

# 江阴大桥南塔墩地基基础安全监控模型

陈志坚

(河海大学土木工程学院, 南京 210098)

**【摘要】** 江阴大桥南塔墩座落于缓倾顺向高边坡上, 其地基岩体由互层状砂、页岩组成, 基桩上部 20 m 采取桩周摩擦失效处理。阐述了地基基础安全监测网的构成及监测目的。分别建立了基桩桩顶轴力、摩擦失效段底部轴力、嵌岩段轴力以及外部变形监控模型, 并结合监测成果对地基基础安全性进行评价。

**【关键词】** 江阴大桥; 悬索桥; 塔墩; 桩基础; 监测; 监控模型

**【中图分类号】** TU473.2

## Safety Monitor Model Used in South Tower Foundation of Jiangyin Bridge

**【Abstract】** The south tower foundation of Jiangyin Bridge is located at gentle high slope. The foundation rock is composed of layered sand stone & shale. It is used ineffective treatment at the top 20 meters of the foundation piles. The composition of safty monitor web and monitor position are described. The axial force respectively at tip of the piles, at bottom of the ineffective frictional area, in the rock and the outside monitor model for deformation are established. Combined with monitor data, safty of the foundation is assessed.

**【Key words】** Jiang Yin Bridge; suspension bridge; tower foundation; pile foundation; monitoring; monitor model

### 0 引言

作为跨径 1 385 m 之悬索桥的主体工程之一, 江阴大桥南塔墩高 196 m, 塔顶作用有约  $6.0 \times 10^5$  kN 的垂向荷载, 其地基基础需安全承受约  $1.2 \times 10^6$  kN 的垂向荷载。桥位区长江主泓紧贴南岸, 最大水深 60 m。显然位于水边线南侧的南塔墩需以高约 60 m 的水下边坡为地基。桥位区南岸为呈舌状伸入长江约 200 m 的西山山体, 南塔墩位于山嘴西侧, 山体顶高程约 74 m, 总体呈单斜构造, 地层走向近东西, 倾向北, 倾角  $20^\circ \sim 30^\circ$ 。塔基边坡属缓倾顺向坡(见图 1), 边坡中缓倾的软弱夹层和泥化夹层以及陡倾的构造裂隙均较发育, 岩体破碎。所以, 南塔墩地基的稳定、不均匀沉降以及承载力等问题均较突出。为了确保大桥的正常安全运营, 地基基础安全监测至关重要。

### 1 监测网点的设置及监测目的

桥位区南岸沿江带状平地宽仅 4~6 m, 为满足塔墩承台布置, 需开挖西山山嘴西侧。由于塔区地基岩体为顺向坡, 为减少工程荷载对塔基水下边坡稳定的影响, 在基础设计时需设法降低荷载作用面高程。多种方法的稳定性计算表明, 为确保塔墩地基基础和塔基水下边坡的稳定性, 需将荷载作用面降至 -20 m 高程。若采用深挖嵌岩基础, 则在塔墩南侧形成的人工高边坡稳定问题很突出。为此采用摩擦失效桩基础方案, 基础由东、西 2 个承台(每个承台面积  $21.5 \text{ m} \times 16 \text{ m}$ , 顶、底面高程分别为 6 m 和 0 m, 塔墩南侧人工边坡高约 45 m)及其间的横系梁(面积  $23.91 \text{ m} \times 12 \text{ m}$ )组成, 每个承台下布置直径 2.8 m、长 35 m 的钻孔灌注桩 12 根, 每根桩下部 15 m 嵌岩, 上部 20 m 作桩

周摩擦失效处理,使桩基上部 20 m 完全与桩周基岩隔离,承台及横系梁与地基岩体之间也采取软木垫层隔离,从而使承台所承受的荷载全部分摊于各桩,并由桩基上部摩擦失效段传递至-20 m 高程以下的深部岩体。显然,承台下软木垫层的隔离效果以及桩周摩擦失效处理的效果是塔墩地基基础安全监测的重点之一。为此布置了见图 2 中的桩基轴力监测系统,共在 13 根桩上布置桩顶轴力监测断面(简称断面 I),每断面布设 4 套(个别为 2 套)振弦式钢筋应力计,用于检测;①承台下软木垫层隔离效

果;②东、西承台的荷载分布是否均匀(因为桥轴线与地层倾向的夹角约 25°,东、西方向各桩嵌岩段岩体质量存在差异);③每个承台南北方向的荷载分布是否均匀;④塔墩下基桩的超载问题。在上述 13 根桩中有 3 根桩在其摩擦失效段底部(简称断面 II)、嵌岩段中部(简称断面 III)和桩底(简称断面 IV)布置监测断面,每桩各断面也布设 4 套振弦式钢筋应力计。其中断面 II 主要用于检测桩周摩擦失效处理效果和塔墩下基桩的超载问题,断面 III 和断面 IV 主要用于检测桩基应力扩散和桩基承载力的安全储备。

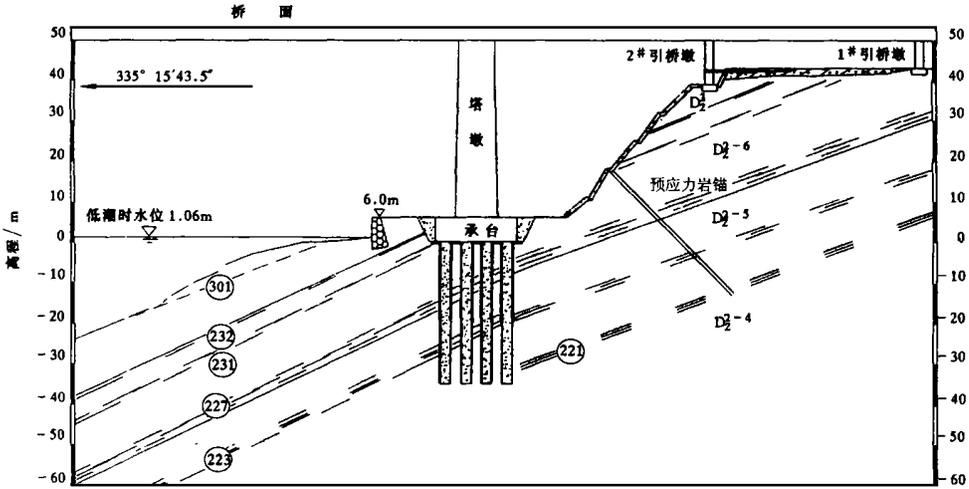


图 1 南塔区边坡及南塔地基基础组成结构图

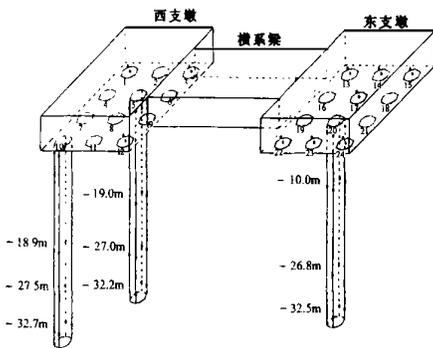


图 2 南塔墩桩基应力监测测点分布图

为了评价塔基深部(嵌岩面以下)岩体的变形与稳定,在承台顶面布设外部变形监测点 4 个(见图 3,编号为 NT01、NT02、NT03、NT04)用于监测地基的压缩变形以及沿滑裂

面的滑动位移。为了监测浅部岩体的变形与稳定,在承台周边布置外部变形监测点 4 个,考虑到桥轴线方向与塔基岩体潜在滑向<sup>[1]</sup>呈约 25°的夹角,所以 G01、N18 测点分布于西承台西南侧,N17、C04 测点分布于东承台东北侧。

## 2 监控模型的建立及地基基础稳定性评价

南塔墩承台基坑于 1996-05-25 开挖完成,桩基施工于 1996-11-30 完成,西、东承台及横系梁的浇筑时间分别为 1996-11-19、1996-12-16 和 1997-01-13,塔墩浇筑时间为 1996-12-29~1997-08-23。桥面铺装时间为 1999-05-14~1999-08-18,1999-09-28 实现通车运营。在三年多时间内共开展桩基轴力监测 70 次,外部变形观测 15 次。

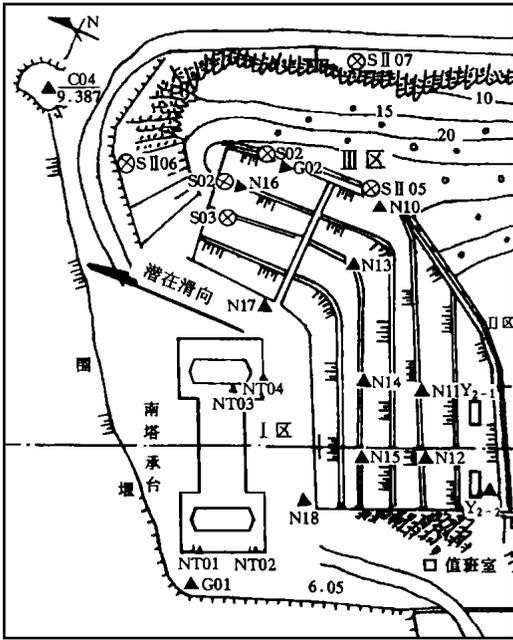


图3 外部变形监测点分布图

### 2.1 桩顶轴力监控模型

为了确保塔墩地基基础的安全稳定,必须将荷载作用面降至地表以下 26 m。显然,承台下软木垫层隔离措施至关重要,由于承台并非刚体,各桩承担的荷载不均一。所以,建立如式(1)所示的安全监控模型。

$$4\bar{P}_{1i} + 12\bar{P}_{2i} + 8\bar{P}_{3i} \geq 0.9P_i \quad (1)$$

式中: $\bar{P}_{1i}$ 为第*i*测次(下同)塔墩下各桩(共4根)桩顶轴力平均值; $\bar{P}_{2i}$ 为塔墩周边各桩(12根)桩顶轴力平均值; $\bar{P}_{3i}$ 为承台角点下各桩(共8根)桩顶轴力平均值; $P_i$ 为第*i*测次时的工程总荷载,其系数0.9为根据有限元计算成果确定。由于塔墩下基桩存在超载问题,当塔墩下某基桩嵌岩段岩体中出现塑性区时,将导致应力迁移,从而使塑性区加速开展而导致地基岩体失稳。有限元计算结果表明,为了使嵌岩段岩体不出现塑性开展区,塔墩下基桩的超载应限制在40%以内,为此其桩顶轴力 $P_{1i}$ 还需满足式(2)。

$$P_{1i} \leq 7.0 \times 10^4 \text{ kN} \quad (2)$$

实测成果表明,承台混凝土浇筑后随着混

凝土的凝固,各桩桩顶轴力逐渐增长,在承台浇筑完成后约40天,承台重量的95%已集中分摊于各桩。横系梁浇筑后,其重量也在30天内逐渐通过承台传递给各桩。也就是说,在承台混凝土凝固后,桩顶轴力满足式(1)所示的监控模型。在其后的各工况观测中,式(1)均得到满足,且不等式右边项的系数约为0.95~0.98。由此可见,承台下软木垫层隔离效果良好。在主体工程施工过程中,尤其是主缆架设和箱梁吊装期间,塔墩下基桩始终存在超载现象(最大可达35%,即比各桩均摊荷载多承担35%)。总的规律是施工进度、加荷速率较快时,超载加剧。而当加荷速率减缓以及施工间歇期间,各基桩轴力处于调整阶段,塔墩下基桩多承担的荷载逐渐向承台周边下的基桩转移。桥面铺装和通车运营期间,塔墩下基桩的超载不再增加,截止通车运营2个月时,各桩桩顶轴力始终满足式(2)。

### 2.2 摩擦失效段底部轴力监控模型

为了将桩顶所承受的荷载传递至深部,每根桩上部20 m采取双套筒桩周摩擦失效处理技术,在桩体混凝土灌注时,即下入内径2.85 m、壁厚12 mm的内筒和外径2.93 m、壁厚6 mm的外筒(长均为20 m),其中内筒外侧按等分焊接8根 $\phi 18$ 的竖向钢筋,以使内、外钢筒保持同轴同心。显然,内、外钢筒轴的平行程度、轴心的吻合程度以及内、外筒之间是否有杂物及混凝土等混入,均影响摩擦失效处理的效果,也直接影响塔墩地基稳定。为此,建立如式(3)所示的基桩摩擦失效段底部轴力监控模型。

$$P_{1i} \geq P_{4i} + 3 \ 244 n \quad (3)$$

式中: $P_{1i}$ 为第*i*测次桩顶轴力,kN; $P_{4i}$ 为第*i*测次摩擦失效段底部轴力,kN; $n$ 为0~1的系数,其值越大,桩周摩擦失效越彻底。

在承台和横系梁浇筑期间以及塔墩浇筑完成30%之前,式(3)未能满足,桩周摩擦失效处理效果未能得到反映,这可能与横系梁较重(约 $4.5 \times 10^4$  kN)有关。在其后的观测中,轴力增

量已满足式(3),而且随着*i*值的增大,*n*值也相应增大,这说明桩周摩擦失效处理效果已逐渐发挥,在塔墩浇筑完成后的施工间歇期间,随着桩基应力调整,*n*值逐渐增大,至主缆架设前,*n*值可达0.5。在主缆架设、箱梁吊装、桥面铺装和通车运营期间,轴力和轴力增量均满足式(3),且*n*值逐渐增长,至通车运营后2个月,各桩的*n*值可达0.7~0.9。从而实现了将工程荷载作用面降至地表以下26 m的意图。

### 2.3 嵌岩段轴力监控模型

基桩嵌岩面下深度为*h*的断面,其轴力 $P_{hi}$ 如式(4)所示。

$$P_{hi} = P_{1i} + \frac{1}{4} \pi d^2 h \gamma - \pi dh q_{sk} \quad (4)$$

式中:*d*为桩的直径,m; $\gamma$ 为桩的重度,kN/m<sup>3</sup>; $q_{sk}$ 为嵌岩段桩侧摩阻力,kPa。实测资料表明,若 $q_{sk}$ 按设计值代入上式,则实测值明显比计算值小,其原因除 $q_{sk}$ 取值偏保守外,还与嵌岩桩压力扩散角 $\theta$ 较大有关。事实上,桩基嵌岩后,桩、岩已成整体,嵌岩段基桩轴力的分布及衰减已近似于嵌岩面作用有垂向分布荷载的边值问题。由于江阴大桥南塔墩桩基础嵌岩段位于岩体深部,侧向约束较强。所以,其轴力衰减很快,从塔墩浇筑至通车运营,嵌岩段中部轴力增量仅为嵌岩段顶部的1/8~1/10,桩底轴力增量约为嵌岩段顶部的1/15。桩基嵌岩段轴力的上述分布特征说明桩基础持力层范围扩大,其承载力具有较大的安全储备。但相对而言,桩基主要持力层的厚度变薄,分布位置提高,应力水平增大。所以对地基基础的稳定不利,也加剧了因嵌岩段岩性不一而导致的不均匀沉降,这些不利影响将结合外部变形观测成果进行评价。

### 2.4 外部变形监控模型

对于岩基上的桩基础,在岩体出现塑性区开展之前,其外部变形往往是微小的。承台上各监测点的沉降值可由4部分组成,即摩擦失效段的压缩变形;嵌岩段的压缩变形;桩底以下岩体沿软弱夹层滑移引起的沉降;允许的测

量误差。据此,建立承台上各外部变形监测点的监控模型如式(5)所示。

$$\Delta s_i - \frac{40(\Delta P_{i1} + \Delta P_{i2})}{\pi d^2 E_1} - \frac{14(\Delta P_{i2} + 2\Delta P_{i3} + \Delta P_{i4})}{\pi d^2 E_2} \leq s_{允} \quad (5)$$

式中: $\Delta s_i$ 为第*i*测次沉降值,mm; $\Delta P_{i1}$ 、 $\Delta P_{i2}$ 、 $\Delta P_{i3}$ 和 $\Delta P_{i4}$ 分别为第*i*测次断面I、断面II、断面III和断面IV的轴力增量,kN; $E_1$ 为桩身模量,MPa; $E_2$ 为嵌岩段桩、岩面积加权平均模量,MPa;*d*为桩径,m; $s_{允}$ 为允许的测量误差,取2 mm。

当实测沉降值不能满足式(5)时,应综合分析水平位移观测成果,并加强目视巡查和加密观测,检查沉降是否累进。由于塔墩基础以承受垂向荷载为主,所以在地基岩体出现滑动破坏之前不应产生明显的水平位移。若出现大于允许测量误差的水平位移,则需结合相邻测点位移方向是否一致;位移方向是否与地基岩体潜在滑向一致;相邻测次位移是否累进以及位移与荷载的相关性等进行综合评价。

## 3 结语

本文侧重于施工期塔墩地基基础安全监控模型的建立,这些模型对运营期间仍具有指导意义。但大桥运营期间作用于塔墩的荷载相对稳定,而长江水位涨落(承台受到的浮力变幅约 $5 \times 10^4$  kN)和太阳辐射(上午使塔墩西倾,下午则向东倾)对塔墩地基基础的应力和沉降均有一定影响。所以,运营期监控模型的建立尚需考虑上述因素及软岩蠕变的影响。

## 参 考 文 献

- 1 陈志坚,卓家寿,刘世君. 干扰位移法及层状岩质边坡滑动边界的确定. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(5): 630~633
- 2 吴中如,沈长松,阮焕祥. 水工建筑物安全监控理论及其应用. 南京:河海大学出版社, 1990. 328~348
- 3 陈志坚,卓家寿. 样本单元法及层状含裂隙岩体力学参数的确定. 河海大学学报, 2000, 28(1): 14~17