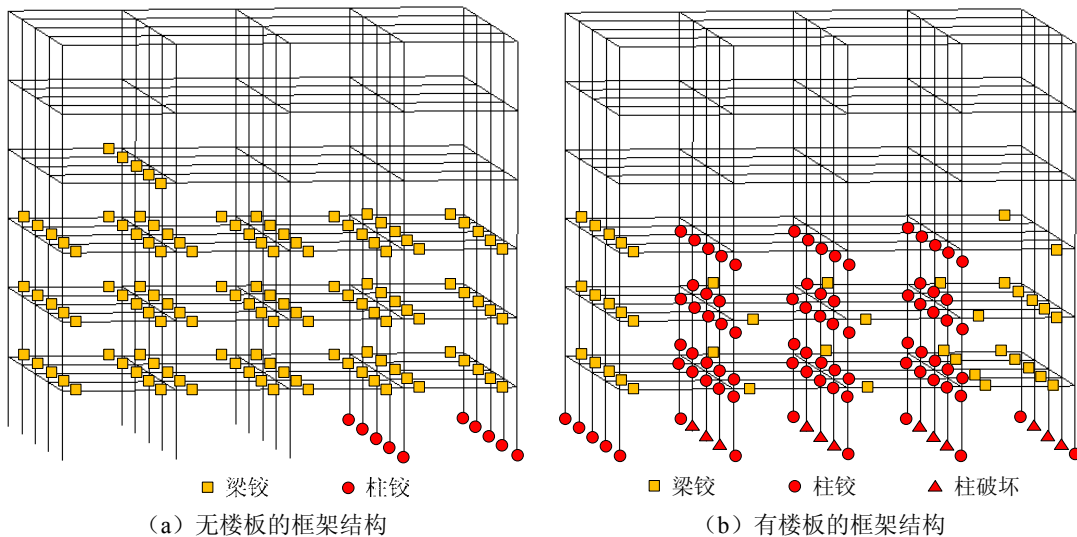


图 4 塑性铰分布图

对两个框架进行了 Pushover 分析, 采用倒三角侧力分布模式进行推覆, 每层侧力作用于各层梁柱节点处。得到基底剪力—顶点位移曲线见图 3, 当侧向承载力开始下降时, 结构塑性铰分布见图 4。

从图 3 看出, 相比于有楼板的框架, 无楼板的框架结构, 抗侧刚度较低, 最大基底剪重比约 0.091; 而有楼板的框架结构, 抗侧刚度较大, 最大剪重比约 0.138 (由于数值计算原因, 曲线末端有少许锯齿状波动), 比无楼板的框架结构高约 50%; 但从基底剪重比随顶点位移角变化的曲线来看, 有楼板框架结构的侧向承载力达到最大后迅速下降, 结构延性较差, 这主要是因为形成了柱铰机制; 而无楼板结构整体进入屈服阶段后, 由于可以形成梁铰机制, 侧向承载力可维持一段变形没有大的下降, 显示出了较好的延性。

考察图 4 的结构在侧向承载力下降时的塑性铰分布模式可以看出, 无楼板的框架结构其最终失效时梁端大量出现塑性铰 (如图 2(a)), 且主要集中在下部三层, 上部两层无塑性铰出现, 这主要是因为结构模型采取上下钢筋统一配置, 上部各层与下部各层的抗侧强度相差无几, 但是所受侧向力却较小; 柱端受压一侧底层柱底出现塑性铰, 上部柱无一出铰, 在侧向变形较大时, 由于底层柱脚和下部三层梁端

塑性铰出现软化, 并且在  $P-\Delta$  效应的影响下, 结构抗侧承载力出现下降。

有楼板的框架结构在最终失效时, 底层框架柱底全部出现塑性铰, 并达到破坏极限, 下部三层中柱的上下端也都出现了塑性铰, 而梁端由于楼板的增强作用, 仅在边节点或边榫框架处有梁端塑性铰出现, 整个框架呈现典型的柱端塑性铰失效模式, 由于柱受轴力影响, 受弯承载力下降较快, 因此整个框架在达到最大侧向承载力后快速进入软化段, 延性较差。

通过该算例可以发现, 按现行规范设计的框架, 如果不考虑楼板对框架梁的抗弯刚度和承载力的增强作用, 实际框架结构很可能出现弱柱强梁的破坏模式, 这与“强柱弱梁”屈服机制设计原则是背道而驰, 结构的抗震延性较差, 一旦由于偶然的超强地震作用或其它部里因素的影响, 既有可能造成楼层屈服机制而导致局部楼层倒塌, 见图 5。

为了便于利用算例模型对比楼板对框架梁的增强作用, 对上述框架结构采用材料强度标准值进行承载力校核。以结构中的内节点为例, 不考虑楼板时所得到的柱梁抗弯强度比为 1.19, 满足规范相关强柱弱梁要求。但考虑楼板后, 分别计算柱及带楼板梁的极限抗弯承载力后 (此时根据 ACI 规定, 楼板有效宽度取梁两侧 6 倍板厚) 所得柱梁抗弯强度比仅有 0.56, 也即考虑楼板的内节点梁端顺 (逆) 时针弯矩承载力之和比不考虑楼板框架梁的弯矩承载力高了近一倍。由此可见, 是否考虑楼板参与框架梁端的抗弯承载力贡献, 对能否满足“强柱弱梁”的设计原则有很大的影响。



图 5 汶川地震中因柱铰机制倒塌的框架结构

### 3. 国内外研究概述和规范规定

大量研究表明<sup>[3], [5-12]</sup>, 框架上的现浇楼板会增大梁的抗弯能力。Ehsani 等人<sup>[5]</sup>曾进行过一组对比试验, 对有、无楼板和直交梁的足尺边节点各 6 个进行对比; 对于带楼板和直交梁的节点, 尽管在设计时考虑了梁的每侧有两根楼板纵向钢筋参与梁的受力, 并以此为基础对柱的抗弯承载力按柱梁抗弯强度比 1.1 进行了设计, 但在试验中发现仍然发现带楼板和直交梁的实测柱梁强度比分别只有 0.89 和 0.87, 造成塑性铰在板面以上的上柱端形成; French<sup>[6]</sup>统计了 13 个中节点和 7 个外节点的实验结果后, 发现不考虑楼板的计算承载力比考虑楼板作用的实测承载力分别低了 25% 和 17%。很多研究者通过实验和计算分析也都认为, 框架设计中需要考虑一定板宽范围内的楼板钢筋参与梁的共同受力, 才能确保“强柱弱梁”设计原则的实现, 设计时若采用较小的柱端弯矩放大系数, 而取用的节点设计剪切强度较大时, 塑性铰有很大可能出现在柱端而非梁端<sup>[7-9]</sup>。

Ehsani 等人曾建议在实际结构中对于带楼板和直交梁的节点, 柱梁抗弯强度比不小于 1.2, 且在计算梁的抗弯承载力时, 应考虑主梁每侧至少一倍梁宽范围内的楼板纵向钢筋参与受力。唐九如认为, 为了合理考虑楼板影响, 设计框架时若不计入楼板对梁承载力的提高, 则需将柱梁强度比提高至 1.4 甚至 1.6 才能使塑性铰出现在梁端而非柱端<sup>[5]</sup>。有研究表明<sup>[10]</sup>, 柱梁强度比对于单轴加载和双向加载节点须分别达到 2 和 3 以上, 才能保证塑性铰不会在柱中出现。但也有的实验结果表明, 柱梁强度比并非一定要达到较高水平才能实现“强柱弱梁”, 例如同济大学和中国建筑科学研究院在 1987 年与日本、新西兰及美国合作

进行的6个足尺的框架节点试验<sup>[5]</sup>, 其中有两个是带100mm厚楼板的节点, 虽然设计时采用的柱梁抗弯强度比只有1.1, 但是最终塑性铰仍然出现在梁上, 未转移到柱中。

综上所述, 合理考虑楼板对梁的承载力影响对保证“强柱弱梁”设计原则有着重要的意义。目前国际上考虑楼板影响时的“强柱弱梁”设计主要有两种思路, 一种是计算梁截面抗弯承载力时不考虑楼板翼缘, 代之以提高现行规范规定的柱梁强度比, 以间接考虑楼板的贡献; 另一种是维持现行规定的柱梁强度比数值, 而在计算梁截面抗弯承载力时, 将板所提供的有效抗弯能力折算成一定范围(即有效翼缘宽度)内的板完全参与受弯, 将框架梁等效为T型或者Γ型梁进行设计计算。后一种方法由于精度可靠, 目前运用较为广泛。楼板的有效翼缘宽度随着框架梁的变形的增大而增大, 板筋参与受弯的程度随着钢筋离开梁肋距离的增大而减小。影响有效翼缘宽度的因素众多, 包括节点类型、楼板配筋量、侧向变形量、加载制度、直交梁刚度、边界条件、板的长宽比以及板的钢筋分布等<sup>[6]</sup>。<sup>[11~12]</sup>。French等人的研究表明<sup>[6]</sup>由ACI规范所规定的有效宽度计算出的梁端抗弯承载力与2%层间水平位移角时的实测承载力相当, 因此按照ACI规定可以合理考虑楼板对梁抗弯承载力影响。我国吴勇<sup>[13]</sup>等通过对新规范设计的框架进行计算分析后, 认为罕遇地震作用下框架最大层间位移角一般不大于1.5%, 同时借鉴东南大学的实验实测结果后建议取梁每侧6倍板厚范围作为板的有效宽度。目前研究者们对于楼板影响范围的确定还没有取得一致意见, 需进一步深入探讨。另外, 在计算柱的抗弯能力时, 轴压引起的柱抗弯能力的下降也必须加以考虑<sup>[5]</sup>。

目前, 美国 ACI318-02 规范<sup>[14]</sup>和 ACI352-02 节点设计规范<sup>[15]</sup>都明确指出现浇楼板对梁的负弯矩承载力有较大提高, 验算框架柱梁强度比时, 梁端承载力特别是负弯矩承载力需要须考虑有效翼缘宽度范围内的楼板与梁协同工作, 并对各种节点中有效翼缘宽度作了细致规定, 在此基础上进一步考虑柱端弯矩增大系数, 以达到强柱弱梁的设计目标。新西兰规范则规定在确定梁的设计所需的负弯矩钢筋时, 可以考虑板有效宽度范围内的与梁肋平行的板内钢筋作为负弯矩受拉钢筋的组成部分, 梁端所需负弯矩钢筋面积为除去相应楼板钢筋承载力贡献后的受拉钢筋面积<sup>[13]</sup>。

#### 4. 考虑楼板影响后的框架分析

为了合理考虑楼板对框架梁的影响, 根据美国规范的规定, 考虑梁肋每侧 6 倍板厚范围内的楼板参与框架梁端受弯, 按 T 型梁计算了内节点梁端实际抗弯承载力, 并在此基础上按照规范要求乘以 1.1 的柱端弯矩放大系数后对框架柱重新进行配筋设计, 计算都采用材料强度标准值。同时为简化起见, 边节点也采用与内节点相同的柱端配筋量。计算所得最终柱配筋为每侧配筋面积  $1800\text{mm}^2$ , 每侧柱配筋率约 0.89%, 称此模型为“对比模型 1”。同时根据新西兰规范的规定, 考虑楼板钢筋后可以减少相应的梁端负弯矩区受拉钢筋面积。仍考虑梁肋每侧 6 倍板厚范围内的楼板参与梁端受弯, 计算发现仅有楼板钢筋已经满足原框架矩形梁的抗弯承载力要求, 因此对矩形梁负弯矩区仅采用  $300\text{mm}^2$  的构造配筋(此处不考虑裂缝控制等因素, 仅考虑承载力要求), 同时计算带楼板梁的实际抗弯承载力后采用 1.1 的放大系数对框架柱进行配筋设计, 计算所得最终柱配筋为每侧配筋面积  $1500\text{mm}^2$ , 每侧柱配筋率约 0.74%, 称此模型为“对比模型 2”。两个对比模型推覆所得基底剪力-顶点位移曲线见图 6, 塑性铰分布图见图 7。由图 6 可见, 配筋最多的对比模型 1 抗侧承载力最高, 对比模型 2 次之, 原模型(带楼板)最低。三个模型达到最大承载力之后都迅速进入软化, 并没有出现无楼板框架较长的延性变形区段(见图 3), 说明楼板的存在限制了梁端塑性铰的充分变形, 使柱铰的更容易出现, 对框架整体的侧向变形能力产生较大的影响; 从图 7 的塑性铰分布也可以看出, 对比模型框架失效时虽然出现了大量梁铰, 但是除去底层柱底外其他柱端仍有少部分柱铰出现, 这说明虽然两个对比模型比原有楼板框架模型有改善, 但对比模型结构柱的强度和变形能力仍不能使结构整体达到理想的“强柱弱梁”, 这主要是由于以下两方面原因造成的, 一是楼板影响框架梁的范围随着层间变形的增大而增大, 仅考虑 6 倍板厚仍偏小, 框架梁端的实际承载力仍比计算值大, 导致结构内节点柱铰较早出现, 虽然抗侧承载力提高, 但延性不足; 二是设计时未考虑柱轴力对柱抗弯承载力的削弱作用, 且框架柱端弯矩增大系数值较低, 因而框架柱, 特别

是内节点柱在轴力和弯矩的共同作用下仍显得十分薄弱, 结构未能实现充分的梁铰变形机制。因此, 考虑楼板的共同作用, 需进一步提高柱端弯矩增大系数取值, 以考虑楼板参与受弯范围的变化以及柱轴力的影响, 才能更有效的实现“强柱弱梁”屈服机制, 提高框架结构的延性变形能力。

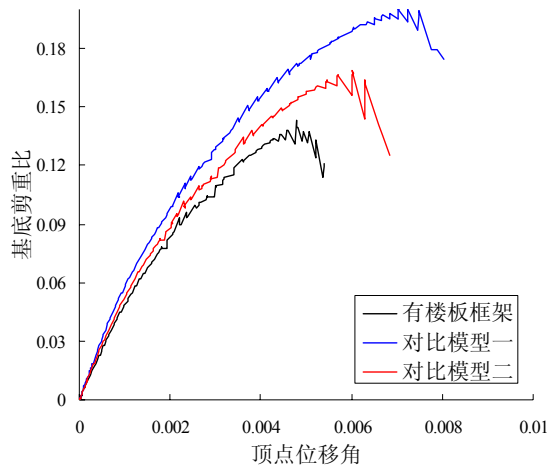


图 6 对比模型推覆曲线比较

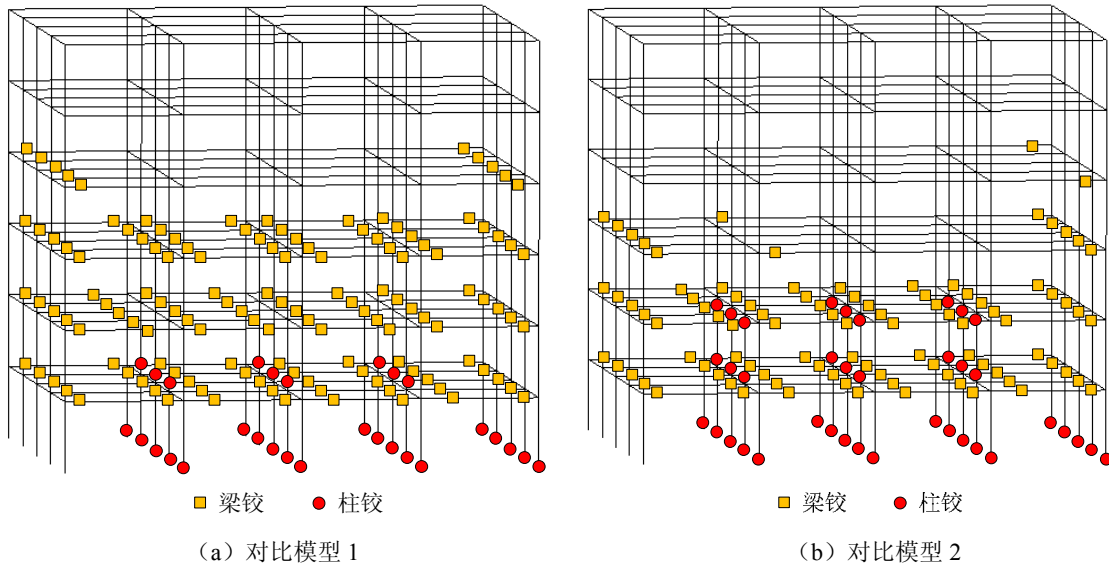


图 7 对比模型塑性铰分布图

## 5. 结论和建议

本文通过对有、无楼板的两个框架模型的计算比较, 并根据国内外的有关研究结果和国外规范的规定, 得到以下结论:

(1) 楼板对框架梁的刚度和承载力, 特别是负弯矩承载力的影响很大。我国现行抗震规范中的“强柱弱梁”设计规定无法充分保证“强柱弱梁”屈服机制的实现, 需考虑楼板配筋对梁抗弯能力的提高, 或进一步提高框架柱梁强度比取值以涵盖楼板对梁的增强作用。

(2) 按我国现行抗震规范设计的框架结构, 在实际结构中并不一定能保证“强柱弱梁”的破坏机制。由于楼板参与梁端抗弯, 实际带楼板的框架结构有可能出现“强梁弱柱”的破坏机制, 严重影响框架结构的整体变形性能和塑性耗能能力。

(3) 考虑楼板钢筋参与受弯, 可将其考虑为“超配”钢筋, 并进一步提高框架的柱梁强度比值, 以保证实际抗震结构中带楼板的梁端抗弯承载力小于柱端抗弯承载力, 其具体取值仍需进一步深入研究。

(4) 在设计中考虑楼板的影响时, 也可将带楼板框架梁等效为 T 型或者 Γ 型梁进行设计计算; 实际配筋时可考虑降低梁端负弯矩区配筋面积或提高柱端配筋面积以实现“强柱弱梁”。楼板的有效影响宽度影响因素较多, 我国规范若采用该方法等效考虑楼板影响, 对不同节点的有效影响宽度的具体取值还需进一步深入总结研究。同时计算柱端抗弯承载力时需考虑柱轴力对其影响。

(5) 除本文考虑的楼板对框架梁的增强作用外, 实际结构还存在其它可能导致框架梁刚度和承载力增大的因素, 如填充墙、梁柱实际刚度比等, 需进一步开展分析研究。同时, 设计人员也应充分注意所设计结构可能导致无法充分实现“强柱弱梁”的因素, 在结构设计给予充分的考虑。

## 参考文献

- [1] GB50011-2001, 建筑结构抗震设计规范条文说明[S]. 中国建筑工业出版社, 北京, 2002.
- [2] GB50011-2001, 建筑结构抗震设计规范[S]. 中国建筑工业出版社, 北京, 2002.
- [3] 蒋永生, 陈忠范, 周绪平, 鲁宗憲. 整浇梁板的框架节点抗震研究[J]. 建筑结构学报, 1994, 12(3): 11~16.
- [4] 叶列平, 陆新征, 马千里等. 混凝土结构抗震非线性分析模型、方法及算例[J]. 工程力学, 2006, 23(sup.2): 131-140.
- [5] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 东南大学出版社, 南京, 1989.
- [6] French C.W. and Moehle J.P. Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections[J]., Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1991: 225~258.
- [7] Leon R.T. The Effect of Floor Member Size on the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints[J]. Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Calif., July, 1984: 445~452.
- [8] Leon R.T. and Jirsa J.O. Bi-directional Loading of RC Beam-Column Joints[J]. Earthquake Spectra, 1986, 2(3): 537-564.
- [9] Shahrooz B.M. and Moehle J.P. Seismic Response and Design of Setback Buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(5): 1423-1439.
- [10] Paulay T. Developments in the Design of Ductile Reinforced Concrete Frames[J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1979, 12(1): 35-43.
- [11] Ammerman O.V. and Wolfgram-French C. R/C Beam-Column-Slab Subassemblages Subjected to Lateral Loads[J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(6): 1298~1308.
- [12] Cheung P.C., Paulay T. and Park R. New Zealand Tests on Full-Scale Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Subassemblages Designed for Earthquake Resistance[R]. Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1991: 1~38.
- [13] 吴勇, 雷汲川, 杨红, 白绍良. 板筋参与梁端负弯矩承载力问题的探讨[J]. 重庆建筑大学学报, 2002, 24(3): 33~37.
- [14] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02) [S]. ACI Committee 318, 2002.
- [15] Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-02) And Commentary (ACI 318R-02)[S]. ACI Committee 318, 2002.