

新型装配式格栅筏板基础受力性能

范亚斌¹, 殷建刚², 熊川羽², 周林涛², 柴明², 王晖¹, 胡导福²

(1. 国网经济技术研究院有限公司, 北京 102209; 2. 国网湖北省电力有限公司, 武汉 430077)

摘要: 目前 110 kV 变电站主变压器基础多采用现浇式混凝土基础, 现浇混凝土基础具有工序多、施工复杂、施工周期长、施工质量不易保证等问题。针对现浇式主变基础存在的上述问题, 同时根据 110 kV 主变基础的受力情况和现场安装的要求, 提出了一种新型的装配式正交斜放格栅筏板基础可有效地规避现浇式基础的上述缺陷。首先采用有限单元分析法建立精细化模型对装配式格栅筏板基础连接节点受力性能的影响因素进行了多方面的研究, 在综合比较分析的基础上提出了装配式格栅筏板基础节点的连接方式和构造措施; 其次制作模型, 采用室内试验的方法对装配式格栅筏板基础连接节点的受弯性能和受剪性能进行了试验研究, 并与有限元计算结果进行了对比分析。结果表明, 装配式格栅筏板基础连接节点的承载力具有较高的安全储备, 验证了本文建议连接形式的可行性和受力性能的可靠性。研究成果不仅可满足 110 kV 主变压器对基础的设计要求, 还可进一步在其他构筑物基础中推广应用。

关键词: 新型装配式基础; 格栅筏板; 受力性能; 有限元分析; 试验研究

中图分类号: TU476 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-1807(2024)22-0348-10

目前, 我国 110 kV 变电站主变压器基础多采用传统的现浇式混凝土基础。现浇式混凝土基础需要支模、绑扎钢筋、浇筑混凝土、养护等一系列工序, 致使基础的施工周期长, 且不同基础的设计尺寸不统一, 消耗的模板数量较多, 施工复杂。

随着建筑技术的高速发展, 预制装配式结构以其模块化设计、工业化生产和绿色化建造等特点, 得到了国家和地方的大力推广, 预制装配式技术在变电站变压器等设备基础中也逐渐得到应用^[1-7]。但目前一般将现浇实体基础若干个形状或功能不同的组成构件, 如将基础拆分为基础垫块、基础梁和基础底板等组件, 各组件分别预制并在现场组装, 由各组件承担相应的功能^[1-3]; 或将基础拆分为若干个形态和功能相近的模块或基本单元, 如将一块面积较大的基础拆分为若干个小基础板, 通过特定的连接方式将这些模块或单元连接为装配式基础^[4-5]。同时, 目前装配式基础型式多用于低电压等级的设备基础中, 在 110 kV 及以上电压等级的主变压器等设备中, 装配式基

础的应用较少^[5]。

在电力行业中积极推进预制装配式结构的发展, 积极响应国家绿色环保低碳号召, 将装配式结构的技术运用于主变压器等设备基础中, 不仅具有重要的社会和环境效益, 同时也能带来可观的经济效益, 具有重要的现实意义和工程应用价值。

在分析国内相关研究成果的基础上^[1-7], 结合 110 kV 变电站主变压器基础的受力特点, 本文提出了一种正交斜放装配式格栅筏板基础, 采用有限元分析和模型试验相结合的方法, 对装配式格栅筏板基础连接节点的受力性能进行了深入研究, 进一步完善了装配式格栅筏板基础节点的连接方式和构造措施, 验证了本文建议连接形式的可行性和受力性能的可靠性。研究成果不仅可满足 110 kV 主变压器对基础的设计要求, 还可在其他设备基础中进一步推广应用。

1 装配式格栅筏板基础形式及连接方案

1.1 装配式格栅筏板基础的结构形式

根据 110 kV 变电站主变压器基础的受荷情况,

收稿日期: 2024-06-16

基金项目: 国家电网有限公司总部管理科技项目资助(5200-202222082A-1-1-ZN)

作者简介: 范亚斌(1991—), 男, 河北石家庄人, 硕士, 高级工程师, 研究方向为换流站、变电站等的结构及抗震设计; 殷建刚(1971—), 男, 湖北武汉人, 硕士, 正高级工程师, 研究方向为输变电工程技术管理工作; 熊川羽(1989—), 男, 湖北武汉人, 硕士, 高级工程师, 研究方向为电力工程技术; 周林涛(1979—), 男, 湖北武汉人, 高级工程师, 研究方向为输变电工程建造物装配式研究工作; 柴明(1968—), 男, 湖北武汉人, 工程师, 研究方向为输电工程设计工作; 王晖(1977—), 女, 河南郑州人, 硕士, 正高级工程师, 研究方向为换流站、变电站等的结构及抗震设计; 胡导福(1975—), 男, 湖北武汉人, 硕士, 高级工程师, 研究方向为变电工程技术管理工作。

为减轻结构自重,便于运输,装配式基础采用两种尺寸的格栅筏板基础单元拼装而成,典型基础单元形状如图1所示,格栅肋宽采用100 mm。在基础单元外围布设一圈厚度为60 mm的混凝土薄底板,使得基础单元的外形为矩形,便于相邻基础单元现场安装就位,为减轻结构自重,基础单元内部格栅的孔洞底部不布置底板;参考传统现浇式混凝土基础的平面尺寸,为满足主变压器设备安装和定位时的需求,尽量保证装配式基础与现浇式基础的平面尺寸一致,同时在满足地基承载力(取为 $f_k=130$ kPa)要求的前提下,按基底外围面积相等的原则确定基础单元平面尺寸和拼装数量。确定了基础平面尺寸后,根据现浇式基础的截面高度,按照现浇基础与装配式基础截面抗弯刚度相等原则,确定装配式基础的截面高度。按照上述原则,确定两种基础单元的平面尺寸分别为 $2\,400\text{ mm}\times 1\,200\text{ mm}$ 和 $1\,800\text{ mm}\times 1\,200\text{ mm}$,装配式基础的高度为600 mm。为了保证相邻基础单元在节点处的传力均匀、受力直接,基础格栅肋采用正交斜放的形式,基础肋的倾斜角度为 45° 。组装后的110 kV正交斜放装配式格栅筏板基础的尺寸为 $4\,800\text{ mm}\times 4\,200\text{ mm}\times 600\text{ mm}$,平面图如图2所示,上部为固定在基础上部的两工字型支墩,用于支承变压器设备,传递荷载。

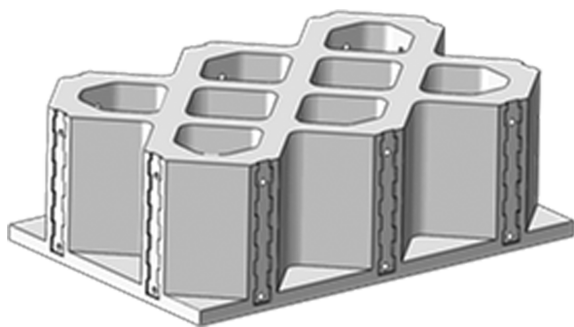


图1 格栅筏板基础单元

1.2 装配式格栅筏板基础单元的连接形式及节点构造

在装配式基础中,构件之间常见的连接方式有螺栓连接、灌浆套筒连接、预埋法兰盘、混凝土树脂粘接剂连接和榫卯结构嵌套连接等^[6-8]。在广泛调研基础上,本文采用高强螺栓对装配式基础单元在基础肋相交处施加预加力进行连接,主要基于以下三点考虑:①拧紧高强螺栓后,在连接节点的接触面上施加一定的预压应力,可将相邻基础单元紧密地连接在一起,提高装配式基础的整体受力性能;②装配式基础单元在基础肋相交处进行连接,各基

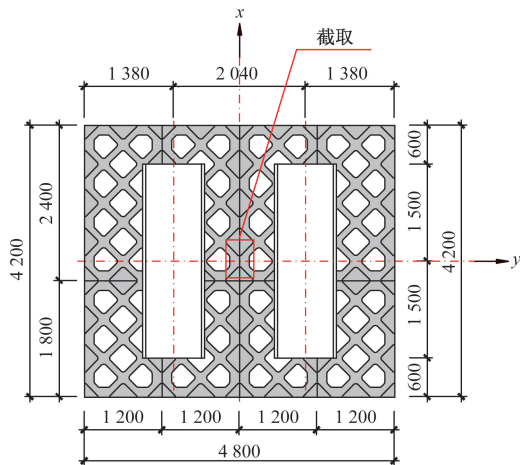


图2 110 kV主变设备装配式基础布置

础单元可通过连接节点实现力的传递;③格栅内部的孔洞为螺栓连接提供了相应的施工操作空间。因此,采用高强螺栓施加预加力对基础单元进行连接,有利于各基础单元之间实现力的传递,提高装配式基础的整体受力性能,也满足现场的施工操作要求。此外,在连接节点的接触面上制作深度为10 mm,宽度为60~80 mm的剪力槽,待高强螺栓施工操作完毕后,可在剪力槽内进行灌浆处理,提高连接节点的受剪承载力和基础的整体性。

为了防止高强螺栓施加预加力产生连接节点处混凝土的局部受压承载力问题,可考虑在高强螺栓底部设置10 mm厚的钢垫板以扩散局部应力,垫板形状及其在节点处垫板的布置如图3所示。

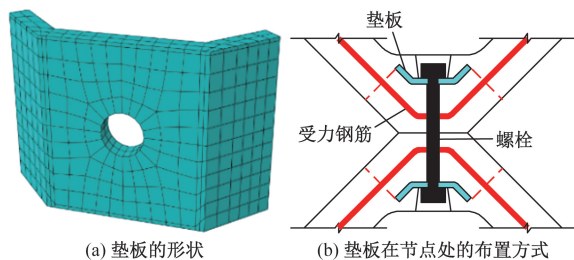


图3 垫板形状及布置方式

2 装配式基础内力分析与配筋计算

根据装配式基础上部变压器等设备的布置方式,变压器荷载通过工字形支墩传递到装配式基础上部;按照我国现行相关规范对筏板基础的设计规定,结合装配式基础的结构形式,本文在对110 kV注变压器装配式基础进行内力计算时,做以下假定。

(1)假定基底反力呈线性分布。由于装配式基础的截面高度较高,刚度相对较大,假定基础底部的反力呈线性分布^[9]。

(2)相邻基础单元之间连接可靠。假定装配式

基础在连接节点处能有效传递内力,基础整体性相对较好。对于这一假定,将在本文通过有限元分析和室内试验的方法进一步分析验证。

(3)根据装配式基础上部支墩的布置方式及荷载的传递路径,计算基础底板弯矩时,在地基反力作用下按倒置的两端悬挑外伸简支梁计算装配式基础板底的弯矩。上部主变压器的支墩搁置于装配式基础上表面,将基础倒置后,可近似将两工字形支墩视作基础的支座,故倒置后的基础可简化为两端简支的悬挑外伸梁,如图4所示。

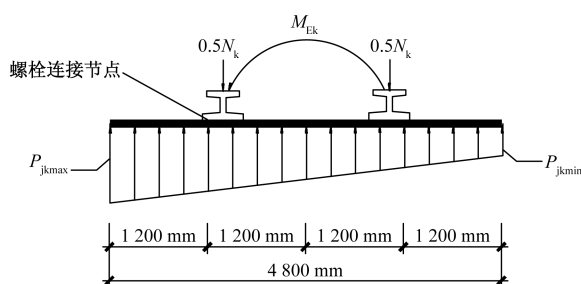


图4 装配式基础的受力计算简图

选择一通用的110 kV主变压器,主变压器通过支墩传递到基础顶部的荷载包括:设备自重荷载标准值800 kN,风荷载标准值55 kN。主变压器重心距支墩的高差为2.75 m。根据GB 50260—2013《电力设施抗震设计规范》^[10]的规定,按静力法求得地震作用产生的弯矩和水平剪力为: $M_{Ek}=220\text{ kN}\cdot\text{m}$, $V_{Ek}=80\text{ kN}$ 。根据上述荷载和基础尺寸,分别计算了螺栓连接节点处和工字形支墩轴线处地震作用参与组合和非地震参与组合的内力值,其中以地震作用参与组合时的内力值为控制工况,相应计算截面的总内力以及计算节点或基础肋处的内力值如表1所示。

基础混凝土强度等级采用C40,基础肋部纵向受力钢筋采用HRB400级钢筋,箍筋选用HPB300级钢筋。根据上述内力计算结果,按截面尺寸为 $100\text{ mm}\times 600\text{ mm}$ 的矩形截面梁对基础肋部进行配筋计算,取 $a_s=70\text{ mm}$,基础单肋底部布置两层纵筋,从下到上依次为 $\Phi 12$ 和 $\Phi 10$ 的钢筋,实际配筋面

积为 191.6 mm^2 。基础上部受压区配筋与下部受拉区的配筋相同;肋部和节点处均配置单肢箍 $\Phi 8@150$ 。基础的受冲切承载力满足要求。

基础单元连接节点处,距离上、下边缘70 mm的位置处各布置一螺孔,初步拟定采用8.8级高强螺栓进行连接,假定连接节点处承担的弯矩可由上、下螺栓产生的力偶等效,力偶的力臂为 $e_0=600-2\times 70=460\text{ mm}$,由此求得高强螺栓的有效直径,同时考虑到高强螺栓上还需施加一定的预紧力,初步考虑可采用M20、M22和M24的高强螺栓对基础单元进行连接。

3 连接节点局部区域“X”形模型的有限元分析

基础单元之间节点的可靠连接对装配式基础的整体受力是至关重要的。本文截取装配式基础连接节点的局部区域的“X”形模型(图2),建立精细化的有限元模型,对装配式基础连接节点的受力性能和破坏形态进行有限元分析,验证螺栓连接的可行性和可靠性,并根据有限元计算结果对节点的连接形式和构造措施进行适当调整。装配式基础连接节点的计算模型如图5所示。在对装配式连接节点进行受弯性能有限元分析的基础上,建立尺寸与装配式“X”形模型相同的现浇“X”形模型(如图6所示),对二者的受力性能进行对比。

3.1 材料属性和单元类型

建立装配式连接节点“X”形有限元模型时,需分别建立混凝土、钢筋、螺栓和垫板等各个部件的模型,并定义相应部件的本构关系。

(1)混凝土。考虑到混凝土损伤塑性(CDP)本构模型可较好地模拟出混凝土在受力过程中的损伤和弯曲拉伸,同时拥有较好的收敛效果,故采用Abaqus中自带的CDP本构模型定义混凝土材料的力学性能,相关参数根据我国现行规范GB50010—2010《混凝土结构设计规范》(2015年版)^[11]的规定取值,计算得到混凝土单轴受拉/受压的应力应变数据并在Abaqus中定义。混凝土本构关系中的其他参数取值,综合参考文献[12]~文献[14]的研究成果,按表2取值。

表1 装配式基础计算截面的总内力值以及计算节点或基础肋处的内力值

计算点位置	计算点距基础边缘的距离/m	代表值类型	计算截面的总内力值		单个节点或肋处的内力值	
			弯矩值/(kN·m)	剪力值/kN	弯矩值/(kN·m)	剪力值/kN
螺栓连接节点处	1.20	设计值	183.6	306.0	26.2	43.7
		标准值	150.5	250.8	21.5	35.8
支墩轴线处	1.38	设计值	282.2	409.0	28.5	29.2
		标准值	230.3	333.8	23.3	23.8

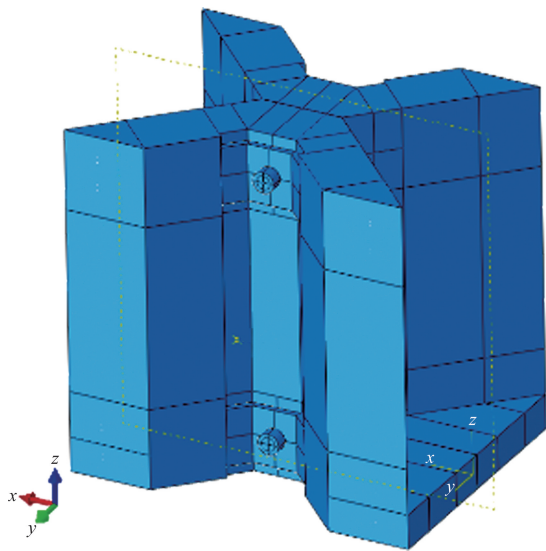


图5 装配式连接节点的计算模型

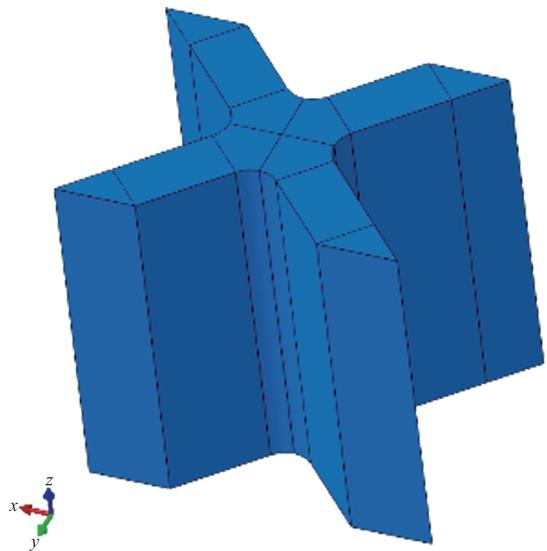


图6 现浇式节点的计算模型

表2 混凝土相关参数的取值

参数名称	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量/MPa	泊松比	黏性系数	f_{b0}/f_{c0}	K	膨胀角/($^{\circ}$)	偏心率
参数取值	2 400	32 500	0.2	0.001	1.16	0.667	30	0.1

注: f_{b0}/f_{c0} 为混凝土双轴受压与单轴受压强度比; K 为第二应力不变量。

(2) 钢筋。装配式基础中, 受力钢筋为 HRB400 钢筋, 箍筋为 HPB300 钢筋。钢筋的本构关系模型采用理想弹塑性模型, 取钢筋的弹性模量 $E_s = 2.0 \times 10^5$ MPa, 泊松比为 0.303。

(3) 螺栓。采用 8.8 级高强螺栓, 螺栓的本构采用双折线应力-应变模型。

(4) 垫板。垫板材料为 Q235 钢, 选择采用理想弹塑性模型定义 Q235 钢的本构关系。

现浇节点的“X”形计算模型的混凝土和钢筋的材料属性与装配式连接节点“X”形计算模型的材料属性相同。对于混凝土、螺栓和垫板部件, 采用八结点线性六面体单元 (C3D8R 单元), 对于钢筋部件, 采用两结点线性三维桁架单元 (T3D2 单元)。计算模型中混凝土、螺栓、垫板和钢筋等不同的部件, 各自采用独立的网格划分。

3.2 相互作用关系

装配式连接节点的计算模型中, 需定义 5 类相互作用或约束关系: 钢筋与基础混凝土间的约束选择嵌入区域约束 (embedded region), 以两者中刚度较大的混凝土为主部、钢筋为从部。混凝土之间的接触, 选择面面接触 (surface-to-surface contact)。垫板与混凝土的约束、螺栓与垫板的约束以及构造钢筋与垫板之间的约束定义为绑定约束 (tie)。

3.3 边界条件及加载方式

为了进行装配式基础连接节点受弯性能的研究, 选择对“X”形模型进行纯弯加载: 将“X”形模型 y 轴负方向上的两端面设定为固端约束, 正方向两端面的中点设置为参考点, 用耦合 (coupling) 命令将参考点与 y 轴正方向的两个端面耦合, 然后在参考点上施加转角位移。在施加转角位移前, 建立一个分析步, 在此分析步内通过“螺栓荷载 (bolt load)”命令对螺栓施加预加力。现浇节点的“X”形模型的边界条件及加载方式与装配式连接节点“X”形模型的边界条件及加载方式一致。

3.4 有限元模型对比设计

为了分析不同连接形式和构造措施对连接节点受弯性能的影响, 本次针对连接节点的有限元分析设计了共计 7 个有限元计算模型, 探究螺栓数量、预应力大小、单个螺栓上的预加力大小、螺杆直径等不同因素对装配式基础连接节点受弯性能的影响。同时, 所有装配式“X”形计算模型以现浇式“X”形计算模型作为对照和依据, 根据有限元分析得到的弯矩-曲率曲线图以及模型的破坏形态, 选择受弯性能最优的连接形式和构造措施, 不同模型的编号及其计算参数如表 3 所示。

表3 “X”形有限元计算模型编号

模型编号	节点类型	螺栓数量/ 个	单个螺栓的 预加力/kN	螺杆直径/ mm
JD-1	现浇式	—	—	—
JD-2	装配式	2	94.2	20
JD-3	装配式	2	114.0	22
JD-4	装配式	2	90.5	24
JD-5	装配式	2	113.1	24
JD-6	装配式	2	135.7	24
JD-7	装配式	3	135.7	24

3.5 有限元计算结果及分析

根据有限元计算结果,将装配式连接节点接触面受拉区的接触应力为零时的弯矩记为 M_0 ,在加载过程中自由端的最大弯矩记为 M_u ,不同计算模型的弯矩 M_0 和 M_u 汇总于表4中,为便于比较,表4中还同时给出了节点处的弯矩标准值 M_k 。不同计算模型的弯矩-曲率关系如图7所示。

由表4和图7的计算结果可知,结合有限元分析结果中的变形和破坏情况,可得到以下主要结论。

(1)所有计算模型的受弯承载力 M_u 均在节点处弯矩标准值 M_k 的2倍以上,说明采用高强螺栓连接,节点截面的受弯承载力具有足够的安全裕度,且随着单个螺栓预加力的增加,节点截面的受弯承载力和安全裕度均逐渐增加,当单个螺栓的预加力

达到135.7 kN时,装配式节点截面的受弯承载力高于现浇式节点截面的受弯承载力,即装配式节点的受弯承载力可等同现浇节点的受弯承载力,装配式节点截面的弯矩-曲率高于现浇式节点截面的弯矩-曲率。

(2)当装配式连接节点接触面受拉区的接触应力为零时,截面所承受的弯矩 M_0 对应于弯矩-曲率关系中的第二个拐点处的弯矩值。由表4的计算结果可知,除了采用三个高强螺栓连接的节点模型JD-7的受弯承载力 M_u 高于相应的 M_0 ,其余模型的 M_u 与 M_0 近似相等。

(3)由于装配式连接节点是通过施加在高强螺栓上的预加力,约束节点两侧钢筋混凝土的变形,从而实现相邻基础单元之间力的传递的,故装配式连接节点的受力和变形过程较大程度上受到螺栓预加力的影响。对比分析表4中模型JD-4、JD-5和JD-6的计算结果可知,当单个螺栓上的预加力较小时,节点两侧的混凝土在较小的外荷载作用下即拉开分离,增大单个螺栓上的预加力,可提高节点截面处的弯矩 M_0 和受弯承载力 M_u 。

(4)为了比较螺栓数量对节点截面受力性能的影响,在模型JD-7中采用了三个高强螺栓进行连接,计算结果表明,增加节点处的螺栓数量,可提高节点处的受弯承载力和刚度。

(5)由计算结果可知,装配式连接节点截面的受力过程可分为三个阶段:第一阶段为混凝土未开裂、接触面未分离阶段,节点接触面受拉区因预加力的作用紧密接触,但接触应力主要分布在螺孔周边的局部区域内,接触面两侧混凝土也未开裂,如图8所示;第二阶段为受拉区接触面两侧混凝土开裂,但接触面尚未分离,此时接触面两侧的混凝土开始出现裂缝,但节点接触面受拉区因预加力的作用仍处于受压状态,尚未分离,如图9所示;第三阶段为接触面分离阶段,此时接触面两侧混凝土裂缝持续开展,受拉区接触面的应力为0,表明接触面受拉区两侧的混凝土分离,如图10所示。由图7可知,装配式连接节点截面的弯矩-曲率也分为较为明显的三个阶段,节点截面的变形和破坏形态与弯矩-曲率的变化趋势基本对应。

4 装配式基础连接节点的试验研究

根据有限元计算结果,本文选择采用JD-5模型的连接方式对装配式基础单元进行连接,即节点处采用两个8.8级M24的高强螺栓连接,单个螺栓上的预加力为114 kN。本文共制作6个尺寸为1 800 mm×

表4 各计算模型的特征弯矩对比

模型 编号	M_k / (kN·m)	M_0 / (kN·m)	M_u / (kN·m)	M_u/M_k	M_u/M_0
JD-1	21.5	—	66.1	3.07	—
JD-2		47.8	50.2	2.33	1.05
JD-3		58.0	59.2	2.75	1.02
JD-4		45.9	48.5	2.26	1.06
JD-5		58.0	59.6	2.77	1.03
JD-6		68.3	68.6	3.19	1.00
JD-7		70.0	79.4	3.69	1.13

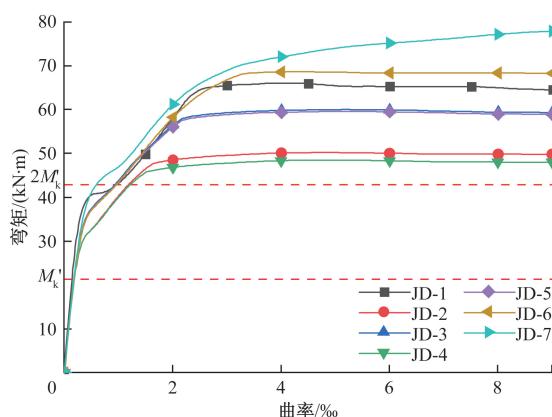


图7 计算模型弯矩-曲率关系对比

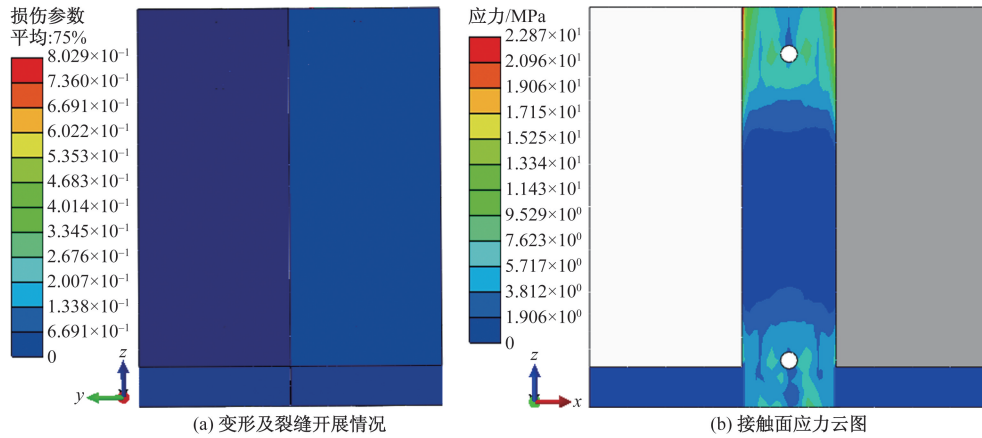


图8 第一阶段的变形情况、裂缝开展情况及接触面应力云图

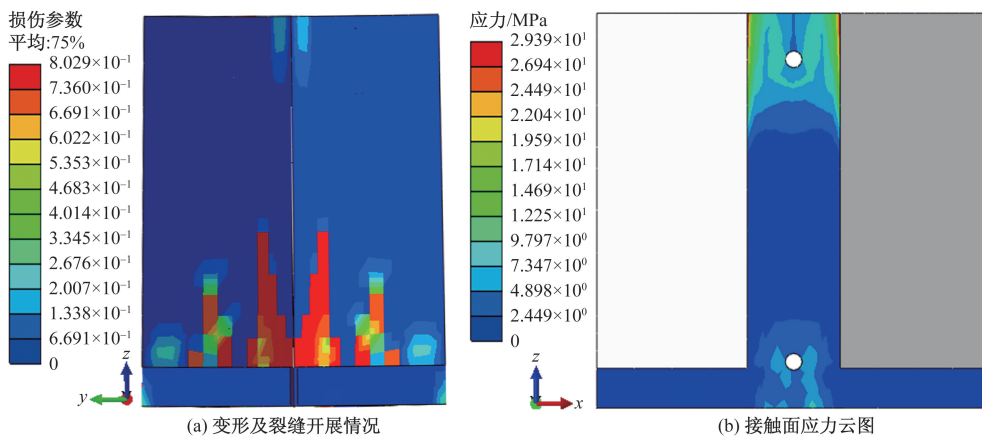


图9 第二阶段的变形情况、裂缝开展情况及接触面应力云图

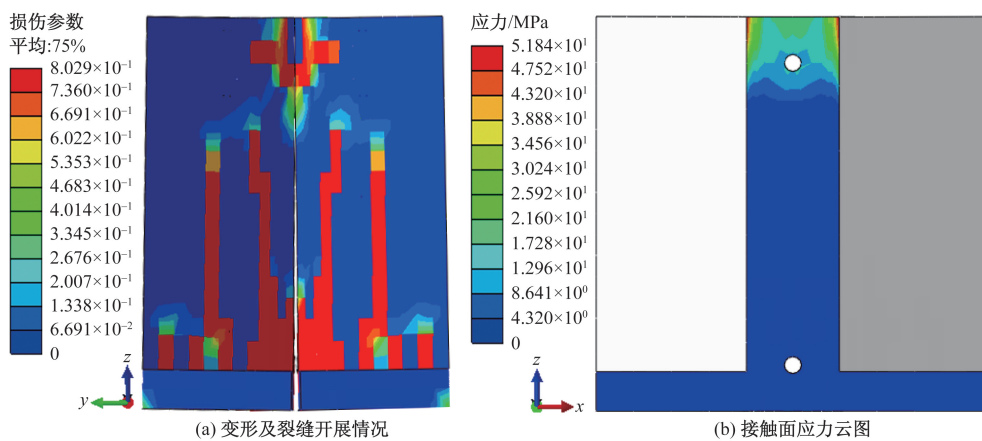


图10 第三阶段的变形情况、裂缝开展情况及接触面应力云图

1 200 mm×600 mm 的足尺基础单元,两两端部连接形成 3 个试件,连接后试件的外形和尺寸如图 11 所示,分别对装配式基础连接节点的受弯和受剪性能进行加载试验,分析试件在加载过程中的破坏形态,3 个试件的配筋、连接方式均相同,仅加载方式不同。其中 2 个试件用于受弯加载试验,记为 W-1

和 W-2;1 个试件用于受剪加载试验,记为 J-1。

4.1 试验加载方案及量测方案

(1)受弯试验加载方案及量测方案。装配式基础连接节点受弯加载试验的支承方式及荷载作用如图 12 所示,试验加载如图 13 所示。试件两端简支,支座对称布置,跨度为 3.0 m。试件承受平行于

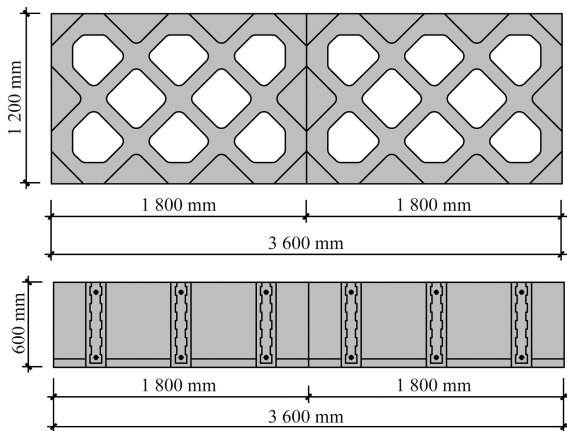


图 11 试件的外形尺寸

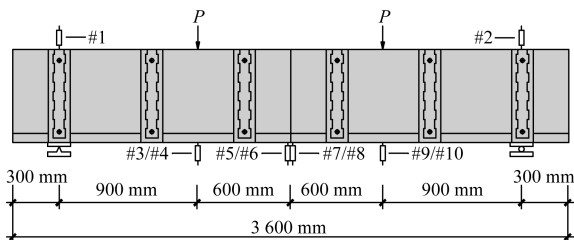


图 12 受弯加载试验的受力简图



图 13 受剪加载试验图

支座的对称均布线荷载作用,荷载作用点之间的距离为 1 200 mm。连接节点位于跨中位置,两加载点之间的区段为纯弯段,且装配式基础的连接节点位于纯弯段内,以便对连接节点的受弯性能进行验证。加载过程中采用分级加载,在作动器施加的荷载达到 100 kN 前,每 10 kN 为一个荷载等级;作动器施加的荷载达到 100 kN 后每 20 kN 为一个荷载等级,每级荷载持荷 5 min。受弯加载试验位移计的布置方案如图 12 所示。在 W-1 和 W-2 试件连接节点两侧的底部、荷载加载点底部和试件支座位置所在截面的上表面安装位移计,量测对应位置点处的位移。

(2)受剪试验加载方案及量测方案。装配式基础单元连接节点的受剪加载试验的支承方式及荷载作用如图 14 所示,试验加载如图 15 所示。试件

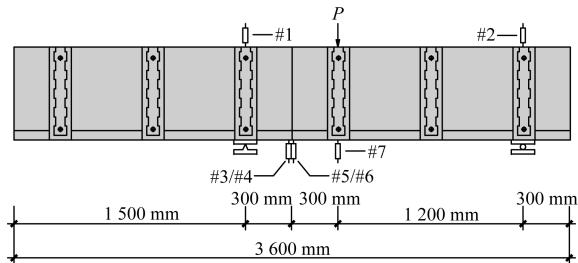


图 14 受弯加载试验的受力简图



图 15 受剪加载试验图

两端简支,支座中心距为 1.8 m。试件承受一竖向均布线荷载作用,荷载作用位置距试件右支座的距离为 1.2 m。连接节点所在截面位于左支座与荷载作用点之间的中点处。

此时,节点截面位于剪力较大的剪跨区段内。受剪加载试验的荷载等级设置与受弯加载试验相同。受剪加载试验位移计的布置方案如图 14 所示。在 J-1 试件连接节点两侧的底部、荷载加载点底部和试件两侧支座轴线所在截面的上表面安装位移计,量测对应位置处的位移。

4.2 试验现象及破坏形态

(1)受弯试件的试验现象及破坏形态。当荷载施加到 50 kN 时,试件在纯弯段内出现第一条裂缝,位于试件边缘的定位底板处。随着荷载的增加,在试件底部陆续出现了新的弯曲竖向裂缝,之前的裂缝逐渐向上延伸;当加载到 220 kN 时,试件连接节点旁两侧面处均出现了从连接节点下部斜向上延伸的裂缝,呈现“V”字形,如图 16 所示;试件格栅肋部内侧裂缝多呈竖向发展,主要集中在纯弯段内。对受弯试件 W-1 和 W-2,当荷载施加到 230.6 kN 和 226.2 kN 时,分别达到相应的极限承载力,斜向裂缝接近试件顶部,受压区混凝土未发生明显的压坏现象。

(2)受剪试件的试验现象及破坏形态。受剪试件的裂缝主要集中分布在加载点所在截面附近,斜向发展;部分弯剪裂缝贯通试件全高,裂缝开展形态如图 17 所示。

对受剪试件,当荷载施加到 344.3 kN 时,试件达到极限承载力。在加载过程中,混凝土未发生未

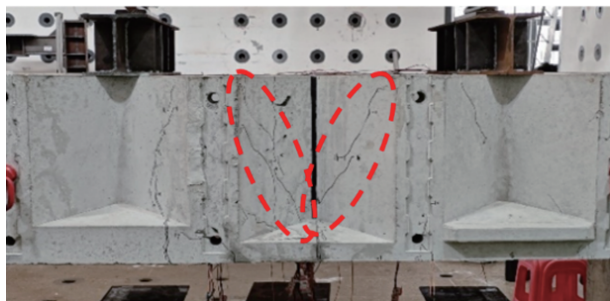


图 16 受弯加载试验试件侧面破坏形态



图 17 受剪加载试验试件破坏形态

见明显压坏现象。

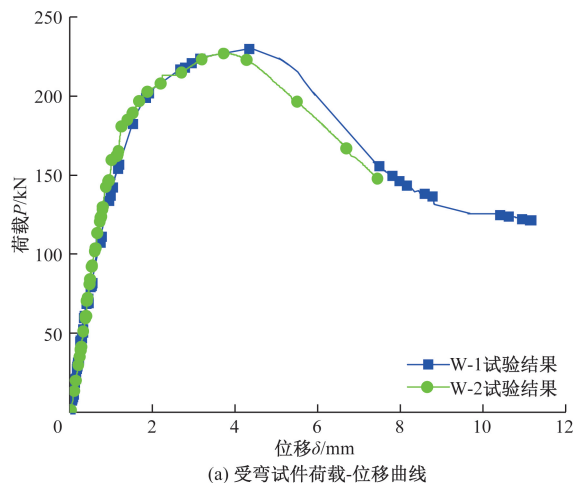
根据节点两侧位移计测量的数据,计算连接节点两侧的相对剪切错动变形,在荷载达到极限承载力前,节点两侧的相对剪切错动变形基本在 ± 0.1 mm 的范围内波动。当荷载达到极限承载力后,节点两侧的相对剪切错动变形明显增大,在加载停止时的最大相对剪切错动变形为 1.01 mm。由此可知,在试件破坏前,连接节点两侧的相对剪切错动变形较小,表明节点的连接可靠,抵抗剪切变形的刚度较大。

4.3 荷载-位移曲线及极限承载力分析

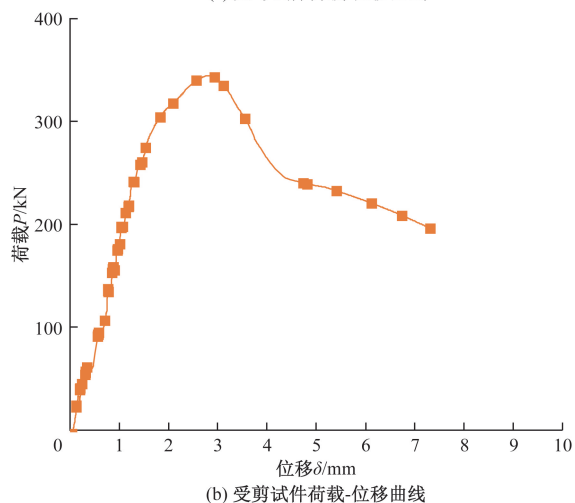
根据作动器荷载大小和节点截面(跨中截面)、加载点底部的竖向位移大小,分别绘制受弯试件和受剪试件荷载-位移曲线,如图 18 所示。

由试验结果可知:

(1)受弯试件 W-1 和 W-2 的荷载-位移曲线的变化趋势较为接近。根据试件的荷载-位移曲线,可大致将受弯试件的加载过程分为弹性阶段、弹塑性阶段、塑性阶段三个阶段。在试件开裂以前,试件整体处于弹性阶段。达到开裂荷载后,试件进入弹塑性阶段,即带裂缝工作阶段。在第二阶段内,裂缝数量随荷载增加而增加,试件刚度略有下降,但并不明显,试件大体上仍表现为弹性状态。随着荷载进一步增大,试件刚度降低,荷载位移曲线斜率明显降低,开始出现明显的非线性增长,试件进入塑性阶段,最终主要裂缝跨过试件全截面,试件达



(a) 受弯试件荷载-位移曲线



(b) 受剪试件荷载-位移曲线

图 18 试件荷载-位移曲线

到极限承载力。随着加载的继续,试件承载力开始逐渐降低,直至破坏。

(2)由于剪跨比和加载方式的改变,受剪试件的极限承载力明显提高,但达到极限承载力时的位移相对较低。

(3)在结构设计过程中,应保证连接节点截面的受弯和受剪承载力具有一定的安全裕度。因此,根据装配式基础连接节点截面在荷载标准组合下的最不利弯矩标准值 M_k 和剪力标准值 V_k ,分别按照受弯试件和受剪试件的力学计算简图,反算出试件连接节点截面达到相应的内力标准值时需要在作动器上施加的荷载标准值 P_k ,与受弯试件和受剪试件的极限承载力 P_u 相比即可获得连接节点截面承载力的安全裕度。

在荷载的标准组合下,装配式基础连接节点处最不利弯矩值为 $M_k = 21.5$ kN·m;根据受弯加载试验的受力简图,反算出当连接节点截面的弯矩标准值为 $M_k = 21.5$ kN·m 时,作动器施加的荷载 $P_k =$

95.5 kN,试件破坏时的极限承载力 P_u 与受弯时荷载 P_k 的比值即为连接节点受弯承载力的安全裕度,结果如表 5 所示。

同样,在荷载的标准组合下基础连接节点处的最不利剪力值 $V_k=35.8$ kN;根据受剪加载试验的受力简图,反算出当连接节点截面的剪力标准值为 $V_k=35.8$ kN 时,作动器施加的荷载 $P_k=107.4$ kN,试件破坏时的极限承载力 P_u 与受剪时荷载 P_k 的比值即为连接节点的受剪承载力安全裕度,结果如表 6 所示。

表 5 受弯加载试件连接节点的安全裕度

试件编号	最不利弯矩标准值 $M_k/(kN\cdot m)$	当 $M=M_k$ 时作动器需要施加的 P_k/kN	试件极限承载力 P_u/kN	安全裕度
W-1	21.5	95.5	230.6	2.41
W-2			226.2	2.37

表 6 受剪加载试件连接节点的安全裕度

试件编号	最不利弯矩标准值 V_k/kN	$V=V_k$ 时作动器需要施加的荷载值 P_k/kN	试件极限承载力 P_u/kN	安全裕度
J-1	35.8	107.4	344.3	3.21

综上可知,在装配式基础正常使用过程中,按本文连接方式设计的装配式基础的受弯承载力的安全裕度在 2.4 左右,与 JD-5 模型采用有限元方法计算的安全裕度比较接近,说明连接节点截面的受弯承载力具有较高的安全储备,满足设计要求;装配式基础的受剪承载力的安全裕度为 3.2,高于受弯承载力的安全储备。

5 结论

针对 110 kV 变电站主变压器基础的受力特点,提出了一种新型的装配式基础,采用有限元分析和试验研究相结合的方法,对新型装配式基础的受力性能和节点连接方式进行了深入研究,主要研究结论如下。

(1)根据 110 kV 变电站主变压器基础的受力特点,参考实际工程中采用的传统现浇式混凝土基础的结构型式和相关尺寸,提出了一种新型的正交斜放装配式格栅筏板基础的结构型式和节点连接方式。这种装配式基础具有重量轻、节省材料,可实现快速组装施工等优点,具有较好的工程应用前景与推广的价值。

(2)针对装配式基础连接节点采用高强螺栓连接的方式,采用有限元分析和试验研究相结合的方法

法对装配式基础连接节点的受力性能进行了研究。结果表明,按本文建议的方式连接,装配式基础连接节点截面具有较高的安全裕度;有限元计算结果表明,提高单个螺栓上的预加力或增加节点处的螺栓数量,可提高连接节点截面的受弯承载力和刚度。当单个螺栓的预加力达到 135.7 kN 时,装配式节点的受弯承载力和刚度可等同现浇节点的受弯承载力和刚度。

(3)受弯加载试验和有限元计算结果均表明,连接节点截面的受力过程可基本上分为三个阶段,随着荷载的逐渐增大,截面抗弯刚度逐渐减小,但在弹性阶段和弹塑性阶段,试件抗弯刚度的降低并不明显,进入塑性阶段以后,荷载-位移曲线得斜率明显降低,最终主要裂缝跨过试件全截面,试件达到极限承载力。

(4)在受剪加载试验中,节点截面的受剪极限承载力明显提高,但达到极限承载力时的位移相对较低。试件在达到极限承载力前,连接节点的相对剪切错动变形小于 0.1 mm,表明试件在连接节点处有较高的抵抗剪切变形的能力,且受剪承载力具有较大的安全储备。

参考文献

- [1] 张慧洁,刘超,高奔浩,等. 变电站 GSU 模块装配式基础受力性能与数值分析[J]. 结构工程师, 2022, 38(3): 148-154.
- [2] 张慧洁,王灿,李景哲,等. 模块化变电站人字构架预应力装配式基础研究及有限元分析[J]. 结构工程师, 2022, 38(3): 138-147.
- [3] 胡晨,薛欢,胡子明,等. 变电站建筑物模块化装配式基础设计与数值分析[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2022, 45(3): 362-369.
- [4] 国网福建省电力有限公司经济技术研究院,国网福建省电力有限公司. 一种钢混组合装配式主变压器基础及其施工方法: CN202211332513.3[P]. 2023-01-03.
- [5] 李阳,冯林芳,秦灿,等. 一种榫卯结构的 110 kV 装配式主变基础的研究与应用[J]. 工程技术研究, 2019, 4(23): 90-92.
- [6] 山东电力工程咨询有限公司. 一种通用的空腔体预制的装配式主变压器基础: CN202220274010.4 [P]. 2022-09-09.
- [7] 孙国帅,刘占坤,冯娇,等. 中国装配式混凝土结构研究态势的知识图谱分析基于 1992—2019 年文献计量数据[J]. 科学技术与工程, 2021, 21(16): 6807-6814.
- [8] 舒兴平,钱鑫,刘筱钰,等. 装配式钢框架柱法兰栓焊连接节点受力性能试验研究与有限元分析[J]. 建筑结构, 2023, 53(5): 90-97.
- [9] GB 50007-2011《建筑地基基础设计规范》[S]. 北京: 中

- 国建筑工业出版社, 2012.
- [10] GB 50260-2013《电力设施抗震设计规范》[S]. 北京: 中国计划出版社, 2013.
- [11] GB 50010-2010《混凝土结构设计规范》(2015 版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [12] 张田, 侯正猛, 李晓琴, 等. 混凝土塑性损伤模型参数计算方法研究[J]. 计算力学学报, 2024(6): 1-10.
- [13] 王琼与, 桑登峰, 娄学谦, 等. 混凝土损伤塑性模型参数选取及应用[J]. 水运工程, 2023(6): 26-31.
- [14] 张永杰, 陈力, 谢普初, 等. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型中损伤因子的率相关性及其实现方法[J]. 爆炸与冲击, 2022, 42(10): 39-49.

Mechanical Behavior of the Foundation of the New Assembled Grille Raft

FAN Yabin¹, YIN Jiangang², XIONG Chuanyu², ZHOU Lintao², CHAI Ming²,
WANG Hui¹, HU Daofu²

(1. State Grid Economic and Technical Research Institute Co. LTD., Beijing 102209, China;

2. State Grid Hubei Electric Power Co. LTD., Wuhan 430077, China)

Abstract: At present, the main transformer foundation of 110 kV substation mostly adopts cast-in-place concrete foundation, which has many problems, such as many processes, complex construction, long construction period and difficult to guarantee construction quality. In view of the above problems existing in cast-in-place main transformer foundation, and according to the stress condition of 110 kV main transformer foundation and the requirements of installation on-site, a new type of assembled orthogonal diagonal grid raft foundation is proposed, which can effectively avoid the above defects of cast-in-place main transformer foundation. Firstly, the finite element analysis method was used to establish a refined model to study the factors affecting the mechanical performance of the connection joints of the fabricated grid raft foundation. Based on the comprehensive comparative analysis, the connection mode and structural measures of the connection joints of the fabricated grid raft foundation were proposed; Secondly, the model was made, and the flexural and shear properties of the connection joints of the fabricated grid raft foundation were studied by using the indoor test method, and the results were compared with the finite element calculation results. The results show that the bearing capacity of the prefabricated grid raft foundation connection mode has a high safety reserve, which verifies the feasibility of the connection mode proposed in this paper and the reliability of the mechanical performance. The research results can not only meet the design requirements of 110 kV main transformer for foundation, but also be further applied in other structure foundations.

Keywords: new prefabricated foundation; grille raft; mechanical performance; finite element analysis; experimental study