

地基土水工建筑物滑动计算

周君亮

(江苏省水利厅, 江苏 南京 210029)

摘要: 地基土样室内剪切试验是对该地基土样的试验, 是土力学学科技术。基坑小型压板剪切试验是该地基土承载建筑物压应力的滑动试验, 是土力学学科技术发展工程到工程技术。研究该工程技术, 确定地基土开挖回弹再压缩的滑动承载能力降低数值; 去除地基土在压力强度降低的超固结强度峰值; 简化确定地基土的极限滑动剪切强度包线; 确定地基土设计极限滑动剪切系数 $tg\psi$; 确定在压应力大于 σ_{ci} 作用该地基土发生滑动; 根据地基土和水工建筑物底板的位移、滑动不同型式; 确定地基土体蠕变滑动轮廓计算方法。按方法加固和改建各 1 座已建水工建筑物获得成功, 计算成果符合实物工况。
关键词: 室内土样滑动剪切试验; 基坑小型压板滑动剪切试验; 地基土极限滑动剪切系数; 水工建筑物位移和滑动型式; 改进计算方法

中图分类号: TV698 文献标识码: A 文章编号: 1007-7839 (2016) 10-0001-06

Calculation of hydraulic structures slippage on subbed soil

ZHOU Junliang

(Water Resources Department of Jiangsu Province, Nanjing 210029, Jiangsu)

Abstract: The indoor soil specimen shear test is the foundation soil sample test, which is the mechanical science. Small-scale compression plate shear test is the foundation soil bearing the building compressive stress sliding test, but also the development of soil mechanics technology to engineering technology. The engineering technology is studied to determine the foundation soil excavation rebound compression of the sliding bearing capacity number. The limit sliding shear strength envelope of foundation soil is simplified determined and the limit sliding shear coefficient is determined. According to displacement of foundation soil and hydraulic structure, different sliding types, calculation method for creep sliding profile of foundation soil is determined. Two hydraulic structures have been put into operation reviewed or rebuilt by this method and the results are accord with real conditions.

Key words: slideshear test of indoor soil sample; slideshear test of dragged load plate; ultimate slideshear coefficient of subbed soil; displacement and slideform of hydraulic structure; improved calculation method

1 室内土样滑动剪切试验的地基土滑动承载能力

原位钻探土样的室内滑动剪切试验, 是土力

学学科技术。试验土样在最大压应力 σ_{max} 预压, 等于和小于该压应力下剪切。期望所取土样: ①按 σ_{max} 预压, 可使土样孔隙比不变; ②在各点压应力 $\sigma_{max} \sim \sigma_0$ 剪切没有超固结强度峰值; ③在

收稿日期: 2016-08-05

作者简介: 周君亮 (1925-), 男, 中国工程设计大师, 中国工程院院士, 水利部科技委顾问, 江苏省水利厅科技委顾问, 淮河水利委员会科技委顾问。

不同压应力剪切时所得各点剪切强度 $\tau_{\max}^H \sim \tau_0^H$ 中极限凝聚力 c_{\max}^H 和摩擦系数 $tg\varphi_{\max}^H$, 土样都在固结状态; ④土样的 $\tau_{i\max}^H \sim \tau_0^H$ 各点联成直线为滑动承载能力, 见图1。由库伦公式(1)表示:

$$\begin{aligned} \text{粘土: } \tau_{i\max}^H &= \sigma_i tg\varphi_{\max}^H + c_{\max}^H \\ \text{沙土: } \tau_{i\max}^H &= \sigma_i tg\varphi_{\max}^H \end{aligned} \quad (1)$$

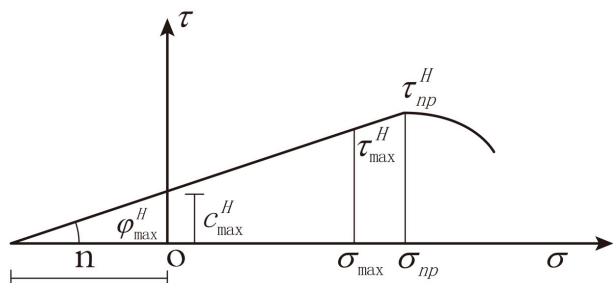


图1 地基土土样室内剪切试验的滑动承载能力

2 基坑小型压板剪切试验与室内土样剪切试验比较, 改进滑动承载能力计算

2.1 滑动承载能力计算改进

(1) 室内剪切试验所取地基土滑动土样不是基坑发生回弹再压缩的下卧土体, 没有计入基坑开挖回弹再压缩减少压应力, 减小剪切滑动强度, 在公式中 $\tau_{i\max}^H$ 计入基坑开挖回弹再压缩减小压应力, 减少剪切滑动强度。 $tg\varphi_{\max}^H$ 和 c_{\max}^H 不是常数, 随 $\sigma_{i\max}$ 而改变。

(2) 基坑小型压板剪切试验依据土力学学科技术发展成工程技术, 是基坑土体在工程建设逐步开挖减重各点压应力 $\sigma_{\max} \sim \sigma_0$ 减小, 地基土在建筑物不同压应力滑动的承载能力试验。

(3) 地基土滑动土样室内剪切试验过程, 压缩应力减小部分传到土样含水量成负压, 土样结构滑动强度未减少, 未减少部分成为超固结土体滑动剪切强度峰值, 此峰值在压缩应力变化时消失, 土样回弹, 含水量孔隙比增大。建筑物实际运行中是这种情况, 不能利用此峰值。如图2。

(4) 粘性地基土极限剪切滑动强度由两部分组成: ①凝聚力 c_{\max}^H 数值随压应力减小变化很大, 即凝聚力利用系数 $k_c = c_{\max}^H / \sigma_{i\max}$ 随压应力减小变化很大; ②内摩擦利用系数 $k_\varphi = tg\varphi_{\max}^H / tg\varphi_{i\max}^H$ 数值随压应力减小微有增大变化。

基坑小型压板剪切试验地基土滑动承载能力成摩尔 (Mohr) 曲线, 表示如式(2):

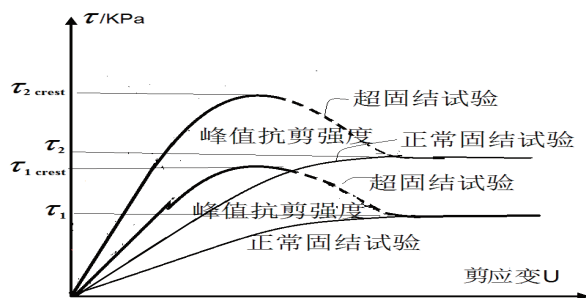


图2 超固结快剪试验峰值抗滑强度与剪应变关系

$$\begin{aligned} \text{粘土: } \tau_{i\max} &= \sigma_i tg\varphi_{i\max} + c_{i\max} \\ \text{沙土: } \tau_{i\max} &= \sigma_i tg\varphi_{i\max} \end{aligned} \quad (2)$$

(5) 地基土细部结构很复杂, 仅从力学特性简化, 地基土含水量孔隙比约在 0.4 ~ 0.7 范围, 土体极限剪切滑动强度与它承受的压应力可简化成一定比例, 见图3。

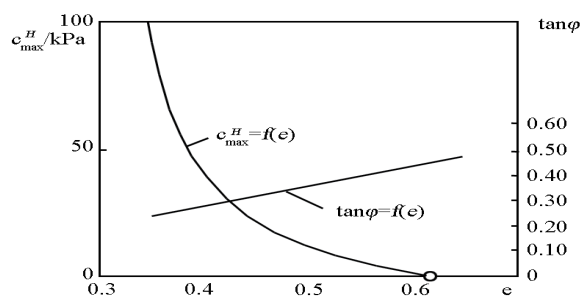


图3 某种黏土试验测定孔隙比 e 与极限凝聚力 c_{\max}^H 、内摩擦系数 $tg\varphi$ 的关系

将地基土滑动承载能力摩尔 (Mohr) 曲线简化成直线, 成滑动承载能力包线。表示如式(3):

$$\begin{aligned} \text{粘土: } \tau_{i\max} &= \sigma_i \frac{tg\varphi_{\max}^H}{k_\varphi} + \frac{c_{\max}^H}{k_c} \\ \text{沙土: } \tau_{i\max} &= \sigma_i \frac{tg\varphi_{\max}^H}{k_\varphi} \end{aligned} \quad (3)$$

式中地基土滑动摩擦力利用系数取 $k_\varphi = tg\varphi_{\max}^H / tg\varphi_{i\max}^H = 1$, 和凝聚力利用系数 $k_c = c_{\max}^H / c_{i\max}^H$ 常数。如图4, 图中b点取土样回弹再按 σ_{\max} 压缩, 使剪切强度同小型压板试验降低成 $\tau_{i\max} = \tau_{\max}^H / k_c \sigma_{\max}$ 。从b点按库伦公式绘直线表示承载能力, 依直线绘制摩尔 (Mhor) 极限滑动承载能力曲线, 再从摩尔曲线简化直线绘制粘性地基土极限滑动承载能力包线。

(6) 根据地基土极限滑动强度包线, 地基土极限滑动摩擦系数: $tg\varphi = \frac{tg\varphi_{\max}^H}{k_\varphi} + \frac{c_{\max}^H}{k_c \sigma_{\max}}$ 。

2.2 地基土极限滑动安全公式和滑动形式

(1) 在建筑物设计中采用地基土凝聚力

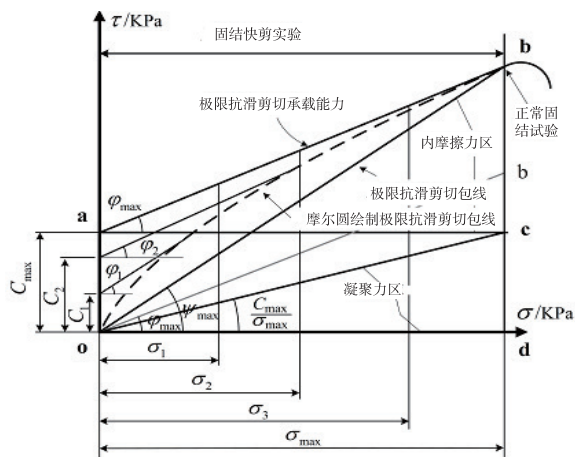
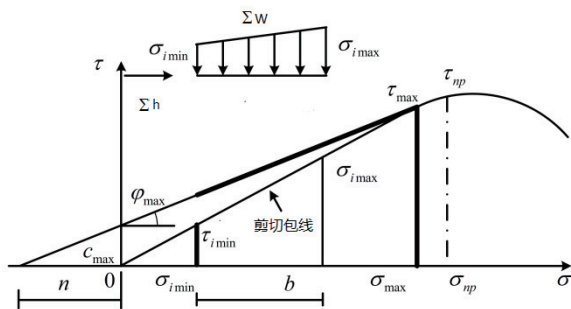


图 4 粘性地基土极限滑动承载能力包线

$c_{i\max} = c^H_{\max} / k_c k_{ci}$, 式中 k_{ci} 为凝聚力设计平均利用系数 $k_{ci} = \sigma_{\max} / [(\sigma_{i\max} + \sigma_{imin}) / 2]$, k_{ci} 属工程技术, 计入 ΣW 中。如图 5。

图 5 地基土承受建筑物底板荷载 ΣW 和 Σh

(2) 建筑物承受水平推力在地基土上发生位移, 加大水平推力发生滑动。建筑物底板为刚性结构, 地基土为散体结构, 两者发生位移和滑动力学性质不同, 确定建筑物的位移、滑动安全系数 k_s 和地基土的 k_c 相同: $k_c = k_s = (\frac{tg\phi^H}{k_\phi} + \frac{c^H_{\max}}{k_c} \cdot \frac{1}{\sigma_{\max}}) \frac{\Sigma W}{\Sigma h} = tg\phi \frac{\Sigma W}{\Sigma h}$ 式中 ΣW 为地基土承受建筑物总压应力, Σh 为地基土承受建筑物总水平推力。

(3) 建筑物承担外荷载弯力矩控制底板对地基土的滑动强度指标: $\frac{h_i}{\sigma_i} = \frac{\frac{\Sigma h}{bL} \frac{\sigma_i}{\sigma_{i\max} + \sigma_{imin}}}{\sigma_i}$,

式中 h_i 为底板承担地基压应力 σ_i 点 i 对地基土的水平推力, $h_i/\sigma_i = \Sigma h/\Sigma W$ 比例。

(4) 地基土压应力点 σ_{imax} 超过滑动压应力 $\sigma_{ci} = \frac{\sigma_{imax}(\frac{\Sigma h}{\Sigma W} - tg\phi)}$ 时, 该点发生滑动。在 $\frac{h_i}{\sigma'_i} = \frac{\Sigma h}{\Sigma W} > tg\phi$ 或 $\sigma_{imax} > \sigma_{ci}$, 地基土滑动。在 $\frac{h_i}{\sigma'_i} = \frac{\Sigma h}{\Sigma W} \leq tg\phi$ 或 $\sigma_{imax} \leq \sigma_{ci}$, 地基土不滑动。

(5) 地基土滑动从开始点 σ_{ci} 到底板前趾最大压力 σ_{imax} 点的距离 $b' = (\frac{\sigma_{imax} - \sigma_{ci}}{\sigma_{imax} - \sigma_{imin}}) b$, b 底板宽。地基土滑动面占底板宽 $(b'/b) \%$ 。

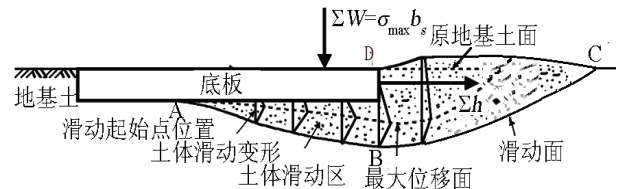
(6) 底板为整体结构, 地基土滑动时, 底板滑动从前趾到后距安全系数为: $k_s = \frac{1}{2} (k_{s\sigma_{imax}} + k_{s\sigma_{imin}}) = tg\phi \times \frac{1}{2} (\frac{\sigma_{imax}}{h_{imax}} + \frac{\sigma_{imin}}{h_{imin}})$, 与 2.2 节中 (2) 计算数值相同。

(7) 地基土为散体, 地基土滑动从土体 $\sigma_{ci}=0/h_{ci}=0$ 到 σ_{ci}/h_{ci} 的安全系数为 $k_c = tg\phi \times \frac{1}{2} (\frac{\sigma_{ci}}{h_{ci}} + 0)$ 与 2.2 节中 (2) 计算数值相同。

(8) 如地基土水浮重 $\gamma=1.0 \text{ t/m}^3$, 地基土滑动推力深入地下 $h = \tau_{ci} / \gamma \text{ m}$ 。

(9) 前趾地基土位移后部分滑动外推土体从 $\sigma_{ci}=0/h_{ci}=0$ 到 σ_{ci}/h_{ci} 为三角棱体, 总推力 $\Sigma \tau = [\tau_{ci} (b'/2) h] / 3$ 。

(10) 三角棱体总推力推动底板前趾以外土体宽 $L = \Sigma \tau_{ci} (h_i/2) / 10 \text{ m}$ 。确定地基土滑动轮廓区, 如图 6。



注: $k_{cA} = k_{cB} = k_{cC} = 1$ 以上为滑动区

图 6 地基土混合抗滑动形式示意

(11) 根据底板地基土内部某 i 点的 $k_{ci}=1$, 该点以上土体滑动, 该点以下土体不滑动, 可得到土体滑动区。基于地基土受拉强度为零, 滑动剪应力不能传递, 但剪应力造成土体挤压的压缩变形传递, 形成土体滑动。由于底板与地基土接触面在 $\frac{h_i}{\sigma'_i} > tg\phi$ 时, 地基土滑动, 使最大位移面移入于土体内, 形成混合或深层滑动形式。

3 改进地基土极限滑动剪切强度计算方法, 设计水工建筑物

3.1 三河闸加固

1953 年建成三河闸, 是江苏省第三批建在天然软土地基上的水闸, 闸身有 63 孔, 每孔宽 10 m, 每块底板 $A=bL=18 \text{ m} \times 33.2 \text{ m}$, 采用 π 型弧形闸

门, 闸底板上加做与闸墩分开的门墩支承闸门水压力, 水压力由门墩经底板直传由地基土滑动剪切强度承担, 结构受力简单。

(1) 1954 年淮河大洪水, 发现该闸抗水压力滑动不安全。研究加固要建施工围堰和增加闸底板钢筋使承担闸门水压力安全传到地基土都不可能, 只有研究提高地基土滑动剪切强度, 有可能提高该闸得到承认的滑动安全程度。1968 年三河闸首次使用粘性地基土极限滑动剪切系数加固。

(2) 归档的三河闸加固设计书计算成果如表 1。

表 1 归档的三河闸加固设计书计算成果

工 况	原设计工况				原计算成果			
	H_{\pm}/m	H_{\mp}/m	浪高/m	泄洪/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	$\sigma_{\max}/\text{t}/\text{m}^2$	$\sigma_{\min}/\text{t}/\text{m}^2$	$\Sigma W/\text{t}$	$\Sigma h/\text{t}$
1	13.50+ 涌高	7.50	2.10	关门	40.70	39.10	24020	11391
2	16.00	12.90	2.50 门顶漫浪	12000	64.50	16.10	24080	11080
				控泄 8000				
3	17.00	13.60	2.50 门顶漫浪	12000	72.00	7.00	23605	14290
				控泄 10000				

注: 1953 年三河闸设计上游洪泽湖洪水位▽ 16.0 m, 三河闸泄洪 $Q=8000 \text{ m}^3/\text{s}$, 由下游入江水道行洪 $Q=8000 \text{ m}^3/\text{s}$ 定水位差。1967 年三河闸加固时水电部定洪泽湖洪水位▽ 16.0 m, 下游入江水道行洪 $Q=12000 \text{ m}^3/\text{s}$, 三河闸泄洪 $Q=12000 \text{ m}^3/\text{s}$, 加固时为维持原设计的三河闸具有较大水位差, 故按原设计控制泄洪水 $Q=8000 \text{ m}^3/\text{s}$, 与 1953 年原设计水位差相同, 降低下游入江水道水位有利于防汛抢险。水利部没有要求洪泽湖最高洪水位▽ 17.0 m 加固。

(3) 1967 年加固计算时, 根据室内土样快剪切试验数据与地基土小型压板试验比较: $\sigma_{np}=150 \text{ t}/\text{m}^2$, 在小型压板试验 $\sigma_{\max}=120 \text{ t}/\text{m}^2$, 因有基坑开挖回弹再压缩, 得 $c_{\max}=21 \text{ t}/\text{m}^2$, $tg\varphi=21^\circ$, 室内试验土样得 $c_{\max}=21 \text{ t}/\text{m}^2$, 采用凝聚力利用系数 $k_c=3$, 内摩擦力利用系数 $k_\varphi=1$, 得地基土极限滑动凝聚力 $c_{\max}=\frac{c_{\max}^H}{k_{ic}}=\frac{63}{3} \text{ t}/\text{m}^2$, 得极限滑动剪切系数 $tg\varphi$ $\frac{tg\varphi}{k_\varphi}+\frac{c_{\max}^H}{k_c k_{\max}}=0.559$ 。以地基土极限滑动剪切系数计算建筑物抗滑安全系数。由当时习惯通用的 $tg\varphi=0.33$ 提高 1.69 倍。

(4) 三河闸设计利用天然地基, 取闸身重量很轻, 凝聚力利用系数 $k_{ci}=\sigma_{\max}/[(\sigma_{i\max}+\sigma_{i\min})/2]=3$, 设计利用凝聚力 $c_{i\max}=\frac{c_{\max}^H}{k_c k_{ci}}=7 \text{ t}/\text{m}^2$ 。属工程技术, 计入 ΣW 中计算安全系数。

(5) 以建筑物在地基土上有效总重 ΣW , 有效水平总推力 Σh , 计算设计蓄水位▽ 13.50 m 时, 安全系数 $k_c=1.18 < 1.35$, 洪水位▽ 16.00 m 和泄洪 $Q=8000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, $k_c=1.21 > 1.18$, 洪水位 H_{\pm} ▽ 17.0 和泄洪 $Q=12000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, $k_c=0.923 < 1.18$ 。

(6) 虽然滑动安全系数不满足当时习惯要求, 因在 1959 年汛后蓄水位▽ 13.50 m 有安全运行 3 个月验证, 因洪水位▽ 16.00 m 和泄洪 $Q=8000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时的安全系数小于蓄水位▽ 13.50 m, 可以认为安全。在洪水位▽ 16.00 m 利用三河闸的粘土极限滑动快剪强度加固认为安全成功。

(7) 因地基土为散体结构, 在地基土滑动时, 提出建筑物承担外荷载弯力矩控制底板对地基土的滑动强度指标 $\frac{h_i}{\sigma_i}$, 式中 h_i 为底板承担地基压力 σ_i 点 i 水平推力。得地基土滑动强度指标 $\frac{h_i}{\sigma_i}=\frac{\Sigma h}{bL} \frac{\sigma_i}{\sigma_{i\max}+\sigma_{i\min}}$ 。在加固第 3 工况, $\frac{h_i}{\sigma_i}=\frac{\Sigma h}{\Sigma W}=0.605$, $\frac{h_i}{\sigma_i} > tg\varphi$ 时, 地基土发生滑动。

(8) 地基土局部滑动点压力 $\sigma_{i\max}$ 超过不滑动的压力 $\sigma_{ci}=\frac{\sigma_{i\max}}{tg\varphi}(\frac{\Sigma h}{\Sigma W}-tg\varphi)=5.93 \text{ t}/\text{m}^2$, 发生滑动。滑动推动力 $\tau_{ci}=\sigma_{ci}tg\varphi=3.3 \text{ t}/\text{m}^2$ 。地基土不滑动时 σ_{ci} 为负值。

(9) 地基土发生局部滑动时, 地基土滑动从开始点 σ_{ci} 到底板前趾最大压力点 $\sigma_{i\max}$ 的距离 $b'_i=(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{i\max}-\sigma_{i\min}})b=1.64 \text{ m}$ 。地基土滑动占底板宽 ($b'/$

b) %=9%。

(10) 如地基土水浮重 $\gamma=1.0 \text{ t/m}^3$, 地基土滑动推力深入地下 $h=\tau_{ci}/\gamma \text{ m}=0.33 \text{ m}$ 。

(11) 地板与地基土位移与滑动安全系数 $k_s=k_c= \text{tg}\varphi \frac{\Sigma h}{\Sigma w}$ 数值相同, 位移型式相同, 滑动型式不同。

(12) 底板为整体结构, 地基土滑动时 $k_s=\frac{1}{2}(k_{s\sigma_{\max}}+k_{s\sigma_{\min}})=\text{tg}\varphi \times \frac{1}{2}(\frac{\sigma_{i\max}}{h_{i\max}}+\frac{\sigma_{i\min}}{h_{i\min}})=0.923$ 。

(13) 地基土为散体, 地基上滑动从土体 $\sigma_{ci}=0$ 到 σ_{ci}/h_{ci} 的安全系数为 $k_c=\text{tg}\varphi \times \frac{1}{2}(\frac{\sigma_{ci}}{h_{ci}}+0)=0.923$ 。与 3.1 节中 (10) 计算数值相同。

(14) 因地基土为散体, 产生向外剪切推力 $\tau_{ci}=\text{tg}\varphi \sigma_{ci}=0.33 \text{ t}$, 如下卧土体按浮重 $\gamma=1.0 \text{ t/m}^3$ 计算, 深入前趾下土体 $h=\tau_{ci}/\gamma \text{ m}=0.33 \text{ m}$, 前趾地基土位移后部分滑动外推土体从 $\sigma_{ci}=0/h_{ci}=0$ 到 σ_{ci}/h_{ci} 为三角棱体, 总推力 $\Sigma \tau=[(\tau_{ci}h'/2)h]/3=5.35 \text{ t/m}^2$, 推动底板前趾以外土体宽 $L=2\Sigma \tau_{ci}/h_i=1.8 \text{ m}$ 。确定地基土滑动轮廓区。

(15) 根据外荷载滑动强度指标、地基土极限滑动剪切系数 $\text{tg}\varphi$ 和底板与地基土间摩擦系数 f 之间的大小关系, 决定底板、地基土的多种滑动型式及滑动安全系数, 计算成果符合实际。计算成果见表 2。

表 2 三河闸回顾分析计算成果

	c_{\max}^H	φ°	k_c	k_{ic}	k_φ	$\text{tg}\varphi$	k_c	k_{ic}
1	63	21	3	3.0	1	0.559	1.18<1.25	1.18<1.25
2	63	21	3	3.0	1	0.559	1.21<1.25	1.21<1.25
3	63	21	3	3.0	1	0.559	0.923<1.25	0.923<1.25

(16) 在 1981 年 10 月 22 日三河闸闸上水位 13.76 m, 闸下 7.87 m, 接近加固设计冬季闸上水位 13.50 m, 闸下 7.50 m, 接近稳定设计的冬春期最高蓄水位。加固闸身滑动安全设计水位已经考验, 且蓄水位安全系数小于洪水位。蓄水位和洪水水位的安全系数都低于规范规定。

(17) 洪泽湖水位按蒋坝水位为准, 洪泽湖凤扬可增高水位 0.7 m 左右。冬春季多西北风, 管理上除控制蓄水位外尚要控制蓄水位差。高洪水位时应增大入海泄量, 保持洪泽湖洪水位不超过 $\nabla 16 \text{ m}$ 。

3.2 三河船闸闸室墙室拆除设计重建

(1) 三河船闸位于洪泽湖大堤上, 1969 年设计, 透水闸室净宽 12 m, 衡重式闸室墙地基土发生滑动事故。1970 年夏竣工运行后, 闸室墙身逐步前倾, 1974 年检查后三次加固, 2006 年拆除建为坞式闸室。2006 年管理人员撰文介绍事故情况, 认为闸室墙滑动已趋于稳定。

(2) 三河船闸闸室墙原设计资料: 以底板单元 $b \times L=5.5 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ 计算, 见表 3。

(3) 地基土是粉质黏土, 钻探取样直接快剪: $c_{\max}^H=149 \text{ kPa}$, $\varphi_{\max}^H=15^\circ$, 未提供临界压应力。原设计未考虑基坑开挖地基土回弹后对滑动承载能力减小的影响, 分析中按三河闸压板试验成果中土壤凝聚力与快剪试验成果比较取 $k_c=3$, $k_\varphi=1$, 按地基土快剪试验成果的滑动摩擦系数减小, 采用 $c_{i\max}=c^H/3 \approx 50 \text{ kPa}$, $\varphi_i=\varphi^H/k_\varphi=15^\circ$, 原设计采用的 $\sigma_{i\max}=259.2 \text{ kPa}$ 。假设 $\sigma_{\max}=259.2 \text{ kPa}$ 。

(4) 取极限滑动剪切系数: $\text{tg}\varphi \frac{\text{tg}\varphi}{k_\varphi} + \frac{c_{\max}^H}{k_c \sigma_{\max}}=0.46$ 。

假设设计凝聚力利用系数 $k_{ci}=\frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{i\max}+\sigma_{i\min})/2} \approx 1.6$,

设计利用凝聚力 $c_{i\max}=\frac{c_{\max}^H}{k_c k_{ci}}=31.3 \text{ kPa}$ 。

(5) 在完建期: 地基土滑动安全系数 $k_s=\text{tg}\varphi \frac{\Sigma w}{\Sigma h}=0.89$, 墙后回填土已将原设计高程及时降低, 提高地基土滑动安全系数。

(6) 在闸室加固前航运正常高水位: 地基土滑动安全系数 $k_s=\text{tg}\varphi \frac{\Sigma w}{\Sigma h}=1.00$ 。

(7) 在闸室加固前航运正常低水位: 地基土滑动安全系数 $k_c=\text{tg}\varphi \frac{\Sigma w}{\Sigma h}=0.62$, 地基土发生位移所需的压应力: $\sigma_{ci}=\frac{\sigma_{\max}}{\text{tg}\varphi}(\frac{\Sigma h}{\Sigma w}-\text{tg}\varphi)=158.9 \text{ kPa}$ 。地基土滑动起始点到前趾 σ_{\max} 距离 $b'=4.5 \text{ m}$, 滑动占底板面积的 82%, 接近深层滑动。

(8) 底板为整体结构, 地基土滑动时底板滑动安全系数 $k_s=\frac{1}{2}(k_{s\sigma_{\max}}+k_{s\sigma_{\min}})=\text{tg}\varphi \times \frac{1}{2}(\frac{\sigma_{i\max}}{h_{i\max}}+\frac{\sigma_{i\min}}{h_{i\min}})=0.62$, 与 3.2 节中 (7) 计算数值相同。

(9) 地基土为散体, 地基上滑动从土体 $\sigma_{ci}=0/h_{ci}=0$ 到 σ_{ci}/h_{ci} 的安全系数为 $k_c=\text{tg}\varphi \times \frac{1}{2}(\frac{\sigma_{ci}}{h_{ci}}+0) 0.62$ 。与 3.2 节中 (7) 计算数值相同。

表 3 三河船闸闸室墙设计资料

工 况	地基反力 /kPa		设计计算荷载 /kPa	
	σ_{\max} /kPa	σ_{\min} /kPa	Σw / kPa	Σh /kPa
完建期	367	19	1 062.3	529.5
闸室加固前航运正常高水位, 水位有变化, 重行核算	175.5	107.5	778.7	356.6
闸室加固前航运正常低水位, 水位有变化, 重行核算	259.2	64.8	891.2	660.8

(10) 因地基土为散体, 产生向外剪切推力 $\tau_{ci}=tg\varphi\sigma_{ci}=72.9$ kPa, 如下卧土体按浮重计算 $\gamma=1.0$ t/m³, 深入前趾下土体 $h=\tau_{ci}/\gamma=7.29$ m, 前趾地基土位移后部分滑动外推土体从 $\sigma_{ci}=0$ 到 σ_{ci}/h_{ci} 为三角棱体, 总推力 $\Sigma\tau=[(\tau_{ci}b/2)h]/3=396.8$ kPa, 推动底板前趾以外土体宽 $L=2\Sigma\tau_{ci}/h_{ci}/10=10.9$ m。确定地基土滑动轮廓区。由于该闸地基土较三河闸稍软, 未做压板试验, 假设 $\sigma_{\max}=\sigma_{i\max}$, 假设 $k_c=3$ 稍大, 假设设计利用系数 $k_{ci}=1.6$ 最小, 计算推动底板前趾以外土体宽 10.9 m 稍大, 可认为符合实况。

(11) 三河船闸闸室墙回顾分析计算成果见表 4。

表 4 三河船闸闸室墙回顾分析计算成果

	φ°	c^H_{\max}	k_c	k_φ	k_{ci}	$tg\varphi$	k_c	k_s
1	15	149	3	1	—	0.46	—	—
2	15	149	3	1	1.6	0.46	1.00<1.35	1.00<1.35
3	15	149	3	1	1.6	0.46	0.62<1.35	0.62<1.35

(12) 1974 年后 3 次加固是降低墙后填土高程和墙后水位, 加固后指标核算闸室处在上游航运水位时, 闸室墙处于下游航运水位时滑动安全系数 $k_c=k_s=1.00$, 处在下游航运水位时, 滑动安全系数 $k_c=k_s=0.62$, 在不稳定状态。拆除前检查: 闸室水位在通航运行升降时, 墙顶发生前、后摆动 5 ~ 8 mm; 闸室底混凝土撑梁断裂; 闸室中部干砌块石护底隆起, 最大比原来抬高约 30 cm; 加固前几年间闸室墙前趾垂直下沉量 70 ~ 80 mm, 最大可达 100 mm; 墙身前移约 165 mm; 闸室墙向前位移最大达 165 mm, 墙身前倾达 170 mm, 前趾砌置深度增加 ≈ 0.35 m, 闸室墙对撑梁断裂, 闸室中土体被挤出, 已发生多次蠕变滑动, 由 3 次加固闸室墙后填土高程降低, 砌置深度增加, 外荷载改变, 才保持底板滑动没有继续发展。原因是设计未计入基坑开挖滑动剪切强度降低, 粘土层的极限抗滑剪切强度取用过大, 外荷载滑动指标大于极限抗滑剪切强度很多, 造成地基土局部滑动, 处于严重事故状态, 分析符合实况。

(责任编辑: 王宏伟)