

# 高速公路路桥横向互相影响评价实例

陈国臻, 林 飞, 辛丽华

(江苏省交通规划设计院, 南京 210005)

**摘要:**应用沉降和固结理论,计算路中心和横向不同距离处的沉降和工后沉降,确定控制标准,对高速公路路基和桥梁安全距离进行评定,对不满足安全距离时提出地基处理的措施建议。同时对海上软基侧向高填土对桥梁桩基的影响,采用《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 063—2007)多排竖直桩柱墩台承受水平力计算方法,进行桩身内力定量评价,提出建议,解决工程所关心的问题。

**关键词:**路基横向沉降; 路桥安全距离; 侧向荷载; 排桩位移; 桩身内力

## 1 工程项目概况

广深沿江高速公路深圳段起点与东莞段终点相接,终点在月亮湾大道,全长约 32 km。设计行车速度采用 100 km/h,采用双向 8 车道高速公路标准建设,路基宽度为 41.0 m。

沿江高速绝大部分为海上桥梁,由于土地资源十分紧张,且受珠江制导线控制,与宽 120 m 的规划海滨大道紧临,或为上下双层。海滨大道迟于沿江高速公路实施,应在沿江高速公路桥梁设计中不对不利影响进行分析评估,采取措施。这些问题归结为两者安全距离确定、侧向填土压力对桥梁桩基的影响、填土对桩基产生的负摩阻力,以及填海、施工对沿江高速公路的影响等问题,本文就路桥安全距离和填土产生的水平荷载对桩基的影响进行分析简介。

## 2 相邻路桥沉降互相影响评价

路基条形荷载在地基内产生三向应力状态,

在产生垂直附加应力的同时,产生水平附加应力,将在路基中心和横向产生附加压缩变形,其影响范围和程度随软土深度(压缩计算厚度)、路基荷载大小及路基宽度的增大而增加。已建公路完成后,在近旁修建另一条平行的高速公路时,新建高速公路对已建高速公路将产生附加沉降,可能导致已建路路桥的长期不能稳定,引起路基路面或桥桩变形和损坏,应进行定量预测路基横向产生的附加沉降。

### 2.1 计算公式

(1) 条形均布荷载  $p$  作用下地基土任意点  $M(x, z)$  的应力可按下式求得

$$\sigma_z = \alpha_z p \tag{1}$$

$$\sigma_x = \alpha_x p \tag{2}$$

$$\tau_{xz} = \alpha_{xz} p \tag{3}$$

式中,  $\alpha_x$ 、 $\alpha_z$ 、 $\alpha_{xz}$  分别为  $\sigma_x$ 、 $\sigma_z$ 、 $\tau_{xz}$  的应力系数,可根据  $X/B$ 、 $Z/B$  数值查表,见表 1。

表 1 应力系数表

| 系数<br>Z/B | 0.00       |            |               | 0.50       |            |               | 1.00       |            |               | 1.50       |            |               | 2.00       |            |               |
|-----------|------------|------------|---------------|------------|------------|---------------|------------|------------|---------------|------------|------------|---------------|------------|------------|---------------|
|           | $\alpha_z$ | $\alpha_x$ | $\alpha_{xz}$ | $\alpha_z$ | $\alpha_x$ | $\alpha_{xz}$ | $\alpha_z$ | $\alpha_x$ | $\alpha_{xz}$ | $\alpha_z$ | $\alpha_x$ | $\alpha_{xz}$ | $\alpha_z$ | $\alpha_x$ | $\alpha_{xz}$ |
| 0         | 1.00       | 1.00       | 0             | 0.50       | 0.50       | 0.32          | 0          | 0          | 0             | 0          | 0          | 0             | 0          | 0          | 0             |
| 0.25      | 0.96       | 0.45       | 0             | 0.50       | 0.35       | 0.30          | 0.02       | 0.17       | 0.05          | 0.00       | 0.70       | 0.01          | 0.00       | 0.04       | 0.00          |
| 0.50      | 0.82       | 0.18       | 0             | 0.48       | 0.23       | 0.26          | 0.08       | 0.21       | 0.13          | 0.02       | 0.12       | 0.04          | 0.00       | 0.07       | 0.02          |
| 1.00      | 0.55       | 0.04       | 0             | 0.41       | 0.09       | 0.16          | 0.12       | 0.15       | 0.16          | 0.07       | 0.14       | 0.10          | 0.03       | 0.13       | 0.05          |
| 2.00      | 0.31       | —          | 0             | 0.28       | 0.02       | 0.06          | 0.20       | 0.05       | 0.10          | 0.13       | 0.07       | 0.10          | 0.08       | 0.08       | 0.08          |
| 3.00      | 0.21       | —          | 0             | 0.20       | 0.01       | 0.03          | 0.17       | 0.02       | 0.06          | 0.14       | 0.03       | 0.07          | 0.10       | 0.04       | 0.07          |
| 4.00      | 0.16       | —          | 0             | 0.15       | —          | 0.02          | 0.14       | 0.01       | 0.03          | 0.12       | 0.02       | 0.05          | 0.10       | 0.03       | 0.05          |
| 5.00      | 0.13       | —          | 0             | 0.12       | —          | —             | 0.12       | —          | —             | 0.11       | —          | —             | 0.09       | —          | —             |
| 6.00      | 0.11       | —          | 0             | 0.10       | —          | —             | 0.10       | —          | —             | 0.10       | —          | —             | —          | —          | —             |

表 1 中:  $Z$  为压缩层计算深度;  $X$  为路中心至水平横向的距离;  $B$  为路基宽度。

(2) 地基固结沉降

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta P_i}{E_{si}} \Delta h_i \quad (4)$$

式中,  $S_c$  为主固结沉降;  $E_{si}$  为压缩模量(kPa);  $\Delta p_i$  地基中各分层中点的附加应力增量(kPa);  $h_i$  分层时第  $i$  层的分层厚度(m), 宜为 0.5~1.0 m。

$$S = m_s S_c \quad (5)$$

式中,  $m_s$  为沉降经验系数, 与地基条件、荷载强度、加荷速率等因素有关, 一般为 1.1~1.5。

(3) 固结度和任意时刻的地基沉降

$$S_t = (m_s - 1 + U_t) S_c \quad (6)$$

式中,  $U_t$  为地基的平均固结度。

$$U_t = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (7)$$

当仅考虑竖向固结  $U_{vi}$  时

$$u_{vi} = \frac{2\alpha U_0 + (1 - \alpha)u_1}{1 + \alpha} \quad (8)$$

$\alpha$  为排水面处的附加应力与非排水面处的附加应力之比;

双面排水:  $\alpha = 1.0$ ;

单面排水:  $\alpha$  按实际计算, 为路堤底面处的附加应力与非排水面(土层底面)处的附加应力之比;

$$U_0 = 1 - 8/\pi^2 (e^{-N} + 1/9e^{-9N} + 1/25e^{-25N} + \dots) \quad (9)$$

$$U_1 = 1 - 32/\pi^3 (e^{-n} - 1/27e^{-9N} + 1/125e^{-25N} + \dots) \quad (10)$$

$$N = \pi^2/4 \times C_v t/H^2 \quad (11)$$

式中,  $C_v$  为竖向固结系数;  $H$  为孔隙水的最大渗径(m), 单面排水:  $H$  = 本层厚度; 双面排水:  $H$  = 本层厚度/2;  $t$  为瞬时加荷固结过程历时(s)。

2.2 解决问题的思路

(1) 当按单向分层总和法计算固结沉降时, 只要确定任意点的附加应力系数  $\alpha_z$  值, 按式(1)计算  $\sigma_z$ , 就可以按式(2)~式(10)计算出路基横向各计算单元层的压缩变形和地基固结沉降、最终沉降、任意时刻沉降, 然后进行分层总和, 算得横向路基底面以下的沉降。

(2) 沉降计算表明, 路中心某深度  $\Delta h$  厚度的沉降量  $S_0$  对应附加应力系数  $\alpha_{z0}$ , 与同深度横向另一点  $\Delta h$  厚度沉降  $s_1$  土层条件相同, 仅附加应力系数  $\alpha_{z1}$  不同, 在已知  $S_0$  情况下, 可通过  $s_1 = S_0(\alpha_{z1}/\alpha_{z0})$  关系得出, 然后分层总和得到路基底面任意横向点处的沉降值。

(3) 根据表 1 系数, 求得任意深度、任意横向水平距离处的附加应力系数, 将各分层的沉降值准确合理的进行计算。当不考虑土性对附加应力的影响时, 任意横向水平距离处的附加应力系数与荷载大小、固结时间无关, 仅与基础宽度、深度和水平距离有关。

(4) 基准期沉降、工后沉降, 任意时刻沉降等仅与固结度有关, 固结度根据前表达式表明仅与固结时间、土层深度和土层性质( $C_v$  固结系数)有关, 将每单元层沉降乘以与固结度有关的系数。通过计算路中心沉降量可以算出这些相应的沉降量。

当已知路中心沉降量  $\sum S_i$ , 再根据路中心和任意横向距离处附加应力系数的比值, 可得出横向各点沉降。

2.3 计算步骤

(1) 用分层总和法原理, 计算某路基条形荷载条件下路中心的总沉降量、基准期沉降、任意时刻沉降、工后沉降等, 并算出互相的比值。此过程也可采用商业软件实现。

(2) 将以上计算资料中的分层深度和各分层沉降量录入 Excel 表格(一般用任意时刻沉降、基准期沉降即可)。

(3) 根据工后沉降与基准期沉降的比值在表内算出各单元分层的工后沉降。

(4) 用内插法填入各深度处的附加应力系数, 再输入任意水平距离, 得到该水平距离处各相应深度处的附加应力系数, 通过  $s_{1i} = s_{0i}(\alpha_{z1}/\alpha_{z0})$  得出该单元层的沉降量  $s_{1i}$ , 再计算  $\sum S_{1i}$ , 即为该水平距离处的工后沉降值等。

2.4 计算实例——某段填海区

(1) 地质情况

- 0~12.2 m ②1 层淤泥质亚黏土, 流塑。
- 12.2~15 m ③2 层粗砂中密。
- 15.0~20.6 m ④层亚黏土硬塑至可塑。
- 20.6 m 以下全风化花岗岩作为相对硬层。

(2) 计算条件

地面标高 - 2.83 m, 设计路基顶面标高 4.5 m, 填土高度 9.65 m(未计车辆荷载)。路基宽度 79 m, 工期 27 个月。基准期 15 年, 采用压缩模量法计算沉降, 沉降修正系数采用 1.2。

(3) 计算结果

表 2 不进行地基处理时横向各点总沉降

|        |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |      |      |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|
| 水平距(m) | 0    | 10   | 20   | 30   | 40   | 50   | 60   | 70   | 80   | 90    | 100  | 110  |
| 总沉降(m) | 2.33 | 2.30 | 2.26 | 1.71 | 1.18 | 0.88 | 0.58 | 0.28 | 0.21 | 0.157 | 0.01 | 0.00 |

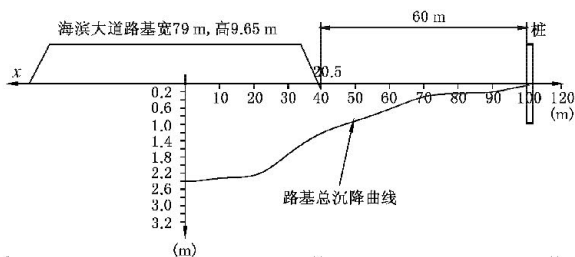


图 1 不进行复合地基处理时沉降曲线示意图

② 当该处采用复合地基粉喷桩等方法进行地基处理, 达到工后沉降 0.3 m 沉降控制标准时, 路中心总沉降量 1.08 m, 工后沉降 0.3 m。路面竣工时地基沉降 0.353 m。中心点向外的横向沉降见表 3。

表 3 控制工后沉降 30 cm 地基处理后横向各点总沉降量表

|        |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 水平距(m) | 0    | 10   | 20   | 30   | 40   | 50   | 60   | 70   | 80   | 90   |
| 总沉降(m) | 1.07 | 1.05 | 1.03 | 0.78 | 0.54 | 0.40 | 0.27 | 0.13 | 0.13 | 0.00 |

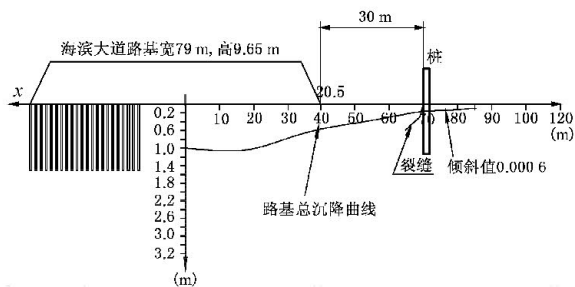


图 2 进行复合地基处理时横向地面沉降示意图

采用总沉降量曲线的原因是考虑桥桩将长期使用, 不受基准时间的影响。后期道路修建发生的所有沉降都全部对桥桩地基产生影响。

(4) 安全距离控制标准

因路基沉降对桥桩的影响控制标准暂无规范

① 当不进行地基处理时, 即直接分层填筑预压固结路中心总沉降量 2.377 m, 工后沉降 0.691 m, 路面竣工时地基沉降 0.775 m。稳定系数很小, 不能满足。中心点向外的横向沉降见表 2。

规定, 在此引用建筑行业规范中建筑高耸结构基础倾斜变形的倾斜控制标准, 即当高度不大于 20 m 时, 建筑高耸结构基础倾斜变形容许值 0.008 的规定。可以认为, 当地面因不均匀沉降横向发生过大倾斜时, 桩可能受水平推力偏斜。同时产生桩基负摩擦力和下拉荷载。

按此标准, 当不进行复合地基处理、采用一般分层填筑预压固结时, 在图 2 沉降曲线示意图中, 符合倾斜值容许值 0.008 的位置在路基边缘起约 60 m。

当进行复合地基处理且路控制路中心工后沉降 30 cm, 地面横向各点沉降倾斜值符合不大于 0.008 的位置在路基边缘起 30 m。

(5) 建议采取措施

查该处路桥之间的水平距离仅为 5.33 m, 软土厚度 12.2 m, 海滨大道路基填土将不可避免引起本工程桥桩地面过大的倾斜, 同时由于桩内侧对桩沉降有限制作用, 内外侧沉降差导致靠海滨大道一侧地面开裂, 又可能引起向海滨大道一侧倾斜, 因此建议措施:

① 采用管桩等更好的地基处理方法, 严格限制海滨大道的沉降变形, 或以桥代路。

② 对沿江高速桥下地面同步填土, 限制两者之间的不均匀沉降。但桩基应考虑负摩擦阻力下拉荷载。

### 3 桩基承受水平向推力分析

在填土高度较大处(如填海路段), 由此产生的土压力对桩施加水平推力, 可按主动土压力计算。按三角形或梯形分布, 其作用增加了桩的弯矩和剪力, 应予估算。

根据桩端入土情况和土的工程性质, 可有刚性桩和弹性桩之分。本项目应属弹性桩条件。

本项目主要地段基岩埋深较浅,桩基入岩大多属弹性桩类型,外侧桩受水平力可借助《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTGD 63—2007)中的多排桩计算方法(m法)。如图3所示。在不受侧向压力计算内力的基础上重新计算桩身内力分布,其计算原理和步骤简要如下。

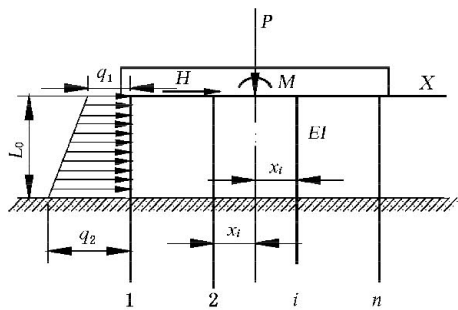


图3 多排桩受侧压力按弹性基础计算图示

### 3.1 计算公式(计算模式见图4)

(1) 首先计算单排桩单位力作用下地面处桩的水平位移和转角  $H_0 = 1$  作用时变形

水平位移

$$\delta_{HH}^{(0)} = \frac{\alpha^2}{EI} \frac{(B_3 D_4 - B_4 D_3) + K_h (B_2 D_4 - B_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (12)$$

转角

$$\delta_{MH}^{(0)} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \frac{(A_3 D_4 - A_4 D_3) + K_h (A_2 D_4 - A_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (13)$$

$M = 1$  作用时变形

水平位移

$$\begin{aligned} \delta_{MM}^0 &= \delta_{MH}^{(0)} \\ &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \frac{(B_3 C_4 - B_4 C_3) + K_h (B_2 C_4 - B_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \end{aligned} \quad (14)$$

转角

$$\delta_{MH}^{(0)} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \frac{(A_3 C_4 - A_4 C_3) + K_h (A_2 C_4 - A_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (15)$$

桩柱水平位移

$$X_0 = H_0 \delta_{HH}^{(0)} - M_0 \delta_{MM}^{(0)} \quad (16)$$

桩柱转角

$$\phi_0 = - (H_0 \delta_{MH}^{(0)} - M_0 \delta_{MM}^{(0)}) \quad (17)$$

桩柱弯矩

$$M_y = \alpha^2 EI \left( X_0 A_3 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_3 \right) \quad (18)$$

桩柱剪力

$$Q_y = \alpha^3 EI \left( x_0 A_4 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^3 EI} C_4 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_4 \right) \quad (19)$$

(2) 计算步骤

① 根据  $\delta_{HH}^{(0)}$ 、 $\delta_{MM}^{(0)}$ 、 $\delta_{MH}^{(0)}$ 、 $\delta_{HM}^{(0)}$ 、计算单位力作用下桩顶变位  $\delta_{HH}$ 、 $\delta_{MM}$ 、 $\delta_{MH}$ 、 $\delta_{HM}$  和单位变形时桩顶内力  $\rho_{PP}$ 、 $\rho_{HH}$ 、 $\rho_{MH}$ 、 $\rho_{MM}$ 、以及承台单位变位时所有桩柱对承台反力  $\gamma_{q_2}$ 、 $\gamma_{\alpha}$ 、 $\gamma_{\beta}$ 、承台变位  $C$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$ 。

② 解方程组求得  $Q_q$ 、 $M_q$ 、 $M_{L_0}$ 、 $Q_{L_0}$

$$M_{L_0} = M_q + Q_q l_0 + \left( \frac{q_1}{2!} + \frac{q_2 - q_1}{3!} \right) l_0^2 \quad (20)$$

$$Q_{L_0} = Q_q + \left( q_1 + \frac{q_2 - q_1}{2!} \right) l_0 \quad (21)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{EI} \left[ \frac{M_q l_0^2}{2!} + \frac{Q_q l_0^3}{3!} + \frac{q_1 l_0^4}{4!} + \frac{(q_2 - q_1) l_0^5}{5!} \right] \\ &= M_{L_0} \delta_{HM}^{(0)} + Q_{L_0} \delta_{HH}^{(0)} \end{aligned} \quad (22)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{EI} \left[ M_q l_0 + \frac{Q_q l_0^2}{2!} + \frac{q_1 l_0^3}{3!} + \frac{(q_2 - q_1) l_0^4}{4!} \right] \\ &= - [M_{L_0} \delta_{MM}^{(0)} + Q_{L_0} \delta_{MH}^{(0)}] \end{aligned} \quad (23)$$

(3) 计算任一桩柱顶、地面处内力和直接承受土压力桩柱内力。

实际计算时通过编制电了计算表格,计算较为方便。

### 3.2 多排桩计算实例(某段填海路段)

(1) 基本条件

地面标高:海底标高-5.7 m,设海水面标高0 m,填筑标高4.0 m,填土高度10.0 m。

设地面至墩台顶面的高度  $L_0 = 17.2$  m,桥梁宽度40.5 m,门架式两排桩,桥跨按35 m,嵌岩桩桩长33.2 m,弱风化花岗岩3.6 m。

假设高架桥单桩垂直荷载570 t、车辆水平制动荷载20 t/每桩,且作用于桥面。并设横向力与

之相近。转换至承台底面的弯矩为  $80 \text{ t} \cdot \text{m}$ 。可能的侧向填土荷载经力矩相等原则换算  $q_1 = 0$ ,  $q_2 = 18.93 \text{ t/m}$ (注:考虑了计算宽度)。

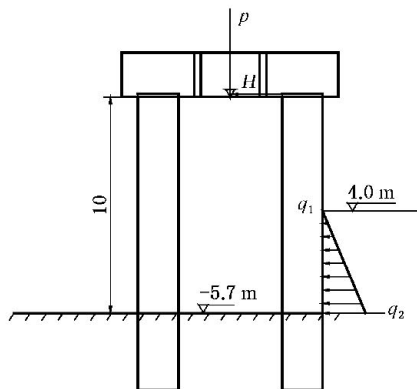


图4 多排桩计算示意图

(2) 地质条件

- 0~23.5 m 2层淤泥,
- 23.5~25.6 m 2~3层粗砂,
- 25.6~28.0 m 4层黏土,
- 28.3~30.1 m 6~1层残积亚黏土,
- 30.1m以下弱风化花岗岩  $R_b = 8.9 \sim 11.3 \text{ MPa}$ ,
- $C_0 = 800\,000 \text{ t/m}^4$ 。

(3) 计算结果(中间过程略)

① 单排桩单位力作用水平位移  $1.92 \times 10^{-8} \text{ m}$ ,

转角  $-1.6 \times 10^{-7} \text{ rad}$ 。

② 多排桩单位力作用桩顶水平位移  $= 1.92 \times 10^{-8} \text{ m}$ , 转角  $= -1.6 \times 10^{-7} \text{ rad}$ 。

③ 计算出  $Q_q = 0$ ,  $Q_{L0} = 18.93 \text{ T}$ ,  $M_q = 18.93 \text{ t} \cdot \text{m}$ ,  $M_{L0} = -82.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ 。

④ 任一桩顶发生单位变位桩顶产生的内力, 桩顶单位位移轴向力  $\rho_{pp} = 201\,579.7 \text{ T}$ , 桩顶单位位移水平力  $\rho_{hh} = 1\,736.4 \text{ T}$ , 桩顶单位位移弯矩  $P_{mh} = 16\,624.5 \text{ rad}$ , 单位转角水平力  $\rho_{mm} = 16\,624.5 \text{ t}$ , 单位转角桩顶弯矩  $P_{mm} = 239\,576.9 \text{ t} \cdot \text{m}$ 。

⑤ 承台单位变位承台反力之和。

⑥ 承台单位变位承台反力之和承台变位, 承台底面原点处垂直力  $P = 1140 \text{ t}$ , 承台底面原点处水平力  $H = 40 \text{ t}$ , 承台底面原点  $M = 80 \text{ t} \cdot \text{m}$ , 竖向位移  $C = 0.002\,828 \text{ m}$ , 承台变位水平位移  $\alpha = 0.038\,62 \text{ M}$ , 承台变位转角  $\beta = 0.000\,189 \text{ rad}$ 。

⑦ 桩顶内力  $Q_q = -87.8 \text{ t}$ ,  $Q_{L0} = 74.9 \text{ t}$ ,  $M_q = 495.1 \text{ t} \cdot \text{m}$ ,  $M_{L0} = -82.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ 。

⑧ 任一非受土压力桩嵌入基岩面以下内力和承载力计算。

⑨ 直接承受土压力桩嵌入基岩面以下内力和承载力计算。

表4 内力计算简要结果表

| 地面以下深度 Y(m) | 水平位移 $x_0$ (m)<br>岩石(rad) | 转角 $\phi$ (岩石)<br>(rad) | 非直接受土压力桩    |           | 直接受土压力桩     |           |
|-------------|---------------------------|-------------------------|-------------|-----------|-------------|-----------|
|             |                           |                         | $M_y$ (t·M) | $Q_y$ (t) | $M_y$ (t·M) | $Q_y$ (t) |
| 2           | $1.92 \times 10^{-8}$     | $-1.6 \times 10^{-7}$   | 496.5       | 118.49    | 697.61      | 138.29    |
| 6           | $1.92 \times 10^{-8}$     | $-1.6 \times 10^{-7}$   | 927.46      | 79.07     | 1188.58     | 81.97     |
| 8           | $1.92 \times 10^{-8}$     | $-1.6 \times 10^{-7}$   | 1000.3      | -23.08    | 1233.89     | -59.45    |
| 12          | $1.92 \times 10^{-8}$     | $-1.6 \times 10^{-7}$   | -233.36     | -740.56   | -542.43     | -1019.66  |
| 33.2        | $1.92 \times 10^{-8}$     | $-1.6 \times 10^{-7}$   | 0           | 0         | 0           | 0         |

(4) 计算结果小结

计算结果说明桩受到侧土压力后,各桩桩身内力均有变化,本例相当于受 10.0 m 填海高度时,直接承受土压力桩最大弯矩由不受侧土压力时的  $259.0 \text{ t} \cdot \text{m}$ (嵌岩桩)变为  $1\,233.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ 。最大剪力由  $19.6 \text{ t}$ 变为  $138.29 \text{ t}$ 。不直接受土压力桩最大弯矩由  $259.0 \text{ t} \cdot \text{m}$ (嵌岩桩)变为  $823.44 \text{ t} \cdot \text{m}$ 。最大剪力由  $19.6 \text{ T}$ 变为  $63.3 \text{ t}$ 。原常规配筋率等需要根据增加后的弯矩、剪力重新验算桩径和配置钢筋。

侧向紧贴桩身填土的结果还将产生负摩阻力

和下拉荷载的不均匀分布,使外侧地面下沉,对桩基产生向外的牵拉作用,导致桩损坏。对工程产生不安全因素。

3.3 对策措施

为了防止侧土压力对桩产生横向水平推力,可采取以下措施:

(1) 设定两路之间的安全距离,对桩侧向填土的范围和高度加以限制,尽量远离桥桩,无法远离时应应对填土地基进行处理,放缓填土(石)坡角,并考虑水下休止坡角。

安全距离与填土高度和填料特性有关,建议

水中采用不陡于 1:2.0 的放坡坡率,在填海后无水条件下采用不大于 1:1.75。坡脚边线离沿江高速公路桥梁墩 2 m 以上。

(2) 填海桥桩区如距离不能保证,应考虑设置挡土结构,包括打设钢板桩、挡土抗滑桩、挡土抗滑桩+加筋土挡墙等工程设施,隔离土石料对桩产生的横向推力,防止大块石料向下滚动对桩柱的冲击损坏。

(3) 后期道路近靠本项目修建无法避免侧土压力时,桩基设计应按本节所述方法考虑侧土压

力对桩身内力的增加,验算单桩抗水平推力的能力,不满足时预先采取桩基增强措施,但不可避免增加了本项目的工程投资。

### 参 考 资 料

- [1] JTJ 064—85 公路桥梁地基与基础设计规范[S].
- [2] JTJ 017—96 公路软土地基路堤设计与施工技术规范[S].
- [3] 江苏省交通规划设计院. 广州—深圳沿江高速公路地质报告[R]. 2007.