第 45 卷第 4 期
Vol. 45 No. 4 2024

青岛理工大学学报
Journal of Qingdao University of Technology

不同耦连比的联肢钢板仓组合剪力墙抗震性能有限元分析

王　琳，郁有升*，杨怡亭
（青岛理工大学 土木工程学院，青岛 266525）

摘　要：耦连比是影响联肢剪力墙结构抗震性能的重要参数。为研究联肢体系下新型钢板仓组合剪力墙的抗震性能和破坏特征，并确定该种结构较为适宜的设计耦连比取值范围，借助 ABAQUS 软件建立了 10 个不同耦连比的联肢钢板仓组合剪力墙有限元分析模型，并进行了单调推覆和循环往复加载。结果表明，不同耦连比下，联肢钢板仓组合剪力墙的抗震性能以及破坏特征存在明显差异。耦连比过小，钢连梁将首先破坏并造成联肢体系失效；耦连比过大，组合墙肢将在钢连梁耗能不充分的情况下提前破坏。因此，建议将塑性耦连比的取值范围控制在 45%～50%之间，并将其与弹性耦连比的比值限制在 90%以下，以确保钢连梁先于组合墙肢屈服，从而提高结构的抗震性能。

关键词：钢板仓组合剪力墙；联肢剪力墙；耦连比；有限元分析；抗震性能
中图分类号：TU398.2　　**文献标志码**：A　　**文章编号**：1673-4602(2024)04-0024-11

Finite element analysis of the seismic performance of coupled steel silo composite shear walls with different coupling ratios

WANG Lin, YU Yousheng*, YANG Yiting
(School of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266525, China)

Abstract: The coupling ratio is a crucial factor that affects the seismic performance of coupled shear wall structures. To investigate the seismic performance and failure characteristics of the novel steel silo composite shear wall under a coupling system, and to determine the appropriate range of coupling ratios for designing, 10 finite element analysis models of coupled steel silo composite shear walls with varying coupling ratios were established through ABAQUS software. Monotonic pushover and cyclic reciprocal loading were then conducted. The results indicate significant variations in the seismic performance and failure characteristics of coupled steel silo composite shear walls with different coupling ratios. With a critically low coupling ratio, the steel coupling beams sustain premature failure, thereby leading to the failure of the coupling system; with an excessively high coupling ratio, composite wall piers are prone to an early failure when the steel coupling beams exhibit inadequate energy dissipation. Therefore, it is recommended that the plastic coupling ratio be restricted to a range of 45% to 50%. Additionally, the ratio of plastic coupling ratio to elastic coupling ratio should not exceed 90% to ensure that steel coupling beams yield in advance of combined

收稿日期：2023-03-30
基金项目：国家自然科学基金资助项目(51908306)
作者简介：王　琳(1997—　)，男，山东潍坊人。硕士，研究方向为组合结构。E-mail：warren177@163.com。
*通信作者：郁有升(1976—　)，男，山东临沂人。博士，副教授，主要从事钢结构方面的研究。E-mail：yuyousheng@126.com。

wall piers, so as to improve the seismic performance of the structure.

Key words: steel silo composite shear wall; coupled shear wall; coupling ratio; finite element analysis; seismic performance

钢板-混凝土组合剪力墙作为一种高效的抗侧力构件，已逐渐应用于高层或超高层建筑。为了优化结构体系，满足建筑功能要求，通常采用各层钢连梁将两个或多个单肢组合剪力墙连接，形成联肢组合剪力墙结构。其抗震设防思路是将钢连梁设为第一道防线首先屈服耗能，从而减少组合墙肢的损伤，以实现抗震性能优化的目的。合理设计耦连比是实现上述设防机制的有效措施，耦连比通常定义为连梁抵抗的力矩与联肢墙抵抗的倾覆力矩的比值，反映了连梁与墙肢间耦合作用的强弱程度，同时也表征了连梁对联肢剪力墙的抗侧贡献。

针对耦连比对联肢组合剪力墙结构抗震性能的影响，国内外学者开展了相关研究。EL-TAWIL 等[1]总结了混合联肢墙体系的性能特点，以及耦连比对联肢墙性能的影响规律，并阐述了配置钢连梁的混合联肢墙基于性能的抗震设计方法。HUNG 等[2]提出了一种基于选择耦连比且规定超强系数上限的混合联肢墙抗震设计方法，并通过对不同耦连比和结构高度的混合联肢墙的非线性时程分析，验证了此种方法的可行性，建议弹性耦连比与塑性耦连比的设计值之差大于 5%，并给出了不同高度混合联肢墙耦连比的设计范围。伍云天等[3]采用基于耦连比的设计方法设计了一榀钢板混凝土联肢组合剪力墙，并通过拟静力试验验证了该设计方法的合理性。石韵等[4-5]通过混合联肢部分外包组合剪力墙的试验研究，提出了钢连梁-组合墙肢的两阶段耗能塑性设计方法，建议将塑性耦连比与弹性耦连比的比值限制在 0.9 以下。李一康[6]对波纹双钢板-混凝土组合联肢剪力墙进行了循环往复加载下的拟静力试验，结果表明耦连比由 20%提高到 30%，试件抗震性能得到明显改善。张军等[7]通过 12 个不同高度和耦连比的联肢钢板-混凝土组合墙试件的 Pushover 分析，给出了该结构在不同高度下的设计塑性耦连比的建议取值范围。刘韬等[8]通过数值分析和理论推导给出了弹、塑性耦连比的计算方法，并建议弹性耦连比与塑性耦连比的差值不应小于 10%。

如上所述，确定适宜的耦连比是新型联肢剪力墙结构设计的关键。因此，本文采用有限元分析方法，对联肢钢板仓组合剪力墙的抗震性能进行研究，以确定该结构适宜的耦连比取值范围。钢板仓组合剪力墙是一种新型双钢板-混凝土组合抗侧力构件，由 U 形钢板、平钢板和多个钢管焊接，并在形成的空腔内浇筑混凝土而成。基于此，通过各层钢连梁连接两个单肢钢板仓组合剪力墙，形成联肢钢板仓组合剪力墙(图 1)。

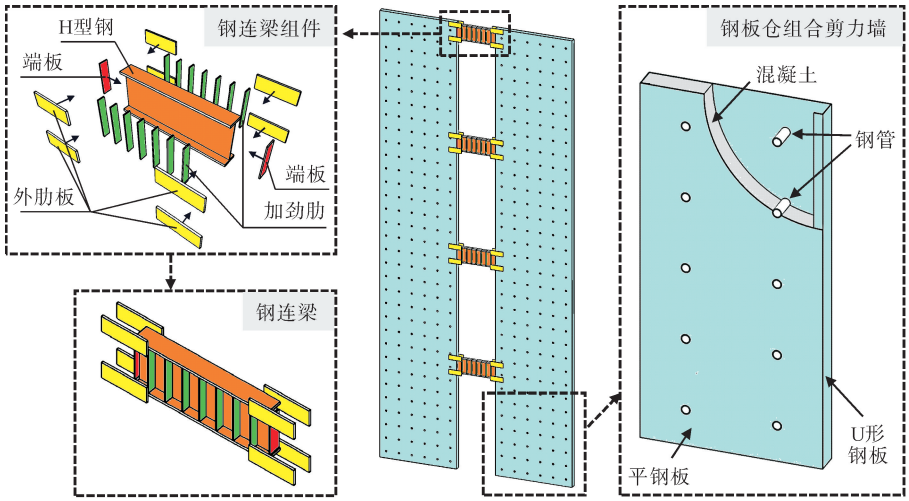


图 1　联肢钢板仓组合剪力墙示意

1　试件设计

各试件的组合墙肢保持一致，通过改变钢连梁截面来调控耦连比，共设计 10 个试件，依次编号为

CW-1—CW-10。耦连比 R 定义为

$$R=\frac{L\sum V_{\text{beam}}}{L\sum V_{\text{beam}}+M_1+M_2} \tag{1}$$

式中：$\sum V_{\text{beam}}$ 为各层连梁承受剪力之和；L 为左右墙肢截面形心的间距；M_1、M_2 分别为各墙肢底部承受的倾覆力矩(图 2)。

各试件的左右组合墙肢截面尺寸均为 2400 mm × 150 mm，层高为 3300 mm，钢板厚度为 5 mm，钢管外径为 50 mm，厚度为 4 mm，布置间距为 400 mm；所用材料均为 Q355B 钢材和 C30 混凝土；轴压比设定为 0.1。试件详细尺寸及钢管布置形式如图 3 所示。钢连梁长度 l=1200 mm，并将长度比($lV_{\text{p}}/M_{\text{p}}$，其中，$V_{\text{p}}$ 为钢连梁的抗剪承载力，M_{p} 为钢连梁的塑性受弯承载力)控制在 1.6 以下，以保证钢连梁屈服模式均为剪切屈服型[9]。表 1 列出了各试件的钢连梁截面规格及相关参数，端板、外肋板和加劲肋板设计遵循相关规范[10-11]。其中，端板的高宽与钢连梁截面相同，外肋板外伸至梁端第一个加劲肋，加劲肋与腹板等高，并对称布置于腹板两侧。

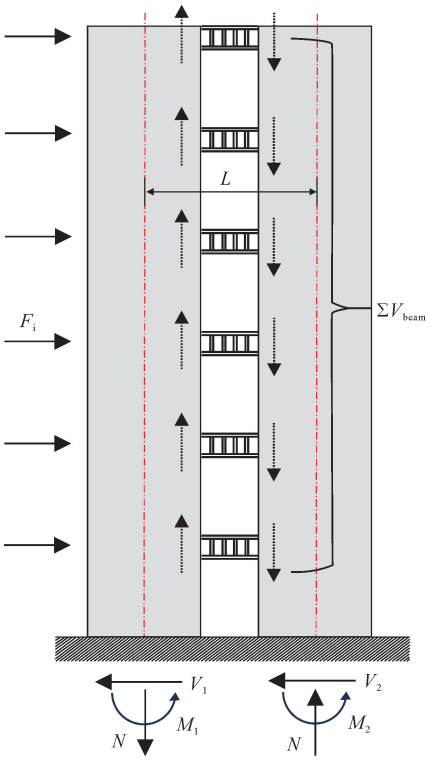


图 2 联肢剪力墙受力状态

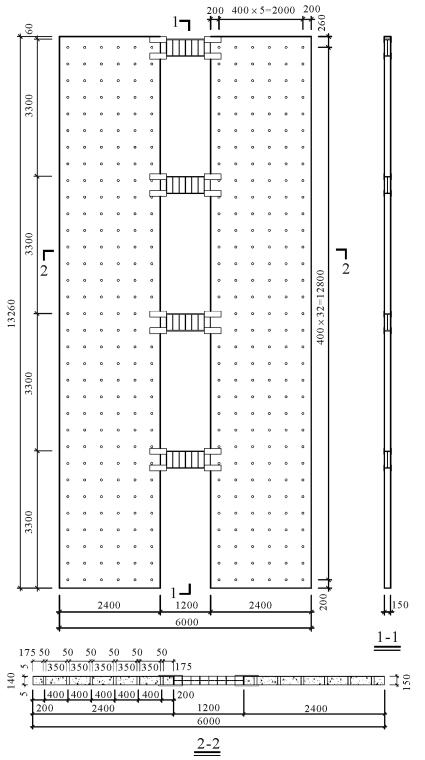


图 3 试件尺寸及钢管布置形式(单位：mm)

表 1 各试件钢连梁截面规格及相关参数

试件编号	截面规格 ($h\times b\times t_{\text{w}}\times t_{\text{f}}$)/mm	$lV_{\text{p}}/M_{\text{p}}$	端板厚度/mm	外肋板尺寸/mm	加劲肋板		
					厚度/mm	间距/mm	单侧数量/个
CW-1	H300×150×6×16	1.54	14	300×100×16	10	110	10
CW-2	H350×150×6×16	1.51	14	350×120×16	10	110	10
CW-3	H350×150×8×22	1.48	16	400×120×18	10	150	10
CW-4	H400×150×8×22	1.45	16	400×140×18	10	150	7
CW-5	H450×150×8×22	1.43	16	400×140×18	10	150	7
CW-6	H450×150×10×25	1.55	18	450×160×18	10	180	7
CW-7	H500×150×10×25	1.53	18	450×160×20	10	180	6
CW-8	H550×150×10×25	1.50	18	450×160×20	10	180	6
CW-9	H550×150×12×30	1.51	20	500×180×20	12	200	5
CW-10	H600×150×12×30	1.48	20	500×180×20	12	200	5

2　建立有限元分析模型

2.1　材料本构模型

针对墙肢钢板和钢连梁的钢材本构关系，采用基于背应力的混合强化模型[12]，同时考虑钢材延性损伤和剪切损伤[13]，以实现钢材断裂后单元删除的直观表象。钢管则采用等效塑性模型[14]，如图 4 所示。采用塑性损伤模型描述混凝土的力学行为，考虑到墙肢钢板对内部混凝土的约束效应比钢管混凝土结构弱，采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)[15]所定义的未考虑约束效应的本构关系(图 5)。

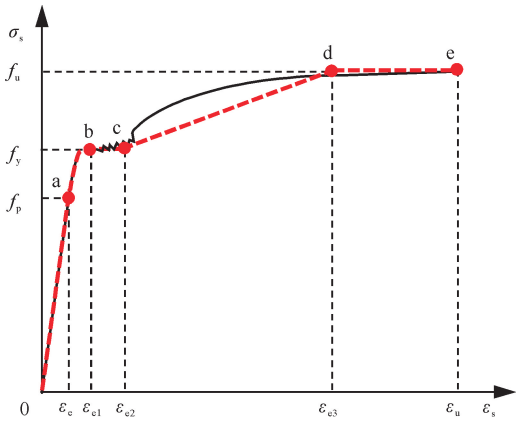


图 4　钢管钢材本构模型

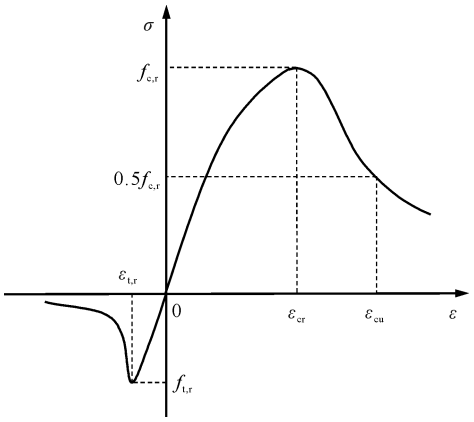


图 5　混凝土本构模型

2.2　单元选择与网格划分

模型组件包括钢板、钢连梁、钢管和混凝土。钢板和钢连梁采用壳单元(S4R)，钢管采用梁单元(B31)，混凝土采用实体单元(C3D8R)。对钢连梁跨中和墙肢底部的区域网格进行加密划分。

2.3　边界约束条件与加载设置

模型共设 8 个参考点(RP)，如图 6 所示。其中，RP-Top-L、RP-Top-R 分别为左右组合墙肢顶面的耦合点，用于施加轴压力和侧向位移；RP-Bottom-L、RP-Bottom-R 分别为左右墙肢基底面的耦合点，对其施加 6 个自由度的约束，同时用于提取基底内力；RP-1F—RP-4F 是各层钢连梁腹板处的参考点，用于提取剪力。另外，在组合墙肢两侧边缘区域处施加平面外约束，以保证联肢墙在平面内的承载稳定性。在左墙肢的耦合点 RP-Top-L 施加侧向位移，通过各层钢连梁联动右墙肢，循环加载制度见图 7，其中顶点位移角 θ 定义为水平位移(Δ)与试件有效计算高度(H)的比值，即 $\theta=\Delta/H$。

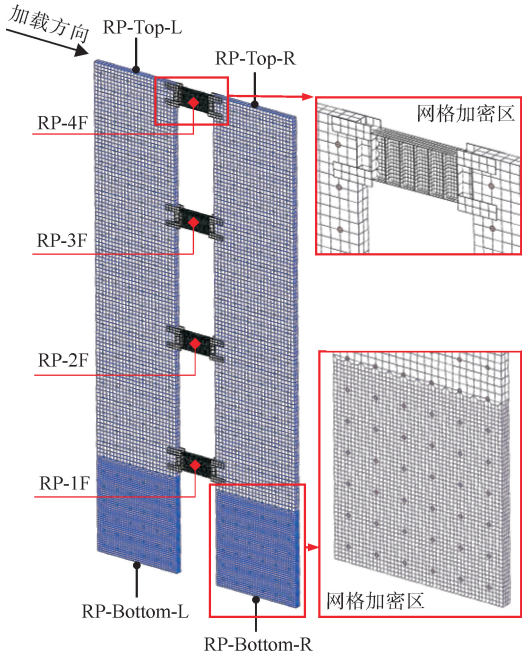


图 6　有限元分析模型

2.4　接触属性与连接模拟

针对钢板仓组合剪力墙中钢材与混凝土之间的相互作用，采用“面-面接触”的方式进行模拟，并将法向接触行为和切向接触行为分别定义为“硬接触”和“罚函数”，同时将切向摩擦系数设为 0.6[16]。钢连梁组件之间的焊接通过“Merge”方式模拟，钢连梁外肋板、端板与组合墙肢钢板之间的焊接采用“Tie”方式模拟。同样采用“Tie”方式模拟钢管与两层钢板内侧之间的焊接，并通过“Embedded”方式嵌入到混凝土中。

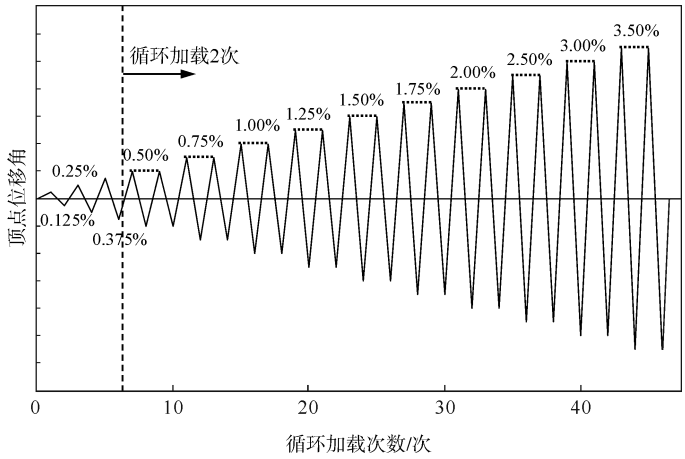
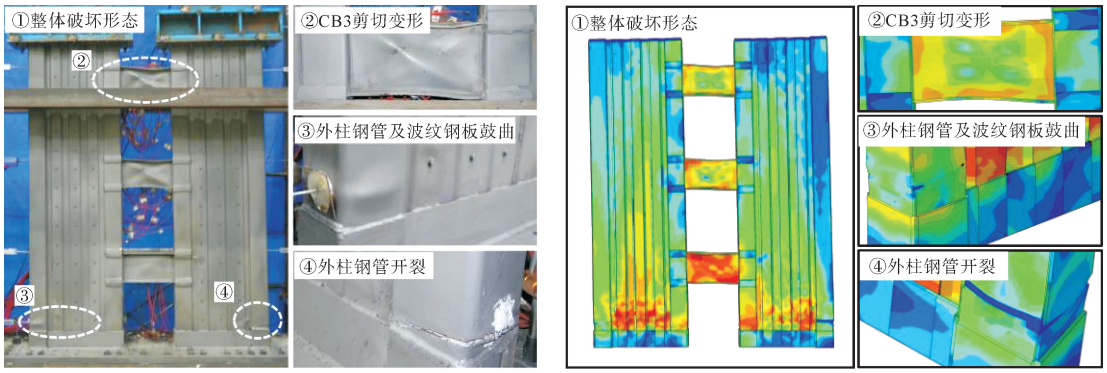


图 7 循环加载制度

3 有限元验证

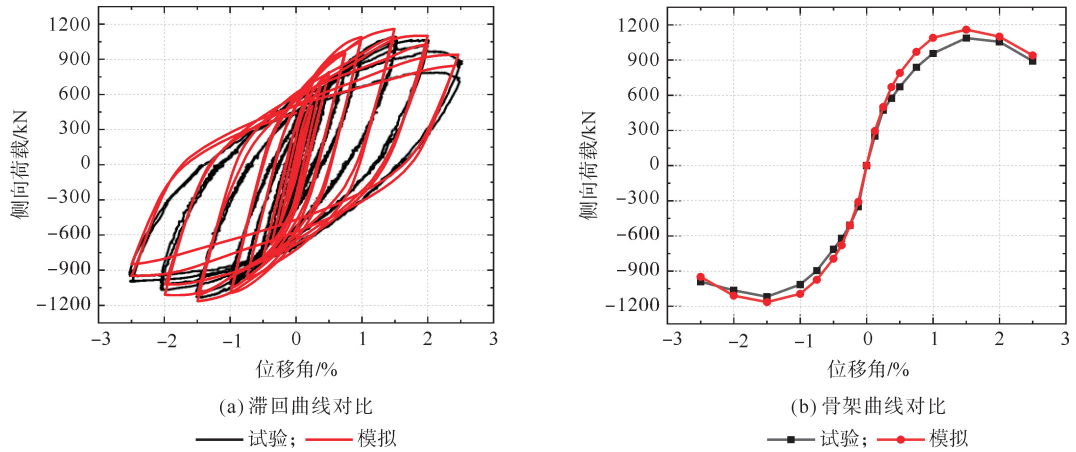
选取文献[6]中的 C-DCW2 联肢组合墙试件，建立有限元分析模型，并进行循环往复加载，以验证有限元分析结果与试验结果的一致性。如图 8 所示，试验和模拟结果均表现为外柱破坏以及钢连梁屈曲的破坏形态，且模拟所得的外柱开裂形式和钢连梁腹板的屈曲形态与试验现象相似。



(a) 试验破坏形态[6] (b) 模拟破坏形态

图 8 破坏形态对比

图 9 展示了荷载-位移关系曲线对比结果，两者整体吻合较好。试验中由焊接造成的部分缺陷未在模型中体现，导致模拟所得滞回曲线包络范围略大，骨架曲线的峰值荷载也较大。正向加载时，试验和模拟所得峰值荷载比值为 0.94，负向加载时为 0.96，表明有限元建模方法和分析模型合理、准确。



(a) 滞回曲线对比 (b) 骨架曲线对比

试验；模拟 试验；模拟

图 9 荷载-位移关系曲线对比

4　耦连比变化规律

图 10 展示了在单调推覆下各试件的耦连比变化过程。以试件 CW-5 为例，耦连比随侧向位移的变化如图 10(a)所示。在弹性阶段，钢连梁作为主要受力构件，承受的力矩增长幅度大于墙肢，导致耦连比呈上升趋势，并在钢连梁屈服时达到峰值，此时称为弹性耦连比(R_e)。在弹塑性阶段，主要受力构件由钢连梁逐渐转向墙肢，墙肢抵抗的力矩增长幅度更大，导致耦连比持续降低，直至墙肢屈服后达到最小值，即塑性耦连比(R_p)。随后，墙肢塑性损伤累积和钢连梁塑性强化，耦连比最终呈现缓慢上升的趋势。

图 10(b)中曲线标注的“□”和“△”分别表示 R_e 和 R_p。随着钢连梁承载力提高，R_e 和 R_p 随之增大，两者的侧向位移差值逐渐递减，表明墙肢屈服提前，钢连梁与墙肢屈服越趋向同步。在联肢剪力墙中，R_e 反映了连梁和墙肢的相对刚度，R_e 越大，整体性越强；R_p 则取决于连梁和墙肢的承载力，因此随着钢连梁承载力提高，R_p 也随之增加。

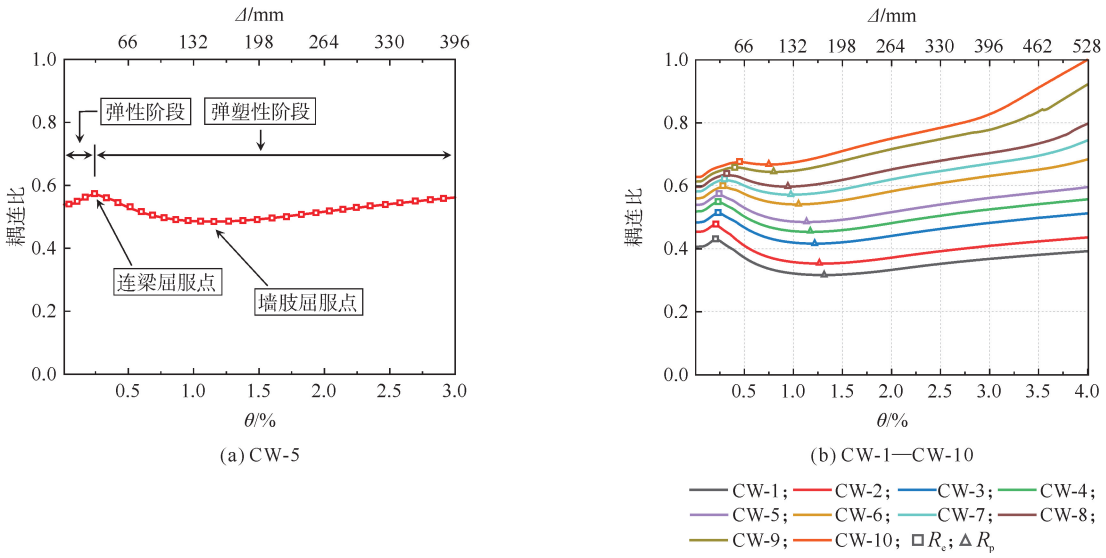


图 10　各试件耦连比全过程变化曲线

表 2 列出了各试件的耦连比参数。根据试件的 R_p 大小、破坏过程和破坏特征，将试件分为相对低、中、高 3 种耦连比水平(以下简称为低、中、高耦连比)。此外，R_e 和 R_p 的趋近程度反映了钢连梁与墙肢的屈服趋近程度。试件 CW-1—CW-5($R_p/R_e<90\%$)呈现钢连梁先于墙肢钢板屈服的理想机制，而试件 CW-6—CW-10($R_p/R_e>90\%$)，由于 R_e 和 R_p 相近，墙肢钢板近乎同时或先于钢连梁屈服。根据相关研究对耦连比变化机理的分析[5,8]，建议将 R_p 与 R_e 的比值控制在 90%以下，以保证钢连梁先于组合墙肢屈服的机制。

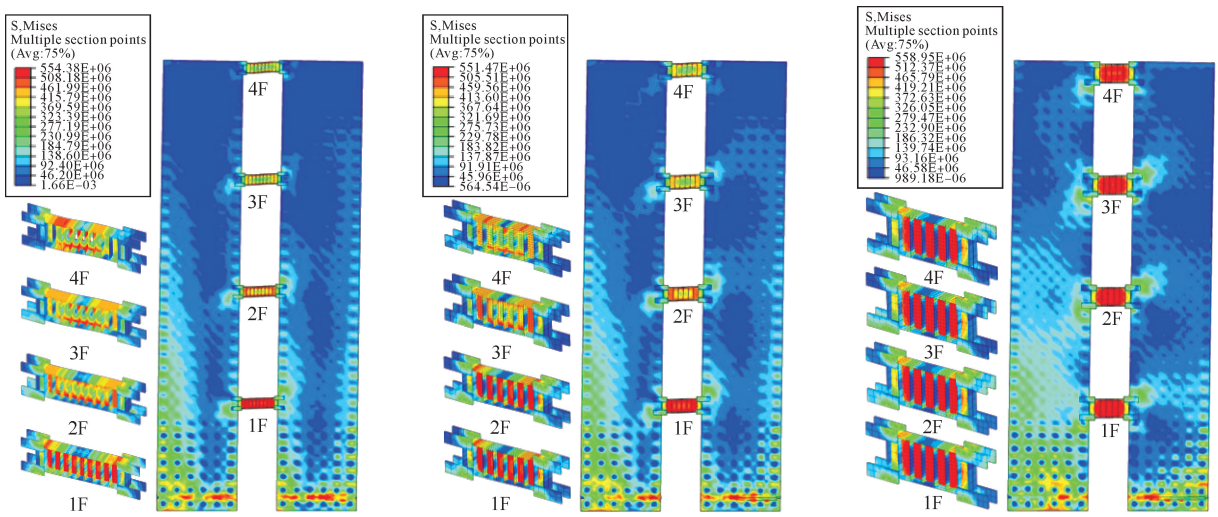
表 2　各试件耦连比　　%

试件编号	相对耦连比	R_p	R_e	R_p/R_e
CW-1	低	31.66	42.92	73.77
CW-2	低	35.29	47.61	74.12
CW-3	中	41.69	51.33	81.22
CW-4	中	45.36	54.90	82.62
CW-5	中	48.50	57.10	84.94
CW-6	高	54.09	59.67	90.65
CW-7	高	57.17	61.98	92.24
CW-8	高	59.75	63.51	94.08
CW-9	高	64.39	65.78	97.89
CW-10	高	66.74	67.53	98.83

5 循环往复加载分析

5.1 破坏过程及特征

如图11所示，CW-1、CW-4、CW-8分别代表低、中、高耦连比的联肢钢板仓组合剪力墙试件，在加载过程中呈现了相似的整体应力分布。这种相似性表现为钢管限制了钢板面外变形，导致试件整体出现“斑点状”应力分布。随着侧向位移的增大，应力差异逐渐明显。墙肢钢板断裂和混凝土损伤严重的区域均集中在钢管布置间隔内，即钢板受到钢管约束较弱的区域。



(a) CW-1 (b) CW-4 (c) CW-8

图11 各试件破坏时等效应力云图

1）各试件经历了钢连梁腹板屈服、墙肢钢板屈服和混凝土压碎的破坏过程。然而，CW-1的破坏特征是在墙肢底部形成塑性铰后，钢连梁的腹板经历塑性损伤开裂，导致联肢体系失效。相比之下，CW-4、CW-8的钢连梁在加载过程中未发生断裂，破坏特征均为墙肢底部塑性损伤累积形成塑性铰。此外，CW-2—CW-3、CW-5—CW-7和CW-9—CW-10的破坏特征分别与CW-1、CW-4和CW-8相似，损伤程度基于耦连比的大小介于上述3个试件之间。

2）相较于CW-1，CW-4、CW-8在加载前期墙肢钢板的应力提升更快，在后期破坏区域更大，主要集中在墙肢底层钢板以及梁端处。此外，墙肢钢板的开裂和混凝土的损伤现象也提前出现。

3）各试件的钢连梁在加载过程中自上而下逐一屈服。然而，在高耦连比下，试件的钢连梁受力更加同步，并且试件整体性更强。试件在各层梁端处出现不同程度的混凝土损伤，底层损伤较为严重。

综合对比破坏过程表明，以CW-4为代表的中耦连比的联肢钢板仓组合剪力墙的钢连梁变形耗能降低了墙肢的损伤程度，更契合“先连梁后墙肢”的理想设防机制。

5.2 基底剪力-顶点位移(V-Δ)关系曲线

联肢钢板仓组合剪力墙在循环往复加载过程中出现的关键破坏现象，标注于滞回曲线的单次正负向半循环的加载终点。其中，钢连梁屈服(A)代表所有钢连梁的腹板达到屈服应力；墙肢钢板屈服(B)代表任一墙肢底部边缘钢板达到屈服应力；墙肢钢板断裂(C)和钢连梁断裂(D)则分别表示任一墙肢底部边缘钢板开裂和顶层钢连梁的腹板开裂。图12展示了各试件的基底剪力-顶点位移(V-Δ)关系曲线，分析其变化特征可得以下结论：

1）各试件的滞回曲线呈梭形，滞回环较为饱满。随着耦连比的增大，滞回环面积呈增大趋势，但其饱满程度经历了先增大后减小的过程，表明增大钢连梁承载力增强了试件整体的耗能能力，但在过高的耦连比下(R_p>60%)，墙肢优先破坏导致钢连梁耗能并不充分。

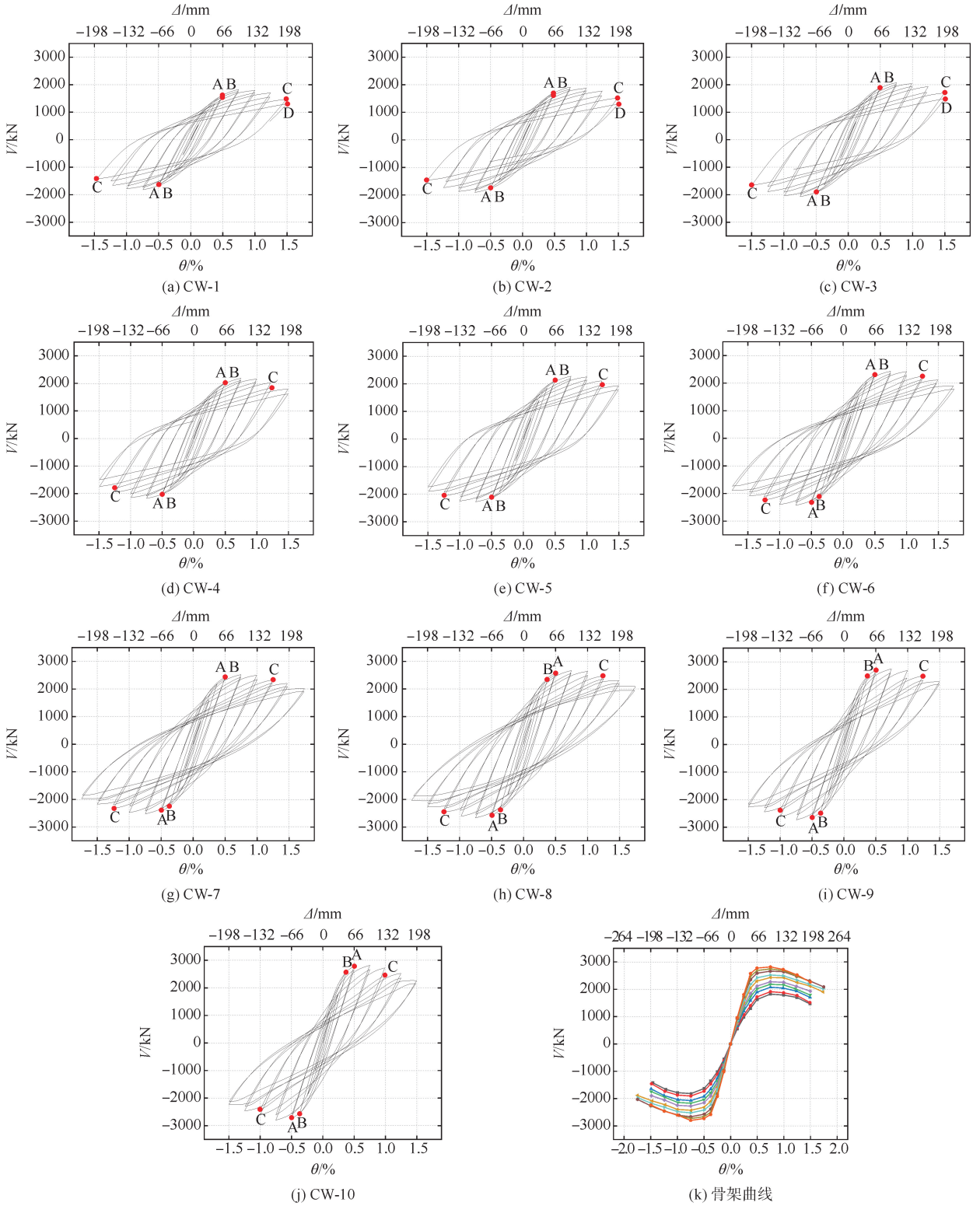


图 12　各试件V-Δ关系曲线

A—钢连梁屈服；B—墙肢钢板屈服；C—墙肢钢板断裂；D—钢连梁断裂

CW-1；CW-2；CW-3；CW-4；CW-5；CW-6；CW-7；CW-8；CW-9；CW-10

2）所有试件的墙肢钢板屈服(B)时的加载位移大致相同，钢连梁屈服(A)则不一致。在低耦连比下(R_p≤40%)，以 CW-1、CW-2 为例，表现为钢连梁屈服先于墙肢钢板屈服；中耦连比(40%<R_p≤50%)的 CW-3—CW-5 的钢连梁和墙肢钢板近乎同步屈服；而高耦连比的 CW-6—CW-10(R_p>50%)表现为墙肢

钢板屈服先于钢连梁屈服。A 和 B 的变化特征表明，过高的耦连比会造成墙肢与连梁的屈服次序改变（甚至钢连梁未屈服），可能导致墙肢先于钢连梁屈服。

3）所有试件均经历了墙肢钢板断裂（C）的破坏现象，且随着耦连比的增大，这一破坏现象逐渐提前出现。在钢连梁腹板处均形成剪切塑性铰后，仅试件 CW-1—CW-3 发生钢连梁断裂（D），且因此导致试件联肢体系失效而提前破坏。C 和 D 的变化特征表明，随着耦连比的增大，由于墙肢承受梁端施加的附加轴力随之增大，在循环荷载作用下加速了墙肢的损伤破坏；而较低耦连比下，钢连梁可能提前破坏，导致墙肢间的相互作用失效，尽管此时墙肢仍能够继续承载。

表 3 统计了各试件在正负向加载下所得特征点的平均值，各试件在屈服、峰值和极限状态的基底剪力随着耦连比的增加而递增。CW-4—CW-10 的延性系数均大于 3.0，其延性系数与极限位移的变化规律一致，均先增大后减小；CW-1—CW-3 经历了钢连梁断裂的破坏过程，延性系数较小，且变化规律不明显。此现象可归因于低耦连比导致试件屈服点的延后，而极限位移又因为钢连梁提前断裂难以增大；高耦连比的延性系数相较中耦连比的略有下降，这归因于联肢墙的整体性较强，未呈现先连梁、后墙肢的两阶段耗能特点，导致墙肢损伤程度提高，在加载后期承载力下降明显。综合结果表明，随着耦连比的增大，试件的抗侧承载力提高，延性系数存在最优区间，中、高耦连比的 CW-5—CW-10 兼备较高的抗侧承载力与延性系数。

表 3 各试件骨架曲线特征点平均值

试件编号	屈服剪力 V_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	峰值剪力 V_m/kN	峰值位移 Δ_m/mm	极限剪力 V_u/kN	极限位移 Δ_u/mm	延性系数 (Δ_u/Δ_y)
CW-1	1643.04	68.24	1819.26	98.29	1546.37	180.89	2.65
CW-2	1722.07	66.01	1910.14	98.80	1623.62	179.75	2.72
CW-3	1864.81	63.21	2073.37	98.75	1762.36	184.96	2.93
CW-4	1941.22	60.45	2175.48	98.37	1849.16	183.75	3.04
CW-5	2022.89	58.53	2274.12	98.10	1933.00	192.93	3.30
CW-6	2192.80	57.45	2428.71	98.57	2064.40	201.54	3.51
CW-7	2288.49	55.77	2523.00	98.76	2144.55	202.61	3.63
CW-8	2428.18	53.84	2663.87	98.70	2264.29	200.69	3.73
CW-9	2534.91	53.46	2736.72	98.37	2326.22	187.71	3.51
CW-10	2613.94	52.55	2808.51	98.90	2387.23	178.73	3.40

5.3 刚度退化

采用环线刚度（K_j）来反映试件的刚度退化性能。如图 13 所示，随着耦连比的增大，试件的抗侧刚度随之增大。在加载前期抗侧刚度持续退化，契合了组合墙肢内部混凝土经受拉开裂表现的非弹性性质，也表明混凝土的完整性保证了联肢墙较大的抗侧刚度。但随着混凝土累积损伤以及钢板逐渐进入塑性变形阶段，抗侧刚度逐渐降低。高耦连比下试件的刚度退化曲线下降幅度更大，这是由于在循环加载过程中试件的左右墙肢交替承受较大的附加轴力，导致混凝土的损伤程度加剧。随着混凝土持续损伤以及墙肢钢板的塑性发展，在墙肢底部形成塑性铰后，刚度退化幅度趋于相同。

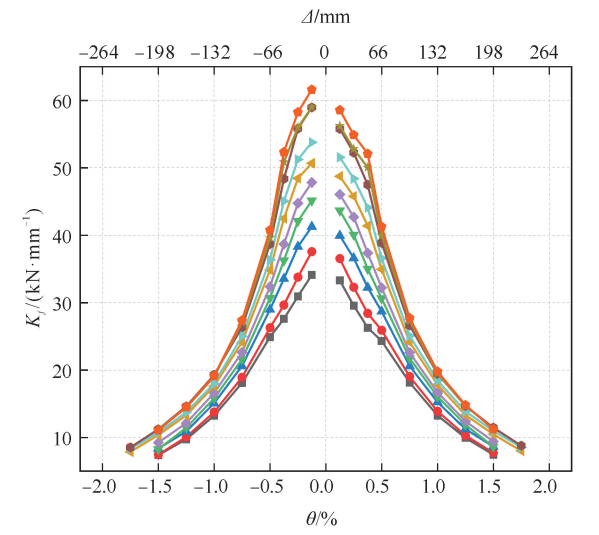
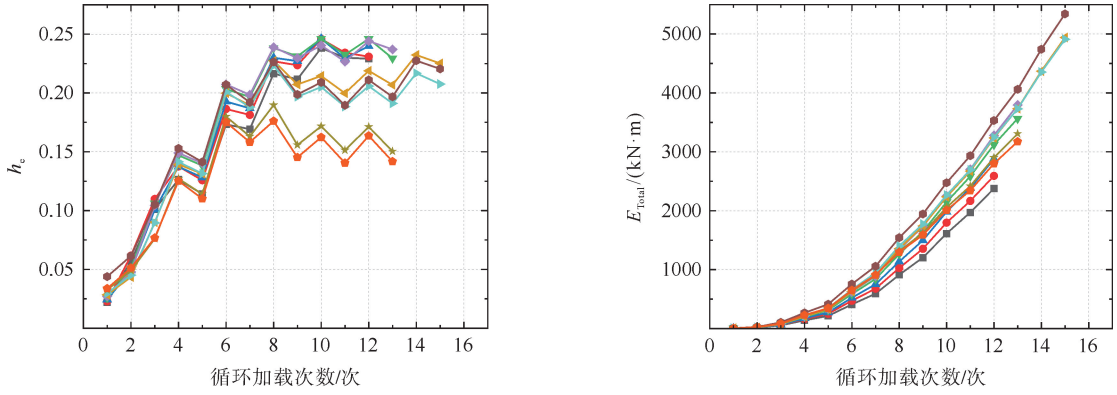


图 13 各试件刚度退化曲线

5.4　耗能曲线

图 14(a)显示了各试件等效黏滞阻尼系数(h_e)随循环加载次数的变化。在第 8 次循环($\theta=1.0\%$)，即试件达到峰值剪力后的第 1 次循环时，不同耦连比下的 h_e 表现出差异，并呈现 3 种变化趋势。具体而言，CW-1—CW-5 的 h_e 较高，CW-6—CW-8 次之，CW-9—CW-10 的 h_e 较低。这表明混凝土损伤导致承载力退化对耗能能力的影响因耦连比而异。由图 14(b)的累积循环耗能曲线可知，CW-5—CW-8 的累积耗能(E_{Total})高于其他试件，钢连梁耗能更加充分，CW-3—CW-4 耗能表现适中，而低耦连比的 CW-1—CW-2 和高耦连比的 CW-9—CW-10 耗能较差。其主要原因是低耦连比下钢连梁承载力较低，不具备较强的耗能能力，而高耦连比下由于墙肢过早破坏，导致钢连梁耗能不充分。综合对比表明，中耦连比的 CW-5 钢连梁耗能利用效率较高，整体耗能能力较强。



(a) 等效黏滞阻尼系数　　(b) 累积耗能曲线

图 14　各试件耗能曲线

CW-1；CW-2；CW-3；CW-4；CW-5；
CW-6；CW-7；CW-8；CW-9；CW-10

6　结论

本文对 10 个不同耦连比的联肢钢板仓组合剪力墙试件进行了有限元分析。通过单调推覆和循环往复加载，对试件的耦连比变化趋势、破坏过程、破坏特征和抗震性能指标等方面进行了对比分析，得出如下主要结论：

1) 随着剪切屈服型钢连梁抗剪承载力的提高，耦连比随之增大，弹性耦连比(R_e)与塑性耦连比(R_p)逐渐逼近，钢连梁与组合墙肢趋近同时屈服。

2) 耦连比对联肢钢板仓组合剪力墙的破坏特征有显著影响。中、高耦连比下($R_p>40\%$)表现为墙肢底部由于塑性损伤累积形成塑性铰，涉及钢板鼓曲开裂和混凝土压碎；在此基础上，低耦连比下($R_p\leqslant 40\%$)增加了钢连梁的腹板经历塑性损伤开裂的过程，由此呈现了联肢体系失效的破坏特征。

3) 随着耦连比的增大，联肢钢板仓组合剪力墙的抗侧承载力和刚度相应增大，组合墙肢的损伤程度也随之增加，而滞回曲线的饱满程度以及延性系数均呈现先增大后减小的变化趋势。当 $45\%<R_p<60\%$ 时，联肢钢板仓组合剪力墙的延性和钢连梁耗能表现较好。

4) 综合对比联肢钢板仓组合剪力墙的各项抗震性能指标以及破坏机制，建议在设计时，将塑性耦连比的取值范围控制在 45%～50%之间，并且将其与弹性耦连比的比值(R_p/R_e)控制在 90%以下，以实现钢连梁先于组合墙肢屈服耗能的理想机制。

参考文献(References)：

[1] EL-TAWIL S, HARRIES K A, FORTNEY P J, et al. Seismic design of hybrid coupled wall systems: State of the art[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(7): 755-769.

[2] HUNG C C,LU W T. Towards achieving the desired seismic performance for hybrid coupled structural walls[J]. Earthquakes and Structures,2015,9(6):1251-1272.

[3] 伍云天,周庆,苏义庭,等. 钢板混凝土联肢组合剪力墙结构抗震设计方法及试验研究[J]. 建筑结构学报,2017,38(S1):58-65.
WU Yuntian,ZHOU Qing,SU Yiting,et al. Seismic design method and experimental study of composite steel plate-concrete coupled shear wall systems[J]. Journal of Building Structures,2017,38(S1):58-65.

[4] 石韵,周巧玲,苏明周,等. 混合联肢部分外包组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报,2021,54(3):29-40.
SHI Yun,ZHOU Qiaoling,SU Mingzhou,et al. Experimental study on seismic performance of hybrid coupled partially encased composite shear wall[J]. China Civil Engineering Journal,2021,54(3):29-40.

[5] 石韵,刘万鹏,苏明周,等. 混合联肢部分外包组合剪力墙基于两阶段耗能的塑性设计方法研究[J]. 工程力学,2024,41(2):137-150.
SHI Yun,LIU Wangpeng,SU Mingzhou,et al. Two-stage energy dissipation-based plastic design method for the hybrid coupled partially encased composite shear wall[J]. Engineering Mechanics,2024,41(2):137-150.

[6] 李一康. 波纹双钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能及设计方法研究[D]. 天津:天津大学,2020.
LI Yikang. Cyclic behavior and design methods of corrugated double-skin composite shear walls[D]. Tianjin:Tianjin University,2020.

[7] 张军,伍云天,杨永斌,等. 联肢钢板-混凝土组合剪力墙性能化设计方法及静力弹塑性分析[J]. 建筑钢结构进展,2021,23(3):12-22.
ZHANG Jun,WU Yuntian,YANG Yongbin,et al. Performance-based design method and pushover analysis on steel plate and concrete composite coupled shear walls[J]. Progress in Steel Building Structures,2021,23(3):12-22.

[8] 刘韬,张令心,陈永盛. 双肢剪力墙耦合比计算方法及其应用研究[J]. 哈尔滨工业大学学报,2021,53(10):41-51.
LIU Tao,ZHANG Lingxin,CHEN Yongsheng. Study on calculation and application of the coupling ratio for coupled shear walls[J]. Journal of Harbin Institute of Technology,2021,53(10):41-51.

[9] 纪晓东,赵作周,王彦栋,等. 可更换钢连梁抗震设计方法[J]. 建筑结构,2020,50(12):100-107.
JI Xiaodong,ZHAO Zuozhou,WANG Yandong,et al. Seismic design method of replaceable steel coupling beams[J]. Building Structures,2020,50(12):100-107.

[10] DBJ33/T 1273—2022,桁架加劲多腔体钢板组合剪力墙技术规程[S].
DBJ33/T 1273—2022,Technical specification for double-skin truss-reinforced composite shear walls[S].

[11] ANSI/AISC 341-16,Seismic provisions for structural steel buildings[S].

[12] 石永久,王萌,王元清. 循环荷载作用下结构钢材本构关系试验研究[J]. 建筑材料学报,2012,15(3):293-300.
SHI Yongjiu,WANG Meng,WANG Yuanqing. Experimental study of structural steel constitutive relationship under cyclic loading[J]. Journal of Building Materials,2012,15(3):293-300.

[13] PAVLOVIĆ M,MARKOVIĆ Z,VELJKOVIĆ M,et al. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests[J]. Journal of Constructional Steel Research,2013,88:134-149.

[14] 韩林海. 钢管混凝土结构:理论与实践[M]. 3版. 北京:科学出版社,2016.
HAN Linhai. Concrete filled steel tubular structures:Theory and practice[M]. 3rd ed. Beijing:Science Press,2016.

[15] GB 50010—2010,混凝土结构设计规范[S].
GB 50010—2010,Code for design of concrete structures[S].

[16] RABBAT B G,RUSSELL H G. Friction coefficient of steel on concrete or grout[J]. Journal of Structural Engineering,1985,111(3):505-515.

(责任编辑 赵金环;英文校审 程文华)