

珊瑚海砂海水混凝土中CFRP-钢复合筋搭接性能

周济 陈宗平 徐炜圣 覃伟恒 刘丁媛

Lap-spliced behavior of CFRP-steel composite bars in coral sea-sand seawater concrete

ZHOU Ji, CHEN Zongping, XU Weisheng, QIN Weiheng, LIU Dingyuan

在线阅读 View online: <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20230829.001>

您可能感兴趣的其他文章

Articles you may be interested in

新型碳纤维增强复合材料-钢复合管海水海砂混凝土圆柱轴压试验

Axial compression behavior of new seawater and sea sand concrete filled circular carbon fiber reinforced polymer-steel composite tube columns

复合材料学报. 2021, 38(9): 3084–3093 <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20201117.001>

变形钢筋/超高性能混凝土搭接黏结性能

Bond behavior of deformed steel bars lap-splice in ultra high performance concrete

复合材料学报. 2021, 38(11): 3912–3924 <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20201229.006>

搭接长度和铺层方式对CFRP复合材料层合板胶接结构连接性能和损伤行为的影响

Effect of lap length and stacking sequence on strength and damage behaviors of adhesively bonded CFRP composite laminates

复合材料学报. 2020, 37(1): 121–131 <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20190308.001>

海水浸泡对FRP筋-珊瑚混凝土粘结性能的影响

Effects of sea water soaking on the bonding properties of FRP bars-coral concrete

复合材料学报. 2018, 35(12): 3458–3465 <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20180211.001>

高温下双搭接钢-CFRP板胶粘界面力学性能试验

Experimental study for the adhesive interface mechanical properties of double lapped steel-CFRP plate at high temperature

复合材料学报. 2021, 38(2): 449–460 <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20200608.002>

玄武岩纤维增强聚合物筋增强珊瑚礁砂混凝土柱轴压试验

Axial compression test of basalt fiber reinforced polymer reinforced coral reef and sand aggregate concrete column

复合材料学报. 2020, 37(10): 2428–2438 <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20200219.003>



扫码关注微信公众号，获得更多资讯信息

珊瑚海砂海水混凝土中 CFRP-钢复合筋
搭接性能

分享本文

周济¹, 陈宗平^{*1,2,3}, 徐炜圣¹, 覃伟恒¹, 刘丁媛¹(1. 广西大学 土木建筑工程学院, 南宁 530004; 2. 南宁学院 土木与建筑工程学院, 南宁 530200; 3. 广西大学
工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 南宁 530004)

摘要: 为研究珊瑚海砂海水混凝土 (CSSC) 中碳纤维增强复合材料 (CFRP)-钢复合筋 (简称“复合筋”) 搭接连接受力性能, 合理确定 CSSC 中复合筋的搭接长度, 以复合筋直径、搭接长度、保护层厚度、混凝土强度、搭接净距、配箍率、混凝土及筋材种类为试验参数, 对 27 组共 81 个搭接连接试件进行了对拉试验, 获得了各试验参数对 CSSC 中复合筋搭接连接性能的影响规律。结果表明: 当搭接长度小于 17 倍复合筋直径 (d_c) 时, 试件发生拔出-劈裂破坏, 反之则发生拉断破坏。发生拔出-劈裂破坏时, 复合筋表面出现严重的剪切损伤; 当搭接长度小于 $14d_c$ 时, 试件的搭接强度约为 7.2 MPa, 当搭接长度大于 $14d_c$ 时, 试件的搭接强度随搭接长度的增大逐渐减小; 保护层厚度大于 $4d_c$ 或 CSSC 轴心抗压强度大于 30 MPa 后, 试件搭接强度的变化基本上可以忽略; 增大配箍率, 搭接强度逐渐增大, 且劈裂裂缝的宽度显著减小; 与钢筋试件相比, 复合筋试件搭接强度的降幅超过 25%。基于试验结果, 建立了 CSSC 中复合筋搭接强度及搭接长度计算公式, 计算结果与试验结果相符, 并参考《混凝土结构设计规范》简化了搭接长度的计算公式。

关键词: 珊瑚海砂海水混凝土; CFRP-钢复合筋; 搭接强度; 临界搭接长度; 简化公式

中图分类号: TU528; TB332 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-3851(2024)05-2645-17

Lap-spliced behavior of CFRP-steel composite bars in coral sea-sand seawater concrete

ZHOU Ji¹, CHEN Zongping^{*1,2,3}, XU Weisheng¹, QIN Weiheng¹, LIU Dingyuan¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China; 2. School of Architecture and Civil Engineering, Nanning University, Nanning 530200, China; 3. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: In order to study the mechanical behavior of lap-spliced carbon fiber reinforced polymer (CFRP)-steel composite bars (referred to as "composite bars") in coral sea-sand seawater concrete (CSSC) and determine the splice length of composite bars reasonably, tensile tests were conducted on 27 sets of 81 lap-spliced specimens and test variables included the composite bar diameter, splice length, cover thickness, concrete strength, clear space between the lap-spliced bars, stirrup ratio, concrete type, and reinforcement type. The influence of various test variables on the behavior of lap-spliced composite bars in CSSC was obtained. The results indicate that pull-out failure accompanied by concrete splitting is found for specimens with a splice length less than 17 times the diameter of the composite bar (d_c), while tensile fracture failure is found for specimens with a splice length greater than $17d_c$. After the specimen undergoing pull-out failure, severe shear damage is formed on the surface of the composite bars.

收稿日期: 2023-07-06; 修回日期: 2023-08-03; 录用日期: 2023-08-20; 网络首发时间: 2023-08-29 14:29:54

网络首发地址: <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20230829.001>

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51578163); 中央引导地方科技发展资金项目 (桂科 ZY21195010); 八桂学者专项经费资助项目 ([2019]79 号); 广西科技基地与人才专项 (桂科 AD21075031)
National Natural Science Foundation of China (51578163); Central Project Guide Local Science and Technology for Development (ZY21195010); Bagui Scholars Special Funding Project ([2019] No. 79); Guangxi Science and Technology Base and Talent Special Project (AD21075031)

通信作者: 陈宗平, 博士, 教授, 博士生导师, 研究方向为海洋及近海混凝土结构、钢-混凝土组合结构 E-mail: zpchen@gxu.edu.cn

引用格式: 周济, 陈宗平, 徐炜圣, 等. 珊瑚海砂海水混凝土中 CFRP-钢复合筋搭接性能 [J]. 复合材料学报, 2024, 41(5): 2645-2661.

ZHOU Ji, CHEN Zongping, XU Weisheng, et al. Lap-spliced behavior of CFRP-steel composite bars in coral sea-sand seawater concrete[J]. Acta Materiae Compositae Sinica, 2024, 41(5): 2645-2661(in Chinese).

When the splice length is less than $14d_c$, the splice strength of the specimen is about 7.2 MPa. When the splice length is greater than $14d_c$, the splice strength of the specimen gradually decreases with the increase of the splice length. After the cover thickness is greater than $4d_c$ or the axial compressive strength of CSSC is greater than 30 MPa, the change in the splice strength of the specimen can be basically ignored. Increasing the stirrup ratio gradually increases the splice strength and significantly reduces the width of the splitting crack. Compared with the lap-spliced specimens of steel bars, the decrease in splice strength of the lap-spliced specimens of composite bars exceeds 25%. Based on the experimental results, the equations for calculating the splice strength and splice length of composite bars in CSSC were established, and the calculation results are consistent with the experimental results. Then, referring to the "Code for Design of Concrete Structures", the equation for calculating the splice length was simplified.

Keywords: coral sea-sand seawater concrete; CFRP-steel composite bar; splicing strength; critical splice length; simplified equation

近年来,关于珊瑚海砂海水混凝土(CSSC)的研究被大量开展,涉及其工作性能、力学性能及耐久性能等方面,研究表明在常规骨料短缺的情况下,可以将珊瑚和海砂用作混凝土中的骨料,但需要重点关注混凝土的施工性能和结构的耐久性能^[1-2]。如若能将珊瑚和海砂用于远离内陆的海工混凝土结构中,不仅解决了原材料短缺问题,还降低了长途运输所带来的时间及经济成本^[3]。因此,开发利用 CSSC 是助力我国海洋土木工程快速发展的有效途径。

如上所述,海洋土木工程中 CSSC 结构的耐久性必须得到重视,由于氯离子的存在是引起钢筋混凝土结构锈蚀的主要因素^[4]。于是,相关学者尝试将耐腐蚀钢筋和纤维增强复合材料(FRP)筋用于 CSSC 结构中,结果表明:尽管低合金钢在海洋环境下具有优良的抗锈蚀性能,但高昂的造价导致无法在 CSSC 结构中大量推广应用^[5];同时,FRP 筋虽具备价格优势和耐腐蚀性能,但较小的弹性模量也导致 FRP 筋增强 CSSC 结构刚度及受剪承载力较低且延性较差^[6]。由此可见,怎样以低成本、高效能的技术手段保证 CSSC 结构在海洋环境下的优良力学性能和耐久性能成为关键难题。随着技术的进步,FRP 包覆筋的概念被提出,这是一种内芯为钢等高延性金属材料、包裹层为 FRP 的复合筋材^[7]。基于此,有关学者相继研发出玻璃纤维增强复合材料(GFRP)-钢绞线复合筋、钢-连续纤维复合筋及钢-混杂纤维增强筋等具备明显价格优势的 FRP-钢复合筋(简称“复合筋”),其力学性能研究表明,由于钢材的存在,复合筋具有明显的屈服点,钢材屈服后抗拉强度高的纤维使复合筋具有明显的二次刚度和较高的极限强度^[8-9]。此外,电化学加速腐蚀试验结果表明,在相同的腐蚀过程中,复合筋界面上

的腐蚀产物量远小于普通钢筋^[10]。因此,在 CSSC 结构中复合筋具有广泛的应用前景。

然而,在复合筋增强混凝土结构中,复合筋的接长不可避免,而由于外覆层 FRP 的存在导致复合筋不能采用焊接和机械连接等连接方式,仅能采用搭接连接。目前,尚未发现有研究涉及 CSSC 中复合筋的搭接性能,这限制了复合筋增强 CSSC 结构的推广和应用。为此,本文通过对 27 组共 81 个搭接试件的对拉试验,研究复合筋直径、搭接长度、保护层厚度、混凝土强度、搭接净距、配箍率、混凝土及筋材种类对 CSSC 中复合筋搭接性能的影响。基于试验结果提出了 CSSC 中复合筋的搭接强度计算公式,建立了临界搭接长度计算公式及其简化计算公式,为复合筋增强 CSSC 结构中搭接长度的合理取值提供理论和试验依据。

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

为研究 CSSC 中复合筋搭接性能,设计制作了 27 组,每组 3 个,共 81 个复合筋搭接试件,研究变化参数包括:复合筋直径(12 mm、14 mm、16 mm、18 mm),搭接长度(8 倍复合筋直径($8d_c$)、 $10d_c$ 、 $12d_c$ 、 $13d_c$ 、 $14d_c$ 、 $15d_c$ 、 $16d_c$ 、 $17d_c$ 、 $18d_c$ 、 $20d_c$),保护层厚度(25 mm、35 mm、45 mm、55 mm、65 mm),混凝土强度(LC20、LC30、LC40、LC50),搭接净距($0d_c$ 、 $1d_c$ 、 $2d_c$),配箍率(0%、0.51%、0.86%、1.28%),筋材种类(复合筋、钢筋)和混凝土种类(CSSC、普通混凝土(NC)),详细的试件设计参数见表 1。对于试件编号,含义如下:D 表示复合筋直径;L 表示搭接长度;T 表示保护层厚度,其后数字 1、2、3、4、5 分别为 25 mm、35 mm、45 mm、55 mm 和 65 mm;C 表示混凝土强度,其后数字 1、2、3、4 分别为

表 1 试件参数及试验结果
Table 1 Test variables of specimens and test results

Specimen	$B \times H \times L$ / mm ³	d_c / mm	l_s / mm	c / mm	f_{cu}	D / mm	ρ_v / %	P_u / kN	τ_u / MPa	τ_r / MPa	τ_{ul} / MPa	l_{sy} / mm	l_{su} / mm	M	w / mm
D12L14T4C1d0S2	134×134×168	12	14 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	48.7	7.70	3.33	7.84	142.6	263.3	PSFY	0.30
D14L14T4C1d0S2	138×138×196	14	14 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	62.6	7.26	2.62	6.95	172.2	281.1	PSFY	0.31
D16L14T4C1d0S2	142×142×224	16	14 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	71.2	6.33	1.93	6.28	224.0	335.2	PSFY	0.53
D18L14T4C1d0S2	146×146×252	18	14 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	81.2	5.70	1.43	5.76	281.5	389.7	PSF	0.74
D14L8T4C1d0S2	138×138×112	14	8 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	33.4	6.78	2.45	7.08	172.2	281.1	PSF	0.33
D14L10T4C1d0S2	138×138×140	14	10 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	44.6	7.24	4.55	7.02	172.2	281.1	PSF	0.30
D14L12T4C1d0S2	138×138×168	14	12 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	52.8	7.15	3.83	6.98	172.2	281.1	PSFY	0.39
D14L13T4C1d0S2	138×138×182	14	13 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	57.8	7.22	2.86	6.96	172.2	281.1	PSFY	0.37
D14L15T4C1d0S2	138×138×210	14	15 d_c	55	LC30	0d	0.86	64.0	6.93	2.65	6.93	172.2	281.1	PSFY	0.37
D14L16T4C1d0S2	138×138×224	14	16 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	66.0	6.70	2.91	6.92	172.2	281.1	PSFY	0.32
D14L17T4C1d0S2	138×138×238	14	17 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	>69.4	>6.63	—	—	172.2	281.1	FF	—
D14L18T4C1d0S2	138×138×252	14	18 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	>70.2	>6.34	—	—	172.2	281.1	FF	—
D14L20T4C1d0S2	138×138×280	14	20 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	>67.9	>5.52	—	—	172.2	281.1	FF	—
D14L14T1C1d0S0	78×78×196	14	14 d_c	25	LC30	0 d_c	0	28.6	3.32	—	3.28	370.0	600.4	SF	—
D14L14T2C1d0S0	98×98×196	14	14 d_c	35	LC30	0 d_c	0	35.8	4.16	—	4.25	284.4	462.2	SF	—
D14L14T3C1d0S2	118×118×196	14	14 d_c	45	LC30	0 d_c	0.86	47.5	5.51	1.86	5.98	201.0	327.6	PSF	0.33
D14L14T5C1d0S2	158×158×196	14	14 d_c	65	LC30	0 d_c	0.86	65.2	7.57	3.39	7.92	150.5	246.0	PSFY	0.29
D14L12T4C2d0S2	138×138×168	14	12 d_c	55	LC20	0 d_c	0.86	46.0	6.23	2.50	5.84	206.6	336.7	PSF	0.32
D14L12T4C3d0S2	138×138×168	14	12 d_c	55	LC40	0 d_c	0.86	54.4	7.36	3.89	7.24	165.7	270.6	PSFY	0.27
D14L12T4C4d0S2	138×138×168	14	12 d_c	55	LC50	0 d_c	0.86	55.5	7.52	2.84	8.14	146.8	240.1	PSFY	0.31
D14L12T4C1d1S2	152×152×168	14	12 d_c	55	LC30	1 d_c	0.86	53.5	7.24	3.40	6.98	154.5	281.1	PSFY	0.35
D14L12T4C1d2S2	166×166×168	14	12 d_c	55	LC30	2 d_c	0.86	52.7	7.14	3.58	6.98	154.5	281.1	PSFY	0.28
D14L12T4C1d0S0	138×138×168	14	12 d_c	55	LC30	0 d_c	0	45.7	6.19	—	6.22	193.6	315.7	PSF	0.67
D14L12T4C1d0S1	138×138×168	14	12 d_c	55	LC30	0 d_c	0.51	47.9	6.49	2.60	6.67	180.3	294.3	PSF	0.42
D14L12T4C1d0S3	138×138×168	14	12 d_c	55	LC30	0 d_c	1.28	53.0	7.17	3.40	7.34	163.3	266.8	PSFY	0.18
SR-D14L12T4C1d0S2	138×138×168	14	12 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	>70.2	>9.50	—	—	—	—	FF	—
NC-D14L12T4C1d0S2	138×138×168	14	12 d_c	55	LC30	0 d_c	0.86	45.8	6.20	2.38	6.37	188.9	308.1	PSF	0.41

Notes: For the specimen number, D—Bar diameter; L—Splice length; T—Cover thickness; C—Concrete strength; d—Splice spacing; S—Stirrup ratio; 'SR-'—Steel rebar-control specimen; 'NC-'—Natural concrete-control specimen; B , H , L —Width, height, and length of the specimen respectively; d_c —Diameter of the composite bar; l_s —Splice length; c —Thickness of the cover concrete; f_{cu} —Axial compressive strength of the cube; D —Spacing between overlapping bars; ρ_v —Reinforcement ratio of the stirrup, $\rho_v=\pi d_{sv}^2/(4c s_v)$, where d_{sv} is the diameter of stirrup, s_v is the stirrup spacing; P_u —Ultimate load of the specimen; τ_u —Ultimate splice strength; τ_r —Residual splice strength, taken as the inflection point at which the lap stress-slip curve rises again; τ_{ul} —Ultimate splice strength calculated according to Eq.(7); l_{sy} —Critical yield splice length calculated according to Eq.(10); l_{su} —Critical limit splice length calculated according to Eq.(11); M —Failure mode of the overlapped specimen; PSFY—Pull-out and splitting failure of the composite bar after yielding; PSF—Pull-out and splitting failure; SF—Splitting failure; FF—Fracture failure of the embedded bar; w —Width of the splitting crack.

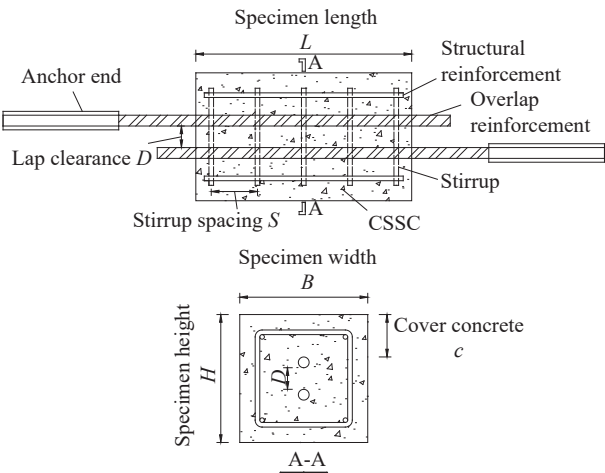
LC30、LC20、LC40 和 LC50；d 表示搭接筋材间距，其后数字 1、2 分别为 1 d_c 和 2 d_c ；S 表示横向箍筋配箍率，其后数字 0、1、2、3 分别为 0%、0.51%、0.86% 和 1.28%；“SR” 表示钢筋对照试件，“NC” 表示碎石混凝土对照试件。以 D14L14T4C1d0S2 为例，其代表复合筋直径 14 mm、搭接长度 14 d_c 、保护层厚度 55 mm、强度等级 LC30、搭接间距 0 d_c 、配箍率 0.86% 的复合筋-CSSC 搭接试件。

搭接试件的尺寸根据设计参数进行调整，其尺寸及配筋构造示意如图 1 所示。为避免加载时复合筋夹持段发生剪切破坏，在复合筋一端设置锚固套筒，套筒长度为 150 mm。搭接试件的支护模具为定制的木模具，预先开留有插筋孔洞。靠

近锚固套筒端复合筋预留长度根据加载装置合理设置，远离端复合筋预留长度为 50 mm，用于后期加载时布置位移计。浇筑前，先将木模放置于水平地面，由两端预留孔洞将复合筋平行插入，并保持两根复合筋搭接部位位于距地面同一高度处；浇筑时，混凝土沿搭接筋的垂直方向倒入，按压住复合筋两端后再插入振捣棒振捣，以防止振捣过程中复合筋位置偏移；混凝土初凝后，每天早晚两次洒水养护，一周后拆除木模；最后，将搭接试件放置于室内，直至混凝土达 28 天强度后再准备加载。

1.2 原材料及混凝土配合比

采用的粗骨料包括珊瑚骨料和碎石骨料，其中珊瑚骨料为天然鹿角状珊瑚，来源地为中国南



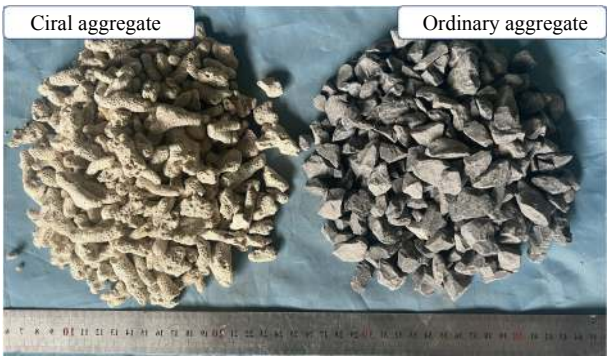
CSSC—Coral sea-sand seawater concrete

图1 试件构造示意图

Fig.1 Schematic diagram of specimen

海某海域。经筛分后，两类粗骨料的粒径范围均为 5~25 mm，其中珊瑚骨料的表观密度为 $1\,904\text{ kg/m}^3$ ，堆积密度为 912 kg/m^3 ，筒压强度为 5.3 MPa，含水率为 8.6%，1 h 和 24 h 吸水率分别为 8.65% 和 9.08%；碎石骨料的表观密度为 $2\,848\text{ kg/m}^3$ ，堆积密度为 $1\,678\text{ kg/m}^3$ ，压碎指标为 3.64，含水率为 0.4%，24 h 吸水率为 0.95%，两类粗骨料的对比如图 2(a) 所示。采用的细骨料包括天然海砂和天然河砂，其中海砂来源于广西钦州某海域，表观密度为 $2\,604\text{ kg/m}^3$ ，堆积密度为 $1\,447\text{ kg/m}^3$ ，细度模数为 1.5，含水率为 0.35%，贝壳含量为 0.54%，氯离子含量为 0.054%；河砂的表观密度为 $2\,500\text{ kg/m}^3$ ，堆积密度为 $1\,540\text{ kg/m}^3$ ，细度模数为 3.0，含水率为 0.22%，两类细骨料的对比如图 2(b) 所示。

水泥采用海螺牌 P.O 42.5R 普通硅酸盐水泥，外加剂为聚羧酸高性能减水剂，含固量 30%，减水率为 25%。海水采用广西钦州海域原状海水，其氯离子含量为 8.73 g/L。对于 CSSC，参照《珊



(a) Coarse aggregate



(b) Fine aggregate

图2 不同种类骨料

Fig.2 Different kinds of aggregates

瑚骨料混凝土应用技术规程》(T/CECS 694—2020)^[1]进行试配，本文配制了强度等级分别为 LC20、LC30、LC40、LC50 的 4 种 CSSC，试件浇筑时每种强度等级混凝土预留两组(每组 3 个)边长为 150 mm 的立方体试块分别用于测量立方体抗压强度和劈裂抗拉强度及一组(3 个)尺寸为 150 mm×300 mm 的圆柱体试块用于测量轴心抗压强度，其与试件同条件养护，并于搭接试验开始前一天进行相关力学性能测试，混凝土的配合比及性能指标见表 2。此外，浇筑时对新拌混凝土的坍落度进行测试。

表2 混凝土配合比及性能指标

Table 2 Mix proportion and performance index of concrete

Concrete type	SG	CA/(kg·m ⁻³)	FA/(kg·m ⁻³)	Cement/(kg·m ⁻³)	Water/(kg·m ⁻³)	W/C	Total W/C	Sand rate	PCA/(kg·m ⁻³)	Slump/mm	f_{cu} /MPa	f'_c /MPa	f_t /MPa
CSSC	LC20	700	784	450	193	0.40	0.43	0.45	6.75	113	39.6	25.9	1.75
	LC30	672	753	530	194	0.34	0.36		6.89	69	46.5	29.7	2.09
	LC40	637	714	630	193	0.29	0.31		10.08	60	48.9	34.4	2.17
	LC50	596	667	750	192	0.24	0.26		13.50	48	54.3	37.6	2.44
NC	C30	1 209	543	453	195	—	0.43	0.31	—	115	41.3	26.6	1.91

Notes: SG—Concrete grade; CA—Coarse aggregate; FA—Fine aggregate; W/C—Mass ratio of water to cement; PCA—Water reducing agent; f'_c —Axial compressive strength of the cylinder; f_t —Splitting tensile strength of the cube; NC—Ordinary concrete.

作为一种新材料，目前碳纤维增强复合材料(CFRP)-钢复合筋的制备工艺并不完善，市面上通常无法购买到符合试验规格的复合筋成品，获取工业化成品一般需委托 FRP 筋生产厂商进行批量定制，且需满足生产数量要求，成本较昂贵。限于本文所需复合筋总量有限，参考已有文献 [12]，采用实验室手工制备的方法生产出了一批复合筋。复合筋外覆一层高强 I 级 CFRP 布，由 12K 小丝束碳纤维单向编织而成，设计厚度为 0.167 mm，实测厚度为 0.3 mm；内芯钢筋采用牌号为 HRB400 的月牙纹钢筋；内芯钢筋与外覆层 CFRP 布通过型号为 HM-180C3P 的高性能环氧类碳纤维浸渍胶(环氧树脂)进行粘结复合，制备复合筋成品如图 3 所示。复合筋在室温下制备，未考虑温度应力对其力学性能的影响。为了明确本文手工制备复合筋的性能指标及其与钢筋性能的差别，展开对复合筋拉伸力学性能的研究。拉伸试验前，需在筋材两端设置增强型锚固套筒，复合筋的实测

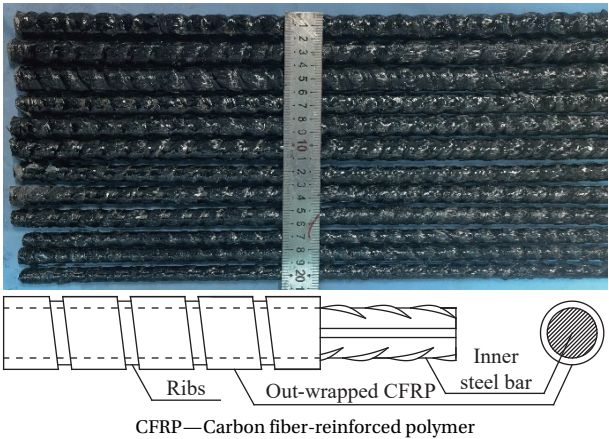


图 3 复合筋成品及示意图

Fig. 3 Product and schematic diagram of composite bars

应力-应变曲线如图 4 所示，相关性能指标见表 3。

1.3 加载装置及量测内容

复合筋与 CSSC 的搭接性能试验在自行设计的加载装置上进行，如图 5 所示，加载装置可分为锚固装置、加荷装置、反力装置和固定装置。

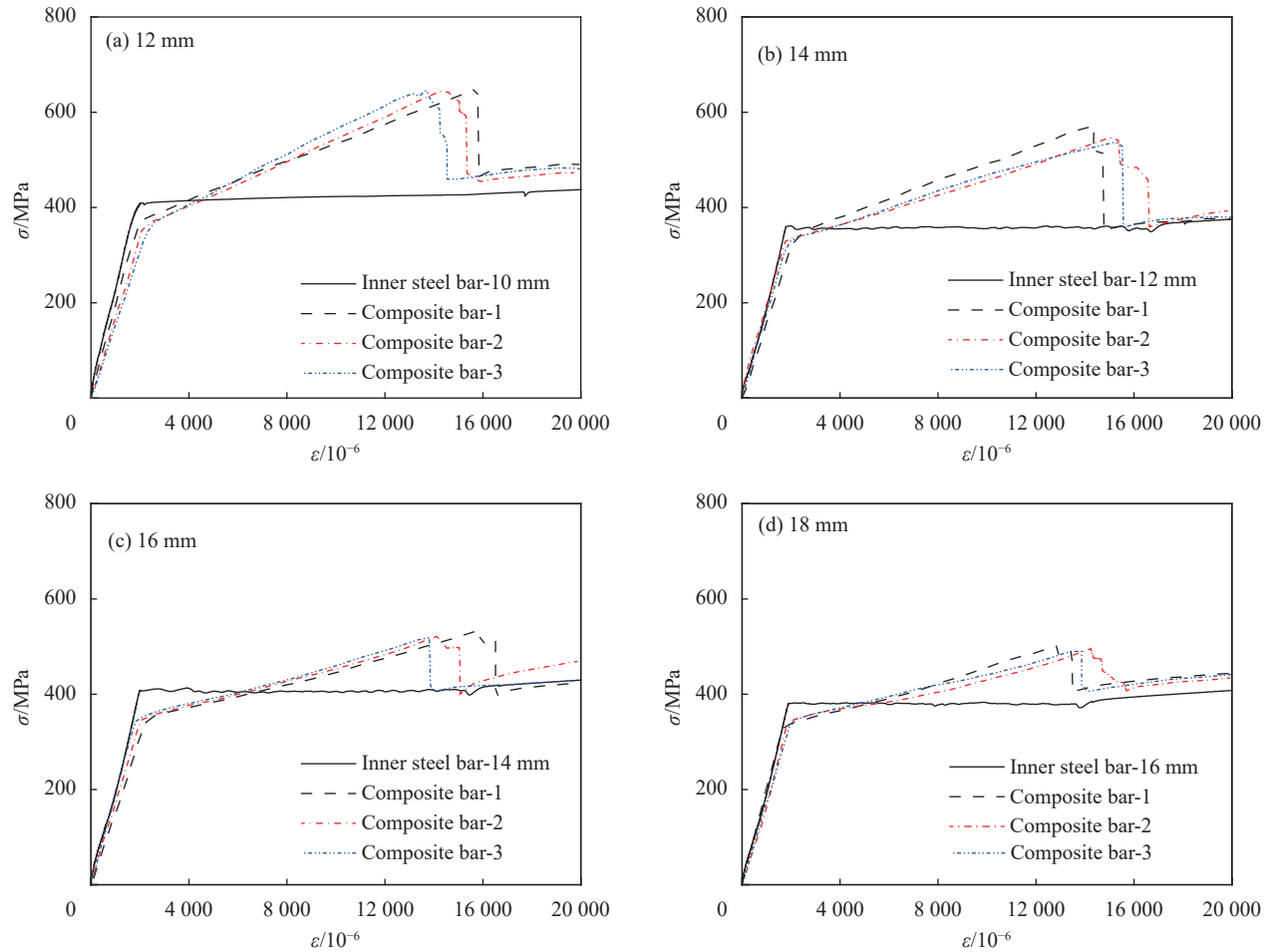


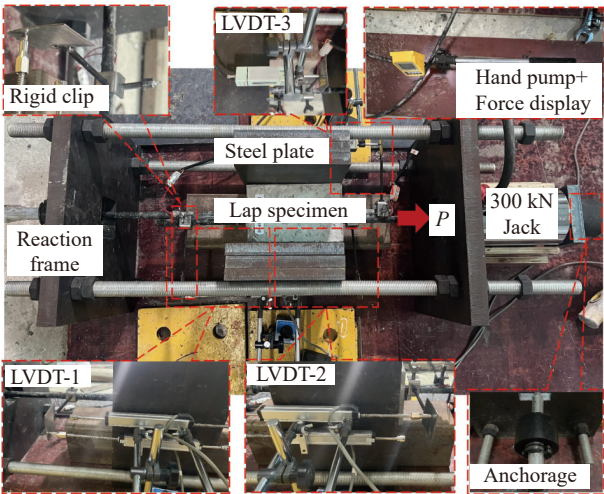
图 4 CFRP-钢复合筋实测应力(σ)-应变(ε)曲线

Fig. 4 Measured stress (σ)-strain (ε) curves of CFRP-steel composite bars

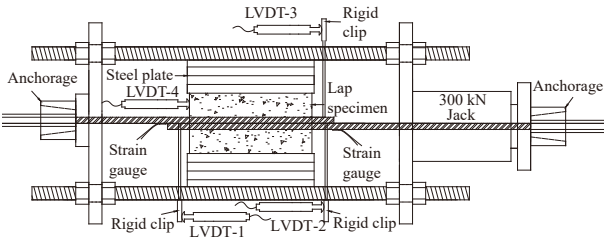
表 3 CFRP-钢复合筋力学性能指标
Table 3 Mechanical properties of CFRP-steel composite bars

d_c/mm	Group	f_{cfy}/MPa	MV/MPa	f_{cfu}/MPa	MV/MPa	f_{cfr}/MPa	MV/MPa
12	1	378.8		692.9		476.2	
	2	378.5	373.7	657.6	680.6	453.0	466.4
	3	363.8		691.4		469.8	
14	1	345.2		570.1		355.9	
	2	345.9	342.4	548.3	552.8	367.2	359.9
	3	336.0		540.1		356.4	
16	1	351.7		535.8		392.8	
	2	352.4	351.0	512.7	521.0	404.8	400.5
	3	348.8		514.7		403.9	
18	1	358.8		493.3		404.3	
	2	358.1	358.8	494.4	493.6	405.3	405.8
	3	359.5		493.1		408.0	

Notes: f_{cfy} , f_{cfu} , f_{cfr} —Yield strength, ultimate strength, and residual strength of the composite rebar respectively; MV—Mean value.



(a) Practical setup



(b) Schematic illustration

LVDT—Linear variable displacement transducer; P —Load

图 5 搭接试验测试装置

Fig. 5 Setup for lap-spliced test

锚固装置包括左右两端的粘结式套筒和锚具，其中粘结式套筒为带有定位端盖的钢套筒通过环氧树脂胶与复合筋粘结而成；加荷装置为数显式穿心液压千斤顶；反力装置包括 4 根全套丝高强螺杆、2 块开孔承压钢板和若干个高强螺帽；固定装置包括支座、限位钢垫板和开槽钢垫板。加载前，将搭接试件放置于组装且调节好的反力装置

中，并用支座托垫试件，保证水平；两根搭接复合筋分别伸出反力装置的承压钢板，左端复合筋穿过穿心千斤顶后在粘结式套筒上安装锚具实现锚固，右端同样在粘结式套筒上安装锚具实现锚固。为了避免两根搭接复合筋不同轴引起的偏心弯矩作用，需要在试件两侧设置限位垫板，并在钢垫板和钢反力架接触面间涂油以减小摩擦，使限位垫板仅约束试件在对拉偏心荷载下产生的弯矩。

加载时，在施力筋的加载端和自由端分别布置 1 号和 2 号位移计 (Linear variable displacement transducer, LVDT)，用于测量施力筋的滑移值，为避免复合筋形变的影响加载端 LVDT 需贴近搭接试件端面布置；在受力筋的自由端布置 3 号 LVDT，用于测量受力筋的滑移值；在搭接试件的端面混凝土上布置 4 号 LVDT，用于测量试件加载过程中的偏移量；各端的真实滑移值即为实测滑移值与试件偏移量的差值。在施力筋和受力筋上分别布置电阻应变片用于测量加载过程中复合筋应变，以判定复合筋是否发生屈服，应变片布置于搭接筋非界面接触处。试验采用分级加载，极限荷载前采用力控制制度，每级荷载增量约为 5 kN；达到极限荷载后，随着位移的增加荷载下降，此时采用位移控制制度，每级位移增量约为 1 mm，直至施力筋自由端的位移超过 20 mm 后终止加载。

2 试验结果及分析

2.1 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接试件破坏模式
图 6 为搭接试件的典型破坏模式，CSSC 中复合筋搭接连接试件的破坏模式分为 3 种，包括混凝土的劈裂破坏 (图 6(a))、复合筋的拔出与混凝土

土的劈裂混合破坏(图 6(b))和复合筋的拉断破坏(图 6(c))。其中,未配箍筋的搭接试件均发生混凝土劈裂破坏,即使保护层厚度达到 55 mm,混凝土界面的抗劈裂力仍无法抵抗界面滑移产生的环向力。对于发生劈裂破坏的搭接试件,混凝土表面裂缝发展快速,且对拉荷载达到峰值时试件突然劈裂成两半,劈裂裂缝与复合筋的位置基本保持同一水平线上。在配箍筋的搭接试件中,当搭接长度小于 $17d_c$ 时,试件发生拔出-劈裂破坏,反之试件则发生复合筋拉断破坏。由于当试件的搭接长度不足时,复合筋的极限受拉力大于界面的极限搭接力,随着荷载的增大,搭接强度由于界面的损伤而逐渐丧失,搭接界面产生了较大滑移时便表现为复合筋被拔出,同时混凝土内部损伤也引起了表面裂缝不断扩展。然而,当试件的搭接长度足够大时,界面的极限搭接力大于复合筋的极限受拉力,且对拉荷载达到复合筋的极限受拉力时,界面的损伤仍未发生或很小,最终表

现为复合筋被拉断。对于发生拔出-劈裂破坏的试件,当对拉荷载达到 0.5 倍极限荷载 (P_u) 时,试件的端部复合筋搭接处首先产生裂缝,箍筋的约束使裂缝随着荷载增大不断向外扩展;荷载大约为 $0.8P_u$ 时,端面上的裂缝延伸至试件侧面并沿复合筋的纵向发展,最终在 P_u 时侧面上的裂缝贯穿;之后随着滑移量的增大,裂缝的宽度继续增大。对于发生复合筋拉断破坏的试件,部分试件的端面会产生微小裂缝,但试件的侧面上未见有裂缝生成,且随着搭接长度的增大,试件端面上的微小裂缝也逐渐消失。

图 7 为搭接试件的内部破坏模式。由图 7(a)可知,当 CSSC 中复合筋搭接连接试件发生劈裂破坏时,复合筋表面发生轻度的剪切损伤,且界面混凝土也仅出现轻微损伤。这是由于劈裂破坏发生时,混凝土的劈裂强度无法抵抗滑移时混凝土内部产生的环向拉应力,在滑移量较小时,混凝土已经整体劈裂,导致搭接界面上的损伤较微小。由图 7(b)可知,当 CSSC 中复合筋搭接连接试件发生拔出-劈裂破坏时,复合筋表面发生重度的剪切损伤,且界面混凝土也出现严重损伤,损伤裂缝从珊瑚骨料内部穿过。这是由于在对拉荷载达到 P_u 后,尽管搭接试件侧面的裂缝已经贯穿,但箍筋的约束作用仍能保证混凝土的完整状态,随着搭接处滑移量的不断增大,界面搭接强度逐渐损失,导致了搭接界面上材料损伤不断加重。同时,外覆层 FRP 抗剪性能差造成了复合筋表面发生了剪切损伤,肋纹间的混凝土也随着滑移的增大挤压破碎,而珊瑚骨料的低强度无法限制裂缝从骨料内部穿过。由图 7(c)可知,在 NC 对照试件中,虽然复合筋和界面混凝土均发生严重损伤,但试件发生拔出-劈裂破坏时混凝土内部的裂缝沿着砂浆层开展,这表明一定程度上可以通过增加砂浆的强度来抑制裂缝的产生,而对于低强度的珊瑚骨料这种方法显然是无效的。

2.2 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接试件裂缝宽度

由于试验装置的尺寸限制,加载过程中无法测量裂缝宽度的发展过程。此外,发生劈裂破坏试件的混凝土整体破碎,发生拉断破坏试件的混凝土表面无劈裂裂缝,因此表 1 中仅列出了发生拔出-劈裂破坏试件的裂缝宽度数据,其反映的是侧面纵向劈裂裂缝宽度的最大值。由表可见,随着复合筋直径的增大,劈裂裂缝的宽度逐渐增大,由于直径较大复合筋的表面肋纹深度更大,在拔

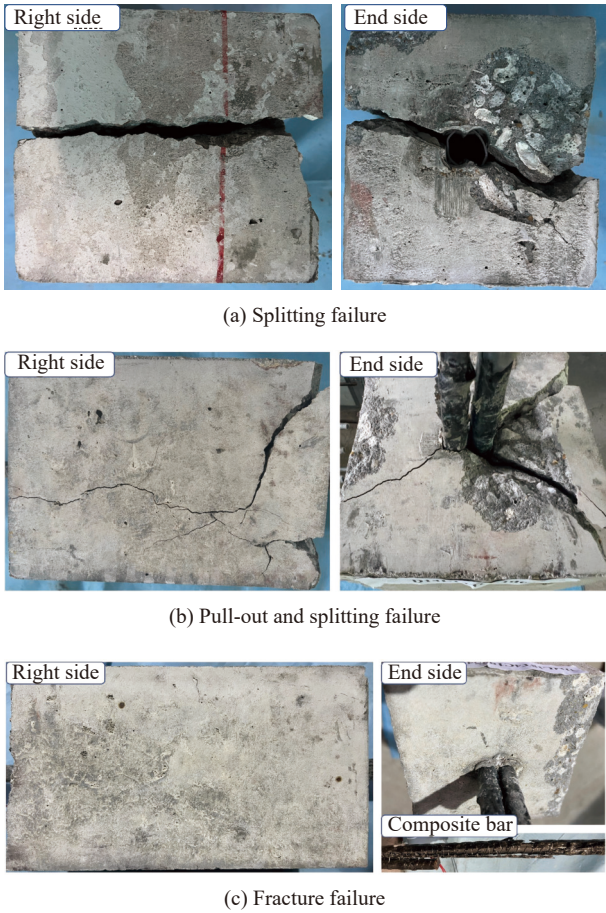
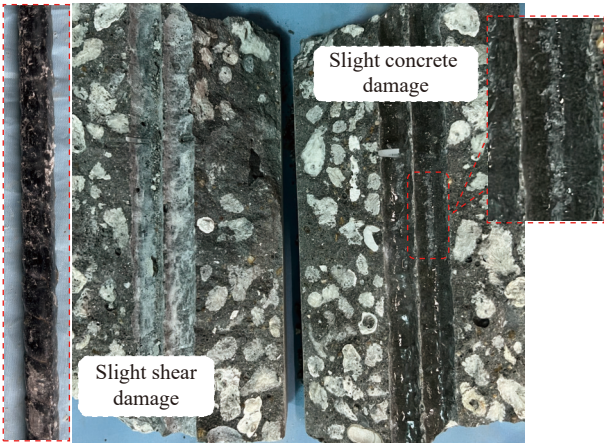
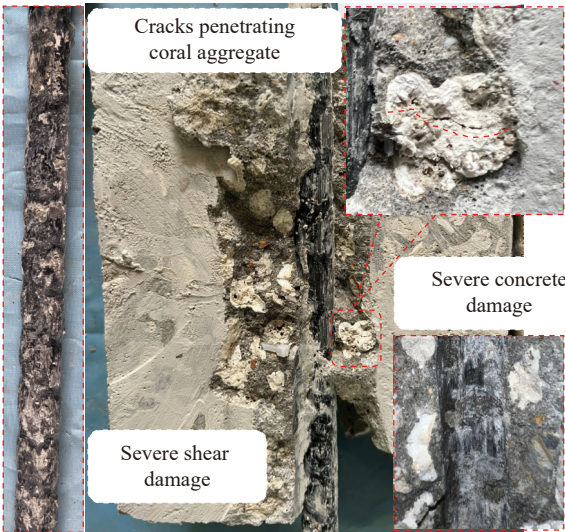


图 6 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接试件典型破坏模式

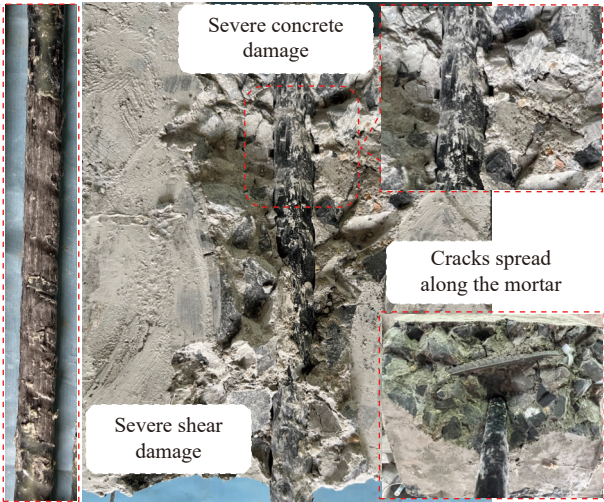
Fig. 6 Typical failure modes of specimens with CFRP-steel composite bar overlapped in CSSC



(a) Splitting failure



(b) Pull-out and splitting failure



(c) Pull-out and splitting failure (NC control group)

图 7 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接试件内部破坏模式

Fig. 7 Internal failure modes of specimens with CFRP-steel composite bar overlapped in CSSC

出过程中混凝土更严重的挤压破碎导致裂缝的发展更充分。对于复合筋直径为 14 mm 的不同搭接长度的试件，劈裂裂缝宽度大约为 0.35 mm，且随着混凝土强度的增大，裂缝宽度稍有减小，但保护层厚度对裂缝宽度的影响不显著。当搭接净距增大至 $2d_c$ 时，裂缝宽度有所减小，由于搭接净距增大后，搭接段复合筋被混凝土完全包裹，复合筋拔出时混凝土中的应力分布更均匀，混凝土的开裂程度减小。与未配箍试件相比，配箍试件的裂缝宽度显著减小，且随着配箍率的增大，裂缝宽度进一步减小，表明箍筋的配置限制了裂缝的发展从而有效减小了裂缝的宽度。

2.3 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接应力-滑移曲线

与本文类似研究中^[13-14]，采用搭接应力描述整个搭接长度内锚固力的大小。研究表明，混凝土中钢筋搭接连接试件界面上的搭接应力沿搭接长度分布不均匀，且长度越大应力分布越不均匀。定义加载过程中搭接试件经历的最大荷载为极限搭接荷载，根据试验量测的荷载值 P_u 及搭接长度 l_s ，由下式计算搭接区嵌入筋表面的平均搭接应力：

$$\tau_u = \frac{P_u}{\pi d_c l_s} \tag{1}$$

式中： τ_u 为嵌入筋与混凝土界面间的平均搭接应力最大值，记作界面搭接强度 (MPa)； d_c 为嵌入筋的截面直径 (mm)； l_s 为嵌入筋的搭接长度 (mm)； P_u 为试件在搭接试验中的实测极限荷载 (N)。本文中 27 组 81 个搭接试件的试验结果汇总如表 1 所示。

不同试验参数下每组 3 个搭接试件自由端的搭接应力-滑移曲线 (τ - s 曲线) 如图 8 所示，其中自由端的滑移值为施力筋与混凝土的界面相对滑移。由图可见，搭接试件的典型 τ - s 曲线的形式大致分为两类：第一类曲线包含上升段、下降段和残余段，发生拔出-劈裂破坏试件的 τ - s 曲线呈现此特征；第二类曲线仅包含上升段，发生劈裂破坏或拉断破坏试件的 τ - s 曲线呈现此特征。根据实测的搭接试件 τ - s 曲线，绘制典型的 τ - s 曲线示意图如图 8(a)、图 8(b) 所示。结合搭接试验观察到的破坏形态和材料的特性，对 τ - s 曲线的形式和内在机制进行描述分析。

首先，试件的搭接应力由化学胶着力、机械咬合力和摩擦力三部分组成。其中，化学胶着力主要是养护过程中水泥晶体的生长和硬化产生的，当界面一旦发生滑移时，化学胶着力会立即丧失；

机械咬合力由复合筋肋纹间相互咬合及复合筋肋纹与混凝土间相互咬合形成, 肋纹参数及混凝土强度是其主要影响因素, 当肋纹或混凝土发生剪切破坏时, 界面间机械咬合力将显著降低; 摩擦力是界面发生相对滑移或具有相对滑移趋势时, 搭接连接处复合筋间相互挤压及复合筋与混凝土间相互挤压所产生。

(1) 第一类曲线特征

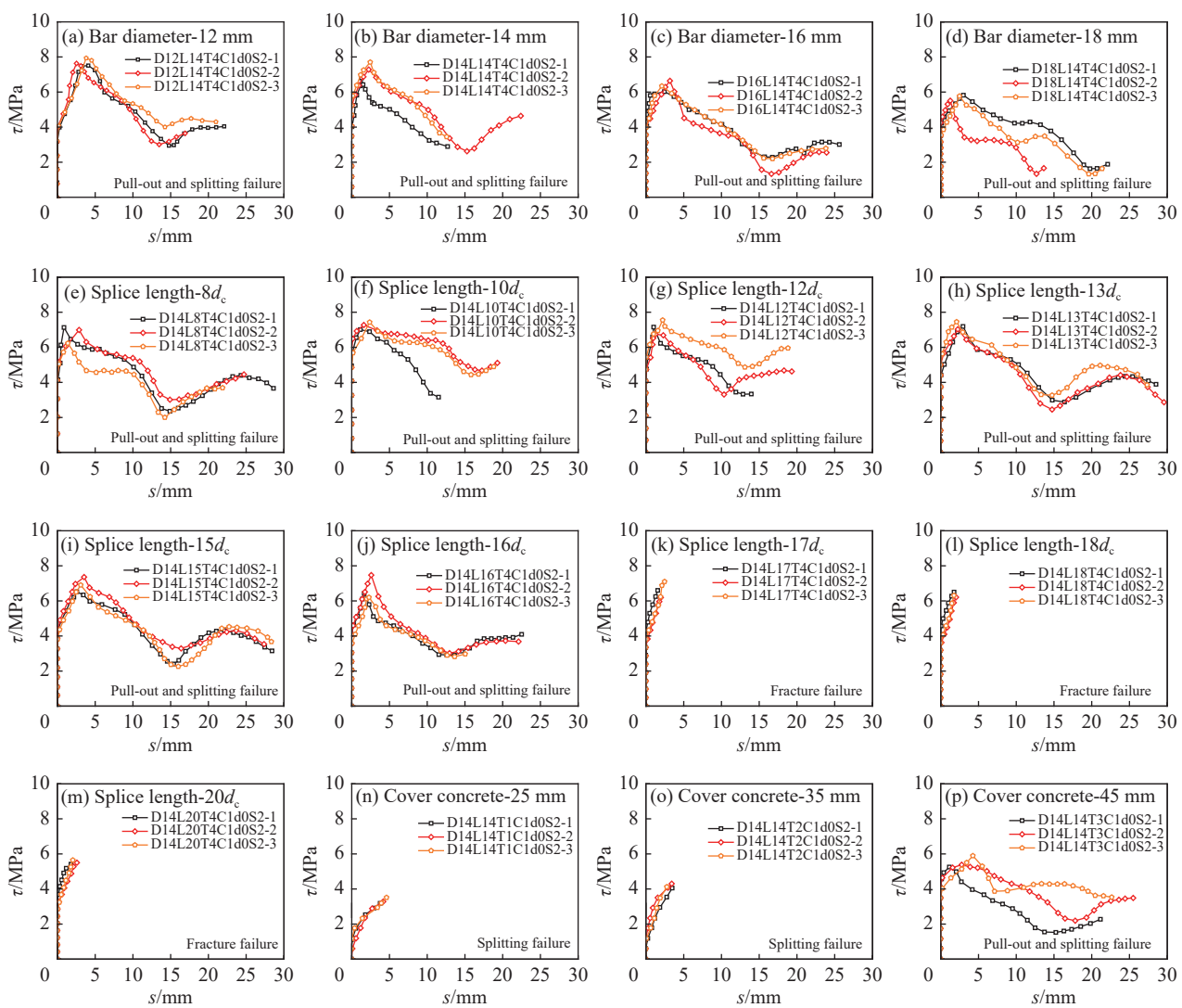
阶段①为微滑移段: 加载的初始阶段, 复合筋与 CSSC 间的胶结破坏和滑脱尚未发展至搭接全长, 相对滑移值很微小或几乎为 0, 界面的搭接应力主要由化学胶着力和摩擦力提供;

阶段②为滑移段: 随着搭接应力的增大, 搭接界面的滑移逐渐增大, 此时复合筋与 CSSC 间的胶结面已经被破坏, 因此界面的搭接应力由机械咬合力和摩擦力提供。同时, 界面的滑移过程

是由加载端逐渐传递至自由端的, 这将引起机械咬合力和摩擦力不断增大, 但是滑移值的增大也导致了复合筋肋纹的剪切磨损及界面间混凝土的挤压破碎。因此, 伴随着界面损伤搭接应力仍在继续增大, 但相同滑移量下增幅比例下降, 表现为 τ - s 曲线的刚度逐渐降低。

阶段③为下降段: 搭接应力达到峰值后, 试件的 τ - s 曲线出现下降段, 虽然此阶段界面的搭接应力仍由机械咬合力和摩擦力提供, 但搭接连接处发生了复合筋肋纹剪断和混凝土严重破碎, 这导致了搭接界面的机械咬合力显著降低。

阶段④为残余段: 当界面滑移值增至复合筋一个横肋间距时 (本文复合筋横肋间距约为 15 mm), 试件的 τ - s 曲线进入残余段, 此时复合筋逐渐被拔出, 自由端进入 CSSC 中, 自由端的横肋与 CSSC 产生摩擦力以抵抗拉应力直至破坏。



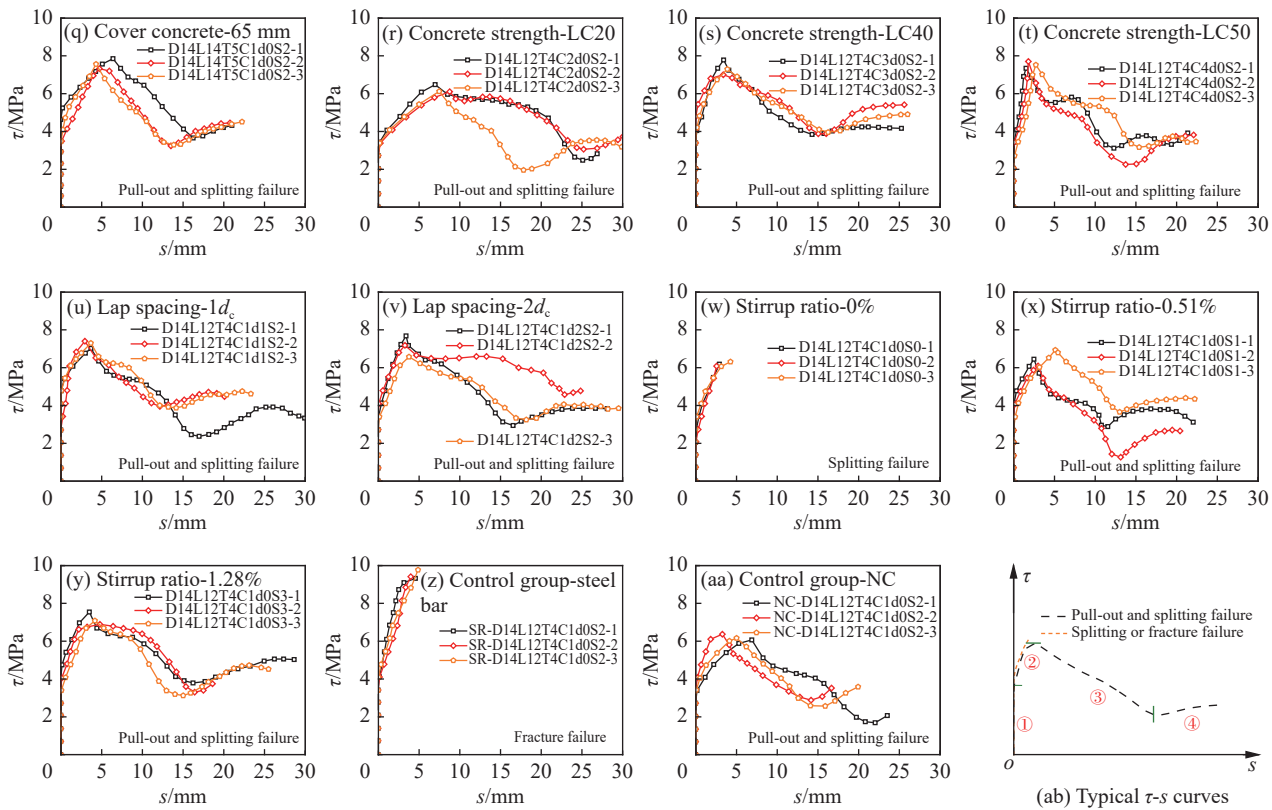


图 8 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接试件的搭接应力-滑移曲线 (τ - s 曲线) 及典型曲线示意

Fig. 8 Bond stress-slip (τ - s) curves and typical curve of specimens with CFRP-steel composite bar overlapped in CSSC

配箍筋且搭接长度小于 $17d_c$ 的搭接试件的 τ - s 曲线符合第一类曲线特征。由于配置箍筋避免了搭接试件发生混凝土劈裂破坏，且搭接长度小于 $17d_c$ 无法限制复合筋从 CSSC 中拔出，因此试件的 τ - s 曲线包含有下降段和残余段。

(2) 第二类曲线特征

阶段①为微滑移段：初始加载阶段，界面相对滑移值很微小或几乎为 0，搭接应力主要由化学胶着力和摩擦力提供；

阶段②为滑移段：随着界面相对滑移值的增大，机械咬合力的增大导致搭接应力显著提升，此时混凝土中的环向应力也显著增大，但界面相对滑移值仍很小。

未配箍筋或搭接长度 $\geq 17d_c$ 的搭接试件的 τ - s 曲线符合第二类曲线特征。对于未配箍筋的搭接试件，在阶段②时，混凝土中的环向应力大于其劈裂强度，搭接试件突然发生混凝土劈裂破坏；对于搭接长度 $\geq 17d_c$ 的搭接试件，在阶段②时，复合筋的极限拉伸力小于界面极限搭接力，搭接试件发生拉断破坏。因此，试件的 τ - s 曲线仅包含有微滑移段和滑移段，且极限荷载对应的滑移值较小。

3 影响因素分析

3.1 复合筋直径

图 9 为不同试验参数下试件的 τ - s 曲线对比，图 10 为不同试验参数下试件的搭接强度对比。由图 9(a) 和图 10(a) 可见，随着复合筋直径的增大，复合筋与 CSSC 的界面搭接强度逐渐降低。对比于复合筋直径 12 mm 的试件，直径为 14 mm、16 mm 和 18 mm 试件的搭接强度分别下降了 5.7%、17.8% 和 26.1%。随着复合筋直径的增大，界面的相对搭接面积在逐渐减小，导致了界面搭接强度的降低。此外，混凝土振捣时引起的骨料下沉和泌水导致复合筋表面生成了微空隙，且复合筋直径越大这种现象越显著。结合表 1 中的残余强度来看，随着复合筋直径的增大，界面的残余强度逐渐减小，这与复合筋直径越大试件的劈裂裂缝宽度越大相对应。由此可见，肋纹较深的复合筋拔出过程中引起的较大的混凝土劈裂导致了搭接试件界面残余强度的降低。从 τ - s 曲线形态来看，复合筋直径的增大对试件的搭接抗剪刚度 (曲线斜率) 和峰值搭接滑移量 (对应于极限荷载的滑移值) 的影响并不显著。

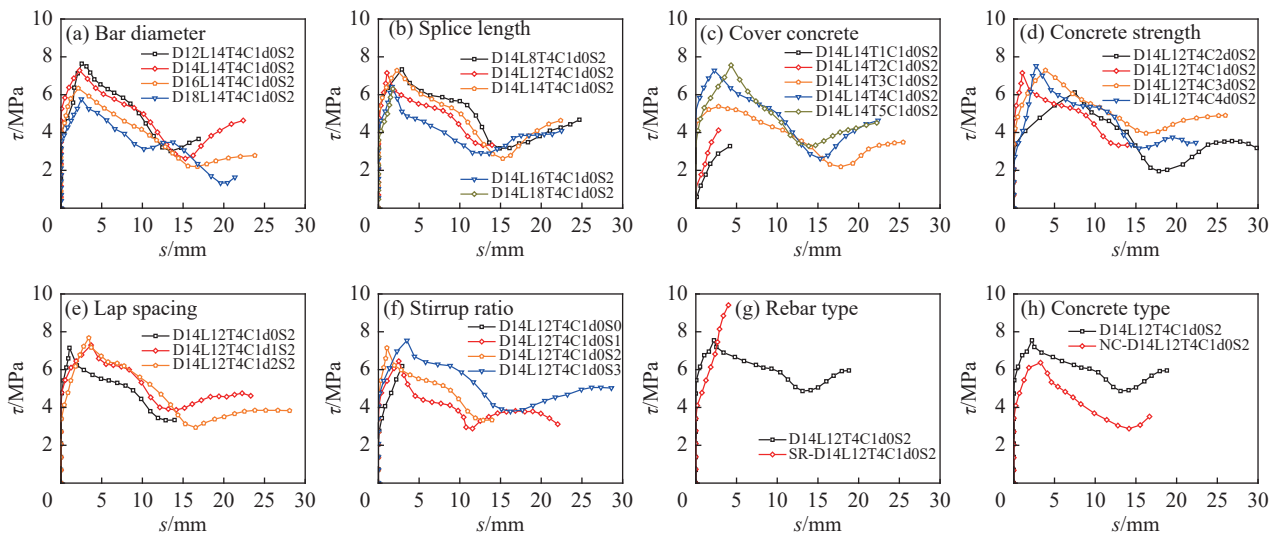


图 9 不同试验参数对 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接试件的 τ - s 曲线的影响

Fig. 9 Effects of different test variables on τ - s curves of specimens with CFRP-steel composite bar overlapped in CSSC

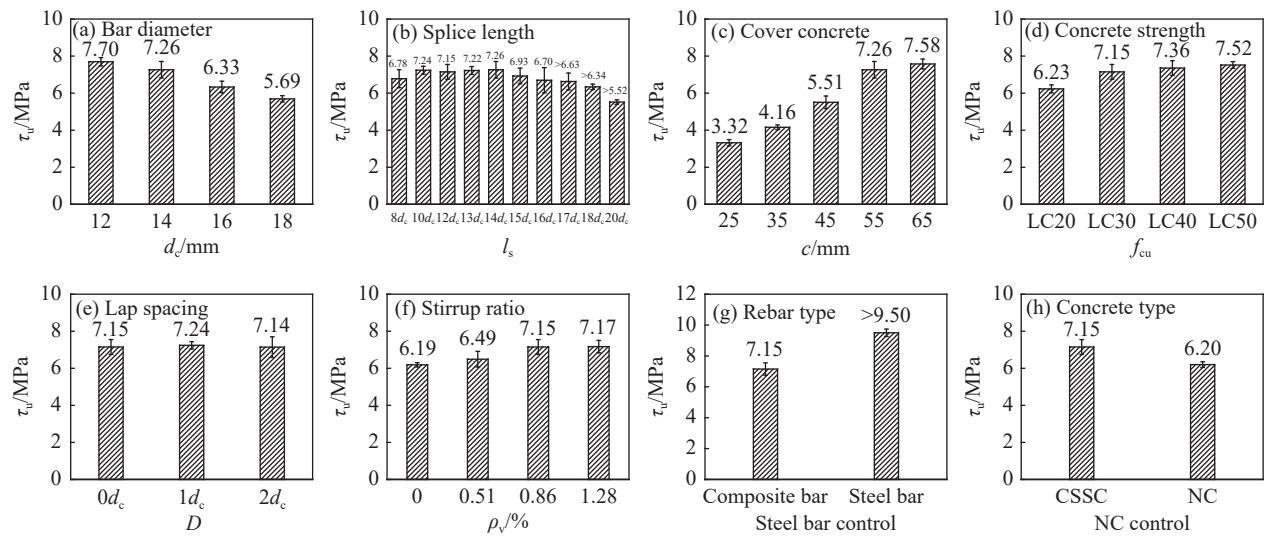


图 10 不同试验参数对 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接试件搭接强度的影响

Fig. 10 Effects of different test variables on splice strength of specimens with CFRP-steel composite bar overlapped in CSSC

3.2 搭接长度

由图 9(b) 和图 10(b) 可见, 当搭接长度小于 $14d_c$ 时, 试件的搭接强度约为 7.2 MPa。当搭接长度大于 $14d_c$ 时, 试件的搭接强度随搭接长度的增大逐渐减小。由于界面的搭接应力实际上呈不均匀分布, 靠近加载端的搭接应力大, 远离加载端的搭接应力小, 增大搭接长度使远离加载端应力较小的部分变长了, 因此平均搭接应力随之减小, 这种现象在搭接长度大于 $14d_c$ 后得以显现^[13]。搭接长度大于 $17d_c$ 后, 试件的搭接强度显著降低, 此时复合筋已经无法拔出, 转而发生拉断破坏, 因此界面搭接强度反映的并不是真实的界面搭接

强度, 而是小于实际搭接强度的一个值。结合表 1 中的残余强度来看, 搭接长度的变化对界面残余强度并无影响。从 τ - s 曲线形态来看, 随着搭接长度的增大, 试件的峰值搭接滑移量有所减小。由于增大搭接长度使复合筋与 CSSC 的机械咬合更加紧密, 搭接应力的快速增大造成在极限搭接应力时界面的相对滑移减小。

3.3 保护层厚度

由图 9(c) 和图 10(c) 可见, 随着保护层厚度的增大, 试件的界面搭接强度逐渐提高。对比于保护层厚度 25 mm 的试件, 保护层厚度为 35 mm、45 mm、55 mm 和 65 mm 试件的搭接强度分别提

高了 25.3%、65.9%、118.7% 和 128.3%。一方面，增大保护层厚度增强了复合筋外部混凝土的抗劈裂能力，从而提高了界面的搭接强度；另一方面，为防止试件发生劈裂破坏，当保护层大于 35 mm 时，试件尺寸允许配置箍筋，箍筋限制劈裂裂缝产生，进一步增大了界面的搭接强度。此外，与保护层厚度 25 mm 的试件相比，未配箍筋且保护层厚度为 55 mm 的试件 (D14L12T4C1d0S0) 的搭接强度提高了 86.4%。结合配箍筋试件的搭接强度提升效果来看，保护层厚度的增大及箍筋的配置均可有效提高界面搭接强度。但是，当保护层厚度大于 55 mm ($4d_c$) 后，增大保护层厚度对提高界面搭接强度的效果显著减弱。结合表 1 中的残余强度来看，保护层厚度的增大相应地提高了界面残余强度，这与保护层厚度越大试件的劈裂裂缝宽度越小相对应。从 τ - s 曲线形态来看，随着保护层厚度的增大，试件的界面搭接抗剪刚度显著增大，由于增加保护层厚度提高了混凝土抵抗复合筋拔出所产生的环向力，从而增大了混凝土发生劈裂时的极限对拉力。上述分析表明，当保护层厚度大于 $4d_c$ 时，增大保护层厚度对界面搭接性能的影响较小。

3.4 混凝土强度

由图 9(d) 和图 10(d) 可见，随着混凝土强度的增大，试件的界面搭接强度逐渐升高。对比于强度为 LC20 的试件，强度为 LC30、LC40 和 LC50 试件的搭接强度分别提高了 14.8%、18.1% 和 20.7%，这是由于随着混凝土强度的增大，复合筋与 CSSC 间的机械咬合力提高。同时，强度小于 LC30 时试件的搭接强度随着混凝土强度的增大提高显著，但强度大于 LC30 时搭接强度的提高比例减小。由于珊瑚骨料自身的低强度导致 CSSC 中裂缝开展时可直接穿过骨料，当混凝土强度大于 LC30 后强度的提高无法有效地限制内部裂缝的发展^[15]。结合表 1 中的残余强度来看，混凝土强度的增大相应地提高了界面残余强度，同样是混凝土强度小于 LC30 时提升更显著。从 τ - s 曲线形态来看，当混凝土强度由 LC20 提升为 LC30 时，试件的界面搭接抗剪刚度显著增大，这主要得益于界面间机械咬合力的增强。同时，试件的峰值搭接滑移量也显著减小，说明增大混凝土强度强化了界面间的嵌固作用。综上所述，当强度大于 LC30 时，增大 CSSC 的强度对界面搭接强度的影响较小。

3.5 搭接净距

由图 9(e) 和图 10(e) 可见，随着搭接净距的增大，试件的搭接强度变化较小，在 0.1 MPa 以内，表明搭接净距对搭接强度的影响基本可以忽略。虽然增大搭接净距增加了复合筋被混凝土包裹的面积，但试验中观察到搭接净距较大试件的劈裂裂缝出现稍早，由于搭接净距的增大也导致了更大的偏心力矩，因此在限位钢板的作用下保护层混凝土需要抵消更大的偏心力矩，这削弱了粘结面积增大对搭接强度的增强效果。结合表 1 中的残余强度来看，搭接净距的变化对界面残余强度并无影响。从 τ - s 曲线形态来看，搭接净距的增大也导致了试件的界面搭接抗剪刚度减小，相应地试件的峰值搭接滑移量逐渐增大。

3.6 配箍率

由图 9(f) 和图 10(f) 可见，随着配箍率的增大，界面搭接强度逐渐增大。与未配箍试件相比，配箍率为 0.51%、0.86% 和 1.28% 试件的界面搭接强度分别增大了 4.8%、15.5% 和 15.8%。配置箍筋后搭接试件的破坏形态也从劈裂破坏变为拔出-劈裂破坏，且随着配箍率的增大，劈裂裂缝的宽度逐渐减小，界面的残余强度也有所增大。这是由于箍筋的配置增加了复合筋周边 CSSC 的环向刚度，对被拔出的核心 CSSC 施加了一定的约束，从而增加了界面处混凝土的抗剪强度，限制了劈裂裂缝的产生和发展，进而使搭接强度和残余强度得以提高^[16]。但是，当配箍率大于 0.86% 后，继续增大配箍率对界面搭接强度的影响不显著。从 τ - s 曲线形态来看，配箍率的增大提高了界面的搭接抗剪刚度，还减缓了曲线极限强度后的下降速率。综上所述，合理地配置箍筋可有效提高复合筋与 CSSC 的界面搭接性能。

3.7 嵌入筋种类

由图 9(g) 和图 10(g) 可见，与嵌入复合筋试件相比，嵌入相同直径钢筋试件的界面搭接强度增大幅度超过 33%。当搭接长度均为 $12d_c$ 时，复合筋试件发生拔出-劈裂破坏，而钢筋对照试件却发生拉断破坏。出现上述结果的原因是：对比于钢筋，复合筋表面的肋纹较浅，且抗剪切性能较差，因此复合筋与混凝土界面间的机械咬合力显著低于钢筋与混凝土界面。同时，由于钢筋对照试件界面搭接荷载大于钢筋的屈服荷载，导致 CSSC 中的钢筋无法拔出。从 τ - s 曲线形态来看，发生拉断破坏的钢筋对照试件的曲线无下降段，但两类

试件的界面搭接抗剪刚度和峰值搭接滑移量较接近。

3.8 混凝土种类

由图 9(h) 和图 10(h) 可见, 与 NC 试件相比, CSSC 试件的界面搭接强度增大了 16.3%, 界面残余强度增大了 35.3%。同时, 两类试件的破坏形态均为拔出-劈裂破坏, 但图 7 显示 NC 试件中复合筋周边的裂缝沿砂浆层发展, 而 CSSC 试件中裂缝可延伸穿过骨料, 珊瑚骨料自身强度低于砂浆层是出现这种差异的主要原因, 这也反映了为何强度大于 LC30 后, 增大 CSSC 的强度无法显著提高界面搭接强度。此外, 由于 CSSC 的立方体抗压强度和劈裂抗拉强度分别比 NC 的高 5.2 MPa 和 0.18 MPa, 因此混凝土强度的差异是影响两类试件界面搭接强度的主要因素。从 τ - s 曲线形态来看, 两类试件的界面搭接抗剪刚度相差较小, 实际上 CSSC 的强度是显著高于 NC 的, 这也进一步说明珊瑚骨料无法有效限制裂缝的开展, 导致了复合筋与 CSSC 界面粘结性能降低。

4 搭接长度计算公式

4.1 现有相关公式

目前, 尚未发现有涉及 CFRP-钢复合筋在混凝土中搭接性能的研究, 但本文的试验结果表明复合筋与混凝土界面间的搭接性能相似于 FRP 筋,

而涉及 FRP 筋在混凝土中搭接性能的研究已有一些, 各国 FRP 筋增强混凝土设计规范中也都对搭接长度的取值做出了详细规定^[17-21], 因此本文首先归纳总结了已有关于 FRP 筋在混凝土中搭接长度的计算方法(表 4), 以验证其对复合筋在 CSSC 中搭接长度设计的可行性和适用性。

结合本文实测材料性能指标, 采用表 4 中所列公式计算搭接试件的理论搭接强度和搭接长度, 并与复合筋在 CSSC 中实测基本搭接长度进行对比, 相关计算结果见表 5。可见, 式 (2) 搭接强度的计算值与实测值之比的范围介于 0.71~1.76, 式 (4) 的计算值与实测值之比的范围介于 0.73~1.59, 且比值的标准差均接近于 0.2, 表明上述搭接强度公式的计算结果准确性较差, 并不适用于复合筋与 CSSC 界面搭接强度的计算。主要原因是这些公式均未考虑箍筋约束对搭接强度的影响, 这与试验结果并不相符。此外, 已有公式均是基于 FRP 筋在 NC 中的搭接性能研究提出的, 材料性能的差异也对公式的适用性产生影响。根据本文的试验结果, 搭接长度为 238 mm 的试件发生复合筋拉断破坏。然而, 除式 (2) 外, 其他规范公式的计算搭接长度均远大于 238 mm。尽管规范中公式的计算结果一般会考虑到安全系数的影响, 但计算值与试验值的比值均超过 2.5 倍, 表明了

表 4 混凝土中纤维增强复合材料 (FRP) 筋搭接长度计算公式

Table 4 Equations for splice length of fiber-reinforced polymer (FRP) bars in concrete

Ref.	Equations	Number
Hui ^[17]	$\tau_{ul} = \frac{f_{fu}}{0.48 f_{fu}/f_{ts} - 32.5}, l_s = \left(0.12 \frac{f_{fu}}{f_{ts}} - 8.125\right)d$	(2)
GB/T 50608—2020 ^[18]	$l_d = \frac{f_{fu}}{8 f_{ts}}d, l_s = \zeta_1 l_d \geq 300$	(3)
ACI 440.1R—15 ^[19]	$\tau_{ul} = \left(0.33 + 0.025 \frac{c}{d} + 8.3 \frac{d}{l}\right)\sqrt{f'_c},$ $l_d = \frac{\alpha f_{fu}/0.083 \sqrt{f'_c} - 340}{13.6 + c/d}d, l_s = 1.3l_d$	(4)
CAN/CSA S806—12 ^[20]	$l_d = 1.15 \frac{k_1 k_2 k_3 k_4 k_5}{d_{cs}} \frac{f_{fu}}{\sqrt{f'_c}} A_b \geq 300, l_s = 1.3l_d$	(5)
JSCE 97 ^[21]	$l_d = \alpha_1 \frac{f_{fu}}{4 f_{bod}}d > 20d, f_{bod} = 0.22 \alpha_2 f_c^{2/3},$ $k_c = \frac{c}{d} + \frac{15 A_{sv}}{sd} \frac{E_{sv}}{E_f}, l_s = (1.0l_d, 1.3l_d, 1.7l_d)$	(6)

Notes: τ_{ul} —Splice strength; d —Bar diameter; l_d —Anchorage length; ζ_1 —Coefficient for lap splice ratio; f_{fu} —Tensile strength of FRP bar; f_{ts} —Tensile strength of concrete; l —Bond length; c —Lesser of the cover to the centre of the bar or one-half of the centre-on-centre spacing of the bars; α —FRP bar location factor; k_1 —FRP bar location factor; k_2 —Concrete density factor; k_3 —FRP bar size factor; k_4 —Factor related to FRP bar type; k_5 —Factor related to FRP bar surface profile; A_b —Area of individual rebar; d_{cs} —Lesser of the concrete surface to the center of the bar or two-thirds of the center-to-center spacing of bars being developed; $\alpha_1=1.0$ for $k_c \leq 1.0$, 0.9 for $1.0 < k_c \leq 1.5$, 0.8 for $1.5 < k_c \leq 2.0$, 0.7 for $2.0 < k_c \leq 2.5$, 0.6 for k_c greater than 2.5; k_c —Undetermined coefficient calculated according to Eq.(6); α_1 —Factor related to k_c ; f_{bod} —Design bond strength of concrete; α_2 —Modification factor for bond strength of FRP bar; A_{sv} —Cross-sectional area of stirrup; E_{sv} —Elastic modulus of stirrup; s —Spacing between stirrups; E_f —Elastic modulus of FRP bar.

表 5 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接试件相关公式计算结果和实测结果对比

Table 5 Comparison between calculated results of relevant formulas and measured results for specimens with CFRP-steel composite bar overlapped in CSSC

Specimen	τ_u /MPa	τ_{ul} /MPa	τ_{ul}/τ_u	τ_{u2} /MPa	τ_{u2}/τ_u	l_{s1} /mm	l_{s2} /mm	l_{s3} /mm	l_{s4} /mm	l_{s5} /mm
D12L14T4C1d0S2	7.70	5.50	0.71	5.65	0.73	371	635	999	1 477	1 025
D14L14T4C1d0S2	7.26	5.85	0.81	5.56	0.77	331	602	916	1 400	971
D16L14T4C1d0S2	6.33	5.98	0.94	5.50	0.87	349	648	991	1 508	1 046
D18L14T4C1d0S2	5.70	6.10	1.07	5.45	0.96	364	691	1 055	1 607	1 239
D14L8T4C1d0S2	6.78	5.85	0.86	7.99	1.18	331	602	916	1 400	971
D14L10T4C1d0S2	7.24	5.85	0.81	6.86	0.95	331	602	916	1 400	971
D14L12T4C1d0S2	7.15	5.85	0.82	6.10	0.85	331	602	916	1 400	971
D14L13T4C1d0S2	7.22	5.85	0.81	5.81	0.81	331	602	916	1 400	971
D14L15T4C1d0S2	6.93	5.85	0.84	5.35	0.77	331	602	916	1 400	971
D14L16T4C1d0S2	6.70	5.85	0.87	5.16	0.77	331	602	916	1 400	971
D14L17T4C1d0S2	6.63	5.85	0.88	4.99	0.75	331	602	916	1 400	971
D14L18T4C1d0S2	6.34	5.85	0.92	4.85	0.76	331	602	916	1 400	971
D14L20T4C1d0S2	5.52	5.85	1.06	4.60	0.83	331	602	916	1 400	971
D14L14T1C1d0S0	3.32	5.85	1.76	5.27	1.59	331	602	1 043	1 400	1 079
D14L14T2C1d0S0	4.16	5.85	1.41	5.37	1.29	331	602	997	1 400	1 079
D14L14T3C1d0S2	5.51	5.85	1.06	5.47	0.99	331	602	955	1 400	971
D14L14T5C1d0S2	7.57	5.85	0.77	5.66	0.75	331	602	880	1 400	971
D14L12T4C2d0S2	6.23	4.64	0.74	5.70	0.91	417	719	1 006	1 499	1 064
D14L12T4C3d0S2	7.36	6.16	0.84	6.57	0.89	314	580	826	1 301	880
D14L12T4C4d0S2	7.52	7.25	0.96	6.87	0.91	267	515	775	1 244	830
D14L12T4C1d1S2	7.24	5.85	0.81	6.10	0.84	331	602	916	700	863
D14L12T4C1d2S2	7.14	5.85	0.82	6.10	0.85	331	602	916	560	755
D14L12T4C1d0S0	6.19	5.85	0.95	6.10	0.99	331	602	916	1 400	1 079
D14L12T4C1d0S1	6.49	5.85	0.90	6.10	0.94	331	602	916	1 400	1 079
D14L12T4C1d0S3	7.17	5.85	0.82	6.10	0.85	331	602	916	1 400	971
NC-										
D14L12T4C1d0S2	6.20	5.19	0.84	5.78	0.93	372	658	988	1 479	1 045
Mean value			0.93		0.91					
Standard deviation			0.22		0.18					

Notes: τ_{ul} —Splice strength calculated by Eq.(2); τ_{u2} —Splice strength calculated by Eq.(4); l_{s1} —Splice length calculated by Eq.(2); l_{s2} —Splice length calculated by Eq.(3); l_{s3} —Splice length calculated by Eq.(4); l_{s4} —Splice length calculated by Eq.(5); l_{s5} —Splice length calculated by Eq.(6).

现有规范中搭接长度计算公式的不适用性。此外，式 (2) 中的搭接长度公式是在搭接强度的基础上建立的，同样忽略了箍筋对复合筋搭接长度的影响和贡献，因此建议在本试验研究的基础上进一步完善相关公式的建立。

4.2 本文建立公式

基于本文搭接试验结果可知，影响 CSSC 中复合筋搭接强度的主要因素包括复合筋搭接长度、混凝土强度、配箍率、搭接净距及保护层厚度等。参考惠慧 [17] 及美国规范 ACI 440.1R—15 [19] 所建立的 FRP 筋在 NC 中的搭接强度公式形式，基于本文 69 个非拉断破坏试件的试验结果，经参数拟合和识别后得到下式所示 CSSC 中复合筋搭接强度 τ_{ul} 的预测公式：

$$\tau_{ul} = \left(0.78 + 0.28 \frac{d_c}{l} \right) \left(0.51 + 0.81 \frac{c}{d_c} + 0.52 \rho_v \right) f_t \quad (7)$$

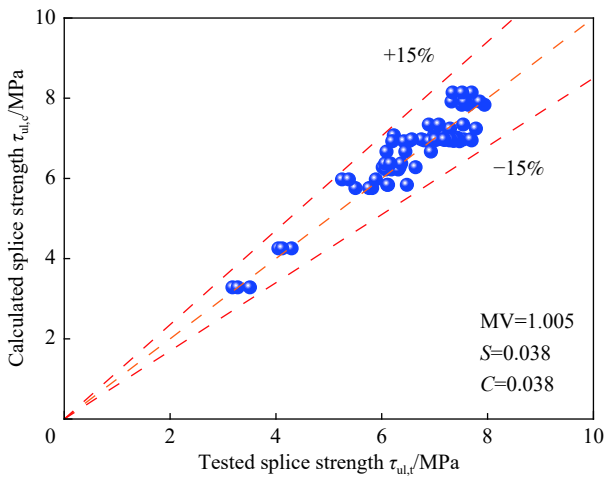
式中： l 为搭接长度； c 为保护层厚度； ρ_v 为配箍率； f_t 为 CSSC 的劈裂抗拉强度。

将相关参数代入式 (7) 可计算得到各试件的界面搭接强度，结果见表 1。式 (7) 计算结果与试验结果的对比如图 11 所示，计算值与试验值之比的平均值为 1.005，标准差 0.038，变异系数为 0.038，表明本文所建立的 CSSC 中复合筋搭接强度公式计算精度较高，计算值与试验值吻合良好。

定义复合筋屈服与复合筋拔出-劈裂破坏同时发生时的搭接长度为临界屈服搭接长度 l_{sy} 、复合筋拉断与复合筋拔出-劈裂破坏同时发生时的搭接长度为临界极限搭接长度 l_{su} ，则有

$$\tau_{ul} \pi d_c l_{sy} = f_{cfy} \left(\frac{\pi d_c^2}{4} \right) \quad (8)$$

$$\tau_{ul} \pi d_c l_{su} = f_{cfu} \left(\frac{\pi d_c^2}{4} \right) \quad (9)$$



S—Standard deviation; C—Coefficient of variation; MV—Mean value

图 11 CSSC 中 CFRP-钢复合筋搭接强度计算值与试验值对比

Fig. 11 Comparison between calculated and tested splice strength of specimens with CFRP-steel composite bar overlapped in CSSC

式中： f_{cfy} 为搭接复合筋的屈服强度； f_{cfu} 为搭接复合筋的极限强度。

将式 (7) 代入式 (8) 和式 (9)，则有

$$l_{sy} = \frac{f_{cfy}d_c}{1.77(1 + 1.59c/d_c + 1.02\rho_v)f_t} - 0.36d_c \tag{10}$$

$$l_{su} = \frac{f_{cfu}d_c}{1.77(1 + 1.59c/d_c + 1.02\rho_v)f_t} - 0.36d_c \tag{11}$$

将各试件参数代入式 (10) 和式 (11) 可计算得到各试件的临界屈服搭接长度和临界极限搭接长度，结果见表 1。可知：计算的搭接长度可以较准确地反映各试验参数下试件的破坏形态。以本文为例，对于复合筋直径 $d_c=14\text{ mm}$ 、屈服强度 $f_{cfy}=342\text{ MPa}$ 、极限强度 $f_{cfu}=553\text{ MPa}$ 、保护层厚度 $c=55\text{ mm}$ 、混凝土劈裂抗拉强度 $f_t=2.09\text{ MPa}$ 、配箍率 $\rho_v=0.86\%$ 、搭接净距 $D=0d_c$ 的搭接试件，试验测得的临界屈服搭接长度和临界极限搭接长度分别介于 140~168 mm 和 224~238 mm 之间，根据本文建立相关公式计算得到的临界屈服搭接长度和临界极限搭接长度分别为 172 mm 和 281 mm，计算结果稍大于试验结果，与试验结果相符。

式 (9) 运用于工程中时较繁琐复杂，需进行化简。考虑复合筋纵向拉伸强度具有一定离散性，为保证结构具有一定的安全储备，其抗拉强度的设计值 f_{ctud} 取为极限抗拉强度的 70%。试验结果表明尽管保护层厚度对搭接强度的影响显著，但保护层厚度超过 $4d_c$ 后，其对界面搭接强度的影响显著减小。因此，当 $\rho_v=0\%$ 即不配箍筋时， $c/d_c=4$ ，则式 (11) 的简化形式为

$$l_{su} = 0.076 \frac{f_{ctud}}{f_t} d_c \tag{12}$$

此外，我国《混凝土结构设计规范》(GB/T 50010—2010)^[22] 中强调“当锚固钢筋的保护层厚度不大于 $5d$ 时，锚固长度范围内应配置横向构造钢筋，其直径不应小于 $d/4$ ”。本试验结果还表明当箍筋间距小于 60 mm (配箍率大于 0.86%) 时，界面搭接强度随配箍率的增大变化较小。因此，当配箍筋时，搭接连接处的配箍率应大于 0.86%， $\rho_v=0.86\%$ 。根据一般的构造要求，至少取 $c/d_c=2$ ，则式 (11) 的简化形式为

$$l_{su} = 0.112 \frac{f_{ctud}}{f_t} d_c \tag{13}$$

对比式 (12) 和 (13) 发现，配箍筋时简化计算公式的安全性高于未配箍筋的，因此建议统一用式 (13) 计算 CSSC 中复合筋极限搭接长度。根据试验中试件的破坏形态，当 $l_s \geq 17d_c$ 后试件均发生了复合筋拉断破坏，且当 $l_s = 20d_c$ 时试件的端部已无裂缝产生。说明在本试验的特定条件下，搭接长度取为 $20d_c$ 时，搭接长度已足够。综上，CSSC 中复合筋的极限搭接长度可由下式确定：

$$l_s = \max \left\{ 20d_c, \left(0.112 \frac{f_{ctud}}{f_t} d_c \right) \right\} \tag{14}$$

5 结论

(1) 未配箍筋的试件均发生混凝土劈裂破坏；在配箍筋的试件中，当搭接长度小于 17 倍复合筋直径 ($17d_c$) 时，发生拔出-劈裂破坏，反之则发生复合筋拉断破坏。发生拔出-劈裂破坏时，复合筋表面发生严重的剪切损伤，且珊瑚海砂海水混凝土 (CSSC) 中混凝土裂缝从珊瑚骨料内部穿过，但普通混凝土 (NC) 中裂缝却沿着砂浆层开展。

(2) 随着复合筋直径的增大，界面的相对搭接面积在逐渐减小，导致了搭接强度的降低；当搭接长度小于 $14d_c$ 时，试件的搭接强度约为 7.2 MPa，当搭接长度大于 $14d_c$ 时，试件的搭接强度随搭接长度的增大逐渐减小；保护层厚度大于 $4d_c$ 或 CSSC 强度大于 30 MPa 后，试件搭接强度的变化基本上可以忽略。

(3) 随着搭接净距的增大，试件的搭接强度变化较小，在 0.1 MPa 以内；随着配箍率的增大，界面搭接强度逐渐增大，劈裂裂缝的宽度显著减小；与钢筋试件相比，复合筋试件搭接强度的降幅超过 25%；与 NC 试件相比，CSSC 试件的搭接

强度增大了 16.3%，混凝土强度的差异是影响两类试件搭接强度的主要因素。

(4) 考虑到复合筋与混凝土界面搭接性能类似于纤维增强复合材料 (FRP) 筋，本文验证了 FRP 筋在混凝土中搭接长度计算公式对复合筋在 CSSC 中搭接长度设计的适用性，结果表明相关公式计算值与试验值的比值均超过 2.5 倍，表明计算结果均较保守。主要原因是这些公式均未考虑箍筋约束对搭接强度的影响，且材料性能的差异也对公式的适用性产生影响。

(5) 基于试验结果，建立了 CSSC 中复合筋搭接强度及搭接长度计算公式，计算结果与试验结果相符，但公式形式较复杂。因此，参考我国《混凝土结构设计规范》中的做法对搭接长度的计算公式进行简化，并结合试验提出搭接长度不应小于 $20d_c$ 的限值要求。

参考文献:

- [1] 蔡新光, 赵青, 陈惠苏. 珊瑚混凝土研究现状[J]. 硅酸盐学报, 2021, 49(8): 1753-1764.
CAI Xinguang, ZHAO Qing, CHEN Huisu. Research progress in coral concrete[J]. Journal of the Chinese Ceramic Society, 2021, 49(8): 1753-1764(in Chinese).
- [2] 施养杭, 王丹芳, 吴泽进. 海砂混凝土及其耐久性保护[J]. 工程力学, 2010, 27(S2): 212-216.
SHI Yanghang, WANG Danfang, WU Zejin. Durability protection of sand concrete[J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(S2): 212-216(in Chinese).
- [3] 苏晨, 麻海燕, 余红发, 等. 不同珊瑚骨料对珊瑚混凝土力学性能的影响[J]. 硅酸盐学报, 2020, 48(11): 1771-1780.
SU Chen, MA Haiyan, YU Hongfa, et al. Effect of different coral aggregates on mechanical properties of coral concrete[J]. Journal of the Chinese Ceramic Society, 2020, 48(11): 1771-1780(in Chinese).
- [4] ANGST U, ELSENER B, LARSEN C K, et al. Critical chloride content in reinforced concrete—A review[J]. Cement and Concrete Research, 2009, 39(12): 1122-1138.
- [5] ZHANG L, NIU D T, WEN B, et al. Corrosion behavior of low alloy steel bars containing Cr and Al in coral concrete for ocean construction[J]. Construction and Building Materials, 2020, 258: 119564.
- [6] 朱虹, 董志强, 吴刚, 等. FRP筋混凝土梁的刚度试验研究和理论计算[J]. 土木工程学报, 2015, 48(11): 44-53.
ZHU Hong, DONG Zhiqiang, WU Gang, et al. Experimental study and theoretical calculation on the flexural stiffness of concrete beams reinforced with FRP bars[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(11): 44-53(in Chinese).
- [7] 郑百林, 李伟, 张伟伟, 等. 增强混凝土中FRP包覆筋研究(I): 微结构设计[J]. 复合材料学报, 2004, 22(1): 33-37.
ZHENG Bailin, LI Wei, ZHANG Weiwei, et al. Mechanics behavior of FRP wrapped rebar reinforced concrete (I): Microstructure design and analyses[J]. Acta Materialae Compositae Sinica, 2004, 22(1): 33-37(in Chinese).
- [8] 郝庆多, 王言磊, 欧进萍. GFRP/钢绞线复合筋粘结锚固试验研究及设计建议[J]. 土木工程学报, 2008, 41(4): 40-48.
HAO Qingduo, WANG Yanlei, OU Jinping. Experimental study and design recommendation on the bond between GFRP/steel wire composite rebars and concrete[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(4): 40-48(in Chinese).
- [9] 吴刚, 罗云标, 吴智深, 等. 钢-连续纤维复合筋(SFCB)力学性能试验研究与理论分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(3): 53-61.
WU Gang, LUO Yunbiao, WU Zhishen, et al. Experimental and theoretical studies on the mechanical properties of steel-FRP composite bars[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(3): 53-61(in Chinese).
- [10] ZHOU Y W, ZHENG Y W, PAN J, et al. Experimental investigations on corrosion resistance of innovative steel-FRP composite bars using X-ray microcomputed tomography[J]. Composites Part B: Engineering, 2019, 161: 272-284.
- [11] 中国工程建设标准化协会. 珊瑚骨料混凝土应用技术规程: T/CECS 694—2020[S]. 北京: 中国计划出版社, 2020.
China Engineering Construction Standardization Association. Technical specification for coral aggregate concrete: T/CECS 694—2020[S]. Beijing: China Planning Press, 2020(in Chinese).
- [12] 罗云标, 吴刚, 吴智深, 等. 钢-连续纤维复合筋(SFCB)的生产制备研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2009, 31(1): 28-34.
LUO Yunbiao, WU Gang, WU Zhishen, et al. Study on fabrication technique of steel fiber composite bar (SFCB)[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2009, 31(1): 28-34(in Chinese).
- [13] 马福栋, 邓明科, 孙宏哲, 等. 变形钢筋/超高性能混凝土搭接粘结性能[J]. 复合材料学报, 2021, 38(11): 3912-3924.
MA Fudong, DENG Mingke, SUN Hongzhe, et al. Bond behavior of deformed steel bars lap-splice in ultra high performance concrete[J]. Acta Materialae Compositae Sinica, 2021, 38(11): 3912-3924(in Chinese).
- [14] 方志, 陈潇, 张门哲, 等. 活性粉末混凝土中带肋钢筋搭接性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(3): 20-28, 49.
FANG Zhi, CHEN Xiao, ZHANG Menzhe, et al. Experimental study on performance of lap-spliced ribbed steel bars in reactive powder concrete[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(3): 20-28, 49(in Chinese).

[15] 陈宗平, 周济, 陈宇良, 等. 珊瑚粗骨料海水混凝土力学性能试验研究[J]. *应用力学学报*, 2020, 37(5): 1999-2006.
CHEN Zongping, ZHOU Ji, CHEN Yuliang, et al. Experimental study on mechanical properties of coral coarse aggregate seawater concrete[J]. *Chinese Journal of Applied Mechanics*, 2020, 37(5): 1999-2006(in Chinese).

[16] MA F D, DENG M K, FAN H K, et al. Study on the lap-splice behavior of post-yield deformed steel bars in ultra high performance concrete[J]. *Construction and Building Materials*, 2020, 262: 120611.

[17] 惠慧. 玻璃纤维增强聚合物(GFRP)筋搭接性能试验研究[D]. 郑州: 郑州大学, 2014.
HUI Hui. Experimental study on the lap performance of tensile glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars[D]. Zhengzhou: Zhengzhou University, 2014(in Chinese).

[18] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 纤维增强复合材料工程应用技术标准: GB/T 50608—2020[S]. 北京: 中国标准出版社, 2020.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical standard for fiber reinforced polymer (FRP) in construction: GB/T 50608—2020[S]. Beijing: Standards Press of China, 2020(in Chinese).

[19] Committee of the American Concrete Institute. Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars: ACI 440.1R—15[S]. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2015.

[20] Canadian Standards Association. Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers: CAN/CSA S806—12[S]. Toronto: Canadian Standards Association International, 2012.

[21] UOMOTO T. Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials[M]. Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 1997: 47-49.

[22] 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/T 50010—2010[S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB/T 50010—2010[S]. Beijing: Standards Press of China, 2010(in Chinese).