



大型深基坑支护结构的理论计算与分析

唐蔚东, 吴姚平

(中交二航局第一工程有限公司, 湖北 武汉 430012)

摘要: V国X电厂循环水泵房的大型深基坑发生过坍塌事故, 为了查找原因, 分别采用等值梁法和 m 法计算了支护结构的受力状态。介绍这两种方法的计算原理, 并以该工程为实例进行计算, 两种方法计算的结果均显示支护桩最大应力均超过了钢材的允许应力, 这正是坍塌事故发生的必然原因。

关键词: 深基坑; 支护结构; 理论; 计算

中图分类号: TU 473

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)05-0141-05

Theoretical calculation and analysis of large deep foundation supporting structure

TANG Wei-dong, WU Yao-ping

(The First Construction Company of CCCC Second Harbor Engineering Co., Ltd., Wuhan 430012, China)

Abstract: A collapse accident occurred in large deep foundation pit of X power plant circulating water pump house in V country. To find the reasons, we use the calculation method of “equivalent beam” and “ m ” to calculate the force state of the supporting structure. The calculation principle of the two methods is described. Based on this project, we carry out the calculation. The results show that the maximum stresses of the supporting piles are more than the allowable stresses of the steels, which is the inevitable reason of the collapse accident.

Keywords: deep foundation pit; supporting structure; theory; calculation

V国X电厂为125 MW燃油机组发电厂, 总投资约16亿元人民币, 其循环水泵房工程采用支护开挖方案, 支护开挖基坑平面尺寸为 $37.9\text{ m} \times 23.2\text{ m}$, 垂直深度14 m, 属特大型深基坑基础。由于特殊的地质条件与工程先天的不足, 基坑支护曾发生局部坍塌事故, 笔者参与了该工程的施工及事故处理, 并对该支护结构进行了详细的理论计算与分析。

1 工程简述

1.1 概述

水泵房工程位于Y河出海段河滩, 受潮汐影响。工程所在地属冲积型三角洲平原地貌, 地形平坦, 自然地面高程 $0.56 \sim 1.35\text{ m}$, 区域表面以

下均为中晚期沉积物, 地质条件十分恶劣, 表面以下50 m深度范围全部为黑色腐质淤泥(泥炭土), 呈流塑状, 其力学性能很差, 主要力学指标为: $\varphi = 4.4^\circ$, $C = 4.7\text{ kPa}$ 。该工程采用支护大开挖方案, 用128根 $\phi = 900\text{ mm}$ 、 $\delta = 10\text{ mm}$ 的钢管桩沿基坑周围打入地下19 m, 形成直壁挡土墙, 基坑内设置3道水平支撑(纵横方向), 支撑桩采用 $\phi = 900\text{ mm}$ 、 $\delta = 10\text{ mm}$ 钢管。基坑底 $-12.5 \sim -17.5\text{ m}$ 高程范围全部用高喷桩做加固处理, 形成支护桩墙的嵌固条件及基坑的挡水抗涌作用。在施工过程中由于受工期等因素影响而取消了基坑底部的高压旋喷桩加固而改为静压灌浆, 因而改变了支护桩的入土嵌固条件, 增加了桩身受力, 造成岸侧支护桩的断裂事故。

收稿日期: 2015-11-06

作者简介: 唐蔚东(1964—), 男, 高级工程师, 从事港航工程施工技术工作。

1.2 支护结构的设计情况

1.2.1 支护结构^[1]

支护结构见图 1、2。

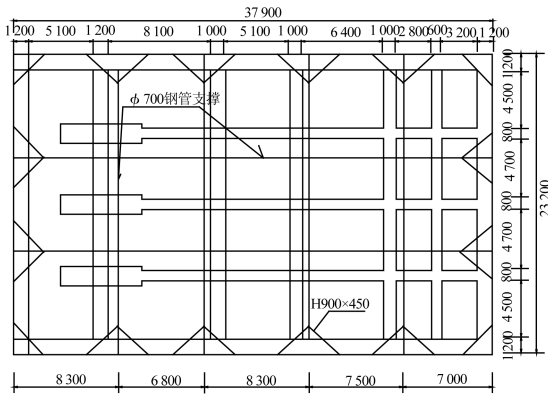


图 1 基坑支护平面布置 (单位: mm)

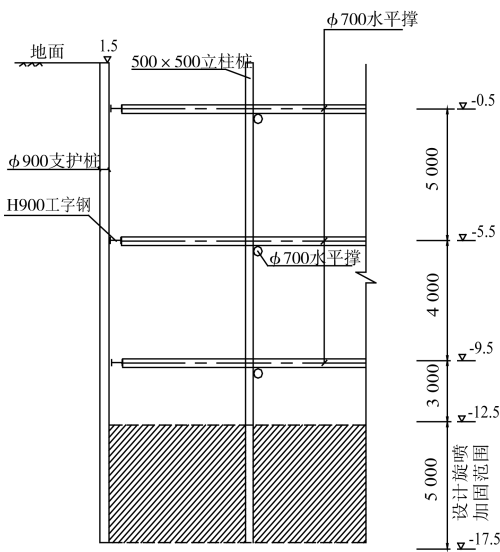


图 2 基坑支护立面结构 (尺寸: mm; 高程: m)

1.2.2 设计基本数据

1) 支护桩及支撑桩均采用 $\delta=10\text{ mm}$ 、A3 钢材卷制, 支护桩截面抵抗矩 $W=6\ 434\text{ cm}^3$ 。

2) 土力学指标为 $\varphi=4.4^\circ$ 、 $C=4.7\text{ kPa}$ 、 $\rho=1.42\text{ t/m}^3$, 由于基坑底部 $-12.5\sim-17.5\text{ m}$ 高程范围内由原设计高压悬喷灌浆改为静压注浆, 注浆后土体结构发生改变, 查阅相关资料及据以往经验, 得到其土力学指标为 $\varphi=20^\circ$ 、 $C=7\text{ kPa}$ 、 $\rho=1.5\text{ t/m}^3$ 。

3) 地面施工荷载按 2 m 覆土考虑。

1.2.3 基坑开挖与支护施工顺序

第 1 阶段挖土至 -1.5 m 高程→施工第 1 层支撑→第 2 次挖土至 -5.5 m 高程→施工第 2 层支

撑→第 3 次挖土至 -9.5 m 高程→施工第 3 层支撑→第 4 次挖土至 -12.5 m 高程→封底。

2 两种外力计算方法

2.1 等值梁法计算支撑反力

2.1.1 等值梁法的基本假定

假定支护桩前后主被动土压力相等处为一嵌固点 d , 将该 d 点以上的桩身受力独立取出, 并将桩身外力差作为嵌固力施加点 d 来计算(图 3)。

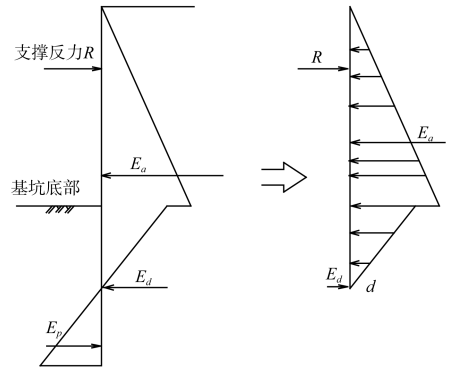


图 3 等值梁法计算图示

2.1.2 等值梁法的计算步骤

1) 计算基坑底部处桩墙前的主动土压力 E_a 值及被动土压力 E_p 值。

2) 计算土压力为零处 d 点的位置:

$$\begin{cases} d = (E_a - E_p) / B \\ B = (k_p - k_a) \rho \end{cases} \quad (1)$$

3) 根据外力平衡原理求出支撑反力 R 。

4) 计算嵌固深度

$$t = \sqrt{6E_d/B} \quad (2)$$

桩身总长 $l = h + d + t$ (3)

5) 计算桩身应力 σ_{\max} 。

2.1.3 桩身 d 点以下嵌固深度公式的演算

如图 4, 将桩身 d 点以下部分独立取出, 以桩底为轴心, 求外力矩:

$$E_d = E_a - R \quad (4)$$

$$E_p = 1/2 B t^2 \quad (5)$$

$$M_{E_p} = 1/2 B t^2 \times 1/3 t = B t^3 / 6 \quad (6)$$

$$M_{E_a} = E_d t \quad (7)$$

$$\text{由 } M_{E_p} = M_{E_a} \text{ 得 } E_d t = B t^3 / 6 \quad (8)$$

$$\therefore t = \sqrt{6E_d / B} \quad (9)$$

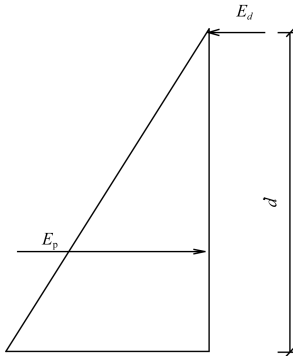


图 4 嵌固深度

2.2 m 法计算支撑反力

m 法即地基反力系数随深度呈线性增长的地基反力法, 它是桩基变位计算常用的方法。本案例工程支撑反力计算时曾试用该方法。

1) m 法计算的基本假定是: 假定在支撑施加完成后, 桩身在基坑底部处的变位为零, 从支撑结构稳定上讲, 该假定是成立的。

2) m 法的计算步骤。

① 计算支护桩的截面系数 EI 值, 查表方法确定地基反力系数 m 值;

② 计算桩的柔度系数 δ;

③ 计算土压力对基坑底部 H 点产生的位移值:

$$\Delta H E = \Delta E a + \Delta M E \quad (10)$$

④ 计算支撑反力 R 对 H 点产生的位移值:

$$\Delta R H = \Delta R + \Delta M R \quad (11)$$

⑤ 由 ΔHE = ΔRH, 计算出反力 R (图 5)。

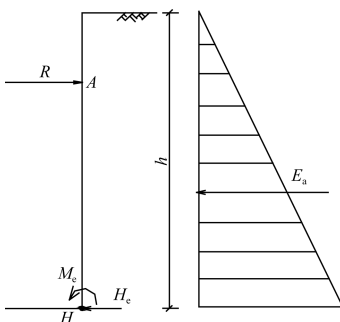


图 5 m 法计算支撑反力

m 法与等值梁法仅支撑反力计算不同, 其他结构受力计算一致。

3 计算应用举例

仅以第 1 层支撑施加完毕, 第 2 次挖土至 -5.5 m 高程时的情况为例计算, 土压力按单位宽度计。

3.1 等值梁法

计算简图见图 6^[2]。

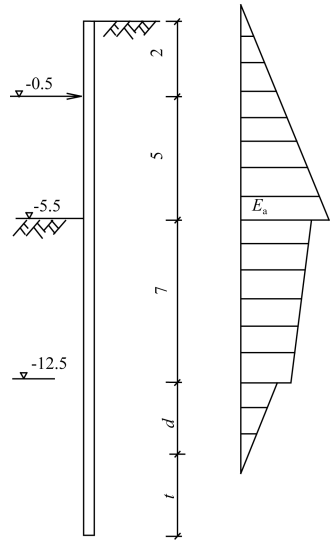


图 6 等值梁法计算支撑

-12.5 m 高程以上土压力: $K_a = 0.78$, $K_p = 1.28$, $\rho = 1.42 \text{ t/m}^3$; -12.5 m 高程以下土压力: $K_a = 0.49$, $K_p = 2.44$, $C = 7 \text{ kPa}$, $\rho = 1.5 \text{ t/m}^3$; $E_{-5.5a} = 100 \text{ kN/m}^2$; $E_{-5.5p} = 10 \text{ kN/m}^2$; $E'_{-12.5} = 28.7 \text{ kN/m}^2$; $B_1 = (K_{p1} - K_{a1}) \rho_1 = 1.78 \text{ t/m}^3$; $B_2 = (K_{p2} - K_{a2}) \rho_2 = 2.93 \text{ t/m}^3$ 。

桩墙土压力为零位置在 -12.5 m 高程以下的距离 $d' = E'_{12.5} / B_2 \approx 1 \text{ m}$ 。

所以 $d = 7 \text{ m} + d' = 8 \text{ m}$, d 点以上土压力合力为: $E_a = 910 \text{ kN/m}$, d 点以上土压力 E_a 的力矩为: $M_a = 6 654 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。由 $M_a = R \times (5 \text{ m} + 7 \text{ m} + 1 \text{ m})$ 得: 支撑反力 $R_1 = M_a / 13 \text{ m} = 511.8 \text{ kN/m}$, 桩墙在 d 点以下的嵌固深度: $t = \sqrt{6E_d / B} = 9 \text{ m}$, 支护桩总长 $L = d + H + t = 24 \text{ m}$, 而实际桩长为 19 m, 显然支护桩锚固深度不够。支护桩最大弯矩发生在桩身剪力为零处, 设该处距离桩顶为 x, 则: $1/2(x+2)^2 K_a \rho_1 g = R_1$ 。

$6.05x^2 + 24.2x - 511.9 = 0$, 解得 $x = 7.5 \text{ m}$ 。该处最大弯矩 $M_{\max} = 1 240 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

桩身最大应力 $\sigma_{\max} = M_{\max}/W = 192.3 \text{ N/mm}^2 < [\sigma] (=215 \text{ N/mm}^2)$ 。显然桩身应力偏大，用同样

的方法可计算第2层、第3层支撑施加完成后，支撑力与桩身应力值，计算结果见表1。

表1 计算结果

计算方法	支撑情况	支撑反力/kN	嵌固长度/m	桩总长/m	桩身最大应力/(N/mm ²)	$M_{\text{转}}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\text{稳}}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\text{抵}}/(\text{kN}\cdot\text{m})$
等值梁法	第1层支撑	511.9	9.0	24.0	192.3	24 942	22 920.7	42 066.7
	第2层支撑	393.3	11.3	28.7	313.0	15 273	6 694.0	18 281.0
	第3层支撑	453.0	10.9	28.7	328.0	9 264	3 565.5	5 629.3
m法	第1层支撑	403.0			104.4	24 942	22 920.7	42 066.7
	第2层支撑	510.0			214.0	15 273	6 694.0	18 281.0
	第3层支撑	599.0			236.7	9 264	3 565.5	5 629.3

3.2 m法^[2]

计算简图见图7。

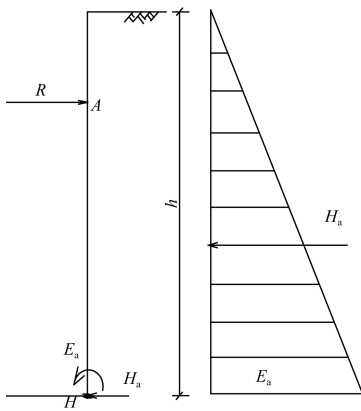


图7 m法计算简图

查地基反力表得： $m = 1\,000 \text{ kN/m}^3$ ，桩的截面系数 $EI = 6.21 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ ， $E_a = 100 \text{ kN/m}^2$ 。此时桩的入土深度 $h = 12 \text{ m}$ ，换算深度 $ah = 3.7 \text{ m}$ ，由此查表得： $A_f = 2.472$ ， $B_f = 1.633$ ， $C_f = 1.754$ ，支护桩的柔度系数： $\delta_{HH} = A_f/(a^3 EI) = 1.39 \times 10^{-4} \text{ m/kN}$ ； $\delta_{HM} = B_f/(a^2 EI) = 2.81 \times 10^{-5} \text{ m/kN}$ ；桩后土压力在坑底处的合力： $H_a = 450 \text{ kN/m}$ ， $M_a = 1\,350 \text{ kN}$ 。土压力在坑底处产生的位移： $\Delta a = H_a \delta_{HH} + M_a \delta_{HM} = 1\,000.49 \times 10^{-4} \text{ m}$ 。

支撑反力 R 在坑底处产生的位移： $\Delta R = R_a \delta_{HH} + R_1 h_1 \delta_{HM} = 2.795 \times 10^{-4} R_1 \times 10^{-4} \text{ m}$ 。

由 $\Delta a = \Delta R$ 得： $R_1 = 403 \text{ kN/m}$ ，用前面方法可算得桩身最大应力 $\sigma_{\max} = 104.4 \text{ kN/mm}^2$ 。用同样方法可算出第2、3层支撑的支撑反力，结果见表1。

4 支护结构整体稳定性分析

仍以单位宽度计算，假定所加支撑的受力是足够的，从前面的受力计算得出，支护桩在基坑底部仍受弯矩的作用，如果没有桩前侧（被动）土体的锚固作用，支护桩就会绕某一支撑点（A、或B、或C点）向左转动，而产生结构整体失稳破坏。现以支撑点为轴心，对桩左右两侧求力矩，求出转动力矩与稳定力矩，以确定结构的稳定状态，进而对发生破坏情况作定量分析。仍以第1层支撑情况为例计算说明，见图8。

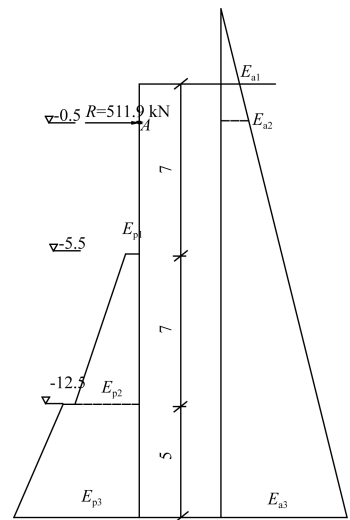


图8 支护结构稳定性分析计算简图（单位：m）

支护桩左侧： $E_{a1} = 15.5 \text{ kN/m}^2$ ， $E_{a2} = 39.6 \text{ kN/m}^2$ ， $E_{a3} = 240 \text{ kN/m}^2$ ；支护桩右侧： $E_{p1} = 10 \text{ kN/m}^2$ ， $E_{p2} = 154 \text{ kN/m}^2$ ， $E_{p3} = 211.5 \text{ kN/m}^2$ 。

主动土压力对支护桩的转动力矩 $M_{\text{转}} = 24\,942 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，桩前被动土压力对桩的稳定力矩 $M_{\text{稳}} = 22\,920.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，由于 $M_{\text{转}} > M_{\text{稳}}$ ，支护结构

处于不稳定状态, 假设支护桩绕 A 点发生转动, 桩前土体被踢出 (即发生支护桩踢脚), 见图 9。

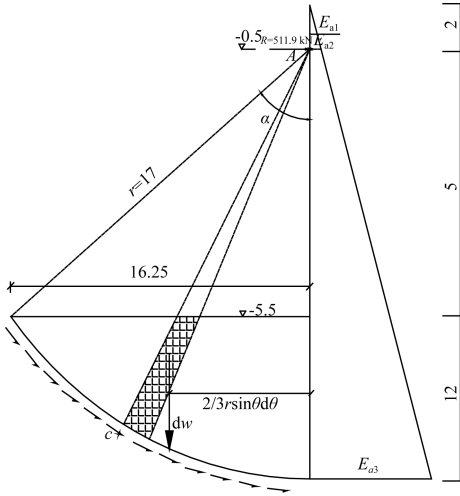


图 9 支护桩结构稳定分析 (单位: m)

$$\text{则抵抗力矩 } M_{\text{抵}} = M_c + M_G + M_p \quad (12)$$

内聚力 $C=7 \text{ kPa}$, $M_c = 1.2 rlc = 3\ 083.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$;

$$M_G = \int_0^a dM - 10\ 624 \text{ kN}\cdot\text{m}; \quad dM = 2/3 r \sin \theta dW = 1.2/3 r^3 \cdot$$

$$\rho g \sin \theta d\theta; \quad M_G = \int_0^a 27\ 905.8 \sin \theta d\theta - 10\ 624 \text{ kN}\cdot\text{m} =$$

$$9\ 189.3 \text{ kN}\cdot\text{m}; \quad \alpha = 72.9^\circ; \quad \text{所以, } M_{\text{抵}} = M_c + M_G +$$

$$M_p = 35\ 192.7 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{\text{转}} (= 24\ 942 \text{ kN}\cdot\text{m}), \quad \text{故支}$$

护结构不会发生整体稳定破坏。同样的方法分析第 2、3 层支撑情况, 结果见表 1。

5 计算结果分析

1) 从表 1 计算结果得出: 第 1 层支撑情况时支护桩最大应力值为 192.3 N/mm^2 , 已经接近钢材允许应力值 (215 N/mm^2), 而第 2、3 层支撑时其支护桩最大应力均超过了钢材的允许应力值; 因此, 通过计算分析得出的结论是: V 国 X 电厂取水泵房基坑支护工程现有结构设计存在根本性的受力不足问题, 这主要是由于在施工中取消了基坑底部的高压旋喷桩加固措施, 导致支护桩嵌固条件改变, 嵌固点下移而引起桩身受力增加造成的。

2) 从表 1 还可见: 第 1、2、3 层支撑的稳定弯矩 ($M_{\text{稳}}$) 均小于转动弯矩 ($M_{\text{转}}$), 说明以支撑点为轴心时, 支护结构在各层均处于不稳定状态; 稳定弯矩 ($M_{\text{稳}}$) 与转动弯矩 ($M_{\text{转}}$) 差值从

上至下逐层增加, 说明支护结构未采取足够的逐层加强的措施; 第 3 层支撑的抵抗力矩 ($M_{\text{抵}}$) 小于转动弯矩 ($M_{\text{转}}$), 说明在支护桩绕 A 点发生转动, 在桩前土体被踢出的情况下, 支护结构仍处于不稳定的状态; 支护结构的不稳定性就注定了这次事故必然会发生。

3) 本工程支岸侧护桩在完成第 1 层支撑及第 2 次开挖后第 2 层支撑准备安装时发生断裂事故, 从上述计算看, 理论上此时的桩身应力 192.3 N/mm^2 , 已经偏大, 而在实际施工中第 2 次开挖中存在严重的超挖现象, 加之钢管桩焊接质量等原因, 从而造成了断裂事故, 从现场钢管桩断裂位置发现与理论计算的最大应力处是一致的。通过对支撑结构的计算分析, 找出了事故的根本原因, 并指出了支护结构在第 2 层、第 3 层支撑情况仍存在的问题, 为在第 2 层、第 3 层支撑施工及封底施工采取及时的补救措施提供了理论依据。

6 结语

1) 上述两种方法计算的结果存在一定的差异, 这主要是两种计算理论的基本假定条件不同所致。

2) 两种方法计算的结果均显示桩身强度无法满足要求, 这印证了基坑必然坍塌。

3) 两种方法计算的结果均显示在第 1、2、3 层支撑的稳定弯矩 ($M_{\text{稳}}$) 小于转动弯矩 ($M_{\text{转}}$), 第 3 层支撑的抵抗力矩 ($M_{\text{抵}}$) 小于转动弯矩 ($M_{\text{转}}$), 支撑结构处于不稳定状态, 事故必然会发生。

4) 深基坑支护结构的受力比较复杂, 难以进行精准计算, 施工过程中, 还应做密切的应力应变监测^[3], 以掌握支撑结构的实际受力情况, 并在实践中不断完善。

参考文献:

[1] 聂庆科, 梁金国. 深基坑双排桩支护结构设计理论与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
 [2] 李广信. 基坑支护结构上水土压力的分算与合算[J]. 岩土工程学报, 2000(3): 348-352.
 [3] 陈涛, 张敏, 李更召, 等. 天津某深基坑工程监测结果分析与研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2015(7): 59-60.