

# 潜没式高趾墙土压力与稳定计算方法

傅中志, 王占军, 陈生水

(南京水利科学研究院 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210029)

**摘要:** 潜没式高趾墙是许多混凝土面板堆石坝中重要的水工建筑物,其墙背堆石体的表面水压力不是均布荷载,且作用线与竖直向存在一非零夹角,与多数挡土墙设计规范中竖直向下的均布荷载差别很大,不能直接套用规范给出的公式计算其承受的土压力。根据库伦土压力理论,探讨了潜没式高趾墙主动和被动土压力的计算方法,并运用案例证实了通过改变滑裂面倾角和数值试算方法确定土压力的必要性;分析了需进行高趾墙抗滑稳定分析的两类特定情形,即水平水压力低于主动土压力水平分量或水平水压力高于被动土压力水平分量(若水平水压力介于两者之间,则不存在抗滑稳定问题)。文中还探讨了高趾墙抗倾覆分析需进一步研究的问题及可行方法。

**关键词:** 面板堆石坝; 高趾墙; 土压力; 稳定分析

**中图分类号:** TV641

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1009-640X(2014)03-0001-08

混凝土趾墙是面板堆石坝工程中解决趾板区地形、地质条件缺陷以及坝肩溢洪道、电站进水口等水工建筑物协调布置的常用结构型式<sup>[1]</sup>。我国青海小干沟面板坝建于S形河段上,上游坝体右侧为河湾地形,在河湾处修建垂直于坝轴线、墙顶与面板齐平、高25 m的重力式高趾墙,适应其地形条件<sup>[2]</sup>;新疆开都河察汗乌苏水电站右岸趾板线跨六坎沟(深切冲沟),设计采用高25 m的趾墙有效解决了这一地质缺陷<sup>[3]</sup>;黄河公伯峡水电站混凝土面板堆石坝河谷狭窄,左岸坝肩用最大高度38 m的趾墙与溢洪道连接,右岸坝肩用最大高度50 m的趾墙与电站引水渠连接,这一设计方案充分利用了地形地质条件,使各建筑物布置合理紧凑<sup>[4]</sup>。上述采用高趾墙结构的面板坝工程均正常运行,取得了良好的效果。

国内外亦不乏高趾墙附近部位出现破坏的工程,最典型的案例是尼日利亚的希罗罗面板堆石坝<sup>[2,5]</sup>。该坝于1983年建成,1984年5月开始蓄水,同年7月蓄水到最大坝高的65%时,漏水量突然增加,潜水检查后发现河床部位一些面板与高趾墙连接处发生了裂缝,采用粉细砂堵漏材料进行处理后运行正常。库克认为,希罗罗坝周边缝处面板开裂是由高趾墙在水压力作用下发生转动倾覆造成的<sup>[6]</sup>。谢腊德曾建议将面板堆石坝高趾墙设计成大体积混凝土结构,以使水压力直接传递到地基,而不要依靠堆石的稳定作用<sup>[7]</sup>。我国混凝土面板堆石坝设计规范<sup>[1]</sup>规定,趾板厚度超过2 m或采用趾墙时,应进行稳定计算和应力分析。规范在条文说明中规定稳定和应力分析时土压力只考虑堆石的主动压力,或考虑面板下的堆石在面板承受水库压力后产生的侧向压力。

高趾墙大多是潜没式的,受到堆石压力、水压力、扬压力等荷载共同作用,工作条件较常规挡墙复杂。稳定和应力计算中堆石压力的合理确定对计算结果的可靠性影响很大,目前规范中没有对堆石压力的计算方法作出明确规定,只能参考类似规范,如水工挡土墙设计规范<sup>[8]</sup>计算。但绝大多数该类规范中表面荷载的形式与潜没式高趾墙是不同的,直接套用可能给出错误的结果。本文探讨了潜没式高趾墙土压力的计算方法,并给出了需要进行抗滑稳定分析的两种情形。本文遵循库伦土压力理论的基本假定<sup>[9]</sup>:①挡墙和滑楔体均为刚体;②墙后堆石体的滑裂面是一倾斜平面;③滑裂面与墙和堆石体接触面上同时发生剪切破坏。

收稿日期: 2013-11-18

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51379130, 51209141, 91215301)

作者简介: 傅中志(1984-),男,江苏南京人,工程师,博士,主要从事土石坝工程研究。E-mail: fu\_zhongzhi@yahoo.com

# 1 主动土压力计算

## 1.1 计算公式

图1是土压力计算简图,其中滑楔体几条关键线段的长度计算公式如下,它们在自重和水压力等荷载的计算中具有重要作用。

$$\begin{aligned} |AB| &= \frac{H}{\cos\varepsilon}; |AD| = \frac{H}{\cos\varepsilon} \cos(\alpha - \varepsilon); |AC| = \frac{H}{\cos\varepsilon} \frac{\cos(\alpha - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \beta)} \\ |BC| &= \frac{H}{\cos\varepsilon} \sin(\alpha - \varepsilon) + \frac{H}{\cos\varepsilon} \frac{\cos(\alpha - \varepsilon)}{\tan(\alpha - \beta)} = \frac{H}{\cos\varepsilon} \frac{\cos(\beta - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \beta)} \end{aligned} \quad (1)$$

式中: $H$ 为挡墙高度; $\varepsilon$ 为墙背的垂直倾角; $\alpha$ 为滑裂面倾角; $\beta$ 为墙后堆石边坡倾角,各变量的几何意义如图1所示。

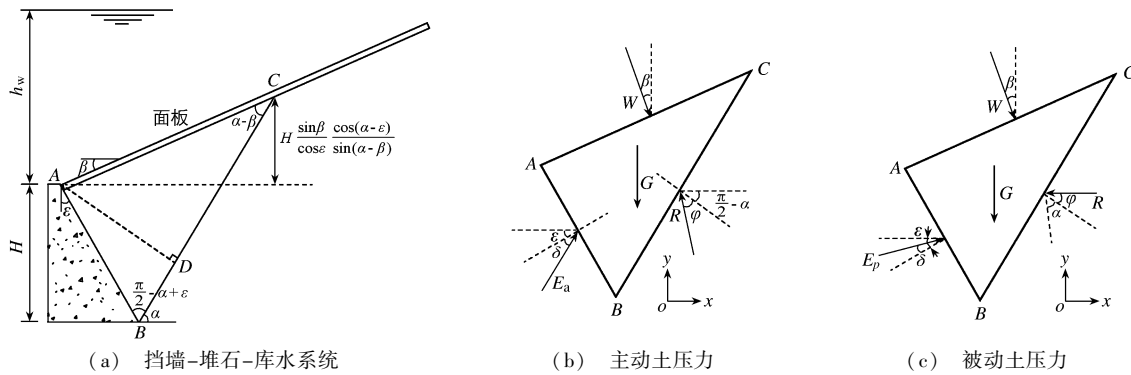


图1 土压力计算简图

Fig.1 Schematic illustration for calculation of earth pressure

库伦土压力理论的核心是滑楔体的平衡方程,如图1(b)所示,若设堆石体自重为 $G$ ;水压力为 $W$ ;主动土压力为 $E_a$ ;土体滑裂面上的反力为 $R$ ,则滑楔体水平方向的平衡方程为:

$$E_a \cos(\varepsilon + \delta) - R \sin(\alpha - \varphi) + W \sin\beta = 0 \quad (2)$$

竖直方向的平衡方程为:

$$E_a \sin(\varepsilon + \delta) + R \cos(\alpha - \varphi) - G - W \cos\beta = 0 \quad (3)$$

联立式(2)和(3)可得主动土压力的表达式,即

$$E_a = G \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta)} + W \frac{\sin(\alpha - \beta - \varphi)}{\cos(\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta)} \quad (4)$$

根据滑楔体的几何尺寸及其潜没深度,易得其自重 $G$ 和所受水压力 $W$ 分别为

$$G = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \frac{\cos(\beta - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon} \frac{\cos(\alpha - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \beta)} \quad (5)$$

$$W = \gamma_w h_w \frac{H}{\cos\varepsilon} \frac{\cos(\alpha - \varepsilon)}{\sin(\alpha - \beta)} - \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \frac{\sin\beta}{\cos^2 \varepsilon} \frac{\cos^2(\alpha - \varepsilon)}{\sin^2(\alpha - \beta)} \quad (6)$$

式中: $\gamma_w$ 和 $h_w$ 分别为水的重度和墙顶水深; $\gamma_s$ 为堆石体重度,可根据孔隙率和含水量状态估算。将式(5)和(6)代入式(4)可得:

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \frac{\cos(\beta - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon} \frac{\cos(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta)} + \gamma_w h_w \frac{H}{\cos\varepsilon} \times \\ &\quad \frac{\cos(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha - \beta - \varphi)}{\sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta)} - \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \frac{\sin\beta}{\cos^2 \varepsilon} \frac{\cos^2(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha - \beta - \varphi)}{\sin^2(\alpha - \beta) \cos(\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta)} \end{aligned} \quad (7)$$

若忽略水压力作用的后两项,即取 $\gamma_w = 0$ ,则式(7)可以退化成常规挡土结构的土压力表达式,即

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \frac{\cos(\beta - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon} \frac{\cos(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta)} \quad (8)$$

求解主动土压力的关键是改变滑裂面的倾角  $\alpha$ , 使式(8)中的土压力达到极大值(即  $\alpha = \varphi$  和  $\alpha = \pi/2 + \varepsilon$  时,  $E_a = 0$ )<sup>[10]</sup>, 这可以通过求取式(8)中含  $\alpha$  项函数的驻值点得到

$$\frac{d}{d\alpha} \left[ \frac{\cos(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta)} \right] = 0 \quad (9)$$

求导数后可得

$$A \cos(2\alpha - 2\varphi) + B \sin(2\alpha - 2\varphi) = C \quad (10)$$

其中:

$$\begin{cases} A = \tan(\varphi - \beta) \tan(\varphi - \varepsilon) \tan(\varepsilon + \delta) + \tan(\varphi - \beta) + \tan(\varphi - \varepsilon) + \tan(\varepsilon + \delta) \\ B = -2 \tan(\varphi - \beta) \tan(\varphi - \varepsilon) \\ C = \tan(\varphi - \beta) \tan(\varphi - \varepsilon) \tan(\varepsilon + \delta) - \tan(\varphi - \beta) + \tan(\varphi - \varepsilon) + \tan(\varepsilon + \delta) \end{cases} \quad (11)$$

考虑到滑裂面倾角的范围为  $\varphi < \alpha < \frac{\pi}{2} + \varepsilon$ , 故方程(10)的解为

$$\alpha = \varphi + \operatorname{arccot} \left\{ \tan(\varphi - \varepsilon) + \sqrt{[\tan(\varphi - \varepsilon) + \tan(\varepsilon + \delta)][\tan(\varphi - \varepsilon) + \cot(\varphi - \beta)]} \right\} \quad (12)$$

将式(12)代入式(8)可得

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \quad (13)$$

其中, 主动土压力系数为

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \beta) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\varepsilon - \beta) \cos(\varepsilon + \delta)}} \right]^2} \quad (14)$$

容易验证, 当墙后土体倾斜表面作用均布荷载(设荷载集度为  $q$ )且方向竖直向下时, 所求极值函数的驻值方程仍为式(9), 对临界滑裂面的倾角没有影响, 因此对主动土压力系数也没有影响, 但土压力计算公式中应加入表面荷载的贡献项, 即

$$E_a = \left[ \frac{1}{2} \gamma_s H^2 + qH \frac{\cos \varepsilon}{\cos(\varepsilon - \beta)} \right] K_a \quad (15)$$

式(15)就是现行规范中的计算思路<sup>[8]</sup>。当表面荷载垂直于倾斜表面时, 主动土压力的计算需考虑式(7)中的第二项(均布荷载), 甚至第三项(线性分布荷载), 与之相应的极值函数显然与式(9)有别, 因此, 主动土压力的计算不能套用现行规范中的计算方法。

## 1.2 计算案例

考虑图1(a)所示的梯形高趾墙, 墙体、水体以及堆石料的计算参数见表1。图2中绘制了根据式(7)计算的不同滑裂面倾角时的主动土压力, 并从中分解出了由土体自重贡献的分量。图中还标志了由式(12)给出的最大主动土压力对应的临界滑裂面倾角, 即  $\alpha = 65.5^\circ$ 。可以看出, 考虑水压力作用(蓄水期)时比不考虑水压力作用(竣工期)时临界滑裂面的倾角要大, 且两者之差随着高趾墙潜没深度的增加而增大。

表1 高趾墙土压力计算参数

Tab. 1 The parameters for the calculation of active earth pressure

参 数	$\gamma_s /$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	$\gamma_w /$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	$H / \text{m}$	$h_w / \text{m}$	$\varepsilon / (^\circ)$	$B / (^\circ)$	$\Phi / (^\circ)$	$\Delta / (^\circ)$
数值	22.0	9.8	20.0	40.0 60.0 80.0 100.0	20.0	30.0	45.0	15.0

考察式(4)并结合图2容易看出, 当  $\alpha > \beta + \varphi$  时(此例中为  $75^\circ$ ), 水压力起到了增加主动土压力的作用, 虽然此例中滑楔体自重对主动土压力的贡献已随着  $\alpha$  的增加而减小, 水压力对主动土压力的贡献却随着  $\alpha$  的增加而增大, 两者叠加后, 土压力总量仍在某倾角  $\alpha^*$  时达到最大。当  $\alpha > \alpha^*$  并进一步增加时, 土压力总量

开始下降,直到  $\alpha = \pi/2 + \varepsilon$  时降低至零。当  $\alpha < \beta + \varphi$  时,水压力的作用减小了主动土压力,以图 2(a) 为例,竣工期  $\alpha = 65.5^\circ$  时主动土压力约为 2 142.6 kN,蓄水后该倾角对应的土压力降至 701.5 kN,当趾墙潜没深度增加时,该倾角对应的主动土压力甚至降为负值。由此可见,以自重作用时的临界滑裂面倾角计算主动土压力系数,并将水压力作为表面荷载的经验处理方法是不可靠的,潜没式高趾墙的主动土压力应通过变换滑裂面倾角试算确定。

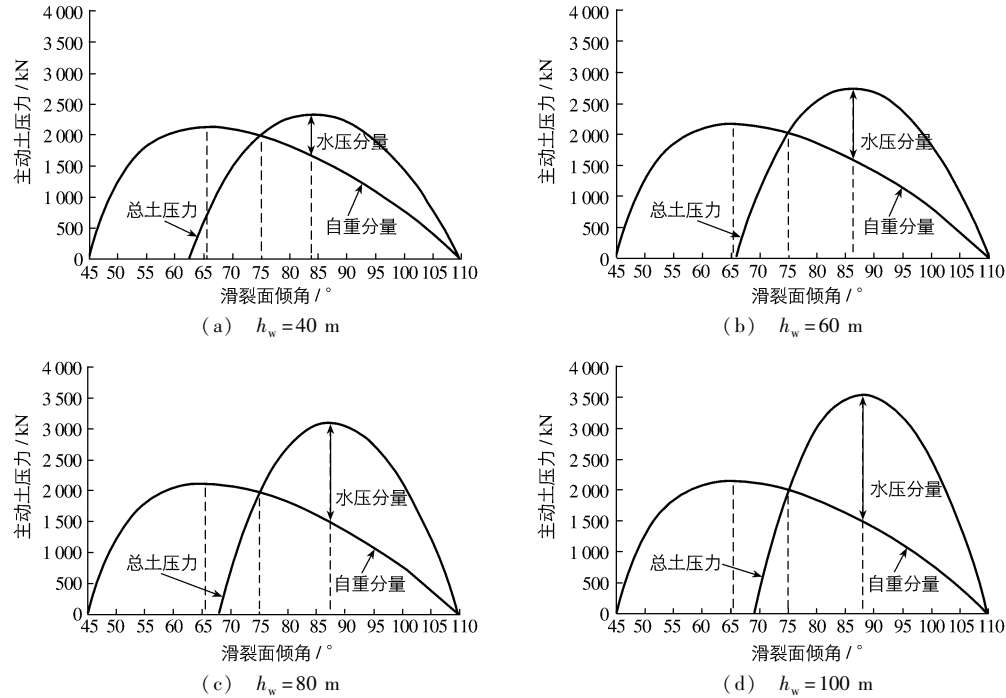


图2 不同滑裂面倾角时的主动土压力

Fig. 2 Active earth pressure for different slipping angles

## 2 被动土压力计算

### 2.1 计算公式

被动土压力计算的滑楔体受力分析如图 1(c) 所示,对比图 1(b) 和 1(c) 可以看出,只需将主动土压力计算公式中的  $\delta$  和  $\varphi$  分别用  $-\delta$  和  $-\varphi$  代替即可得到被动土压力  $E_p$  的计算式:

$$E_p = G \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\cos(\alpha + \varphi - \varepsilon + \delta)} + W \frac{\sin(\alpha - \beta + \varphi)}{\cos(\alpha + \varphi - \varepsilon + \delta)} \quad (16)$$

将式(5)和(6)代入式(16)可得

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \frac{\cos(\beta - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon} \frac{\cos(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \varphi - \varepsilon + \delta)} + \gamma_w h_w \frac{H}{\cos \varepsilon} \times \frac{\cos(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha - \beta + \varphi)}{\sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \varphi - \varepsilon + \delta)} - \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \frac{\sin \beta}{\cos^2 \varepsilon} \frac{\cos^2(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha - \beta + \varphi)}{\sin^2(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \varphi - \varepsilon + \delta)} \quad (17)$$

不考虑水压力作用时,式(17)可以退化成常规挡土结构的被动土压力表达式,即

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \frac{\cos(\beta - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon} \frac{\cos(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \varphi - \varepsilon + \delta)} \quad (18)$$

求解被动土压力的关键仍是改变滑裂面倾角  $\alpha$ ,使式(18)中土压力达到极小值( $\alpha = \beta$  和  $\alpha = \pi/2 + \varepsilon - \varphi - \delta$  时,  $E_p \rightarrow \infty$ )<sup>[10]</sup>,这同样可以通过求取式(18)中含  $\alpha$  项函数的驻值点得到,即

$$\frac{d}{d\alpha} \left[ \frac{\cos(\alpha - \varepsilon) \sin(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \varphi - \varepsilon + \delta)} \right] \quad (19)$$

适当运算后可得

$$A \cos(2\alpha + 2\varphi) + B \sin(2\alpha + 2\varphi) = C \quad (20)$$

其中:

$$\begin{cases} A = \tan(\varphi + \beta) \tan(\varphi + \varepsilon) \tan(\varepsilon - \delta) - \tan(\varphi + \beta) - \tan(\varphi + \varepsilon) + \tan(\varepsilon - \delta) \\ B = -2 \tan(\varphi + \beta) \tan(\varphi + \varepsilon) \\ C = \tan(\varphi + \beta) \tan(\varphi + \varepsilon) \tan(\varepsilon - \delta) + \tan(\varphi + \beta) - \tan(\varphi + \varepsilon) + \tan(\varepsilon - \delta) \end{cases} \quad (21)$$

式(20)有物理意义的解为

$$\alpha = \arccot \left\{ \sqrt{[\tan(\varphi + \varepsilon) - \tan(\varepsilon - \delta)] [\tan(\varphi + \varepsilon) + \cot(\varphi + \beta)]} - \tan(\varphi + \varepsilon) \right\} - \varphi \quad (22)$$

将式(22)代入式(18)可得

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_p \quad (23)$$

其中, 被动土压力系数

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\varepsilon - \beta) \cos(\varepsilon - \delta)}} \right]^2} \quad (24)$$

容易验证, 边坡表面作用的竖直向下的均布荷载(设荷载集度为  $q$ ) 对临界滑裂面倾角没有影响, 只需按下式考虑外荷载对被动土压力的贡献即可

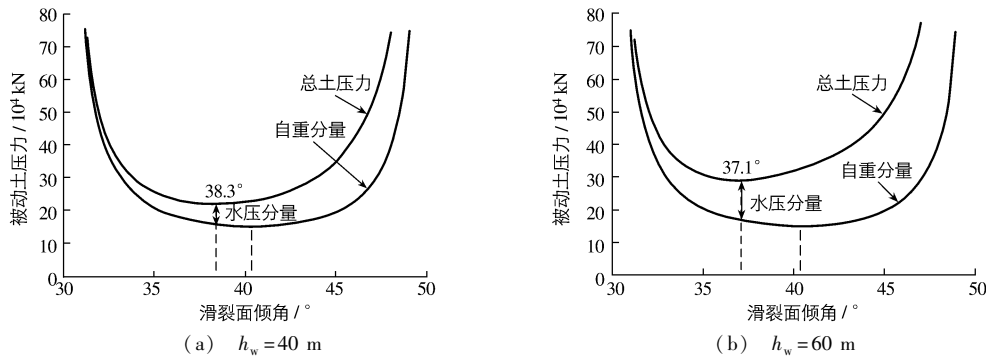
$$E_a = \left[ \frac{1}{2} \gamma_s H^2 + qH \frac{\cos \varepsilon}{\cos(\varepsilon - \beta)} \right] K_p \quad (25)$$

但对于潜没式高趾墙, 线性分布荷载垂直作用于倾斜表面, 被动土压力计算的极值函数与式(19)不同, 最大被动土压力所对应的倾角与无表面荷载时必然是不同的。

### 2.2 计算案例

仍采用表1中所列的计算参数计算不考虑水压力作用(竣工期)和考虑水压力作用(蓄水期)时作用在梯形高趾墙上的被动土压力。需要注意的是, 在计算被动土压力时应检验滑裂面与坝坡的交点是否位于水位以下, 若该条件满足, 直接利用式(17)计算土压力即可; 若该条件不满足, 即滑楔体表面仅部分作用有水压力, 则应直接根据水深计算出坡面水压力并代入式(16)计算土压力。图3中绘制了不同潜没深度时, 被动土压力与滑裂面倾角的关系。仅考虑自重作用时, 根据式(22)计算出的最小被动土压力对应的临界滑裂面倾角为  $\alpha = 40.3^\circ$ , 但考虑水压力作用后, 最小被动土压力对应的滑裂面倾角明显减小, 且两者之差随着高趾墙潜没深度的增加而增大。

水压力作用后各滑裂面对应的被动土压力均有明显增加, 特别是当高趾墙潜没深度较大时。以图3(d)为例, 不存在水压力时, 被动土压力约为 152 173 kN, 但水压力作用后最小被动土压力增加至 496 013 kN, 达到前者的3倍左右, 且滑裂面倾角与坝坡倾角极为接近, 意味着被动滑楔体的范围很大, 欲以如此巨大的荷载推动滑楔体向上滑动, 趾墙已发生相对大的位移, 周边缝附近的混凝土可能已被压碎, 墙与地基灌浆帷幕的连接也可能早已遭受破坏, 这是不能容许的。





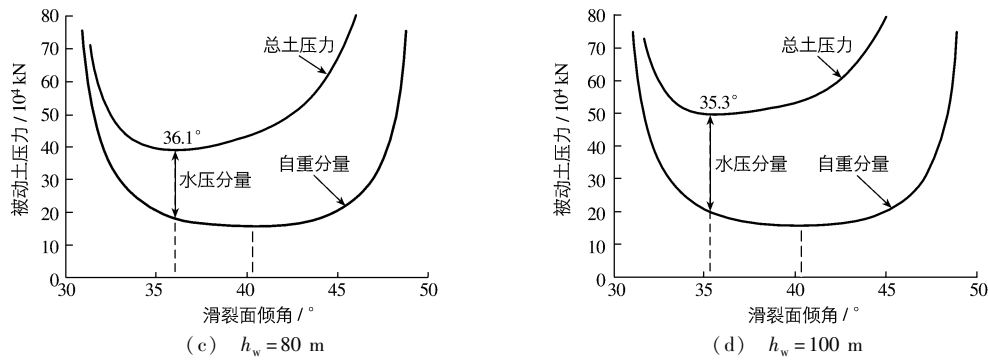


图3 不同滑裂面倾角时的被动土压力

Fig. 3 Passive earth pressure for different slipping angles

因此,《混凝土面板堆石坝设计规范》规定,趾墙稳定计算不能考虑被动土压力状态<sup>[1]</sup>。下一节将以此案例来说明,目前的坝高条件下高趾墙出现被动土压力是不可能的。

### 3 高趾墙的抗滑稳定分析

无水压作用时高趾墙的受力条件较为简单,一般只需用墙背主动土压力计算其抗滑稳定安全系数即可。但蓄水后,水压力作用下墙后填土处于主动还是被动压力状态并不明了,需要通过水平水压力和水平土压力的大小对比来确定,如图4所示:

(1)当水平水压力位于A线以下,即低于主动土压力水平分量的最大值时,水压力水平分量不足以平衡土压力水平分量,需要高趾墙与基岩接触面提供指向堆石体的水平摩擦力,这时应采用主动土压力计算高趾墙离开堆石体滑动的抗滑稳定安全系数;

(2)当水平水压力位于P线以上,即高于被动土压力水平分量的最小值时,土压力水平分量不足以平衡水压力水平分量,需要高趾墙与基岩接触面提供背离堆石体的水平摩擦力,这时应采用被动土压力计算高趾墙推动堆石体滑动的抗滑稳定安全系数;

(3)当水平水压力位于A线和P线之间时,即使高趾墙与基岩接触面不提供摩擦力,水压力也足以平衡最大主动土压力水平分量,从而不出现离开堆石体的滑动破坏;最小被动土压力水平分量也足以平衡水压力水平分量,从而不出现推动堆石体的滑动破坏。本文称这种情况为悖论区,在此条件下,无需验算高趾墙的抗滑稳定。

图5绘制了本文实例在不同潜没深度时的最大主动土压力水平分量、最小被动土压力水平分量以及水平水压力(设迎水面垂直),可见,该趾墙在0~300 m可能的潜没深度范围内,水平水压力均高于主动土压力水平分量而低于被动土压力水平分量,即位于图4中所谓的悖论区,故蓄水过程中和蓄水后抗滑稳定始终是满足的,因此,不必验算蓄水期高趾墙的抗滑稳定。对于每一个具体工程,应结合墙高、墙背倾角、坝坡倾角、填土强度等参数,采用本文计算方法,绘制图5所示的水压力和土压力

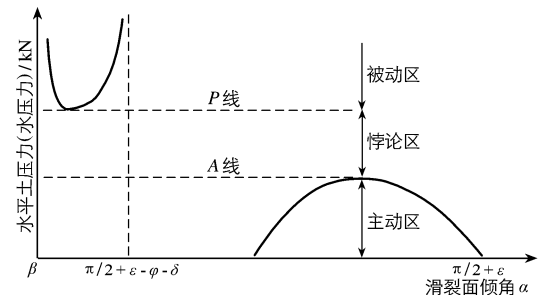


图4 主动和被动土压力条件的判别

Fig. 4 Distinguishing of active and passive earth pressure conditions

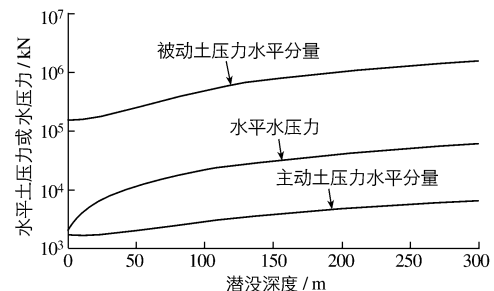


图5 水压力和水平土压力随潜没深度的变化

Fig. 5 Variation in the hydraulic pressure and the horizontal earth pressure with the submerged depth

随潜没深度的变化曲线,从而判断蓄水后高趾墙应验算的滑动模式。

高趾墙稳定分析的另一个重要方面是抗倾覆复核,这需要在判断滑动模式的基础上,通过力矩计算确定。但由于库伦土压力计算方法只采用了滑楔体的力平衡条件,故只能给出作用在墙背上总作用力的大小,而无法确定其作用点的位置。需要说明的是,目前并无解析的方法可以给出潜没式高趾墙土压力作用点位置,一个可行的方法是根据三维有限元数值计算结果确定出土压力作用点位置的范围,以此为据变化土压力作用点位置,验算高趾墙抗倾覆稳定性。另一个可行方法是采用全面考虑力的平衡和力矩平衡的条分法,在极限平衡理论的框架下,通过数值计算方法同时确定土压力及其作用点位置。

## 4 结 语

本文给出了潜没式高趾墙主动和被动土压力及其临界滑裂面倾角的计算公式,结合典型案例计算分析了水压力作用对于土压力和临界滑裂面的影响,提出了高趾墙滑动模式的判别方法,得出如下结论:

(1)高趾墙面板堆石坝工程中,库水压力垂直于面板,从而改变了趾墙的主动土压力和被动土压力极值函数形式,无水压力作用和有水压力作用条件下得到的最大主动土压力和最小被动土压力对应的滑裂面倾角存在明显差异,且该差异随着高趾墙潜没深度的增加而增加。

(2)考虑水压力作用后,趾墙的最大主动土压力对应的滑裂面倾角较不考虑水压力作用时大;而最小被动土压力对应的滑裂面倾角较不考虑水压力作用时小。现有规范以不考虑外荷载时主动或被动土压力系数乘以外荷载集度的方法考虑表面荷载对土压力贡献的计算方法对于潜没式高趾墙是不合适的,潜没式高趾墙的主动和被动土压力均应通过变换滑裂面倾角试算确定。

(3)需要验算高趾墙抗滑稳定的情形只有两种,即水平水压力低于主动土压力的水平分量和水平水压力高于被动土压力的水平分量。当水平水压力处于两者之间时,墙后土体既没有发生主动失稳的条件,也无发生被动失稳的条件,此时无需验算高趾墙的抗滑稳定性。

(4)本文给出的案例证实,高趾墙在0~300 m可能的潜没深度范围内,水平水压力均高于主动土压力水平分量而低于被动土压力水平分量。因此,对于一般的高趾墙面板堆石坝工程,趾墙抗滑稳定分析的控制性工况是竣工未蓄水时,蓄水期的抗滑稳定则无需再作验算。

(5)高趾墙抗倾覆稳定分析的结论很大程度上取决于土压力作用点位置的确定,但基于库伦理论的计算方法无法给出土压力的作用位置。综合运用有限元计算结果或采用考虑力矩平衡的极限平衡法应该是解决这一问题的可行思路。

## 参 考 文 献:

- [1] SL 228-2013, 混凝土面板堆石坝设计规范[S]. (SL 228-2013, Design code for concrete face rockfill dams[S]. (in Chinese))
- [2] 曹克明,汪易森,徐建军. 混凝土面板堆石坝[M]. 北京:中国水利水电出版社,2008. (CAO Ke-ming, WANG Yi-sen, XU Jian-jun. Concrete face rockfill dam[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2008. (in Chinese))
- [3] 安盛勋. 混凝土面板堆石坝潜没式混凝土高趾墙设计[J]. 西北水电, 2009(2): 18-21. (AN Sheng-xun. Design of submerged concrete high toe wall of CFRD[J]. Northwest Hydropower, 2009(2): 18-21. (in Chinese))
- [4] 王君利. 黄河公伯峡水电站枢纽工程设计优化综述[J]. 西北水电, 2008(1): 20-23. (WANG Jun-li. On design optimization of Gongboxia hydropower station on Yellow River[J]. Northwest Hydropower, 2008(1): 20-23. (in Chinese))
- [5] 国际大坝委员会. 混凝土面板堆石坝设计与施工概念[M]. 北京:中国水利水电出版社,2010. (International Commission on Large Dams. Concrete face rockfill dams concepts for design and construction[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2010. (in Chinese))
- [6] COOKE J B. The high CFRD dams[C]//Concrete Face Rockfill Dams. 20th ICOLD Congress and Beijing 2000 Symposium on Concrete Face Rockfill Dams. Beijing, 2000: 1-4.

- [7] SHERARD J L. The upstream zone in concrete face rockfill dams [C] // ASCE Symposium on Concrete Face Rockfill Dams. Detroit, 1985: 618-641.
- [8] SL 379-2007, 水工挡土墙设计规范[S]. (SL 379-2007, Design specification for hydraulic retaining wall[S]. (in Chinese))
- [9] SMITH G N, SMITH I G N. Elements of soil mechanics[M]. 7th ed. London: Blackwell Science, 1998.
- [10] 陈希哲. 土力学地基基础[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004. (CHEN Xi-zhe. Soil mechanics and geotechnical engineering [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))

## Calculation method for earth pressure and stability of high submerged toe walls of concrete faced rockfill dams

FU Zhong-zhi, WANG Zhan-jun, CHEN Sheng-shui

(Key Laboratory of Failure Mechanism and Safety Control Techniques of Earth-Rock Dam, Ministry of Water Resources, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

**Abstract:** High submerged toe walls are important hydraulic structures in many concrete face rockfill dams. The surface load exerted upon the backfilled rockfill materials is the hydraulic pressure, which is neither evenly distributed nor vertically downward. This load condition is evidently different from that given by designing codes of the retaining walls, in which the surface load is generally vertically downward and evenly distributed. Therefore, evaluating the earth pressure according to such designing specifications may give improper results. In this study, based on Coulomb's earth pressure theory, the methods for evaluating the active earth pressure and the passive earth pressure on the high submerged toe walls are discussed. The necessity of numerical calculation of the earth pressures by changing the inclination angle of the slipping mass over its possible range is clarified by simple case studies. Two specific conditions that require further stability analysis for the high toe walls are also fixed, namely the horizontal water pressure is less than the horizontal component of the active earth pressure or more than the horizontal component of the passive earth pressure on the high toe walls (the sliding-resistance stability problem doesn't exist when the horizontal water pressure is between the horizontal component of the active earth pressure and the horizontal component of the passive earth pressure on the high toe walls). Moreover, the problems regarding the evaluation of the overturn moment of the high toe walls and the feasible approach to solve the problems are pointed out in the paper.

**Key words:** concrete face rockfill dam; high toe wall; earth pressure; stability analysis