

地基土上水工建筑物的抗滑动稳定研究

周君亮

(江苏省水利厅, 南京 210029)

[摘要] 研究地基土上水工建筑物滑动设计和计算中存在的问题。利用基坑内压板抗滑动试验成果, 确定地基土包括回弹影响后的抗滑动承载能力。采用地基土承受偏心荷载的最大压应力 σ_{\max} 控制地基土与压板的位移和抗滑动形式, 可以发生不同的 3 种最大位移面, 形成 6 种抗滑动形式。根据地基土承受的最大压应力, 提出设计抗滑动的计算方法: 定量确定地基土与压板抗滑动的摩擦系数计算值, 地基土的抗滑动安全系数由指标安全系数控制, 修正在地基土上建筑物整体滑动的计算公式, 计算预测可能发生的多种最大位移面和抗滑动形式及绘制地基土滑动区轮廓, 限定地基土发生平面抗滑动形式时承受的最大压应力值。按拟定方法, 回顾分析 3 座已建水工建筑物, 分析计算成果符合实物工况。

[关键词] 压板抗滑动试验; 最大位移面与抗滑动形式; 原型、模型抗滑动相似指数; 抗滑动摩擦系数; 设计和计算方法

[中图分类号] TV6 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1009-1742(2010)03-0004-10

1 水工建筑物滑动稳定设计和计算中存在的问题

现行水工建筑物稳定设计中存在下列问题, 急需解决:

1) 地基土抗滑动承载能力的参数现在是采用在建筑物场地钻探取土样, 室内抗剪试验得出的。对因基坑开挖, 下卧土体回弹, 抗滑动承载能力降低的机理, 研究很少, 一般采用按土体特性由经验确定降低数值。20 世纪 50 年代曾在基坑内采用小型压板试验直接定量获得地基土包括回弹影响后的抗滑动承载能力参数, 60 年代开始用于工程设计。因小型压板试验操作受时间制约, 在成层地基土上原型、模型相似规律又难确定, 该方法没有得到应有发展, 仍回到单一摩擦系数定性经验取值。因此对基坑开挖, 下卧土体回弹, 抗滑动承载能力降低的机理开展研究; 并研制操作方便的压板试验设备, 推广利用压板试验实测回弹影响, 已成为完善地基土上水工建筑物滑动稳定设计方法的关键问题之一。

2) 随着地基土上建筑物偏心竖向荷载最大压应力的不同, 在建筑物横向荷载作用下, 地基土的抗滑动可能有 3 种不同的最大位移面, 形成 6 种不同的抗滑动形式。故最大压应力称为地基土滑动的特征压应力, 由它控制地基土的滑动形式。现行采用定性经验取值单一摩擦系数的设计方法对此无能为力。

3) 压板试验实测因基坑开挖地基土土体回弹对它抗滑动承载能力的影响; 地基土抗滑动的安全系数在地基规范中规定指标试验值是由试验数据按统计平均值计算, 按最小平均值确定供设计使用的指标计算值, 两者之差实质是作为试验数据离散的安全裕量; 因此地基土的抗滑动安全裕量是跟随建筑物设计的滑动安全裕量而定。在同一地基土上建筑物设计的滑动安全裕量因采用的摩擦系数增大而加大, 但地基土的抗滑动指标计算值的安全裕量却随采用的摩擦系数增大而减小。故地基土指标计算值的抗滑动安全裕量要单独设置, 才能保证地基土不发生滑动失稳。

[收稿日期] 2008-04-30

[作者简介] 周君亮(1925-), 男, 江苏无锡市人, 中国工程院院士, 教授级高级工程师, 主要从事水利工程和航运建筑物设计工作;
E-mail: zcw@nuaa.edu.cn

4)地基土抗滑动摩擦系数采用值应适合地基土的抗滑动承载能力的大小;同时也要适合建筑物对地基土的特征压应力的大小。在同一黏性地基土上,如地基土的抗滑动承载能力较大,有可能采用建筑物对地基土的特征压应力较大,也可能采用的抗滑动摩擦系数较大。此时如建筑物地基土特征压应力采用小些,则摩擦系数可能采用更大些,反之亦成立。故设计中采用的摩擦系数,既要保证建筑物滑动有一定安全裕量,又要满足地基土抗滑动有一定安全裕量,并保持地基土抗滑动指标计算值有一定安全裕量。故在同一地基土上,不同设计、不同工况,要符合上述要求,采用的摩擦系数计算值应该不同。现行在同一地基土上采用单一摩擦系数的设计方法是做不到的。

5)地基土抗滑动承载能力由库伦公式表示。当建筑物对地基土的特征压应力大于地基土的临界压应力时,它的抗滑动承载能力急剧减小,不再符合库伦公式。因此建筑物愈重,它的抗滑动能力愈大是有条件的。现行规范建筑物滑动安全系数的计算公式没有考虑此条件,当地基土上作用特征压应力大于它的临界压应力时,得出的安全系数不符合真实情况。因此设计建筑物对地基土抗滑动的特征压应力应控制;地基土上建筑物滑动安全系数的现行计算公式要修正。

6)规范中计算地基土的抗滑稳定有两个公式:一个是经验公式,基于地基的最大抗剪应力,建筑物愈重,抗滑愈安全,没有加限制。另一个是利用地基土凝聚力的公式,建筑物愈重不一定愈安全,不能控滑地基土的抗滑动安全。不能用于地基土上建筑物抗滑动稳定计算,该公式基于地基的平均抗剪应力,只能用于岩基。两个公式的计算思路不同。

7)地基土发生滑动,发生滑动的地基土被挤出底板之外。地基土发生滑动的计算,现有基于弹性理论计算地基土体塑性开展区;有采用极限平衡理论计算土体滑动区,计算过程繁琐,计算成果前者在底板范围内地基土面层不发生塑性开展,后者土体滑动区都是从底板后趾边开始向前趾以外土体滑动,两者与试验成果不吻合,因此有必要研究基于压板试验成果的地基土发生滑动的计算方法。

2 水工建筑物地基土的抗滑动承载能力

2.1 地基土的抗滑动承载能力

采用现浇混凝土平底面的板上加不同的竖向压

力模拟建筑物底板在地基土上的抗滑动试验,简称压板试验。地基土的抗滑动破坏是剪切破坏,测定地基土与底板之间抗滑动的剪应力,称抗滑动承载能力。压板试验成果与钻探取土样室内剪切试验成果最大的不同是基坑开挖卸荷后地基土回弹对它抗滑动承载能力的影响。导致测得的抗滑动剪应力参数比室内土样剪切法测得的参数要低,但更符合实际。

在同一尺寸长 b 压板单位宽度上放置各级不同的均布竖向荷载 σ_i , 满布在压板上, 每级 σ_i 取 $0 \sim \sigma_{\max}$ 中某值, 单调递增做试验。试验时逐级施加水平拉力 $\sum h$, 该拉力作用在压板底面上, 将位移不稳定的前一级的试验拉力换算成该级压应力 σ_i 和抗剪应力 τ_i^H , 所得的各级压应力和抗剪应力, 绘制压应力 - 抗剪应力曲线, 称地基土承载能力图 (见图 1)。

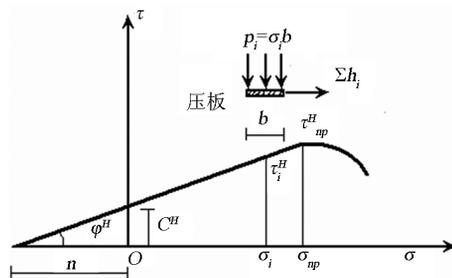


图 1 黏性地基土承载能力图

Fig. 1 Bearing capacity of anti-sliding of subbed of clay soil

此地基土的承载能力中包含了地基土承受的竖向压力和横向力的综合作用。

在图 1 中,压应力 $\sigma_i = 0$ 时地基土的抗剪应力 τ_i^H , 在沙土为 0, 在黏性土为 c^H , 到临界压应力 σ_{np} 的临界抗剪应力为 τ_{np}^H , 对应的各级 $\sum_{i=0}^{np} \sigma_i$ 范围内 $\tau_i^H \sim \sigma_i$ 成线性关系, 超过 τ_{np}^H 成非线性关系, 线性关系的直线段即库伦公式, 表示如下:

$$\tau_i^H = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi^H + c^H \quad (1)$$

式(1)中, τ_i^H 为总应力, 是在各级竖向压应力作用下的抗剪应力试验值, 其参数有剪切面上的竖向压应力 σ_i , 摩擦角 φ^H 和凝聚力 c^H 。

2.2 地基土的特性指标

库伦公式可以写成下列形式:

$$\operatorname{tg} \psi_i^H = \operatorname{tg} \varphi^H + \frac{c^H}{\sigma_i} \quad (2)$$

式(2)中, $\operatorname{tg} \psi_i^H$ 称为抗剪特性指标试验值, 由试

验成果 $\text{tg}\varphi^H$ 和 c^H 的各自的统计平均值确定。

为提高试验精度,采用不同尺寸的多块压板,在同一 σ_i 的抗剪应力试验数据按统计平均值作为在该点地基土的特性指标试验值。

3 地基土水工建筑物滑动的最大位移面和滑动形式

3.1 压板与地基土抗滑动试验的荷载图形

水工建筑物作用在地基土上有竖向荷载和横向荷载,他们的合力可分为竖向偏心荷载 $\sum W$ 和横向荷载 $\sum h$ 。由竖向偏心荷载的最大地基压应力 σ_{\max} 控制地基土与水工建筑物的位移和抗滑动形式,故称 σ_{\max} 为特征压应力。采用压板抗滑动试验模拟地基土与水工建筑物的位移和抗滑动形式。压板作用在地基土上合成的竖向偏心压力为 $(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})b/2 = \sigma_{\max} b_s$ 。可以用特征压应力为作用在长度 b_s 压板上单位宽度内的均布荷载替代,此均布荷载的合力作用在与地基反力合力的同一垂线上。作用在地基土面上的横向荷载的合力(包括试验拉力)是作用在压板底面上的水平力,试验拉力包括横向荷载,单调递增由 $0 \rightarrow h_{\max}$ 再到抗滑失稳,换算成为作用在地基土面上抗剪应力 τ_i^H 。为便于试验,此力系 $\sigma_{\max} b_s$ 替代作用在地基土上的偏心荷载做压板试验,可以模拟水工建筑物与地基土的位移与抗滑动形式(见图2)。

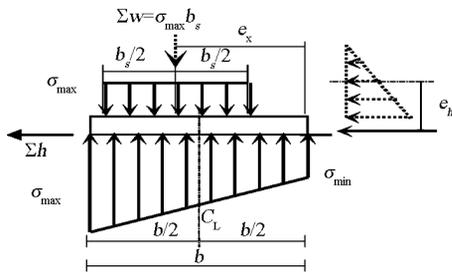


图2 压板在地基土上单位宽度内荷载图形

Fig.2 Load diagram of unit width of dragged concreating clip plate on seabed soil

3.2 压板与地基土抗滑动原型、模型相似模拟指数

压板试验中地基土抗滑动的形式最大位移面和滑动形式与原型建筑物地基土的相似时,则原型、模型可以相似模拟^[1]。采用 σ_{\max} 作为原型、模型相似的特征压应力。以质量 m 和加速度 a 的乘积表示力系 $\sigma_{\max} b_s$,再用密度 ρ 与体积 V 的乘积表示质量 m 。即 $\sigma_{\max} b_s = ma = \rho Va$ 。

在原型、模型压板上作用的力系之间的比例可

用比尺乘数来表示,原型、模型的两相似力系之间具

有相同的比值 Ne , Ne 为模拟指数,得 $Ne = \frac{\sigma_{\max n} b_{sn}}{\sigma_{\max m} b_{sm}}$

$$= \frac{\rho_n b_{sn}^2 v_n^2}{\rho_m b_{sm}^2 v_m^2}。其中, \sigma_{\max n}, \sigma_{\max m} 为原型、模型特征压力。$$

不同尺寸的压板在不同大小的荷载作用下,在横向力作用下压板的最大水平位移约 $2 \sim 4 \text{ mm}$,位移时间很短,故可以采用 $v_n = v_m$,以土的容重 γ 代替相应的密度 ρ_n 或 ρ_m 。地基土的容重按模型比尺增大,取 $\gamma_m = \gamma_n \frac{b_n}{b_m}$ 。当 $\sigma_{\max m} = \sigma_{\max n}$ 时,则两相似的力系之间具有相同的比值 Ne ,可得:

$$Ne = \frac{\sigma_{\max m}}{b_m \gamma_m} = \frac{\sigma_{\max n}}{b_n \gamma_n} \quad (3)$$

式(3)中, b_n, b_m 为原型、模型底板宽度; γ_n, γ_m 为原型、模型地基土容重。如果原型、模型压板的模拟指数相等,则原型、模型压板位移和抗滑动形式相似。因此在相似的地基土上作试验,原型、模型压板的相似要满足最大法向压应力 $\sigma_{\max m} = \sigma_{\max n}$ 和原型、模型压板宽度与其地基土的模拟容重的乘积 $b_m \gamma_m = b_n \gamma_n$ 。因为压板试验是在原型地基土上试验的,因此在换算到原型的模拟指数时应将它缩小 b_m/b_n 倍。

3.3 有软弱夹层的成层地基土原型、模型相似模拟

基于地基土抗滑动剪应力仅与它承受的压应力和它的试验特性指标有关,抗滑动剪应力不能传递。但挤压压缩变形可以传递。因此可以按式(3)在特征压应力作用影响深度范围内分层计算各层地基土的原型、模型相似模拟抗滑动形式。

进一步讨论如下:

1) 在成层地基土中,在特征压应力作用影响的深度范围内各层土体的抗剪强度基本相同时,可以按相似地基处理。各层土体的抗剪强度不相同,可按在基坑面钻探试验确定。

2) 钻探取土样,室内剪切试验仅是分层测定成层地基土的强度,不是在模拟地基土抗滑动原型、模型相似问题。故有软弱夹层的成层地基土体的抗滑动时,在研究基坑开挖卸荷后地基土回弹对各层土体抗滑动承载能力影响后,用数值计算方法求解各层地基土原型、模型相似模拟抗滑动形式是可行的。

3.4 最大位移面与滑动形式

根据作用在压板上的偏心荷载造成地基土上最大压应力 σ_{\max} 的大小,在横向拉力作用下,试验阐明地基土的抗滑动形式可分:

3.4.1 平面位移与平面滑动形式

压板承担的横向力产生的平均滑动剪应力小于压板前趾地基土抗滑动剪应力时最大位移面和抗滑动形式发生在压板底面与地基接触平面内,如图3(a)所示。

3.4.2 混合位移与混合滑动形式

压板承担的横向力产生的平均滑动剪应力大于

压板前趾部分地基土抗滑动剪应力时,沿压板前趾部分土面以下地基土内以发生某种曲面的最大位移;沿压板后趾地基土面发生最大水平位移,称混合位移和混合抗滑动形式,如图3(b)所示。

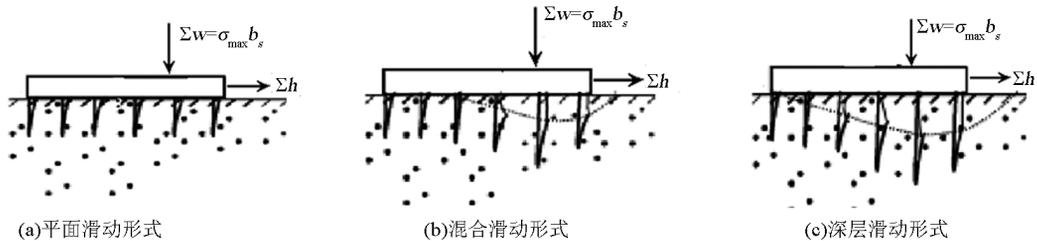


图3 压板与地基土最大位移面与滑动形式

Fig. 3 Forms of the largest displacement and sliding move between dragged concreting plate and subbed soil

3.4.3 深层位移与深层滑动形式

压板承担的横向力产生的平均滑动剪应力大于压板大部分地基土抗滑动剪应力时,沿包围在压板地基土内深处的某种曲面发生最大位移和深层抗滑动形式,如图3(c)所示。

3.4.4 压板滑动或不滑动

在压板与地基土接触面上,当地基土面的抗滑动力大于或小于压板承担的横向力时,压板发生不滑动或滑动。

3.4.5 讨论

1)当偏心荷载的最大压应力大于地基土的临界抗剪应力时或 $\text{tg}\psi_{1\max} \sum W / \sum h = K_{c\max} < 1$ 时,沿压板前趾地基土将发生局部滑动或深层滑动。

2)压板与地基土可以发生共同滑动;或发生仅压板在地基土上滑动;或仅压板前趾下局部地基土发生滑动、压板不滑动;或压板也滑动,压板前趾局部地基土也滑动;有3种最大位移面上形成6种滑动形式。

4 地基土上水工建筑物的滑动设计和计算

4.1 地基土抗滑动指标计算值要有一定安全裕量

水工建筑物作用在地基土上的合力是偏心荷载,由特征压应力 σ_{\max} 控制地基土的最大位移面和抗滑动形式,在 σ_{\max} 作用下的试验指标 $\text{tg}\varphi^H$ 和 c^H 的统计平均值合成 $\text{tg}\psi_{\max}^H$,作为地基土抗滑动特性指

标试验值。式(1)改写成下列形式

$$\text{tg}\psi_{\max}^H = \frac{\tau_{\max}^H}{\sigma_{\max}} = \text{tg}\varphi^H + \frac{c^H}{\sigma_{\max}} \quad (4)$$

$\text{tg}\psi_{\max}^H$ 是3个参数计算值,因为 $\text{tg}\varphi^H$ 和 c^H 是地基土试验参数,成果有离散问题,按照习惯,仍以参数的最小平均值计入他们的离散影响,称为地基土特性指标计算值,如式(4'):

$$\text{tg}\psi'_{\max} = \frac{\tau'_{\max}}{\sigma_{\max}} = \text{tg}\varphi' + \frac{c'}{\sigma_{\max}} \quad (4')$$

σ_{\max} 要在建筑物设计中根据方案比选而定,即使同一工程,随工况不同而变,故再要根据地基土的特性和设计要求,给予各参数的最小平均值以不同安全系数,期与建筑物的抗滑动安全系数相一致。 $\text{tg}\psi_{1\max}$ 称抗滑动摩擦系数,如式(5):

$$\text{tg}\psi_{1\max} = \frac{\tau_{1\max}}{\sigma_{\max}} = \frac{\text{tg}\varphi'}{k_{\varphi}} + \frac{c'}{k_c \sigma_{\max}} = \text{tg}\varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_{\max}} \quad (5)$$

式(5)中, φ_1 为摩擦角计算值; k_{φ} 为摩擦安全系数; c_1 为凝聚力计算值; k_c 为凝聚力安全系数,建筑物等级高的参数成果应取较大的安全系数。

再用地基土的抗滑动指标安全系数 $K_{s\max}$ 控制 $\text{tg}\psi_{1\max}$ 值,保持同类地基土的抗滑动指标安全系数处在同一水平。如

$$K_{s\max} = \frac{\text{tg}\psi'_{\max}}{\text{tg}\psi_{1\max}} \quad (6)$$

抗滑动指标试验值 $\text{tg}\psi_{\max}^H$ 、抗滑动指标计算值

$\text{tg}\psi'_{\max}$ 及抗滑动摩擦系数 $\text{tg}\psi_{\text{Imin}}$ 中凝聚力提供的部分摩擦系数值与地基土上的压应力 σ_{\max} 大小有关; 如在同一地基土上设计中承受的压应力 σ_{\max} 选用值大时, 可利用的抗滑动摩擦系数则小; 采用的压应力值小时, 可利用的抗滑动摩擦系数则大。故应使同一设计不同工况中, 采用最大的 σ_{\max} 数值上接近 σ_{np} , 充分利用地基土抗滑动承载能力。如 $\sigma_{\max} < \sigma_{np}$, 地基土抗滑动可能处在平面滑动形式。故要同时调整 σ_{\max} , k_{ψ} , k_c 和 $\text{tg}\psi_{\text{Imax}}$ 值, 使 $K_{s\max}$ 满足设计要求。

由于 $\text{tg}\psi_{\text{Imax}}^H$ 和 $\text{tg}\psi'_{\max}$ 值是由压板试验定量确定。故取地基土抗滑动指标安全系数 $K_{s\max}$ 定量控制地基土摩擦系数 $\text{tg}\psi_{\text{Imax}}$, 同时限定 k_{ψ} 和 k_c 值, 并控制地基土局部稳定安全系数 $K_{c\max}$ 和建筑物整体稳定安全系数 K 达到相当安全水平。

进一步讨论如下:

1) 利用压板试验成果, 考虑了基坑开挖, 地基土回弹对它的抗剪强度的影响。仍用压板试验成果的指标试验值与指标计算值之间的安全裕量, 考虑试验数据的离散影响; 再赋予抗滑动安全系数, 用式 (6) 保证地基土有与建筑物设计相一致的安全裕量。对地基土的安全取值更为合理。

2) 在压板试验数据积累较多时, $K_{s\max}$ 确定可能更符合实际。笔者在回顾分析算例中 $K_{s\max}$ 取自《水闸设计规范》(SDJ133-84) 表 6.2.4, 根据建筑物级别按荷载组合取 $K_{s\max} = 1.35 \sim 1.25$ 。

3) 由于 20 世纪 60 年代采用压板试验成果, 首次将式 $K = (\text{tg}\varphi_1 \sum W + c_1 A) / \sum h$ 应用于实际工程中, 但出现任意加大土壤凝聚力取值的倾向, 导致工程抗滑动不安全, 70 年代初将地基土抗滑动摩

擦系数按式 (5) 确定, 为适合当时单一摩擦系数设计方法, 将坚硬黏土地基的抗滑动摩擦系数数值取 $c_1 = c'/3$ 和 $\sigma_{\max} = 100 \text{ kPa}$ 由 0.30 ~ 0.33 提高到 0.45, 坚硬壤土由 0.35 提高到 0.40, 后又写入《水闸设计规范》(SDJ133-84)。数值虽提高了, 但实际取值方法仍回到了定性经验取值的单一摩擦系数的设计方法, 取值有任意性。对地基土抗滑动承载能力的定量选用方法没有解决; 控制地基土抗滑动的多种形式没有解决; 在黏土、壤土和沙土之间地基土抗滑动安全裕量不同的问题没有解决。

4.2 水工建筑物在地基土上的整体滑动安全储备

地基土的抗拉强度很低, 不能传递横向剪力。底板在某一竖向压应力作用下, 地基土发生单位位移所需的抗剪应力称为它的抗剪劲度。因为底板结构强度大, 各部位材料抗拉强度大于地基土所需的抗剪劲度时, 它能形成整体抗滑。根据地基土承载能力计算可得到在不同的竖向压应力作用下, 地基土的抗剪能力也不同。水工建筑物在地基土上的整体滑动安全储备可由它作用在地基土上的总的竖向压力 $\sum W$ 所能够产生的总的抗滑动剪力 $\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i$ 与总的横向荷载 $\sum h$ 之比 ($\sum h$ 中不包括试验拉力), 得到由地基土承载能力计算值确定的水工建筑物整体滑动安全系数。

根据地基土承载能力计算值图, 当 $\sigma_i \leq \sigma_{np}$ 时最大剪应力 $\sigma_{\max i} \text{tg}\psi_i = \sigma_{\max i} \text{tg}\varphi_1 + c_1$ 为直线。当 $\sigma_i > \sigma_{np}$ 时, 最大剪应力 $\sigma_{\max} \text{tg}\psi_i = \sigma_{\max} (\text{tg}\varphi_1 + \text{tg}\varphi') - \frac{\text{tg}\varphi'}{\sigma_i} + c_1$ 为曲线, 可化简成直线, 见图 4。

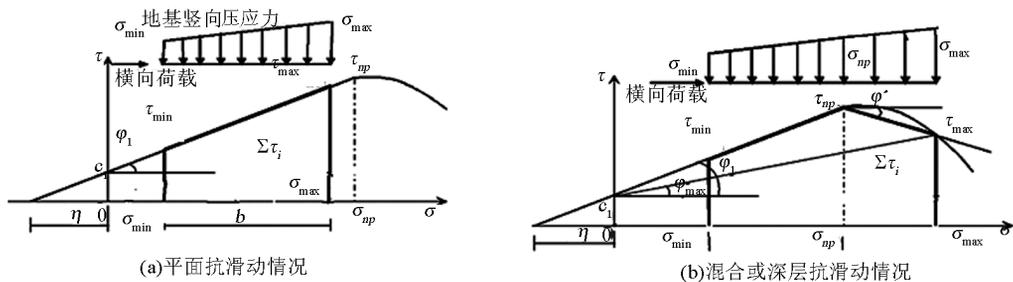


图 4 黏性地基土水工建筑物整体抗滑动计算

Fig. 4 Calculating charts for anti-sliding capacity of hydraulics structures on clay subbed

根据底板在地基土上的压力图形, 得底板地基土总的抗滑动剪力:

$$\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i = \int_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \sigma_i \operatorname{tg}\psi_{1i}(\sigma_i) dx$$

其中 $\sigma_i = \sigma_{\min} + \frac{x}{b}(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$

σ_i 为自 σ_{\min} 向 σ_{\max} 单调递增,联合求解上式,得压

板地基土的总的抗滑动剪力 $\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i$,

可得:

$$K = \frac{\sum_{i=\sigma_{\min}}^{\sigma_{\max}} \tau_i}{\sum h} \quad (7)$$

式(7)中 K 为底板整体滑动安全系数,控制建筑物在地基土上的整体滑动。如 $K > 1$,底板整体与地基土之间不会发生滑动;在 $K < 1$ 时,底板整体与地基土之间会发生滑动。

进一步讨论如下:

1) 在总的竖向荷载和总的横向荷载不变时,调整 σ_{\max} 和 σ_{\min} 的值,以及 $\sigma_{\max} / \sigma_{\min}$ 的比例即荷载图形,可以改变 K 值,使满足设计要求。

2) 20 世纪 60 年代初江苏省水利厅勘测设计院设计室在自编的《水工建筑物设计准则》中拟定并开始使用,后又写入《水闸设计规范》(SDJ133-84)第 6.2.3 条的水闸闸室抗滑稳定计算公式

$$K = \frac{\operatorname{tg}\varphi_1 \sum W + c_1 A}{\sum h}$$

式中 A 为水闸闸室底板与地

基土的接触面积。该公式源于岩基抗剪断滑动,用来计算闸室结构在地基土上整体抗滑稳定的物理概念是基于平均压应力,也基于平均抗滑动剪应力,由于地基土的抗拉强度很低,在不同的竖向压应力作用下地基土体承受的抗滑剪力无法由它自身直接传递,地基土要借助压板才能形成整体抗滑动稳定。

该式可写成 $K = [(\operatorname{tg}\varphi_1 + c_1/\sigma_{cp}) \sum W] / \sum h = \operatorname{tg}\psi_{1cp} \sum W / \sum H$ 和 $\sigma_{cp} = (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2$,该式没有考虑当 $\sigma_{\max} > \sigma_{np}$ 时抗滑剪力急剧降低的问题, σ_{cp} 可以有多种的 σ_{\max} 和 σ_{\min} 搭配。地基土的滑动形式由 σ_{\max} 控制,不能保证地基土不发生滑动失稳。岩基是由平均抗断强度控制滑动失稳的,土基与岩基的抗滑动物理机理不同,该式不能控制地基土上建筑物的滑动,不能用于土基。土基与岩基的抗滑动物理机理不同,该式不能控制地基土上建筑物的滑动。

4.3 水工建筑物地基土抗滑动稳定计算

因为底板地基土在 i 点的抗滑动摩擦系数为

$\operatorname{tg}\psi_{1i} = \operatorname{tg}\varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_i}$,该 $\operatorname{tg}\psi_{1i}$ 是一定值,随 σ_i 而变动;

作用在底板的外力平均值所需要滑动摩擦系数 $\operatorname{tg}\psi_{cp} = \sum h / \sum W$ 也是一定值,数值大小两者无直接关系,但地基土的 $\operatorname{tg}\psi_{1i}$ 与外力的 $\operatorname{tg}\psi_{cp}$ 之比相当底板地基土 i 点的抗滑动安全系数,控制地基土 i 点的抗滑动形式,计算如下:

$$K_{ci} = \frac{\operatorname{tg}\psi_{1i} \sum W}{\sum h} \quad (8)$$

式(8)中 K_{ci} 为底板地基土在 i 点抗滑动安全系数; $\sum W$ 为底板竖向荷重; $\sum h$ 为作用在底板的横向力,不包括试验拉力。

底板部位地基土处在 $K_{ci} \geq 1$,处在平面抗滑动形式。如底板地基土 σ_{np} 点处在平面抗滑动形式,则小于 σ_{np} 各点的地基土也处在平面抗滑动形式。地基土的抗滑动安全裕量由式(6)保证,故在 $K_{ci} = 1$ 时地基土抗滑动指标计算值仍有 K_{si} 安全裕量。

底板前趾部位地基土如 $K_{ci} < 1$,该部位地基土已处在设计计算的滑动状态,地基土将被挤出、隆起在底板之外,成混合或深层抗滑动形式。

如 $K > 1$,底板整体与地基土之间不会发生滑动;但如在底板前趾地基土 $K_{c\max} < 1$ 时,要在设计计算时确定底板上 $K_{ci} = 1$ 的压力点位置,作为该部位地基土发生混合滑动的起点,核算处在设计计算时滑动状态的地基土已占有多少底板长度,评估其滑动严重程度;或在 $K_{s\max} = 1.0$ 时底板上实际是否可能发生 $K_{ci} = 1$ 的压力点位置,评估其滑动严重程度。

在成层地基土上,如各层地基土的抗滑动承载能力已知时,抗御横向力的剪应力仅与它承受的压应力和试验特性指标有关。因此在夹层地基土面上的计算压应力为底板作用在地基土上的压应力加上夹层以上的土重,由此计算的剪应力与底板作用在地基土上传到夹层上的平均剪应力相比较,确定夹层土的抗滑动形式。

4.3.1 讨论

1) 在荷载基本组合时,要求地基土处在平面抗滑动形式。在任何荷载组合时,不允许地基土处在深层抗滑动形式。

2)在荷载特殊组合时,按地基土抗滑动摩擦力系数计算值设计时允许地基土处在混合抗滑动形式,但要评估在地基土抗滑动摩擦阻力系数指标值即 $K_{smax} = 1.0$ 时,计算其实际可能发生的滑动危害程度,保证抗滑动安全。

3)地基土在底板下发生混合或深层滑动时,可以明确计算滑动的起点和地基土被挤出底板外,隆起地面的范围。

4.3.2 地基土滑动区轮廓

底板地基土内部某点 i 的 $K_{ci} = 1$,则该点以下土体不滑动,可以绘制土体滑动区。在较大压应力作用时,底板前趾部位滑动土体受底板外土体阻挡,变形减小,在一定深度处,土体抗滑动剪力虽减小,但变形增大,致使最大位移面于土体内形成混合或深层滑动形式。基于地基土受拉强度为零,抗御横向力的剪应力仅与它承受的压应力和特性试验指标有关,剪应力不能传递,但剪应力造成土体挤压的压缩变形可以传递,形成滑动变形。因此地基土抗滑动原型、模型可以相似模拟;由于底板传来的剪力经土体的抗滑剪力逐步抵消,图中 ABC 面传夹的剪力已全部抵消成为不滑动面,即 $K_{cA} = K_{cB} = K_{cC} = 1$ 。ABC 面以下为不滑动区,以上为滑动区(见图 5)。

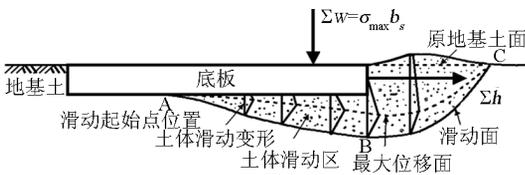


图 5 地基土混合抗滑动形式示意

Fig. 5 Compound form of anti-sliding move between dragged concreting plate and subsoil

自 A 到底板前趾为地基土主动滑动区,底板前趾外到 C 点为地基土被动滑动区。主动滑动区挤压被动滑动区土体的总的侧推力作用在地基土最大压应力处,为被动滑动区土重所产生的总的阻力平衡,可以得到被动滑动区的轮廓范围。

4.4 地基土抗滑动承载能力的临界极限安全富裕

工程中地基土抗滑动是由竖向荷载和横向荷载共同作用的,有时横向荷载很小,计算所得 K_{ci} 可能很大。因为地基土的抗滑动承载能力是由它的特征压应力决定的,当特征压应力 σ_{max} 大于临界的压应力 σ_{np} 点时,对应 $\sigma_{max} \sim \tau_i^H$ 为曲线段, τ_{max}^H 随 σ_{max} 的增大而减小的幅度很大。因此要求地基土承载力临

界极限安全富裕系数 K_{np} ,控制地基土的临界压应力,限止 σ_{max} 值使用,作为式(8)的补充。地基土极限承载力安全系数 K_{np} 如下:

$$K_{np} = \frac{\text{tg } \varphi_{1np}}{\text{tg } \varphi_{1max}} = 1 \quad (9)$$

1)在压板试验地基土压应力 σ_i 范围要拓宽到 $\sigma_i > \sigma_{np}$ 部分,满足设计要求。

2)在有较多实践经验时, K_{np} 值可能定得更合于实际。

4.5 讨论

1)根据地基土抗滑动承载能力图,拟定设计最大地基压应力;根据 K_{smax} 要求和 c_i^H 和 φ_i^H 的离散程度确定 k_c 和 k_φ ;定量确定采用的 $\text{tg}\psi_{1max}$ 值;计算满足 K_{cmax} 和 K 要求。

2)单独设置地基土的抗滑动安全系数 K_{smax} ,地基土采用的摩擦系数考虑了地基土的抗滑动承载能力和设计中采用对它的压应力,由计算确定。采用拟定的多安全系数的计算方法,利用 4 个计算公式,可以控制地基土多种抗滑动形式。

3)现行采用的单一地基土摩擦系数的方法,采用的摩擦系数是定性确定的。不能控制地基土多种抗滑动形式。容易发生不适当提高和降低其数值,造成建筑物和地基土抗滑动稳定不安全,或不能充分利用地基土抗滑动承载能力而设计不经济。故地基土的抗滑动安全系数由指标安全系数控制更为合理可靠。

5 地基土的抗滑动特性分析

由于底板地基土抗滑动特性的复杂性,根据资料作一些原则分析:

1)压板试验抗滑动时,压板联合地基土共同抗滑动与原型建筑物相似、故可能利用压板做模型试验,直接推测原型建筑物联合地基土的位移、滑动到破坏的形式。在采用抗剪应力指标计算值时,要研究地基土的特性和建筑物的荷载条件,赋予它一定的安全系数。

2)压板试验抗滑动时,试验的地基土模拟因开挖建筑物基坑卸载而回弹对抗滑动剪应力以及对发生的抗滑动形式的影响,由于地基土体颗粒具有较大移动或松动自由,导致测得的抗滑动剪应力参数比其他方法如钻探取土样、室内土样剪切法测得的参数要低,但更符合实际。

3)由于水工建筑物工作条件,在测定地基土抗剪应力的压板试验时,应在试验坑内灌水。

4)黏性土的抗剪强度很大程度上决定于非完全固

结状态下的水动力现象和在固结状态下的塑性特性。所以在黏性地基土上建筑物设计中抗滑动稳定安全系数的选用对土体稠性指数分析十分重要,且只能用多参数合成的抗滑摩擦系数才可能合理解决。

5) 黏性土的抗剪应力常随其密度增加而增加;黏粒含量较多的黏性土的抗剪应力与其含水量大小有关,含水量大则抗剪应力小,成单曲线特征,摩擦角变化大些,凝聚力变化相对小些;在某种荷重限度内,黏粒含量在一定范围内增加或减少,其抗剪应力也随着增加或降低。

6) 在一定荷重压差内,黏性土易发生缓慢的蠕变滑动,黏性土的流动特性说明黏性土的抗剪应力中起主要作用的是凝聚力,对中等强度的黏性土更为明显,荷重压差大,土样蠕变滑动的速度也大;即使坚硬黏土,也会变发生蠕变滑动;一定荷重作用下压差小于某一应力时,蠕变滑动不会发生。

7) 粉质壤土的抗剪应力随它的含水量而变,含水量大于它的塑限时,抗剪应力急剧降低,内摩擦角降低多,凝聚力降低少;对某些粉质壤土的抗剪应力降低,趋向一定的结构凝聚力,但扰动时抗剪应力下降很快。

8) 粉质壤土由于成由不同,随粉粒含量多少,抗剪强度中内摩擦角值随之变化,内摩擦角值形成较大离散。

6 回顾3座已建水工建筑物的抗滑动分析计算

回顾3座已建水工建筑物,按原设计计算成果,应用上述抗滑动计算方法,分析计算符合实工况。

表1 三河闸加固设计计算成果

Table 1 The reinforce design calculation results of Sanhe Sluice

工况	原设计工况				原计算成果			
	$H_{上}/m$	$H_{下}/m$	浪高/m	泄洪/($m^3 \cdot s^{-1}$)	σ_{max}/kPa	σ_{min}/kPa	$\sum W/kPa$	$\sum h/kPa$
1	16.00	12.90	2.50	12 000	64.50	16.10	24 080	11 080
			闸顶漫浪	控泄 8 000				
2	13.5 + 涌高 0.50	7.50	2.10	关门	40.70	39.10	24 020	11 391
3	17.00	13.60	2.50	12 000	62.00	17.00	23 680	12 370
			闸顶漫浪	控泄 10 000				

注:表中原始数据取自归档加固计算书,三河闸1968年加固设计计算书未归档

6.1 三河闸

三河闸位于洪泽湖大堤上,1953年建成,1967年加固。闸孔总净宽63 m × 10 m,1954年淮河大洪水后要求控制泄洪由原设计8 000 m^3/s 加大到12 000 m^3/s ,抗洪水位▽15.3 m 增加到设计▽16 m,校核▽17 m。因此在控制泄洪时原建闸身挡洪不稳定。要加重闸身,底板强度不够。几次加固设计都必须要先解决淮河洪水出路后才可打坝断流,加固底板。

1968年加固要求设计洪水位的闸身抗滑动安全系数大于冬春季最高蓄水位的安全系数,期遇高洪水位时不致引起恐慌;利用压板试验数据,在地基土抗滑动摩擦系数中由原设计 $\tan \varphi_1 = 0.33$ 增大到 $\varphi_1 = 21^\circ$, 再加用 $c_1 = 1/3c'$; 并在设计洪水位▽16 m时控制泄洪12 000 m^3/s ; 如发生事故,保持下泄流量8 000 m^3/s , 不关门; 洪水位超过▽16 m, 不再控制。胸墙顶高▽17.20 m, 部分大浪允许漫过胸墙顶, 减少闸身挡水压力, 使不打坝完成加固。

1) 地基土是粉质黏土^[2,3], 钻探取样直接快剪: $c^H = 63 \text{ kPa}$, $\varphi^H = 23^\circ$ 。

2) 1967年压板试验: $c^H = 22 \text{ kPa}$, $\varphi^H = 23^\circ$; $c' = 21 \text{ kPa}$, $\varphi' = 22^\circ$ 。考虑浸水影响, 采用 $\varphi' = 21^\circ$, $c' = 21 \text{ kPa}$ 。地基土临界压应力 $\tau_{np} = 150 \text{ kPa}$ 。

3) 设计特征压应力 $\sigma_{max} = 62 \sim 40.7 \text{ kPa}$ 。设计中最大 $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} \approx 4$, 由于 $K_{np} = \frac{\sigma_{np}}{\sigma_{max}} \approx 2$ 。估计底板前、后趾沉降差不会太大。

4) 三河闸加固设计计算成果见表1, 应用上述方法——三河闸回顾分析计算成果如表2所示。

表2 应用上述方法——三河闸回顾分析计算成果

Table 2 Application of the above method——analysis calculation results of Sanhe Sluice

工况	地基土摩擦系数各参数				地基土抗滑动安全系数			底板滑动安全系数
	$\text{tg}\psi_{\text{max}}^H$	$\text{tg}\psi'_{1\text{max}}$	k_c	k_ϕ	$\text{tg}\psi_{1\text{max}}$	K_{smax}	K_{cmax}	K
1	0.765	0.709	3	1	0.493	1.44	1.07	1.21
2	0.965	0.90	3	1	0.524	1.72	1.10	1.10
3	0.764	0.723	3	1	0.492	1.45	0.95	1.07
3-1	0.764	0.723	2	1	0.553	1.36	1.07	1.15

5)分析。a. 在1981年10月22日三河闸闸上水位13.76 m, 闸下7.87 m; 接近加固设计冬春季设计闸上水位13.50 m, 闸下7.50 m。接近稳定设计的冬春期最高蓄水位。加固设计的闸身抗滑动安全基本已经设计水位考验。b. 当洪泽湖处在洪水位▽16 m以下时, 控制泄洪12 000 m³/s; 遇事故可控制泄洪8 000 m³/s; 在▽16 m以上时控制泄洪≥12 000 m³/s, 即使遇事故也不再减少。c. 不能多增加闸身重量, 虽采用的地基土摩擦系数数值较大, 仍未能充分利用地基土抗滑动承载能力。在减小闸身洪水压力后, 保证地基土在该工况设计的特征压应力作用下抗滑动指标满足安全系数, 并满足闸身抗滑动稳定。d. 三河闸原设计存在: 上游防渗铺为锚锭拖板, 但结构不能保证。归档加固文件中仅有加固成果汇总表, 铺盖锚锭作用计算错误, 又无法分出因铺盖防渗作用减少闸身的有效重量, 不同工况闸身有效重量相差很少。故回顾分析中没有考虑铺盖锚锭作用, 也没有减少闸身的有效重量。测压管水位冬季比常规计算渗压值高, 夏季反之, 此反常现象未有定论。故回顾分析中不考虑此现象。

6.2 高良涧进水闸

高良涧进水闸位于洪泽湖大堤上, 1952年建成, 设计低于现在防洪标准, 1966年加固。水闸闸

孔总净宽8 m × 9.2 m, 从洪泽湖引灌溉水800 m³/s, 泄洪水入海1 000 m³/s。1954年淮河大洪水后, 要求原设计抗洪水位▽14.6 m增加到设计▽16 m, 校核▽17 m。控制泄洪时原建闸身不稳定, 要加重闸身, 底板强度不够。三次加固都因灌溉用水, 施工要打坝断流, 施工时间不够, 不能加固底板。

1966年淮河大旱, 洪泽湖水干涸。乘机断流加固底板, 利用底板原有强度, 缩小跨径, 将开敞式闸孔改为16 m × 4 m涵洞式, 在洞顶加土3.5 m, 增加闸身自重, 完建时 $\sigma_{\text{max}} = 140.6 \text{ kPa}$; 利用压板试验数据, 原设计地基土抗滑动摩擦系数0.33, 加固设计采用压板试验值 $\varphi_1 = \varphi^H = 18^\circ$, 再加 $c_1 = c^H/2 = 13 \text{ kPa}$, 加大原设计抗滑动摩擦系数计算闸身稳定, 设计安全系数 $K = 1.75$, 校核 $K = 1.43$ 。

1) 闸址地基土^[4-7]是轻粉质壤土, 钻探取样室内直接快剪: $c^H = 72 \text{ kPa}$, $\varphi^H = 20^\circ$ 。

2) 1966年压板试验: $c^H = 26 \text{ kPa}$, $\varphi^H = 18^\circ$, 最小值平均 $c_{\text{min}} = 26 \text{ kPa}$, $\varphi_{\text{min}} = 13^\circ$ 。未提供临界压应力 σ_{np} 。回顾分析按习惯采用下列最小平均值采用 $c' = 26 \text{ kPa}$, $\varphi' = \frac{18^\circ + 13^\circ}{2} = 15.5^\circ$ 。高良涧进水闸原设计成果见表3。

表3 高良涧进水闸原设计成果

Table 3 The original design of the inlet sluice of Gaoliangjian

工况	原设计工况				原计算成果			
	$H_{\text{上}}/\text{m}$	$H_{\text{下}}/\text{m}$	浪高/m	泄洪/(m ³ ·s ⁻¹)	$\sigma_{\text{max}}/\text{kPa}$	$\sigma_{\text{min}}/\text{kPa}$	$\sum W/\text{kPa}$	$\sum h/\text{kPa}$
1	16.00 + 涌高0.5	9.00	1.04	关门	159.2	69.4	62 629	15 610
2	17.00 + 涌高0.5	9.00	1.17	关门	170.6	57	62 139	19 028

3) 回顾分析: 计及抗滑动承载能力的临界安全影响。因压板试验未提供临界压应力, 如用三河闸

地基土资料 $\sigma_{np} = 150 \text{ kPa}$, $\varphi' = 24^\circ$ 。按高良涧地基土 $\varphi_1 = 15.5^\circ$; $c_1 = 26/3 \text{ kPa}$, 人工模拟地基承载力

计算曲线见图 6;图中 $\varphi_1 = 10.6^\circ$ 。分析应用上述方

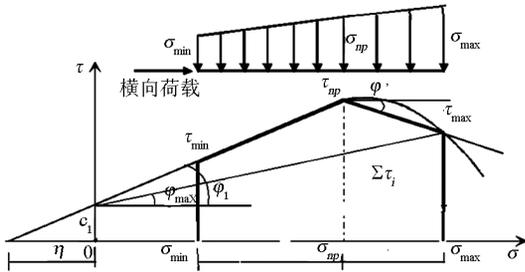


图 6 人工模拟承载力计算曲线

Fig. 6 Artificial bearing capacity of anti-sliding of subbed of clay soil

法——高良涧进水闸分析计算成果见表 4。

4) 在洪水位时原设计没有研究控制泄洪工况。

表 4 分析应用上述方法——高良涧进水闸分析计算成果

Table 4 Application of the above method——the analysis calculation results of the inlet sluice of Gaoliangjian

工况	地基土摩擦系数各参数				地基土抗滑 动安全系数		底板滑 动安全系数	
	$\operatorname{tg}\psi_{\max}^H$	$\operatorname{tg}\psi_{1\max}^H$	k_c	k_φ	$\operatorname{tg}\psi_{1\max}$	$K_{s\max}$	$K_{c\max}$	K
1	0.488	0.44	3	1	0.33	1.33	1.32	1.42
1-1		0.40	3	1	0.291	1.37	1.17	1.27
2	0.488	0.43	3	1	0.328	1.31	1.07	1.15
2-1		0.339	3	1	0.238	1.42	0.78	1.10
2-2			2	1	0.263	1.29	0.86	1.23
2-3			1.5	1	0.289	1.17	0.94	

注:1-1,2-1,2-2,2-3 指计入人工模拟承载能力的临界安全影响

既可提高地基土抗滑动稳定安全系数,又增大地基土处在平面抗滑动形式的可靠性。应补洪水期控制泄洪 $1\,000\text{ m}^3/\text{s}$ 工况的设计 $\sum W$ 和 $\sum h$ 值,核算各项安全系数。

6.3 三河船闸

三河船闸位于洪泽湖大堤上,1970 年建成,室闸室净宽 12 m,为透水闸室。衡重式闸室墙地基土发生滑动事故^[8,9],1974 年后三次加固,2006 年拆除改建为坞式闸室墙。1970 年夏竣工运行后,闸室墙身逐步前倾,1974 年检查,前倾最大达 170 mm 以上。闸室水位在正常通航运行升降时,墙顶发生前后移动 5~8 mm;闸室底混凝土撑梁断裂;闸室中部

根据 1993 年抗震加固设计,如在洪水位时控制泄洪 $1\,000\text{ m}^3/\text{s}$,不再关门,发生远驱式水跃,可使 σ_{\max} 减到约 140 kPa,估计能满足设计安全要求。

5) 分析。a. 由于压板试验资料缺 σ_{np} ,在洪水期关门时,作用在地基土上的 σ_{\max} 较大,计算中采用的估计 $\sigma_{\max} > \sigma_{np}$,使 τ_{\max} 比 τ_{np} 小;虽采用 $\frac{\sum W}{\sum h}$ 之比较大,实需的抗滑摩擦系数较小,因在校核洪水期和抗震期关门挡洪计算中采用的 σ_{\max} 较大,造成地基土抗滑动指标安全系数不足,地基土发生混合滑动。建议实测地基土 σ_{np} 验证。b. 如选用洪水期不关门,控制 $1\,000\text{ m}^3/\text{s}$ 下泄,闸身水平推力减少,

干砌块石护底隆起,最大比原来抬高约 30 cm;加固前 3.5 年间闸室墙垂直下沉量在 70~80 mm,最大可达 100 mm;墙身前移约 165 mm,为蠕动滑坡。

1) 地基土是粉质黏土,钻探取样直接快剪为:

$$c^H = 149\text{ kPa}, \varphi^H = 15^\circ$$

设计未考虑散影响,采用: $c_1 = \frac{c^H}{k_c} = \frac{149}{1.5} \approx 100\text{ kPa}$,

$$\varphi_1 = \frac{\varphi^H}{k_\varphi} = 15^\circ.$$

三河船闸闸室墙原设计资料见表 5,回顾分析应用上述方法——三河船闸闸室墙计算成果见表 6。

表 5 三河船闸闸室墙原设计资料

Table 5 The lock chamber original design parameters of Sanhe ship lock

工况	地基反力/kPa		设计计算荷载/kPa	
	σ_{\max}/kPa	σ_{\min}/kPa	$\sum W$	$\sum h$
完建期	367	19	106.23	52.95
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	77.87	35.66
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	89.12	66.08

表6 回顾分析应用上述方法——三河船闸闸室墙计算成果

Table 6 Retrospective analysis of applying the method of——the lock chamber calculation results of Sanhe ship lock

工况	抗滑动摩擦系数的参数			地基土抗滑安全系数		底板滑动安全系数	
	$\text{tg}\psi_{\max}^H$	k_{φ}	k_c	$\text{tg}\psi_{1\max}$	K_{cmin}	K_{cmax}	K
1	0.674	1	1.5	0.538		1.08	> 1
2	1.12	1	1.5	0.987	1.22	1.92	2.15
3	0.843	1	1.5	0.67	2.47	0.90	1.22
3-1	0.843	1	3	0.45	1.43	0.61	0.80

2) 工况 3-1 是加固前闸室航运正常低水位的回顾分析。按三河闸和高良涧闸压板试验 c^H 成果与快剪试验成果比较仅为其 1/3, 按比例降低计算压板试验地基土抗滑指标值, 将地基土快剪试验成果的抗滑摩擦系数减小, 相当不计地基土抗滑指标安全系数, 取 $K_{\text{smax}} = 1.0$ 时, 得加固前底板前趾地基土已有 4.15 m, 相当 75% 底板长度发生滑动, 处在混合滑动形式。由于横向力增加不大, 闸室墙整体已有滑动。符合实物工况。

3) 回顾分析土体滑动区按图 5 和 $k_c = 3$ 计算: 底板前趾最大压应力处产生的最大抗剪应力: $\tau_{1\max} = \text{tg}\psi_{1\max} \sigma_{\max} = 116.55 \text{ kPa}$; 由底板传递的均匀抗剪应力 $\tau_{1cp} = 96.23 \text{ kPa}$, 两者之差 20.23 kPa 传入下层土中, 由下层土来承担。下层土按浮容重 1.0 t/m^3 和 $c_1 = 49.7 \text{ kPa}$, 当深入地基土内约 $\sigma_B = 20.22 / [(0.45 + 0.44) / 2] = 46 \text{ kPa}$, 即 4.6 m, 此处地基土承担的抗剪应力计算消失。因此前趾外侧地基土受总的侧推力 $\sum \tau_1 = [(20.23 \times 4.6) / 2] \times \{ [4.15 \times (4.15 + 0.731)] / 2 \} = 109 \text{ kPa}$ 挤推, 形成被动滑动区。被动滑动区的平均抗滑摩擦系数 $\text{tg}\psi_{1B} = \text{tg}15^\circ + 49.7 / 46 = 1.36$ 和 $\text{tg}\psi_{1C} = 0$, 得平均约为 $\text{tg}\psi_{1B-C} = 0.68$, 计算离前趾水平距 $L = 109 / [0.68 \times 10 \times (4.6 / 2)] = 7 \text{ m}$ 的 C 点范围内为被动滑动区, 土体被挤出、隆起, 符合实物工况。估算提供了计算途径。

4) 采用上述指标核算闸室处在上游航运水位时, 前趾 $K_{\text{cmax}} = 0.90$, $K = 1.22$, 计算局部地基土滑动; 闸室墙整体不滑动。处在下游航运水位时, 前趾 $K_{\text{cmax}} = 0.61$, $K = 0.80$ 。计算局部地基土滑动, 闸室墙整体滑动, 为蠕动滑坡。由于墙后回填土高程降低, 才保持没有继续发展。

5) 1974 年后三次加固是降低墙后填土高程和墙后水位, 检修时降到 $\nabla 7.0 \text{ m}$, 在原地面以下。2006 年管理人员撰文介绍发生事故和加固情况, 认

为闸室墙滑动变位趋于稳定。

6) 已在 2006 年冬因除险加固、安全渡汛, 闸室墙拆除改为坞室墙。

分析如下:

1) 不能忽视基坑开挖地基土回弹对它的挖滑动承载能力减小的影响。

2) 在现浇混凝土底板条件下, 证实地基土承载能力不满足时首先发生地基土混合滑动或深层滑动。

3) 地基土的抗滑动指标安全系数要单独设置, 才能有保证。

4) 地基土上建筑物既要满足建筑物的整体滑动稳定, 又要满足地基土的抗滑动的安全系数, 又要保证地基土的指标安全系数和临界安全富余, 才能保证建筑物和地基土的抗滑动稳定。

参考文献

- [1] 叶夫道基莫夫 П Д. 软基上水工建筑物的稳定性和地基强度 [M]. 王正宏译. 北京: 水利出版社, 1956
- [2] 高良涧、三河闸、射阳河闸砼板与土壤摩擦试验技术总结 [R]. 江苏: 江苏省治淮指挥部, 1956
- [3] 三河闸加固地基摩擦试验资料汇编 [R]. 江苏: 江苏省水利工程总队勘测队, 1969
- [4] 三河闸加固计算书 [R]. 江苏: 江苏省革命委员会水电局, 1969, 9
- [5] 高良涧进水闸加固摩擦试验报告 [R]. 江苏: 江苏省水利工程总队勘测队, 1966, 6
- [6] 灌溉总渠高良涧进水闸加固工程施工图计算书 [R]. 江苏: 江苏省水利厅勘测设计院, 1966, 12
- [7] 高良涧进水闸防洪抗震加固工程初步设计 [R]. 江苏: 江苏省水利勘测设计研究院, 1993, 4
- [8] 江苏省淮河水道三河船闸设计书 [R]. 江苏: 江苏淮阴专区革命委员会入江水道工程三河船闸办事处, 1969, 8
- [9] 徐振华, 潘卫凯. 浅论三河船闸闸室墙加固处理 [J]. 江苏水利, 2006, (9): 30

(下转 44 页)