



第七届结构工程新进展国际论坛论文集

Proceedings of the 7th International Forum on
Advances in Structural Engineering

2016 中国·西安

史庆轩 苏明周 陶毅 主编

Editors in Chief: Shi Qingxuan, Su Mingzhou & Tao Yi

中国建筑工业出版社



第七届结构工程新进展 国际论坛论文集

Proceedings of the 7th International Forum on
Advances in Structural Engineering

2016 中国·西安

史庆轩 苏明周 陶毅 主编

Editors in Chief: Shi Qingxuan
Su Mingzhou & Tao Yi

中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

第七届结构工程新进展国际论坛论文集/史庆轩, 苏明周主编. —北京: 中国建筑工业出版社, 2016. 8

ISBN 978-7-112-19632-6

I. ①第… II. ①史… ②苏… III. ①结构工程-国际学术会议-文集 IV. ①TU3-53

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2016) 第 175637 号

责任编辑: 刘婷婷 赵梦梅

责任校对: 李美娜 李欣慰

第七届结构工程新进展国际论坛论文集

史庆轩 苏明周 陶毅 主编

*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

北京红光制版公司制版

廊坊市海涛印刷有限公司印刷

*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 20 $\frac{3}{4}$ 字数: 503 千字

2016 年 8 月第一版 2016 年 8 月第一次印刷

定价: 80.00 元

ISBN 978-7-112-19632-6

(29132)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

目 录

Contents

750kV 构架半相贯半螺栓连接空间节点的承载力试验研究 \ 雷晓标, 张玉明	1
圆形煤场桩一网复合地基有限元分析 \	
易自砚, 林娜, 范春竹, 李红星, 何邵华, 赵晴	10
浅谈特高压换流站钢结构建筑物的防火设计 \ 雷蕾, 雷晓标, 陈乐, 张玉明	16
双层双排 8 连跨联合 750kV 格构式构架的设计研究 \ 雷晓标, 张咪, 张玉明	21
特高压换流站主(辅)控楼结构型式的优化分析及设计对策 \	
雷蕾, 雷晓标, 张玉明	28
单、双向水平地震作用下火电厂房的地震反应差异 \	
董绿荷, 李红星, 刘宝泉, 王广, 胡莹	36
高烈度地区钢结构高位转运站的抗震分析 \ 陈志卫, 董绿荷	42
高位联合布置火电厂房的抗震优化设计 \ 李红星, 董绿荷, 刘宝泉, 王广, 董银峰	48
冷弯薄壁型钢-胶合木组合梁抗弯性能的数值分析 \ 李国东, 罗佳钰, 郭楠	56
剪切型结构的层损伤、模态损伤及整体损伤 \ 郭翔, 何政	61
考虑余震增量损伤的钢筋混凝土结构损伤模型 \ 徐菁菁, 何政	70
STUDY ON THE RETROFIT EFFECT OF A TRANSMISSION TOWER-LINE SYSTEM SUBJECTED TO ICING AND WIND \	
J. P. Gao, L. Tang, Z. Q. Zhu, H. P. Zuo	79
格构式钢-混凝土组合梁的试验研究 \ 蔡晓光, 徐凌, 赵畅	87
水平成层场地输电塔线耦联体系多维地震响应分析 \ 吴秀峰, 申晓广, 丁乐	92
EXPERIMENT AND FINITE ELEMENT ANALYSIS OF HIGH-STRENGTH CONCRETE COLUMNS CONFINED BY CFRP UNDER SUSTAINED LOAD \	
J. Z. Wang, M. L. Sun, M. X. Zhao	98
带有蝴蝶形钢板剪力墙的多层自复位钢框架结构体系的抗震性能 \ 田伟, 李启才	107
预应力胶合木张弦梁受弯性能试验研究 \ 郭楠, 李国东, 左宏亮	116
钢管束组合剪力墙结构体系及实际工程问题探讨 \	
杨作续, 郝润霞, 刘亮俊, 苏丽丽, 张安康	125
单层、单跨厂房的非线性动力时程分析 \ 高华国, 杨恒杰	133

钢管混凝土斜交网筒斜柱轴向往复荷载下的受力分析\赵锐锐,史庆轩	139
加载路径对型钢混凝土空间中节点的受力性能影响\张月坤,王秋维	147
基于性能的 RCS 组合框架结构抗震模拟分析\周婷婷,门进杰,赵茜	155
不同集料泡沫混凝土性能的研究进展\任彬彬,黄炜	163
攀枝花地区砌体结构经验震害矩阵的完善\张秋石,程明超,牛丽华,朱揽奇	170
大型火力发电厂循环流化床机组钢筋混凝土单跨框—排架主厂房抗震性能研究\唐六九 董绿荷 刘明秋 刘杰涛 彭凌云	175
医院系统震害评估研究现状\董立国,郑山锁,刘巍,李强强	183
不同高度 RC 框架结构抗倒塌能力研究\刘巍,郑山锁,董立国,李强强	189
浅析高强无收缩灌浆料的性能及应用\尚润丹,赵鑫,尚润琪	194
空间组合节点性能研究现状\常玉珍,冯婷,程迪焱	199
泡沫陶瓷作为新型保温墙体材料的应用与探究\刘晓龙	205
PERFORM-3D 数值建模方法研究\李强强,郑山锁	211
基于管道振动及建材含水量的房屋渗漏水检测方法\林少书,傅金龙,黄晖然	219
大跨度空间网格结构风振响应时域分析\魏建鹏,田黎敏	230
Qtech 纯聚脲防护材料的耐化学腐蚀性能的研究\吕平,何筱姝,卢桂霞,冯艳珠,胡晓	238
内置 FRP 管的方钢管混凝土组合柱轴压承载力分析\张海镇,陶毅,史庆轩	245
陕西省合阳县灵泉村农村住宅建筑节能调查与分析\于卓玉,张群,聂倩	253
不确定分析中实物期权方法对项目投资决策的比较分析\黄竹纯,王建平	261
SHPB 试验模拟及混凝土 DIF\李晓琴,陈保淇,陈建飞	268
FRP 约束混凝土的本构关系研究现状\苏楠,陶毅,张海镇	275
基于极限平衡理论的内置 FRP 圆管的方钢管混凝土轴压短柱承载力计算\沈宇,陶毅,张海镇	284
FRP 加固砌体墙体承载力模型研究现状\古今本,侯海斌,张海镇,陶毅	294
EXPERIMENTAL STUDY OF MECHANISM OF THE WOOD-DOWEL WELDING WITH HIGH-SPEED ROTATION\Y. Gao, X. D. Zhu, J. R. Zhang, Y. Q. Qiu, X. Y. Luo	300
蓝色金谷南区办公楼钢结构设计\石柏林,陈鹏,徐韶锋	308
哈尔滨华鸿酒店钢结构设计难点与分析\汤文锋,王健吉,徐韶锋	319

750kV 构架半相贯半螺栓连接空间 节点的承载力试验研究

雷晓标, 张玉明

(西北电力设计院有限公司, 陕西 西安 710075)

摘要: 750kV 矩形钢管格构构架柱在等宽度的窄面采用相贯焊连接、变宽度的宽面仍然采用节点板螺栓连接的节点形式; 梁前后平面采用相贯焊连接、上下平面仍然采用节点板螺栓连接的节点形式。750kV 构架首次采用半相贯半螺栓连接的节点形式, 通过足尺真型节点试验分析节点的极限承载力和破坏规律, 并提出节点补强优化建议。研究表明节点设计计算安全准确, 对 750kV 乃至 1000kV 变电构架结构形式的发展都具有重要意义。

关键词: 750kV 构架; 半相贯半螺栓连接; 空间节点

中图分类号: TP391

THE BEARING CAPACITY EXPERIMENTAL STUDY ON SEMI TUBULAR SEMI BOLTED CONNECTION SPACE NODE WITH 750kV GANTRY

X. B. Lei, Y. M. Zhang

(Power Grid Design Branch of Northwest Electric Power Design Institute Co., Ltd., Xi'an 710075, China)

Abstract: The joints of 750kV rectangular steel pipe lattice gantry column at the equal width plane use tubular connection, at the variable width plane still use bolt connection; The joint at the front and back plane of the beam use tubular connection, at the top and bottom plane of the beam use bolt connection. It's the first time for 750kV gantry using semi tubular semi bolted connection. Through the experiment of full scale joint model the ultimate joint bearing capacity and joint failure law are investigated and suggestion for strengthening the joint are put forward. The result of research shows that the way to design and calculation the joint is safe and accurate, and it has important significance for the development of the 750kV and 1000kV substation structure form.

Keywords: 750kV gantry, semi tubular semi bolted connection, space node

1 引言

目前, 750kV 构架形式主要为钢管格构柱、钢管格构矩形梁, 格构式梁柱腹材和主材采用节点板螺栓连接。该种构架的缺点是梁柱腹材与主材的连接节点板、加劲板及连接

螺栓占构架整体用钢量约 30%左右。

为节省钢管格构式构架梁柱节点板用钢量、降低工程造价，同时满足镀锌、运输和安装要求，在 750kV 钢管格构式构架柱节点中引入一种新型的柱节点形式：即钢管格构柱在等宽度的窄面节点采用相贯焊、变宽度的宽面节点仍然采用节点板螺栓连接；同时引入一种新型的梁节点形式：即梁前后片平面节点采用相贯焊、上下片平面节点仍然采用节点板螺栓连接，以期节省近乎一半数量的节点板、加劲板及连接螺栓。

为确保半螺栓连接半相贯连接空间节点的结构可靠安全，本试验以基本风压为 0.35kN/m^2 、GIS 布置的青海佑宁 750kV 变电站为依托，开展足尺典型节点真型极限承载力试验，分析其实际受力特点。

2 试验准备

2.1 试件设计

本节点试验以青海佑宁 750kV 变电站为背景，其截面规格、连接方式、夹角、连接板厚度等参数均取自 750kV 构架中有代表性的节点。采用 1:1 足尺模型，共 4 个典型节点、每种类型节点数量分别为 2 个。其中，节点 1 取自构架梁跨中节点，节点 2 取自梁两端端部对称加腋处节点，节点 3 取自构架梁 A (C) 相导线挂线点处节点，节点 4 取自柱窄面（等宽度侧）底部节点，节点大样见图 1，试件参数见表 1。构架中主（弦）杆均采用 Q345B，腹杆均采用 Q235B，节点板均采用 Q345B（除梁 1 节点板采用 Q235B 外）。

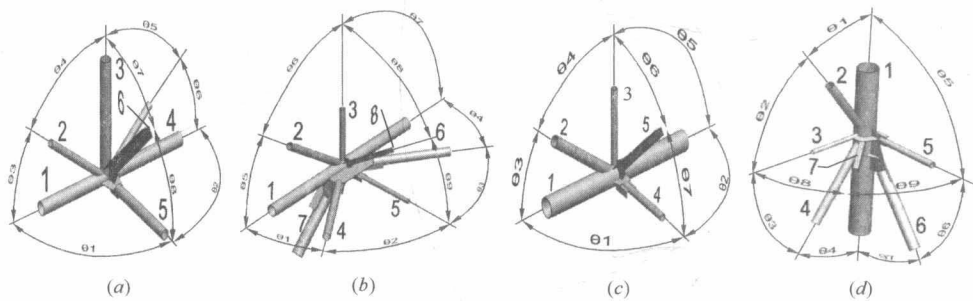


图 1 节点大样图
(a) 节点 1；(b) 节点 2；(c) 节点 3；(d) 节点 4

试 件 参 数 表 表 1

节点类型	杆件编号	连接方式	截面	与主管夹角	内力— (kN)	连接板厚
节点 1	1	主管	$\phi 168 \times 6$	0		
	2	相贯	$\phi 83 \times 5$	34.82	-78.17	
	3	相贯	$\phi 68 \times 5$	90	-19.92	
	4	相贯	$\phi 83 \times 5$	34.82	-86.67	
	5	插板	$\phi 102 \times 5$	90	-44	10
	6	直接	L100×8	90	30.13	10

续表

节点类型	杆件编号	连接方式	截面	与主管夹角	内力一 (kN)	连接板厚
节点 2	1	主管	$\phi 180 \times 8$	0		—
	2	相贯	$\phi 114 \times 6$	34.82	150.99	—
	3	相贯	$\phi 89 \times 6$	90	75.77	—
	4	插板	$\phi 127 \times 6$	35	168.866	10H
	5	插板	$\phi 68 \times 5$	90	—15.955	10H
	6	插板	$\phi 127 \times 6$	35	—145.52	10H
	7	插板	$\phi 114 \times 5$	46.29	270.989	12H
	8	直接	L100×8	90	36.7	8
节点 3	1	主管	$\phi 180 \times 8$	0		—
	2	相贯	$\phi 114 \times 6$	36.03	—264.83	—
	3	相贯	$\phi 68 \times 5$	90	24.334	—
	4	插板	$\phi 102 \times 5$	90	—62.924	10
	5	直接	L100×8	90	14.494	10
节点 4	1	主管	$\phi 325 \times 10$	0		—
	2	相贯	$\phi 140 \times 5$	33.62	234.639	—
	3	相贯	$\phi 68 \times 5$	90	—19.473	—
	4	相贯	$\phi 140 \times 5$	33.62	—192.23	
	5	插板	$\phi 133 \times 5$	85.96	38.727	12H
	6	插板	$\phi 194 \times 6$	50.86	—43.827	12H
	7	角钢	L80×6	90	—5.282	6

注：负值为拉力。杆件 6 与杆件 3 成 45° 夹角。

2.2 材性试验

为准确分析钢管节点受力，实测钢管节点试件原材料（管材和板材）的屈服强度，每一规格的管材和板材的拉伸试样在不同部位的余料中截取并制作，每个规格 3 件拉伸试样。试验在中国电力科学研究院进行。

2.3 试验装置

4 个节点试验所用缸均同步加载，加载装置如图 2 所示。试验所施加荷载小于自平衡反力框架装置的承载力，从而使反力框架能够提供足够的刚度，避免了因反力框架的变形而对试件造成过大的次应力。

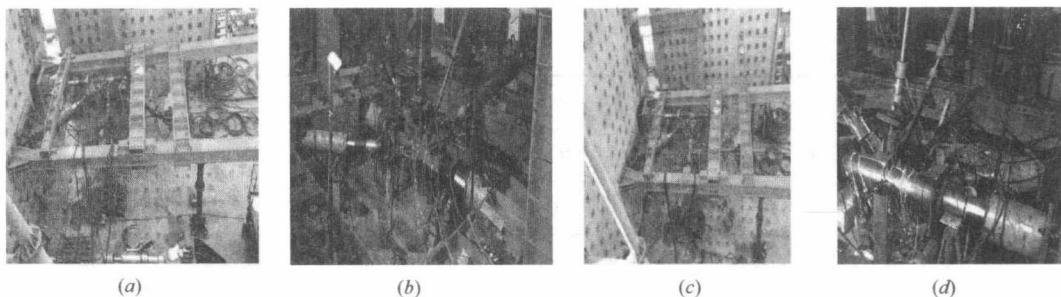


图 2 试验装置图

(a) 节点 1; (b) 节点 2; (c) 节点 3; (d) 节点 4

2.4 加载方案

试验是单调加载静力试验, 先预加载后再分级加载。各节点中主管预加载大小是理论设计荷载的 20%, 各节点中支管预加载大小是理论设计荷载的 5%; 预加载后开始正式加载, 每级加载稳定 1min 后记录相应荷载的应变。节点 1 和 3 之后按照每级加载理论设计荷载的 20%, 直至加载到理论设计荷载的 80%, 以后按照每级加载理论设计荷载的 10% (图 3); 节点 2 和 4 之后按照每级加载理论设计荷载的 10%, 直至加载到理论设计荷载的 100%, 以后按照每级加载理论设计荷载的 5% (图 4); 直至加载时出现主管所对应的应变仪数据波动较大, 无法稳定自动卸荷的情况时停止加载。



图 3 节点 1 和 3 加载方案

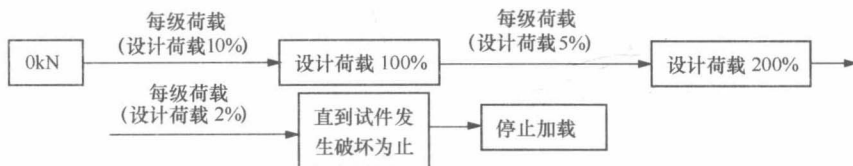


图 4 节点 2 和 4 加载方案

2.5 试验测点布置

加载过程对应变进行实时测量, 节点 1 和 3 的杆件沿环向布置 3 片电阻应变片。节点 2 和 4 中, 在支管及节点板与主管连接处附近, 各管 (板) 件均布置电阻应变花。电阻应变片及位移计和百分表布置见图 5。图中深色矩形块代表单向应变片, 浅色矩形块代表三向应变花, 圆圈代表位移计及百分表, 圆圈上的短线代表所测位移方向, 数字 1、2 和 3 分别表示节点竖向、水平向和轴向位移。

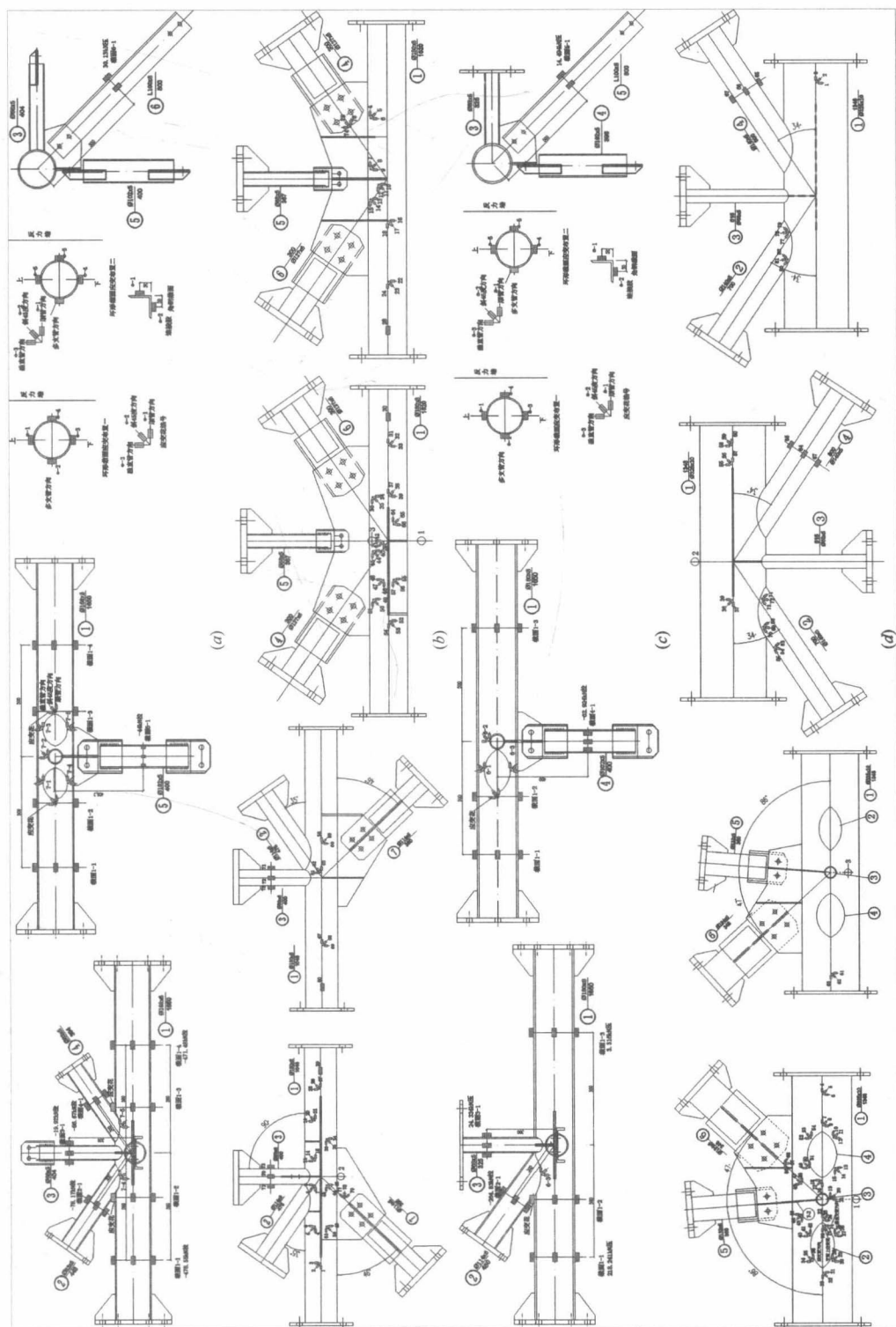


图5 试验测点布置

(a) 节点1; (b) 节点2; (c) 节点3; (d) 节点4

3 试验结果

3.1 试验现象及分析

(1) 节点 1。如图 6 所示, 节点 1 加载至设计荷载值的 190% 时支管 3 和 4 之间的主管被拉裂, 实际加载值与目标加载制度荷载值相同。

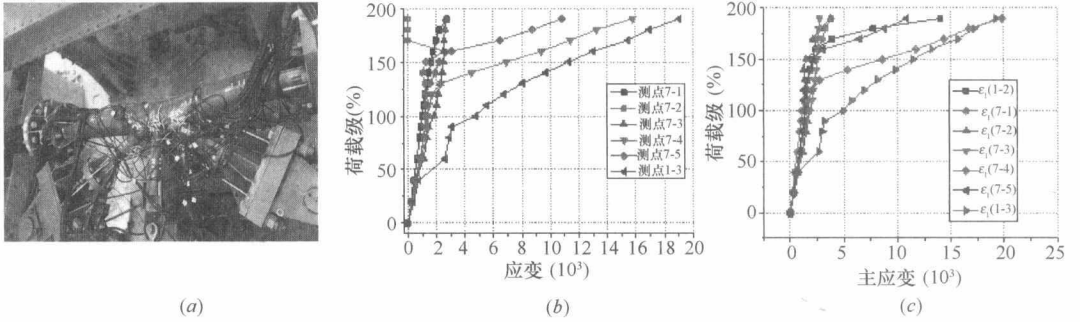


图 6 节点 1 破坏形态及荷载—应变曲线

(a) 破坏形态; (b) 主管轴向荷载—应变曲线; (c) 主管第一主应变—荷载曲线

根据节点 1 主管拉裂附近测点的主应变—荷载曲线, 加载至设计荷载的 120% 时, 所对应测点的主应变基本处于线性范围; 当实际加载至承载力设计值 150% 时, 测点 7-4、7-5 和 1-3 的轴向微应变较大, 图中测点 1-3 应变较大, 但从破坏位置看, 该处内应力不是最大的位置。

除了支管 6 承受压力外, 其他 5 根支管 (包括主管 1) 全部承受拉力, 故此主管发生拉裂破坏。该类节点破坏是强度破坏, 因此设计该类节点时, 应适当调整各管件受力方向, 避免局部承受过大的同方向应力。

(2) 节点 2。如图 7 所示, 节点 2 最终加载到设计荷载的 190% 时主管凹曲, 与支管 4 连接的节点板受压失稳, 与支管 7 连接的节点板也发生受压失稳, 支管 7 端部处主管凹曲深度为 1.3cm。

如图 7 (c) 在主管端部轴力较大一侧, 轴向荷载—应变曲线 (单向应变片) 中显示所加荷载级为 150% 时, 绝大多数测点进入初始屈服状态。随后支管 4 连接的节点板受压失稳, 其千斤顶端部连接发生破坏, 导致支管 4 无法继续加载。支管 7 端部节点板处主管凹曲严重, 提早进入屈服, 不宜继续加载, 因此以支管 7 实际加载轴力的极值点作为节点的极限承载力。

由图 7 (f) 节点轴向荷载—位移曲线可见, 加载至设计荷载的 190%, 即倒数第三个位移点时, 所加荷载达到最大, 表明此构件最大承载力为设计荷载的 190%。

节点 2 主要发生节点板连接处主管凹曲破坏及插板、节点板受压失稳破坏。由于支管 7 受压力较大, 受力过程中, 与其相连的端部插板及节点板都发生受压弯曲变形, 最终导致该节点处主管凹曲破坏。可以加大主管直径和壁厚, 同时加大节点板厚度和插板尺寸, 避免此处发生受压失稳破坏。

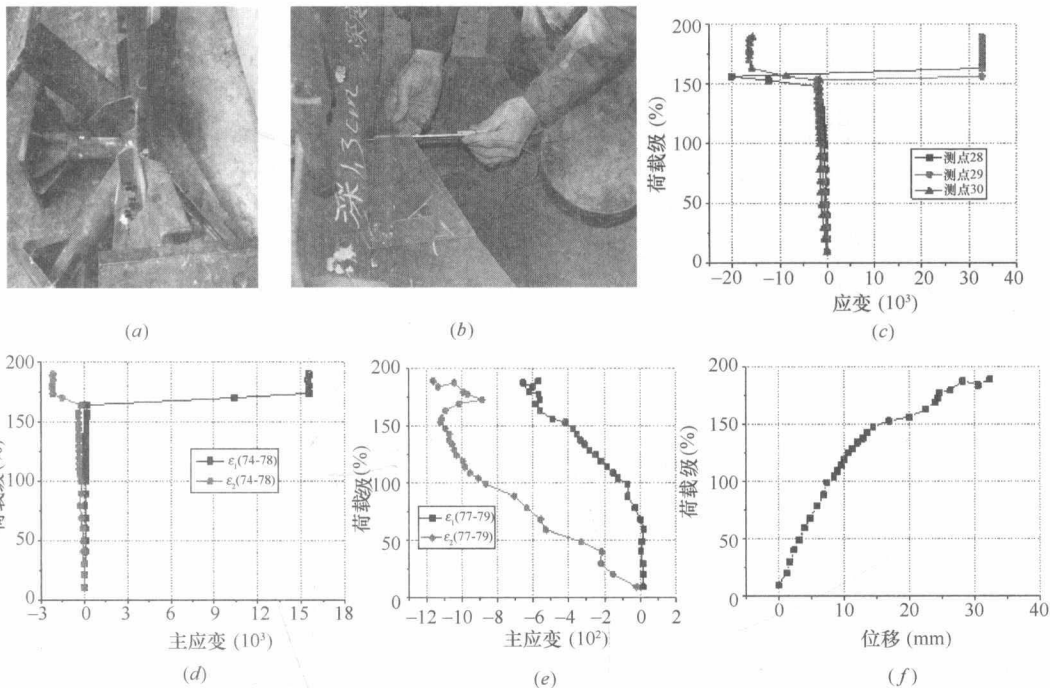


图7 节点2破坏形态及荷载—应变曲线

(a) 破坏形态；(b) 主管凹度；(c) 主管轴向荷载—应变曲线；(d) 支管4节点板荷载—主应变曲线；
(e) 支管7节点板荷载—主应变曲线；(f) 节点轴向荷载—位移曲线

(3) 节点3。如图8所示，试件加载至设计荷载值的299%时停止加载，试件主管被支管侧向拉弯。

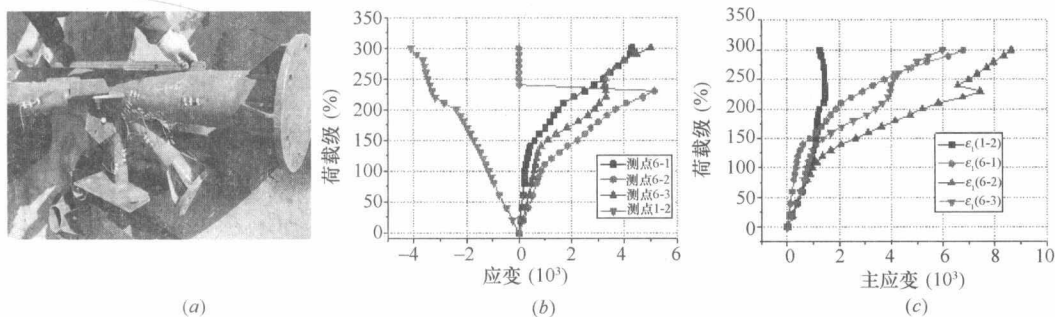


图8 节点3破坏形态及荷载—应变曲线

(a) 破坏形态；(b) 主管轴向荷载—应变曲线；(c) 主管第一主应变—荷载曲线

根据节点3主管拉弯附近测点的主应变—荷载曲线，加载级为150%时，测点范围内应变进入初始屈服阶段。

节点3主要发生主管被支管侧向拉弯。支管2和支管4对主管产生拉力，尽管支管3和支管5对主管产生压力，但是压力较小，最终导致主管承受较大的侧向拉力产生侧向弯曲破坏。对于该类节点设计中可考虑缩短主管长度，进而起到提高主管抗弯刚度的作用，以降低主管挠度。

(4) 节点 4。如图 9 所示, 试件最终加载到设计荷载的 212%, 支管 2 端部处主管凹曲深度为 2.6cm。

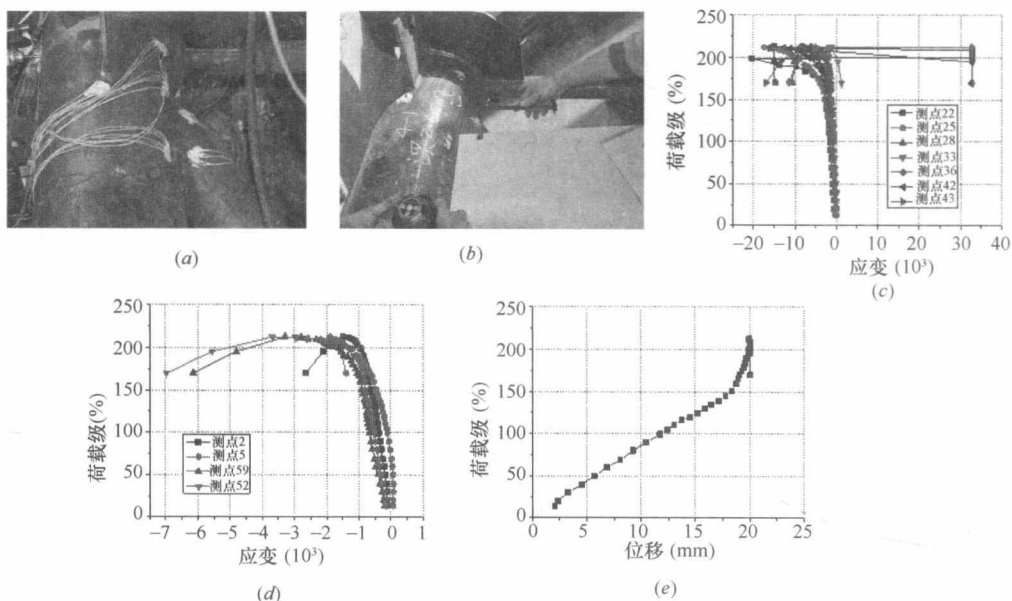


图 9 节点 4 破坏形态及荷载—应变曲线

(a) 试件 4-1 破坏形态; (b) 测量试件 4-1 主管凹度; (c) 凹处主管轴向荷载—应变曲线;
(d) 主管 45°荷载—应变曲线; (e) 节点轴向荷载—位移曲线

如图 9 (c) 所加荷载级为 150% 以内时, 主管凹曲部位绝大多数测点进入初始屈服状态。但据如图 9 (d) 主管轴力较大的一端 45°方向应变测点, 在所加荷载级为 200% 以内时, 仍处于线性状态。支管 2 端部处主管凹曲严重, 提早进入屈服, 因此以支管 2 实际加载轴力的极值点作为节点的极限承载力。

由图 9 (e) 节点荷载—位移曲线可见, 加载至设计荷载的 212%, 即倒数第三个位移点时, 所加荷载达到最大, 节点位移达到峰值, 表明构件最大承载力为设计荷载的 212%。

支管 2 受压力很大, 加载至最后, 导致支管端部主管凹进破坏, 最终不能继续施加荷载, 宣告节点破坏, 该节点为柱节点, 直径较大, 可适当加厚局部壁厚以避免主管发生局部变形较大的破坏。

4 结论

按照设计计算的工况试验, 节点满足工程要求。通过试验现象及试件实际加载级别可知主管是节点的薄弱部位。即在与支管或节点板连接处的主管, 主要发生由拉压力引起的轴向整体稳定或拉裂破坏, 由侧向支管作用的管壁局部屈曲破坏, 未出现支管和焊缝的破坏, 均为主管破坏。可通过增大壁厚或增设加劲板来增强节点的承载能力, 增大壁厚可同时提高主管的抗拉压力和局部屈曲能力, 增设加劲板可提高主管局部屈曲能力。

参考文献

- [1] DL/T 5457—2012 变电站建筑结构设计技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [3] 郭宏超, 简政, 司建辉等. 750kV 格构式构架钢管节点承载力试验研究[J]. 西安理工大学学报, 2014, 30 (1): 28-33.
- [4] 电力规划设计总院. DL/T 5154—2012 架空输电线路杆塔结构设计技术规定[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [5] 中华人民共和国建设部. GB 50135—2006 高耸结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2007.
- [6] 换流站建筑结构设计技术规程(DL/T 5459—2012). 北京: 中国计划出版社, 2012.

圆形煤场桩—网复合地基有限元分析

易自砚, 林 娜, 范春竹, 李红星, 何邵华, 赵 晴
(西北电力设计院有限公司, 陕西 西安 710075)

摘 要: 通过对圆形煤场桩—网复合地基中堆煤区域 PHC 管桩的布置规律以及挡煤墙结构下灌注桩的受力进行分析, 结果表明, 加密外侧 PHC 管桩对减小灌注桩受力较为明显; 内侧灌注桩对外侧灌注桩具有明显的遮挡效应。

关键词: 圆形煤场; 地基处理; 桩—网复合地基

中图分类号: TP391

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF PILE-NET COMPOSITE FOUNDATION OF CIRCULAR COAL YARD

Z. Y. Yi, N. Lin, C. Z. Fan, H. X. Li, S. H. He, Q. Zhao
(Northwest Electric Power Design Institute Co., Ltd., Xi'an 710075, China)

Abstract: By analysis of PHC pile layout in coal area and force of grouting pile under the structure of coal yard wall, some conclusions are obtained. Result from model show that the force of grouting pile decrease obviously for increasing the outsider PHC pile of circular coal yard. Furthermore, the inside grouting pile has curtain effect on the outside grouting pile.

Keywords: circular coal yard, foundation treatment, pile-net composite foundation

1 引言

火力发电输煤系统越来越多地采用圆形煤场这一新型的储煤方案, 与传统的斗轮机露天煤场储煤方式和干煤棚储煤方式比较, 大直径全封闭圆形煤场具有占地面积小、储煤量大、自动化程度高、对环境污染小、景观好等特点^[1]。制约这一结构形式推广的主要原因是封闭圆形煤场造价颇高, 如何节约造价、降低成本成为设计人员研究的主要方向。

福建漳州后石电厂和浙江宁海电厂先后建成了直径 120m 的大型封闭圆形煤场, 其结构形式为沿环向被设置的竖直温度缝分割成相互独立的挡煤墙, 为抵抗煤压力产生的水平推力, 挡煤墙背后设计了很大的扶壁柱^[2]。在此基础上提出了整体式圆形煤场的设计理念^[3,4], 即沿挡煤墙环形不设置竖向温度缝, 充分利用挡煤墙环向钢筋承担煤压力, 从而

第一作者: 易自砚 (1986—), 男, 工程师, 主要从事结构工程方面设计, E-mail: sunnyan87@163.com.

有效减小挡煤墙截面尺寸，减小桩基及地基处理的工程量。

在大面积堆载作用下，圆形煤场堆煤区域的地基土会产生较大的沉降变形和侧向变形，使环形基础下桩产生较大的水平位移和弯矩，危及桩身破坏，从而危及上部安全。一种有效的地基处理方案是复合地基，它由预应力管桩、托板、一定厚度的碎石垫层与桩间土共同组成^[5]。碎石垫层的作用类似于柔性筏板，能够使桩受力比较均匀，可以保证大部分桩的承载力得到充分发挥。合理的管桩布置方案可有效利用由碎石垫层+托板形成的土拱效应，将大部分堆煤竖向压力通过管桩传至基础深处，减小了桩间土体所承担的竖向煤压力，从而减小环基下灌注桩的水平推力和弯矩。

2 工程概况及地质条件

本文依托的工程为某大型火力大电厂，建设有一座直径 120m 的圆形煤场，煤场挡墙高 17m，最大堆煤高度 33.7m，根据勘测报告，圆形煤场区域各层岩土层主要有粉土、粉质黏土、黏土和粉细砂等组成，其物理力学性质指标见表 1。

堆煤区域各层岩土层物理力学指标 表 1

土层 编号	土层名称	压缩模量 E_{1-2} (MPa)	泊松比 ν	重度 γ (kN/m ³)	黏聚力 C (kPa)	摩擦角 φ (°)
②	粉土	11.5	0.31	19.3	32.7	25.9
②1	粉质黏土	7.69	0.31	18.9	39.6	21
③	粉土	10.9	0.31	20.1	36.5	29.1
③1	黏土	9.6	0.35	19.1	32.1	16.5
③2	粉质黏土	9.1	0.31	19.7	41.1	18.2
④	粉细砂	22 (E_0)	0.28	19.7	0	35

3 计算方案

上部挡煤墙结构采用整体侧壁，壁厚为变截面，根部 0.9m，顶部 0.7m。基础为环形基础，截面尺寸 4.8m×1.8m，承台下桩基采用灌注桩，桩径 0.8m，环向每 3°设置一排，每排 2 根，桩径向间距 2.4m（图 1）。堆煤区域地基处理采用 PHC 管桩复合地基，其布桩方案如下：

方案 1：在径向设置十五排 PHC 管桩，桩径为 0.6m，桩环向间距与径向间距均约为 3.4m。

方案 2：在径向设置十五排 PHC 管桩，桩径为 0.6m，桩径向间距 3.4m，靠近灌注桩四排桩桩环向间距 2.8m，其余桩环向间距 3.4m。

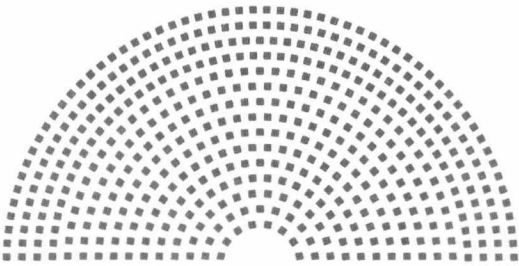


图 1 堆煤区管桩布置示意图

4 数值计算

4.1 材料模型

桩身、承台及挡煤墙为 C40 混凝土,采用线弹性本构模型,不考虑其开裂和塑性。土体采用理想弹塑性模型,其中弹性部分采用线弹性模型,塑性部分采用修正的 D-P 屈服准则并结合关联流动法则模拟,不考虑硬化影响,同时考虑几何非线性和大变形影响。桩与土体之间的接触面采用 ABAQUS 中的库仑摩擦模型。法向抗压刚度无限大,即界面受压后桩与土一起协调变形,而法向抗拉刚度为零,即界面受拉会脱开,当切向应力达到极限摩擦力时,界面可以相对滑动,其中摩擦系数取 0.25^[2]。

计算中采用的 D-P 模型与土层原始力学参数的转化公式如下:

$$\tan\beta = \frac{6\sin\varphi}{3-\sin\varphi} \quad (1)$$

$$\sigma_0 = 2c \frac{\cos\varphi}{1-\sin\varphi} \quad (2)$$

$$K = \frac{3-\sin\varphi}{3+\sin\varphi} \quad (3)$$

式中: φ 为土的内摩擦角 ($^{\circ}$); β 为转化后土的内摩擦角 ($^{\circ}$); c 为土的黏聚力 (Pa); σ_0 为转化后土的黏聚力 (Pa); K 为流动应力比。

4.2 几何模型

根据模型受力特点,取包括上部挡煤墙结构和基础在内的 180° 对称模型进行计算。为合理地考虑土体对桩基、承台和挡煤墙的影响,土体的计算范围为:从挡煤墙内侧面面向圆内沿径向取 60.23m,向圆外沿径向取 39.77m,因此土体径向计算半径为 100m,沿厚度方向取 42m。

煤场 180° 计算模型如图 2 所示,挡煤墙、承台及灌注桩模型如图 3 所示,管桩模型如图 4 所示。

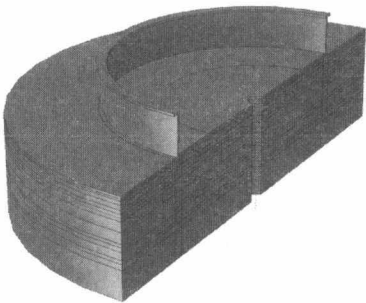


图 2 180° 计算模型

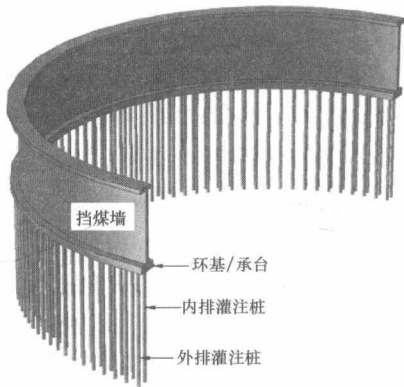


图 3 挡煤墙、承台及灌注桩模型