

DOI:10.11918/202501018

# 输电塔装配式钢桁架承台抗震性能试验

管浩南<sup>1</sup>,麻 坚<sup>2</sup>,陈 勇<sup>1</sup>,冯 炳<sup>3</sup>,牟文鼎<sup>4</sup>,楼文娟<sup>1</sup>

(1. 浙江大学 建筑工程学院,杭州 310058;2. 金华电力设计院,浙江 金华 321016;3. 绍兴大明电力设计院有限公司,浙江 绍兴 312000;4. 中国能源建设集团浙江省电力设计院有限公司,杭州 310012)

**摘要:**为研究装配式钢桁架承台的抗震性能,设计、加工了1个足尺装配式钢桁架承台,并对其进行了低周往复荷载试验,分析其破坏机制、滞回曲线、骨架曲线、刚度退化、延性、能量耗散能力和应变等。基于试验结果,采用ANSYS软件建立试件的有限元模型并进行参数分析,得到在不同参数下模型骨架曲线的变化趋势,并提出破坏前骨架曲线的经验公式。结果表明:试件以主材中部屈曲变形为主要破坏模式,当主材中部发生局部集中破坏时,试件达到极限承载力;试件能够承受较大的水平力,水平极限荷载约为水平荷载设计值的12倍,延性系数约为15,试件具有一定的延性和变形能力;试件的抗震性能主要随承台高度、主材径厚比、下压力的减小而提高,其破坏前骨架曲线的经验公式与有限元数据吻合较好。

**关键词:**装配式钢桁架承台;山区输电线路;低周往复荷载试验;有限元分析;抗震性能

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2026)02-0109-13

## Experimental study of seismic performance of assembled steel truss cap for transmission tower

GUAN Haonan<sup>1</sup>, MA Jian<sup>2</sup>, CHEN Yong<sup>1</sup>, FENG Bing<sup>3</sup>, MOU Wending<sup>4</sup>, LOU Wenjuan<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Jinhua Electric Power Design Institute, Jinhua 321016, Zhejiang, China; 3. Shaoxing Daming Electric Power Design Institute Co., Ltd., Shaoxing 312000, Zhejiang, China; 4. China Energy Engineering Group Zhejiang Electric Power Design Institute Co., Ltd., Hangzhou 310012, China)

**Abstract:** To study the seismic performance of assembled steel truss cap, a full-scale specimen was designed and manufactured. Subsequently, low cyclic loading tests were conducted to analyze its failure mechanisms, hysteretic and skeleton curves, stiffness degradation, ductility, energy dissipation capacity and strain, etc. Based on the experimental results, a finite element model of the specimen was established using ANSYS for parametric analysis. The variation trends on skeleton curves of the model under different parameters were obtained, and an empirical formula of skeleton curve before destruction was proposed. The test results indicate that the specimen is mainly damaged by local buckling deformation at the mid-section of main material. When localized damage occurs at this central region, the specimen reaches its ultimate bearing capacity. The specimen can bear significant horizontal forces, with the horizontal ultimate load approximately 12 times the design value. The ductility coefficient is about 15, indicating that the specimen has considerable ductility and deformation ability. The seismic performance of the specimen improves mainly with the decrease of the height of the cap, the ratio of diameter to thickness of the main material and the downforce. Furthermore, the empirical formula of the skeleton curve before destruction aligns well with the finite element data.

**Keywords:** assembled steel truss cap; mountainous transmission line; low cyclic loading test; finite element analysis; seismic performance

对于传统输电塔而言,上部铁塔大多通过钢筋混凝土承台与基础刚性连接。然而,在山区输电线路中,由于地质、地形复杂多变,钢筋混凝土承台存在以下问题:1)具有一定的开方量(开方量是指在工程建设或施工过程中,对某种材料或资源进行开

采、开挖或消耗的单位数量,此处是指山区输电塔施工过程中的挖土量),依靠小型车辆或人力较难运输至塔位;2)施工工序复杂、工期长且易受天气影响;3)自重大、抗拉强度低、修补困难且会造成环境破坏。因此,在输电线路呈现沿山丘地区走线的趋

收稿日期: 2025-01-10;录用日期: 2025-02-17;网络首发日期: 2025-04-17

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20250417.1634.002>

基金项目: 国网浙江省电力有限公司科技项目(BD2021JH-SJYXM003)

作者简介: 管浩南(1998—),男,硕士研究生;陈 勇(1974—),男,教授,博士生导师;楼文娟(1963—),女,教授,博士生导师

通信作者: 陈 勇, cecheny@zju.edu.cn

势下<sup>[1]</sup>,亟需优化承台型式以配合铁塔施工。近年来,对山区输电线路新型基础及其施工相关的研究应用<sup>[1-19]</sup>并未对承台型式进行优化,相关研究较少。为推动浙江山区输电线路承台型式的优化,卢笛等<sup>[20]</sup>针对一种微型桩-锚杆复合基础<sup>[21]</sup>设计了一种装配式钢桁架承台,并对其进行了设计荷载静力试验,可满足承载力和变形设计要求。如图 1 所示,该新型承台型式作为预制装配式钢结构具有以下优点:单部件体积小、重量轻、运输方便;施工工序简便、工期短且不受天气影响;强度高、易于修补且对环境友好。

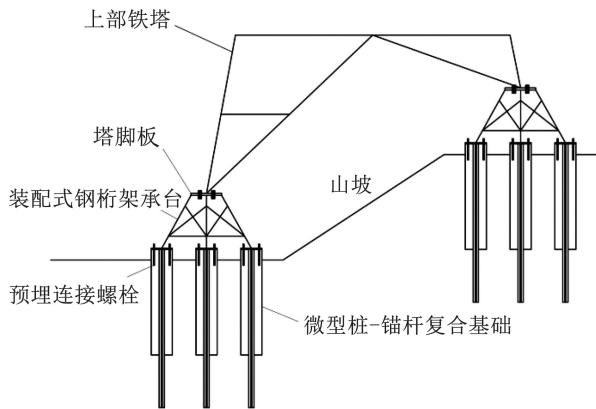


图 1 装配式钢桁架承台示意

Fig. 1 Diagram of assembled steel truss cap

由于山区通常是地震等灾害的高发地,且装配式钢结构的连接形式、传力方式及建造过程等与传统钢结构存在差异,二者在抗震性能上具有不同的特点,有必要对其抗震性能进行研究。近年来,对装

配式钢结构抗震性能的研究主要集中在新型装配式节点、抗侧系统及结构体系<sup>[22]</sup>。其中,对于新型装配式节点,为避免现场焊接、保障节点的抗震性能,郁有升等<sup>[23]</sup>在悬臂梁、框架梁上下翼缘交互处布置拼接板实现梁柱节点的装配式连接;曹正罡等<sup>[24]</sup>通过 L 型连接件设计了一种可变梁高装配式钢框架节点;丁娟等<sup>[25]</sup>提出了钢板攻丝高强螺栓法兰连接节点;张爱林等<sup>[26]</sup>设计了一种装配式方钢管柱桁架梁节点;刘学春等<sup>[27]</sup>设计了一种新型模块化装配式全螺栓梁柱连接节点。以上研究表明,全栓接装配式节点在方便施工的同时具有良好的抗震性能。

为此,针对某通用塔型设计并制作了 1 个足尺装配式钢桁架承台,对其进行低周往复荷载试验,从破坏机制、滞回曲线、承载能力等方面对试件的抗震性能进行研究,通过 ANSYS 软件建立精细的有限元模型与试验结果对比验证,并进行参数分析,提出其破坏前骨架曲线的经验公式。

## 1 试验

### 1.1 试件设计

试件为针对通用设计塔型 2F7-SZC4X 塔脚板尺寸设计制作的装配式钢桁架承台,由承台板、主材、侧面交叉斜材、侧面水平斜材、底面交叉斜材 5 种部件组成,各部件之间通过 4 螺栓带肋法兰进行连接,部件自身则采用焊缝连接,如图 2 所示。其中,板材与管材之间采用对接焊缝和角焊缝组合的焊缝连接,焊缝高度取为较薄板件厚度;管材与管材之间采用相贯焊的焊缝连接。试件整体高度  $H = 1\ 000\text{ mm}$ ,主材底部中心距  $L = 1\ 200\text{ mm}$ 。

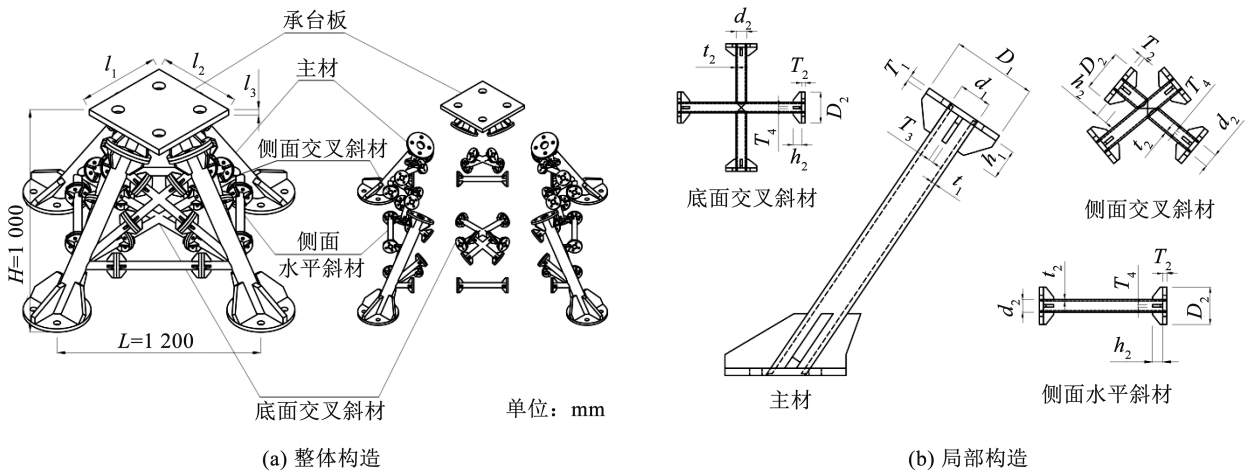


图 2 装配式钢桁架承台构造<sup>[20]</sup>

Fig. 2 Configuration of assembled steel truss cap<sup>[20]</sup>

试件主要设计参数如表 1 所示,其中, $l_1, l_2, l_3$  分别为承台板的长度、宽度、厚度, $D_1, T_1$  分别为主材法

兰板的外径、厚度, $D_2, T_2$  分别为斜材法兰板的外径、厚度, $T_3, h_1$  分别为主材法兰肋板的厚度、高度, $T_4$ 、

$h_2$ 分别为斜材法兰肋板的厚度、高度, $d_1$ 、 $t_1$ 分别为主材的外径、厚度, $d_2$ 、 $t_2$ 分别为斜材的外径、厚度。此外,承台板、主材上法兰、主材下法兰、斜材法兰处螺栓孔直径分别为75、32、41、18 mm,螺栓直径分别为60、30、39、16 mm。在试件设计阶段,通过有限元分

析初步确定了各处法兰连接在设计荷载工况下的螺栓力,并根据DL/T 5254—2010《架空输电线路钢管塔设计技术规定》<sup>[28]</sup>中的规定进行法兰板、肋板和焊缝等的验算以确定相应尺寸。

表1 试件主要设计参数

Tab.1 Main parameters of specimens

| $l_1$ | $l_2$ | $l_3$ | $D_1$ | $D_2$ | $T_1$ | $T_2$ | $T_3$ | $T_4$ | $h_1$ | $h_2$ | $d_1$ | $d_2$ | $t_1$ | $t_2$ |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 580   | 580   | 40    | 280   | 146   | 20    | 16    | 16    | 10    | 100   | 40    | 108   | 50    | 14    | 6     |

1.2 材料特性

装配式钢桁架承台的板材均采用Q420材料,管材均采用Q355材料,除主材上法兰采用10.9级高强螺栓连接外,其余螺栓连接处均采用8.8级螺栓连接(其中,高强螺栓连接属于承压型)。各板材、管材的材性试样均取自同批次钢材制作,每组试样为3个,并根据GB/T 228.1—2010《金属材料拉伸试验第1部分:室温试验方法》<sup>[29]</sup>进行材性试验。试验结果表明,可采用应变硬化模型表征钢材材料本构关系,其应力-应变( $\sigma$ - $\varepsilon$ )曲线表达式如下:

$$\sigma = \begin{cases} E\varepsilon, & \varepsilon < \varepsilon_y \\ E\varepsilon_y, & \varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_1 \\ E'(\varepsilon - \varepsilon_1) + E\varepsilon_y, & \varepsilon_1 \leq \varepsilon < \varepsilon_2 \\ E\varepsilon_y + E'(\varepsilon_2 - \varepsilon_1), & \varepsilon \geq \varepsilon_2 \end{cases} \quad (1)$$

式中: $\varepsilon_y$ 为屈服应变,即材料开始发生塑性变形时的应变值; $\varepsilon_1$ 为在材料达到其屈服极限时对应的应变

值, $\varepsilon_2$ 为对应抗拉强度 $f_u$ 下的应变值; $E$ 为材料的弹性模量; $E'$ 为强化段的割线模量。 $\varepsilon_1 = \varepsilon_y$ 时,式(1)将退化为三线性模型。

材性试验结果见表2,其中, $f_y$ 为屈服强度,其计算方式为 $f_y = E\varepsilon_y$ 。

1.3 试验装置

本试验在浙江大学结构试验大厅进行,试验采用20 MN大型多功能结构试验系统对试件进行加载。其中,竖向作动头用于施加轴向压力 $F_N$ ,水平作动头用于施加水平位移荷载 $U_x$ ( $U_x$ 平行或垂直于直线塔的导线方向)。为了实现该加载模式,设计了复合加载转换装置,底板将承台与试验设备连接,如图3所示。在试验中试件受到水平位移荷载时会带动竖向作动头产生水平位移,故竖向作动头在这个过程中采用位移跟动模式,从而该结构试验系统会将其产生的多余水平分力进行平衡。

表2 钢材材性试验结果

Tab.2 Experimental results of mechanical property of steel

| 钢部件 | 钢材牌号(强度等级) | 厚度(直径)/mm | $E$ /GPa | $\varepsilon_y/10^{-3}$ | $f_y$ /MPa | $\varepsilon_1/10^{-3}$ | $E'$ /MPa | $\varepsilon_2/10^{-3}$ | $f_u$ /MPa |
|-----|------------|-----------|----------|-------------------------|------------|-------------------------|-----------|-------------------------|------------|
| 承台板 | Q420       | 30        | 202      | 1.96                    | 395        | 6.19                    | 1 307     | 142.4                   | 573        |
| 法兰板 | Q420       | 24        | 200      | 1.89                    | 377        | 4.48                    | 1 136     | 153.3                   | 546        |
|     | Q420       | 20        | 203      | 1.84                    | 374        | 5.35                    | 1 143     | 155.0                   | 545        |
| 肋板  | Q420       | 30        | 199      | 1.88                    | 374        | 4.80                    | 1 505     | 129.7                   | 562        |
|     | Q420       | 10        | 213      | 1.85                    | 393        | 4.04                    | 994       | 145.9                   | 534        |
| 钢管  | Q355       | 108       | 209      | 1.75                    | 365        | 3.69                    | 1 452     | 131.1                   | 550        |

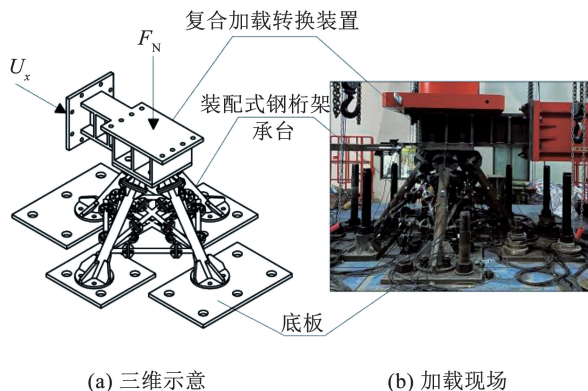


图3 试验加载装置

Fig.3 Experimental setup

正式加载前,控制试件在设计荷载轴向压力的30%~40%进行预加载,以检验仪器及加载设备工作状态是否正常,然后进行正式加载;正式加载时,先进行竖向加载, $F_N = 1\ 809\ \text{kN}$ ,再根据加载制度施加周期性水平位移荷载。由于试件为装配式结构,随着试验的进行螺栓会发生滑移,承台板顶部水平位移不适合用于控制水平位移荷载每个加载阶段的幅值,主要由水平作动头位移控制。考虑到有限元分析的单向荷载-位移曲线,设置了18级循环,如图4所示,其中, $N$ 为加载圈数。每个加载阶段重复3个循环。如果出现以下情况,试验将减少该阶段

循环数或终止:1) 试件破坏或整体失稳;2) 设备无法继续进行试验;3) 承载力下降至极限承载力的 85% 以下。

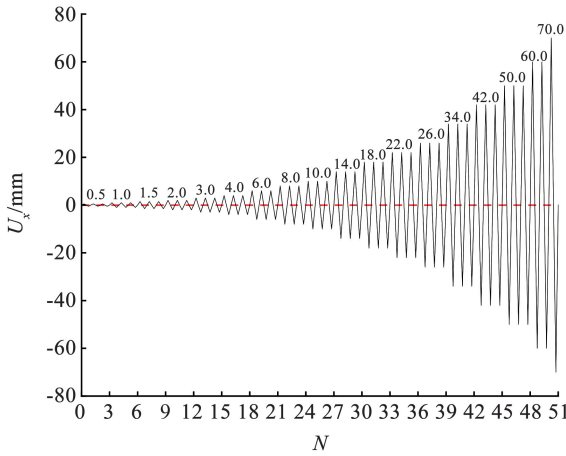


图 4 加载制度

Fig. 4 Loading protocol

### 1.4 测点布置

由于钢桁架承台的对称性与重复性,可按照加载方向、相对位置等因素对试件进行编号,如图 5 所示。试件的测点布置如图 6 所示,使用 68 个单向应变片、4 个三向应变片和 6 个位移计。为了观察主材屈曲的发生和发展程度,应变片主要分布在有限元分析确定的可能发生屈曲变形的主材中部外侧,每处布置 1 个三向应变片。为了观察管材平均轴力的变化过程,应变片主要分布在主材中部、斜材中部(相贯连接的斜材取较长段),每个截面沿轴线方向均匀布置 4 个单向应变片(主材中部外侧的单向应变片由三向应变片代替)。为了获取承台板顶部相对于主材底部的水平位移,D1、D2 安装在承台板顶部用于监测其水平位移,并消除由承台扭转带来的影响,D3 ~ D6 分别安装在各主材底部用于监测其水平位移。

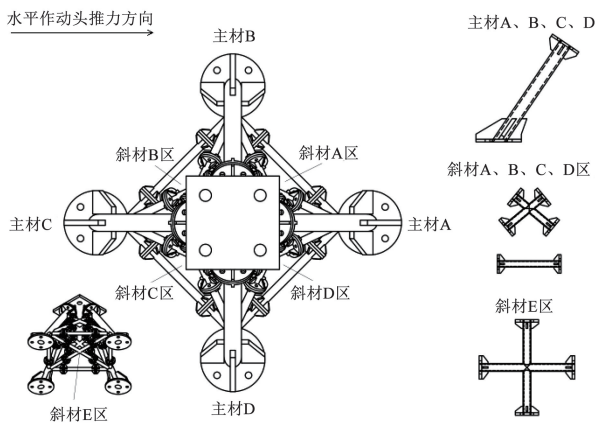


图 5 各部件相对位置示意

Fig. 5 Schematic of relative position of components

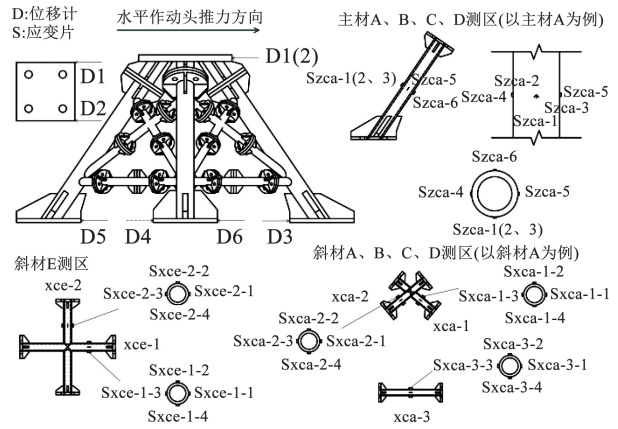


图 6 测点布置

Fig. 6 Layout of measuring points

## 2 试验现象

图 7 描述了试件试验过程的破坏形态、变形,包括螺栓松动后部件之间发生的滑移。

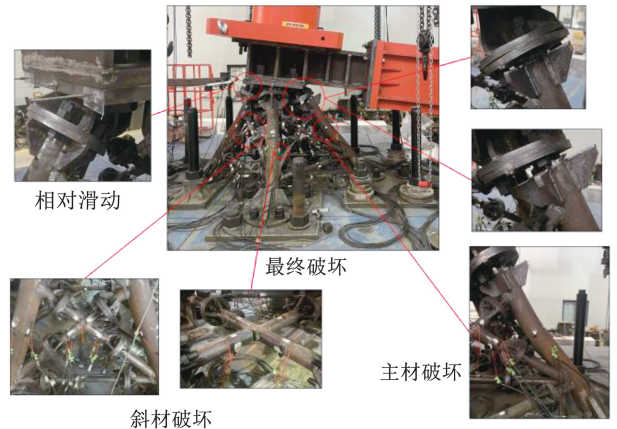


图 7 试验现象

Fig. 7 Experimental phenomenon

位移加载初期,在水平作动头位移  $U_x = 4$  mm 前,试件处于弹性阶段,位移、应变随荷载基本呈线性变化。在  $U_x = 6$  mm 后,主材法兰板发生屈曲,试件进入塑性阶段。当  $U_x = 10$  mm 时,主材底部螺栓发生松动,承台与底板连接处产生较大摩擦异响,主材底部法兰板与底板之间开始出现相对滑动。其后几级加载中承台各处螺栓逐渐松动,复合加载转换装置与承台板、承台内部法兰板之间随加载的进行发生一定的相对滑动。随着试验的继续进行,在  $U_x = 26$  mm 级循环加载中,部分斜材开始发生开裂甚至断裂,位置在其相贯焊缝处。当  $U_x = 34$  mm 时,更多斜材由开裂发展为断裂。从  $U_x = 42$  mm 开始,承台仅有主材及少量斜材受力,水平荷载持续增加。

当斜材完全失效后,在  $U_x = 60$  mm 级循环加载中:第 1 次循环结束后主材 A 上法兰肋板焊缝处发生撕裂,并且法兰板出现翘曲,主材 C 中部有压弯

变形,推力较上一级有所下降,拉力则持平;第2次循环推力阶段即将结束时,主材C上法兰板处焊缝完全断裂,滞回曲线已无法与第1次循环重合。由于此时仍有3根主材可以继续承受荷载,并且水平承载力并未明显下降,直接进行下一级循环加载。在 $U_x = 70$  mm级循环加载中,第1次循环拉力阶段结束后水平作动头转动角度过大,其横梁已接近试验设备底板,并且主材C与上法兰板完全错位,出现明显屈曲破坏,导致第2次循环推力阶段已无法进行。此时水平承载力达到峰值荷载的85%以下,并且试件出现严重破坏变形,加载过程停止。整个试验过程中,各部件连接处的螺栓均未出现明显变形、裂缝或断裂。

### 3 试验结果分析

#### 3.1 滞回曲线

图8给出了试件的滞回曲线,其中,以水平作动头推力方向为正、拉力方向为负。 $F_s$ 为水平荷载,承台板水平相对位移 $\Delta_i$ 为承台板的水平位移与4个主材底部法兰板水平位移平均值的差值。下同。由图8可以看出,试件的滞回曲线在前期呈梭形,然后向Z型发展,随着试验的继续进行,滞回曲线的饱满程度有所增加,呈弓形,表现出一定程度的捏缩现象。由此可知,随着水平荷载的增大,结构各处螺栓发生滑移,滞回曲线受到较多滑移的影响而呈Z型。而当水平位移幅值增大到一定程度后,多处螺栓的螺杆已至孔壁并参与受力,螺栓滑移带来的影响减小,从而滞回曲线的不饱满程度有所改善。此外,滞回曲线在正负方向上有一定程度的不对称。前期主要是由加工误差、装配式连接等使得试件不对称导致的,中期主要是由螺栓滑移的影响导致的,后期主要是由试件局部破坏的顺序不同或位置不对称导致的。

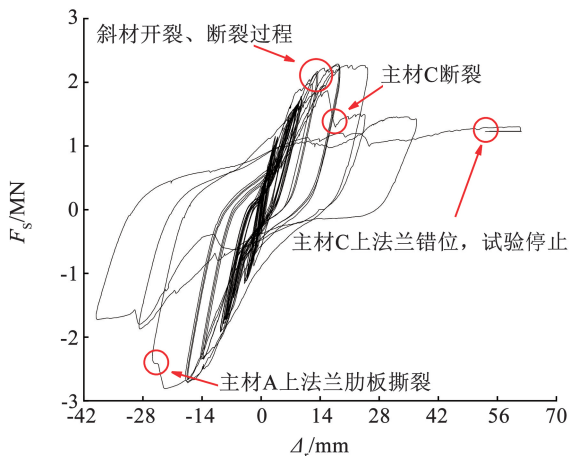


图8 滞回曲线

Fig. 8 Hysteresis curves

在试验过程中,由于低周往复荷载下圆钢管相贯焊缝处易出现应力集中<sup>[30-31]</sup>,导致斜材焊缝处发生开裂、断裂,结构内力重新分布,而水平荷载持续增加,未受到斜材失效的影响。随着试验继续进行,主材中部开始发生屈曲变形,水平荷载逐渐达到极限承载力。而在主材焊缝处发生开裂、断裂后,承载力迅速退化。由此可知,结构的主要承力构件是主材部分。

#### 3.2 骨架曲线

通过提取试件滞回曲线的各加载级第1次循环的峰值点得到试件的骨架曲线,如图9所示。可以看出,骨架曲线先后经历了弹性段、塑性段、下降段,而屈服段不明显。其中,在 $U_x = 6$  mm前试件处于弹性阶段,曲线较为稳定。在主材法兰板发生屈曲后试件进入塑性段,刚度开始下降,承载力继续增加。当主材中部开始发生局部屈曲时,水平承载力逐渐到达峰值。而随着主材焊缝发生断裂,水平承载力迅速退化,试验停止时推力、拉力方向承载力分别下降了37.0%、35.8%。此外,骨架曲线在正负方向上也存在一定程度的不对称,这主要是由螺栓滑移导致的。

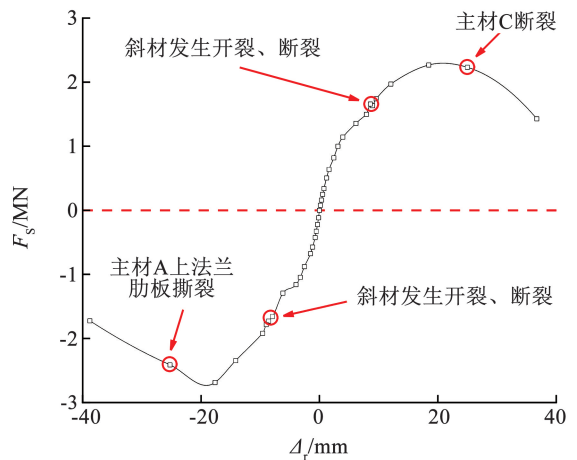


图9 骨架曲线

Fig. 9 Skeleton curves

同样地可以看出,在试验过程中,斜材失效虽然降低了试件的稳定性,但是对于水平承载力发展趋势的影响并不大。而主材截面的退化会有效影响结构的承载力,主材的焊缝破坏则直接导致了承载力的迅速退化,表明结构主要由主材承受荷载作用。

#### 3.3 延性

表3列出了试件的承载能力和延性。考虑到滞回曲线的不对称性,按照正负方向分别计算延性系数。可以看出,负方向的延性系数大于正方向,这是由于试验初期正负刚度不一致,在位移相同时拉力更大,导致负方向屈服位移更小,且随着试件出现斜

材焊缝断裂等局部破坏,初始刚度差异带来的影响逐渐减小,使得正负方向上的极限位移相近,从而导致延性系数出现差异。事实上,由于主材焊缝破坏,试验不能继续进行,试件的极限位移值理论上应大于试验值,其延性系数应大于该值,反映该结构具有良好的延性。

表 3 试件承载能力与延性

Tab. 3 Load-bearing capacity and ductility of specimens

| 方向  | $F_y/kN$ | $F_u/kN$ | $F_u/F_y$ | $\Delta_y/mm$ | $\Delta_u/mm$ | $\mu$ |
|-----|----------|----------|-----------|---------------|---------------|-------|
| 正方向 | 818.4    | 2 265.8  | 2.77      | 2.43          | 36.72         | 15.11 |
| 负方向 | 879.9    | 2 687.4  | 3.05      | 2.53          | 38.78         | 15.33 |

注: $\Delta_y$ 表示屈服位移, $\Delta_u$ 表示试验终止时的位移,延性系数  $\Delta = \Delta_u/\Delta_y$ , $F_y$ 为对应于  $\Delta_y$ 的承载力, $F_u$ 为极限承载力。

### 3.4 刚度退化

图 10 给出了试件的刚度退化。同 3.3 节,由于滞回曲线不对称,刚度退化曲线也分为正负两个方向。刚度退化因子  $K$  通过式(2)计算得出:

$$K_i = \frac{F_i}{\Delta_i} \quad (2)$$

式中: $F_i$ 为第  $i$  个位移荷载水平下第 1 个循环的峰值荷载, $\Delta_i$ 为对应的水平位移。

由图 10 可以看出,在弹性段时,正方向上的刚度在较小范围内上下波动,负方向上则由一个较大的刚度逐渐减小到与正方向相近的刚度水平,这是由于试验初期试件的各处间隙在较小的位移幅值下不能完全顶紧,使得试件刚度不能保持稳定,并且初始刚度差异带来的影响较为明显,导致负方向上的刚度有一个较大的下降趋势。在塑性段时,刚度随着水平位移荷载的增加持续稳定地退化,斜材完全失效前刚度退化速度逐渐减缓,而随着主材的破坏变形刚度退化速度又出现了一定的上升趋势,直至试验终止。

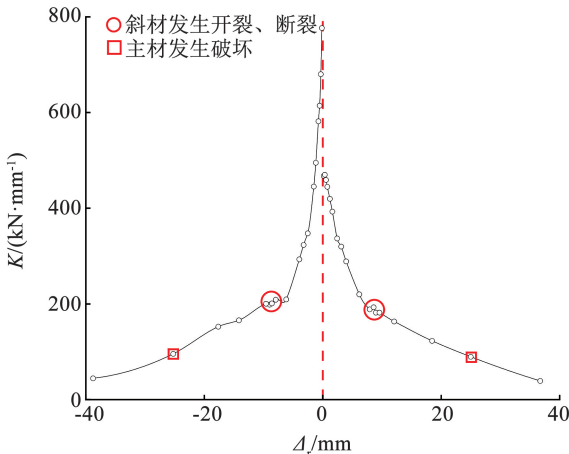


图 10 刚度退化曲线

Fig. 10 Stiffness degradation curves

### 3.5 耗能曲线与累积耗能

图 11 给出了试件的耗能曲线,黏滞阻尼系数  $h_e$  通过式(3)计算得出:

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \times \frac{A_{ABC} + A_{CDA}}{A_{\Delta OBF} + A_{\Delta ODE}} \quad (3)$$

式中: $A_{ABC}$ 、 $A_{CDA}$ 、 $A_{\Delta OBF}$ 、 $A_{\Delta ODE}$  分别表示图 11 中相关点所围成的区域面积。

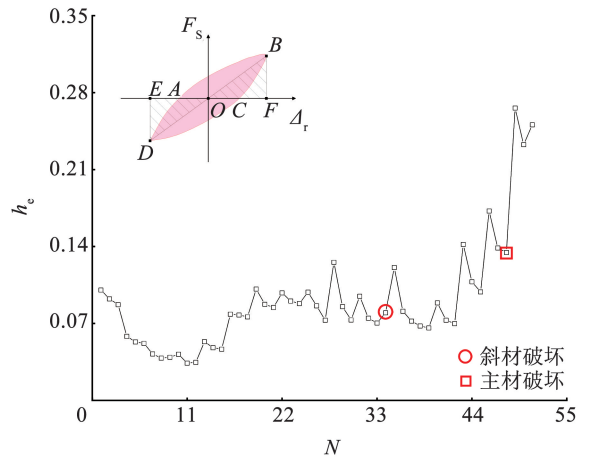


图 11 耗能曲线

Fig. 11 Energy dissipation curves

由图 11 可以看出,试件的黏滞阻尼系数随着试验的进行呈波浪式的上升趋势,在每一个加载阶段中随循环数的增加而有所下降。这主要是由于试件在试验过程中受到较多试件内外部螺栓滑移的影响,产生一定的摩擦耗能,使得即便在同一加载阶段内黏滞阻尼系数也有一定的变化,曲线总体表现出试件具有一定的能量耗散能力。此外,试件的累积耗能为 310 811.57 kN·m。一般情况下,累积耗能可以表示为滞回曲线各加载阶段所有区域的叠加。

### 3.6 应变分析

以主材 A、斜材 A-1 为例,图 12 给出了其一部分平均轴向应变随水平滞回荷载的变化。其中, $S$  为管材平均轴向应变。可以看出,试验前期各杆件平均轴向应变的变化呈现一定的滞回特性,符合其在拟静力试验下的内力变化。以主材 C 为例,图 13 给出了其一部分中部关键位置等效应力随水平滞回荷载的变化。其中, $S_{EQV}$  为主材中部关键位置等效应力。可以看出,在滞回荷载方向上的主材关键位置等效应力较平均轴向应力更早达到屈服值,这也能说明主材中部关键位置屈服是试件的主要破坏模式之一。

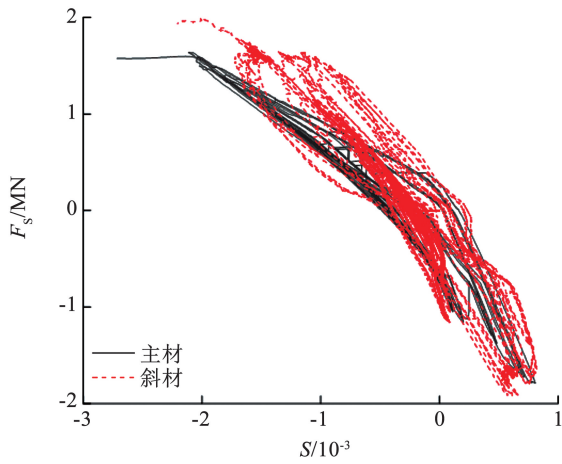


图 12 平均轴向应变

Fig. 12 Average axial strain

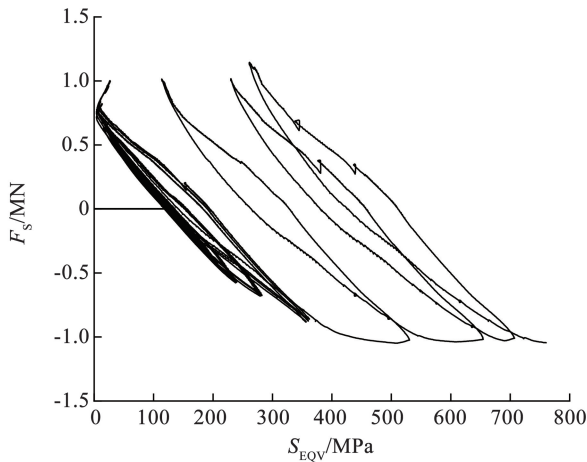


图 13 主材中部关键位置等效应力

Fig. 13 Equivalent stress at key positions in the midsection of main material

## 4 有限元分析

### 4.1 有限元模型

采用 ANSYS 建立精细的有限元模型进行分析。为简化有限元模型,方便计算,主材及其法兰板、肋板采用壳单元 shell181,斜材采用梁单元 beam189,其余部件均采用实体单元 solid185,并采用 conta174、conta175、targe170、prets179 等单元设置接触和螺栓预紧,除主材与承台板、主材与斜材之间接触设置为 MPC 接触之外,其余各处接触均设置为标准接触,螺杆与螺栓孔壁处不闭合间隙。其中,各处螺栓的预紧扭矩均设置为  $100 \text{ N}\cdot\text{m}$ ,摩擦因数  $M_u = 0.34$ 。

首先,采用力加载模式对复合加载转换装置施加该塔型的设计下压荷载  $F_N = 1\ 809 \text{ kN}$ ,然后,采用位移加载模式按照加载制度对复合加载转换装置施加水平滞回荷载,并在试验设备底板底面设置四边固支,有限元模型网格划分及边界条件如图 14 所示。其中,由于试验中出现焊缝破坏造成部分构件

失效,其破坏过程较为简短,在有限元模型中不模拟破坏过程,通过单元生死模拟破坏结果。试验现象表明:在  $U_x = 34 \text{ mm}$  级循环加载时大部分斜材已断裂失效,仅剩部分侧面水平斜材受力,对结构承载力影响有限,故出于保守考虑将斜材单元全部杀死;在  $U_x = 70 \text{ mm}$  级循环加载时将主材 C 单元杀死。

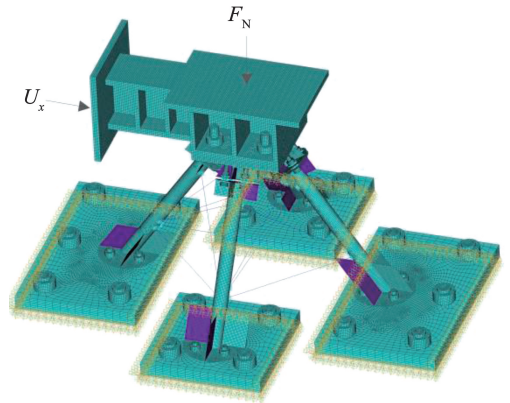


图 14 有限元模型网格划分及边界条件

Fig. 14 Mesh division and boundary condition of finite element method (FEM)

### 4.2 有限元结果对比

通过对比试验和有限元模型的滞回曲线、骨架曲线以及试件破坏形态、变形,验证有限元模型的正确性。图 15 给出了滞回曲线、骨架曲线对比,图 16 给出了变形对比。同时,以原模型为参考,在  $U_x = 34 \text{ mm}$  级循环加载时保留侧面水平斜材(将其他斜材单元杀死),在  $U_x = 42 \text{ mm}$  级循环加载时再将侧面水平斜材单元杀死。新模型骨架曲线与原模型的对比如图 15(b) 所示,可以看出,在  $U_x = 34 \text{ mm}$  级循环加载时将斜材单元全部杀死对结构承载力的影响较小,可按 4.1 节的设置进行模拟。

由图 15 可以看出,两者的滞回曲线、骨架曲线变化规律基本相同。从滞回曲线看,前期曲线均呈现 Z 型,比对效果较好,极限承载力相近,而后期曲线在捏缩程度上有所不同,试验曲线的捏缩程度更大,这是由模型材料的本构模型在塑性段与实际存在一定差异造成的,另外,关于斜材、主材失效的设置与实际不完全一致也有可能对其造成影响;从骨架曲线上看,两者发展趋势类似,前期刚度变化较为一致,而后期有所不同,这是由于有限元模型的螺栓滑移过程与实际存在一定差异,使得试件在较大螺栓滑移下的位移发展与实际有所不同,此外,试验在试件制作、安装等方面也可能出现一定的误差。由图 16 可以看出,两者在试验过程中发生的变形类似,两者的吻合程度较好,该模型可用于装配式钢桁架承台的参数分析之中。

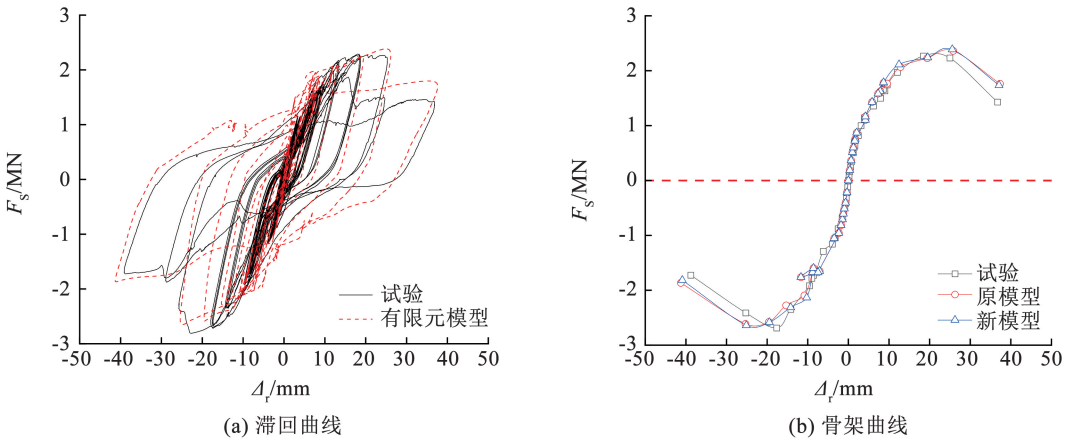


图 15 滞回曲线、骨架曲线对比

Fig. 15 Comparison of hysteresis and skeleton curves

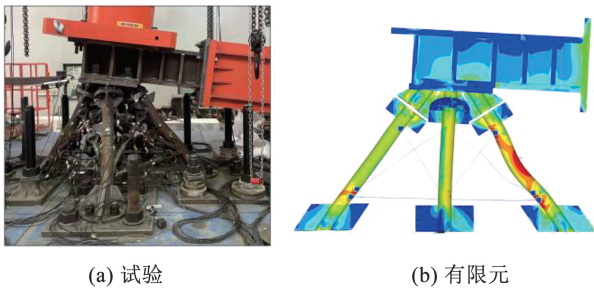


图 16 变形对比

Fig. 16 Comparison of deformation

由于装配式钢桁架承台与复合加载转换装置之间的螺栓按照原塔脚板地脚螺栓设计, 螺与孔壁的间隙偏大(左右各 7.5 mm), 滑移量偏大, 对滞回曲线的影响较大, 在原有限元模型中将该层螺栓固定后进行模拟。图 17 给出了该层螺栓固定前后的滞回曲线对比。可以看出, 装配式钢桁架承台与复合加载转换装置之间的螺栓滑移是造成试验中滞回曲线呈 Z 型且不饱满的主要因素, 而不是内部构件连接处的螺栓滑移。表明若通过减小螺栓孔径、增大螺栓预紧力等方式减少滑移影响, 则可使试验结果与有限元结果更为接近。

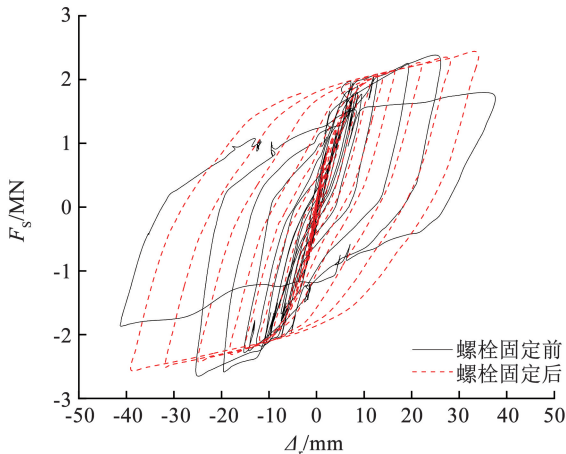


图 17 螺栓固定前后的滞回曲线对比

Fig. 17 Comparison of hysteresis curve before and after bolt fixation

### 4.3 参数分析

#### 4.3.1 能力需求比 ( $R_{DC}$ )

为更有效地进行参数分析, 选取参数范围, 根据 DL/T 5486—2020《架空输电线路杆塔结构设计技术规程》<sup>[33]</sup> 引入能力需求比<sup>[32]</sup> (demand to capacity ratio,  $R_{DC}$ ) 指标。

对于压弯构件有

$$R_{DC} = \frac{\gamma_R N}{f_y \varphi m_N A} + \frac{\gamma_R \beta M}{f_y \gamma_m W \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_E}\right)} \leq 1 \quad (4)$$

$$M = \max(\sqrt{M_{xA}^2 + M_{yA}^2}, \sqrt{M_{xB}^2 + M_{yB}^2}) \quad (5)$$

$$\beta = \beta_x \beta_y \quad (6)$$

$$\beta_x = 1 - 0.35 \sqrt{\frac{N}{N_E}} + 0.35 \sqrt{\frac{N}{N_E} \frac{M_{2x}}{M_{1x}}} \quad (7)$$

$$\beta_y = 1 - 0.35 \sqrt{\frac{N}{N_E}} + 0.35 \sqrt{\frac{N}{N_E} \frac{M_{2y}}{M_{1y}}} \quad (8)$$

$$N_E = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \quad (9)$$

$$N'_E = \frac{\pi^2 EA}{1.1 \lambda^2} \quad (10)$$

对于拉弯构件有

$$R_{DC} = \frac{\gamma_R N}{f_y \eta A} + \frac{\gamma_R \sqrt{M_x^2 + M_y^2}}{f_y \gamma_m W} \leq 1 \quad (11)$$

式中:  $\gamma_R$  为钢材抗力分项系数,  $\varphi$  为轴心受压构件稳定系数,  $m_N$  为压杆稳定强度折减系数,  $M, \beta$  为计算双向压弯钢管构件整体稳定时采用的弯矩设计值和等效弯矩系数,  $\gamma_m$  为钢管截面塑性发展系数,  $N_E$  为根据构件最大长细比计算的欧拉力,  $\eta$  为构件强度折减系数,  $W, E$  分别为构件的截面模量和钢材的弹性模量。

通过有限元模型计算试件的主材、斜材在设计荷载下的最大  $R_{DC}$ , 可以判断试件是否能够满足设计要求。选取承台板厚度  $l_3$ 、承台高度  $H$ 、主材径厚

比  $M$ 、斜材径厚比  $m$ 、下压力  $F_N$  5 个参数(由于结构空间有限,管材径厚比的变化是指在直径不变的情况下改变厚度),以试件原尺寸为对照组,按照控制变量的方式调整各项参数,可以得到主材、斜材最大

$R_{DC}$  的变化情况。图 18 给出了主材、斜材的最大  $R_{DC}$  随各参数的变化,由  $R_{DC} \leq 1$  以及设计要求可以确定参数分析的范围以及具体取值,如表 4 所示。

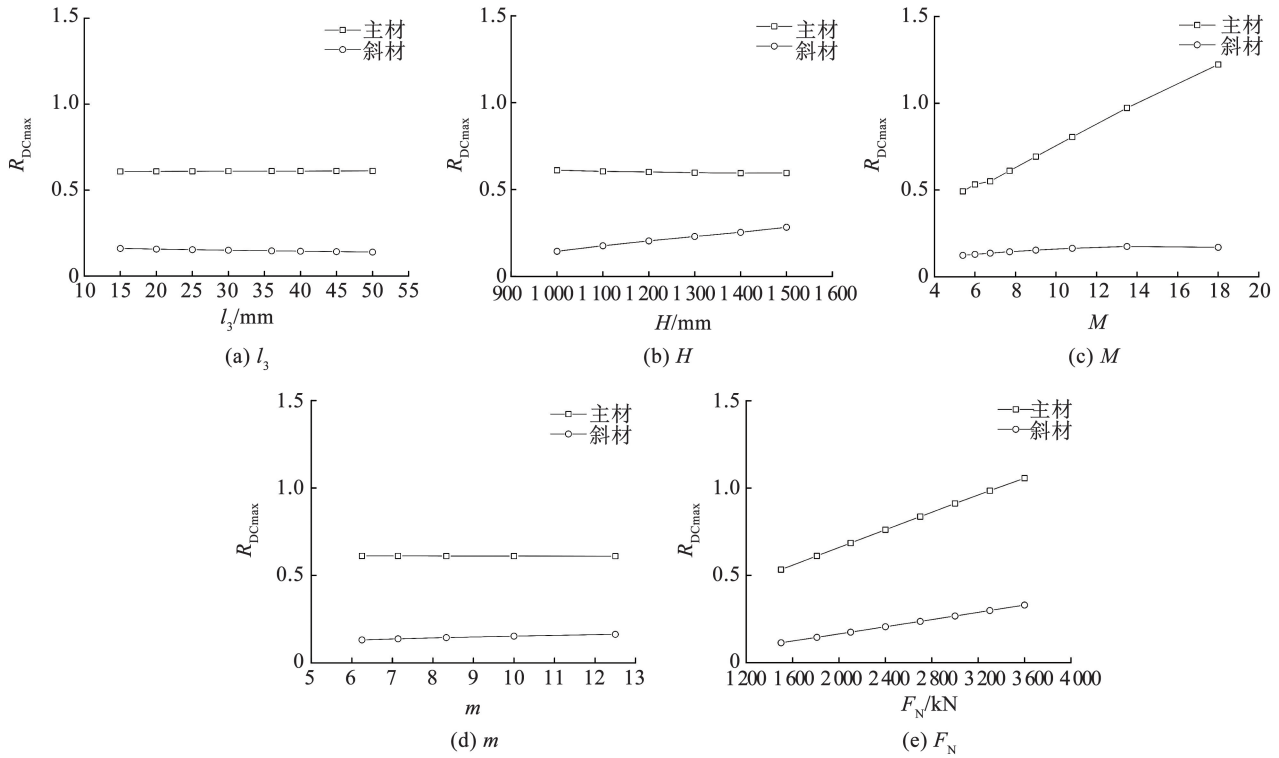


图 18 各参数变化下的  $R_{DCmax}$

Fig. 18  $R_{DCmax}$  of each parameter variation

表 4 参数分析取值

Tab. 4 Data range of parameter analysis

| 参数    | 取值范围             | 模型数 |
|-------|------------------|-----|
| 承台板厚度 | 15 ~ 50 mm       | 8   |
| 承台高度  | 1 000 ~ 1 500 mm | 6   |
| 主材径厚比 | 直径 108 mm        | 7   |
|       | 厚度 8 ~ 20 mm     |     |
| 斜材径厚比 | 直径 50 mm         | 5   |
|       | 厚度 4 ~ 8 mm      |     |
| 下压力   | 1 500 ~ 3 300 kN | 7   |

为更直接地反映装配式钢桁架承台的抗震性能,将承台与复合加载转换装置、试验设备连接的螺栓与其孔壁之间设置为无间隙接触,限制其滑移,其余设置与 4.1 节一致,进行参数分析。另试验终止主要是因为主材焊缝断裂,主材屈曲程度还有进一步发展的空间,在该结构的参数分析中不考虑其焊缝破坏。

#### 4.3.2 参数分析结果

图 19(a) ~ (e) 给出了试件在各参数变化下的骨架曲线。由图 19(a) 可以看出,随着承台板厚度

逐渐增大,各级循环位移幅值时的水平荷载变化较小,基本在 10 kN 的区间范围内波动,而结构的延性随着承台板厚度的增加略有降低。这是因为该结构的主要破坏形式为主材屈曲破坏,承台板仅起到传递荷载的作用,而承台板厚度越大,其抵抗变形的能力也越大。另外,当承台板厚度过小时,其抵抗变形的能力较差,易先于主材发生破坏,在承台板厚度大于 30 mm 后,承台板的厚度变化对骨架曲线几乎没有影响。为减轻承台板重量,同时相比上部铁塔的塔脚板厚度不能过小,建议将该塔型的承台板厚度设为 40 mm。因此,承台板厚度是影响该结构滞回性能的次要参数。

由图 19(b) 可以看出,承台高度的增大不仅使得结构的水平承载力降低,而且会使其弹性刚度减小,还使得结构的延性有所增加,同时结构更早到达极限荷载。这是因为随着承台高度的增大,主材与地面的夹角增大,增加了结构的不稳定性,降低了结构的抗侧刚度,并且使得主材产生更大的变形,另外更大的主材可变形长度可能也是其延性增加的原因之一。因此,承台高度是影响该结构滞回性能的主要参数。

由图 19(c)可以看出,随着主材径厚比逐渐减小,结构的水平承载力提高,弹性刚度增大,并且在更晚进入屈服的同时保持较好的塑性变形能力,但是结构的延性略有降低。这是因为主材是决定该结构承载能力的主要组成部分,随着主材径厚比的减小,主材本身的承载能力以及抵抗变形的能力增大。因此,主材径厚比是影响该结构滞回性能的主要参数。

由图 19(d)可以看出,在初始加载阶段,各模型弹性刚度相近,在结构到达极限承载力前后时,各循环位移幅值时的水平荷载随着斜材径厚比的减小而增大,其幅度较小,而延性则略有减小。这是因为在较小的斜材径厚比下,斜材的承载能力、抵抗变形的能力较大。另外,在装配式钢桁架承台较小的空间

内,斜材径厚比可变化的范围较小,对结构滞回性能的影响有限。因此,斜材径厚比是影响该结构滞回性能的次要参数。

由图 19(e)可以看出,当下压力  $F_N \leq 2\ 400\ \text{kN}$  时,在初始加载阶段,各模型弹性刚度相近,在结构到达极限承载力前后时,各循环位移幅值时的水平荷载随着下压力的增大而减小。而当下压力增加到一定程度时,结构转而更早进入屈服阶段,到达极限时的位移幅值和水平承载力均大幅度减小,结构更早发生破坏。这主要是因为较大的下压力下,结构在滞回开始前已经产生了较大的内力和变形,进而影响滞回性能,若需承受更大的下压力则可通过减小主材  $R_{DC}$  以提升性能。因此,下压力是影响该结构滞回性能的主要参数。

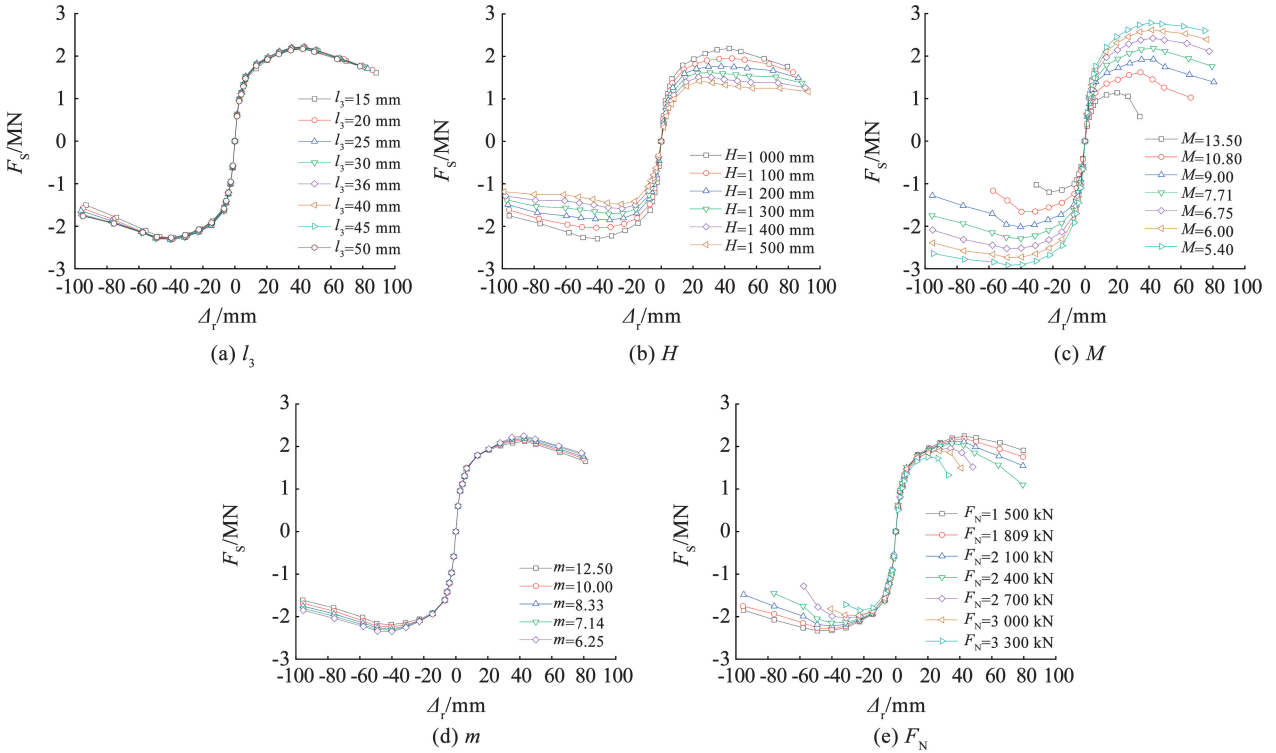


图 19 各参数变化下的骨架曲线

Fig. 19 Skeleton curves of each parameter variation

4.3.3 破坏前骨架曲线的经验公式

由参数分析结果可得,影响该装配式钢桁架承台滞回性能的主要参数为承台高度  $H$ 、主材径厚比  $M$ 、下压力  $F_N$ ,次要参数为承台板厚度  $l_3$ 、斜材径厚比  $m$ 。实际应用时,由于承台板厚度、斜材径厚比影响有限,不纳入该骨架曲线经验公式的考虑中,设计时按构造要求即可。通过承台高度、主材径厚比、下压力对骨架曲线屈服位移、屈服荷载、极限位移、极限荷载的影响程度,可提出其破坏前骨架曲线的经验公式:

$$F_S = \begin{cases} K_y \Delta_{r2}, & \Delta_{r2} \leq \Delta_y \\ K_y \Delta_y + K_u (\Delta_{r2} - \Delta_y), & \Delta_y < \Delta_{r2} \leq \Delta_u \\ K_y \Delta_y + K_u (\Delta_u - \Delta_y), & \Delta_u < \Delta_{r2} \end{cases} \quad (12)$$

$$K_y = K_{y0} \times$$

$$\frac{1 - 0.75 \left( \frac{H}{H_0} - 1 \right) - 0.55 \left( \frac{M}{M_0} - 1 \right) + 0.066 \left( \frac{F_N}{F_{N0}} - 1 \right)}{1 + 0.41 \left( \frac{H}{H_0} - 1 \right) + 0.068 \left( \frac{M}{M_0} - 1 \right) + 66.75 \left( \frac{F_N}{F_{N0}} - 1 \right)} \quad (13)$$

其中,  $H_0 = 1.0 \text{ m}$ ,  $M_0 = 7.71$ ,  $F_{N0} = 1\ 809 \text{ kN}$ , 其他子式同。

$$K_{y0} = \frac{955\ 450}{2.71} = 3.53 \times 10^5 \text{ kN/m} \quad (14)$$

$$\Delta_y = \Delta_{y0} \times$$

$$\left[ 1 + 0.41 \left( \frac{H}{H_0} - 1 \right) + 0.068 \left( \frac{M}{M_0} - 1 \right) + 66.75 \left( \frac{F_N}{F_{N0}} - 1 \right) \right] \quad (15)$$

$$\Delta_{y0} = 2.71 \times 10^{-3} \text{ m} \quad (16)$$

$$K_u = K_{u0} \times$$

$$\frac{1 - 0.87 \left( \frac{H}{H_0} - 1 \right) - 1.12 \left( \frac{M}{M_0} - 1 \right) - 0.29 \left( \frac{F_N}{F_{N0}} - 1 \right)}{1 + 0.27 \left( \frac{H}{H_0} - 1 \right) + 0.081 \left( \frac{M}{M_0} - 1 \right) - 27.07 \left( \frac{F_N}{F_{N0}} - 1 \right)} \quad (17)$$

$$K_{u0} = \frac{1\ 229\ 910}{40.09} = 3.07 \times 10^4 \text{ kN/m} \quad (18)$$

$$\Delta_u = \Delta_{u0} \times$$

$$\left[ 1 + 0.28 \left( \frac{H}{H_0} - 1 \right) + 0.079 \left( \frac{M}{M_0} - 1 \right) - 21.13 \left( \frac{F_N}{F_{N0}} - 1 \right) \right] \quad (19)$$

$$\Delta_{u0} = 4.28 \times 10^{-2} \text{ m} \quad (20)$$

式中:  $F_s$  为水平荷载, kN;  $\Delta_{i2}$  为承台板水平相对位移, m;  $K_y$  为弹性刚度, kN/m;  $K_{y0}$  为弹性刚度初始参考值, kN/m;  $\Delta_y$  为屈服位移, m;  $\Delta_{y0}$  为屈服位移初始参考值, m;  $K_u$  为屈服后刚度, kN/m;  $K_{u0}$  为屈服后刚度初始参考值, kN/m;  $\Delta_u$  为极限位移, m;  $\Delta_{u0}$  为极限位移初始参考值, m;  $1.0 \text{ m} \leq H \leq 1.5 \text{ m}$ ,  $5.40 \leq M \leq 9.00$ ,  $1\ 500 \text{ kN} \leq F_N \leq 2\ 400 \text{ kN}$ 。

图 20 分别给出了承台高度、主材径厚比、下压力 3 个参数中某一有限元模型骨架曲线与经验公式曲线的对比。表 5 给出了该经验公式与该 3 个参数下有限元模型的对比。由图 20 及表 5 可以看出, 该经验公式与有限元结果吻合较好。

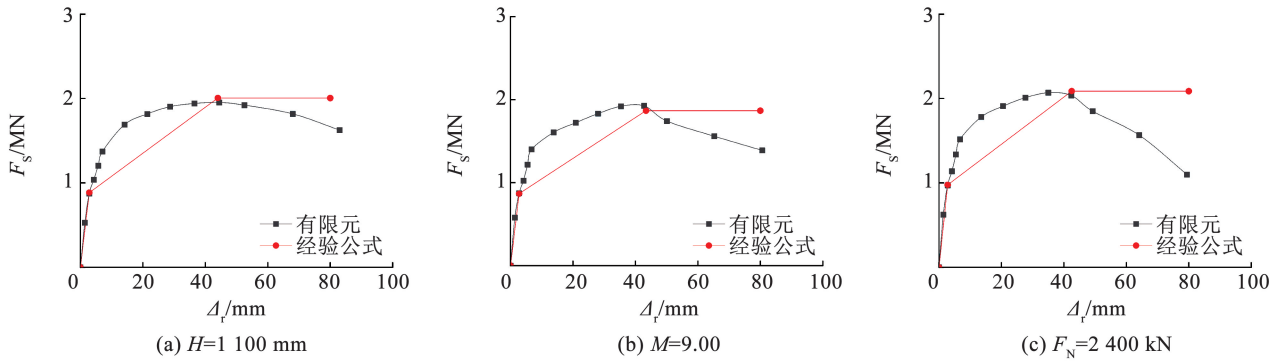


图 20 经验公式与有限元模型骨架曲线对比

Fig. 20 Comparison of empirical formula and FEM skeleton curves

表 5 经验公式与有限元模型的结果对比

Tab.5 Comparison of empirical formula and FEM results

| 参数        | 数值    | $\Delta_y$ /mm |      |       | $\Delta_u$ /mm |       |       | $F_y$ /kN |          |       | $F_u$ /kN |          |       |
|-----------|-------|----------------|------|-------|----------------|-------|-------|-----------|----------|-------|-----------|----------|-------|
|           |       | 公式             | FEM  | 误差/%  | 公式             | FEM   | 误差/%  | 公式        | FEM      | 误差/%  | 公式        | FEM      | 误差/%  |
| $H$ /mm   | 1 100 | 2.82           | 2.85 | 1.06  | 44.00          | 44.49 | 1.11  | 883.45    | 873.82   | -1.09 | 2 006.36  | 1 952.46 | -2.69 |
|           | 1 200 | 2.93           | 2.98 | 1.71  | 45.20          | 45.84 | 1.42  | 811.45    | 793.10   | -2.26 | 1 827.36  | 1 747.49 | -4.37 |
|           | 1 300 | 3.04           | 3.11 | 2.30  | 46.40          | 47.00 | 1.29  | 739.45    | 730.37   | -1.23 | 1 648.36  | 1 571.82 | -4.64 |
|           | 1 400 | 3.15           | 3.19 | 1.27  | 47.60          | 47.96 | 0.76  | 667.45    | 659.96   | -1.12 | 1 469.36  | 1 422.24 | -3.21 |
|           | 1 500 | 3.26           | 3.28 | 0.61  | 48.80          | 48.99 | 0.39  | 595.45    | 595.42   | -0.01 | 1 290.36  | 1 288.33 | -0.16 |
| $M$       | 5.40  | 2.65           | 2.66 | 0.38  | 41.78          | 41.22 | -1.34 | 1 112.23  | 1 099.10 | -1.18 | 2 754.61  | 2 780.22 | 0.93  |
|           | 6.00  | 2.67           | 2.67 | 0     | 42.05          | 41.92 | -0.31 | 1 071.51  | 1 067.43 | -0.38 | 2 606.76  | 2 614.74 | 0.31  |
|           | 6.75  | 2.69           | 2.68 | -0.37 | 42.38          | 42.46 | 0.19  | 1 020.61  | 1 023.78 | 0.31  | 2 421.94  | 2 419.18 | -0.11 |
|           | 9.00  | 2.74           | 2.75 | 0.36  | 43.37          | 42.86 | -1.18 | 867.90    | 856.10   | -1.36 | 1 867.47  | 1 890.85 | 1.25  |
| $F_N$ /kN | 1 500 | 2.68           | 2.69 | 0.37  | 42.95          | 42.80 | -0.35 | 944.64    | 935.04   | -1.02 | 2 236.35  | 2 242.61 | 0.28  |
|           | 2 100 | 2.74           | 2.73 | -0.36 | 42.65          | 42.60 | -0.12 | 965.64    | 953.87   | -1.22 | 2 137.35  | 2 113.20 | -1.13 |
|           | 2 400 | 2.77           | 2.78 | 0.36  | 42.50          | 42.36 | -0.33 | 976.14    | 970.25   | -0.60 | 2 087.85  | 2 035.28 | -2.52 |

## 5 结 论

1) 装配式钢桁架承台在最大设计下压荷载作用下,其水平屈服荷载、水平极限荷载分别约为最大水平荷载设计值的 4 倍、12 倍,延性系数约为 15,具有一定的延性和变形能力,在较大螺栓滑移下仍有一定的塑性耗能能力。

2) 装配式钢桁架承台的主要破坏模式是发生在水平力方向上的主材的中部屈曲变形,当主材中部发生局部集中破坏时水平承载力达到峰值。

3) 影响装配式钢桁架承台抗震性能的主要参数为承台高度  $H$ 、主材径厚比  $M$ 、下压力  $F_N$ 。保持其他参数不变,其抗震性能随着承台高度、主材径厚比或下压力的减小而提高。根据参数分析结果提出了其破坏前骨架曲线的经验公式,公式结果与有限元模型结果吻合较好。

## 参 考 文 献

- [1] 方晴, 罗先国. 微孔桩基础在山区输电线路中的应用[J]. 企业管理, 2021(增刊2): 20  
FANG Qing, LUO Xianguo. Application of microporous pile foundation in mountainous transmission line [J]. Enterprise Management, 2021(Sup. 2): 20
- [2] 鄢秀庆, 辜良雨, 余国庆, 等. 新型锚杆基础破坏机理及影响因素研究[J]. 四川电力技术, 2022, 45(3): 73  
YAN Xiuqing, GU Liangyu, YU Guoqing, et al. Research on failure mechanism and influencing factors of new type anchor foundation [J]. Sichuan Electric Power Technology, 2022, 45(3): 73. DOI: 10.16527/j. issn. 1003 - 6954. 20220313
- [3] 徐彬, 曾二贤, 白强, 等. 陡峭山区输电线路新型子母基础设计[J]. 电力勘测设计, 2017(1): 55  
XU Bin, ZENG Erxian, BAI Qiang, et al. Design of new child-mother foundation of transmission line in precipitous mountain area [J]. Electric Power Survey & Design, 2017(1): 55. DOI: 10.13500/j. cnki. 11 - 4908/tk. 2017. 01. 013
- [4] 胡超, 曾二贤, 徐彬. 陡峭山区输电铁塔子母基础框架的数值分析及应用[J]. 内蒙古电力技术, 2016, 34(1): 10  
HU Chao, ZENG Erxian, XU Bin. Numerical analysis and application on child-mother foundation frame of transmission tower in steep mountain areas [J]. Inner Mongolia Electric Power, 2016, 34(1): 10
- [5] 徐再根, 高雅慧, 张丽娟, 等. 板式-螺旋锚复合基础力学性能研究[J]. 工程建设, 2023, 55(3): 6  
XU Zaigen, GAO Yahui, ZHANG Lijuan, et al. Research on mechanical properties of plate-screw anchor composite foundation [J]. Engineering Construction, 2023, 55(3): 6. DOI: 10.13402/j. gcjs. 2023. 03. 028
- [6] 张文翔, 邱昊茨, 李扬森, 等. 山区输电线路掏挖-锚杆复合基础设计关键技术研究[J]. 土工基础, 2021, 35(6): 698  
ZHANG Wenxiang, QIU Haoci, LI Yangsen, et al. Combination of expanded base pier and ground anchor for transmission tower foundations in mountain areas [J]. Soil Engineering and Foundation, 2021, 35(6): 698
- [7] 麻坚, 马宇辉, 杨运国, 等. 输电铁塔压力型锚索承台基础受力特性分析[J]. 科技通报, 2021, 37(6): 33  
MA Jian, MA Yuhui, YANG Yunguo, et al. Mechanical characteristics analysis of pressure-type cable anchored platform foundation of transmission tower [J]. Bulletin of Science and Technology, 2021, 37(6): 33. DOI: 10.13774/j. cnki. kjtb. 2021. 06. 007
- [8] 麻坚, 袁建国, 应健, 等. 山区输电线路转角塔压力型锚索承台基础研究[J]. 浙江电力, 2019, 38(7): 53  
MA Jian, YUAN Jianguo, YING Jian, et al. Study of pressure-type anchor cable platform foundation for corner tower of transmission line in mountainous area [J]. Zhejiang Electric Power, 2019, 38(7): 53. DOI: 10.19585/j. zjdl. 201907009
- [9] 张斌, 史卫国, 闫芳芳. 输电线路杆塔锚杆复合型基础的研究[J]. 电气传动自动化, 2018, 40(3): 16  
ZHANG Bin, SHI Weiguo, YAN Fangfang. Research on composite foundation of anchor tower of transmission line [J]. Electric Drive Automation, 2018, 40(3): 16
- [10] 李侠, 吴祖咸, 陶冬晓. 丘陵山区地带输电线路复合型基础探索与应用[J]. 中国勘察设计, 2013(9): 85  
LI Xia, WU Zuxian, TAO Dongxiao. Exploration and application of composite foundation in mountainous transmission line [J]. China Engineering Consulting, 2013(9): 85
- [11] 程永锋, 鲁先龙, 丁士君, 等. 掏挖与岩石锚杆复合型杆塔基础抗拔试验与计算[J]. 电力建设, 2012, 33(3): 6  
CHENG Yongfeng, LU Xianlong, DING Shijun, et al. Experimental and computational research on the uplift of composite foundation of belled pier and rock anchor in transmission line engineering [J]. Electric Power Construction, 2012, 33(3): 6
- [12] 丁士君, 鲁先龙, 郑卫锋. 输电线路新型复合式基础试验研究[J]. 电网与清洁能源, 2011, 27(1): 20  
DING Shijun, LU Xianlong, ZHENG Weifeng. Experimental research on new composite foundation of transmission lines [J]. Power System and Clean Energy, 2011, 27(1): 20
- [13] 丁士君, 金建华, 鲁先龙. 输电线路新型复合式基础的设计与应用[J]. 武汉大学学报(工学版), 2011, 44(增刊1): 210  
DING Shijun, JIN Jianhua, LU Xianlong. Design and application of novel composite foundations to transmission lines [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2011, 44(Sup. 1): 210
- [14] 杨煜, 周恩平, 周欣, 等. 西南山区输电线路岩石锚杆基础的几个问题探讨[J]. 电力勘测设计, 2023(11): 39  
YANG Yu, ZHOU Enping, ZHOU Xin, et al. Discussion on several problems of rock anchor foundation of power transmission line in southwest mountainous area [J]. Electric Power Survey & Design, 2023(11): 39. DOI: 10.13500/j. dlksj. issn1671 - 9913. 2023. 11. 008
- [15] 薛正元, 余亮, 杨明, 等. 山区特高压输电线路岩石锚杆基础的应用及造价分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2022, 55(增刊1): 142  
XUE Zhengyuan, YU Liang, YANG Ming, et al. Application and cost analysis of rock anchor foundation for mountainous UHV transmission lines [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2022, 55(Sup. 1): 142
- [16] 刘忠, 蔡锦云, 王罡, 等. 复杂山区微型钢管桩钻机的研制与应用[J]. 机电工程技术, 2023, 52(10): 6

- LIU Zhong, CAI Jinyun, WANG Gang, et al. Development and application of miniature steel pipe pile drilling rig in complex mountainous areas [J]. Mechanical & Electrical Engineering Technology, 2023, 52(10): 6
- [17] 马宁, 林峰, 江雷, 等. 模块化微型桩钻机的研制及工程应用[J]. 四川电力技术, 2023, 46(4): 44
- MA Ning, LIN Feng, JIANG Lei, et al. Development and engineering application of modular micro-pile drilling rig [J]. Sichuan Electric Power Technology, 2023, 46(4): 44. DOI:10.16527/j. issn. 1003-6954. 20230408
- [18] 董杰, 范荣全, 贺前, 等. 山区输电线路微型桩模块化钻机的研制[J]. 四川电力技术, 2022, 45(5): 26
- DONG Jie, FAN Rongquan, HE Qian, et al. Design and research on modular drilling rig of micro-pile for transmission lines in mountainous area[J]. Sichuan Electric Power Technology, 2022, 45(5): 26. DOI:10.16527/j. issn. 1003-6954. 20220505
- [19] 吕建国, 白俊平, 郭青. 输电线路总体设计方案优化探讨[J]. 现代工业经济和信息化, 2016, 6(14): 27
- LV Jianguo, BAI Junping, GUO Qing. Optimization design of transmission line[J]. Modern Industrial Economy and Informationization, 2016, 6(14): 27. DOI:10.16525/j. cnki. 14-1362/n. 2016. 14. 12
- [20] 卢笛, 管浩南, 冯炳, 等. 基于灌注桩-锚杆复合基础的输电塔装配式钢桁架支座荷载试验研究[J]. 特种结构, 2024, 41(6): 86
- LU Di, GUAN Haonan, FENG Bing, et al. Load test study of assembled steel truss pedestal for transmission tower based on bored pile-anchor composite foundation [J]. Special Structures, 2024, 41(6): 86. DOI:10.19786/j. tjzg. 2024. 06. 015
- [21] 冯炳, 黄剑, 朱玛, 等. 预制承台式微型桩-锚杆复合基础及其施工方法: CN115288119A[P]. 2022-11-04
- FENG Bing, HUANG Jian, ZHU Ma, et al. Prefabricated pedestal micropile-anchor composite foundation and its construction method: CN115288119A[P]. 2022-11-04
- [22] 相阳, 罗永峰, 黄青隆. 装配式钢结构抗震性能研究进展[J]. 建筑钢结构进展, 2019, 21(3): 1
- XIANG Yang, LUO Yongfeng, HUANG Qinglong. Research progress on the seismic performance of prefabricated steel structures [J]. Progress in Steel Building Structures, 2019, 21(3): 1. DOI:10.13969/j. cnki. cn31-1893. 2019. 03. 001
- [23] 郁有升, 张颜颜, 李建峰, 等. 一种新型梁柱装配式刚性节点滞回性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2014, 16(2): 1
- YU Yousheng, ZHANG Yanyan, LI Jianfeng, et al. Study on hysteretic behavior of a new prefabricated beam-to-column rigid connection [J]. Progress in Steel Building Structures, 2014, 16(2): 1. DOI:10.13969/j. cnki. cn31-1893. 2014. 02. 001
- [24] 曹正罡, 杜鹏, 李江东, 等. 低周往复荷载作用下可变梁高装配式钢框架节点力学性能研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(4): 1
- CAO Zhenggang, DU Peng, LI Jiandong, et al. Research on mechanical performance of bolted height adjustable steel beam-to-column connections under low cycle reversed loading[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(4): 1. DOI:10.14006/j. jzjgxb. 2015. 04. 001
- [25] 丁娟, 杨彬, 李瑞锋, 等. 采用钢板攻丝高强螺栓法兰连接的装配式钢框架柱受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(8): 143
- DING Juan, YANG Bin, LI Ruifeng, et al. Research on mechanical behavior of prefabricated steel frame columns using high-strength bolted flange connection with tapping steel plate [J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(8): 143. DOI:10.14006/j. jzjgxb. 2016. 08. 017
- [26] 张爱林, 赵亮, 刘学春, 等. 装配式方钢管柱桁架梁节点单调加载试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(增刊2): 169
- ZHANG Ailin, ZHAO Liang, LIU Xuechun, et al. Monotonic experimental study of prefabricated square tubular column to truss beam connections[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(Sup. 2): 169. DOI:10.15951/j. tmgxcb. 2014. s2. 027
- [27] 刘学春, 浦双辉, 徐阿新, 等. 模块化装配式多高层钢结构全螺栓连接节点静力及抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(12): 43
- LIU Xuechun, PU Shuanghui, XU Axin, et al. Experimental study on static and seismic performance of bolted joint in modularized multi-layer and high-rise prefabricated steel structures[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(12): 43. DOI:10.14006/j. jzjgxb. 2015. 12. 006
- [28] 华东电力设计院. 架空输电线路钢管塔设计技术规定: DL/T 5254—2010[S]. 北京: 中国计划出版社, 2010
- East China Electric Power Design Institute. Technical regulation of design for steel tubular tower structures of overhead transmission line: DL/T 5254—2010[S]. Beijing: China Planning Press, 2010
- [29] 钢铁研究总院. 金属材料拉伸试验第1部分: 室温试验方法: GB/T 228.1—2010[S]. 北京: 中国标准出版社, 2010
- Iron and Steel Research Institute. Metallic materials; tensile testing; part1: method of test at room temperature; GB/T 228.1—2010[S]. Beijing: Standards Press of China, 2010
- [30] 董事尔, 李潇, HAZE M, 等. 圆管状钢结构节点的应力集中因子研究现状[J]. 机械, 2018, 45(9): 1
- DONG Shier, LI Xiao, HAZE M, et al. Research status of stress concentration factors for joints of circular tubular steel structures [J]. Machinery, 2018, 45(9): 1
- [31] 冷夏. K型钢管相贯节点超低周疲劳断裂性能的研究[D]. 保定: 河北大学, 2024
- LENG Xia. Research on ultra-low cycle fatigue fracture performance of steel pipes intersecting K-joint[D]. Baoding: Hebei University, 2024. DOI:10.27103/d. cnki. ghebu. 2024. 001747
- [32] LI Yongquan, CHEN Yong, SHEN Guohui, et al. Member capacity-based progressive collapse analysis of transmission towers under wind load[J]. Wind & Structures, 2021(4): 33. DOI:10.12989/was. 2021. 33. 4. 317
- [33] 电力规划设计总院. 架空输电线路杆塔结构设计技术规程: DL/T 5486—2020[S]. 北京: 中国计划出版社, 2020
- Electric Power Planning and Design Institute. Technical specification for the design of steel supporting structures of overhead transmission line: DL/T 5486—2020[S]. Beijing: China Planning Press, 2020