

压力隧洞透水衬砌裂缝宽度计算方法探讨

彭守拙

(清华大学水利水电工程系,北京 100084)

摘要 :在衬砌独立工作的前提下,提出一种透水衬砌裂缝宽度计算的简单方法。实例计算表明:若允许衬砌裂穿,裂缝在稳定渗流状态下的长期稳定开度较小,按透水衬砌限裂设计,可大量节省钢材,方便施工。

关键词 :压力隧洞;钢筋混凝土衬砌;裂缝宽度;隧洞渗流

中图分类号 :TV732.3 **文献标识码** :B **文章编号** :1006-7647(2009)03-0046-03

Discussion of method of calculating crack width of permeable lining of pressure tunnel / PENG Shou-zhuo (State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract : A simple method for calculating the width of cracks in previous permeable concrete lining is presented, with the premise of independent work of the lining. The example shows that if crack penetration is allowed, the long-term stable crack opening is smaller in the steady seepage state. It also shows that, according to the crack width limit of the permeable lining, this method can save a lot of steel and is easy to construct.

Key words : pressure tunnel; reinforced concrete lining; crack width; tunnel seepage

我国水电站压力隧洞混凝土衬砌在内水压下的配筋已由早期“抗裂设计”改革为现代的“限裂设计”,它要求最大裂缝宽度 $w_{\max} \leq 0.2 \sim 0.25 \text{ mm}$ 。 $w_{\max}$ 的计算公式如下:

$$w_{\max} = 2 \left(\frac{\sigma_s'}{E_s} \psi - 0.7 \times 10^{-4} \right) l_f \tag{1}$$

其中
$$\sigma_s' = \frac{pr_i}{f + \frac{100k_0r_i\psi}{E_s}} \tag{2}$$

$$\psi = 1 - \alpha_2 \frac{f_{tk}}{\mu\sigma_s'} \tag{3}$$

$$l_f = \left(60 + \alpha_1 \frac{d}{\mu} \right) \nu \tag{4}$$

式中符号意义同文献[1]。

若不允裂穿,由式(1)计算得的配筋量往往很大,Ⅳ类和Ⅴ类围岩中的隧洞尤其如此,且难以施工。

若围岩覆盖足够,允许裂穿,且衬砌独立工作条件成立,则透水衬砌在最终稳定渗流状态下的裂缝宽度较小,且可大量节省钢筋,加快施工。笔者的目的就是探讨透水衬砌裂缝宽度的评估方法。

关于裂缝间距 l_f ,目前有不同的学说和看法,差

别很大,为了分析 l_f 对透水衬砌裂缝宽度的影响,除了式(4)之外,这里还列出轴心受拉构件的 l_f 表达式如下^[2-3]:

$$l_{\max} = 4d_c \sqrt{1 + \left(\frac{s}{4d_c} \right)^2} \tag{5}$$

$$l_f = 1.33d_c + 0.08 \frac{d}{\mu'} \tag{6}$$

式中: d_c 为钢筋中心到构件表面的距离; s 为钢筋间距; $l_{\max}$ 为最大裂缝间距, $l_{\max} = 2l_f$; d 为钢筋直径; μ' 为含钢率。

为了反映 l_f 对钢筋应力不均匀系数 ψ 的影响,假定钢筋正应力分布可用三角函数概化,导出以 l_f 表示的 ψ 值表达式如下:

$$\psi = 1 - \frac{2}{\pi} \frac{l_f}{d} \frac{\tau_{\max}}{\sigma_s'} \tag{7}$$

其中
$$\tau_{\max} = \alpha f_{tk}$$

式中: $\tau_{\max}$ 为最大黏结应力; f_{tk} 为混凝土抗拉强度; α 为系数。

1 透水混凝土衬砌的简化计算

本节任务是寻求隧洞稳定渗流阶段表述裂缝衬砌工作状态的有关方程,求解相应状态下的钢筋最大

$H_i = 1.75 \text{ MPa}$ ($170 \text{ mH}_2\text{O}$) 围岩岩体弹性模量 $E_r = 3 \times 10^3 \text{ MPa}$ 泊松比 $\nu = 0.32$ 牢固系数 f 为 $3 \sim 5$ 单位弹性抗力系数 $k_0 = 1000 \sim 2000 \text{ MPa}$ 灌浆半径 $r_g = 7.4 \text{ m}$ 岩体渗流系数 $k = 10^{-6} \text{ m/s}$ 灌浆圈的 $k_g = 10^{-7} \text{ m/s}$ 洞外地下水位高于断面圆心 25 m 系估计值 混凝土的 $f_{ik} = 1750 \text{ MPa}$ 钢材弹性模量 $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ 。因 E_r 是岩体弹性模量,且不考虑灌浆和一次支护等有利因素影响,取 $k_0 = 17.5 \text{ MPa}$,并对配筋 $4\varnothing 20 \text{ m}$ (配筋率(即含钢率) $\mu' = 0.314\%$)进行计算分析。

平均裂缝间距 l_f 按式(4),FEM^[5]及式(6),式(5)计算的结果分别为 1076 mm , 785 mm , 580 mm , 173 mm 。各式所得 l_f 的差别较大,在 $1076 \sim 173 \text{ mm}$ 之间,式(6)的结果与 FEM 的结果相近。

利用式(3)和式(7)分别与式(2)联立求解 σ'_s 和 ψ ,所得结果对比见表1。利用式(3)与式(2)联立求解得到的 $\psi < 0.5$,所求出的 σ'_s 和 ψ 均与 l_f 无关。利用式(7)与式(2)联立求解得到的 σ'_s 和 ψ 都与 k_0 及 l_f 有关,它们的影响示于表2。

表1 式(3)与式(7)分别与式(2)联立计算结果对比

联立计算公式	l_f/mm	σ'_s/MPa	$\bar{\sigma}_s/\text{MPa}$	ψ
式(2)和式(3)		505.1	171.7	0.340
式(2)和式(7)	1076	250.9	190.9	0.761

表2 l_f 和 k_0 对 σ'_s 和 ψ 的影响

k_0/MPa	σ'_s/MPa						ψ		
	$l_f = 1076 \text{ mm}$	$l_f = 785 \text{ mm}$	$l_f = 580 \text{ mm}$	$l_f = 173 \text{ mm}$	$l_f = 1076 \text{ mm}$	$l_f = 785 \text{ mm}$	$l_f = 580 \text{ mm}$	$l_f = 173 \text{ mm}$	
1500	280.1	265.3	254.8	233.9	0.786	0.835	0.873	0.959	
1750	250.9	235.9	225.3	204.2	0.761	0.814	0.857	0.953	
2000	228.6	213.4	202.7	181.4	0.738	0.795	0.841	0.947	

注:式(7)中的 α 取1.0。
表2说明: f 较小时, l_f 对 σ'_s 有一定影响, l_f 越大 σ'_s 越大, ψ 越小;当 $l_f = 173 \text{ mm}$ 时, ψ 近于1, σ'_s 最小, l_f 对 $\bar{\sigma}_s$ 几乎无影响。

配筋面积 f 与 σ'_s 和 $w_{\max}$ 的关系如图3所示。图3表明,当 $f > 4000 \text{ mm}^2/\text{m}$ 以后, l_f 对 σ'_s 的影响减小,但 l_f 对 $w_{\max}$ 成正比影响。如用光圆钢筋,配筋量由限裂准则控制,如用规范式(式(4)), f 约需 $12000 \text{ mm}^2/\text{m}$ 相当于 $15\varnothing 32$ 。

图3所示的 σ'_s 和 $w_{\max}$ 相应于衬砌未裂穿的状态,达稳定渗流后衬砌裂穿程度将变小,图3所示的 $w_{\max}$ 是暂时的。用式(10)算得 $q = 71.7 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 后,将式(9),式(13),式(14),式(15)绘成曲线布于图4的4个象限中,在1,4象限中,给出了可能最大、最小 l_f 值的曲线。对最大 $l_f = 1076 \text{ mm}$ 的情况,由图上A点 $\bar{w} = 0.13 \text{ mm}$ 出发,图解找到B点,相应求得B点处 $\bar{w} = 0.133 \text{ mm}$ (与假定值 0.13 相近), $\sigma'_s = 25.9 \text{ MPa}$, $\Delta H_c = 1.63 \text{ m}$ 。为了比较,对可能最

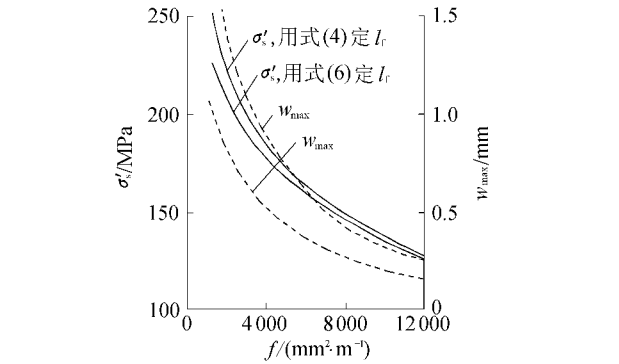


图3 f 与 σ'_s , $w_{\max}$ 的关系

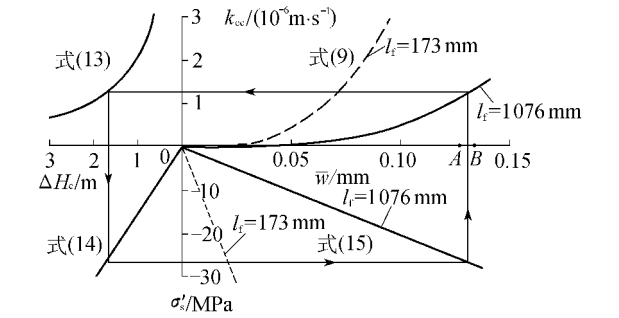


图4 裂缝衬砌的工作状态参数($q = 71.7 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) 小 $l_f = 173 \text{ mm}$,用同样方法得到 $\bar{w} = 0.052 \text{ mm}$, $\sigma'_s = 65.0 \text{ MPa}$, $\Delta H_c = 4.1 \text{ m}$ 。稳定渗流状态下的 $w_{\max} \leq 0.26 \text{ mm}$,满足限裂要求。

理论源于实践,我国广州抽水蓄能电站一期钢筋混凝土岔管(最大直径 8 m ,Ⅱ级围岩,内水压 6 MPa ($600 \text{ mH}_2\text{O}$))进行充水实测发现超过某一水位后,钢筋应力计测值下降或变压,测到的最大钢筋应力为 49.5 MPa ,认为是衬砌开裂内水外渗造成,这与上述计算理论定性一致。放空检查,纵缝很细,肉眼几乎不易发现。

若 $k_0 = 1750 \text{ MPa}$, l_f 取 FEM 结果为 785 mm ,根据式(7)和式(2)得到的 $\psi = 0.814$, $\sigma'_s = 235.9 \text{ MPa}$,该值与Ⅰ级钢强度标准值 $\sigma'_s = 235.0 \text{ MPa}$ 相等,而 FEM 算得的 $\sigma'_s = 173.0 \text{ MPa}$ ^[5]。这样,该工程混凝土衬砌配筋可由 $15\varnothing 32 \text{ m}$ 降低为 $4\varnothing 20 \text{ m}$,若不放心,把Ⅰ级钢改为Ⅱ级钢将有较大余度,计算结果及省钢建议已被采纳并运用于施工中。

3 结 论

a. 提出透水混凝土衬砌裂缝宽度的简化计算方法,列出了表述开裂钢筋混凝土衬砌工作状态的5个方程式,从而求解稳定渗流状态下的5个参数 q , σ'_s , $w_{\max}$, k_{cc} , ΔH_c 。按笔者提出的计算方法对某工程进行了计算,结果表明配筋量可由 $15\varnothing 32 \text{ m}$ 降为 $4\varnothing 20 \text{ m}$,从而大幅度节省了钢材,有利于加快施工。这一建议已被相关部门采纳并实行。(下转第58页)

数基本符合安全控制标准,但在地震工况下,有限元计算结果与极限平衡计算结果有差异,主要原因表现在:①计算采用的参数不同,有限元需要各种材料的弹性模量、变形模量、泊松比、材料密度、黏聚力及摩擦角,极限平衡方法考虑的参数相对较少,结果无法反映边坡应力和位移发展趋势^[5];②建模过程中的基本假定不同,有限元方法更能体现模型在细节上的变化,特别是各种夹层单元、风化分带等,而极限平衡方法则更加简化;③施加基本荷载的方式不同,主要表现在孔隙水压力、地震力、雾化或暴雨影响的作用方式上;④采用的滑动面方式不同,有限元方法主要考虑边坡较大范围的整体破坏问题,而极限平衡方法更多的是考虑边坡上部松散堆积体局部的稳定性。

B₂₀崩塌堆积体经历了丽江的7级地震,边坡并没有发生变形失稳迹象,并且由于崩塌体组成物质紧密,总体判断其整体稳定性较好,这与数值方法和极限平衡方法的计算结果相吻合。此外,根据地震作用的反应谱动力分析结果^[6],其位移和应力发展趋势能够比较好地吻合,进一步验证了计算结果的正确性。

5.2 边坡处理建议

a. 左岸边坡崩塌体与下部基岩的接触带的工程地质特征对边坡影响较大,应做进一步勘察分析,确定接触带的物质组成、化学成分和物理力学参数。

b. 凝灰岩夹层的物理力学参数对边坡的稳定性相对敏感,直接影响有限元及极限平衡理论方法的研究成果,建议对凝灰岩夹层浸水后物理力学参数的变化,特别是抗剪强度指标的变化进行研究。

c. 为防止边坡局部滑动,建议采用削坡和打抗滑桩相结合的方式预防加固。

d. 重视排水措施,边坡中的水对边坡的稳定性有十分重要的影响,为了保证堆积体在正常蓄水条件下保持稳定,应增加排水设施。

(上接第48页)

b. $w_{\max}$ 与 l_f 成正比,不同公式所得结果差别甚大。计算误差有时超过 $w_{\max}$ 的允许值,若按本文建议的 $w_{\max}$ 取稳定渗流状态下的开度,因其值甚小, l_f 对其影响大幅度降低。 l_f 对 σ'_s 及 $w_{\max}$ 均有影响,配筋越少则影响越大。

c. 衬砌独立工作的前提下,适合隧洞实际情况的裂缝间距 l_f 的确定式有待于进一步的研究。

参考文献:

[1] DL/J5195—2004 水工隧洞设计规范[S].

e. 对崩塌堆积体进行长期的监测工作,以便了解堆积体的长期稳定性,监测工作应持续到水库正常运行后2~3年。

6 结论

a. 有限元计算结果表明,各种工况作用下应力场的分布规律基本相同。在表层处偏向坡向,随着深度的增加逐渐垂直向下。地震作用对边坡影响相对较大,特别是崩塌体部分应进行适当处理,并进行削坡,辅助进行排水。

b. 2种计算方法从2个角度分别进行了稳定性分析,边坡整体滑动以及沿圆弧滑动的最危险滑面的安全系数满足边坡的安全控制标准,边坡失稳的可能性较小。

c. 崩塌堆积体边坡的稳定性是水电工程库岸边坡稳定分析中经常遇到的问题,由于各工程特性以及安全要求不同,使其成为研究的热点。对模型进行合理的简化及基本假定,以便能获取正确的结果而不会耗费大量的计算时间是一个非常重要的研究课题。

参考文献:

[1] 国家电力公司昆明勘测设计研究院. 金安桥水电站左岸边坡稳定性及支护措施专题研究[R]. 昆明:国家电力公司昆明勘测设计研究院,2003.
[2] 吴继敏,孙少锐,陆晓敏,等. 台阶状结构面岩体边坡非线性有限元稳定性分析[J]. 红水河,2002,21(2):48-51.
[3] 李枫. 金安桥水电站左岸边坡崩塌体稳定性研究[D]. 南京:河海大学,2005.
[4] SL203—1997 水工建筑物抗震设计规范[S].
[5] 孙少锐,吴继敏,董志高,等. 金沙江金安桥水电站左岸B2崩塌体稳定性分析[J]. 岩土力学,2006(52):274-277.
[6] 董志高,吴继敏,王文远,等. 地震作用崩塌体边坡稳定性分析[J]. 水利水电科技进展,2006,26(5):37-40.

(收稿日期 2008-09-09 编辑 骆超)

[2] ACI 224.2R—86, Cracking of concrete members in direct tension[S].
[3] BEEBY A W. The prediction of crack widths in hardened concrete[J]. The structural engineer, 1979, 57A(1):13-14.
[4] 彭守拙. 水电站设计的新进展[M]. 北京:中国水利水电出版社,2007:154-267.
[5] 钟建文,谷兆祺,彭守拙. 高压隧洞衬砌设计配筋研究[J]. 水力发电学报,2007(2):43-44.
[6] 叶翼升. 广蓄电站水工高压隧洞设计施工的若干问题[J]. 水力发电学报,1998(2):41.

(收稿日期 2008-07-04 编辑 高建群)