

钢板-混凝土组合连梁抗震性能有限元分析

史庆轩^{1,2}, 田建勃¹, 丁铁锋¹, 王 南¹, 王 朋¹, 王 斌¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西部建筑科技国家重点实验室(筹), 陕西 西安 710055)

摘要: 采用有限元软件对钢板-混凝土组合 (PRC) 连梁抗震性能进行了数值模拟, 通过与试验结果的对比, 验证了模型的正确性. 通过大量的数值模拟, 研究了跨高比、钢板锚固长度、钢板厚度、纵筋配筋率和墙肢配筋率等参数对钢板-混凝土组合连梁抗震性能的影响. 结果表明: 采用混凝土应力-断裂能关系来考虑混凝土受拉软化性能, 能较好的进行钢板-混凝土组合连梁的弹塑性有限元分析; 跨高比的变化对其屈服荷载和峰值荷载影响显著, 随着跨高比的增大, 连梁的屈服荷载和峰值荷载逐渐减小, 但其延性性能逐渐提高; 连梁的承载力和刚度随钢板锚固长度、钢板厚度和纵筋配筋率的增加而增加, 但其增加的程度随连梁跨高比的减小而减小; 连梁的承载力随墙肢配筋率的增加逐渐增大, 增加的程度随墙肢配筋率的增加而减小.

关键词: 钢板-混凝土组合连梁; 小跨高比; 抗震性能; 数值模拟

中图分类号: TU398

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2014)05-0622-07

传统的钢筋混凝土连梁设计延性耗能能力有限, 为了改善连梁性能, 国外学者提出了钢板-混凝土组合连梁. Subedi^[1]最早开展了此类组合连梁的试验研究, 连梁中配置的钢板上有用以提高钢板与混凝土之间的粘结而设的半圆形切口以及为了利于钢板和主筋之间水平剪力传递而配置的连接筋. Lam 和 Su 等^[2-4]先后完成了 8 个钢板-混凝土组合连梁试件的低周反复加载试验研究, 研究表明钢板-混凝土组合连梁可以提供比交叉配筋连梁更高的抗剪承载力和耗能能力, 并在此基础上给出了钢板-混凝土组合连梁的理论设计方法. Cheng^[5]进行了 16 个钢板-混凝土连梁的单调加载试验, 提出了对角剪切破坏模型和剪切粘结破坏模型, 试验结果表明由于配置钢板而极大地提高了连梁的抗剪承载力, 连梁截面的极限抗剪强度远远超过了英国规范 (BS 8110)^[6]和美国规范 (ACI 318)^[7]中的限定值. 在我国, 目前只有清华大学张刚^[8]进行了 6 个钢板-混凝土组合连梁试件的模拟地震往复加载试验. 彭伙水^[9]给出了钢板-混凝土组合连梁设计应用时的有关构造做法和斜截面抗剪承载力计算方法. 沈杰和葛飞^[10]运用有限元软件研究了内包钢板在不同开孔形式、开孔率及孔长宽比条件下对组合连梁整体受力性能的影响. 为了深入研究这种连梁结构, 采用数值模拟的方法对钢板-混凝土组合连梁进行了全模型非线性有限元分析, 分析了不同跨高比、钢板锚固长度、钢板厚度、纵筋配筋率和墙肢配筋率对钢板-混凝土组合连梁强度、刚度和延性性能的影响.

1 模型有效性验证

1.1 试验模型有限元建模

为了验证有限元模型的合理性和可靠性, 采用 ABAQUS 软件模拟了文献[11]中钢板-混凝土组合连梁 CF、BS 的拟静力加载试验. 试件及截面尺寸如图 1, CF 和 BS 试件跨高比分别为 2.5 和 1.17. 混凝土强度等级为 C40, 钢板与钢筋的试验材料性能参见文献[11].

混凝土单轴受压应力-应变关系采用 Attard 和 Setunge 等模型^[12]. ABAQUS 软件中提供了三种定义混凝土受拉软化性能的方法, 采用混凝土破坏能量准则来考虑混凝土受拉软化性能即应力-断裂能关系. 断裂能 G_f 按欧洲规范 CEB-FIP MC 90 的建议计算^[13]:

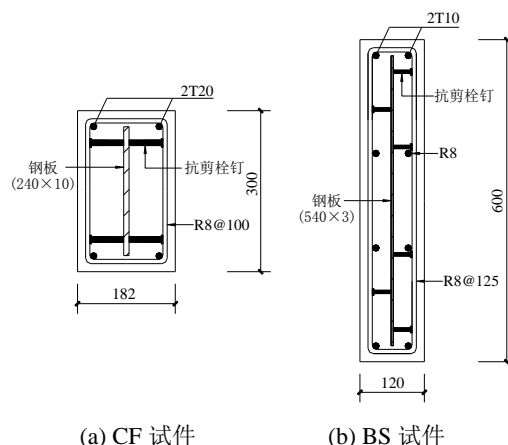


图 1 试件几何尺寸及配钢形式 (单位: mm)

Fig.1 Geometry sign and steel layout of specimen(unit: mm)

收稿日期: 2013-12-13

修改稿日期: 2014-09-25

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51178380, 51108370); 教育部长江学者和创新团队发展计划项目 (IRT13089)

作者简介: 史庆轩 (1963-), 男, 博士, 教授, 主要从事混凝土结构及抗震研究. E-mail: qingxuanshi@sina.com

$$G_f = \alpha \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.7} \times 10^{-3} \quad (\text{N/mm}) \quad (1)$$

其中: $\alpha = 1.25d_{\max} + 10$, d_{\max} 为粗骨料的粒径, f_{ck} 为混凝土抗压强度. 混凝土峰值拉应力 σ_{t0} 参考沈聚敏等^[14]中提供的混凝土抗拉强度计算公式计算:

$$\sigma_{t0} = 0.26 \times (1.5f_{ck})^{2/3} \quad (2)$$

钢板和钢筋的非线性行为采用双线性强化模型, 钢筋的初始弹性模量为 E_s , 强化段的弹性模量取为 $0.01E_s$.

混凝土采用 8 节点减缩积分形式的三维实体单元-C3D8R, 钢板采用 4 节点完全积分格式的壳单元-S4, 为满足一定的计算精度, 在壳单元厚度方向采用 9 个积分点的 Simpson 积分. 纵筋和箍筋均采用三维线性 Truss 桁架单元-T3D2, 只考虑轴力作用, 不考虑剪力和弯矩作用. 其余各项参数的取值分别为: 剪胀角取 30° , 流动势偏移值取 0.1、双轴极限抗压强度与单轴极限抗压强度的比值取 1.16、拉伸与压缩子午面上第二不变量的比值取 $2/3$ 以及粘性参数取 0.0005; 混凝土受压恢复系数 1.0. 相关研究表明, 反复荷载作用下钢板-混凝土组合连梁中钢板与混凝土间的黏结滑移现象会对连梁受力产生一定影响, 但当钢板与混凝土间通过布置足够的抗剪栓钉等措施充分加强时, 忽略钢板与混凝土间的黏结滑移对计算结果的精度影响不大^[15], 且计算效率更高, 故文中钢板与混凝土、钢筋与混凝土之间均用嵌入(Embedded)的方式定义接触关系.

为使有限元模型尽可能与试验原型一致, 试件的下端设为固定端, 采用 ENCASTRE 来限制其 6 个自由度, 上端截面所有点与加载刚臂采用 tie 连结. 在加载刚臂前 100 mm 处设置参考点, 该参考点通过连梁的中心处(模拟试验时千斤顶的力作用线通过试件的中心), 加载刚臂采用 Rigid body 与参考点耦合在一起, 对加载刚臂做自由度耦合处理, 保证加载刚臂只随控制点做刚体运动, 左端截面不发生转动. 为保证计算结果的收敛性, 采用位移控制的加载制度(参考试验设置位移边界条件为 60 mm). 有限元模型如图 2 所示.

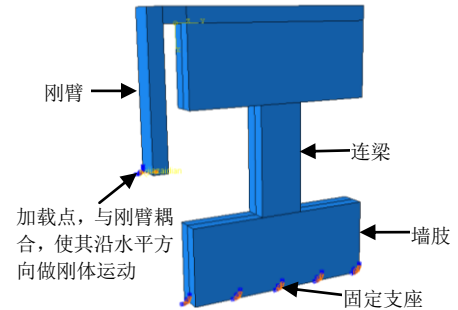


图2 连梁有限元模型

Fig.2 Finite element model of coupling beam

1.2 模拟结果对比分析

图3与图4分别为试件的模拟与试验的荷载-位移滞回曲线和骨架曲线对比图. 由图可知: 除有限元模拟滞回曲线未出现明显的“捏缩”效应外, 其模拟结果与实验基本吻合, 峰值荷载及其对应的位移与极限荷载及其对应的位移都与试验结果相近, 骨架曲线基本一致. “捏缩”效应不明显可能是因为ABAQUS模拟中未能考虑混凝土的裂变效应以及钢筋、钢板与混凝土之间的粘结滑移, 但这一问题对于本课题研究钢板-混凝土组合连梁骨架曲线的影响甚微.

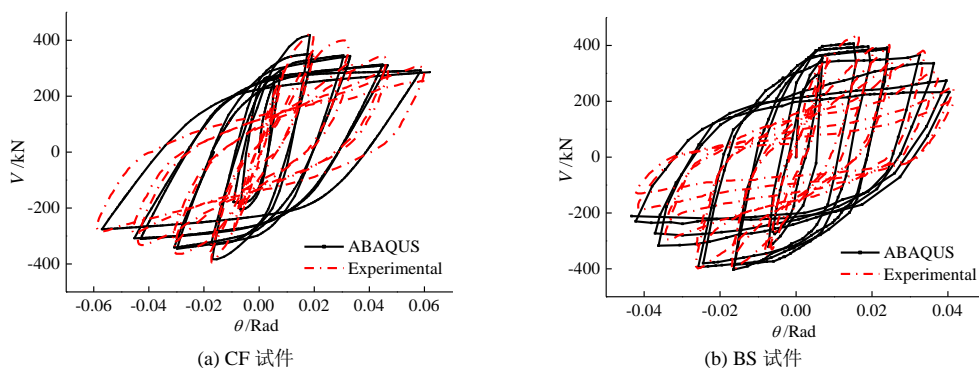


图3 试验与模拟剪力-转角滞回曲线对比

Fig.3 Comparisons between experimental and FEA load-rotation hysteretic curves of test specimens

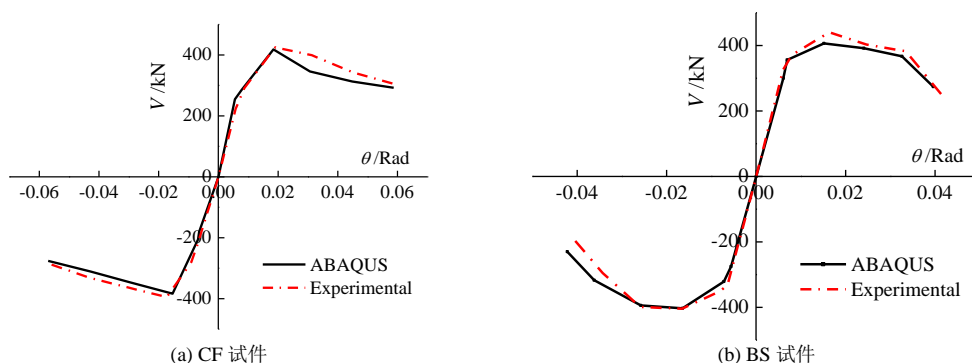


图4 试验与模拟剪力-转角骨架曲线对比

Fig.4 Comparisons between experimental and FEA load-rotation skeleton curves of test specimens

图5为模拟结果与试验结果的破坏形态对比图。可以看出,模拟结果已具有相当的精度,因此,本次建立的模型是有效的。

2 影响因素分析

2.1 参数的选取

为深入研究钢板-混凝土组合连梁的抗震性能,了解主要参数对组合连梁的影响,选取跨高比(l/h)、钢板锚固长度(L_a)、钢板厚度(t_p)、纵筋配筋率(ρ_s)和墙肢配筋率(水平 ρ_{wx} 和纵向 ρ_{wy})等 5 个参数进行分析。

根据不同的跨高比 $l/h=1$ 、1.5、2 和 4 将所分析的钢板-混凝土组合连梁有限元模型分为 APC、BPC、CPC 和 DPC 四组,连梁的跨度 $l=700$ mm 保持不变,连梁的高度分别为 700 mm, 467 mm, 350 mm 和 175 mm,连梁与墙肢的厚度均为 180 mm。根据不同的钢板厚度和纵筋配筋率,APC、BPC、CPC 和 DPC 四组被进一步分为 9 个单元(a1-c3),每一组又考虑 3 组不同的锚固长度分析模型。混凝土、钢板和钢筋的分析参数采用前面 CF 和 BS 连梁试件试验参数。

采用连梁试件的转角延性系数来反映连梁屈服后的变形能力,其表达式为 $\mu=\theta_u/\theta_y$, θ_u 为试件骨架曲线的承载能力下降至 85% 极限承载力时的转角, θ_y 为试件屈服时所对应的转角(由能量等效面积法确定)。由上述模型有效性验证可以看出,虽然有限元模拟滞回曲线未出现明显的“捏缩”效应,但数值计算结果与试验结果的骨架曲线基本一致,因此本文采用单调加载非线性分析来深入研究影响钢板-混凝土组合连梁抗震性能的各种因素。

2.2 跨高比的影响

为了模拟真实的连梁,连梁跨高比(l/h)的范围选为 1-4,本文选用 $l/h=1$ 、1.5、2 和 4 四种代表性跨高比进行分析。图 6 给出了四种不同跨高比钢板-混凝土组合连梁的剪力-转角曲线($V-\theta$ 曲线)计算结果,四种组合连梁的锚固长度均为 350 mm($L_a=0.5l$),其他参数保持不变。同时表 1 给出了跨高比对钢板-混凝土组合连梁各阶段承载力及变形能力的具体影响结果。其中, V_y 、 V_p 和 V_u 分别为连梁的屈服荷载、峰值荷载和极限荷载, θ_y 、 θ_p 和 θ_u 分别为 V_y 、 V_p 和 V_u 所对应的的转角位移。

由图 6、表 1 可以看出:连梁跨高比的变化对其屈服荷载和峰值荷载影响显著,随着跨高比的减小,试件的屈服荷载和峰值荷载逐渐增大(与跨高比为 4 时连梁试件的峰值荷载相比,跨高比为 2.0、1.5、1.0 连梁试件的峰值荷载分别增加了 216.32%、306.72% 和 380.28%),而试件的屈服转角和峰值荷载对应的转角逐渐减小。随着跨高比的增大,骨架曲线下降段的下降趋势越趋平缓,连梁延性性能逐渐提高。

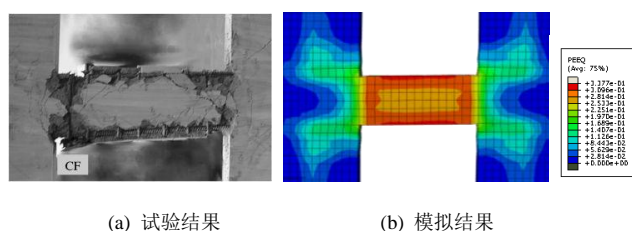
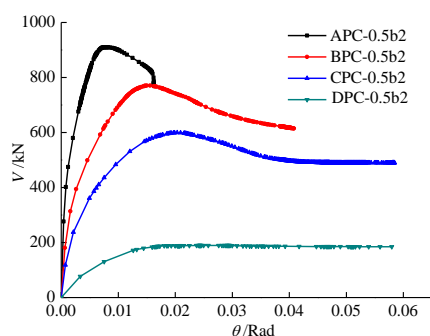


图5 试件 CF 破坏形态

Fig.5 Failure mode of the specimen CF

图6 不同跨高比条件下 $V-\theta$ 曲线对比Fig.6 $V-\theta$ curves with different span-depth ratio

2.3 钢板锚固长度的影响

对 APC、BPC、CPC 和 DPC 四组连梁试件考虑了不同的钢板锚固长度: APC 组连梁钢板锚固长度 $L_a=350\sim700\text{mm}$ (分别为 $0.5l$ 、 $0.75l$ 、 $1.0l$), BPC 组连梁钢板锚固长度 $L_a=280\sim560\text{mm}$ (分别为 $0.4l$ 、 $0.5l$ 、 $0.8l$), CPC 组连梁钢板锚固长度 $L_a=245\sim525\text{mm}$ (分别为 $0.35l$ 、 $0.5l$ 、 $0.75l$), DPC 组连梁钢板锚固长度 $L_a=175\sim350\text{mm}$ (分别为 $0.25l$ 、 $0.35l$ 、 $0.5l$)。限于篇幅,图 7 给出了 CPC-b2 和 APC-a1 两组不同的钢板锚固长度的剪力-转角曲线($V-\theta$ 曲线)计算结果,同时表 2 给出了这两组钢板锚固长度对钢板-混凝土组合连梁各阶段承载力及变形能力的具体影响结果。

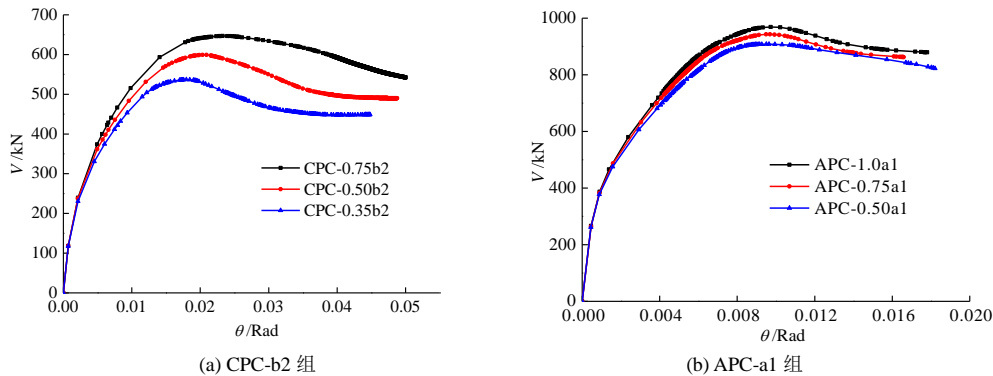


图 7 不同钢板锚固长度条件下 $V-\theta$ 曲线对比
Fig.7 $V-\theta$ curves with different plate anchorage lengths

由图 7、表 2 可以看出:随着钢板锚固长度(L_a)的增加,试件的屈服荷载和峰值荷载逐渐增大(与 CPC-0.35b2 连梁试件的峰值荷载相比,CPC-0.50b2 与 CPC-0.75b2 连梁试件的峰值荷载分别增加了 11.63% 和 20.46%;与 APC-0.50a1 连梁试件的峰值荷载相比,APC-0.75a1 与 APC-1.0a1 连梁试件的峰值荷载分别增加了 3.83%和 6.70%),钢板锚固长度的变化对跨高比较小的 APC-a1 组连梁试件屈服荷载、峰值荷载和转角延性系数影响较小,但对跨高比较大的 CPC-b2 组连梁试件影响较大。

2.4 钢板厚度的影响

对 APC、BPC、CPC 和 DPC 四组连梁试件考虑了 3 种不同的钢板厚度(t_p),其中单元编号中字母 a、b、c 分别表示钢板厚度为 8 mm、14 mm、26 mm,配板率($\rho_p=Dt_p/bh_0$)分别约为 4%、7%和 13%。限于篇幅,图 8 给出了两组不同跨高比的 BPC 组(纵筋配筋率 $\rho_s=1.0\%$ 、 $L_a=350\text{ mm}$ ($L_a=0.5l$))和 DPC 组(纵筋配筋率 $\rho_s=0.5\%$ 、 $L_a=350\text{ mm}$ ($L_a=0.5l$))不同钢板厚度的剪力-转角曲线($V-\theta$ 曲线)计算结果,同时表 3 给出了钢板厚度对钢板-混凝土组合连梁各阶段承载力及变形能力的具体影响结果。

表 1 跨高比对连梁各阶段承载力及变形能力的影响

Tab. 1 Influence of span-to-depth ratios on load bearing capacity and deformability under different load conditions

连梁编号	l/h	V_y/kN	$\theta_y/10^{-3}\text{rad}$	V_p/kN	$\theta_p/10^{-3}\text{rad}$	V_u/kN	$\theta_u/10^{-3}\text{rad}$	$\mu=\theta_u/\theta_y$
APC-0.5b2	1.0	738.52	4.52	909.93	7.81	773.44	16.25	3.60
BPC-0.5b2	1.5	630.30	7.87	770.57	15.57	654.99	30.73	3.90
CPC-0.5b2	2.0	495.34	8.89	599.30	20.35	509.41	35.98	4.04
DPC-0.5b2	4.0	164.47	11.71	189.46	28.51	—	—	—

表 2 钢板锚固长度对连梁各阶段承载力及变形能力的影响

Tab. 2 Influence of plate anchorage lengths on load bearing capacity and deformability under different load conditions

连梁编号	L_a/mm	V_y/kN	$\theta_y/10^{-3}\text{rad}$	V_p/kN	$\theta_p/10^{-3}\text{rad}$	V_u/kN	$\theta_u/10^{-3}\text{rad}$	$\mu=\theta_u/\theta_y$
CPC-0.75b2	525	536.66	10.97	646.69	23.28	549.69	47.97	4.37
CPC-0.50b2	350	495.34	8.89	599.30	20.35	509.41	35.98	4.04
CPC-0.35b2	245	442.73	8.84	536.85	17.97	456.32	33.40	3.78
APC-1.0a1	700	793.21	4.85	968.92	9.73	879.22	17.80	3.67
APC-0.75a1	525	768.89	4.76	942.88	9.69	862.46	16.59	3.49
APC-0.50a1	350	736.60	4.65	908.12	9.51	822.27	18.21	3.92

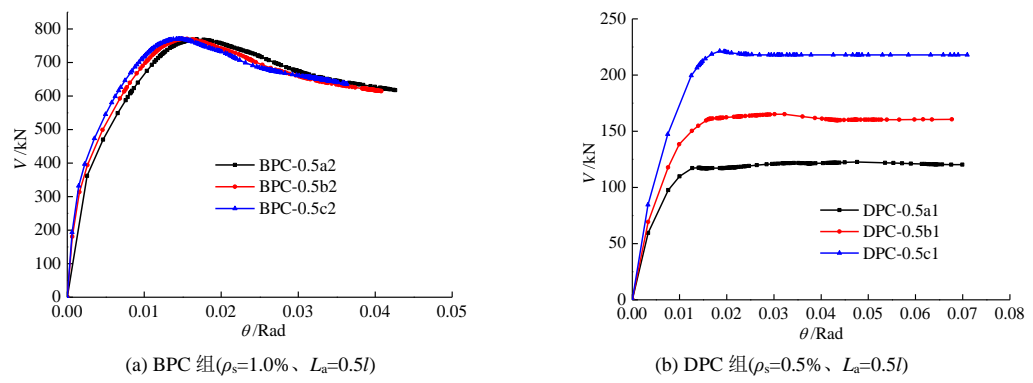


图 8 不同钢板厚度条件下 $V-\theta$ 曲线对比
Fig.8 $V-\theta$ curves with different plate thicknesses

由图 8、表 3 可以看出：对跨高比较小的 BPC 组连梁试件，当钢板厚度从 8 mm 增加至 26 mm 时， $V-\theta$ 曲线几乎保持不变，试件的屈服荷载、峰值荷载和极限荷载变化很小，这意味着钢板厚度的增加并未增加连梁的整体强度，从有限元分析输出的极限荷载时连梁的应力图和损伤图可以看出，峰值荷载时连梁梁跨和钢板锚固区域均产生了严重的裂缝，混凝土裂缝的产生减弱了钢板与混凝土间荷载的传递，导致钢板对承载力的贡献的减少，从而增加钢板的厚度不能有助于连梁承载力的提高；对

表 3 钢板厚度对连梁各阶段承载力及变形能力的影响
Tab. 3 Influence of plate thicknesses on load bearing capacity and deformability under different load conditions

连梁编号	t_p/mm	V_y/kN	$\theta_y/10^{-3}\text{rad}$	V_p/kN	$\theta_p/10^{-3}\text{rad}$	V_u/kN	$\theta_u/10^{-3}\text{rad}$	$\mu=\theta_u/\theta_y$
BPC-0.5a2	8	640.33	9.18	769.40	16.81	653.99	33.22	3.62
BPC-0.5b2	14	630.30	7.87	770.57	15.57	654.99	30.73	3.90
BPC-0.5c2	26	628.56	7.01	770.18	14.38	654.66	31.66	4.52
DPC-0.5a1	8	102.56	8.56	117.44	14.05	—	—	—
DPC-0.5b1	14	141.14	10.56	161.14	16.64	—	—	—
DPC-0.5c1	26	193.88	11.97	221.26	18.50	—	—	—

跨高比较大的 DPC 组连梁试件，当钢板厚度从 8 mm 增加为 14 mm 和 26 mm 时，连梁试件的峰值荷载分别增加了 37.21% 和 88.40%，钢板厚度的变化对试件屈服荷载和峰值荷载影响明显；DPC 组连梁试件骨架曲线下降段的下降趋势均较为平缓，说明不同 t_p 的各组合连梁转角延性均较好。

2.5 纵筋配筋率的影响

对 APC、BPC、CPC 和 DPC 四组连梁试件考虑了 3 种不同的纵筋配筋率(ρ_s)，其中单元编号中数字 1、2、3 分别表示纵筋配筋率(ρ_s)约为 0.5%、1.0% 和 2.0%。限于篇幅，图 9 给出了锚固长度 $L_a=0.5l$ 的 BPC-0.5a($t_p=8\text{ mm}$)和 DPC-0.5c($t_p=26\text{ mm}$)两组连梁试件不同纵筋配筋率的剪力-转角曲线($V-\theta$ 曲线)计算结果，同时表 4 给出了纵筋配筋率对钢板-混凝土组合连梁各阶段承载力及变形能力的具体影响结果。

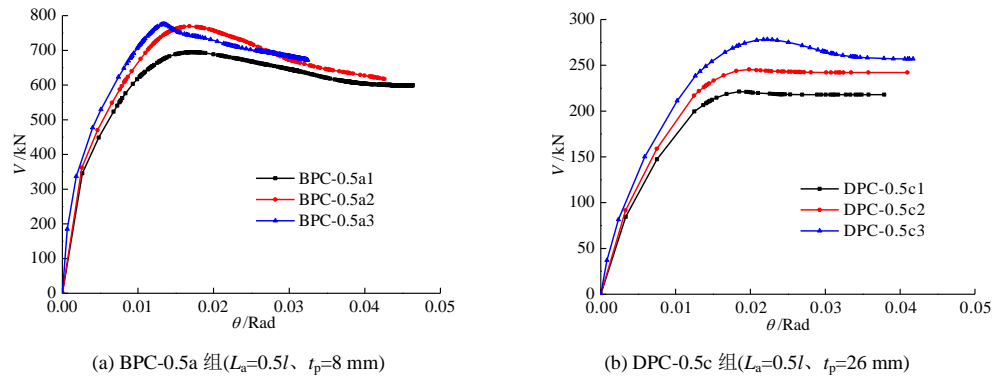


图 9 不同纵筋配筋率条件下 $V-\theta$ 曲线对比
Fig.9 $V-\theta$ curves with different longitudinal steel ratios

由图 9、表 4 可以看出: 对跨高比不同的 BPC-0.5a 和 DPC-0.5c 两组连梁试件, 随着纵筋配筋率(ρ_s)的增加, 试件的承载力逐渐增大, 且对跨高比较大的 DPC-0.5c 组连梁试件影响更加明显(与 $l/h=1.5$ 、 $\rho_s=0.5\%$ 的 BPC-0.5a1 试件峰值荷载相比, $\rho_s=1.0\%$ 和 2.0% 的 BPC-0.5a2 和 BPC-0.5a3 试件的峰值荷载分别增加了 10.76% 和 11.64%; 与 $l/h=4$ 、 $\rho_s=0.5\%$ 的 DPC-0.5c1 试件峰值荷载相比, $\rho_s=1.0\%$ 和 2.0% 的 DPC-0.5c2 和 DPC-0.5c3 试件的峰值荷载分别增加了 10.92% 和 25.76%), DPC-0.5c 组连梁试件骨架曲线下降段的下降趋势均较为平缓, 说明不同 ρ_s 的各组合连梁均具有较好的延性。

2.6 墙肢配筋率的影响

从 2.4 节钢板厚度的影响分析可以看出, 对跨高比较小的 BPC 组连梁试件, 采用 26 mm 厚钢板的组合连梁不能充分发挥其承载力, 这很可能是由于墙肢配筋率不足引起的. 为了研究墙肢配筋率的合理取值, 图 10 给出了 $L_a=0.8l$ 、 $\rho_s=2.0\%$ 和 $t_p=26\text{ mm}$ 的 BPC-0.8c3 连梁试件不同墙肢配筋率的剪力-转角曲线($V-\theta$ 曲线)计算结果, 为简化计算, 取墙肢水平和纵向配筋率相等($\rho_{wx}=\rho_{wy}$), 其配筋率分别为 1.0%、1.6%、2.0%、2.6%、3.2% 和 3.5%, 同时表 5 给出了墙肢配筋率对钢板-混凝土组合连梁各阶段承载力及变形能力的具体影响结果。

由图 10、表 5 可以看出: 随着墙肢配筋率的增加, 试件的屈服荷载和峰值荷载逐渐增大(与 $\rho_{wx}=1.0\%$ 试件的峰值荷载相比, $\rho_{wx}=1.6\%$ 、 2.0% 、 2.6% 、 3.2% 和 3.5% 试件的峰值荷载分别增加了 11.48%、21.27%、29.35%、35.82% 和 37.30%), 这也进一步说明了采用较厚钢板的 BPC 组连梁试件发生早期破坏是由于墙肢配筋率不足引起的. 从图 10 可以看出, 若墙肢配筋率继续增加, 试件的承载力也将继续增加, 增加的幅度会减小, 但是, 这是不切实际的, 事实上, 若采用 $\rho_{wx}=1.8\%$, 对于剪力墙已经是很高的配筋率了. 对于 BPC-0.8c3 连梁试件, 不同墙肢配筋率的试件骨架曲线下降段的下降趋势均较为平缓, 说明不同墙肢配筋率的各组合连梁转角延性均较好。

3 结论

经过上述对钢板-混凝土组合连梁的非线性有限元分析, 可以得出以下结论:

- (1) 采用混凝土应力-断裂能关系来考虑混凝土受拉软化性能, 进行钢板-混凝土组合连梁的弹塑性有限元全过程分析, 试验结果与理论分析结果吻合较好;
- (2) 跨高比的变化对其屈服荷载和峰值荷载影响显著, 随着跨高比的增大, 连梁的屈服荷载和峰值

表 4 纵筋配筋率对连梁各阶段承载力及变形能力的影响
Tab. 4 Influence of longitudinal steel ratios on load bearing capacity and deformability under different load conditions

连梁编号	$\rho_s/\%$	V_y/kN	$\theta_y/10^{-3}\text{rad}$	V_p/kN	$\theta_p/10^{-3}\text{rad}$	V_u/kN	$\theta_u/10^{-3}\text{rad}$	$\mu=\theta_u/\theta_y$
BPC-0.5a1	0.5	583.97	8.63	694.64	17.23	599.05	46.02	5.33
BPC-0.5a2	1.0	640.33	9.18	769.40	16.81	653.99	33.22	3.62
BPC-0.5a3	2.0	632.66	7.69	775.49	13.40	672.29	32.43	4.21
DPC-0.5c1	0.5	193.88	11.97	221.26	18.50	—	—	—
DPC-0.5c2	1.0	216.21	12.41	245.43	19.83	—	—	—
DPC-0.5c3	2.0	241.07	12.97	278.26	22.27	—	—	—

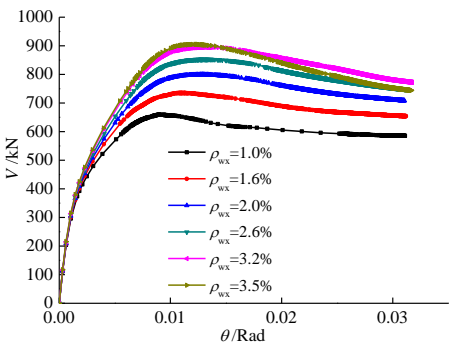


图 10 BPC-0.8c3 试件不同墙肢配筋率条件下 V-θ 曲线对比

Fig.10 V-θ curves of unit BPC-0.8c3 with different wall reinforcement ratios

表 5 墙肢配筋率对 BPC-0.8c3 连梁各阶段承载力及变形能力的影响
Tab. 5 Influence of wall reinforcement ratios on load bearing capacity and deformability of unit BPC-0.8c3 under different load conditions

$\rho_{wx}/\%$	V_y/kN	$\theta_y/10^{-3}\text{rad}$	V_p/kN	$\theta_p/10^{-3}\text{rad}$	V_u/kN	$\theta_u/10^{-3}\text{rad}$	$\mu=\theta_u/\theta_y$
1.0	539.05	4.30	658.97	9.00	—	—	—
1.6	603.59	4.99	734.64	10.78	—	—	—
2.0	658.27	5.56	799.16	12.93	—	—	—
2.6	701.84	5.91	852.37	13.20	—	—	—
3.2	738.67	6.13	895.00	13.07	—	—	—
3.5	745.28	6.09	904.77	12.22	769.05	27.73	4.55

荷载逐渐减小,但其延性性能逐渐提高;

(3) 连梁的承载力和刚度随钢板锚固长度、钢板厚度和纵筋配筋率的增加而增加,但其增加的程度随连梁跨高比的减小而减小;

(4) 连梁的承载力随墙肢配筋率的增加逐渐增大,增加的程度随墙肢配筋率的增加而减小;

(5) 为防止墙肢发生过早破坏与钢板在墙肢中锚固失效,充分发挥钢板的承载力和耗能能力,必须注意钢板在墙肢中的锚固与墙肢的承载力设计,以达到“强墙弱梁”的效果。

参考文献

References

- [1] SUBEDI N K. Reinforced concrete beams with plate reinforcement for shear[C]// Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1-Design & Construction. London: ICE Publishing, 1989: 377-399.
- [2] LAM W Y, SU R K L, PAM H J. Strength and ductility of embedded steel composite coupling beams[J]. International Journal of Advances in Structural Engineering, 2003, 6(1): 23-35.
- [3] LAM W Y, SU R K L, PAM H J. Experimental study on embedded steel plate composite coupling beams[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2005, 131(8): 1294-1302.
- [4] SU R K L, LAM W Y. A unified design approach for plate-reinforced composite coupling beams[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009(65): 675-686.
- [5] CHENG P C. Shear capacity of steel-plate reinforced concrete coupling beams[D]. Hong Kong: The Hong Kong University of Science and Technology, 2004.
- [6] BS8110 Part 1, Code of practice for design and construction[S]. London: British Standards Institution, 1997.
- [7] ACI 318-02, Building code requirements for structural concrete and commentary[S]. Detroit: American Concrete Institute, 2002.
- [8] 张刚. 钢板混凝土连梁抗震性能的试验研究[D]. 北京: 清华大学, 2005.
ZHANG Gang. Experimental study on seismic behavior of steel plate reinforced concrete coupling beams[D]. Beijing: Tsinghua University, 2005.
- [9] 彭伙水. 钢板-混凝土组合连梁的应用研究[J]. 福建建筑, 2009(3): 33-35.
PENG Huoshui. Research on the application of steel plate-reinforced concrete composite coupling wall-beams[J]. Fujian Architecture & Construction, 2009(3): 33-35.
- [10] 沈杰, 葛飞. 钢-混凝土组合连梁抗震性能研究[J]. 四川建材, 2012, 38(4): 56-57.
SHEN Jie, GE Fei. Research on the seismic behavior of steel-concrete composite coupling beams[J]. Sichuan Building Materials, 2012, 38(4): 56-57.
- [11] SU R K L, PAM H J, LAM W Y. Effects of shear connectors on plate-reinforced composite coupling beams of short and medium-length spans[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006(62): 178-188.
- [12] ATTARD M M, SETUNGE S. Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete[J]. ACI Materials Journal, 1996, 93(5): 432-442.
- [13] CEB-FIP Model Code 1990[S]. London: Thomas Telford Services Ltd, 1991.
- [14] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 1993.
SHEN Jumin, WANG Chuazhi, JIANG Jianjing. Finite element and limit analysis of plate and shell on reinforced concrete [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1993.
- [15] SU R K L, LAM W Y, PAM H J. Behavior of embedded steel plate in composite coupling beams[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008(64): 1112-1128.

Nonlinear finite element analysis on the seismic behavior of plate-reinforced composite coupling beams

SHI Qingxuan^{1,2}, TIAN Jianbo¹, DING Tiefeng¹, WANG Nan¹, WANG Peng¹, WANG Bin¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;

2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West(XAUAT), Xi'an 710055, China)

Abstract: Seismic behavior of plate-reinforced composite (PRC) coupling beams was simulated based on the finite element software, and the calculated results were compared with those of the experiments to ensure the correctness of the simulation model. Furthermore, with abundant simulations, span-to-depth ratio, plate anchorage length in the wall region, plate thickness, longitudinal reinforcement ratio of beam and wall reinforcement ratio were all considered to analyse the effect on seismic behavior of PRC coupling beams. The results show that the tension softening property of concrete was simulated based on the relationship between stress and fracture energy, and the elastic-plasticity finite element analysis of the model was better conducted. The effects of changes of span-to-depth ratios on yield loads and peak loads of the coupling beams are significant. The yield loads and peak loads of PRC coupling beams gradually decrease with the increase of span-to-depth ratios, but their ductility performance is gradually improved. The load bearing capacity and stiffness of the coupling beams increase with the plate anchorage lengths, plate thicknesses and longitudinal reinforcement ratios, but the effects diminish as the span-to-depth ratios of coupling beams decrease. The load bearing capacity of the coupling beams increase with the increasing wall reinforcement ratios, but the effects diminish as the wall reinforcement ratios increase.

Key words: plate-reinforced composite coupling beam; small span-to-depth ratio; seismic behavior; numerical simulation

(本文编辑 沈波)