

DOI:10.11918/202002049

钢管混凝土中内配钢骨与混凝土黏结性能试验

赵卫平¹,雷永旺¹,王振兴¹,朱彬荣²

(1. 中国矿业大学(北京) 力学与建筑工程学院,北京 100083;2. 中国电力科学研究院有限公司,北京 100192)

摘要:为研究钢管混凝土中内配钢骨与混凝土黏结性能,共进行了18个钢管混凝土试件的推出试验.研究了两种内配钢骨与混凝土界面黏结机理和黏结应力分布规律,采用正交试验分析获得了各因素对黏结强度的影响规律,并基于实测数据提出了黏结强度经验计算式.试验结果表明:内配工字型钢和内配钢管的黏结应力-滑移曲线均包括3个阶段,即胶结段、非线性初滑移段和滑移段;影响工字型钢极限黏结强度的因素主次关系为工字型钢截面尺寸、黏结长度、混凝土强度,其极限黏结强度随工字型钢截面尺寸和混凝土强度增大而增大,而随黏结长度增加而减小;影响内配钢管极限黏结强度的因素主次关系为内配钢管截面尺寸、膨胀剂掺量、黏结长度,其极限黏结强度随内配钢管截面尺寸和膨胀剂掺量增大而增大,随黏结长度增大呈减小趋势;峰值荷载下两种钢骨的黏结应力分布曲线均呈负指数分布,其中工字型钢翼缘外侧平均黏结应力约为腹板的1.77倍;钢管混凝土中内配钢管与混凝土黏结性能优于内配工字型钢;与其他学者成果的对比证明本文黏结强度计算式具有较好适用性.

关键词: 钢管混凝土;黏结-滑移;黏结强度;内配工字型钢;内配钢管

中图分类号: TU398+.9 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2020)08-0121-11

Experimental study on bond performance between internal steel and concrete in concrete filled steel tube

ZHAO Weiping¹, LEI Yongwang¹, WANG Zhenxing¹, ZHU Binrong²

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China;

2. China Electric Power Research Institute, Beijing 100192, China)

Abstract: To study the bond performance between internal steel and concrete in concrete filled steel tube (CFST), 18 CFST push-out tests were conducted. The bond mechanism and bond stress distribution law between two kinds of internal steel and concrete were studied. The influencing law of parameters on bond strength was obtained and analyzed through orthogonal test, and empirical formulas of bond strength were proposed based on measured data. Test results show that bond stress-slip curves of both internal I-shaped steel and internal steel tube consisted of 3 stages, namely, adhesive stage, non-linear initial sliding stage, and sliding stage. For internal I-shaped steel, the parameters that influenced ultimate bond strength were in order of section size of internal I-shaped steel, bond length, and concrete strength in terms of importance. The ultimate bond strength of the internal I-shaped steel increased with increasing section size of I-shaped steel and concrete strength, while decreased with increasing bond length. For internal steel tube, the parameters that influenced ultimate bond strength were in order of section size of internal steel tube, mixing amount of expansion agent, and bond length in terms of importance. The ultimate bond strength of the internal steel tube increased with increasing section size of internal steel tube and mixing amount of expansion agent, but decreased with increasing bond length. Bond stress distributions of both internal I-shaped steel and internal steel tube exhibited negative exponential relations under peak load, and the average bond stress on external flange of I-shaped steel was about 1.77 times that of web. The bond performance between internal steel tube and concrete in CFST was better than that of internal I-shaped steel. A comparison with previous research results verified the better applicability of the proposed formulas.

Keywords: concrete filled steel tube (CFST); bond-slip; bond strength; internal I-shaped steel; internal steel tube

随着建筑结构不断向高性能发展,钢管混凝土结构发展了多种截面类型^[1],比如内配工字型钢

管混凝土和圆中空夹层钢管混凝土.两种构件均是在钢管中先插入钢骨、再浇筑混凝土的组合结构,内配钢骨的加入可有效提高组合结构的延性、抗弯刚度和承载能力^[2].由于其优越的受力性能,在大跨越输电线路杆塔工程中得到广泛应用^[3-4].黏结性能作为内配钢骨(本文指工字型钢和钢管)钢管混凝土

收稿日期:2020-02-17

基金项目:国家自然科学基金(51474218)

作者简介:赵卫平(1981—),男,博士,副教授

通信作者:赵卫平,zhaowp@cumt.edu.cn

土优良力学性能的基础,有必要对其黏结性能进行深入研究.

目前关于工字型钢黏结性能的研究主要以型钢混凝土结构为主,并已经取得了一系列研究成果.薛建阳等^[5]、邓国专^[6]、杨勇^[7]对型钢混凝土界面黏结破坏机理进行了细致分析,提出相应的黏结-滑移本构关系;白国良等^[8]、陈宗平等^[9]等分别研究了型钢再生混凝土、型钢高强混凝土中黏结传力机理,并建立了黏结强度计算式;Roeder等^[10]、郑山锁等^[11]和应武挡等^[12]研究了各因素对黏结强度的影响规律,包括型钢截面尺寸、锚固长度、混凝土保护层厚度、混凝土强度及配箍率等参数;张誉等^[13]、郑山锁等^[14]和杨勇等^[15]通过在拼接工字钢表面沿纵向布贴应变片,获得了黏结应力分布曲线.内配工字型钢管混凝土与型钢混凝土在结构上存在明显不同,外钢管与钢筋对内配钢骨的约束机理类似,但两者的约束效果将存在差异;练其安等^[16]进行了 21 个钢管混凝土中内配型钢的拔出试验.结果表明,钢管混凝土中十字型钢与混凝土黏结性能优于角钢与混凝土黏结性能.当前对钢管混凝土中内配钢管与混凝土黏结性能研究报道较少;钱稼茹等^[17]研究了钢管混凝土叠合柱中内配钢管与管外混凝土黏结性能,提出了内配钢管与管外混凝土界面抗剪黏结设计建议;王维肖等^[18]通过 28 个钢管混凝土中内配钢管的拉拔试验和推出试验,结果表明内配钢管推出时的黏结强度普遍高于拉拔试验,内配钢管径厚比对黏结强度影响显著.之前研究主要采用对比试验分析各因素对内配钢骨黏结强度的影响,实际上黏结强度的影响因素众多,而无法确定各因素影响黏结强度的主次关系.

本文进行了 18 个内配钢骨钢管混凝土试件的推出试验,以探讨内配钢骨与混凝土之间的黏结机理;运用正交试验分析,得到各因素影响黏结强度的变化规律及主次关系,并分析黏结应力分布规律;基于实测数据回归分析,提出两种钢骨黏结强度计算方法,可供工程技术人员参考.

1 试验方案

1.1 试件设计

为研究两种钢骨与混凝土黏结性能,共设置两个正交试验组,均考虑 3 因素 3 水平.1 号试验组为内配工字型钢管混凝土试件,研究参数为黏结长度(L_e)、混凝土强度(f_{cu})和工字型钢截面尺寸(S_I).2 号试验组为圆中空夹层钢管混凝土试件,研究参数为黏结长度(L_e)、膨胀剂掺量(v)和内配钢管截面尺寸(S_{II}).选用两个 $L_9(3^4)$ 正交试验表,共

设计 18 个试件,其截面形式见图 1,试件参数见表 1.

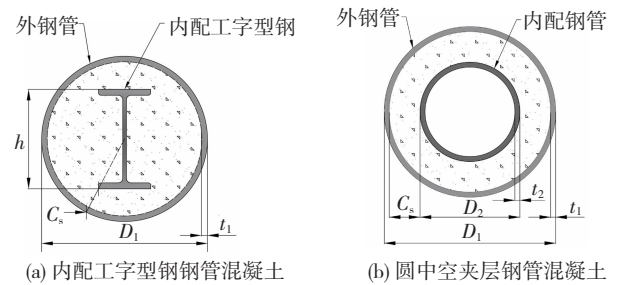


图 1 内配钢骨钢管混凝土横截面

Fig.1 Cross section of CFST with internal steel

表 1 试件设计参数

Tab. 1		Design parameters of specimens					
试验组 序号	试件编号	L_e / mm	f_{cu} / MPa	v /%	内配钢骨	C_s / mm	f_y / MPa
1	CFST - D1	400	C30	0	I 18	43	274
1	CFST - D2	400	C40	0	I 14	64	280
1	CFST - D3	400	C50	0	I 10	84	286
1	CFST - E1	600	C40	0	I 18	43	274
1	CFST - E2	600	C50	0	I 14	64	280
1	CFST - E3	600	C30	0	I 10	84	286
1	CFST - F1	800	C50	0	I 18	43	274
1	CFST - F2	800	C30	0	I 14	64	280
1	CFST - F3	800	C40	0	I 10	84	286
2	CFST - G1	400	C40	0	$\phi 90 \times 4.5$	100	341
2	CFST - G2	400	C40	5	$\phi 135 \times 4.5$	78	299
2	CFST - G3	400	C40	10	$\phi 180 \times 4.5$	56	285
2	CFST - H1	600	C40	10	$\phi 90 \times 4.5$	100	341
2	CFST - H2	600	C40	0	$\phi 135 \times 4.5$	78	299
2	CFST - H3	600	C40	5	$\phi 180 \times 4.5$	56	285
2	CFST - I1	800	C40	5	$\phi 90 \times 4.5$	100	341
2	CFST - I2	800	C40	10	$\phi 135 \times 4.5$	78	299
2	CFST - I3	800	C40	0	$\phi 180 \times 4.5$	56	285

注: L_e 为黏结长度; f_{cu} 为混凝土强度; v 为膨胀剂掺量百分比;I10 代表 10 号工字型钢; $\phi 90 \times 4.5$ 中 90、4.5 分别为内配钢管的外径和厚度; C_s 为混凝土保护层厚度; f_y 为钢材屈服强度.

1.2 材料参数

试验中钢管均采用大跨越输电线塔工程中常用的直缝焊接钢管,经过钢板卷曲成型、埋弧焊工艺生产而成.根据电力行业规范 T/CEC 136—2017《输电线路钢管塔用直缝焊管》^[19],钢管外径制作允许偏差为 $\pm 0.5\% D$,厚度制作允许偏差为 $-0.3 \sim +1.0$ mm.所有外钢管统一采用 $\phi 299 \times 4.5$,内配钢管采用 $\phi 90 \times 4.5$ 、 $\phi 135 \times 4.5$ 和 $\phi 180 \times 4.5$.内配工字型钢采用 I10、I14 和 I18.通过标准拉伸试验,得到外钢管、内配钢骨的材料力学性能指标.混凝土配料采用 42.5R 硅酸盐水泥、标准中砂和粒径范围为 10 ~ 20 mm 的玄武岩粗骨料,减水剂为标准型聚羧酸减水剂,膨胀剂为硫铝酸钙-氧化钙类混凝土膨胀剂,

配合比设计见表 2.

1.3 试件制作

为使内配钢筋在推出过程中受力均匀和避免发生局部失稳,在工字型钢加载端加工了方形钢板,在内配钢管加载端加工了环形钢板和加劲肋. 在外钢

管的垂直对角两侧分别加工一对弯钩和一对角钢,分别用于试件的吊装和位移计的布置. 混凝土浇筑时每组预留 6 个 150 mm × 150 mm × 150 mm 混凝土立方体试块,按照标准方法制作并自然养护,其 28 d 实测强度结果见表 2.

表 2 混凝土配合比设计
Tab.2 Proportions design of concrete

混凝土强度	水/ (kg/m ³)	水泥/ (kg/m ³)	砂/ (kg/m ³)	石子/ (kg/m ³)	粉煤灰/ (kg/m ³)	矿粉/ (kg/m ³)	膨胀剂/ (kg/m ³)	减水剂/ (kg/m ³)	$f_{cu,28\text{ d}}$ / MPa
C30 - 0%	220	450.04	694.18	1 085.77	0.00	0.00	0.00	0.00	32.72
C40 - 0%	190	442.65	595.72	1 059.07	59.02	88.53	0.00	1.64	42.91
C40 - 5%	190	413.14	595.72	1 059.07	59.02	88.53	29.51	1.64	42.54
C40 - 10%	190	383.63	595.72	1 059.07	59.02	88.53	59.02	1.64	41.58
C50 - 0%	170	440.33	440.30	1 127.53	58.70	88.07	0.00	1.44	55.34

注:“x%”代表膨胀剂掺量百分比; $f_{cu,28\text{ d}}$ 为混凝土立方体 28 d 实测强度.

1.4 测试与加载方案

为测试推出试验中内配钢筋表面的应变变化,在工字型钢翼缘外侧、腹板及内配钢管外壁两侧沿纵向先铣槽、再在凹槽内沿纵向布贴应变片,布贴间距为 50 mm,最后浇灌环氧树脂,以保护应变片和弥

补铣槽带来的几何缺陷,见图 2.

推出试验在 1 000 kN 液压伺服加载试验机上进行,在钢筋加载端上方放置一块略大于钢筋直径的钢垫块,轴向荷载通过钢垫块直接施加于钢筋上,通过黏结力传递给周围的混凝土,加载装置见图 3.

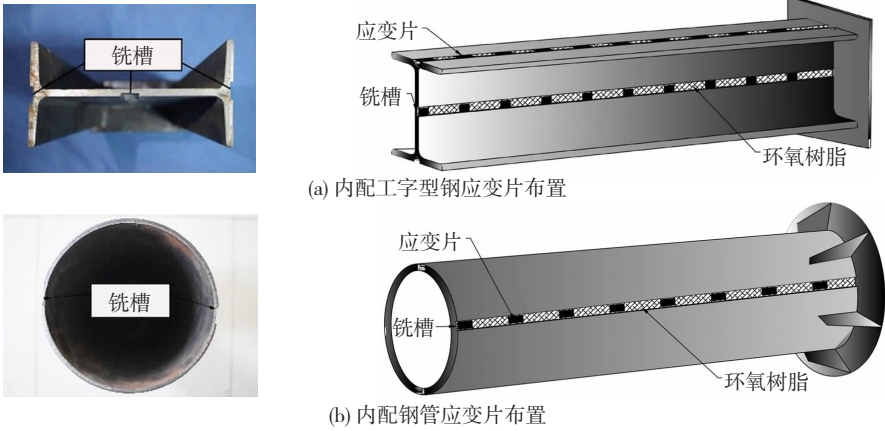


图 2 测点布置

Fig. 2 Measuring point arrangement

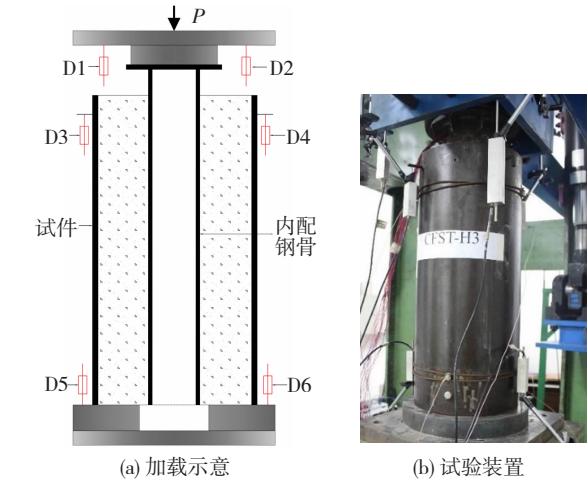


图 3 加载装置

Fig. 3 Test setup

线开始下降时换用位移控制. 为测试内配钢筋与混凝土之间的相对滑移,总共布置 6 个位移计. 位移计 D1 和 D2 用于测量内配钢筋加载端的竖向位移;位移计 D3 和 D4 用于测量外层钢管的竖向变形;位移计 D5 和 D6 用于测量底部支座的竖向位移.

2 试验结果与分析

2.1 试验现象

试验加载初期,内配工字型钢和钢管的竖向位移接近于零,黏结界面无相对滑移;当荷载增大到极限滑移荷载的 50% 左右时,界面出现相对滑移,位移计 D1 和 D2 示数略有增大;当荷载接近峰值时,大部分试件会出现一声巨响,此后钢筋整体向下滑移的速度增大;最后,内配工字型钢和钢管被顺利推出. 随内配工字型钢的推出,工字型钢自由端附近的

正式加载前期采用力值控制,当荷载 - 滑移曲

混凝土受到界面抗剪黏结力的作用,出现局部损伤. 试验结束后,发现所有试件中内配工字型钢和钢管均未发生屈曲破坏,其界面均为黏结破坏,见图 4.

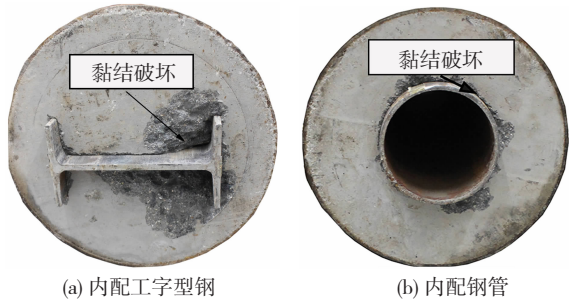


图 4 推出试验后破坏形态

Fig.4 Failure patterns after push-out test

2.2 黏结应力-滑移曲线

通过加载系统内置传感器和外置采集设备获得了所有试件的荷载-滑移曲线. 为了便于分析,假设黏结应力沿内配钢骨与混凝土接触面均匀分布,采用平均黏结应力计算方法分析界面黏结-滑移机理. 黏结应力 τ 计算公式为

$$\tau = \frac{P}{CL_e}, \tag{1}$$

式中: τ 为黏结应力, P 为轴向推出荷载, C 为内配工字型钢或钢管的横截面外周长, L_e 为黏结长度. 根据式(1)计算得到所有试件在滑移过程中内配钢骨的黏结应力和黏结强度特征值,推出试验结果见表 3.

表 3 推出试验结果
Tab.3 Push-out test results

试件编号	P_0/kN	P_u/kN	P_r/kN	s_u/mm	τ_0/MPa	τ_u/MPa	τ_r/MPa	$(\tau_u - \tau_r)/\text{MPa}$	$(\tau_u - \tau_r)/\tau_0$	τ_r/τ_0	曲线类型
CFST-D1	89.81	149.21	99.85	0.86	0.48	0.81	0.54	0.27	0.55	1.11	I-2
CFST-D2	141.00	219.17	160.11	0.92	0.60	0.93	0.68	0.25	0.42	1.14	I-1
CFST-D3	240.16	360.34	243.46	0.95	0.83	1.25	0.84	0.41	0.49	1.01	I-2
CFST-E1	136.83	219.50	144.32	0.91	0.49	0.79	0.52	0.27	0.55	1.05	I-1
CFST-E2	209.61	321.59	243.56	0.96	0.59	0.91	0.69	0.22	0.37	1.16	I-1
CFST-E3	258.56	458.05	311.74	0.98	0.60	1.06	0.72	0.34	0.57	1.21	I-2
CFST-F1	171.95	288.91	207.51	0.93	0.46	0.78	0.56	0.12	0.47	1.21	I-1
CFST-F2	205.07	377.01	247.03	0.98	0.44	0.80	0.52	0.28	0.63	1.20	I-1
CFST-F3	360.86	562.18	440.82	0.94	0.62	0.97	0.76	0.21	0.34	1.22	I-1
CFST-G1	92.34	170.76	—	0.89	0.82	1.51	—	—	—	—	II
CFST-G2	113.89	206.22	154.62	0.94	0.67	1.22	0.91	0.31	0.45	1.36	I-1
CFST-G3	153.46	312.17	262.83	0.98	0.68	1.38	1.16	0.22	0.32	1.71	I-3
CFST-H1	143.08	268.02	196.68	0.99	0.84	1.58	1.16	0.42	0.50	1.37	I-1
CFST-H2	141.38	262.95	—	0.99	0.56	1.03	—	—	—	—	II
CFST-H3	189.70	351.95	284.04	0.98	0.56	1.04	0.84	0.20	0.36	1.50	I-1
CFST-II	161.20	350.62	—	0.96	0.71	1.55	—	—	—	—	II
CFST-I2	222.32	445.86	355.53	0.96	0.66	1.31	1.05	0.26	0.41	1.60	I-1
CFST-I3	193.44	405.31	337.63	0.97	0.43	0.90	0.75	0.15	0.35	1.75	I-1

注: P_0 为初始滑移荷载; P_u 为极限滑移荷载; P_r 为残余滑移荷载; s_u 为峰值点滑移值; τ_0 为初始黏结强度; τ_u 为极限黏结强度; τ_r 为残余黏结强度; “—” 代表无实测数据.

图 5(a)~(e) 为 18 个内配钢骨钢管混凝土试件的黏结应力-滑移($\tau-s$) 曲线,所有曲线在峰值点前呈相似的上升趋势,在峰值点后曲线出现多种发展趋势. 根据曲线在峰值点后出现的四种形状特征,图 5(f) 归纳出了四类典型黏结应力-滑移曲线,将其分为 I-1、I-2、I-3 和 II 类. 结合内配钢骨的滑移过程,所有曲线均包括 3 个阶段,分别为胶结段、非线性初滑移段和滑移段.

胶结段(OA 段): 曲线呈直线上升. 界面黏结良好,黏结力由化学胶结力构成. A 点处黏结应力代表

初始黏结强度 τ_0 . 内配工字型钢和内配钢管平均初始黏结强度约分别为平均极限黏结强度的 60%、50%.

非线性初滑移段(AB 段): 曲线呈非线性上升. 界面开始产生相对滑移,界面剥离从加载端逐渐发展至全界面,化学胶结力彻底丧失,微观机械咬合力参与工作,界面黏结力由机械咬合力和摩阻力构成,点 B 处黏结应力代表极限黏结强度 τ_u .

滑移段(BC_1 、 BC_2 、 BC_3 和 BC_4 段): 曲线出现 4 种形状特征,黏结力由机械咬合力和摩阻力构成,滑

移段最低点处黏结应力代表残余黏结强度 τ_r .

内配工字型钢的 $\tau-s$ 曲线在滑移段分为 I - 1 和 I - 3 类,见图 5(a) ~ (b). 1) I - 1 类曲线在 BC_1 段下降后保持水平发展,随着工字型钢的推出,嵌含在工字型钢表面的混凝土晶体被彻底剪碎,机械咬合力逐渐减小,曲线呈下降趋势. 由于工字型钢

表面较为平整,摩擦力在滑移后期不再增大; 2) I - 3 类曲线在 BC_3 段迅速下降后仍呈缓慢下降趋势,随工字型钢被推出,部分试件的自由端处混凝土出现局部损伤,导致实际有效黏结面积减小,界面上被剪碎的水泥晶体粉末也被带出,导致摩擦力在后期减小,曲线在滑移段持续下降.

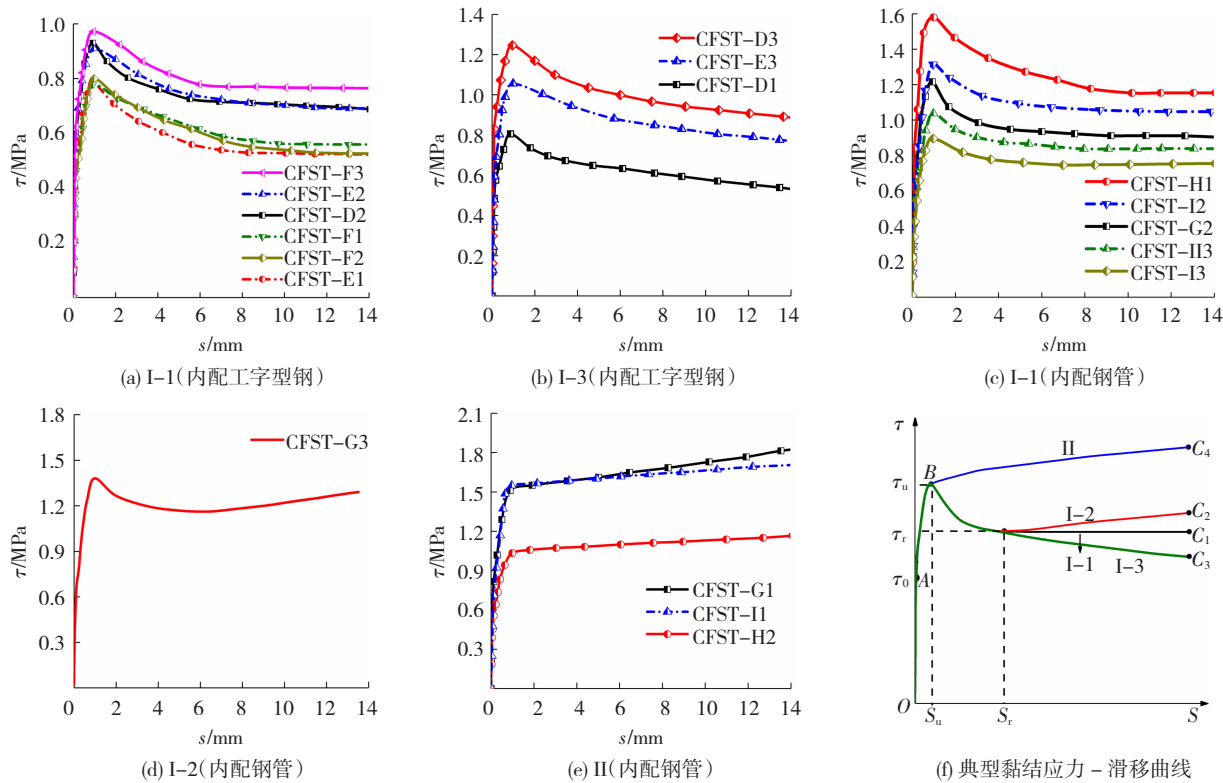


图 5 黏结应力 - 滑移曲线

Fig. 5 Bond stress-slip curves

内配钢管的 $\tau-s$ 曲线在滑移段分为 I - 1、I - 2 和 II 类,见图 5(c) ~ (e). 1) I - 1 类曲线在 BC_1 段下降后保持水平,机理与内配工字型钢相似; 2) I - 2 类曲线在 BC_2 段下降后出现二次上升段,由于内配钢管的制作“宏观偏差”不可忽略,其外径沿纵向呈不规则状,导致在推出过程中形成“锥楔作用”,使摩阻力继续增大,进而出现二次上升; 3) II 类曲线在 BC_4 段无下降段,形成拐点 B 后以较小斜率继续上升,这是因为内配钢管的制作“宏观偏差”程度较大,且远高于 I - 2 试件,较强的“锥楔作用”使摩阻力在滑移段早期大于极限滑移荷载 P_u ,导致曲线持续升高.

根据上述机理分析,可初步认为 τ_0 、 $(\tau_u - \tau_r)$ 、 τ_r 分别为化学胶结力、机械咬合力和摩擦力的比值. 由表 3 可知,内配工字型钢界面黏结力中三部分组成比值均值为 1:0.49:1.15,内配钢管界面黏结力中三部分组成比值均值为 1:0.40:1.55,两种钢筋黏结力组成的比重关系均为摩阻力所占比重最大,其次为化学胶结力,最小为机械咬合力. 相比文

献[12]型钢混凝土界面黏结力中三者比重关系 1:0.14:0.19,型钢混凝土中摩阻力所占比重大小明显低于内配钢筋钢管混凝土,这与两者在结构上的差异直接关联. 相比型钢混凝土中配置的外包箍筋,外钢管提供的横向紧箍作用更高,对内配钢筋残余黏结强度的提高具有显著优势.

3 黏结强度影响因素正交试验分析

正交试验分析方法综合了极差分析和方差分析的优点,两者相互补充. 极差分析根据极差 R_i 的大小,以判别各因素影响结果指标的主次关系及变化趋势. 方差分析通过 F 值与不同置信水平下的 F_α 临界值进行对比,以判别各因素的显著性影响水平.

3.1 内配工字型钢极限黏结强度

图 6 为内配工字型钢极限黏结强度 τ_u 极差分析结果,由 $R_{C1} = 0.30 > R_{A1} = 0.14 > R_{B1} = 0.09$ 可知,影响 τ_u 的因素主次关系为:工字型钢截面尺寸(S_1)、黏结长度(L_e)、混凝土强度(f_{cu}). τ_u 随黏结长度增大而减小,初步分析为黏结长度越大,黏结应

力沿界面分布的不均匀程度越大,导致 τ_u 降低. 当混凝土强度 C30 增大到 C50 时, τ_u 整体呈增大趋势,由于工字型钢与混凝土界面密实度随混凝土强度增大而增高,有利于界面黏结性能的提高. 而 τ_u 随内配工字型钢截面尺寸增大而减小,这是因为外钢管尺寸统一时,管中混凝土保护层厚度随工字型钢横截面尺寸增大而减小,混凝土提供的横向约束作用相应减弱,导致 τ_u 显著下降.

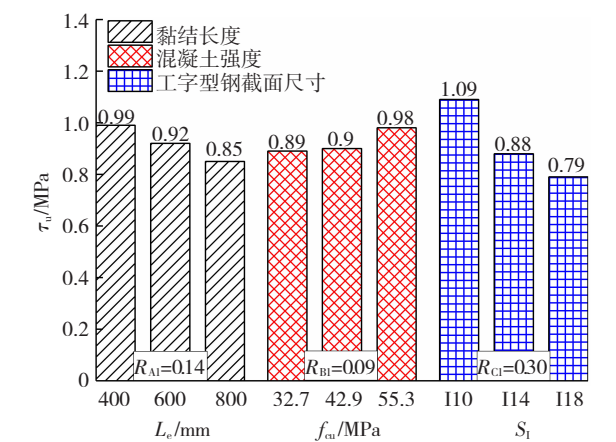


图 6 工字型钢极限黏结强度极差分析
Fig. 6 Range analysis of I-shaped steel on ultimate bond strength

表 4 为内配工字型钢极限黏结强度 τ_u 方差分析结果, S_i 为第 i 列因素的偏差平方和,设误差偏差平方和为 S_e , df_i 为第 i 列因素的自由度, $\bar{S}_i$ 为第 i 列因素均方差, F_i 为各因素均方差和试验误差均方差的比值. 由 $F_{C1} = 38.083 > F_{0.01}(3,3)$, $F_{A1} = 8.598 > F_{0.10}(3,3)$, $F_{B1} = 4.018 < F_{0.10}(3,3)$ 可知,影响 τ_u 的因素主次关系为:工字型钢截面尺寸(S_1)、黏结长度(L_e)、混凝土强度(f_{cu}),与其极差分析结果保持一致.

表 4 工字型钢极限黏结强度方差分析
Tab. 4 Variance analysis of I-shaped steel on ultimate bond strength

因素	S_i	df_i	$\bar{S}_i$	F_i	F_{α} 临界值
A ₁	0.032	2	0.016	8.598	$F_{0.01}(3,3) = 29.457$
B ₁	0.015	2	0.008	4.018	$F_{0.05}(3,3) = 9.280$
C ₁	0.143	2	0.072	38.083	$F_{0.10}(3,3) = 5.391$
误差	0.004	2	0.002	—	—
总计	0.194	8	0.098	—	—

注:因素 A₁、B₁、C₁ 分别代表黏结长度 (L_e)、混凝土强度 (f_{cu}) 和内配工字型钢截面尺寸 (S_1);当 $F_i > F_{0.01}(3,3)$,说明该因素有高度显著影响水平;当 $F_{0.01}(3,3) > F_i > F_{0.10}(3,3)$,说明该因素有显著影响水平;当 $F_i < F_{0.10}(3,3)$,说明该因素无显著影响水平.

3.2 内配钢管极限黏结强度

从图 7 可知 $R_{C2} = 0.45 > R_{B2} = 0.26 > R_{A2} =$

0.14,说明影响内配钢管极限黏结强度 τ_u 的因素主次关系为:内配钢管截面尺寸(S_{II}), 膨胀剂掺量 (v),黏结长度(L_e). 当黏结长度从 400 mm 增大到 800 mm 时, τ_u 整体呈下降趋势. τ_u 随膨胀剂掺量增大而增大,因为混凝土的膨胀可有效降低混凝土径向和纵向收缩作用,从而减小对黏结界面造成的不利影响,内配钢管表面受到夹层混凝土膨胀产生的压应力,有利于增强内配钢管界面黏结性能. τ_u 随内配钢管截面尺寸增大而显著减小,由于推出过程中夹层混凝土对内配钢管提供了相应的环向紧箍力,而外钢管型号均为 $\phi 299 \times 4.5$,随内配钢管直径增大,管中混凝土保护层厚度减小,提供给内配钢管的横向紧箍作用越弱,导致 τ_u 显著下降.

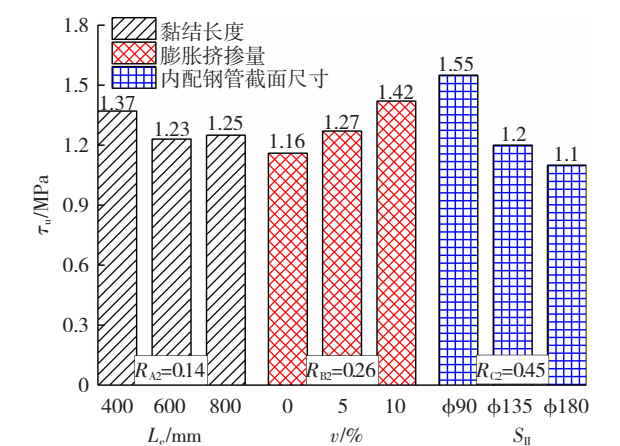


图 7 内配钢管极限黏结强度极差分析
Fig. 7 Range analysis of internal steel tube on ultimate bond strength

表 5 为内配钢管极限黏结强度 τ_u 方差分析结果,由 $F_{C2} = 20.024 > F_{0.05}(3,3)$, $F_{B2} = 6.397 > F_{0.10}(3,3)$, $F_{A2} = 2.040 < F_{0.10}(3,3)$,影响内配钢管 τ_u 的因素主次关系为:内配钢管截面尺寸(S_{II}), 膨胀剂掺量 (v),黏结长度(L_e),与上述极差分析的因素主次关系结果一致.

表 5 内配钢管极限黏结强度方差分析
Tab. 5 Variance analysis of internal steel tube on ultimate bond strength

因素	S_i	df_i	$\bar{S}_i$	F_i	F_{α} 临界值
A ₂	0.033	2	0.016	2.040	$F_{0.01}(3,3) = 29.457$
B ₂	0.102	2	0.051	6.397	$F_{0.05}(3,3) = 9.280$
C ₂	0.321	2	0.160	20.024	$F_{0.10}(3,3) = 5.391$
误差	0.016	2	0.008	—	—
总计	0.471	8	0.235	—	—

注:因素 A₂、B₂、C₂ 分别代表黏结长度 (L_e)、膨胀剂掺量 (v) 和内配钢管截面尺寸 (S_{II}).

4 内配钢筋纵向应变分布曲线

图 8 为内配工字型钢和内配钢管在 20%、40%、60%、80% 和 100% P_u 下纵向应变分布情况。由图 8 可知,内配工字型钢和内配内配钢管纵向应变的最大值位于加载端附近,距钢筋的加载端越远,纵向应变越小。随荷载增大,自由端应变增幅比加载端明显要小,两端处的纵向应变差逐渐增大,说明施加在钢筋上荷载通过黏结力传递给了外包混凝土。分布曲线整体呈上凸状,曲线斜率逐渐减小,初步分析黏结应力沿黏结长度呈不均匀分布。各级荷载下

曲线之间的应变差基本接近,说明推出过程中内配工字型钢和内配钢管一直处于弹性状态。

内配钢筋纵向应变沿黏结长度方向大致呈负指数分布,可表示为

$$\varepsilon_{sx}(x) = \varepsilon_{\max} e^{-bx}, \tag{2}$$

式中: $\varepsilon_{sx}(x)$ 为距加载端 x mm 处的纵向应变, $\varepsilon_{\max}$ 为内配钢筋纵向应变的最大值, b 为应变特征系数。采用式(2)中负指数函数对所有典型试件在 P_u 下纵向应变分布曲线进行拟合。对拟合结果进行统计, b 值约为 0.003 00 ~ 0.006 68, 拟合相关系数为 0.981 ~ 0.994, 整体拟合度较好。

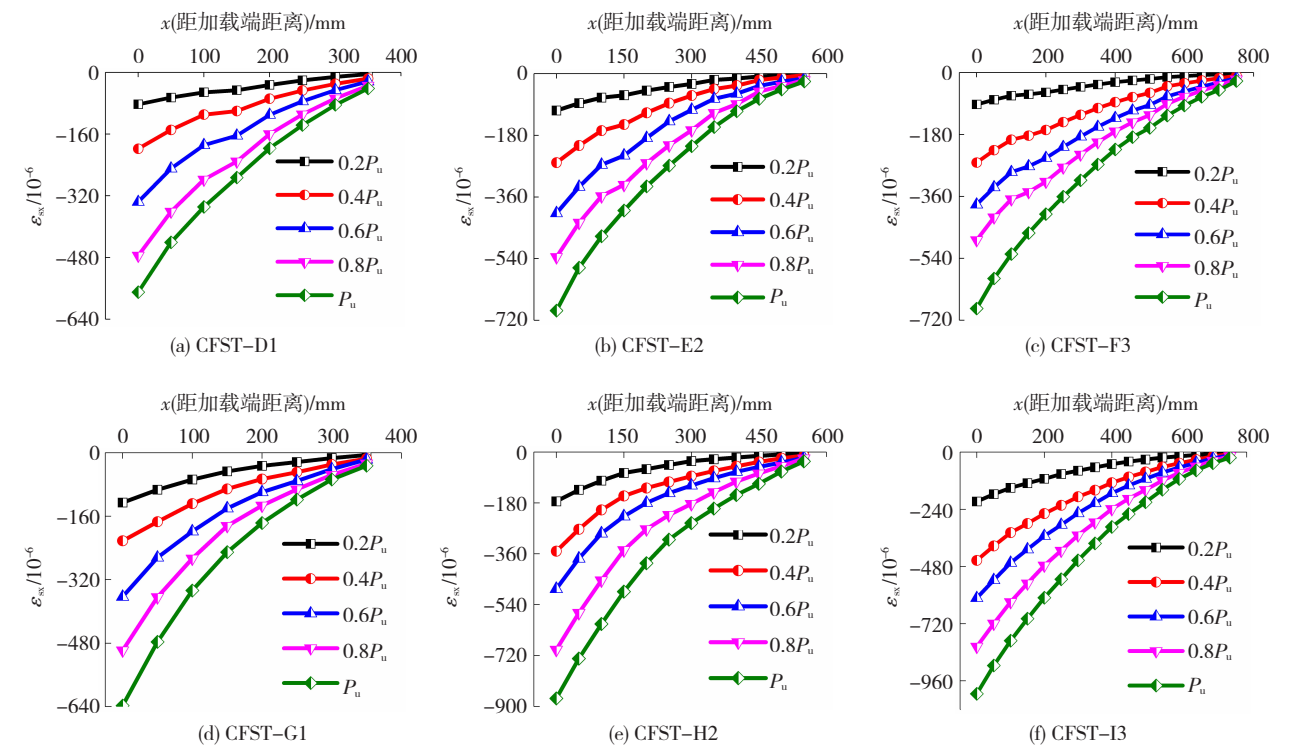


图 8 纵向应变分布曲线
Fig.8 Longitudinal strain distribution curves

5 内配钢筋黏结应力分布规律

根据内配钢筋与混凝土微元体受力关系,可得黏结应力 $\tau(x)$ 与钢筋表面纵向应变 $\varepsilon_{sx}(x)$ 的一阶微分成正比^[11],由式(2)可知,纵向应变 $\varepsilon_{sx}(x)$ 呈负指数函数分布,则黏结应力 $\tau(x)$ 可表示为

$$\tau(x) = \gamma_i \tau_u e^{-k_i x}, \tag{3}$$

式中: x 为距混凝土加载端距离, τ_u 为极限黏结强度, γ_i 、 k_i 为内配钢筋的黏结应力特征系数。

图 9(a) 为内配工字型钢在极限滑移荷载 P_u 下的黏结应力分布曲线。内配工字型钢翼缘外侧和腹板的黏结应力最大值均位于加载端附近,距加载端的距离越远,黏结应力越小。内配工字型钢黏结应力

沿纵向呈不均匀分布,主要由工字型钢与混凝土界面的黏结裂缝沿纵向从加载端向下逐步发展引起。对已形成界面黏结裂缝的位置而言,外钢管和混凝土对工字型钢的横向紧箍作用可使黏结应力保持稳定。随荷载增大,黏结裂缝不断沿纵向发展,即将产生裂缝位置的黏结应力开始提高。

采用式(3)中负指数函数对典型试件中内配工字型钢在 P_u 下的黏结应力分布曲线进行拟合,并对 9 个内配工字型钢钢管混凝土试件拟合结果进行统计,翼缘外侧平均黏结应力约为腹板平均黏结应力的 1.77 倍,拟合相关系数为 0.715 ~ 0.996,拟合度较好。采用 origin 中的回归分析得到各特征参数的关系式,表达式为

$$\begin{cases} \gamma_1 = 2.16 \lambda, \\ \tau_u = P_u / (CL_e), \\ k_1 = (3.705 - 0.003L_e - 0.001h)(0.1f_{cu})^{-0.2} \times 10^{-3}. \end{cases} \quad (4)$$

式中： λ 与横截面位置有关，经过回归分析，翼缘外

侧和腹板处 λ 值分别为 1 和 0.56, P_u 为极限滑移荷载, C 为工字型钢横截面周长, h 为工字型钢横截面高度, γ_1 、 k_1 为内配工字型钢指数特征系数, k_1 与 L_e 、 h 、 f_{cu} 等变化参数有关.

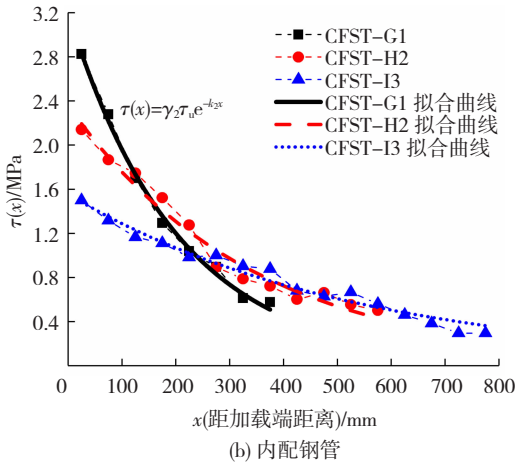
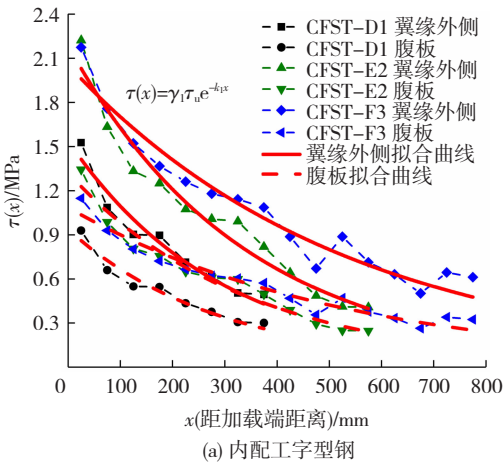


图 9 内配钢骨黏结应力拟合曲线

Fig. 9 Bond stress fitting curves of internal steel

图 9(b) 为内配钢管在极限滑移荷载 P_u 下黏结应力分布曲线, 内配钢管黏结应力最大值位于加载端附近, 距离试件的加载端越远, 界面黏结应力越小, 曲线整体呈下凹状. 采用式 (3) 中负指数函数对

典型试件在 P_u 下黏结应力分布曲线进行拟合, 并对 9 个圆中空夹层钢管混凝土试件的拟合结果进行统计, 拟合相关系数为 0.856 ~ 0.960, 整体拟合度较好. 通过回归分析得到各特征参数的关系式, 表达式为

$$\begin{cases} \gamma_2 = 1.84, \\ \tau_u = P_u / (\pi DL_e), \\ k_2 = (3.057 - 0.002L_e - 0.016(D_2/t_2))(0.1f_{cu})^{-0.5} \times 10^{-3}. \end{cases} \quad (5)$$

式中： γ_2 、 k_2 为内配钢管特征系数，其与 L_e 、 (D_2/t_2) 、 f_{cu} 等变化参数有关, D_2 、 t_2 分别为内配钢管直径和厚度. 通过式 (3) ~ (5) 的建立, 根据极限滑移荷载、试件参数等即可预测沿黏结长度方向任意位置处黏结应力大小.

6 黏结强度计算方法

6.1 黏结性能对比分析

图 10 为内配钢骨极限黏结强度与国内外规范对比结果. 目前国内外相关规范中仅针对外钢管与混凝土界面黏结强度设计值 τ_d 进行了规定, 国内的 CECS28:2012《钢管混凝土结构技术规程》^[20] 要求根据混凝土强度等级 (C30 ~ C80) 进行黏结强度设计值取值, 范围为 0.4 ~ 0.6 MPa, 日本规范 AIJ^[21] 规定了圆形钢管混凝土黏结强度设计值为 0.225 MPa, 英国规范 BS540025: 2005^[22]、澳大利亚规范 AS5100.6—2004^[23]、美国规范 ANSI/AISC360—10^[24] 规定取值均为 0.4 MPa, 欧洲规范 Eurocode4^[25] 规定圆形钢管混凝土界面黏结强度设计值为 0.55 MPa.

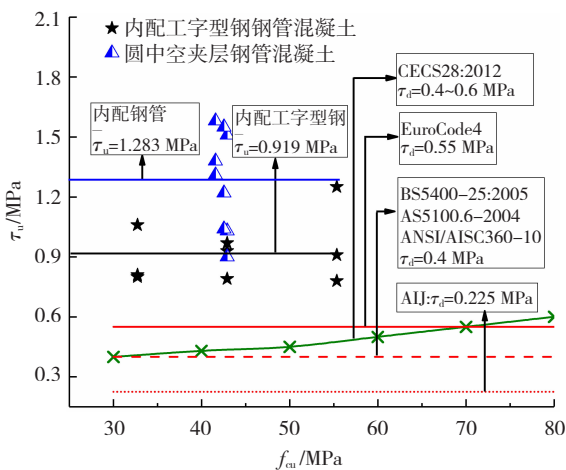


图 10 极限黏结强度对比结果

Fig. 10 Comparison results of ultimate bond strength

由图 10 可知, 内配工字型钢、内配钢管界面极限黏结强度均值分别为 0.919、1.283 MPa, 两者均大于国内外相关规程中外钢管与混凝土界面黏结强度设计值 τ_d , Roeder 等^[26] 通过试验研究表明, 收缩作为混凝土的变形特性, 对外钢管与混凝土界面的

黏结十分不利. 而内配钢筋钢管混凝土中混凝土的收缩常指向形心处,即内配钢筋表面,明显可促进内配钢筋与混凝土界面的黏结,说明内配钢筋和外钢管在配置方式的差异对界面黏结性能影响显著. 通过对比可知,钢管混凝土中内配钢管与混凝土黏结性能明显优于内配工字型钢黏结性能,以上规范均暂未考虑钢管混凝土中内配钢筋的黏结强度设计值,建议相关规范可将内配钢筋钢管混凝土结构的黏结强度纳入考虑.

6.2 内配工字型钢极限黏结强度计算

目前有关钢管混凝土中内配工字型钢与混凝土黏结强度计算方法极少,目前研究主要针对型钢混凝土黏结强度提出了相应的计算式,本文选取了代表性计算式计算本文试件.

文献[6]计算式为

$$\tau_u = 0.082\,7f_t - 0.045\,4L_e/h + 0.862C_s/h + 1.029\,5. \tag{6}$$

文献[7]计算式为

$$\tau_u = f_t(0.292\,1 - 0.078\,1L_e/h + 0.459\,3C_s/h). \tag{7}$$

基于本文中 9 个内配工字型钢钢管混凝土试件实测结果,考虑各因素对极限黏结强度的影响,建立计算式为

$$\tau_u = f_t(0.05t_1 - 0.01L_e/h + 0.459\,3C_s/h). \tag{8}$$

式中: C_s 为混凝土保护层厚度, t_1 为外钢管厚度, h 为工字型钢横截面高度, f_t 为混凝土抗拉强度,计算式为^[27]

$$f_t = 0.26f_{cu}^{2/3}. \tag{9}$$

表 6 内配工字型钢极限黏结强度对比
Tab. 6 Comparison of ultimate bond strength of internal I-shaped steel

试件编号	τ_u / MPa	式(6)		式(7)		式(8)	
		τ_{cal} / MPa	τ_{cal}/τ_u	τ_{cal} / MPa	τ_{cal}/τ_u	τ_{cal} / MPa	τ_{cal}/τ_u
CFST-D1	0.81	1.02	1.26	0.91	1.13	0.66	0.82
CFST-D2	0.93	1.53	1.64	1.03	1.11	0.91	0.98
CFST-D3	1.25	2.44	1.95	1.26	1.01	1.32	1.06
CFST-E1	0.79	1.20	1.52	0.82	1.04	0.76	0.96
CFST-E2	0.91	1.77	1.94	0.92	1.01	1.03	1.13
CFST-E3	1.06	1.68	1.58	1.26	1.19	0.88	0.83
CFST-F1	0.78	1.39	1.78	0.72	0.92	0.86	1.10
CFST-F2	0.80	1.22	1.52	0.94	1.18	0.69	0.86
CFST-F3	0.97	1.02	2.02	1.13	1.16	0.99	1.02

注: τ_u 为极限黏结强度实测值, τ_{cal} 为极限黏结强度理论计算值.

表 6 为极限黏结强度实测值与计算值对比结果,采用式(6)计算得到两者比值的平均值为 1.691,计算值明显偏大. 采用式(7)与式(8)计算得到比值的平均值分别为 1.083、0.974,变异系数分别为 0.085、0.119,式(8)计算结果与试验结果比较接近,且更加偏于安全、保守,而式(7)无法考虑外钢管的横向紧箍作用,建议采用式(8)用于钢管混凝土中内配工字型钢与混凝土界面极限黏结强度的计算.

6.3 内配钢管极限黏结强度计算

为探讨关于钢管混凝土中内配钢管界面极限黏结强度的计算方法,选取以下计算方法进行对比分析.

文献[18]结合 16 个钢管混凝土中内配钢管推出试验实测结果,采用线性回归,提出了极限黏结强度随内配钢管径厚比变化的计算方法,其计算式为

$$\tau_u = 2.229 - 0.026D_2/t_2, \quad 0 < D_2/t_2 < 72. \tag{10}$$

英国健康与安全执行局在《Pile/sleeve connections: offshore technology report》^[28]中提出了套管桩内部黏结力的计算方法,可用于钢管混凝土中内配钢管与混凝土界面极限黏结强度计算,其表达式为:

$$\tau_u = 9KC_L C_m f_{cd}^{1/2}, \tag{11}$$

$$K = [m(D_1/C_s)]^{-1} + [(D_2/t_2 + D_1/t_1)]^{-1}. \tag{12}$$

式中: m 为钢管与混凝土弹性模量之比; f_{cd} 为混凝土圆柱体抗压强度; D_1 、 t_1 分别为外层钢管直径和厚度; D_2 、 t_2 分别为内配钢管直径和厚度; C_s 为混凝土保护层厚度; C_L 为黏结长度系数,当 $L_e/D_2 = 2$ 时, C_L 取 1,当 $L_e/D_2 = 12$ 时, C_L 取 0.7,其余 C_L 取插值; C_m 为界面系数,受压时 C_m 取 0.6,受拉时 C_m 取 0.3.

本文在以上计算方法基础上,考虑各因素对极限黏结强度的影响,结合 9 个圆中空夹层钢管混凝土中内配钢管的推出试验实测结果,提出极限黏结强度计算式为

$$\tau_u = 0.166f_t(0.058D_1/t_1 - 0.044D_2/t_2 - 0.014L_e/D_2). \tag{13}$$

由表 7 可知,采用式(10)、(11)得到的极限黏结强度计算值与实测值比值的均值分别为 1.149、1.186,变异系数分别为 0.134、0.149,两者均比试验结果略偏高. 采用式(13)得到的极限黏结强度计算值与实测值比值的平均值为 1.028,变异系数为 0.140,误差较小,拟合公式更为精确,说明式(13)可用于钢管混凝土中内配钢管与混凝土界面极限黏结强度的计算.

表 7 内配钢管极限黏结强度对比

Tab.7 Comparison of ultimate bond strength of internal steel tube

试件编号	τ_u / MPa	式(10)		式(11)		式(13)	
		τ_{cal} / MPa	τ_{cal}/τ_u	τ_{cal} / MPa	τ_{cal}/τ_u	τ_{cal} / MPa	τ_{cal}/τ_u
CFST-G1	1.51	1.71	1.13	1.92	1.27	1.54	1.02
CFST-G2	1.22	1.45	1.19	1.60	1.31	1.31	1.07
CFST-G3	1.38	1.19	0.86	1.22	0.89	1.07	0.77
CFST-H1	1.58	1.71	1.08	1.75	1.11	1.49	0.94
CFST-H2	1.03	1.45	1.41	1.54	1.49	1.31	1.27
CFST-H3	1.04	1.19	1.14	1.20	1.15	1.08	1.04
CFST-II	1.55	1.71	1.10	1.64	1.06	1.5	0.97
CFST-I2	1.31	1.45	1.11	1.44	1.10	1.27	0.97
CFST-I3	0.90	1.19	1.32	1.16	1.29	1.07	1.19

注： τ_u 为极限黏结强度实测值， τ_{cal} 为极限黏结强度理论计算值。

7 结 论

根据 9 个内配工字型钢管混凝土试件和 9 个圆中空夹层钢管混凝土试件的推出试验结果,对两种内配钢骨与混凝土黏结性能进行了分析,可得到以下结论:

1)两种钢骨黏结应力-滑移曲线均包括胶结段、非线性初滑移段和滑移段.由于直缝焊接钢管存在不同程度制作“宏观偏差”,曲线在滑移段出现下降后水平、持续下降、下降后二次上升和持续上升等 4 种趋势.两种钢骨界面黏结力中摩阻力所占比重最大,其次为化学胶结力,最小为机械咬合力.

2)影响内配工字型钢极限黏结强度 τ_u 的因素主次关系为工字型钢截面尺寸、黏结长度、混凝土强度. τ_u 随工字型钢截面尺寸和混凝土强度增大而增大,随黏结长度增加而有所减小.影响内配钢管极限黏结强度 τ_u 的因素主次关系为内配钢管截面尺寸、膨胀剂掺量、黏结长度; τ_u 随内配钢管截面尺寸和膨胀剂掺量增大而增大,随黏结长度增大, τ_u 先降低后有所增大.

3)峰值荷载下内配工字型钢和内配钢管黏结应力沿黏结长度均呈负指数函数分布,内配工字型钢黏结应力沿截面周长方向分布不均匀,翼缘外侧黏结应力约为腹板的 1.77 倍.

4)钢管混凝土中内配钢管黏结性能优于内配工字型钢黏结性能.基于推出试验实测数据,建立了钢管混凝土中两种内配钢骨的极限黏结强度经验计算式,与其他学者计算方法的对比证明本文计算式有较好适用性.

参考文献

[1] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京:科学出版社,2004:1
HAN Linhai. Structure of concrete-filled steel tube[M]. Beijing: Science Press,2004:1

[2] 史艳莉,王文达,王亚伟. 内配型钢方钢管混凝土轴压短柱力学性能及参数分析[J]. 工程力学,2014,31(增刊1):201
SHI Yanli, WANG Wenda, WANG Yawei. Mechanical behavior and parametric study of concrete-filled steel tubular stub columns with encased profiled steel under axial compression [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(S1):201. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.03.S010

[3] 侯超. 中空夹层钢管混凝土—钢管 K 形连接节点工作机理研究[D]. 北京:清华大学,2014
HOU Chao. Performance of concrete-filled double skin steel tube to steel tube K-joints[D]. Beijing: Tsinghua University,2014

[4] 陈德劲,查晓雄,李松波,等. 受拉内配加劲件钢管混凝土塔架内外钢构件共同工作性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2017,38(增刊1):485
CHEN Dejing, ZHA Xiaoxiong, LI Songbo, et al. Experimental study on co-working of inner and outer steel part in concrete-filled steel tube tower frame with inner stiffening parts under tension[J]. Journal of Structure Engineering, 2017, 38(S1):485. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2017.S1.068

[5] 薛建阳,赵鸿铁,杨勇,等. 型钢混凝土柱粘结滑移性能及 ANSYS 数值模拟方法研究[J]. 建筑钢结构进展,2006,8(5):8
XUE Jianyang, ZHAO Hongtie, YANG Yong, et al. Research on the bond-slip behavior and numerical simulation of steel reinforced concrete columns by ANSYS program [J]. Progress in Steel Building Structures, 2006,8(5):8

[6] 邓国专. 型钢混凝土结构黏结滑移性能试验研究与基本理论分析[D]. 西安:西安建筑科技大学,2004
DENG Guozhuan. Experiment study and basic theory analysis on bond-slip behavior between steel shape and concrete in steel reinforced concrete structures[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology,2004

[7] 杨勇. 型钢混凝土黏结滑移基本理论及应用研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2003
YANG Yong. Study on the basic theory and its application of bond-slip between steel shape and concrete in SRC structures[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture & Technology,2003

[8] 白国良,尹玉光,刘超,等. 型钢再生混凝土黏结滑移性能试验分析[J]. 建筑结构学报,2016,37(增刊2):135
BAI Guoliang, YIN Yuguang, LIU Chao, et al. Experimental study on bond-slip behavior between section steel and recycled aggregate concrete in steel reinforced recycled concrete structures[J]. Journal of Structure Engineering, 2016, 37(S2):135. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2016.s2.020

[9] 陈宗平,应武挡. 型钢高强混凝土界面黏结滑移推出试验及其本构关系研究[J]. 建筑结构学报,2016,37(2):150
CHEN Zongping, YING Wudang. Push-out test on interface bond behavior between shape steel and high-strength concrete and interfacial bond-slip constitutive relation[J]. Journal of Structure Engineering, 2016,37(2):150. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2016.02.019

[10]ROEDER C W, CHMIELOWSKI R, BROWN C B. Shear connector requirements for embedded steel sections[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE,1999,125(2):142

[11]郑山锁,邓国专,杨勇,等. 型钢混凝土结构粘结滑移性能试验研究[J]. 工程力学,2003,20(5):63

ZHENG Shansuo, DENG Guozhuan, YANG Yong. et al. Experimental study of bond-slip performance between steel and concrete in SRC structures[J]. Engineering Mechanics, 2003,20(5):63

[12]应武挡,陈宗平. 型钢高强混凝土界面黏结传力机理及影响因素分析[J]. 土木工程学报,2016,49(9):53

YING Wudang, CHEN Zongping. Interface bond force transfer mechanisms and its influence analysis between shape steel and high-strength concrete[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(9):53. DOI:10.15951/j.tmgxb.2016.09.006

[13]张誉,李向民,李辉,等. 钢骨高强混凝土结构的粘结性能研究[J]. 建筑结构,1999(7):3

ZHANG Yu, LI Xiangmin, LI Hui, et al. Study on bond performance between high steel and high concrete of SRC structures[J]. Building Structure, 1999(7):3. DOI:10.19701/j.jzgj.1999.07.001

[14]郑山锁,邓国专,田微,等. 型钢混凝土结构粘结滑移性能的对比试验研究 I [J]. 哈尔滨工业大学学报,2005,37(增刊):516

ZHENG Shansuo, DENG Guozhuan, TIAN Wei, et al. Comparative experimental study I on bond-slip behaviors between shaped steel and concrete in SRC composite structures[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2005, 37(S):516

[15]杨勇,郭子雄,薛建阳,等. 型钢混凝土粘结滑移性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2005,26(4):1

YANG Yong, GUO Zixiong, XUE Jianyang, et al. Experiment study on bond slip behavior between section steel and concrete in SRC structures[J]. Journal of Structure Engineering, 2005, 26(4):1. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2005.04.001

[16]练其安,雷东,张大伟,等. 钢管混凝土中型钢与混凝土黏结性能试验研究[J]. 钢结构,2018,33(9):48

LIAN Qian, LEI Dong, ZHANG Dawei, et al. Experimental research on bond property between profile steel and concrete in concrete filled steel tube[J]. Steel Construction,2018,33(9):48. DOI:10.13206/j.gjg201809009

[17]钱稼茹,赵作周,纪晓东. 钢管与管外混凝土界面粘结抗剪能力试验研究[J]. 建筑结构,2015,45(3):12

QIAN Jiaru, ZHAO Zuozhou, JI Xiaodong. Test study on shear-bond capacity of steel tube-out of tube concrete interface[J]. Steel Construction, 2015,45(3):12. DOI:10.19701/j.jzgj.2015.03.003

[18]王维肖,查晓雄,陈德劲. 内配钢管的钢管混凝土黏结性能试验与理论研究[J]. 建筑结构学报,2017,38(增刊1):508

WANG Weixiao, ZHA Xiaoxiong, CHEN Dejing. Experimental and theoretical research on bond behavior of concrete filled steel tube with inner steel tube[J]. Journal of Building Structures,2017,38(S1):508. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2017.S1.071

[19]中国电力企业联合会. 输电线路钢管塔用直缝焊管: T/CEC 136—2017[S]. 北京:中国电力出版社,2017

China Electricity Council (CEC). Longitudinal welding pipe for transmission line steel tubular tower: T/CEC 136—2017[S]. Beijing: China Electric Power Press,2017

[20]中国工程建设标准化协会. 钢管混凝土技术结构规程:CECS28:2012[S]. 北京:中国计划出版社,2012

China Association for Engineering Construction Standardization. Technical specification for concrete-filled steel tubular structures: CECS28:2012[S]. Beijing: China Planning Press,2012

[21]Architectural Institute of Japan (AIJ). Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures[S]. Tokyo: Architectural Institute of Japan,1997

[22]British Standard Institute. Steel concrete and composite bridges—part 5: code of practice for the design of composite bridges: BS 5400-5:2005[S]. London: British Standard Institute,2005

[23]Standards Australia. Bridge design, part 6: steel and composite construction: ASS100.6—2004[S]. Sydney: Standards Australia International Ltd.,2004

[24]AmericanInstitute of Steel Construction (AISC). Specifi? cation for structural steel buildings: ANSI/AISC 360-10[S]. Chicago: American Institute of Steel Construction,2010

[25]Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures part 1-1: general rules and rules for buildings: EN 1994-1-1:2004[S]. Brussels: European Committee for Standardization (CEN),2004

[26]ROEDER C W, CAMERON B, BROWN C B. Composite action in concrete filled tubes[J]. The Structural Engineer,1999,125(5):477

[27]过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京:清华大学出版社,2013:22

GUO Zhenhai. Theory of reinforced concrete [M]. Beijing: Tsinghua University Press,2013:22

[28]Health & Safety Executive. Pile/sleeve connections: offshore technology report OTO 016/2001[R]. London: HSE Books,2002

(编辑 赵丽莹)