

大型钢管插入式基础裂缝产生机理 及影响参数研究

孙雅珍¹, 张立¹, 王金昌², 程尧¹, 刘燕平³

(1. 沈阳建筑大学交通与测绘工程学院, 辽宁 沈阳 110168; 2. 浙江大学交通工程研究所, 浙江 杭州 310027;
3. 浙江华云电力工程设计咨询有限公司, 浙江 杭州 310027)

摘要 目的 研究大型钢管插入式基础在上拔工况下的裂缝产生机理及影响规律, 寻求最佳设计参数。方法 基于扩展有限元与内聚力界面接触, 建立三维非线性有限元模型, 首先通过对比无锚板、单锚板与双锚板构件裂缝扩展过程云图, 分析裂缝产生机理, 再通过优化设计配筋方案和位置系数, 探讨大型钢管插入式基础的裂缝密度和裂尖应力强度因子的变化规律。结果 锚固板的增加会导致基础混凝土开裂, 位置系数的取值会影响基础裂缝密度; 当配筋率为 1.76% 时, 在钢管外侧设置环状排列纵筋能明显减小锚固板处由于应力集中产生的混凝土开裂; 当位置系数为 0.33 时钢管外侧混凝土的裂尖应力强度因子较小, 使得基础构件在满足经济性的同时不会由于钢管外侧混凝土过薄而过早产生开裂。结论 改变基础配筋方式、选取合理的配筋方案以及位置系数能够有效地减少钢管插入式基础裂缝的生成。

关键词 大型钢管插入式基础; 裂缝机理; 应力强度因子; 位置系数

中图分类号 TU398.1

文献标志码 A

Study on Crack Generation Mechanism and Influencing Parameters of Large Steel Pipe Inserted Foundation

SUN Yazhen¹, ZHANG Li¹, WANG Jinchang², CHENG Yao¹, LIU Yanping³

(1. School of Transportation and Geometry Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168;
2. Institute of Transportation Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, China, 310027; 3. Zhejiang Huayun Power Engineering Design Consulting Co. Ltd., Hangzhou, China, 310027)

Abstract: To study the crack mechanism and influencing parameters of the large steel-tube-inserted foundation under the uplift condition, and seek the best design parameters, The three-dimensional

收稿日期: 2022-08-23

基金项目: 国家重点研发计划项目(2019YFB1600704); 浙江省住房和城乡建设厅科研项目(2022K073, 2022K169)

作者简介: 孙雅珍(1970—), 女, 教授, 博士研究生导师, 主要从事路面损伤及地下工程等方面研究。

finite element model was established based on the extended finite element and the cohesive-zone model. The analysis results show that the increase of anchor plate will lead to concrete cracking, and the value of position coefficient will affect the Cracking density. In view of this, the Cracking density and the stress intensity factors of large steel-tube-inserted foundation are discussed by optimizing the reinforcement scheme and position coefficient. The results show that the concrete cracking caused by stress concentration at the anchor plate can be obviously reduced by setting ring-shaped longitudinal bars outside the steel tube; When the position coefficient is 0.33, the stress intensity factors of the concrete outside the steel tube is smaller, so that the foundation components will not be cracked prematurely due to the thin concrete outside the steel tube while meeting the economic requirements. It can be concluded that changing the reinforcement mode of the column, selecting the reasonable reinforcement coefficient and selecting the reasonable position coefficient can effectively reduce the crack generation of the steel pipe inserted foundation.

Key words: large steel-tube-inserted foundation; crack mechanism; stress intensity factors; position coefficient

人们生产和生活需求的不断增长,对电力能源的需求也越来越大,由此需要建设更多的高电压等级输电线路。相较于传统的基础型式,高电压等级输电线路对杆塔基础的要求更高。以大型型钢插入式混凝土为基础形式由于具有较高的工程性能得到了广泛应用。铁塔在风荷载等作用下,基础立柱易产生裂缝,导致构件耐久性减弱,进而极大地减少结构的使用寿命。大型型钢插入式基础可分为角钢插入式基础与钢管插入式基础。鲁先龙等^[1]通过室内模拟试验和现场试验验证了角钢插入式基础结构的合理性,为工程应用提供了参考。郑勇等^[2]将插入式钢管承压板锚固试验以及底板锚固试验结果与日本相关规范中的计算公式进行了对比,并对插入式钢管锚固设计提出了建议。在钢管插入式基础的设计中,钢管与混凝土的黏结、锚固性能,截面特性,以及钢管与基础主筋的应力特性是关键因素,其中钢管与混凝土间的界面黏结强度与混凝土的强度有关^[3-4]。白亮^[5]、明铭等^[6]对型钢混凝土试件进行试验研究,建立不同状态下型钢混凝土黏结应力计算表达式,提出黏结应力-滑移本构关系,并采用非线性弹簧单元模拟型钢与混凝土界面间的黏结性能。童瑞铭等^[7]针对现行规范中输电线路杆塔基础配

筋率以及位置系数取值不明确等问题进行了现场试验研究,提出了基础配筋以及基础尺寸的设计方法。高志林等^[8]采用有限元方法对复杂荷载工况下钢管插入式基础进行研究,探讨了其设计计算过程的关键因素。

上述研究多针对插入式基础的承载能力与受力机制,对其裂缝控制方面的研究较少,且现行设计一般只做均布荷载下的裂缝验算。由此,笔者根据童瑞铭等^[7]的试验数据,基于内聚力模型,结合扩展有限元方法建立三维实体模型,通过将数值结果与试验结果对比验证有限元计算模型的有效性与准确性。在此基础上,建立大型钢管插入式基础模型,分析了单、双锚板钢管插入式基础在不同配筋方案、不同位置系数情况下承受上拔力作用时的裂缝扩展情况;对比基础开裂密度与应力强度因子,并总结得出合适的配筋方案及位置系数取值,以期大型钢管插入式基础的设计提供参考。

1 有限元模型建立

1.1 扩展有限元基本原理

扩展有限元(XFEM)基于单位分解理论,在传统有限元法的位移函数上增加富集项^[9],即采用对裂缝附近单元的节点自由度

加强,来描述裂缝的不连续性,通过添加水平集函数的方法来表征裂缝界面,此外,在网格划分方面,不需要对裂缝尖端网格加密或引入奇异单元,使用常规单元进行网格划分即可。

传统有限元法的单元内任意一点的位移函数表示为

$$u^h(x) = \sum_{i \in I} N_i(x) u_i. \tag{1}$$

扩展有限元下的位移函数为

$$u = \sum_{l=1}^N N_l(x) [u_l + H(x) a_l + \sum_{\alpha=1}^4 F_{\alpha}(x) b_l^{\alpha}]. \tag{2}$$

式中: u_l 为连续单元节点的位移向量; a_l 、 b_l^{α} 为附加自由度向量。

式(2)右侧的 u_l 和常规有限元相同, $H(x) a_l$ 、 $F_{\alpha}(x) b_l^{\alpha}$ 则是 XFEM 针对裂缝不连续性特点所引入的富集项,用来表征裂缝的存在。 $N_l(x)$ 为与节点 l 相关的形函数, $H(x)$ 为裂纹两侧的符号函数,两侧取值为 1、-1,其表达式为

$$H(x) = \begin{cases} 1, & (x - x^*) \cdot n \geq 0; \\ -1, & \text{其他.} \end{cases} \tag{3}$$

式中: x 为高斯点; x^* 是裂缝上距离 x 最近的点。

裂缝尖端坐标系如图 1 所示。

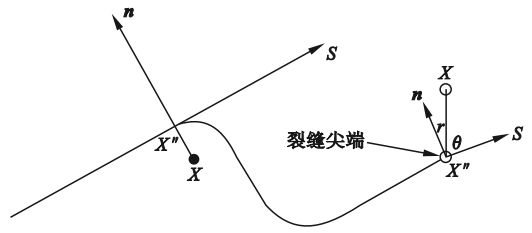


图 1 裂缝尖端坐标系

Fig. 1 Crack-tip coordinate system

n 为裂缝在 x^* 处的法向量,若 x 在裂缝面法线指向的一侧, $H(x)$ 取 1;反之,则 $H(x)$ 取 -1。 $F_{\alpha}(x)$ 为裂缝尖端渐进函数,该函数由四个基函数组成,可以描述裂缝尖端的不连续性,在局部坐标系下的表达式为

$$F_{\alpha}(x) = \left[\sqrt{r} \sin \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \cos \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \sin \theta \cdot \sin \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \sin \theta \cdot \cos \frac{\theta}{2} \right]. \tag{4}$$

1.2 内聚力模型

钢管与混凝土接触界面采用双线性内聚力模型^[10],典型的本构曲线如图 2 所示。 σ_{ii} 、 δ_{ii} 分别表示界面接触应力和相对位移; σ_{ii}^u 为接触应力峰值,对应的相对位移为 δ_{ii}^u ; δ_{ii}^n 为界面完全失去黏结作用时的相对位移。按照规范^[11]要求,钢筋与混凝土黏结作用完全失效时对应的滑移量为钢筋直径的 0.4 倍,因此,确定钢管与混凝土界面完全失去黏结作用的滑移量 δ_{ii}^n 为 1 mm。界面剪向的黏结强度取 1.74 MPa,法向黏结强度(抗拉)取混凝土抗拉强度。

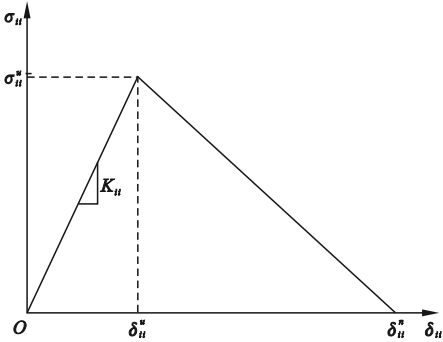


图 2 内聚应力-相对位移关系

Fig. 2 Cohesive stress-relative displacement relationship

内聚力单元的三个方向之间是相互独立的,计算其中某一个方向时,可以不考虑另外两个方向的影响,其应力应变本构关系为

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{bmatrix}^T = \begin{bmatrix} K_{nn} & & \\ & K_{ss} & \\ & & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & & \\ & K_{ss} & \\ & & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\delta_n}{T_o} & \frac{\delta_s}{T_o} & \frac{\delta_t}{T_o} \end{bmatrix}^T. \tag{5}$$

式中: K_{nn} 为法向刚度; K_{ss} 、 K_{tt} 为两个正交的切向刚度; δ_n 、 δ_s 、 δ_t 分别对应为法向位移和两个切线位移; T_o 为内聚力单元厚度。

内聚力模型设置了界面单元进入初始损

伤的判断依据,选择一次应力准则来计算界面单元在复合条件下的初始损伤条件:

$$\max\left\{\frac{\sigma_n}{\sigma_n^{\max}},\frac{\sigma_s}{\sigma_s^{\max}},\frac{\sigma_t}{\sigma_t^{\max}}\right\}=1.$$

(6)

式中: $\sigma_n, \sigma_s, \sigma_t$ 分别为内聚力单元的法向应力值和两个切向应力值; $\sigma_n^{\max}, \sigma_s^{\max}, \sigma_t^{\max}$ 为内聚力单元在法向和两个切向所能承受的最大临界应力值。

2 有限元模型验证

2.1 构件有限元模型

按照文献[7]的试件尺寸建立有限元模型,混凝土立柱截面为 900 mm×900 mm,钢管规格为 219 mm×10 mm,插入深度为 1 533 mm;锚板宽×厚为 120 mm×20 mm,锚板锚固深度为 600 mm;纵向钢筋配置为 20Φ20。根据试件尺寸建立等比例模型,根据对称性原理,有限元计算模型取 1/4 模型。混凝土立柱、钢管和承载板均为三维实体,单元类型为 C3D8R(见图 3)。

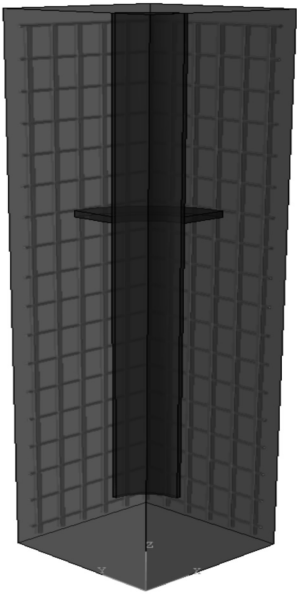


图 3 有限元模型

Fig. 3 Finite element model

模型边界条件根据 1/4 模型性质设置:混凝土立柱底部采用固定约束,侧面则根据

对称性约束其法向位移。钢管与混凝土界面设置内聚力单元;纵向钢筋和箍筋均嵌入到混凝土中,与混凝土协同变形。钢管顶部施加向上(沿 z 轴正向)的位移荷载。

2.2 材料参数

混凝土强度等级为 C25,轴心抗压强度平均值 $f_{cm} = 19.74$ MPa,轴心抗拉强度平均值 $f_{tm} = 2.16$ MPa,混凝土弹性模量 $E = 2.8 \times 10^4$ MPa,泊松比 $\mu = 0.167$,断裂能 $G_F = 60$ N/m。开裂判断选取最大主应力开裂准则:

$$f = \left\langle \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max}^0} \right\rangle.$$

(7)

式中: σ_{\max}^0 表示混凝土容许的最大拉应力; σ_{\max} 表示计算得到的混凝土最大主应力; $\langle \rangle$ 为 Macaulay 括号,表示纯压缩应力状态下不会产生初始损伤。当 $f > 1$ 时,出现裂缝。

钢材采用理想弹塑性模型。材料参数如表 1 所示。

表 1 材料参数

Table 1 Material properties

材料名称	钢材牌号	弹性模量/GPa	泊松比	屈服强度/MPa
纵筋	HRB400	200	0.3	400
箍筋	HPB300	200	0.3	300
钢管、锚板	Q345	206	0.3	345

2.3 有限元计算值与试验结果与对比

采用上述方法建立钢管插入式基础的有限元模型,计算得出的荷载—位移曲线与试验结果对比如图 4 所示。图 4 中, d 为钢管上端沿受力方向的绝对位移值, F 为作用在钢管上端的合力值。根据试验结果^[7],试件破坏模式为钢管屈服,从试验曲线中可见试件的破坏荷载约为 2 500 kN,有限元计算得出的极限荷载与试验结果接近,且在最大荷载时钢管进入塑性阶段。

图 5 为有限元模型的裂缝分布云图和试件在极限荷载时的破坏形态。由于有限元模

型中假设材料为各向同性,没有考虑骨料对裂缝的影响^[12],所以裂缝基本从锚板位置向基础发展,与试验裂缝分布有一定差别,但总体上呈现出一致。因此,采用扩展有限元结合内聚力模型计算分析钢管插入式基础是可行的。

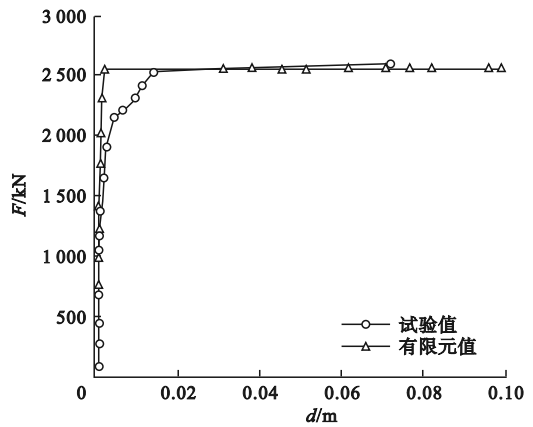


图4 构件有限元与试验 $F-d$ 曲线对比

Fig. 4 Comparison of simulated $F-d$ curve and measured curve

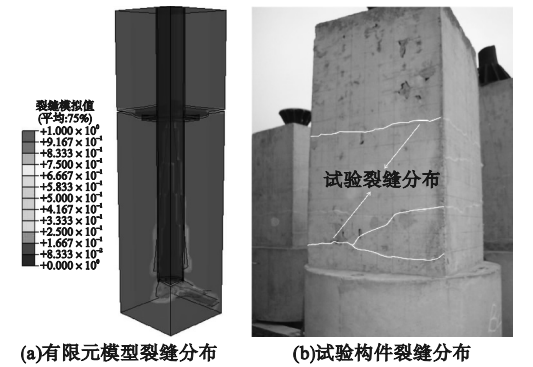


图5 裂缝分布情况对比

Fig. 5 Comparison of crack distribution

3 裂缝扩展机理与防裂控制

以某大型钢管插入式基础为例(见图6),钢管插入深度 L 为 9 m,钢管直径 D 为 1.0 m,壁厚 22 mm。钢管插入式基础一般可设计为无锚板、单锚板、双锚板等类型。根据规范要求^[11], a 取最佳初始锚固位置 1 m, b 取双锚板的最佳间距 0.8 m。为了研究不同锚固形式构件的裂缝扩展机理,通过建立

上述 3 种钢管插入式基础有限元模型,分析其裂缝扩展情况。根据对称性,同样取 1/4 模型,材料参数与验证模型相同。

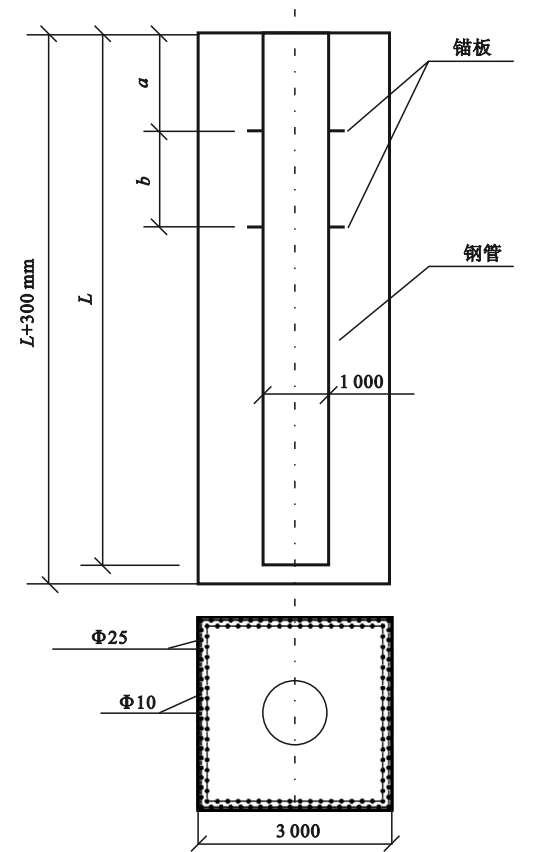


图6 钢管插入式基础结构图

Fig. 6 Structural design of steel-pipe-inserted foundation

3.1 基础构件裂缝扩展机理

图 7 ~ 图 9 为通过有限元模拟计算得到的裂缝扩展云图,图中采用 PHILSM(位移函数)描述裂缝面,函数值为零的表面为裂缝。由图 7 可知,无锚板基础由于钢管底部未采用锚固措施,上拔荷载直接传递到钢管底部,当钢管内部混凝土到达混凝土的开裂强度时,钢管内部混凝土与下部的混凝土产生脱开现象,因此无锚板构件开裂防治应注重钢管的底部锚固。由图 8 可知,增加单锚板设置能够明显提高钢管的锚固承载力,但是在荷载作用下锚板处与混凝土会产生较大的法向接触力,导致锚板处混凝土出现应力集中,

进而产生裂缝,当锚板处裂缝扩展到基础表面时,接触应力向下传递。由图 9 可知,双锚板基础同样在锚板处混凝土首先出现裂缝,在第一块锚板处裂缝未扩展至基础表面时,接触传递的应力大部分由第一块锚板承担,因此第二块锚板处的裂缝扩展明显滞后于第

一块锚板处。由于双锚板的存在,钢管的底部应力大大减小了,钢管锚固深度也可以相应减少,由此,对于采用锚板提高承载能力的构件,建议采用双锚板或多锚板,以防止基础底部开裂。

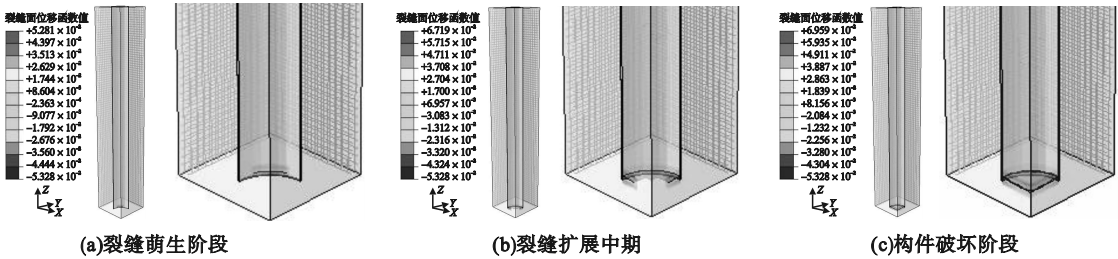


图 7 无锚板基础裂缝扩展情况

Fig. 7 Crack propagation in non-anchored slab foundation

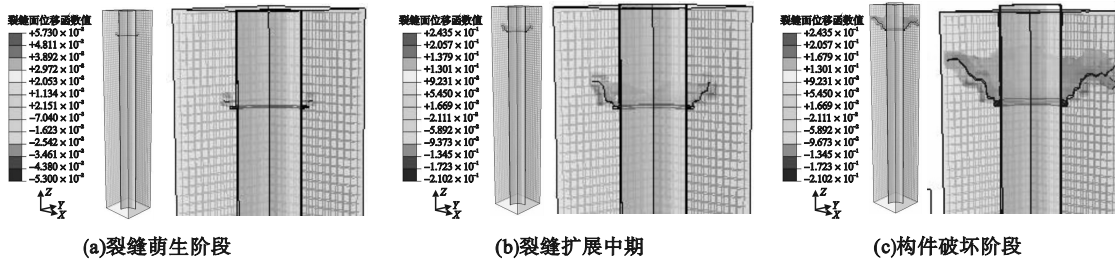


图 8 单锚板基础裂缝扩展情况

Fig. 8 Crack propagation in single anchor slab foundation

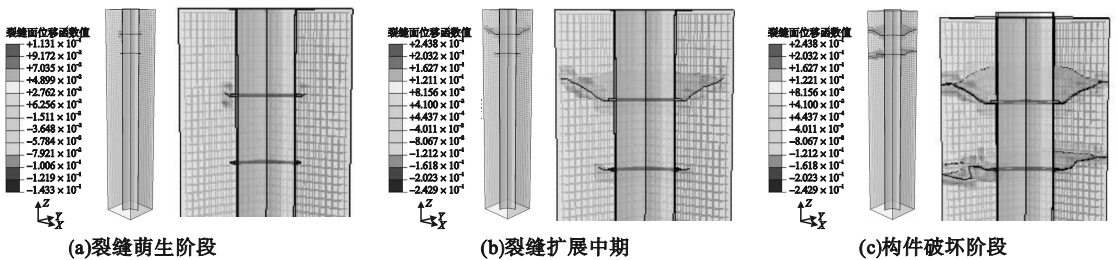


图 9 双锚板基础裂缝扩展情况

Fig. 9 Crack propagation in double-anchor slab foundation

3.2 不同参数对裂缝的影响

除了锚固型式不同会影响钢管插入式基础裂缝扩展,基础配筋方式、配筋率以及位置系数也会对裂缝形成产生较大影响。

3.2.1 基础配筋率与配筋方式

假定基础、钢管尺寸不变,分别改变基础

的配筋率和配筋方案进行有限元分析计算,对比不同配筋方案下基础裂缝扩展情况。配筋方案 A 为普通配筋,配筋方案 B 为在钢管外侧设置环状排列纵筋(见图 10)。基于不同配筋率和配筋方式设置 6 种工况,基础配筋情况见表 2。

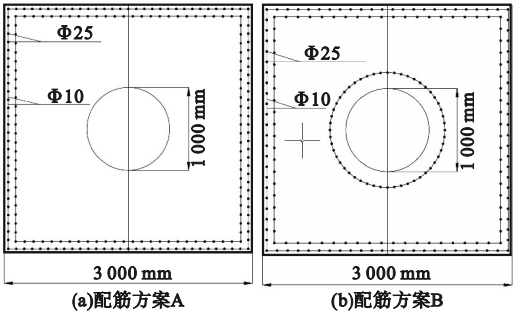


图 10 配筋方案

Fig. 10 Reinforcement pattern

表 2 基础配筋参数

Table 2 Reinforcement of foundation %

试件编号	纵筋配筋率	箍筋配筋率
SA1	1.18	0.15
SA2	1.76	0.15
SA3	2.34	0.15
SB4	1.18	0.15
SB5	1.76	0.15
SB6	2.34	0.15

ABAQUS 扩展有限元法可以在计算过程中输出 PHILSM 和 PSILSM,以表征裂缝状态,其中 PHILSM 表示指定的位移函数用于描述裂缝面,PSILSM 描述初始裂缝朝向,并且裂尖不能停留在单元内,只能在边界上。由此设定以裂缝穿过的单元为开裂单元,通过计算得到开裂单元的体积,将单位体积基础内开裂单元的体积定义为裂缝密度^[13]。不同配筋方案钢管插入式基础裂缝密度与钢管顶端位移 d 的变化关系如图 11 所示。

由图 11 可知,对于配筋方案 A,当基础配筋率由 1.18% 提高到 2.34%,且钢管顶端位移小于 2 mm 时,由于基础裂缝先从锚板处混凝土开始发展,在较低荷载水平下,外围配筋不会对基础内部裂缝产生较大影响,因此在裂缝扩展初期 A 方案三种构件的裂缝密度相差不大。随着荷载水平的提高,具有高配筋率的 SA2、SA3 构件基础裂缝密度增长速度远远超过 SA1 构件,但最终构件破坏的时裂缝密度仍要小于 SA1 构件,这是由于

基础外围的高配筋率使得外围混凝土抗拉承载力增强,进而限制裂缝向基础外侧扩展,由于裂缝不能继续往前扩展导致能量的积累,使得基础内部应力增加,从而使 SA2、SA3 构件在中后期裂缝密度增长速度加快。对于配筋方案 B,由于钢管外侧设置的环状排列纵筋使得其在裂缝扩展前期的裂缝密度小于方案 A。配筋率为 1.18% 时,由于方案 B 的前期裂缝扩展缓慢导致 SB4 构件在裂缝突破环状纵筋后能量迅速释放,使得裂缝密度增长速度要略大于方案 A。当方案 B 配筋率大于 1.76% 时,由于第一块锚板处的裂缝并未突破环状纵筋使得裂缝密度远小于其他构件。此外,对比 SB5、SB6 构件可知,当方案 B 配筋率由 1.76% 提高到 2.34% 时,基础裂缝密度并没有减小,反而在裂缝扩展中段随配筋率提高而导致裂缝密度增大,因此,基础配筋率宜为 1.76%。

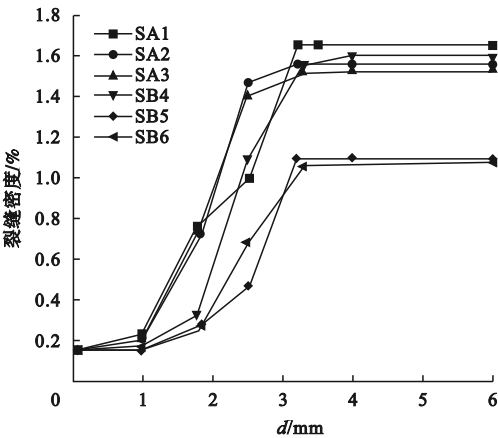


图 11 裂缝密度变化曲线

Fig. 11 Fracture density curves

3.2.2 位置系数

定义 κ ($\kappa = D/B$) 为内置锚固件圆钢管的混凝土基础钢管位置系数^[14],位置系数反映了钢管截面与混凝土截面之间的比例关系。定义内置锚固件圆钢管的混凝土基础中钢管截面积与基础立柱截面积之比为配骨率 γ :

$$\gamma = \frac{\pi t(D-t)}{B^2} = \frac{\pi t}{B} \left(\kappa - \frac{t}{B} \right).$$

(8)

式中: D 为钢管直径; B 为基础宽度; t 钢管

厚度。

钢管厚度相对于构件截面尺寸很小,即 t/B 为一相对小量,忽略此项造成的误差通常在 2% ~ 4%,且截面越大,误差越小。依据规范^[15]在设计位置系数工况时必须满足圆钢管外径与壁厚之比 D/t 不应大于 $135 \times 235/f_y$ (f_y 为钢管屈服强度), 钢筋钢管混凝土构件套箍系数设计值 ϕ 宜为 0.5 ~ 2.0, 因此保持钢管直径不变,且各项参数满足规范要求,设置 4 种工况,具体参数如表 3 所示。

表 3 基础位置系数参数

Table 3 The parameters of position coefficient			
试件编号	钢管直径 D/m	基础宽度 B/m	位置系数 κ
P1	1	1.8	0.55
P2	1	2.4	0.42
P3	1	3.0	0.33
P4	1	4.0	0.25

由钢管插入式基础裂缝扩展机理可知,构件裂缝从锚板处开始萌生,因此在模型的锚板处预制裂缝,并限制裂缝扩展,用 ABAQUS 计算不同构件裂尖应力强度因子来描述弹性体裂尖部位应力场强弱程度^[16],以此表征不同基础宽度构件的开裂趋势。采用应力强度因子为纵坐标、钢管顶部位移为横坐标绘制曲线(见图 12)。由图可知,随位置系数的减小,构件应力强度因子呈现出不断减小的趋势,但是当位置系数低于 0.33 后,应力强度因子的减小幅度急剧变小,此后,再以减小位置系数来抑制基础开裂效果不佳,从而导致基础的经济性下降。

通过对比不同位置系数构件裂缝密度变化曲线可知(见图 13),随着位置系数的减小、钢管外侧混凝土的厚度增加使得构件裂缝密度在钢管位移小于 1 mm 时增长缓慢,与前述应力强度因子变化趋势类似,当位置系数小于 0.33 时,减小幅度趋于收敛。在钢管位移介于 1 ~ 2 mm 之间时,P3、P4 构件的斜率基本一致,且基础裂缝密度相差较小,位

置系数在 0.33 左右时构件结构较为合理。

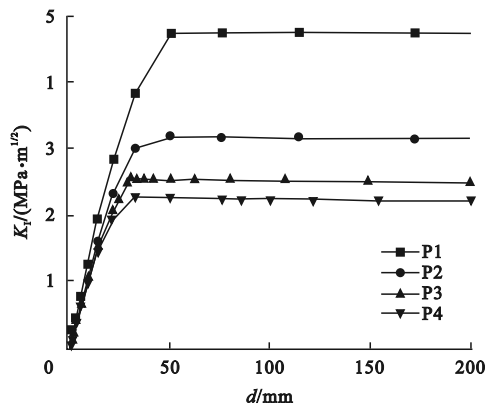


图 12 应力强度因子变化曲线

Fig. 12 Stress intensity factors curves

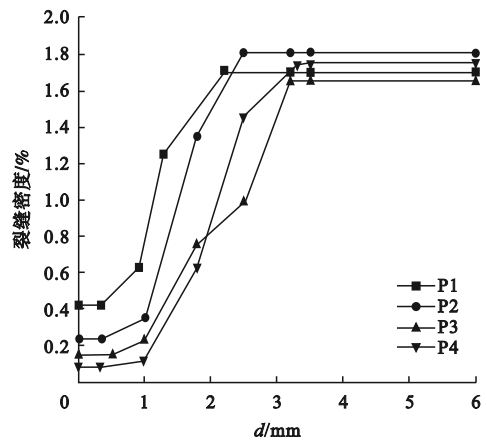


图 13 裂缝密度变化曲线

Fig. 13 Fracture density curve

4 结 论

- (1)对于无锚板构件开裂防治应注重钢管的底部锚固,对于采用锚板提高承载能力的构件建议采用双锚板或多锚板以防止基础底部开裂。
- (2)采用在钢管外侧设置环状排列纵筋方式能够明显减小基础裂缝密度,当配筋率为 1.76% 时,构件能够抑制第一块锚板处的裂缝突破环状纵筋,且当配筋率再继续提高时会导致扩展中段裂缝密度增大。
- (3)随着位置系数的减小,构件裂尖应力强度因子与基础裂缝密度呈现出不断减小的趋势,当位置系数低于 0.33 后,应力强度因子的减小幅度急剧变小,且裂缝密度相差

不大,导致基础的经济性下降,从抑制裂缝开展角度考虑,位置系数在0.33左右时构件结构较为合理。

参考文献

- [1] 鲁先龙,程永锋.750kV输电线路角钢插入式基础承载力试验[J].中国电力,2006,39(1):18-21.
(LU Xianlong, CHENG Yongfeng. Experimental research on load bearing capacity of stub-angle-inserted foundation for 750kV transmission line tower [J]. Electric power, 2006, 39(1): 18-21.)
- [2] 郑勇,吕铎,肖洪伟,等.插入式钢管锚固承载力试验研究[J].电力建设,2009,30(8):55-59.
(ZHENG Yong, Lü Duo, XIAO Hongwei, et al. Experimental research on bearing capacity of stub tube anchors [J]. Electric power construction, 2009, 30(8): 55-59.)
- [3] LAKSHMI B, SHANMUGAM N E. Nonlinear analysis of in-filled steel-concrete composite columns [J]. Journal of structural engineering, 2002, 128(7): 922-933.
- [4] HU H T, HUANG C S, WU M H, et al. Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect [J]. Journal of structural engineering-ASCE, 2003, 129(10): 1322-1329.
- [5] 白亮,张森,杨磊,等.型钢高延性水泥基材料粘结性能试验研究与有限元分析[J].工程力学,2021,38(3):98-111.
(BAI Liang, ZHANG Miao, YANG Lei, et al. Experimental investigation and finite element modeling of interface bond-slip behavior between shape steel and ecc [J]. Engineering mechanics, 2021, 38(3): 98-111.)
- [6] 明铭,郑山锁,郑洪,等.型钢高性能纤维混凝土粘结滑移性能试验研究[J].工程力学,2020,37(8):148-157
(MING Ming, ZHENG Shansuo, ZHENG Hao, et al. Experimental study on bond-slip behavior between encased steel and high-performance-fiber concrete [J]. Engineering mechanics, 2020, 37(8): 148-157.)
- [7] 童瑞铭,屈武,程永锋,等.输电线路杆塔钢管插入式基础柱体结构承载性能试验研究[J].建筑结构,2017,47(增刊2):223-226.
(TONG Ruiming, QU Wu, CHENG Yongfeng, et al. Experimental study on structural performance of steel-tube-inserted foundation column in transmission line tower [J]. Building structure, 2017, 47(S2): 223-226.)
- [8] 高志林,但汉波,邢月龙,等.复杂荷载条件下钢管插入式基础受力性能分析[J].电力建设,2011,32(9):19-23.
(GAO Zhilin, DAN Hanbo, XING Yuelong, et al. Mechanical behavior of steeling plug-in foundation under difficult loading condition [J]. Electric power construction, 2011, 32(9): 19-23.)
- [9] BELYTSCHKO T, BLACK T. Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing [J]. International journal for numerical methods in engineering, 1999, 45(5):601-620.
- [10] 张敏江,于江,郭超.移动荷载下不同基面层间损伤状态的沥青路面力学响应分析[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2021,37(2):303-313.
(ZHANG Minjiang, YU Jiang, GUO Chao. Investigation on mechanical response of asphalt pavement with different interlayer damage state under moving load [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science) 2021, 37(2): 303-313.)
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
(Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Concrete structure design code: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010.)
- [12] 唐宇翔,陈红鸟,王青原,等.基于扩展有限元法的混凝土断裂参数研究[J].应用力学学报,2019,36(6):1307-1313.
(TANG Yuxiang, CHEN Hongniao, WANG Qingyuan, et al. Study of fracture parameters of concrete based on extended finite element method [J]. Chinese journal of applied mechanics, 2019, 36(6): 1307-1313.)
- [13] 李胜福.输电塔基础立柱裂缝成形机理及其防范措施的数值分析与试验研究[D].南昌:南昌大学,2020.
(LI Shengfu. Numerical analysis and experimental study on forming mechanism and preventive measures of cracks in transmission tower foundation columns [D]. Nanchang: Nanchang University, 2020.)
- [14] 周君,楼文娟,孙军华.内配圆钢管的钢管混凝土核心柱承载性能参数分析[J].工程力学,2007(7):128-133.
(ZHOU Jun, LOU Wenjuan, SUN Junhua. Parameter study on the column reinforced by inner circular steel tube under axial force [J]. Engineering mechanics, 2007(7): 128-133.)
- [15] 国家电网公司.电力架空光缆线路设计技术规定:Q/GDW1159—2016[S].北京:中国计划出版社,2017.
(State Grid Corporation of China. Technical regulation for designing of electric power overhead optical fiber cable line: Q/GDW1159—2016 [S]. Beijing: China Planning Press, 2017.)
- [16] 王哲成,张云,于军,等.基于扩展有限元的应力强度因子计算精度研究[J].南京大学学报(自然科学版),2019,55(3):361-369.
(WANG Zhecheng, ZHANG Yun, YU Jun, et al. Calculation of stress intensity factor based on the extended finite element method [J]. Journal of Nanjing university (natural science), 2019, 55(3): 361-369.)

(责任编辑:王国业 英文审校:刘永军)