

# 组合楼板效应对带低屈服点钢耗能梁段高强钢框筒结构滞回性能影响分析

罗子棋<sup>1</sup>, 连 鸣<sup>1,2</sup>, 苏明周<sup>1,2</sup>, 张 浩<sup>1,2</sup>

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室, 陕西 西安 710055)

**摘要:** 含剪切型耗能梁段高强钢框筒结构(简称 HSS-FTS-RSL)具有良好的抗侧、抗扭刚度以及耗能能力, 为研究楼板组合效应对结构抗震性的影响, 针对大震下楼板过早与裙梁脱开问题, 提出了相应构造措施加以改善。采用 ABAQUS 建立 HSS-FTS-RSL 子结构模型进行滞回分析, 以连接件构造措施、楼板厚度、混凝土强度和耗能梁段长度为参数, 分析其对子结构滞回性能的影响规律。结果表明: 设置 T 型连接件可以在裙梁错位较大时延缓栓钉从 RC 楼板中拔出, 并且 T 型连接件腹板宜沿跨度方向布置; 考虑楼板组合效应可以提升结构的初始刚度和承载力, 楼板越厚、混凝土强度越高以及耗能梁段越短, 提升幅度越大, 但楼板的存在会一定程度上限制耗能梁段的转角, 从而影响耗能梁段的塑性发展; 基于分析结果, 提出了设计建议: 耗能梁段长度不宜过长也不宜过短, 耗能梁段长度取值范围宜在 0.95~1.25 内, 在满足结构性能需求及连接件构造要求的前提下, 尽量选择厚度较薄的楼板, 且混凝土强度等级不宜超过 C30。

**关键词:** 楼板组合效应; 耗能梁段; 钢框筒; 滞回性能

**中图分类号:** TU391; TU398

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2022)04-0588-12

## Analysis of the influence of composite floor slab effect on hysteretic behavior of high strength steel frame - tube structure with low yield point shear link

LUO Ziqi<sup>1</sup>, LIAN Ming<sup>1,2</sup>, SU Mingzhou<sup>1,2</sup>, ZHANG Hao<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education (XAUAT), Xi'an 710055, China)

**Abstract:** High-strength steel frame tube structure with replaceable low yield point shear link (HSS-FTS-RLYPSL) has good lateral and torsional stiffness and energy dissipation capacity. To study the influence of RC slab combination effect on the seismic resistance behavior of the structure, the corresponding structural measures are put forward to improve the premature separation of the RC slab and the spandrel beam under rare earthquake. The HSS-FTS-RSL substructure model is established by ABAQUS for hysteretic analysis, and the structural measures of connectors, the thickness of the RC slab, the concrete strength and the length of the shear link are used as parameters to analyze their influence on the hysteretic performance of the substructure. The results show that the setting of T-shape Connector can delay the pull-out of studs from RC slab when the displacement of spandrel beam is large, and the web plate of T-shape should be arranged along the span direction. Considering the RC slab combination effect can effectively improve the initial stiffness and bearing capacity of the structure, the thicker the RC slab, the higher the concrete strength and the shorter the shear link, the greater the lifting amplitude. However, the existence of the RC slab will limit the rotation angle of the shear link to a certain extent, thus affecting the plastic development of the shear link. Based on the analysis results, the design suggestions are put forward: the length of the shear link should not be too long or too short, and the length ratio of the shear link should be in the range of 0.95 ~ 1.25. On the premise of meeting the structural performance requirements and the structural requirements of the connector, and the thinner RC slab should be selected as far as possible, and the concrete strength grade should not exceed C30.

**Key words:** RC slab combination effect; shear link; steel frame tube; hysteretic behavior

收稿日期: 2022-06-08

修改稿日期: 2022-08-10

基金项目: 国家自然科学基金项目(51708444)

第一作者: 罗子棋(1998—), 男, 硕士生, 主要研究新型钢结构体系抗震性能与设计方法。E-mail: luoziqi@xauat.edu.cn

通信作者: 连 鸣(1987—), 男, 博士, 副教授, 主要研究新型钢结构体系抗震性能与设计方法。E-mail: lianming@xauat.edu.cn

钢框筒结构(Steel Frame-Tube Structures, 简称 SFTSs)由布置于周边的柱距小(间距为 1~3 m)、梁截面高(0.6~1.2 m 高)的密柱深梁框架组成,具有良好的抗侧、抗扭刚度。但由于裙梁跨高比较小,导致弯矩梯度增大,剪力增大,梁端塑性发展区域减小,致使梁端塑性铰的发展能力受限,可能出现“强梁弱柱”,导致地震耗能能力较差且震后不易修复。高强钢(High Strength Steel, 简称 HSS)具有强度高的优点从而能节约材料,而可更换剪切型耗能梁段(Replaceable Shear Links, 简称 RSL)具有良好的塑性耗能能力及震后更换能力。为此,张浩、连鸣等<sup>[1-3]</sup>结合钢框筒结构、高强钢和可更换剪切型耗能梁段的优点,提出了含可更换剪切型耗能梁段高强钢框筒结构体系(High Strength Steel Frame-Tube Structure With Replaceable Shear Links, 简称 HSS-FTS-RSL, 见图 1),并对该结构体系进行了一系列的研究,完成了 3 个 2/3 缩尺的采用可更换低屈服点钢耗能梁段的 HSS-FTS-RSL 子结构试件的低周往复加载试验,建立了不带楼板试件的 ABAQUS 精细化数值分析模型<sup>[1-2]</sup>,但仍未对带楼板的试件进行参数分析。

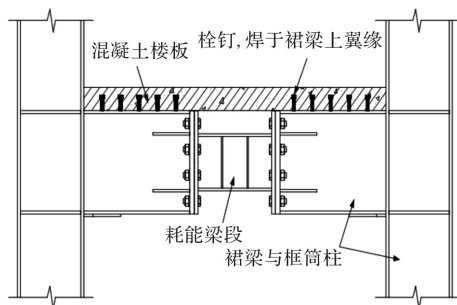


图 1 HSS-FTS-RSL 示意图

Fig. 1 Schematic diagram of HSS-FTS-RSL

由于栓钉抗拔性能不足,裙梁错动位移过大时,楼板会与裙梁过早脱离,故需要增设抗拔连接件来延缓栓钉拔出,保证楼板组合效应在层间位移角 2% 以内有效发挥。聂建国等<sup>[4-5]</sup>设计了一种新型的抗拔不抗剪连接件,其构造措施为在连接件顶部及周围包裹泡沫塑料来隔绝约束的传递,以解决组合梁负弯矩区的混凝土板本身受拉力、抗剪连接件的存在会使其滑移被限制、更容易开裂破坏的问题,并提出了设计公式及构造措施确保连接件腹板(或栓杆)破坏先于端板(或钉帽)破坏发生,避免混凝土板发生冲切破坏或局部压溃。马原<sup>[6]</sup>对多栓钉抗拔承载力进行了研究,引入折减系数来反映锥体的重叠程度造成的抗冲切承载力

降低的情况。苏庆田等<sup>[7]</sup>对橡胶-焊钉组合连接件的抗剪性能研究进行了研究,发现连接件部分包裹橡胶虽对承载力没有影响,但会加大滑移,此外还对橡胶-焊钉组合连接件的布置方式提出了设计建议。

本文针对楼板过早与裙梁脱离问题,提出了相应构造措施加以改善,并采用 ABAQUS 软件建立 HSS-FTS-RSL 子结构模型进行滞回分析,以 T 型连接件构造措施、楼板厚度、混凝土强度和耗能梁段长度为参数,分析其对子结构滞回性能的影响规律,提出相应的设计建议。

## 1 有限元模型建立及验证

### 1.1 有限元模型建立

文献[1]对 HSS-FTS-RSL 子结构进行了拟静力试验研究,本文在此基础上利用 ABAQUS 软件建立子结构精细化模型,钢筋采用桁架单元(T3D2),其余各构件采用考虑缩减积分的八节点六面体单元(C3D8R)。采用“Tie”约束模拟各板件之间的焊接,端板与螺栓之间、RC 楼板与裙梁和柱之间采用面-面接触进行模拟,法向采用硬接触,切向采用罚函数,摩擦系数分别取 0.4、0.3,采用“Bolt Load”对螺栓施加预紧力,其余栓钉与钢筋采用“Embedded”约束嵌固于 RC 楼板中。网格采用“结构化”网格划分技术,有限元模型如图 2 所示。

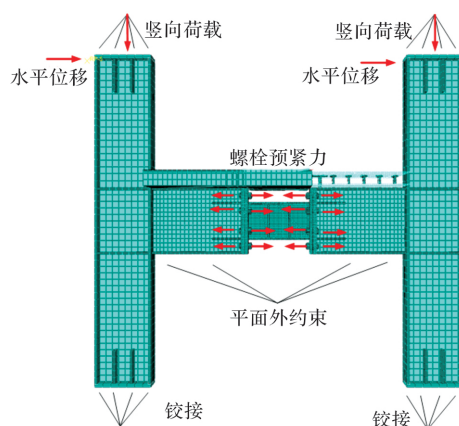


图 2 BASE 模型网格划分

Fig. 2 Modeling grids of BASE

试验试件跨度 2 m, 高度 2.2 m, 框筒柱和裙梁均采用 Q460 钢, 截面尺寸分别为 H360 mm × 226 mm × 12 mm × 16 mm 和 H400 mm × 148 mm × 10 mm × 12 mm。耗能梁段采用 LYP225 低屈服点钢, 截面尺寸为 H230 mm × 130 mm × 8 mm × 10 mm。混凝土楼板采用 C30 混凝土, 厚度为 90 mm 并采用 HRB400 级钢筋。有限元模型中各构件尺寸和强度与试验保持一致, 低屈服点

钢采用 Chaboche 混合强化本构模型, 其余钢材采用考虑包辛格效应的双线性随动强化本构模型, 应变硬化率取 0.01, 混凝土采用塑性损伤本构模型(concrete damage plastic model), 依据《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)<sup>[8]</sup> 附录 C 计算得到楼板混凝土的单轴受压和单轴受拉应力-应变曲

线, 其余材料依据材性试验确定<sup>[1]</sup>, 具体参数见表 1~表 2。在裙梁底部约束平面外位移, 并将柱顶和柱底的各自由度耦合至参考点, 对柱底参考点采用铰接, 对柱顶参考点施加竖向荷载。通过对柱顶参考点施加水平位移来进行循环加载, 加载制度与试验<sup>[1]</sup>保持一致。

表 1 低屈服点钢本构参数

Tab. 1 Constitutive parameters of low yield point steel

钢材等级	$E/\text{GPa}$	$\sigma_0/\text{MPa}$	$Q_\infty/\text{MPa}$	$b$	$C_1/\text{MPa}$	$\gamma_1$	$C_2/\text{MPa}$	$\gamma_2$	$C_3/\text{MPa}$	$\gamma_3$	$C_4/\text{MPa}$	$\gamma_4$
LYP225	200	170	75	5	3 050	130	1 050	170	1 000	220	260	1

表 2 混凝土本构参数

Tab. 2 Constitutive parameters of concrete

RC 等级	$f_{cu,t}/\text{MPa}$	$E/\text{GPa}$	$\nu$	膨胀角/(°)	偏心率 $\epsilon$	$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	形状系数 $K$	粘性系数
C30	31.3	30	0.2	30	0.1	1.16	0.67	0.01

### 1.2 有限元模型验证

图 3 为试验与有限元破坏模式对比, 由 Mises 图可知: 裙梁与柱截面应力均未超过屈服应力, 保持在弹性状态内, 与试验的应变分析吻合。由耗能梁段 PEEQ 图可知: 耗能梁段加劲肋附近塑

性应变较大, 有断裂的趋势, 与试验现象吻合。由楼板跨度方向塑性应变图可知: RC 楼板塑性拉应变集中在端板螺栓连接处, 塑性压应变集中在楼板与柱接触端上表面, 与试验较为吻合。

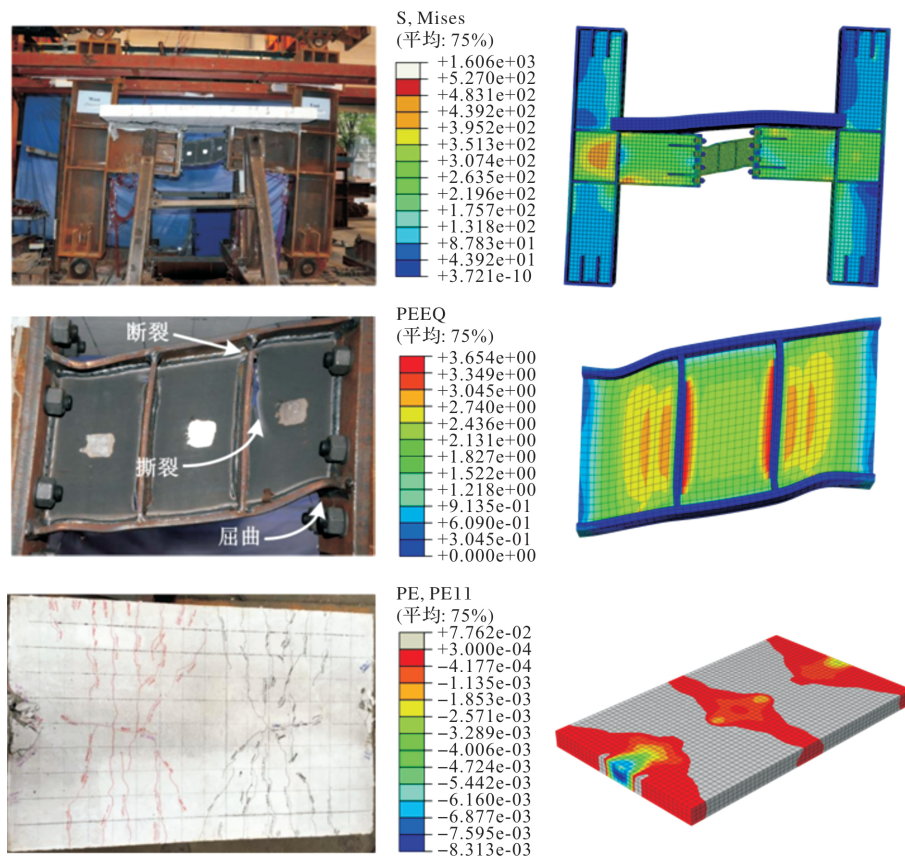


图 3 破坏模式对比

Fig. 3 Comparison of failure modes

图 4 和表 3 为子结构试件试验结果与有限元结果对比。由图可知: 不带楼板试件有限元与试验曲线吻合较好; 带楼板试件有限元模型的弹性刚

度比试验结果偏大, 这是因为混凝土本构关系自身随机性较大; 带楼板试件有限元模型的承载力相较于试验更大, 这是由于试验过程中楼板与裙

梁脱开导致。由表可知, 除带楼板试件的耗能和屈服承载力误差略大于 10% 外, 其余误差范围均小于 10%, 说明该模型可以较好模拟结构的初始刚度和在弹塑性阶段。

表 3 性能指标对比  
Tab. 3 Comparison of performance indexes

性能指标		屈服点				峰值点				弹性刚度 $K_0/$		延性 $\mu$		耗能 $E_s/\text{kJ}$
		$\Delta y/\text{mm}$		$F_y/\text{kN}$		$\Delta m/\text{mm}$		$F_m/\text{kN}$		$(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$				
		正向	负向	正向	负向	正向	负向	正向	负向	正向	负向			
无楼板	试验	19.82	19.79	254.37	246.88	90.80	90.79	377.56	362.32	19.33	19.61	4.58	4.59	1 204.246
	有限元	20.00	20.00	246.37	264.53	90.00	90.00	369.29	368.94	19.71	20.16	4.50	4.50	1 301.050
	误差	0.91	1.06	-3.15	-7.15	-0.88	-0.87	-2.19	1.83	1.97	-2.80	-1.75	-1.96	8.04
带楼板	试验	19.84	19.67	254.05	259.37	89.05	89.12	382.25	382.90	19.55	20.39	4.99	5.04	1 375.578
	有限元	20.00	20.00	262.63	285.72	90.00	90.00	373.52	375.70	20.19	21.51	5.00	5.00	1 534.927
	误差	0.81	1.68	3.38	10.16	1.04	1.01	-2.28	-1.88	3.27	5.49	0.20	-0.79	11.58

注: 误差 = (有限元 - 试验) / 试验  $\times 100\%$

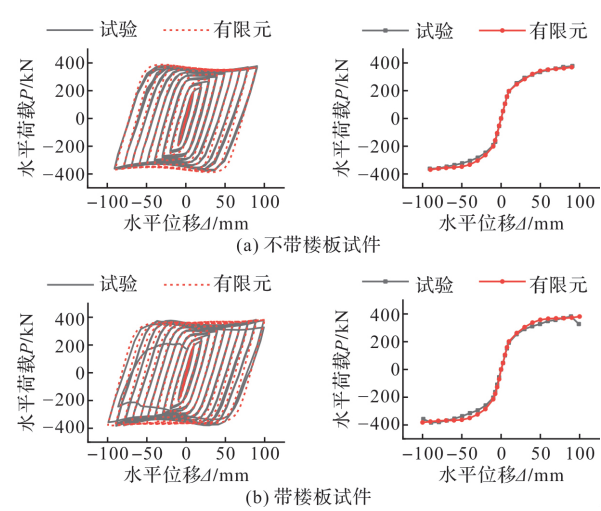


图 4 滞回曲线和骨架曲线对比  
Fig. 4 Comparison of hysteresis and skeleton curve

2 连接件构造

在试验过程中<sup>[1]</sup>, 由于缩尺试验中 RC 楼板过薄和栓钉抗拔性能较差的原因, RC 楼板过早发生锥体冲切破坏并与裙梁脱开, 楼板组合效应未能有效发挥, 故亟须在原有结构的基础上增设 T 型连接件(图 5), 改善栓钉抗拔性能不足的问题, 尽量延缓楼板掀起, 保证层间位移角在 2% 以内, 楼板组合效应有效发挥。连接件在拉拔力作用下破坏模式主要有两种: 一是连接件腹板拉断; 二是混凝土冲切破坏。前者属于延性破坏, 后者属于脆性破坏, 应尽量避免。为保证连接件腹板拉断先于混凝土冲切破坏, 连接件腹板设计<sup>[4]</sup>应满足式(1)。此外连接件端板下方混凝土压溃和端板弯曲破坏应根据合理的构造措施避免, 连接件端板设计<sup>[4]</sup>应满足式(2)。同理, 栓钉的构造设计<sup>[5-6]</sup>需满足式(3)和式(4)。

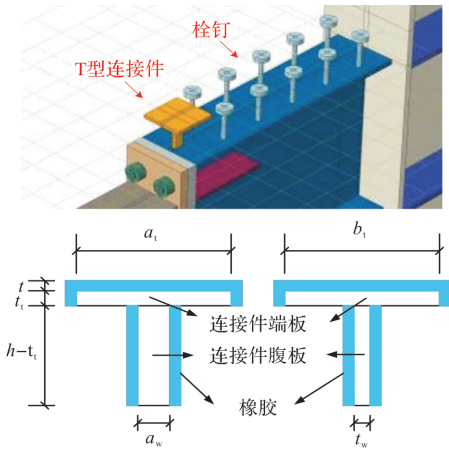


图 5 T 型连接件示意图  
Fig. 5 Schematic diagram of T-shape connector

$$\begin{cases} T_c = \sin(40^\circ) f_t S = f_t S_h = \\ f_t [2(b_1 + h_0) + 2(a_1 + h_0)] h_0 \\ T_a = f_{uw} A_{sw} = f_{uw} a_w t_w \\ T_c \geq T_s \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} b_0 \geq \frac{f_{yw} a_w t_w}{2\beta f_c a_t} \\ t_1 \geq \sqrt{\frac{4b_0(\beta f_c b_0 - 0.5 f_{yw} t_w)}{f_{yt}}} \\ t_1 \geq t_w \end{cases} \quad (2)$$

$$\begin{cases} T_c = \sin(45^\circ) f_t S = f_t S_h = \\ f_t \pi [(2h_0 + d_h)^2 - d_h^2] / 4 \\ T_s = f_{us} A_s = f_{us} \pi d_s^2 / 4 \\ \phi_s = (0.4 + 0.3s/h_0)^2 \leq 1 \\ \phi_s T_c \geq T_s \end{cases} \quad (3)$$

$$\begin{cases} d_0 \geq 0.5 \left( \sqrt{d_s^2 + \frac{d_s^2 f_{ys}}{\beta f_c}} - d_s \right) \\ t_h \geq \sqrt{\frac{4d_0(\beta f_c S_0 - 0.25 \pi d_s^2 f_{ys})}{\pi f_{ys} d_s}} \\ S_0 = \pi d_0 (d_0 + d_s) \\ t_h \geq d_s \end{cases} \quad (4)$$



式中： $T_c$ 和 $T_s$ 分别代表抗冲切承载力和腹板抗拉承载力； $S$ 代表冲切面面积； $f_t$ 代表混凝土抗拉强度； $f_c$ 代表混凝土抗压强度； $f_{ys}$ 代表钢材屈服强度； $f_{uw}$ 代表钢材抗拉强度； $\beta$ 代表混凝土局部承压提高系数取 $\sqrt{3}$ ； $S_h$ 为冲切面水平投影面积； $h_0$ 为冲切面高度； $a_t$ 、 $b_t$ 和 $d_h$ 分别代表端板的长度、宽度和钉帽直径； $a_w$ 、 $t_w$ 和 $d_s$ 分别代表腹板长度、厚度和栓杆直径； $b_0$ 和 $d_0$ 代表端板和钉帽的外伸长度 $t_t$ 和 $t_h$ 代表端板和钉帽厚度；

$\varphi_s$ 为双排多栓钉抗冲切承载力折减系数； $s$ 为栓钉间距。

### 3 参数分析

#### 3.1 参数选取

按1.1节建立足尺寸结构有限元模型进行参数分析(相关尺寸见表4)，建立四组共计13个模型来研究连接件构造措施、楼板厚度、混凝土强度耗能和梁段长度等因素的影响，见表5和6。

表4 BASE模型构件尺寸(单位: mm)

Tab. 4 Component size of BASE model (Units: mm)

高度	跨度	柱截面	裙梁截面	耗能梁段截面	耗能梁段长度	楼板厚度
3 300	3 000	H540×340×18×22	H600×220×14×18	H340×200×12×14	600	135

表5 S系列模型参数(单位: mm)

Tab. 5 Design parameters of S models (Units: mm)

模型编号	埋深 $h$	腹板厚度	腹板长度	腹板平面	端板长度	端板宽度	端板厚度	钢材等级	橡胶厚度 $t$
		$t_w$	$a_w$	方向	$a_t$	$b_t$	$t_t$		
S1(BASE)	120	14	30	沿跨度	140	140	14	ML15	0
S2	120	14	140	沿跨度	140	140	14	ML15	0
S3	120	14	30	垂直跨度	140	140	14	ML15	0
S4	120	14	30	沿跨度	140	140	14	Q460	0
S5	120	14	30	沿跨度	140	140	14	ML15	10
S6	不设置连接件								

注：ML15钢的名义屈服强度为240 MPa，名义抗拉强度为400 MPa，抗剪栓钉均采用ML15钢，其埋深、栓杆直径、钉帽直径和厚度分别为120 mm、16 mm、54 mm和16 mm。

表6 各系列模型设计参数(单位: mm)

Tab. 6 Design parameters of series models (Units: mm)

算例编号	主要影响因素	耗能梁 段长度	楼板 厚度	混凝土 强度
T1	楼板厚度	600	120	C30
T2(BASE)			135	
T3			150	
C1(BASE)	混凝土强度	600	135	C30
C2				C40
L1				
L2	耗能梁段长度	600	135	C30
L3(BASE)		700		
		800		
L4				
L5				

注：T1和T3模型的连接件仅埋深改变(同栓钉埋深)，其余尺寸不变；栓钉埋深、栓杆直径、钉帽直径、厚度分别为105 mm、13 mm、60 mm、13 mm和135 mm、19 mm、64 mm、19 mm

模型中除低屈服点钢耗能梁段外，其余钢构

件的屈服强度均采用名义值。RC楼板与T型连接件(以下简称连接件)之间采用面-面接触进行模拟，法向采用硬接触，切向采用罚函数，摩擦系数取0.3。对于包裹橡胶的连接件模型，考虑到计算效率及收敛性问题，橡胶仅套接于连接件上，橡胶与混凝土之间具有粘结力，不考虑橡胶与混凝土之间的接触，二者采用“Merge”融合在一起，橡胶与连接件之间采用面-面接触，法向采用硬接触，切向设置为无摩擦。橡胶材料采用Mooney-Rivlin本构模型，参数取值参考文献[9](见表7)，采用考虑缩减积分和杂交公式的八节点六面体单元(C3D8RH)模拟。加载方式依据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—2015)<sup>[10]</sup>进行。认为子结构出现下列情况之一，结构破坏：(1)层间位移角达到5%；(2)承载力降低至峰值承载力的85%；(3)结构出现塑性铰并变为机构；(4)混凝土压缩损伤达到0.8，形成破损带，局部失效<sup>[11]</sup>。

表 7 橡胶本构参数

Tab. 7 Constitutive parameters of rubber

	$C_{10}$	$C_{01}$	$D_1$
超弹性橡胶	-0.228 140 732	0.433 704 248	0

3.2 连接件破坏模式

图 6 为 S 系列各算例模型的滞回曲线, 由图可知: 连接件构造形式的不同对子结构的滞回性能没有太大影响, S2~S5 各模型相较于 BASE 模型的峰值承载力差值在  $-0.698\% \sim 0.552\%$ , 初始刚度差值在  $-0.551\% \sim 0.891\%$ .

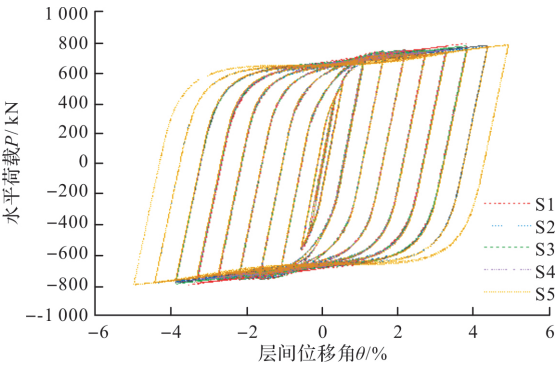


图 6 S 系列模型滞回曲线

Fig. 6 Hysteresis curve of S series model

图 7 为层间位移角达到 2.18% 时, S 系列各组模型的竖向位移响应, 由图可知: 设置连接件, 可以保证裙梁与楼板组合效应在层间位移角 2% 以内有效发挥. 图 8 为层间位移角为 1.09% 时, S 系列各组模型连接件处混凝土损伤情况, 由图可知:

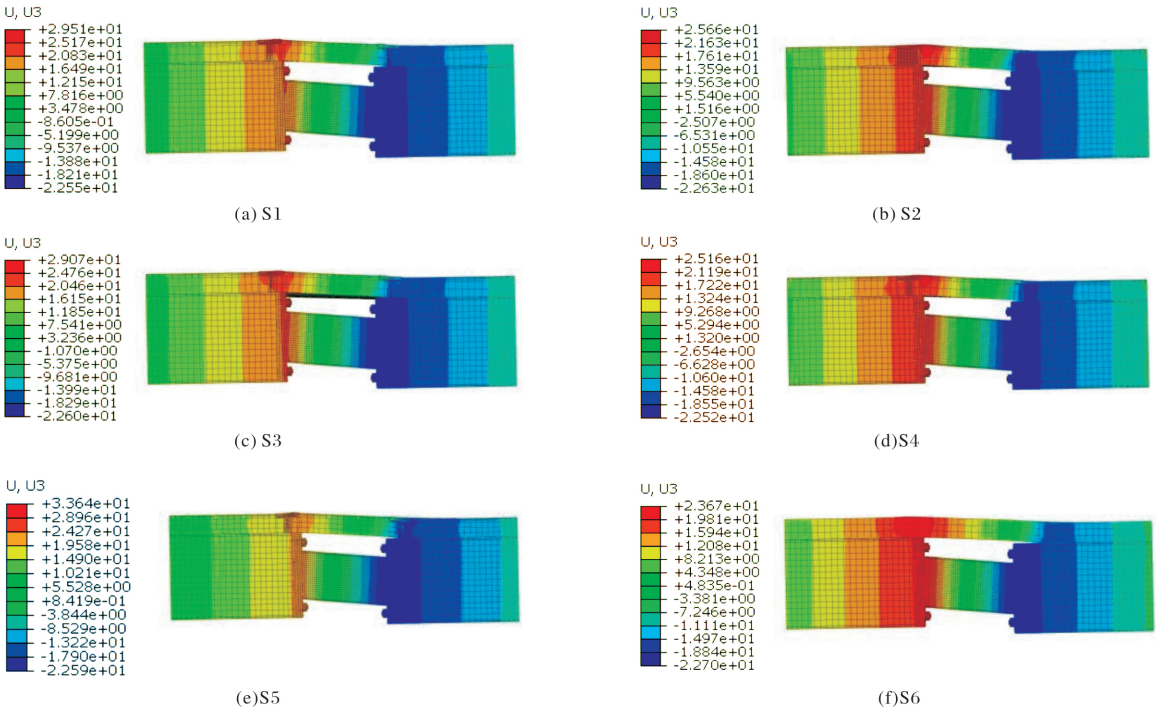


图 7 层间位移角 2.18% 时竖向位移响应

Fig. 7 Vertical displacement when interstory drifts is 2.18%

设置连接件可以减缓端板螺栓连接处混凝土损伤, 但也会略微增加裙梁上 RC 楼板的混凝土损伤. 当连接件腹板过强或过刚时会在一定程度上加剧连接件周围的混凝土损伤, 连接件腹板垂直于跨度方向放置可以略微减缓裙梁上 RC 楼板的混凝土损伤, 但也会略微加剧连接件周围的混凝土损伤, 此外, 在连接件周围包裹超弹性橡胶不仅可以减缓连接件周围的混凝土损伤, 还可以轻微减缓裙梁上 RC 楼板的混凝土损伤.

图 9 为层间位移角为 3.82% 时, S 系列各组模型连接件的等效塑性应变云图, 由图可知: 无论连接件腹板沿跨度方向布置还是垂直跨度方向布置, 在裙梁错动位移较大时, 连接件腹板底部均会出现较大塑性应变, 有断裂趋势, 并且腹板与端板连接处也会产生较大的塑性变形, 当连接件过强或过刚时, 塑性变形主要集中在腹板与端板连接处, 在连接件周围包裹超弹性橡胶能一定程度上减小塑性变形, 但塑性变形仍相较于腹板过强或过刚的连接件更大.

综上所述: 考虑到结构的承载能力、连接件破坏模式以及 RC 楼板损伤情况, 建议设置 T 型连接件, 在裙梁错动位移较大时以延缓栓钉从 RC 楼板中拔出, 并且腹板宜沿跨度方向布置, 构造措施按第 2 节设计, 可在连接件周围包裹超弹性橡胶以减轻 RC 楼板的损伤.

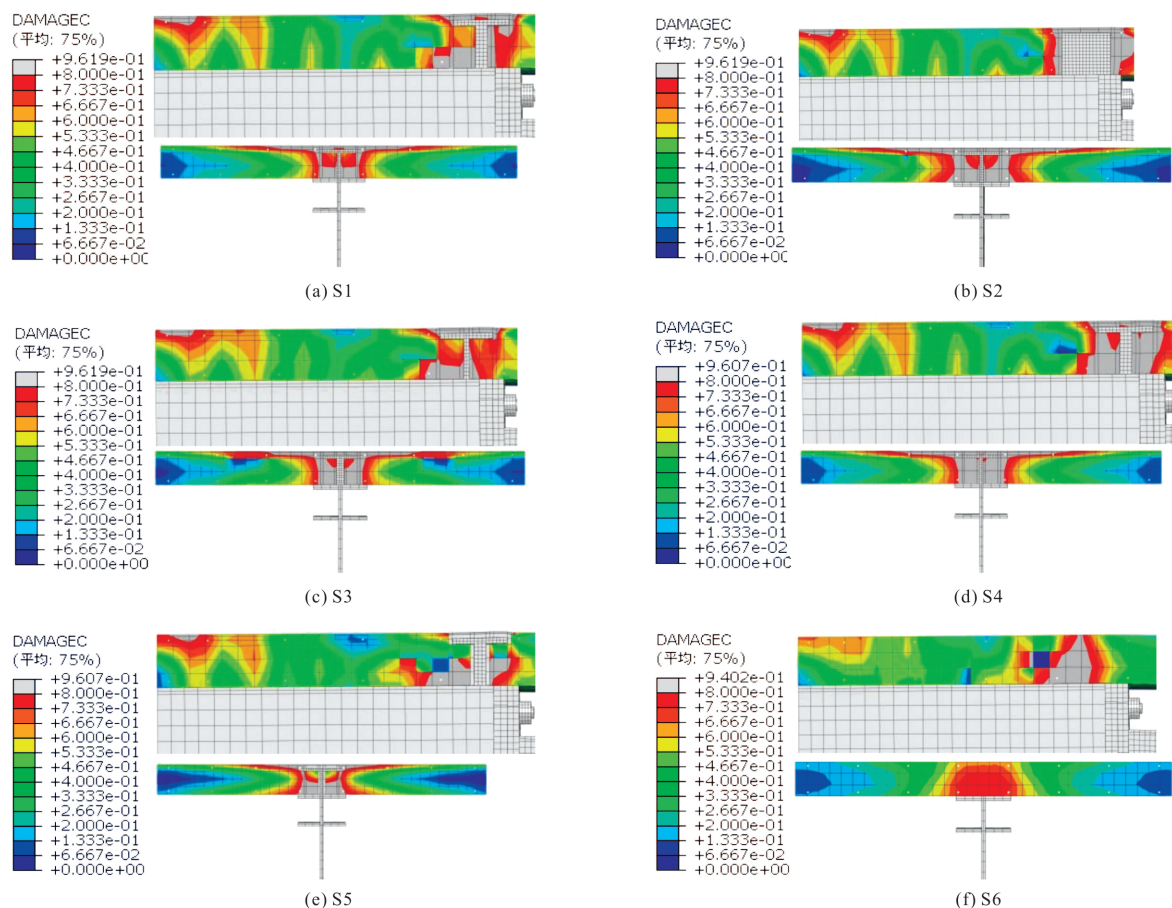


图8 层间位移角 1.09%时混凝土损伤

Fig. 8 Concrete damage when interstory drifts is 1.09%

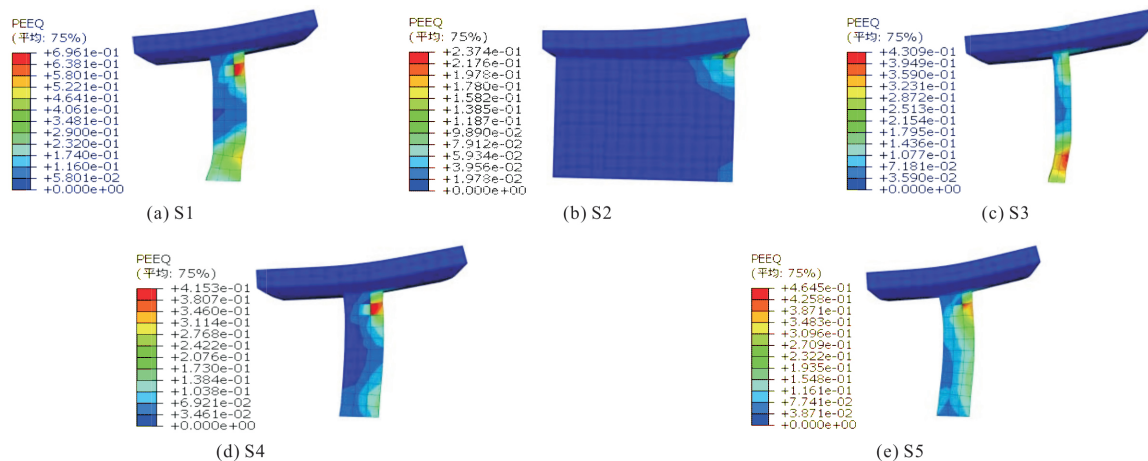


图9 层间位移角 3.82%时连接件等效塑性应变

Fig. 9 Equivalent plastic strain of connector when interstory drifts is 3.82%

### 3.3 RC 楼板破坏模式

图 10 为 BASE 模型的 RC 楼板破坏模式, 由图(a)和(b)可知, 当层间位移角达到 0.55% 时, 端板螺栓连接处 RC 楼板沿跨度方向累计塑性应变超过  $3 \times 10^{-4}$ , 楼板开裂并贯通全截面, 弹性有效宽度内钢筋进入塑性, 此时 RC 楼板塑性铰线(以下简称塑性铰线)开始出现. 当层间位移角达到

1.64% 时, RC 楼板承载力极限状态有效宽度<sup>[12]</sup>内混凝土压缩损伤达到 0.65 以上, 此时塑性铰线承载力达到极限点. 当层间位移角达到 2.18% 时, RC 楼板承载力极限状态有效宽度内混凝土压缩损伤均达到 0.8 以上, 并且钢筋全部屈曲, 此时的塑性铰线已破坏, 楼板组合效应仅剩残余承载力.

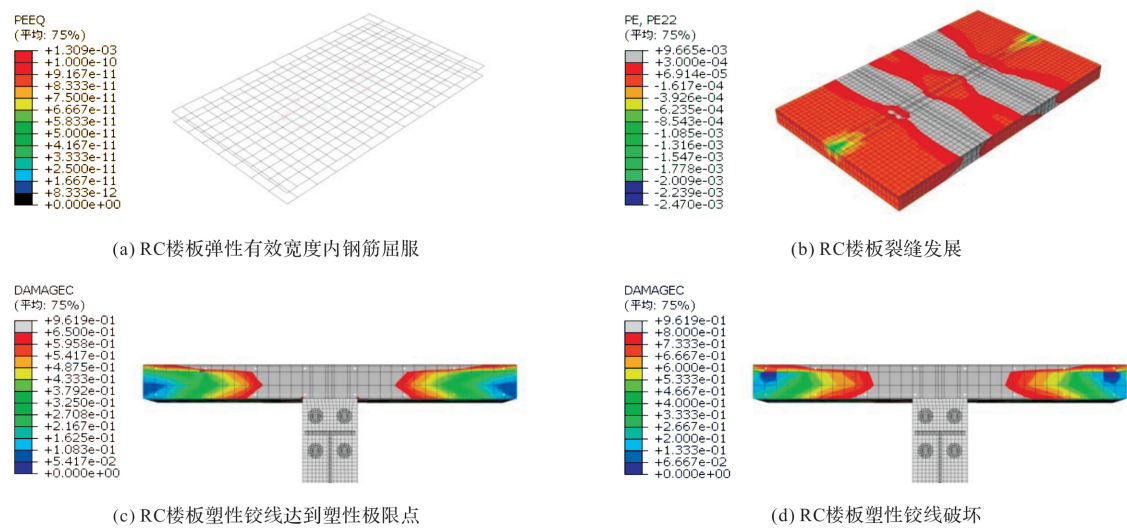


图 10 BASE 模型 RC 楼板破坏模式

Fig. 10 Failure modes of RC floor slab in BASE model

表 8 各系列模型 RC 楼板发展阶段

Tab. 8 RC floor slab in development stage of series models

算例 模型	RC 楼板塑性铰线达到屈服点			RC 楼板塑性铰线达到极限点			RC 楼板塑性铰线达到破坏点		
	加载周期	层间位 移角/%	耗能梁段 转角/rad	加载周期	层间位 移角/%	耗能梁段 转角/rad	加载周期	层间位 移角/%	耗能梁段 转角/rad
BASE	$\Delta y$ 第 1 循环	0.55	0.009 2	$3\Delta y$ 第 2 循环	1.64	0.057 8	$4\Delta y$ 第 1 循环	2.18	0.085 3
T1	$\Delta y$ 第 1 循环	0.55	0.009 7	$3\Delta y$ 第 3 循环	1.64	0.058 6	$4\Delta y$ 第 2 循环	2.18	0.086 2
T3	$\Delta y$ 第 1 循环	0.55	0.008 5	$3\Delta y$ 第 3 循环	1.64	0.057 2	$4\Delta y$ 第 1 循环	2.18	0.084 6
L1	$\Delta y$ 第 1 循环	0.55	0.009 8	$3\Delta y$ 第 1 循环	1.64	0.071 4	$4\Delta y$ 第 1 循环	2.18	0.107 8
L2	$\Delta y$ 第 1 循环	0.55	0.008 9	$3\Delta y$ 第 2 循环	1.64	0.055 4	$4\Delta y$ 第 1 循环	2.18	0.081 7
L4	$\Delta y$ 第 1 循环	0.55	0.008 1	$3\Delta y$ 第 3 循环	1.64	0.041 9	$4\Delta y$ 第 2 循环	2.18	0.060 9
L5	$\Delta y$ 第 1 循环	0.55	0.007 5	$3\Delta y$ 第 3 循环	1.64	0.036 5	$4\Delta y$ 第 3 循环	2.18	0.052 8
C2	$\Delta y$ 第 2 循环	0.55	0.007 9	$2\Delta y$ 第 3 循环	1.09	0.030 5	$3\Delta y$ 第 1 循环	1.64	0.056 4

其余各组结构破坏模式形式与 BASE 模型相同, 差异见表 8, 由表可知: 除混凝土强度外, 其余不同参数的塑性铰线发展过程所对应的层间位移角差异不大, 但对应的耗能梁段转角差异较大, 具体表现为随着板厚减小, 塑性铰线屈服点、极限点和破坏点所对应的耗能梁段转角逐渐增大, 并且在屈服点的变幅为  $-7.61\% \sim 5.43\%$  之间, 但在极限点和破坏点变幅不大, 仅在  $-1.04\% \sim 1.38\%$  和  $-0.82\% \sim 1.06\%$  之间, 说明楼板组合效应对子结构初始刚度影响更加显著。随着耗能梁段长度增大, 塑性铰线屈服点、极限点和破坏点所对应的耗能梁段转角逐渐减小, 且变幅均较大, 分别达到了  $-18.48\% \sim 6.52\%$ 、 $-36.85\%$

$\sim 23.53\%$  和  $-38.10\% \sim -26.38\%$  之间, 这是因为耗能梁段长度变化会引起耗能梁段转角发生较大变化, 楼板的影响程度相对较小导致的。此外, 随着混凝土强度的增大, 层间位移角和耗能梁段转角在各阶段均会减小, 耗能梁段转角的降幅在各阶段分别达到了  $-14.13\%$ 、 $-47.23\%$  和  $-33.80\%$ , 说明混凝土强度越高, 其延性越差, RC 楼板更容易破坏。

3.4 楼板对子结构滞回性能的影响

3.4.1 滞回曲线

图 11 为各算例结构的滞回曲线, 由图可知: 带楼板的子结构试件在循环加载下仍可以表现出饱满、稳定、无滑移的滞回现象, 并且楼板组合



效应可以提升子结构的初始刚度和承载力,由于塑性铰线发展过程,滞回曲线的承载力会呈现出“上升-略微下降-再稳定上升”现象,在层间位移角达到5%之前,大部分带楼板的模型可以完成层间

位移角3.82%以上的位移循环加载,但由于RC楼板混凝土塑性损伤累计过大,个别模型仅可以完成层间位移角3.28%以内的循环加载。

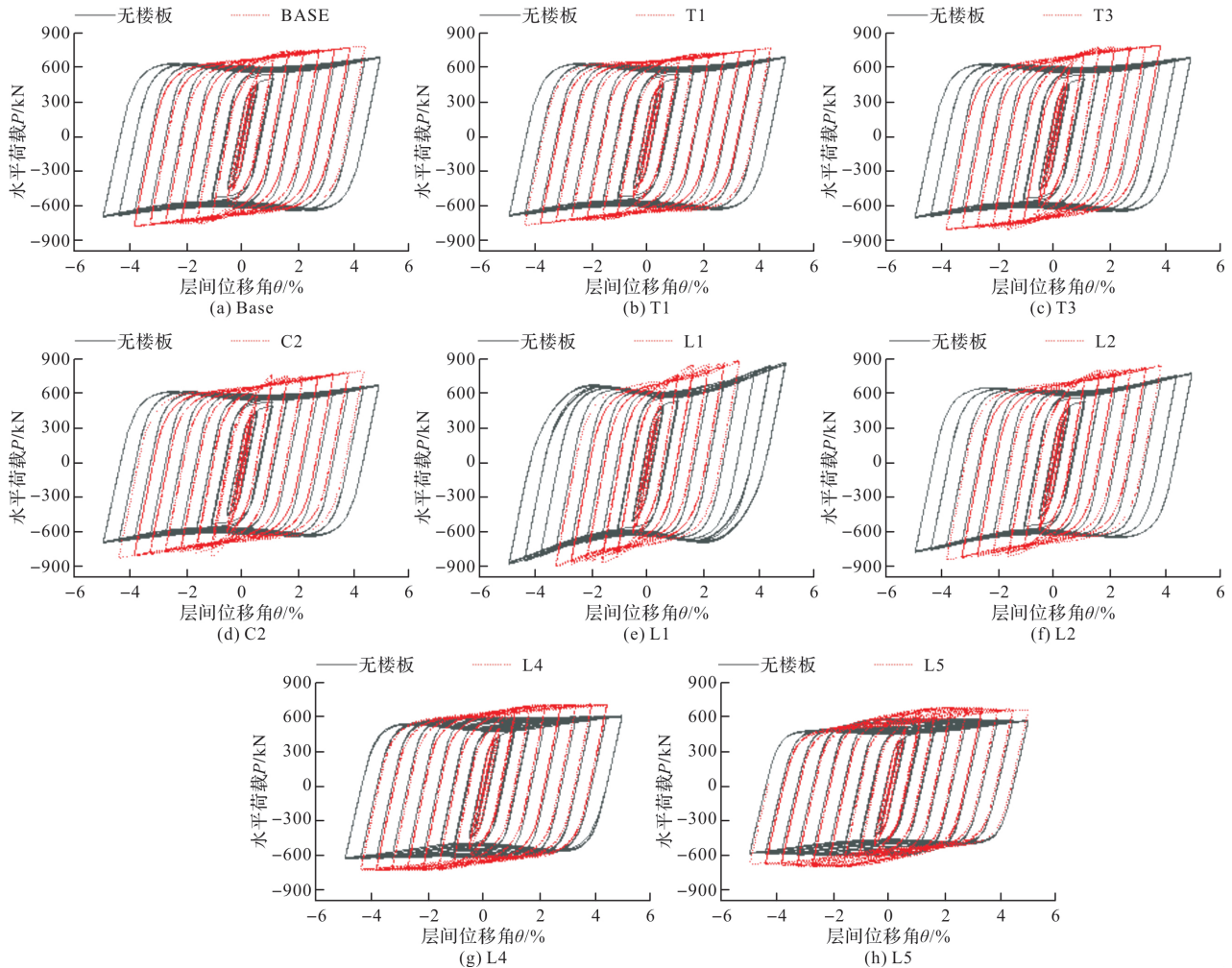


图11 各系列模型滞回曲线

Fig. 11 Hysteresis curves of series models

### 3.4.2 骨架曲线与刚度退化曲线

图12为各算例结构的骨架曲线,各系列模型骨架曲线变化趋势一致,具体表现为:在水平位移较小时,塑性铰线尚未达到峰值点,这一阶段塑性铰线和耗能梁段均处于强化阶段,承载力呈现上升趋势。随着水平位移增大,楼板损伤加剧,塑性铰线进入下降段,耗能梁段仍处于强化阶段,承载力开始缓慢下降,待塑性铰线破坏后,塑性铰线仅剩残余承载力,但耗能梁段继续强化,承载力开始稳定上升。表9为各算例结构的初始刚度、塑性铰线极限点和破坏点的承载力,由表可知:考虑楼板组合效应可以提升结构14.28%~20.35%的初始刚度,并且楼板越厚、混凝土强度越高以及耗能梁段越短,提升幅度越大。此外,

楼板组合效应也能提升结构承载力,在塑性铰线极限点的提升幅度可达19.26%~43.27%,楼板厚度和混凝土强度对提升幅度的影响最为明显。当塑性铰线达到破坏点时,提升幅度均会有所降低,T系列模型提升幅度的降幅在2.23%~3.92%,差异不明显,L系列模型的降幅在1.42%~6.23%,且耗能梁段越短降幅越大。C2模型的降幅最大,达到了12.11%,说明混凝土强度越高,对承载力的提升幅度较大,但其延性较差,损伤速度也越快,因此不宜采用强度过高的混凝土。图13为刚度退化曲线,由图可知:带楼板的结构刚度退化幅度略微大于不带楼板的结构,并且随着RC楼板的损伤,带楼板的结构刚度也越来越接近不带楼板的结构。

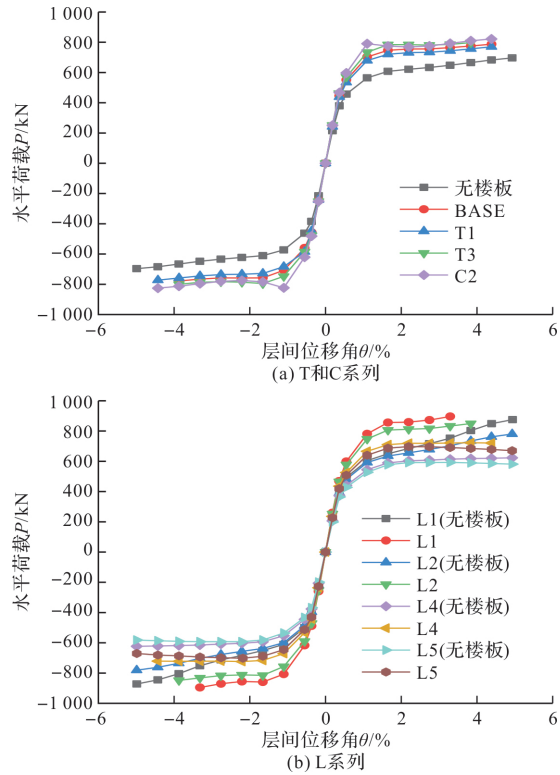


图 12 各系列模型骨架曲线  
Fig. 12 Skeleton curves of series models

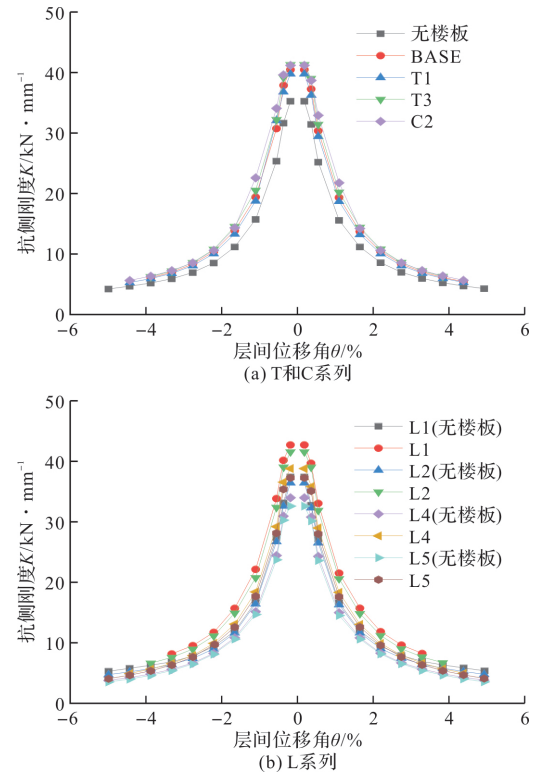


图 13 各系列模型刚度退化曲线  
Fig. 13 Stiffness degeneration curves of series models

表 9 各系列模型初始刚度和承载力

Tab. 9 Initial stiffness and bearing capacity of series models

	初始刚度/ $kN \cdot mm^{-1}$			RC 楼板塑性铰线极限点承载力/ $kN$			RC 楼板塑性铰线破坏点承载力/ $kN$		
	无楼板	带楼板	增幅/ $\%$	无楼板	带楼板	增幅/ $\%$	无楼板	带楼板	增幅/ $\%$
Base	33.41	39.01	16.76	610.65	758.98	24.29	622.51	758.17	21.79
T1	33.41	38.18	14.28	610.65	728.26	19.26	620.76	726.16	16.98
T3	33.41	40.21	20.35	610.65	795.13	30.21	622.51	786.15	26.29
C2	33.41	40.19	20.29	572.96	823.19	43.67	595.89	783.94	31.56
L1	35.18	41.33	17.48	649.96	859.18	31.91	651.34	818.60	25.68
L2	34.47	40.30	16.91	637.15	815.08	27.93	655.65	812.21	23.88
L4	32.44	37.52	15.66	593.31	716.34	20.74	602.19	715.44	18.81
L5	31.42	36.27	15.44	580.94	688.68	18.55	592.82	694.35	17.13

3.4.3 耗能梁段滞回曲线

图 14 为耗能梁段的滞回曲线, 由图可知: 楼板的存在对耗能梁段的承载力几乎没有影响, 但由于塑性铰线发展, 楼板的存在会一定程度上限制耗能梁段的转角, 从而影响耗能梁段的塑性发展, 带楼板的结构相较于不带楼板, 耗能梁段转角降低了 2.59%~5.35%, 并且耗能梁段越短, 降幅越大, 因此不建议使用极短型耗能梁段. 此外, 楼板越厚, 混凝土强度等级越强, 其对耗能梁段转角的抑制现象越显著, 所以在满足结构性能需求的前提下, 尽量选择板厚较薄的楼板, 并且不宜使用强度过高的混凝土.

3.4.4 耗能能力

图 15 和 16 为各算例结构的累计耗能能力和等效粘滞阻尼系数, 由图可知: 各算例结构随着层间位移角的增大, 累计耗能逐渐增加, 同时楼板的存在会略微增加结构的耗能能力, 但增幅仅在 3.63%~9.19%, 平均增幅为 5.26%. 此外, 随着层间位移角的增大, 结构的等效粘滞阻尼系数逐渐增加, 耗能效率逐渐增加, 但增幅逐渐减小, 甚至到了较大层间位移角时有所降低, 这是因为随着层间位移角的增大, 耗能梁段和其他构件会出现不同程度的塑性损伤, 刚度降低所导致的, 同时由于楼板的存在会略微限制耗能梁段的塑性发展, 会使结构的等效粘滞阻尼系数降低, 对耗能效率产生不利影响.

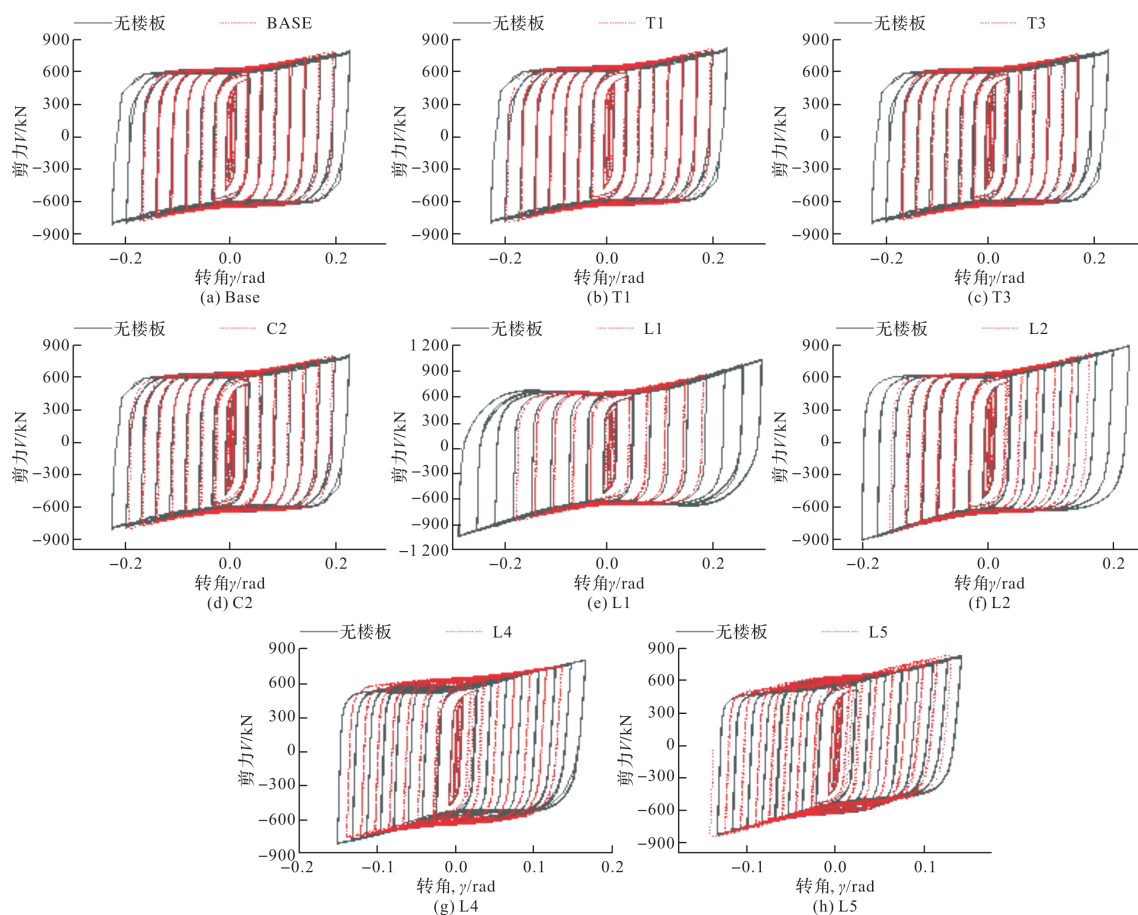


图 14 耗能梁段滞回曲线

Fig. 14 Hysteresis curves of shear link

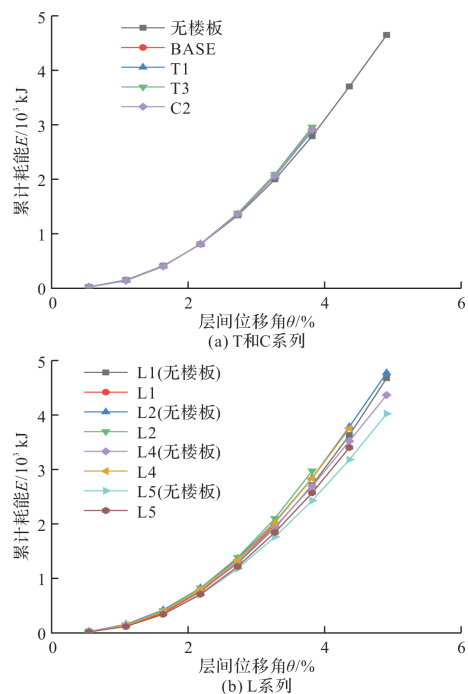


图 15 各系列模型累计耗能

Fig. 15 Accumulated energy dissipation of series models

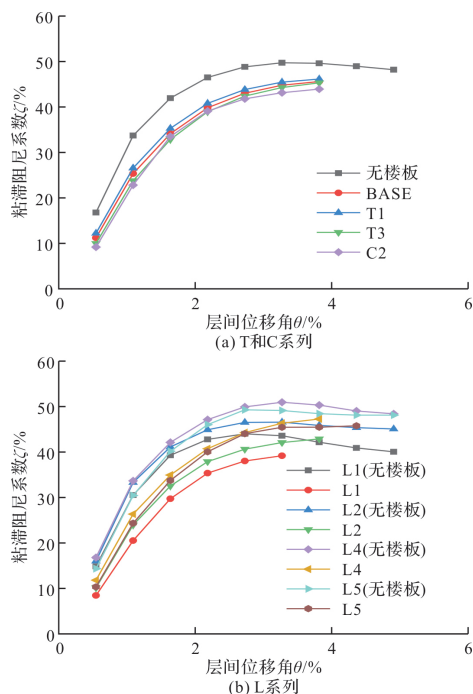


图 16 各系列模型等效粘滞阻尼系数

Fig. 16 Equivalent viscous damping coefficients of series models

## 4 结论

本文建立了带楼板的剪切型耗能梁段-高强钢组合钢框筒结构子结构有限元模型, 分别以连接

件构造形式、楼板厚度、混凝土强度和耗能梁段长度为参数, 对有限元模型进行了滞回分析, 主要结论如下:

(1) 建议设置 T 型连接件以延缓裙梁错动位移

较大时栓钉从RC楼板中拔出,并且T型连接件腹板宜沿跨度方向布置,相关构造措施按第2节设计。此外,连接件周围包裹超弹性橡胶以减轻RC楼板的损伤;

(2)考虑楼板组合效应后,由于RC楼板塑性铰线的发展,结构的骨架曲线呈现“上升-略微下降-再稳定上升”的趋势,并且考虑楼板组合效应后,结构的初始刚度可以提升14.28%~20.35%,并且楼板越厚、混凝土强度越高以及耗能梁段越短,提升幅度越大。RC楼板塑性铰线峰值点承载力可以提升19.26%~43.27%,楼板厚度和混凝土强度是影响承载力提升的主要影响因素。此外,楼板的存在会一定程度上限制耗能梁段的转角,从而影响耗能梁段的塑性发展;

(3)从结构的刚度、承载力、破坏模式以及耗能梁段的塑性发展情况考虑,对于考虑楼板组合效应的结构在设计时,耗能梁段长度不宜过长也不宜过短,建议耗能梁段长度取值范围在0.95~1.25内;在满足结构性能需求及连接件构造要求的前提下,尽量选择厚度较薄的楼板,且混凝土强度等级不宜超过C30。

## 参考文献 References

- [1] 张浩,连鸣,苏明周,等.带可更换低屈服点耗能梁段-端板连接的钢框筒结构抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2020,53(7):28-42.  
ZHANG Hao, LIAN Ming, SU Mingzhou, et al. Experimental study on seismic behavior of steel framed-tube structure with end-plate connected replaceable shear links made of low yield point steel[J]. China Civil Engineering Journal, 2020, 53(7): 28-42.
- [2] ZHANG HAO, SU Mingzhou, LIAN Ming, et al. Experimental and numerical study on the seismic behavior of high-strength steel framed-tube structures with end-plate-connected replaceable shear links[J]. Engineering Structures, 2020, 223: 111-172.
- [3] 连鸣,李浩翔,莫文茹,等.可更换剪切型耗能梁段-高强度钢框筒结构滞回性能数值分析[J].建筑结构,2020,50(1):83-90.  
LIAN Ming, LI Haoxiang, MO Wenru, et al. Numerical analyses on hysteretic behaviors of high-strength steel fabricated framed-tube structure with replaceable shear type energy-dissipated beam section[J]. Building Structure, 2020, 50(1): 83-90.
- [4] 聂建国,李一昕,陶慕轩,等.新型抗拔不抗剪连接件抗拔性能试验[J].中国公路学报,2014,27(4):38-45.  
NIE Jianguo, LI Yixin, TAO Muxuan, et al. Experimental research on uplift performance of a new type of uplift restricted-slip free connector[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(4): 38-45.
- [5] 聂建国,马原.抗拔不抗剪栓钉连接件抗拔性能试验研究[J].特种结构,2015,32(3):6-12.  
NIE Jianguo, Ma Yuan. Experimental Research on Uplift Performance of a Uplift Restricted-slip Free Studs[J]. Special Structures, 2015, 32(3): 6-12.
- [6] 马原.组合结构栓钉连接件抗拔性能研究[D].北京:清华大学,2015.  
MA yuan. Research on the Uplift Performance of Headed Studs in Composite Structure[D]. Beijing: Tsinghua University, 2015.
- [7] 苏庆田,苏航,吴飞.橡胶-焊钉组合连接件对钢-混组合梁受力性能影响分析[J].同济大学学报(自然科学版),2021,49(8):1079-1087.  
SU Qingtian, SU Hang, WU Fei. Mechanical analysis of the influence of rubber-sleeved stud connector on the steel-concrete composite girder[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2021, 49(8): 1079-1087.
- [8] 中华人民共和国住房和城乡建设部.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2015.
- [9] 冯啸天.带抗拔不抗剪连接件的组合钢板剪力墙结构抗震性能试验与理论研究[D].西安:西安建筑科技大学,2019.  
FENG Xiaotian. Seismic behavior of a novel composite steel plate shear wall with uplift restricted-slip free connectors[D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2019.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑抗震试验方法规程:JGJ 101—2015[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Specification for seismic test of buildings: JGJ 101—2015[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2015.
- [11] 张谨,龚敏锋.混凝土损伤变量及评价标准在抗震性能化设计中的应用[J/OL].建筑结构. <https://doi.org/10.19701/j.jzjg.LS210340>  
ZHANG Jin, GONG Minfeng. Application of concrete damage variable and evaluation criteria in performance-based seismic design[J/OL]. Building Structure. <https://doi.org/10.19701/j.jzjg.LS210340>
- [12] 陶慕轩,聂建国.考虑楼板空间组合效应的组合框架体系纤维模型[J].建筑结构学报,2013,34(11):1-9.  
TAO Muxuan, NIE Jianguo. Fiber model of composite frame systems considering slab spatial composite effect[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(11): 1-9.

(编辑 沈波)