

成都王府井商城高层建筑主楼深基坑护壁及邻近地基加固处理

费大勇

(国家电力公司成都院成都水利水电建设工程公司, 四川 成都 610072)

摘要: 通过对成都王府井商城深基坑护壁及邻近地基加固处理方案论述, 阐明对其加固方案的确定和论证思路, 复核、选择方案的结构、变形稳定计算, 用工程实践予以验证。

关键词: 深基坑; 护壁; 地基加固

中图分类号: TU 753

文献标识码: B

文章编号: 1001-2184(1999)03-0057-04

成都王府井商城系三座 23~46 层高层建筑主楼及 7 层裙房的建筑群, 占地面积 9 800 m²。最大楼高 162 m, 其地面以上 43 层, 地下 3 层, 基坑开挖深度 18 m。地层为 0~7.5 m 杂填土, 其下系中密- 密实砂卵石层, 局部夹砂层透镜体。基坑护壁方案为: 人工挖孔锚拉桩加地表圈梁, 桩间距 2.5~3.0 m, 桩径 1.1 m, 桩护壁壁厚 0.2 m。受降水及基岩埋深限制, 桩嵌深仅 4.5 m, 经稳定验算于 -2.0 m 和 -4.5 m 设置两排水平注浆锚杆, 其长度 10~12 m, 直径 42 mm (中空), 抗拉力 10~15 t。实施该护壁方案后, 其结构稳定, 桩顶位移控制在允许值 40 mm 内, 成功地进行了成都市内最深基坑的护壁。

由于基坑紧邻红旗剧场建筑物 (间距 1.95 m); 加之红旗剧场基础填土受地下水冲蚀, 存在架空, 因此, 当基坑开挖至 -8.0 m 时, 红旗剧场地基出现不均匀变形, 导致结构物出现拉裂, 为确保红旗剧场的安全和正常经营, 需立即对该区段在原护壁方案的基础上进行加固, 为此进行加固方案研究。

1 加固方案的选择

方案选择受下述因素影响:

- (1) 护壁的人工挖孔桩已成桩。
- (2) 红旗剧场属旧建筑物, 基础不能进行开挖处理。
- (3) 场地条件受限制, 即其间距除桩位外, 无施工场地。
- (4) 施工时间受到限制。经多个处理方案比较后, 决定采用中空注浆锚杆最快, 且能结合利用我公司现有的 $\varnothing 73$ mm 和 $\varnothing 50$ mm 锚杆, 抗拉吨位分别为 75 t 和 35 t。

综合以上分析研究, 最后确定采用锚杆加固, 其

方案有:

方案一: 两排斜锚杆。方案二: 一排水平锚杆加两排斜锚杆。方案三: 两排水平锚杆加两排斜锚杆。

2 方案研究

计算依据和原则:

(1) 地层的物理力学指标,

杂填土: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 20^\circ$, $c = 0$,

砂卵石: $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 45^\circ$, $c = 0$,

(2) 基坑的应力——应变条件简化为平面应变问题,

(3) 桩间、挡板只起局部稳定作用, 防止两桩之间的坑壁局部变形, 其间超载和土压力均由桩承担, 单桩承担 1.75 m 宽度,

(4) 力学计算考虑以下条件:

土压力按库仑土压力理论计算:

$E_a = 2\,254 \text{ kN}$, $E_p = 1\,312 \text{ kN}$ 。

桩身作静结构考虑, 校核结构稳定和变形稳定。

3 结构稳定性验算

3.1 两排斜锚杆情形 (见图 1)

由力学分析得方程式为:

$$\begin{aligned} X &= 0, \\ -N_1 \cos \alpha - N_2 \cos \alpha - E + E_a &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_i &= 0, \\ E_a h \alpha - 16.8 N_1 \cos \alpha - 11.8 N_2 \cos \alpha - E h &= 0 \end{aligned}$$

得: $E = 1\,286 \text{ kN}$; $h = 3.394 \text{ m}$ 。

水平推力的安全系数 k 为:

$$k = \frac{E_p}{E} = \frac{1\,312}{1\,286} = 1.02$$

绕 I 点转动的安全系数为:

$$k = \frac{E_p \times 1.407}{E \times 3.394} = 0.42$$

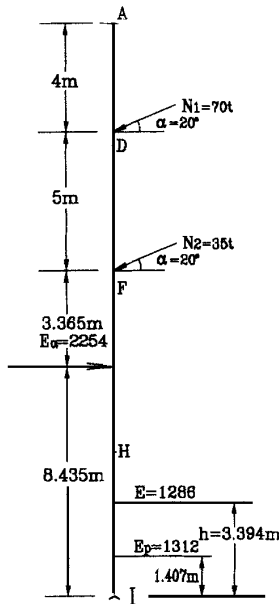


图1 两排斜锚杆的力矢分析图

上述计算结论得出, 桩墙绕 I 点转动的安全系数 < 1.0 , 说明结构要破坏。

3.2 两排水平和两排斜锚杆情形 (见图 2)

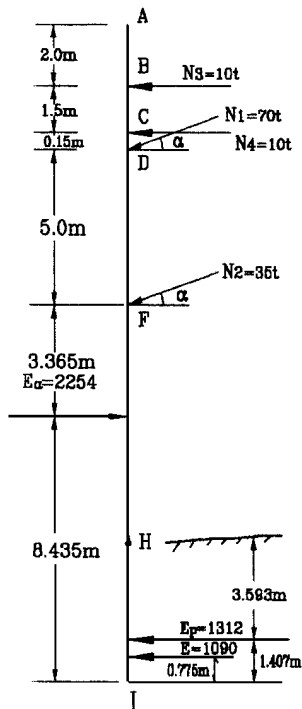


图2 两排水平和两排斜锚杆的力矢分析图

由力学分析得方程式为:

$$X = 0,$$

$$- 2N_3 - N_1 \cos \alpha - N_2 \cos \alpha - E + E_a = 0$$

$$M_i = 0,$$

$$- Eh + E_h a - \cos \alpha (16.8N_1 + 11.8N_2) - N_3 \cdot (18.8 + 17.3) = 0$$

得: $E = 1090 \text{ kN};$

$$h = 0.775 \text{ m}$$

水平推力安全系数为:

$$k = \frac{E_p}{E} = \frac{1312}{1090} = 1.20$$

绕 I 点转动的安全系数为:

$$k = \frac{E_p H_p}{E \cdot h} = 2.19$$

由上述计算结论得出, 在此情况下结构整体是稳定的。

3.3 一排水平和两排斜锚杆情形

计算分析图同图 2: 只是 C 点处无 N_4 , 由力学分析计算得: $E = 1188 \text{ kN}; h = 2.121 \text{ m}.$

水平推力安全系数为:

$$k = \frac{E_p}{E} = \frac{1312}{1188} = 1.104$$

绕 I 点转动的安全系数为:

$$k = \frac{E_p H_p}{E h} = 0.73 \quad k < 1$$

由上述计算结论得出, 结构要破坏。

3.4 悬臂梁的变形 f_y 的计算

q_1 作用下情形: (见图 3)

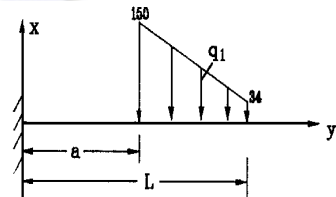


图3 q_1 荷载作用下悬臂梁变形分析图

$$M = -690y + 8115.75, \quad 0 \leq y \leq 8.8$$

$$E I_0 = 345y^2 - 8116y$$

$$E I f_y = 115y^3 - 4058y^2, \quad 0 \leq y \leq 8.8$$

$$E I_0 = -44707$$

$$E I f_E = -235882$$

$$M = \frac{(q-34)}{6}(L-y)^2 + \frac{34}{2}(L-y)^2 =$$

$$\left[\frac{1}{6}(-\frac{116}{7.5}y + 252) + 17 \right] (L-y)^2 = -\frac{116}{7.5 \times 6}y^3$$

$$+ \left(\frac{116 \times 2L}{7.5 \times 6} + 59 \right) y^2 - \left(\frac{116L^2}{7.5 \times 6} + 118L \right) y$$

$$+ 59L^2, \quad 8.8 < y \leq 16.3$$

由连续条件得:

$$E I f_y = 0.12889y^5 - 11.9196y^4 + 434.71y^3 - 7837.9y^2 + C_1y + C_2$$

将 $C_1 = 208.68, C_2 = -441.17$ 代入方程式得:

$$f_y = \frac{1}{E I} (0.12889y^5 - 11.9196y^4 + 434.71y^3 - 7837.9y^2 + 208.68y - 441.17), \quad 8.8 < y \leq 16.3$$

q_2 作用下情形: (见图 4)

$$M(y) = \frac{-53}{3 \times 8.8}y^3 + \frac{105}{2}y^2, \quad 0 \leq y \leq 8.8$$

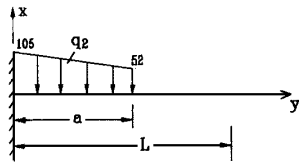


图4 q_2 荷载作用下悬臂梁变形分析图

$$EI\theta = \frac{+53}{12 \times 88} y^4 - \frac{105}{6} y^3$$

$$EI f_y = \frac{53}{60 \times 88} y^5 - \frac{105}{24} y^4$$

$$f_y = \frac{1}{EI} \left(\frac{53}{60 \times 88} y^5 - \frac{105}{24} y^4 \right), \quad 0 \leq y \leq 8.8$$

$$\theta = \frac{-8915.9}{EI}$$

$$f_E = \frac{20939}{EI}$$

$$f_y = \frac{1}{EI} [20939 + 8915.9(y - 8.8)], \quad 8.8 \leq y \leq 16.3$$

N_1, N_2, N_3 作用下情形: (见图5)

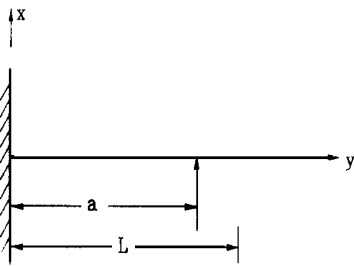


图5 N_1, N_2, N_3 荷载作用下悬臂梁变形分析图

$$f_y = \frac{N_1 y^2}{6EI} (3a - y), \quad 0 \leq y \leq a$$

$$f_y = \frac{N_1 a^2}{6EI} (3y - a), \quad a < y \leq L$$

3.5 迭加桩墙各点的变形值

视悬臂梁为初始位移 $\Delta = 9.505 \times 10^{-3} \text{ m}$;
 初始转角 $\theta = 3.802 \times 10^{-3} \text{ rad}$, 并将变形值 q_1, q_2, N_1, N_2, N_3 作用情形迭加。最终变形值 $\Delta_A = 34.991 \text{ mm}$, $\Delta_B = 27.535 \text{ mm}$, $\Delta_C = 21.872 \text{ mm}$, $\Delta_D = 19.957 \text{ mm}$, $\Delta_E = 2.722 \text{ mm}$, $\Delta_H = -9.505 \text{ mm}$ 。

上述计算结论得出, 桩墙顶点水平位移为正的 34.991 mm, 即A点不出现拉裂。

4 挡土桩墙的变形计算

由稳定性验算结果得到, 只有3.2情形是稳定的, 故用于计算该种情况下的桩墙变形。

4.1 计算参数选定

$$d = 1.0 \text{ m}, D = 1.3 \text{ m}, A = 0.5419 \text{ m}^2,$$

$$I = 9.111 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

查《规范》得 $E = 2.8 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。

4.2 计算简图(见图6)

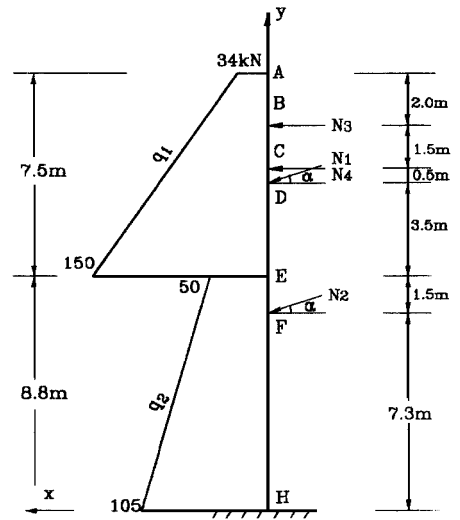


图6 挡土桩墙变形计算图

$$q_1 = -\frac{116}{7.5} y + 286, \quad 8.8 \leq y \leq 16.3$$

$$q_3 = -\frac{53}{88} y + 105, \quad 0 \leq y \leq 8.8$$

4.3 桩顶的位移及转角计算

计算宽度 $b_0 = 0.9(D + 1) = 2.07 \text{ m}$

由基础类别查《规范》, 砂卵石 $m = 30000 \sim 80000$, 取最大值时 $m = 80000$, $a = (mb_0)^{1/5} / (EI)^{1/5}$, $aL = 0.654 < 2.5$

故HI段桩视为刚性基础。

桩顶的水平位移及转角计算: (见图7)

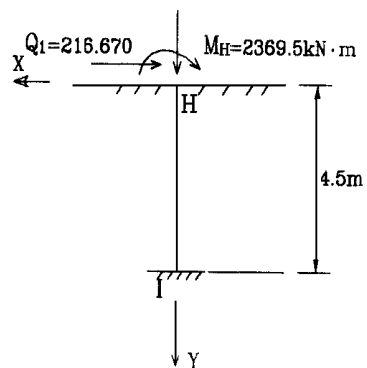


图7 桩顶水平位移及转角计算图

当 $Q_1 = 216.670 \text{ kN}$, $M_1 = 2369.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 地基以沙为主, 部分为卵石, 取 $m = 40000$

$$C_0 = 10 \text{ m}, a = 1.3 \text{ m}$$

$$\omega = \frac{12 \times (2Q_H L + 3M_H)}{m b L^4 + 18 \times W C_0 a} = 3.082 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$y_0 = \frac{b L^3 (4M_H + 3Q_H L) + 6Q_H \times 10 \text{ m} \cdot a \cdot \omega}{2b m L^2 (3M_0 + 2Q_H L)}$$

$$= 3.084 \text{ m}$$

则桩顶水平位移 $\Delta = 9.505 \times 10^{-3} \text{ m}$

桩顶转角 $\theta = 3.082 \times 10^{-3} \text{ rad}$

5 锚杆的变形计算

5.1 水平锚杆(见图 8)

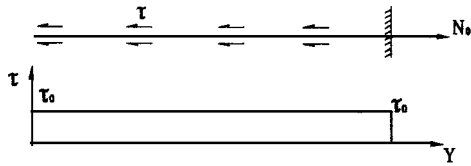


图 8 剪应力 τ 相同时锚杆的计算简图

$$\tau = \sigma_g \varphi$$

由微分方程 $EA \cdot d^2\omega/dy^2 = \tau_y$,

$$W_{\sigma} = 1/2 \cdot N \cdot L / (EA)$$

水平锚杆: $A = 5.498 \times 10^{-4} \text{ m}^2$,

$$E = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}, W_{\sigma} = 5.353 \text{ mm}$$

5.2 倾斜锚杆

$L = 17 \text{ m}$, 第一层 $\frac{\alpha_{\text{杆端}}}{\alpha_{\text{杆底}}} = \frac{1}{2}$

剪应力 τ 与 α_y 成正比。杆的计算图(见图 9)。

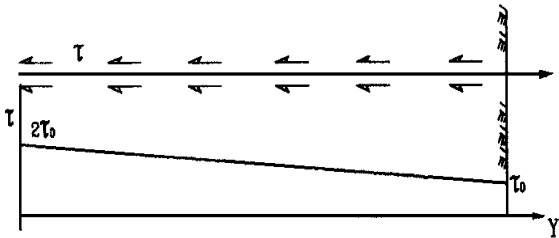


图 9 剪应力 τ 不同时锚杆的计算简图

$$W_{\sigma} = \frac{N}{A} \left[\frac{L}{33E(1+m)} (m+2) \right] = \frac{5NL}{9EA}$$

将 $A = 1.810 \times 10^{-3} \text{ m}^2$, $E = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$, L

$= 17 \text{ m}$ 代入得:

$$W_{\sigma} = 17.916 \text{ mm}。$$

第二层斜锚杆(见图 10)

$$L = 12 \text{ m}, \frac{\alpha_{\text{端}}}{\alpha_{\text{端}}} = 0.71$$

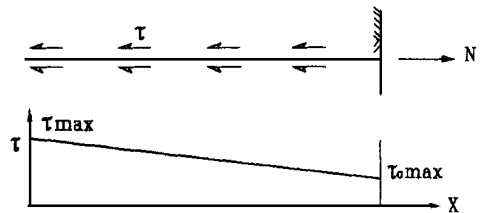


图 10 剪应力最大时锚杆的计算简图

$$W_{\sigma} = \frac{N L m + 2}{EA 3(1+m)}$$

$$A = 8.294 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_{\sigma} = 13.121 \text{ mm}$$

为减少桩墙顶部的位移值,我们采取施工时先施预应力的措施,水平锚杆预拉变形值 $\Delta = 5.353 \text{ mm}$ 。

倾斜第一排锚杆顶拉变形值 $\Delta = 17.916 \text{ mm}$,
倾斜第二排锚杆顶拉变形值 $\Delta = 13.121 \text{ mm}$ 。

综上所述,经多方案比较后,红旗剧场侧采用人工挖孔桩加二排水平和二排斜锚杆,其结构和变形均能满足稳定要求,经施工实践验证,业主验收,完全满足工程安全要求。

作者简介:

费大勇,男,国家电力公司成都院成都水利水电建设工程公司二公司经理,工程师

大坝安全监察中心公布 1998 年度水电站大坝安全注册名单

截止 1998 年底,全国已获准办理注册登记的大坝共 110 座。其中甲级安全注册大坝 100 座,乙级安全注册大坝 8 座,丙级安全注册大坝 2 座。其中由四川省电力公司主管的 6 座大坝获甲级安全注册,有效期从 1998 年 3 月至 2003 年 3 月。这些大坝分别是:

苦蒿坪大坝
龚嘴大坝

岷江发电厂龙池水电分厂
龚嘴水力发电总厂

映秀湾大坝

渔子溪大坝

南桠河三级闸坝

耿达大坝

以及由四川华能太平驿水电公司主管的四川华能太平驿水电厂所属的太平驿大坝。

映秀湾水力发电总厂

映秀湾水力发电总厂

南桠河发电厂

映秀湾水力发电总厂

本刊记者 李燕辉

实现由工程水利到资源水利的转变

1999 年 3 月 30 日,水利部部长汪恕诚在出席中国水利学会第七次全国会员代表大会开幕式时提出:要搞好面向 21 世纪的中国水利,必须实现工程水利到资源水利的转变。

汪部长指出,从当前和 21 世纪的发展来看,我国洪涝灾害、干旱缺水、水生态环境恶化三大问题,特别是水资源短缺问题,已经成为我国经济社会发展的重要制约因素。现在,水资源的配置问题、水资源的节约问题、水资源的保护问题已越来越成为我们的主要任务,而且将是我们的主要任务。因

此,传统的用工程措施解决一切问题的思路已适应不了新形势的要求,必须走资源水利的路子。

何谓资源水利?用汪部长的话讲资源水利就是把水资源与国民经济和社会发展紧密联系起来,进行综合开发、科学管理。它可以概括为 6 个方面,即水资源的开发、利用、治理、配置、节约和保护。从当前和今后的发展看,后三个方面尤为重要,特别是要强化水资源优化配置的意识。

本刊记者 李燕辉