

型钢高强混凝土柱保护层厚度确定方法

薛建阳¹, 柯晓军¹, 陈宗平², 应武挡²

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 广西大学土木建筑工程学院, 广西 南宁 530004)

摘要: 混凝土保护层的厚度会直接影响构件的破坏形态、承载力、刚度以及耐久性能等。结合型钢高强混凝土柱的剪切黏结破坏特征, 以混凝土保护层为对象, 根据板弹塑性稳定理论和力扩散原理分别对其受压屈曲失稳和临界开裂时的最小保护层厚度进行理论推导, 提出合理的计算公式, 计算结果与已有试验结果相吻合。结合工程实际, 混凝土保护层厚度还应满足我国现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010)中最小保护层厚度的构造要求, 并建议型钢高强混凝土构件的最小配箍率宜取 0.3%。

关键词: 型钢混凝土; 高强混凝土; 保护层; 板弹塑性稳定理论; 力扩散原理

中图分类号: TU398

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2014)01-0001-05

高强混凝土具有强度高、耐久性好、工作性能优异等特点, 符合现代结构向高耸、重载和承受恶劣环境的方向发展, 但其延性差, 地震时高强混凝土构件易发生脆性剪切破坏而引起结构倒塌^[1-2]。如在高强混凝土结构中配置适量的型钢形成具有强度高、变形能力强的型钢高强混凝土结构, 这为推广高强混凝土在高烈度地区的应用提供了新途径^[3-5]。

要保证型钢混凝土结构具有良好的承载能力和变形能力, 一方面要求型钢与混凝土之间具有足够的黏结强度, 还要求在型钢达到屈服强度前, 混凝土保护层不会被压碎或失稳^[6], 这两方面与混凝土保护层厚度有密切关系。当混凝土保护层达到一定厚度时, 型钢与混凝土具有良好的黏结锚固性能, 同时混凝土保护层在型钢屈服前也不会出现屈曲失稳破坏。但混凝土保护层过厚, 不仅浪费混凝土用量, 增加结构自重等问题, 还会影响构件的受力性能。目前, 有关型钢高强混凝土柱保护层厚度的研究尚少。因此, 本文通过试验揭示型钢高强混凝土柱的剪切黏结破坏特征, 从混凝土不发生失稳的最小保护层厚度与混凝土的开裂临界保护层厚度角度, 根据板的弹塑性稳定理论和力的扩散原理, 建立混凝土保护层力学模型, 推导其合理的计算公式。

1 型钢高强混凝土柱试验概况

课题组先后对 32 根型钢高强混凝土柱进行低周反复加载试验发现, 其中 9 根剪跨比适中、混凝土立方体抗压强度在 70.52 MPa~84.90 MPa 之间变化的试件发生剪切黏结破坏, 第一批有 7 根试件, 设计参数详见文献[4]; 第二批有 2 根试件, 该批试件的截面尺寸 $b \times h$ 为 180 mm×200 mm, 型钢采用普通热轧工字钢 I12, 材质为 Q235 级, 型钢的混凝土保护层厚度为 37 mm; 纵筋采用 4 Φ 12 的 HRB400 级钢筋; 箍筋采用直径为 6 mm 和 8 mm 的 HRB335 级钢筋, 间距为 65 mm。试件设计参数见表 1。两批试验都是采用悬臂式的拟静力加载装置按照荷载-位移混合控制的加载制度进行加载。

试件发生剪切黏结破坏过程为: 加载初期, 柱根部首先出现水平弯曲裂缝, 再逐渐斜向发展, 柱腹部也出现少许微斜裂缝; 继续增加荷载, 弯曲裂缝发展缓慢, 腹部斜裂缝加宽并向两端延伸, 逐渐形成交叉斜裂缝, 最终因型钢翼缘两侧混凝土处出现竖向黏结劈裂裂缝, 导致混凝土保护层与型钢分离、压碎剥落而破坏。这主要是由于型钢表面光滑、混凝土保护层厚度不够等, 造成型钢与高强混凝土接触界面处的黏结强度低, 且随着加载位移和循环次数的增加, 黏结强度退化显著导致混凝土保护层脱落而引起的。破坏形态如图 1 所示。

收稿日期: 2013-09-03

修改稿日期: 2014-01-25

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51268004)

作者简介: 薛建阳 (1970-), 男, 博士, 教授, 主要从事钢与混凝土组合结构及工程结构抗震方向的研究。E-mail: jianyang_xue@163.com

表 1 试件设计参数
Tab.1 Specimens design parameters

批次	试件编号	L /mm	$b \times h$ /mm×mm	λ	n	f_y /MPa	f_{cu} /MPa	型钢	纵筋	箍筋	C /mm
第一批 ^[4]	SRHC-10	440	160×220	2.00	0.20	255	81.80	I14	4Φ12	Φ6@100	40
	SRHC-11	440	160×220	2.00	0.20	255	81.80	I14	4Φ12	Φ8@120	40
	SRHC-13	440	160×220	2.00	0.28	255	83.10	I14	4Φ12	Φ6@100	40
	SRHC-14	440	160×220	2.00	0.28	255	81.80	I14	4Φ12	Φ8@120	40
	SRHC-16	440	160×220	2.00	0.36	255	84.90	I14	4Φ12	Φ6@100	40
	SRHC-17	440	160×220	2.00	0.36	255	84.40	I14	4Φ12	Φ8@120	40
	SRHC-18	440	160×220	2.00	0.36	255	84.40	I14	4Φ12	Φ8@90	40
第二批	SRHC-1	300	180×200	2.00	0.24	330	70.52	I12	4Φ12	Φ8@65	37
	SRHC-2	300	180×200	2.00	0.31	330	75.01	I12	4Φ12	Φ6@65	37

注: L 为柱高度, mm; b 、 h 分别为柱截面的宽度和高度, mm; 剪跨比 $\lambda=L/h$; 轴压比 $n=N/(f_cA_c+f_yA_s)$; N 为柱竖向荷载, kN; f_{cu} 、 f_c 分别为混凝土的立方体强度和轴心抗压强度, MPa; A_c 、 A_s 分别为混凝土和型钢的截面积, mm²; f_y 为型钢的屈服强度, MPa; C 为型钢的混凝土保护层厚度, mm.



图 1 剪切黏结破坏
Fig.1 Shear bond failure

2 混凝土保护层厚度的确定方法

2.1 混凝土保护层的作用

型钢的混凝土保护层厚度是指型钢外边缘到混凝土表面的最小距离, 其主要作用有: ① 维持型钢与混凝土之间的黏结力; ② 混凝土保护层对型钢的包裹, 可防止型钢发生局部屈曲和整体失稳, 能提高构件的刚度、耐久性能等; ③ 混凝土保护层厚度会影响构件的承载力. 从受力角度考虑, 混凝土保护层厚度越小, 型钢离构件截面边缘越近, 有效截面高度会越大, 提高构件的承载力; 但从黏结锚固和耐久性的角度考虑, 在一定范围内混凝土保护层厚度越大, 构件性能越好. 可见, 混凝土保护层的厚薄会影响到构件的破坏形态、承载力、刚度以及耐久性能等.

2.2 混凝土保护层不发生失稳的临界保护层厚度

当忽略箍筋的支撑约束作用时, 型钢高强混凝土柱中型钢翼缘外侧的混凝土保护层可视为一块长度为 l 、宽度为 b_f 、厚度为 C_{s1} 的薄板, 其可简化为一边自由、三边简支的单向均匀受压板, 如图2所示. 根据板弹塑性稳定理论, 混凝土保护层薄板的弹塑性屈曲应力 σ_{cr} 为:

$$\sigma_{cr} = \frac{0.425\sqrt{\eta\pi^2E_c}}{12(1-\nu^2)(b_f/C_{s1})^2} \tag{1}$$

式中: E_c 为混凝土的弹性模量, MPa; ν 为混凝土的泊松比, 取0.2; η 为混凝土薄板的弹塑性屈曲系数, $\eta=E_t/E_c$; E_t 为混凝土的切线模量, 取1.5 MPa^[5]; b_f 为型钢翼缘宽度, mm; C_{s1} 为混凝土保护层厚度, mm.

确保混凝土保护层在达到极限抗压强度之前不发生失稳破坏, 就要求弹塑性屈曲应力 σ_{cr} 大于混凝土轴心抗压强度 f_c . 当处于临界状态两者相等时, 可推导出型钢高强混凝土柱混凝土保护层不发生屈曲失稳的

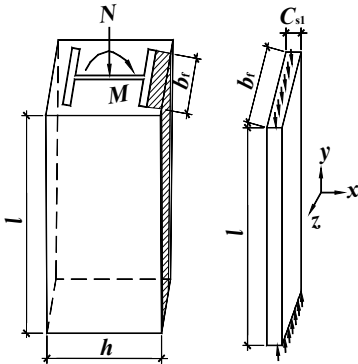


图 2 混凝土保护层受力模型
Fig.2 Calculated diagram

临界保护层厚度 C_{s1} .

$$C_{s1} = \frac{b_f}{0.6034\sqrt{\eta}\sqrt{E_c/f_c}} \quad (2)$$

高强混凝土的轴心抗压强度、弹性模量与立方体抗压强度之间的关系^[5]如下:

$$E_c = (0.271\sqrt{f_{cu}} + 1.523) \times 10^4 \quad (3)$$

$$f_c = 0.6646f_{cu} + 11.734 \quad (4)$$

式中: f_{cu} 、 f_c 分别为混凝土的立方体抗压强度和轴心抗压强度, MPa. 表2给出了不同强度等级下混凝土保护层不发生屈曲失稳时型钢翼缘宽度与保护层厚度比值(b_f/C_{s1})的临界值.

表2 型钢翼缘宽度与保护层厚度比值的临界值
Tab.2 Critical ratio value of flange width to the cover thickness

计算理论	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80	C85	C90	C95	C100
板弹性稳定理论	1.36	1.32	1.28	1.25	1.22	1.19	1.17	1.14	1.12	1.10	1.08
力扩散原理	1.73	1.69	1.65	1.62	1.59	1.56	1.54	1.51	1.49	1.47	1.45

2.3 混凝土保护层开裂的临界保护层厚度

混凝土保护层厚度较小时, 构件受力后容易开裂, 使得型钢与混凝土之间的黏结强度降低, 甚至会导致构件发生黏结失效破坏; 当混凝土保护层够厚而不再开裂时, 保护层厚度继续增加对黏结强度的影响不明显. 因此从混凝土开裂角度出发, 可以确定混凝土保护层开裂时的临界保护层厚度 C_{s2} .

计算假定: ① 混凝土保护层开裂时的应力达到混凝土抗拉强度 f_t ; ② 混凝土开裂沿翼缘肢尖 45° 角方向; ③ 混凝土开裂前箍筋应变很小, 忽略其作用. 计算简图如图3所示, 可得以下平衡方程:

$$2f_t C_{s2} = p\phi b_f = \tau\phi b_f \quad (5)$$

根据欧洲规范CEB-FIP MC90和Roeder^[8]的试验结果, 型钢外侧的局部最大黏结应力 τ 与混凝土抗拉强度之间的关系为:

$$\tau = 0.543f_t^{1.5} \quad (6)$$

高强混凝土的抗拉强度与立方体抗压强度之间的关系^[5]如下:

$$f_t = 0.6012f_{cu}^{0.5143} \quad (7)$$

因此, 混凝土保护层开裂时的临界保护层厚度为

$$C_{s2} = 0.272\phi b_f \sqrt{f_t} \quad (8)$$

式中: f_t 为混凝土抗拉强度, MPa; τ 为型钢外侧的局部最大黏结应力; b_f 为型钢翼缘宽度; p 为型钢与混凝土之间压应力; ϕ 为型钢与混凝土之间压应力均匀分布修正系数, 当 $b_f < 300$ mm时, 取1.0. 按公式(8)计算混凝土开裂的临界保护层厚度时, 同时考虑了型钢翼缘宽度和混凝土强度等级的影响, 比公式 $C_s = 0.282 2b_f$ ^[9]更合理. 表2给出了不同强度等级下混凝土保护层开裂时型钢翼缘宽度与保护层厚度比值(b_f/C_{s2})的临界值.

2.4 计算方法验证

型钢高强混凝土柱混凝土保护层厚度的取值原则为: 从混凝土保护层的受压失稳和临界开裂两方面分别计算混凝土保护层厚度, 取较大值作为混凝土保护层厚度, 即

$$C_s = \max(C_{s1}, C_{s2}) \quad (9)$$

采用上述公式对已有试验构件计算的结果如表3所示. 由表可见, 混凝土保护层厚度的计算值 C_s 均大于试验设计值 C , 表明提出的混凝土保护层厚度计算方法具有一定的可靠性, 可用于指导应用. 如不考虑试验室加载设备等因素的影响而设计制作截面较小构件, 且采用抗剪连接件等有效措施避免实际工程中构件出现黏结破坏时, 建议采用公式(2)简化计算以确定构件混凝土保护层厚度.

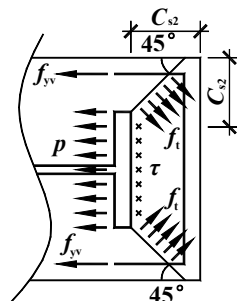


图3 开裂时混凝土保护层计算简图
Fig.3 Diagram of crack cover thickness

表3 计算结果与试验结果对比
Tab.3 Comparison of calculated result with the test result

试验数据 来源	试件编号	剪跨比	b_f /mm	C /mm	f_{cu} /MPa	f_c /MPa	f_t /MPa	E_c /MPa	E_t /MPa	η /($\times 10^{-5}$)	C_{s1} /mm	C_{s2} /mm	C_s /mm
第一批 ^[4]	SRHC-10	2.00	80	40	81.80	66.10	5.79	39 740	1.50	3.77	69	52	69
	SRHC-11	2.00	80	40	81.80	66.10	5.79	39 740	1.50	3.77	69	52	69
	SRHC-13	2.00	80	40	83.10	66.96	5.84	39 934	1.50	3.76	69	52	69
	SRHC-14	2.00	80	40	81.80	66.10	5.79	39 740	1.50	3.77	69	52	69
	SRHC-16	2.00	80	40	84.90	68.16	5.90	40 200	1.50	3.73	70	53	70
	SRHC-17	2.00	80	40	84.40	67.83	5.88	40 127	1.50	3.74	70	53	70
	SRHC-18	2.00	80	40	84.40	67.83	5.88	40 127	1.50	3.74	70	53	70
第二批	SRHC-1	2.00	74	39	70.52	58.60	5.37	37 988	1.50	3.95	61	47	61
	SRHC-2	2.00	74	39	75.01	61.59	5.54	38 701	1.50	3.88	62	47	62
文献[5]	SRHPC-7	2.18	80	50	79.38	64.49	5.70	39 375	1.50	3.81	68	52	68
	SRHPC-18	2.18	80	50	77.65	63.34	5.64	39 110	1.50	3.84	68	52	68
	SRHPC-19	2.18	80	50	80.69	65.36	5.75	39 573	1.50	3.79	69	52	69
	SRHPC-20	2.18	74	57	75.68	62.03	5.56	38 805	1.50	3.87	62	47	62

3 设计建议

混凝土结构的耐久性问题备受工程界关注. 一般认为结构所处环境越恶劣, 混凝土强度等级越低, 保护层厚度应增大些, 才能满足其耐久性要求. 目前, 有关型钢高强混凝土柱耐久性的研究资料缺乏, 建议型钢高强混凝土柱的混凝土保护层厚度至少应满足现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010)^[10]中最小保护层厚度的构造要求.

文中采用板弹塑性稳定理论和力扩散原理计算混凝土保护层厚度时, 忽略了型钢与混凝土的黏结力以及箍筋的约束作用, 则需对最小配箍率进行相关规定. 在正常使用阶段, 构件多处于带裂缝工作状态. 当保护层混凝土开裂后, 型钢与混凝土之间主要依靠箍筋提供侧向约束作用, 如箍筋配置足够, 能有效防止或减缓混凝土保护层的剥离脱落; 相反容易导致箍筋过早屈服乃至拉断. 试验研究表明, 在配箍条件下, 型钢混凝土构件的裂缝形式主要有两种, 如图4所示, 由图可得出以下平衡方程:

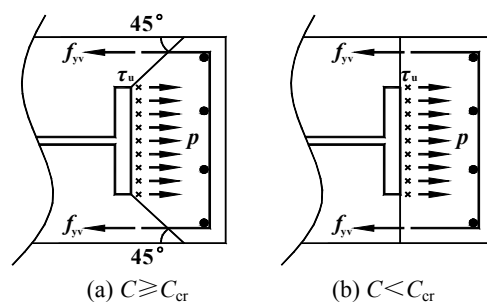


图4 最小配箍率的计算简图
Fig.4 Calculated diagram of minimum stirrup ratio

$$2f_{yv}A_{sv} = p\phi b_f = \tau_u\phi b_f s \quad (10)$$

因此, 最小配箍率 $\rho_{sv,min}$ 为

$$\rho_{sv,min} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{\tau_u\phi b_f}{f_{yv}b} \quad (11)$$

式中: A_{sv} 为箍筋截面面积; s 为箍筋间距; b 为截面宽度; f_{yv} 为箍筋的屈服强度; τ_u 为型钢翼缘与混凝土之间的极限黏结强度. 经计算, 当满足临界保护层厚度时, 构件最小配箍率的平均值为0.32%左右, 建议型钢高强混凝土柱的最小配箍率宜取0.30%.

4 结论

(1) 根据板的弹塑性稳定理论, 结合高强混凝土的特性, 推导出型钢高强混凝土柱受压区混凝土保护层不发生屈曲失稳的临界保护层厚度计算公式.

(2) 从混凝土保护层开裂的角度和黏结强度, 根据力扩散原理和拉断破坏模型, 理论分析了型钢高强混凝土的临界保护层厚度确定方法.

(3) 型钢高强混凝土柱设计时, 混凝土保护层厚度尚应满足现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010)中最小保护层厚度的构造要求, 并建议其最小配箍率宜取0.3%.

参考文献 References

- [1] 李惠. 高强混凝土及组合结构[M]. 北京: 科学出版社, 2004: 66-78.
LI Hui. High-strength and composite structure [M]. Beijing: Science Press, 2004: 66-78.
- [2] 司炳君, 孙治国, 王东升, 等. 高强箍筋约束高强混凝土柱抗震性能研究综述[J]. 土木工程学报, 2009, 42(4): 1-9.
SI Bingjun, SUN Zhiguo, WANG Dongsheng, et al. Review of studies on the seismic behavior of high strength concrete columns with high strength transverse reinforcement [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(4): 1-9.
- [3] 闫长旺, 贾金青, 余芳, 等. 钢骨高强混凝土短柱抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008 (S1): 234-238.
YAN Changwang, JIA Jinqing, YU Fang, et al. Experimental research on steel reinforced high strength concrete short columns in seismic performance [J]. Journal of Building Structures, 2008 (S1): 234-238.
- [4] 李俊华, 王新堂, 薛建阳, 等. 低周反复荷载下型钢高强混凝土柱受力性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(7): 11-18.
LI Junhua, WANG Xintang, XUE Jianyang, et al. Experimental study on the performance of steel reinforced high-strength concrete columns under low cyclic reversed loading [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(7): 11-18.
- [5] 郑山锁, 李磊. 型钢高强高性能混凝土结构基本性与设计[M]. 北京: 科学出版社, 2012.
ZHENG Shansuo, LI Lei. Basic behavior and design of steel high strength and high performance reinforced concrete structure [M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [6] 杨勇, 赵鸿铁, 王彦宏. 型钢混凝土保护层弹塑性屈曲分析[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2001, 33(3): 207-211.
YANG Yong, ZHAO Hongtie, WANG Yanhong. Elastoplastic bulking analysis of concrete cover for SRC beams and columns [J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech. : Natural Science Edition, 2001, 33(3): 207-211.
- [7] RICHARD F. Binding and bonding to composite columns [C]//Composite and Mixed Construction. New York: ASCE, 1984: 253, 330-336.
- [8] ROEDER C W, CHMIELOWSKI R, BROWN C B. Shear connector requirements for embedment steel sections [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1999, 125(2): 142-151.
- [9] 陈宗平, 赵鸿铁, 薛建阳, 等. 型钢混凝土异形柱的混凝土保护层厚度[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37(S1): 181-184.
CHEN Zongping, ZHAO Hongtie, XUE Jianyang, et al. Concrete cover thickness of SRC special-shaped columns [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2005, 37(S1): 181-184.
- [10] 住房和城乡建设部. GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development. GB 50010-2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.

Determination methods of concrete cover thickness of steel reinforced high-strength concrete columns

XUE Jianyang¹, KE Xiaojun¹, CHEN Zongping², YING Wudang²

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

2. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: Thickness of the concrete cover has direct impact on the failure pattern, bearing capacity, rigidity and durability of the concrete members. Shear bond failure of steel reinforced high-strength concrete columns is analyzed in this paper. The concrete cover thickness calculation formulas of concrete compressive buckling and critical cracking are derived by using plate elastic-plastic theory and force diffusion principle. The calculated result of concrete cover thickness agrees with the test result. In application, the concrete cover thickness should meet the structural requirement of minimum concrete cover thickness in accordance with Code for Design of Concrete Structures of China. Besides, it is suggested that the stirrup ratio of steel reinforced high-strength concrete members be greater than or equal to 0.3%.

Key words: steel reinforced concrete; high-strength concrete; concrete cover; plate elastic-plastic theory; force diffusion principle

(本文编辑 桂智刚)