文章编号：1000-4750(2015)01-0088-08

港珠澳大桥桥梁钢管复合桩设计方法研究

孟凡超[1]，吴伟胜[1]，刘明虎[1]，马建林[2]，邓　科[1]

(1. 中交公路规划设计院有限公司，北京 100088；2. 西南交通大学土木工程学院岩土工程系，成都 610031)

摘　要：介绍了港珠澳大桥项目概况及桥梁钢管复合桩工程设计方案。通过现场调研、资料收集、理论计算、数值模拟、室内外物理模型试验等手段，开展了大直径钢管复合桩受力性能试验和理论分析研究。详细分析了钢管与混凝土桩体的共同作用机理与协同工作性能，提出了钢管复合桩抗压刚度、抗弯刚度、竖向和水平承载能力计算方法，并验证了所提出的设计方法的正确性。研究成果对于完善钢管复合桩设计计算理论、优化施工工艺、相关规范修订、拓宽应用范围等提供了技术支持及实践依据。

关键词：桥梁工程；钢管复合桩；受力机理；刚度；承载能力；模型试验

中文分类号：U44　　**文献标志码：**A　　doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.07.0656

STUDY OF COMPOSITE STEEL PILE IN THE DESIGN OF HONG KONG-ZHUHAI-MACAO BRIDGE

MENG Fan-chao[1] , WU Wei-sheng[1] , LIU Ming-hu[1] , MA Jian-lin[2] , DENG Ke[1]

(1. CCCC Highway Consultants Co., Ltd. Beijing 100088, China;

2. Southwest Jiaotong University, School of Civil Engineering, Geotechnical Engineering Department, Chendu 610031, China)

Abstract: This paper presents a general project review of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge and the specialized design of composite steel piles. Based on the result of site investigation, data collection, theoretical calculation and numerical simulation, indoor and outdoor physical model test, the mechanical properties experiment and theoretical analysis of large diameter composite steel piles has been performed. The interaction mechanism of steel pipe and concrete have been studied, and the calculating method has been proposed and verified for the compressive stiffness, bending stiffness and the vertical and horizontal bearing capacity of composite steel pile. This research will contribute to improving the design calculation theory, optimizing the construction technology, revising relevant specifications, broadening the application scopes of composite steel piles.

Key words: bridge engineering; composite steel pile; action mechanism; stiffness; bearing capacity; model test

港珠澳大桥跨越珠江口伶仃洋海域，是连接香港特别行政区、广东省珠海市、澳门特别行政区的超级跨海通道，是列入《国家高速公路网规划》的重要交通建设项目，是具有国家战略意义的世界级跨海通道。

项目包括三项内容：海中桥隧工程、三地口岸、三地连接线。海中桥隧工程总长约 35.6 km，其中香港界内桥梁长约 6.0 km，粤港分界线至珠澳口岸之间的海中桥隧主体工程(简称“主体工程”)长约 29.6 km。主体工程采用桥隧组合方案，其中桥梁长约 22.9 km，沉管隧道长约 6 km，为实现桥隧转换设置两个长度各为 625m 的隧道人工岛。主体工程由粤港澳三地共同建设。

主体工程桥梁工程包括青州航道桥(主跨 458m

收稿日期：2013-07-23；修改日期：2013-12-13

基金项目：国家科技支撑计划项目港珠澳大桥跨海集群工程建设关键技术研究与示范项目(2011BAG07B00)

通讯作者：刘明虎(1971－)，男，湖北人，教授级高级工程师，学士，主要从事桥梁与地下工程结构设计研究(E-mail: liuminghu@vip.sina.com).

作者简介：孟凡超(1959－)，男，四川人，教授级高级工程师，学士，工程设计大师，主要从事桥梁结构设计研究(E-mail: mengfanchao@hpdi.com.cn)；
吴伟胜(1969－)，男，浙江人，教授级高级工程师，学士，主要从事桥梁结构设计研究(E-mail: wuws@163.com)；
马建林(1958－)，男，四川人，教授，博士，博导，主要从事岩土工程研究及教学(E-mail: majianlin01@126.com)；
邓　科(1977－)，男，广东人，高级工程师，博士，主要从事桥梁结构设计研究(E-mail: dengke_1977@163.com).

(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

双塔双索面钢箱梁斜拉桥)、江海直达船航道桥(主跨 2×258m 三塔中央索面钢箱梁斜拉桥)、九洲航道桥(主跨 268m 双塔中央索面组合梁斜拉桥)、深水区非通航孔桥(110m 钢箱连续梁)及浅水区非通航孔桥(85m 组合连续梁)。按 6 车道高速公路标准建设，设计行车速度 100 km/h。

1　桥梁基础设计方案

为将港珠澳大桥的阻水率控制在 10%以内，基础需埋置在海床以下。由于全线地质条件复杂，大部分区域覆盖层厚，预制沉箱或沉井方案对不同地质的适应性差，而且下沉较深、规模大、造价高，因此桥梁工程基础采用桩基础方案。

在广泛吸收国内外跨海桥梁基础建设的有益经验的基础上，通过对打入桩、钻孔灌注桩和钢管复合桩综合比选，最终确定采用钢管复合桩，钢管与钢筋混凝土共同组成桩结构主体。

通航孔桥基础采用变直径钢管复合桩。桩身由两部分组成：有钢管段、无钢管段。有钢管段的长度根据地质条件、结构受力、沉桩能力、施工期承载等综合确定。复合桩钢管内径 2450mm，钢管壁厚分 2 种：下部约 2m 范围壁厚 36mm，其余壁厚 25mm。钢管对接时内壁对齐，采用全熔透对接焊。在顶部一定区段钢管内壁设置 10 道剪力环。复合桩混凝土强度等级采用水下 C35，桩身根据受力配置钢筋。非通航孔桥复合桩钢管内径 2150mm(高墩区)/1950mm(低墩区)，桩身根据受力配置钢筋。其余与通航孔桥相同。

2　受力机理与设计方法研究

大直径钢管复合桩由于具有承载力高、延性好、可靠性好、便于施工、风险可控、费用相对经济等优点，特别是在承受荷载时，“钢管+核心混凝土”桩以复合体形式表现出良好的共同工作性能，使其在深海桩基工程中具有极大的发展前景。

虽然钢管复合桩以其优越的力学性能越来越受到工程界的重视和青睐，已经广泛应用于高层和超高层建筑、大型深水港口码头和跨海大桥工程等结构中，但目前国内外对于钢管复合桩复合结构的受力机理、协同工作性能以及设计计算理论还不完善，缺乏系统理论研究[1−6]。工程上常常只是把钢管作为钻孔桩的临时护壁，设计时未将钢管与核心混凝土作为复合体加以共同考虑。目前钢管复合桩计算理论和设计方法的研究大大落后于工程应用。有鉴于此，港珠澳大桥在钢管复合桩设计过程中，对钢管复合桩的沉降、承载力计算理论以及桩的合理结构形式等方面开展了系统的理论分析和试验研究，在充分了解其承载特性和荷载传递机理的基础上，获取了大直径钢管复合桩的各项设计参数及计算理论依据，并将研究成果应用于设计。

2.1　模型试验

2.1.1　试验目的

在考虑剪力环和泥皮/防腐涂层效应基础上，以大直径钢管复合桩在复杂受荷情况下(竖向、水平向荷载及弯矩作用下)的工作特性为研究对象，采用现场调研、资料收集、室内外试验、理论计算、数值模拟等多种技术路线，研究在压、弯、剪荷载共同作用下大直径钢管复合桩的工作特性、承载能力、变形特征等，考察钢管复合桩的协同工作性能及可靠性，为复合桩的各项设计参数及计算理论提供试验数据支撑和参考依据。

2.1.2　试件及加载装置

根据模型试验的相似性原则，共制作 14 个试件。其中，12 个试件钢管内壁带防腐涂层，2 个不带防腐涂层，2 个增大轴力试验，共进行 16 次模型试验，见表 1。试件加载段长度 1.2m，锚固段长度 0.4m。钢管面积与核心混凝土面积之比(管混比)为 4.1%；剪力环采用宽度 b=6mm、厚度 d=3mm 的钢片，间距分别为 1D(=30cm)、1.5D(=45cm)、2D(=60cm)、3D(=90cm)；泥皮厚度≈0.1mm(根据工程现场试桩试验确定)。采用原设计的配筋率进行试件配筋设计，纵向配筋为 8Φ8。钢管和混凝土均采用原设计材料类型和强度等级。剪力环与钢管内壁之间采用焊接连接。

表 1　试件尺寸及相关参数

Table 1　Dimension and relevant parameters of tested member

试验序号	试件编号	简要说明	钢管型号	直径 D/mm	厚度 t/mm	径厚比 D/t	测试段长度 l/mm	桩径比 l/D	总桩长 L/mm	试验类型	加载类型
1	W-ZY	钢筋混		294			2500	8.5	4100	压-弯-剪	A
2	W-PY	凝土桩		294			2500	8.5	4100	压-弯-剪	D

(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

(续表)

试验序号	试件编号	简要说明	钢管型号	直径 D/mm	厚度 t/mm	径厚比 D/t	测试段长度 l/mm	桩径比 l/D	总桩长 L/mm	试验类型	加载类型
3	G-PY	钢管无剪力环无泥皮	ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	D
4	G-ZTC		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	推出	A
5	G-J-PY	钢管有剪力环无泥皮	ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	D
6	G-J-TC		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	推出	C
7	G-N-PY	钢管无剪力环有泥皮	ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	B
8	G-N-PY2 (无防腐层)		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	B
9	G-N-TC		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	推出	C
10	G-N-TC2 (无防腐涂层)		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	推出	C
11	G-J-N-PY1	钢管有剪力环有泥皮	ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	B
12	G-J-N-PY1 (增加轴力)		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	B
13	G-J-N-PY2		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	D
14	G-J-N-TC		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	推出	C
15	G-J-N-PY3		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	D
16	G-J-N-PY3 (增加轴力)		ϕ300×3	300	3	100	2500	8.33	4100	压-弯-剪	D

注：加载类型定义见表 2。

表 2 试验施加荷载 F/实际加载值

Table 2 Imposed load F in test/reality loading value

工况	试验轴力/kN	试验弯矩/kNm	试验剪力/kN	荷载加载类型
N_{max}	862/1940*	30	25	A
N_{min}	13/132*	30	25	B
M_{max}	812	39	31	C
V_{max}	78/402*	39	31	D

*：加至 1.7 倍工作荷载后，试件未达到破坏而后继续增加至最终荷载(增大轴力试验)。

试验采用国际先进的电脑控制电液伺服压剪试验机(MTS)和电液伺服协调加载试验系统实现试件的竖向、水平向荷载的施加。加载装置及试件应变测试截面位置如图 1 所示。

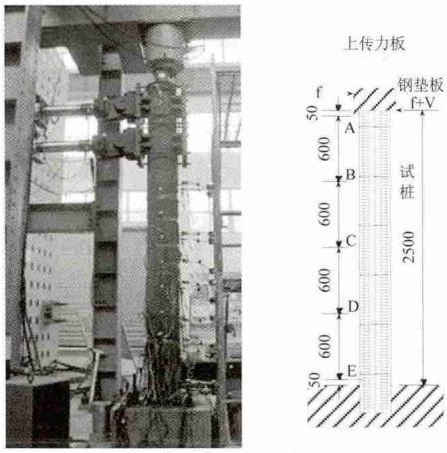

图 1 试验加载装置及试件安装

Fig.1 Loading device and installation of tested member in test

2.1.3 刚度试验结果

试验测得桩顶横向荷载-桩顶水平变形全过程曲线如图 2 所示。

W-PY(无钢管)试件在加载过程中，加载端被压坏，达到其极限状态，出现较大位移。其余钢管复合桩桩顶的受力及变形均处于弹塑性范围之内，结果表明：至 0.8 倍~1.0 倍工作荷载时，测试桩顶截面处受力-变形处于线弹性工作范围；钢管与核心混凝土共同作用，变形协调，钢管复合桩截面变形基本符合平截面假定。在 0.8 倍~1.0 倍工作荷载之后，部分钢管复合桩进入弹塑性阶段。

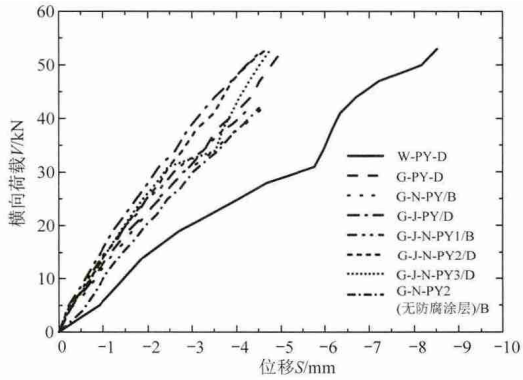

图 2 试件荷载-位移关系曲线

Fig.2 Load-displacement relation curve of tested member

2.1.4 应力-应变试验结果

1) 无钢管混凝土桩

加至 1.2 倍工作荷载时，无钢管混凝土桩端部

(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

出现可见横向微裂纹，加至 1.7 倍工作荷载时，无钢管混凝土桩顶部也开始出现可见横向微裂纹，如图 3 所示。

测试桩端(E 断面)　　测试桩顶(A 断面)

图 3　无钢管混凝土试桩试验结果(断面位置见图)

Fig.3　The result of pile test of concrete pile without steel tube (sectional position shown in figure 1)

无钢管混凝土桩在压弯剪组合作用下，桩身中部截面应变随轴压增大而增大，如图 4 所示。当轴向压力不变时，桩身表面应变实测值受施加弯矩和剪力的增大略有变化，但变化幅度较小。除 1.6 倍、1.7 倍工作荷载级别外，桩中 C 截面变形总体上呈现平截面变形状态。对于无钢管混凝土桩，除了内部配筋外，基本可视为材料均匀体，因此在压弯剪组合作用下，桩中截面呈现平截面变形状态是可以预见的。

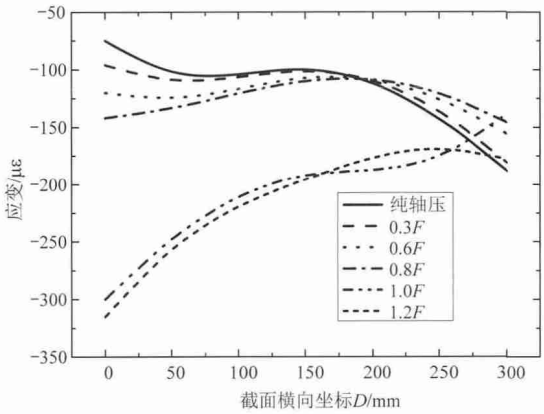

图 4　无钢管混凝土桩截面纵向应变沿截面分布

Fig.4　Section longitudinal strain of concrete pile without steel tube is distributed along section

2) 钢管复合桩

试件如图 5 所示。设置剪力环且不存在泥皮的钢管复合桩在压弯剪组合作用下，桩身 D 截面处的应变如图 6 所示。由于试验加载位置在钢管处，然后通过剪力环传递给核心混凝土，因此钢管的应变值要比核心混凝土的应变值大，呈现倒“V”形分布，截面中心处核心混凝土的应变值较小，两侧钢管纵向应变值最大。整个试验过程中，钢管复合桩钢管表面并无颈缩、压溃及鼓包等现象出现。

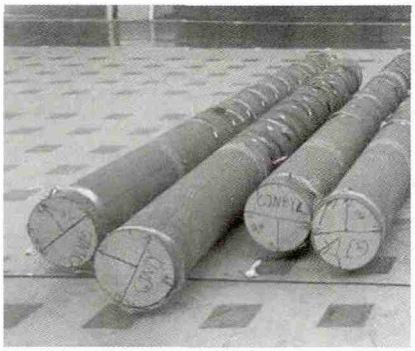

图 5　钢管复合桩

Fig.5　Composite steel pile

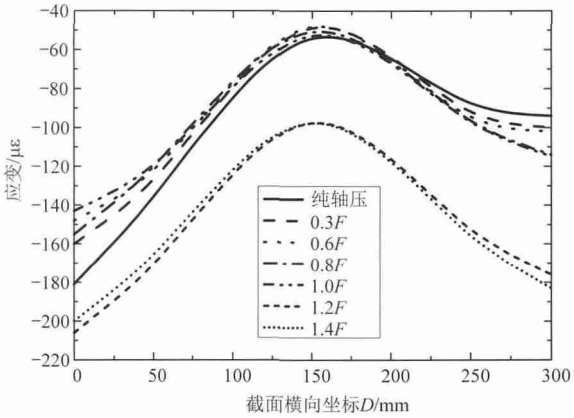

图 6　钢管复合桩截面纵向应变分布

Fig.6　Longitudinal strain distribution in section of composite steel pile

设置剪力环且存在泥皮的钢管复合桩在压弯剪组合作用下，桩身 D 截面处的应变如图 7 所示。与无泥皮的钢管复合桩相似，钢管的应变值大于核心混凝土。不同之处在于，由于泥皮和防腐涂层的存在，同时钢管的刚度比核心混凝土小，导致桩顶传来的轴力主要由核心混凝土承担，另外顶部施加轴力的加载点较为集中，因此对于核心混凝土中心处压应变大，往外逐渐变小，因此最终致使钢管复合桩截面纵向应变沿截面呈“m”形分布。

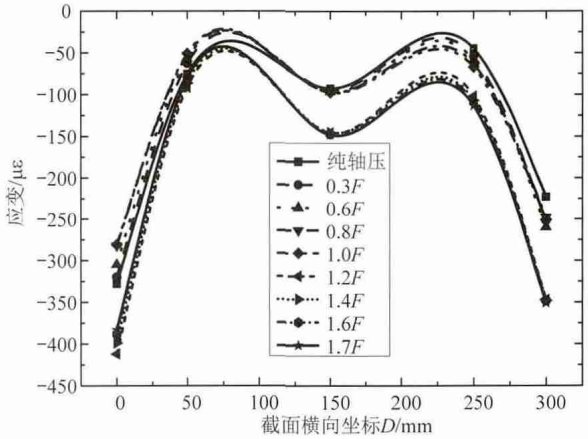

图 7　钢管复合桩截面纵向应变分布

Fig.7　Longitudinal strain distribution in section of composite steel pile

(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

3) 推出试验

加至 1.7 倍工作荷载后，试件未达到破坏而后继续增加至最终荷载(增大轴力试验)，5 次推出试验均表明，压-弯-剪钢管复合桩推出试验最终破坏位置为试件与承台连接处，钢管屈曲破坏如图 8 所示。

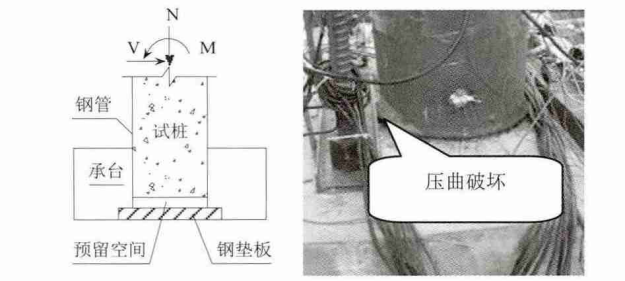

图 8 推出试验示意图及试验破坏形式

Fig.8 Push out test and damage form

通过对荷载-滑移曲线(如图 9)进行分析，确定各组推出试桩的初始滑移荷载及粘结破坏荷载，此 5 根钢管复合桩的初始滑移荷载范围在 300kN~400kN。

根据试验结果研究分析得出试件钢管与混凝土的极限粘结强度值为 0.242MPa~0.404MPa。

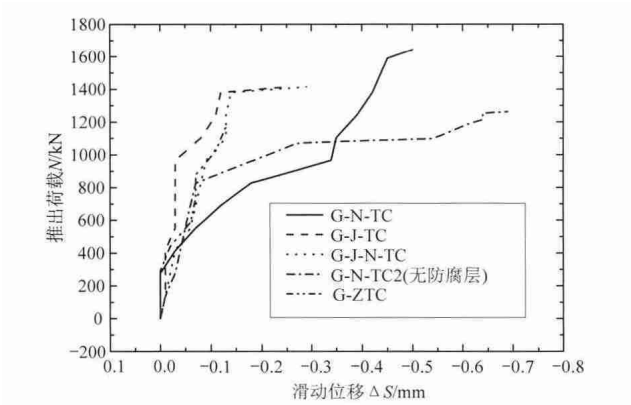

图 9 荷载-滑移曲线对比

Fig.9 Load-slide curve comparison

2.2 钢管复合桩刚度计算方法

2.2.1 抗压刚度

钢管复合桩轴压刚度计算公式：

$$EA = k_{ys}E_sA_s + k_{yc}E_cA_c \tag{1}$$

式中：k_{ys} 为考虑钢管复合桩使用寿命期间的刚度折减系数。在海洋环境中主要考虑钢管的长期腐蚀问题，由腐蚀后剩余厚度与原设计厚度比值确定；k_{yc} 为考虑泥皮、防腐涂层、剪力环的综合影响系数；其中：

$$k_{yc} = k_{yN} \cdot k_{yJ} \cdot k_{yF} \tag{2}$$

式中：k_{yN} 为考虑泥皮效应的折减系数。无泥皮时 k_{yN}=1；有泥皮时 k_{yN} ≤1；k_{yJ} 为考虑剪力环加固效应的修正系数。无剪力环时 k_{yJ}=1；有剪力环时 k_{yJ} ≥1；k_{yF} 为考虑防腐涂层的折减系数。无防腐涂层时 k_{yF}=1；有防腐涂层时 k_{yF} ≤1(针对本次模型试验所采用的防腐涂层材料及施做工艺)。

根据港珠澳大桥的工程设计，钢管复合桩内部存在泥皮、剪力环和防腐涂层，由于钢管对混凝土有环箍效应，k_{yc}=1.023，因此设计时可取 k_{yc}=1，即认为存在剪力环的情形，泥皮和防腐涂层的存在使得钢管复合桩的抗压刚度不低于钢管和混凝土抗压刚度之和。

2.2.2 抗弯刚度

在考虑国内外相关现行规范和设计计算常采用的钢管复合桩刚度计算方法的基础上，结合本次钢管复合桩模型试验，研究泥皮、剪力环、防腐涂层对其抗弯刚度的影响，给出考虑泥皮、剪力环、防腐涂层影响的钢管复合桩抗弯刚度计算公式：

当 $P \leqslant 0.8 \sim 1.0F$ 时：

$$EI = k_{ws}E_sI_s + k_{wc}E_cI_c \tag{3a}$$

当 $0.8 \sim 1.0F < P \leqslant 1.7F$ 时：

$$EI = k_{ws}E_sI_s + k_{wc}\lambda E_cI_c \tag{3b}$$

式中：P 为试验施加荷载；F 为钢管复合桩工作荷载；λ 为考虑荷载水平效应的系数；k_{ws} 为考虑钢管复合桩使用寿命的折减系数。海洋环境中主要考虑钢管的长期腐蚀问题，由腐蚀后剩余壁厚与原设计壁厚钢管的惯性矩之比确定。为考虑泥皮、防腐涂层、剪力环的影响系数；其中：

$$k_{wc} = k_{wN} \cdot k_{wJ} \cdot k_{wF} \tag{4}$$

式中：k_{wN} 为考虑泥皮效应的折减系数。无泥皮时 k_{wN}=1，有泥皮时 k_{wN} ≤1；k_{wJ} 为考虑剪力环加强效应的修正系数。无剪力环时 k_{wJ}=1，有剪力环时 k_{wJ} ≥1；k_{wF} 为考虑防腐涂层的折减系数，无防腐涂层时 k_{wF}=1，有防腐涂层时 k_{wF} ≤1。

根据工程设计，钢管复合桩内部存在泥皮、剪力环和防腐涂层的情形，由于钢管对混凝土有环箍效应，根据试验结果，可以总结出钢管复合桩的抗弯刚度计算参数如表 3 所示。

(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

表 3　钢管复合桩抗弯刚度计算参数

Table 3　Bending stiffness calculation parameter of composite steel pile

剪力键间距	k_{wc}	λ
1.0D	1.140	$\lambda=\frac{1}{\sqrt{n}}$
1.5D	1.023	$\lambda=\frac{24}{25\sqrt{n}}$
2.0D	1.013	$\lambda=\frac{19}{20\sqrt{n}}$
3.0D	0.990	$\lambda=\frac{19}{20\sqrt{n}}$

注：$n=P/F$，$1\leqslant n\leqslant 1.8$。

可以看出，剪力环可起到增大钢管复合桩抗压、抗弯刚度的作用。在存在泥皮和防腐涂层条件下时，当剪力环间距≤2D 时，剪力环加强作用明显，钢管与核心混凝土联结牢固可靠，钢管复合桩组合刚度系数 $k_{wc}\geqslant 1$。此时，泥皮和防腐涂层对钢管复合桩刚度的弱化作用可不考虑。

2.3　承载力计算方法

2.3.1　竖向承载力计算方法

1) 内部强度破坏

表 4 给出了按照国内外规范计算值与模型试验所得结果的对比情况[7−12]。由表可知，7 种规范计算结果与试验结果误差为 18.3%~44.7%及–8.9%。其中 ACI(2005)规范计算结果最小，比试验结果小–8.9%，偏于安全；AISC(2005)规范计算结果最大，比试验结果大 44.7%，偏于不安全。7 种规范计算值的平均值为 2688kN，比试验结果大 21%。其主要原因是上述各规范没有考虑带剪力环-泥皮-防腐涂层综合效应问题。因此在按内部强度控制标准进行设计计算时，建议采用 ACI(2005) 进行带有泥皮-防腐涂层-剪力环的钢管复合桩承载力极限值计算；在考虑适当提高分项安全系数的条件下，也可采用《钢管混凝土结构技术规程》DBJ13-51-2003、GJB4142-2000 以及 BS5400(2005)给出的相关计算公式进行钢管复合桩承载力极限值的计算。

表 4　G-J-N-PY3 钢管复合桩承载力计算表

Table 4　Calculation of bearing capacity of G-J-N-PY3 composite steel pile

规范	ACI (2005)	AIJ (1997)	AISC (2005)	BS5400(2005)	DBJ13-51-2003	EC4(2004)	GJB4142-2000	试验结果
承载力/kN	2022	2977	3215.3	2645.5	2626.7	2695	2639	2221
对比/(%)	–8.9	34.04	44.7	19.1	18.3	21.3	18.8	
排序	①	⑥	⑦	④	②	⑤	③	

表 5　单桩极限承载力结果

Table 5　Results of single pile bearing capacity testing

分类	方法规范										
	外部强度控制标准						内部强度控制标准				沉降控制标准
	德国 DIN4014	日本 RJ2000	JTG D63-2007	ACI(2005)	AIJ(1997)	AISC(2005)	BS5400 (2005)	DBJ13-51-2003	EC4(2004)	GJB4142-2000	
极限承载力/kN	58093	64643	52340	85664	122526	90777	102691	117139	118094	114205	73839
平均压应力/混凝土标准值(%)	51.66	57.48	46.54	76.17	108.95	80.72	91.31	104.16	105.01	101.55	65.66
汇总			最小		最大						

2) 外部强度破坏和沉降变形超限

按照外部强度破坏和沉降变形超限计算可按照德国规范 DIN4014(DIN1054，2005)、日本 JR2000 桩基规范和《公路桥涵地基与基础设计规范》JTGD63-2007 进行，此不赘述。

根据上述三种控制标准计算港珠澳大桥内径 2150mm 的钢管复合桩极限承载力结果汇总如表 5 所示。按单桩内部强度控制标准确定的钢管复合桩极限承载力较其他两种控制标准的结果都大，其中 AIJ(1997)规范确定的承载力最大，较由单桩外部强度控制标准确定的单桩承载力大 105%~193%。单桩外部强度控制标准确定的钢管复合桩极限承载力最小。其中，《公路桥涵地基与基础设计规范》JTGD63-2007 给出的理论值最小，仅为 52.34MN。这主要是给定的、桩端中风化花岗岩承载力标准值偏低的缘故。德国规范 DIN4014 和日本规范 RJ2000

(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

给出的计算值较接近。可见，由外强度控制标准计算得出的单桩极限承载力以及相应的单桩平均压应力，满足设计要求，应作为钢管复合桩单桩竖向承载力的设计依据。

2.3.2 水平承载力计算方法

与竖向承载力计算相似，钢管复合桩水平承载能力的丧失一般表现为两种形式：

1) 桩身材料的强度不够，桩身被压坏或拉坏(内部强度破坏)。

2) 桩发生过大位移而不适于继续承载(水平变形控制)。

根据上述两种控制标准计算港珠澳大桥内径2150mm 的钢管复合桩极限承载力结果汇总如表 6 所示。由表 6 可知，钢管复合桩水平承载力由桥梁结构横向位移即由桩顶允许水平位移控制。由钢管复合桩内部强度控制标准所计算的桩顶极限水平荷载偏大，不宜作为其水平极限承载力。土体中钢管复合桩横向变形不仅取决于桩身刚度，也取决于桩周土体的水平抗力特性。

2.3.3 钢管复合桩承载力计算

通过上述研究可知，港珠澳大桥钢管复合桩单桩竖向极限承载力受桩身外部强度标准所控制，单桩横向极限承载力受桩顶允许位移标准所控制。钢管复合桩单桩极限承载力设计应按外部强度控制标准进行，并依据现行相关桩基规范进行承载力、沉降变形和桩身强度等相关方面的设计与验算。在进行钢管复合桩竖向/水平向承载力、竖向沉降/横向变形和桩身内部强度设计计算和验算时，可采用本文 2.2 节所述的刚度修正公式，进行单桩承载力及沉降变形的设计计算。

表 6 钢管复合桩水平承载力对比

Table 6 Comparison of horizontal bearing capacity of composite steel pile

分类	水平极限承载力/kN	桩身最大弯矩/(kN・m)	桩顶最大水平位移/mm	地面处水平位移/mm	备注
钢管复合桩(桩身强度控制)	6523.5	6.275×10^4	204	84.64	最大弯矩控制
钢管复合桩(横向位移控制)	1470.84	1.41×10^4	50	19.1	横向位移控制

3 结论

针对港珠澳大桥地层、基础、施工和环境特点，首次开展了复杂受力条件下有/无钢管、有/无剪力环、有/无泥皮、有/无防腐涂层共同作用的钢管复合桩承载能力、变形特性及变化规律的系统试验研究，由此得到了钢管复合桩的刚度和承载能力计算方法。研究成果不仅为港珠澳大桥钢管复合桩基础的设计方法和结构优化提供了可靠的技术支持，还对完善钢管复合桩设计计算理论、优化施工工艺、相关规范修订、拓宽应用范围等提供了技术支持及实践依据。

参考文献：

[1] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 科学出版社, 2000: 2－5.
Han Linhai. Steel tube concrete structure [M]. Beijing: Science Press, 2000: 2－5. (in Chiese)

[2] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1994: 1－14.
Zhong Shantong. Steel tube concrete structure [M]. Harbin: Helongjiang Science and Technology Press, 1994: 1－14. (in Chinese)

[3] 陈宝春, 王来永, 欧智菁, 韩林海. 钢管混凝土偏心受压应力-应变试验研究[J]. 工程力学, 2003, 20(6): 154－159.
Chen Baochun, Wang Laiyong, Ou Zhijing, Han Linhai. Experimental study of stress-stain relation of eccentrically-loaded concrete-filled steel tubular columns [J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(6): 154－159. (in Chinese)

[4] 康希良, 赵鸿铁, 薛建阳, 陈宗平. 钢管混凝土柱组合轴压刚度的理论分析[J]. 工程力学, 2007, 24(1): 101－105.
Kang Xiliang, Zhao Hongtie, Xue Jianyang, Chen Zongping. Theoretical analysis of the composite axial compression stiffness for CFST members [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(1): 101－105. (in Chinese)

[5] 于清, 陶忠, 陈志波, 吴颖星. 钢管约束混凝土纯弯构件抗弯力学性能研究[J]. 工程力学, 2008, 25(3): 187－193.
Yu Qing, Tao Zhong, Chen Zhibo, Wu Yingxing. Flexural behavior of steel tube confined concrete members under pure bending [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(3): 187－193. (in Chinese)

[6] 康希良, 程耀芳, 张丽, 赵鸿铁. 钢管混凝土粘结-滑移本构关系理论分析[J]. 工程力学, 2009, 26(10): 74－

(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

78.
Kang Xiliang, Chen Yaofang, Zhang Li, Zhao Hongtie. Theoretical analysis of bond-slip constitutive ralationship for CFST [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(10): 74－78. (in Chinese)

[7] JCJ01-89, 钢管混凝土结构设计与施工规程[S]. 北京: 建筑工业出版社, 1989.
JCJ01-89, Steel tube concrete structure design and construction code [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1989. (in Chinese)

[8] CECS28: 90, 钢管混凝土结构设计与施工规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 1992.
CECS28: 90, Steel tube concrete structure desgn and construction code [S]. Beijing: China Planning Press, 1992. (in Chinese)

[9] DL/T 5085-1999, 钢-混凝土组合就够设计规程[S]. 北京: 中国电力出版社, 1999.
DL/T 5085-1999, Design code for steel-concrete composite strure [S]. Beijing: China Electric Power Press, 1999. (in Chinese)

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

[11] BS 5400, Steel, concrete and composite bridges, Part 5: Code of practice for design of composite bridges [S]. London, UK: British Standards Institutions, 2005.

[12] SHS design manual for concrete filled columns, Parts 1, structural design [S]. London, UK: British Steel (now Corus), 1992.

(上接第 87 页)

[5] 李云霞, 李秋义, 赵铁军. 再生骨料与再生混凝土的研究进展[J]. 青岛理工大学学报, 2005, 26(5): 16－19, 44.
Li Yunxia, Li Qiuyi, Zhao Tiejun. Progress in recycled aggregate and recycled concrete [J]. Journal of Qingdao Technological University, 2005, 26(5): 16－19, 44. (in Chinese)

[6] 薛建阳, 王秀振, 马辉, 等. 型钢再生混凝土梁受剪性能试验研究[J]. 建筑结构, 2013, 43(7): 69－72.
Xue Jianyang, Wang Xiuzhen, Ma Hui, et al. Experimental study on shear performance of steel reinforced recycled aggregate concrete beams [J]. Building Structure, 2013, 43(7): 69－72. (in Chinese)

[7] 王妮, 陈宗平, 李启良, 等. 型钢再生混凝土组合柱轴压性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(6): 133－141.
Wang Ni, Chen Zongping, Li Qiliang, et al. Experimental study on the behavior of steel reinforced recycled aggregate concrete composite columns under axial compression loading [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(6): 133－141. (in Chinese)

[8] 肖建庄. 再生混凝土[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008: 73－76.
Xiao Jianzhuang. Recycled aggregate concrete [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008: 73－76. (in Chinese)

[9] 崔卫光. 型钢再生混凝土组合柱正截面受力性能试验研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
Cui Weiguang. Experimental study on mechanical behaviors of normal cross-section of steel recycled concrete composite columns [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2011. (in Chinese)

[10] 陈宗平, 张喜德, 苏益生, 等. 型钢混凝土异形柱正截面承载力的理论研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2005, 37(3): 345－349, 355.
Chen Zongping, Zhang Xide, Su Yisheng, et al. Theoretical research on bearing capacity of normal cross section of SRC special-shaped columns [J]. Journal of Xi'an University of Architecture and Technology (Natural Science Edition), 2005, 37(3): 345－349, 355. (in Chinese)

[11] JGJ138-2001, 型钢混凝土组合结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
JGJ138-2001, Technical specification for steel reinforced concrete composite structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001. (in Chinese)

[12] 殷小溦, 吕西林, 卢文胜. 配十字型钢的型钢混凝土柱恢复力模型[J]. 工程力学, 2014, 31(1): 97－103.
Yin Xiaowei, Lü Xilin, Lu Wensheng. Resilience model of SRC columns with cross-shaped encase steel [J]. Engineering Mechanisc, 2014, 31(1): 97 － 103. (in Chinese)

[13] Chen C, Lin N. Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(5): 424－433.

(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net