DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2023.02.012

内置 T 肋箱形钢桥墩的延性性能研究

高玉学,高圣彬*

(上海师范大学建筑工程学院,上海 201418)

摘要:为研究内置 T 肋箱形钢桥墩在承受恒定竖向荷载和水平往复荷载作用下的延性性能,首 先通过与既有试验结果对比,验证所采用有限元分析方法的准确性;然后针对内置 T 肋箱形钢桥 墩试件进行一系列参数化分析,研究翼缘正则化宽厚比、桥墩正则化长细比、加劲肋正则化长细 比以及轴压比等参数对钢桥墩最大承载力和延性性能的影响规律;最后基于参数化分析结果,提 出了预测该类钢桥墩最大承载力和延性性能的计算公式。研究结果表明,随着翼缘正则化宽厚 比、桥墩正则化长细比、加劲肋正则化长细比与轴压比的减小,钢桥墩的延性性能得到显著提升。 关键词:内置 T 肋箱形钢桥墩;水平往复荷载;最大承载力;延性性能

中图分类号:U443.22

文献标识码:A

Research on the Ductility Behavior of Steel Box-Section Piers with T-shaped Stiffeners

GAO Yuxue, GAO Shengbin*

(School of Civil Engineering, Shanghai Normal University, Shanghai 201418, China)

Abstract: In order to study the ductility behavior of steel box-section piers with T-shaped stiffeners subjected to a constant vertical load and lateral cyclic loading, the accuracy of the finite element analysis method is firstly verified by comparing with the test results. Then, a series of parametric studies is carried out to investigate the effect of the normalized flange width-thickness ratio, normalized pier's slenderness ratio and axial load ratio on the maximum strength and ductility behavior of steel box-section piers with T-shaped stiffeners. Finally, the formulas for predicting the maximum strength and ductility ratio of steel piers are proposed on the basis of parametric analysis results. The research results show that the ductility behavior of steel piers is significantly improved with the decrease of the normalized flange width-thickness ratio, normalized pier's slenderness ratio, normalized stiffener's slenderness ratio and axial load ratio.

Key words: steel box-section pier with T-shaped stiffeners; lateral cyclic load; maximum strength; ductility behavior

与传统的钢筋混凝土桥墩相比,钢桥墩具有 自重轻、强度高、延性好等诸多优势^[1-3],但在罕遇 地震作用下,钢桥墩底部易出现局部失稳破坏,导 致其延性和耗能能力大幅下降。1995年日本神户 地震后,学者开始关注钢桥墩的抗震补强问 题^[4-6],抗震思路也从只考虑桥墩的极限承载力向 桥墩的延性与耗能方向转变^[7-9]。国内外很多学 者针对钢桥墩在恒定竖向荷载和水平往复荷载作 用下的极限承载力和延性性能开展了大量研究。 文献[10]研究了带一字肋的圆管截面钢桥墩在承 受恒定竖向荷载和水平往复荷载作用下的极限承 载力和延性性能,提出了预测其极限承载力和延 性比的经验公式。文献[11]采用有限元分析方法 研究了内置T肋圆管截面钢桥墩的延性性能。研

收稿日期:2022-10-14

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51778361)

作者简介:高玉学(1997-),男,安徽铜陵人,硕士研究生,从事结构抗震方面的研究。

^{*} 通讯作者:高圣彬(1970-),男,江苏泰州人,博士,教授,从事钢-混凝土组合结构抗震方面的研究。

究结果表明,随着 T 肋数量的增加,钢桥墩的极限 强度虽有所增加,但其延性比并不与加劲肋用钢量 成正比例增加。文献[12]研究了无肋和带一字肋 的方形截面钢短柱在压弯共同作用下的力学性能。 基于对翼缘正则化宽厚比、加劲肋正则化长细比和 轴压比等开展的参数化分析结果,提出了带肋和不 带肋方形截面钢短柱的极限压应变公式。

对于内置 T 肋箱形钢桥墩的延性性能研究尚 不多见,并且其延性性能受到多种几何参数影响, 试验存在工作量大、耗时长、费用昂贵等问题,因 此本文采用弹塑性有限元分析方法对内置 T 肋箱 形钢桥墩的延性性能开展研究。首先通过与试验 结果的对比,验证所采用有限元分析方法的准确 性。然后通过对内置 T 肋箱形钢桥墩的翼缘正则 化宽厚比、桥墩正则化长细比、加劲肋正则化长细 比和轴压比等进行参数化分析,研究这些参数对 钢桥墩最大承载力和延性性能的影响规律。最后 基于参数化分析结果,提出预测钢桥墩最大承载 力和延性性能的计算公式,为此类钢桥墩的性能 化抗震设计提供理论依据。

1 有限元模拟方法的试验验证

1.1 有限元分析模型

参照既有试验^[13] 中试件 KD-5 和试件 KD-10 的几何参数(表1),建立如图 1 所示的三维有限元 分析模型。表 1 中, α 为相邻横隔板间距 L_d 与翼 缘板宽度 b 之比, $\overline{\lambda}$ 为柱的正则化长细比,其定义 如下:

$$\overline{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{y}}{E}}$$
(1)

式中:r为钢桥墩横截面回转半径,mm。 λ_s 为纵向加劲肋的正则化长细比,其定义如下:

$$\overline{\lambda}_{s} = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{L_{d}}{r_{s}} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{y}}{E}}$$
(2)





$$Q = \frac{1}{2R_{\rm f}} (\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_{\rm f}}) \le 1.0 \qquad (3)$$

$$\beta = 1.33R_{\rm f} + 0.868 \tag{4}$$

上式中:r_s为单个纵向加劲肋和其相邻翼缘板所组成的 T 形截面沿与翼缘板相平行主轴的截面回转 半径,mm;*R*_f为翼缘正则化宽厚比。

由于试件横截面分别关于 x、y 轴对称,并且 所施加的竖向荷载与水平荷载也都是对称荷载, 因此可以建立 1/2 对称模型。钢板采用4 结点缩 减积分的壳单元(S4R)。此外,为了考虑壳单元 沿厚度方向的塑性发展,在其厚度方向上设置 5 个积分点。

1.2 钢材本构关系

钢材本构关系采用 Chaboche 等^[14]提出的混 合强化模型,该模型能够同时考虑等向强化和随 动强化的特征,可以更准确地预测往复荷载作用 下钢结构的滞回性能。石永久等^[15]进一步对该本 构模型中的关键材料参数进行了试验标定,具体 材料参数参见表 2。

表1 试件的	几何参数与尺寸
--------	---------

Tab. 1 Geometrical parameters and size of test specimens										
试件编号	$R_{ m f}$	$\overline{\lambda}$	α	$\overline{\lambda}_{s}$	h∕mm	b∕ mm	t∕ mm	$b_{\rm s}/{ m mm}$	$t_{\rm s}/{ m mm}$	P/P_y
KD-5	0.45	0.30	0.67	0.27	3 303	738	12	90	9	0.166
KD-10	0.35	0.30	0.50	0.18	3 303	706	14	90	10	0.148

表 2 钢材混合强化模型的材料属性													
Tab. 2 Material properties of combined hardening model for steel materials													
材料	屈服强度 $\sigma_{ m y}/{ m MPa}$	泊松比 <i>v</i>	弹性模量 <i>E/</i> GPa	Q∝ ∕MPa	$b_{ m iso}$	C _{kin,1} ∕MPa	γ_1	C _{kin,2} ∕MPa	γ_2	C _{kin,3} ∕MPa	γ_3	C _{kin,4} ∕MPa	${oldsymbol{\gamma}}_4$
0235B	407	0.3	200	21	1 2	6.013	173	5.024	120	3 026	32	000	35

1.3 加载方式

首先在柱顶施加恒定竖向集中荷载,再采用 位移控制加载方式施加水平往复荷载。水平往复 荷载的加载制度如图 2 所示,其中δ_y为柱顶水平 屈服位移,其计算公式如下。

$$\delta_{y} = \frac{H_{y}h^{3}}{3EI} \tag{5}$$

$$H_{y} = \frac{M_{y}}{h} (1 - \frac{P}{P_{y}}) \tag{6}$$

式中: H_y 为考虑轴压比影响的钢桥墩水平屈服荷载,N;h为桥墩高度,mm;I为横截面惯性矩,mm⁴; M_y 为桥墩的截面屈服弯矩,N·mm;P为所施加的 恒定竖向集中荷载,N; P_y 为全截面屈服荷载,N。



Fig. 2 Lateral cyclic loading pattern

1.4 计算结果与试验结果对比

图 3 为试验与有限元模拟的水平荷载-位移 滞回曲线比较,横轴和纵轴分别采用考虑了轴压 比影响的水平屈服位移δ,和水平屈服荷载 H,进 行无量纲化处理。可以看出,有限元计算得到的 初始刚度和水平荷载最大值都与试验结果吻合较 好。在试件达到最大承载力后的强度下降阶段, 有限元计算结果和试验结果也比较吻合。

图 4 为试件 KD-5 的试验与有限元模拟的破 坏模式对比。由于受到纵向加劲肋的约束作用, 腹板呈现中间凹、两边凸的波浪式局部失稳模式, 翼缘板沿高度方向呈现凹凸的正弦波失稳模式, 破坏发生的位置和变形幅值均与试验结果接近。 综上所述,本文所采用的建模方法在预测该类钢 桥墩的滞回性能和破坏模式方面具有较高的 精度。

2 参数影响分析

本节以内置 T 肋箱形钢桥墩为分析对象,研 究翼缘正则化宽厚比 R_{f} 、桥墩正则化长细比 $\overline{\lambda}$ 、纵







(b) 有限元模拟



向加劲肋正则化长细比 λ_s 以及轴压比 P/P_y 等主要参数对钢桥墩最大承载力和延性性能的影响规律。各试件的几何属性如表 3 所示。表 3 同时给出了翼缘板纵横比 α = 0.5 时的有限元计算结果,其中, H_m/H_y 表示最大承载力和屈服荷载之比; δ_m/δ_y 表示达到最大承载力时的位移与屈服位移之比;

表 3 试件几何属性和有限元计算结果 (α=0.5)

Tab. 3 Geometrical properties of test specimens and finite element analytical results ($\alpha = 0.5$)

$\frac{1}{2} = \frac{1}{2} = \frac{1}$	$\frac{2}{7} \frac{\eta = 3}{9.46}$ 8 10.09 9 10.68
S25-30-10 0. 25 0. 30 0. 10 3 090 19. 60 76 11 125 19 2. 00 2. 16 2. 34 8 8 10. 01 9. 5 S25-30-09 0. 25 0. 30 0. 09 3 030 19. 60 85 13 139 21 2. 05 2. 20 2. 40 9 8 8 10. 68 10. 30	7 9.46 810.09 910.68
S25-30-09 0, 25 0, 30 0, 09 3 030 19, 60 85 13 139 21 2, 05 2, 20 2, 40 9 8 8 10, 68 10 2	8 10. 09 9 10. 68
	9 10. 68
S25-30-08 0. 25 0. 30 0. 08 2 960 19. 60 96 15 153 23 2. 10 2. 26 2. 45 9 9 11. 49 10. 9	711 14
S25-30-07 0. 25 0. 30 0. 07 2 890 19. 60 120 17 155 23 2. 15 2. 31 2. 52 9 9 12. 00 11. 4	/ 11. 14
S30-30-10 0. 30 0. 30 0. 10 3 100 16. 33 83 12 108 16 1. 93 2. 07 2. 25 7 7 7 8. 98 8. 4	5 8.27
S30-30-09 0. 30 0. 30 0. 09 3 050 16. 33 91 13 121 18 1. 96 2. 11 2. 28 7 7 9. 30 8. 7	8.58
S30-30-08 0. 30 0. 30 0. 08 2 970 16. 33 102 15 135 20 2. 00 2. 15 2. 33 7 7 10. 04 9. 4	9.27
S30-30-07 0. 30 0. 30 0. 07 2 845 16. 33 128 18 138 20 2. 10 2. 26 2. 45 8 8 10. 47 9. 9	5 9.60
S35-30-10 0. 35 0. 30 0. 10 3 110 14. 00 88 12 96 14 1. 86 2. 00 2. 16 6 6 7. 82 7. 3	7.15
S35-30-09 0. 35 0. 30 0. 09 3 050 14. 00 95 14 110 16 1. 89 2. 03 2. 20 6 6 8. 21 7. 7	2 7.57
S35-30-08 0. 35 0. 30 0. 08 2 980 14. 00 106 15 123 18 1. 92 2. 06 2. 23 6 6 8. 87 8. 3	8.09
S35-30-07 0. 35 0. 30 0. 07 2 840 14. 00 130 18 138 20 2. 01 2. 16 2. 34 7 7 9. 89 9. 2	5 8.92
S40-30-10 0. 40 0. 30 0. 10 3 120 12. 25 89 11 89 13 1. 78 1. 91 2. 07 5 5 6. 47 6. 3	6.28
S40-30-09 0. 40 0. 30 0. 09 3 050 12. 25 97 13 103 15 1. 82 1. 95 2. 11 5 5 7. 19 7. 0	6.86
S40-30-08 0. 40 0. 30 0. 08 2 970 12. 25 109 15 117 17 1. 87 2. 00 2. 15 6 6 7. 90 7. 6	5 7.35
S40-30-07 0. 40 0. 30 0. 07 2 835 12. 25 132 17 131 19 1. 93 2. 07 2. 24 6 6 8. 80 8. 5	8 8.29
S45-30-10 0. 45 0. 30 0. 10 3 115 10. 89 88 10 88 13 1. 71 1. 84 1. 98 4 4 5. 48 5. 48	5.15
S45-30-09 0. 45 0. 30 0. 09 3 050 10. 89 99 12 96 14 1. 74 1. 87 2. 04 5 5 6. 17 5. 8	5.62
S45-30-08 0. 45 0. 30 0. 08 2 970 10. 89 111 14 110 16 1. 80 1. 93 2. 08 5 5 6. 58 6. 4	6.44
S45-30-07 0. 45 0. 30 0. 07 2 830 10. 89 134 16 124 18 1. 85 1. 99 2. 16 5 5 7. 68 7. 1	6.92
S25-40-10 0. 25 0. 40 0. 10 4 120 19. 60 76 11 125 19 1. 97 2. 08 2. 23 8 8 7 9. 11 9. 0	8.66
S25-50-10 0. 25 0. 50 0. 10 5 150 19. 60 76 11 125 19 1. 92 1. 98 2. 02 8 8 7 8. 52 8. 4	8.31
S30-40-10 0. 30 0. 40 0. 10 4 140 16. 33 83 12 108 16 1. 90 2. 01 2. 15 6 6 8. 78 8. 0	7.53
S30-50-10 0. 30 0. 50 0. 10 5 170 16. 33 83 12 108 16 1. 86 1. 92 2. 02 6 6 7. 53 7. 5	7.13
S35-40-10 0. 35 0. 40 0. 10 4 150 14. 00 88 12 96 14 1. 82 1. 94 2. 07 5 5 7. 04 6. 6	6.56
S35-50-10 0. 35 0. 50 0. 10 5 14. 00 88 12 96 14 1. 80 1. 87 1. 96 5 5 6. 40 6. 2	6.16
S40-40-10 0. 40 0. 10 4 160 12. 25 89 11 89 13 1. 74 1. 85 1. 98 5 5 5. 73 5. 5	5 5.52
S40-50-10 0. 40 0. 50 0. 10 5 200 12. 25 89 11 89 13 1. 72 1. 79 1. 89 4 4 5. 25 5. 1	5.01
S45-40-10 0. 45 0. 40 0. 10 4 155 10. 89 88 10 88 13 1. 67 1. 79 1. 92 4 4 4. 79 4. 7) 4.64
S45-50-10 0. 45 0. 50 0. 10 5 190 10. 89 88 10 88 13 1. 64 1. 72 1. 83 4 4 4. 56 4. 4	4.36

注:上表为翼缘板纵横比 α=0.5 时的有限元计算结果,η为轴压比 P/P_y,其中 1、2、3 分别代表 P/P_y=0.1、0.2、0.3。

 $δ_{95}/\delta_y$ 表示承载力下降到最大承载力的 95% 处位 移和屈服位移的比值。由于 $δ_m/\delta_y$ 并未反映钢桥 墩达到最大承载力后的延性性能,因此本节同时 采用 $δ_{95}/\delta_y$ 作为延性比指标^[10]。

2.1 翼缘正则化宽厚比影响

从图 5 所示的水平荷载-位移骨架曲线可以 看出,翼缘正则化宽厚比对试件最大承载力和延 性比的影响很大。随着翼缘正则化宽厚比的增 大,试件的最大承载力和延性比都显著下降。如 图 5 (d) 所示,当试件的翼缘正则化宽厚比 $R_f =$ 0.25、0.30、0.35、0.40、0.45 时,其最大承载力分 别为 2.34 H_y 、2.25 H_y 、2.16 H_y 、2.07 H_y 、1.98 H_y ,最 大承载力处的位移分别为 8 δ_y 、7 δ_y 、6 δ_y 、5 δ_y 、4 δ_y 。 此外,延性比δ₉₅/δ_y分别为9.46、8.27、7.15、6.28、 5.15,整体都呈现出随翼缘正则化宽厚比的增大 而减小的趋势。图 5(a)—(c)也有同样的变化规 律。通过对比图 5(a)—(c)可以看出,随着加劲 肋正则化长细比的增大,达到最大承载力后的骨 架曲线下降速度更快,翼缘正则化宽厚比的影响 也变得更加显著。通过对比图 5(c)与图 5(d)可 以发现,当轴压比增大时,翼缘正则化宽厚比的影 响变得更加明显。

2.2 试件正则化长细比影响

图 6 为不同试件正则化长细比下的水平荷载-位移骨架曲线比较。可以发现,随着试件正则化 长细比的增大,其最大承载力和延性比均呈下降





趋势,这主要是由于长柱的 $P-\Delta$ 效应比短柱更为 显著,长柱更容易出现整体失稳。通过对比图 6 (a)—(c)可以看出,当试件正则化长细比 $\overline{\lambda}$ = 0.30 和 0.50 时,各图对应的试件延性比 δ_{95}/δ_y 分 别为 10.01 和 8.52;5.48 和 4.56;9.46 和 8.31。 与 $\overline{\lambda}$ = 0.30 时的试件延性比相比,当 $\overline{\lambda}$ = 0.50 时 的试件延性比分别下降了 14.89%、16.79%、 12.16%。由图 6(a)和图 6(c)可以发现,随着轴 压比的增大,试件正则化长细比引起的最大承载 力差异更加明显,峰值后骨架曲线的下降速度也 变得更快。





2.3 加劲肋正则化长细比影响

图 7 为不同加劲肋正则化长细比对钢桥墩最 大承载力和延性性能的影响曲线。可以看出,随 着加劲肋正则化长细比的减小,试件最大承载力 和延性性能逐步提升。分别对比图 7 (a)—(c), 当加劲肋正则化长细比 $\overline{\lambda_s}$ =0.10 和 0.07 时,对应 的试件延性比 δ_{95}/δ_y 分别为 10.01 和 12.00;9.46 和 11.14;5.15 和 6.92。与 $\overline{\lambda_s}$ =0.10 时的试件延 性比相比,当 $\overline{\lambda_s}$ =0.07 时的试件延性比分别提升 了 19.88%、17.76%、34.37%。由图 7 (b) 和图 7 (c)的对比可以发现,随着翼缘正则化宽厚比的增 大,由加劲肋正则化长细比所引起的延性差异变 得更为显著。

2.4 轴压比影响

图 8 为采用不考虑轴力影响的钢桥墩水平屈 服荷载 H_{y0} 和水平屈服位移 δ_{y0} 进行无量纲化处理 的水平荷载-位移骨架曲线。可以看出,随着轴压 比的增大,桥墩所承受的竖向荷载增大,P-Δ 效应 更加明显,达到最大承载力后的骨架曲线下降速 度也更快,导致钢桥墩的最大承载力与延性比显 著下降。

)



图 7 加劲肋正则化长细比影响 Fig. 7 Effect of normalized stiffeners' slenderness ratio

3 最大承载力和延性比公式拟合

基于有限元计算结果(α =0.5, α =0.7, α = 1.0),本节拟合了内置 T 肋箱形钢桥墩无量纲化 处理后的最大承载力 H_m/H_y 与延性比 δ_m/δ_y 、 δ_{95}/δ_y 的计算公式如下。

$$\frac{H_{\rm m}}{H_{\rm y}} = \frac{0.07}{R_{\rm f}^{0.63} \overline{\lambda}^{0.68} \overline{\lambda}_{\rm s}^{0.18} (1 + P/P_{\rm y})^{-2.56}} + 1.36$$
(7)

$$\frac{\delta_{\rm m}}{\delta_{\rm y}} = \frac{0.49}{{\rm R}_{\rm c}^{1.17}\overline{\lambda}^{0.68}\overline{\lambda}^{-0.10}} + 1.63$$
(8)



$$\frac{\delta_{95}}{\delta_{y}} = \frac{3.77}{R_{f}^{0.51} \overline{\lambda}^{0.37} \overline{\lambda}_{s}^{0.10} (1 + P/P_{y})^{0.18}} - 3.65(9)$$

图 9 为有限元计算结果与拟合公式的对比,其 中 S 为标准差,M-S 和 M-2 S 分别表示与拟合曲线 相差一个和两个标准差的下限曲线。图 9(a)— (c)中的标准差 S 分别为 0.06、0.58、0.62。在实 际进行钢桥墩设计时,如已知所需要的最大承载 力和延性比,可以根据式(7)—(9)确定钢桥墩的 几何参数。反之,一旦确定了钢桥墩的几何参数, 也可以根据所提公式计算出该钢桥墩所具有的最 大承载力和延性比。

4 结论

 1)通过将有限元计算结果与试验结果进行对 比发现,本文所采用的有限元建模方法能够准确 地预测内置 T 肋箱形钢桥墩的滞回性能和破坏 模式。



图 9 最大承载力与延性比拟合曲线

Fig. 9 Fitting curves of maximum strength and ductility ratio

2)随着翼缘正则化宽厚比、桥墩正则化长细 比和加劲肋正则化长细比的减小,钢桥墩无量纲 化处理后的最大承载力和延性比逐步提高。钢桥 墩翼缘正则化宽厚比与正则化长细比所引起的延 性差异对轴压比参数的变化较为敏感。当翼缘正 则化宽厚比参数较大时,由加劲肋正则化长细比 所引起的延性差异变得更加显著。

 3)随着轴压比的增大, P-Δ效应变得更加明显, 骨架曲线后峰值段的下降速度更快, 导致钢桥 墩的延性性能变差。

 4)基于参数化分析结果,提出了预测该类钢 桥墩最大承载力与延性比的计算公式,可为钢桥 墩的性能化抗震设计提供理论依据。

参考文献:

- [1] 高圣彬,徐旻洋,张大旭.内填部分混凝土箱形截面钢
 桥墩的延性影响参数[J].哈尔滨工业大学学报,
 2014,46(12):89-95.
- [2] USAMI T, GE H B, SAIZUKA K. Behavior of Partially Concrete-Filled Steel Bridge Piers Under Cyclic and Dynamic Loading [J]. Journal of Construction Steel Research, 1997, 41:121-136.
- [3] LI H F, LV K, CUI R. Seismic Behaviour of Eccentrically Compressed Steel-Box Bridge-Pier Columns with Embedded Energy-Dissipating Shell Plates [J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2020, 18(7): 3401-3432.
- [4] 王占飞,邱国强,高彬.平面内往复荷载作用下竖向偏 心圆形钢桥墩的弹塑性能有限元分析[J].地震工程 与工程振动,2014,34(S1):611-615.
- [5] WANG Z F, REN H, SHEN Q H. Seismic Performance Evaluation of a Steel Tubular Bridge Pier in a Five-Span Continuous Girder Bridge System [J]. Structures, 2021,

31:909-920.

- [6] 王占飞,隋伟宁,赵中华.带有横隔板补强的部分填充 圆形钢管混凝土桥墩柱抗震性能研究[J].建筑结构 学报,2013,34(S1):233-239.
- [7] LI S F, ZHAO D, ZHOU Y T. Research on Seismic Performance of Prefabricated Concrete-Filled Steel Tubular Frame Joints [J]. International Journal of Structural Integrity, 2021, 13(2): 327-347.
- [8] FU Z Q, WU D. Influence Factors and Repair Effects of Seismic Damage to a Box Section Steel Pier [J]. Journal of Earthquake and Tsunami, 2019, 13(03n04):24-39.
- [9] SUI W N, LI H. Hysteretic Mechanical Behaviour of an Eccentrically Loaded Partially-Concrete-Filled Steel Tubular Bridge Pier Under Out-of-Plane Horizontal Cyclic Loading [J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2020, 24(5):1509-1523.
- [10] 刘乃藩,高圣彬.带肋圆形截面钢桥墩的延性性能预测[J].哈尔滨工业大学学报,2017,49(3):138-143.
- [11]包龙生,廖 晶,王占飞.内置T型钢板补强圆形钢桥 墩抗震性能研究[J].沈阳建筑大学学报:自然科学 版,2010,26(4):665-669.
- [12] ZHENG Y, USAMI T, GE H B. Ductility of Thin-Walled Steel Box Stub-Columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(11):1304-1311.
- [13] 高圣彬, 葛汉彬. 交替荷载作用下钢材本构模型的适 用范围[J]. 中国公路学报, 2008, 21(6):69-75.
- [14] CHABOCHE, J L. Time-Independent Constitutive Theories for Cyclic Plasticity [J]. International Journal of Plasticity, 1986,2(2):149-188.
- [15] 石永久,王 萌,王元清. 循环荷载作用下结构钢材本 构关系试验研究[J]. 建筑材料学报,2012,15(3): 293-300.

(责任编辑 周雪梅)