

邦溪小流域水面线及堤顶高程设计分析

曾传智

海南宏远建筑工程有限公司,海南 海口 570100

摘要:小流域治理工程中河道水面线设计是确定两岸堤防高程的重要依据。为了能够确定河道堤防规模、提高河道防洪排涝能力,以邦溪小流域为研究对象,通过对邦溪小流域各断面水力要素进行分析和确定,并采用伯努利方程为计算原理,来确定水面线和起算水位,同时结合沿程地势和周边生产建设需求及表观效果确定堤顶高程。邦溪小流域经过合理设计水面线及确定堤顶高程,使邦溪小流域的治理达到了预期的效果,这对于保护水土资源、推进生态文明河道建设都具有十分重要的意义。

关键词:小流域;水面线;堤顶;洪峰

中图分类号:U656.3

DOI: 10.3969/j.issn.2097-065X.2023.06.015

0 引言

生态清洁小流域是水土保持小流域综合治理的深化与发展,为了提高海南省白沙黎族自治县河道防洪抗灾能力,推进当地居民农业发展,增加农民经济收入和生存条件,建设美丽乡村,改善生态环境和人居环境,近年来水利部门对小流域生态治理与建设十分重视,尤其是洪涝灾害频发地区小流域的治理。在河道治理中首先要对河道水面线进行设计,这也是确定河道堤防工程规模的关键要点与基础工作。但由于小流域水面线的设计涉及设计流量、河道断面形式、河道糙率、河道弯道等问题,为了能够确定河道两岸堤顶高程对邦溪小流域水面线设计及堤顶高程的确定进行分析。

1 邦溪小流域基本情况

邦溪小流域治理段位于海南省白沙黎族自治县邦溪镇西南部,距离镇区仅1 km,邦溪发源地为白沙县付俄岭,终点为珠碧江。该地区的洪水主要由暴雨形成,暴雨有锋面雨、热雷雨和台风雨等,其中台风雨为主要的致灾暴雨。邦溪小流域所属流域的暴雨常发生在5—11月,个别年份在3月或12月曾发生暴雨,较集中的发生时间为5—10月,一次降雨过程3 d左右,最长可达13 d,其中暴雨历时1~3 d,最长5 d^[1]。邦溪小流域洪水由暴雨形成,洪水特性受流域特性和暴雨特性所制约。洪水发生时间与暴雨相一致,主要发生在5—10月。

本次采用1/10000地形图复核流域特征参数,经复核,工程断面以上集水面积 $F=17.44\text{ km}^2$,干流河长 $L=10.52\text{ km}$,干流坡降 $J=1.08\%$ 。现场调查,治理河段较为顺直,自东向西流,无支流汇入,河道断面结构单一变化不大,主河槽河滩区分明显,河床多为鹅卵石组成,局部为裸漏基岩;两岸为丘陵

地貌,丘陵间夹有少许小块平地,多为农田,植被覆盖良好,总体坡度较小;河道纵断面较缓,局部地段有跌水或陡坡,变化较大,水面线计算应加设横断面。

本项目区人口小于20万人,耕地面积小于2万 hm^2 ,防洪标准10~20年,防护等级Ⅳ,堤防工程等级5。本次项目通过在邦溪镇邦溪小流域治理,提高项目区农业生产防洪能力,改善农业综合生产能力,故设计洪水标准为10年一遇。设计洪峰流量采用广东省综合单位线方法进行计算,成果如表1所示。

表1 设计洪水成果比较表

| 流域位置 | 计算方法 | 数值 |
|------|---------------------------------|--------|
| 南班村 | 推理公式(m^3/s) | 156.01 |
| | 综合单位线法(m^3/s) | 163.8 |
| | 差值(m^3/s) | 7.79 |
| | 差值比(%) | 4.76 |

2 水面线起算水位推算

邦溪小流域治理起点为与国道G225交接处(邦溪桥)下游约60 m处水陂,水陂坝宽40 m,坝顶高程54.83 m,上游堰高约2 m,下游堰高约2.5 m,两侧导墙高于坝顶约2 m,导墙墙面实测洪水痕迹高程55.64~56.02 m。

水面线起算水位确定,当下游附近有水文站时以水文站为起始断面,根据实测水文数据推算洪水水位;无水文站可选取自然形成的跌水陡坡或人工建成水中建筑为控制性断面推算水位^[2];无水文站或控制性断面时,可在相对规整河段采用明渠均匀流进行迭代试算确定推算上下游水面线。

本工程设计采取水陂为控制性断面,参考《溢洪

道设计规范》(SL253—2000)中开敞式 WES 型实用堰的泄流能力公式计算^[3],推算堰顶水头高程,复核实测洪水高程按下列公式进行计算:

$$Q = cm\epsilon\sigma_s B \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$
$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad (1)$$

式中, Q 为流量, m^3/s ; B 为溢流堰总净宽, m ,取 $B=40\text{ m}$; m 为流量系数,可近似采用 $m=0.5$; c 为上游面坡度影响修正系数,上游面为铅直时取 $c=1$; ϵ 为侧收缩系数,此处采用 $\epsilon=1$; g 为重力加速度, $g=9.8\text{ m/s}^2$; σ_s 为淹没系数,不淹没时取 $\sigma_s=1$; H_0 为堰顶全水头, m ; H 为堰顶水头, m ; v_0 为上游行近流速, m^2/s ^[4]。

经计算,水陂通过流量 $163.5\text{ m}^3/\text{s}$ 时,堰顶水头 1.45 m ,即堰顶水头高程为 56.28 m ,略大于实测洪水痕迹高程 $55.64\sim 56.02\text{ m}$,为保证河道正常安全泄水,本工程水面线起算水位取 56.28 m 。

表 2 风浪要素计算成果表

| 风区长度 $F(\text{m})$ | $g\bar{H}/v^2$ | 水域平均水深 $d(\text{m})$ | 计算风速 $v(\text{m/s})$ | $g\bar{T}/v$ | gt_{\min}/v | 平均波高 $\bar{H}(\text{m})$ | 平均波周期 $\bar{T}(\text{s})$ | 最小风时 $t_{\min}(\text{s})$ |
|-----------------------|----------------|-------------------------|-------------------------|--------------|---------------|-----------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 215 | 0.000122 | 2.27 | 10.4 | 0.1533 | 0.2603 | 0.001342 | 0.1626877 | 0.2762199 |

3.2 波长

波长按下列公式进行计算:

$$L = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} \text{th} \frac{2\pi d}{L} \quad (4)$$

3.3 波浪爬高

$$R_p = \frac{K_\Delta K_V K_P}{\sqrt{1+m^2}} \sqrt{HL} \quad (5)$$

3 堤顶超高计算

本工程堤顶超高按下列公式进行计算:

$$Y = R + e + A \quad (2)$$

式中, Y 为堤顶超高, m ; R 为设计波浪爬高, m ; e 为设计风壅水面高度, m ; A 为安全加高值,本工程堤防取 $A=0.3\text{ m}$ 。

3.1 风浪要素

邦溪小流域风浪要素按下列公式进行计算:

$$\frac{g\bar{H}}{v^2} = 0.13 \text{th} \left[0.7 \left(\frac{gd}{v^2} \right)^{0.7} \right] \text{th} \left\{ \frac{0.0018 \frac{gF^{0.45}}{v^2}}{0.13 \text{th} \left[0.7 \left(\frac{gd}{v^2} \right)^{0.7} \right]} \right\} \quad (3)$$

式中, \bar{H} 为平均波高, m ; v 为计算风速, m/s ; F 为风区长度, m ; d 为水域的平均水深, m 。

经计算,邦溪小流域风浪要素计算结果如表 2 所示。

式中, R_p 为累积频率为 $P(10\%)$ 的波浪爬高, m ; K_Δ 为斜坡的糙率及渗透性系数,如表 4 所示; K_V 为经验系数; L 为堤前波浪的平均波长,根据表 3,取 0.18 m 。

表 3 波长计算成果表

| 波长 L (输出值)(m) | 波长 L (试算值)(m) | 平均波周期 $\bar{T}(\text{s})$ | 水域平均水深 $d(\text{m})$ |
|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------|
| 0.1840 | 0.1843 | 0.16269 | 2.27 |

表 4 波浪爬高成果表

| 风区长度 $F(\text{m})$ | 累积频率为 P 的 波浪爬高 $R_p(\text{m})$ | 斜坡糙率及 渗透系数 K_Δ | 经验系数 K_V | 换算系数 K_P | 斜坡坡率 m | 斜坡角度 $\alpha(^{\circ})$ | 堤前波浪的 平均波高 $\bar{H}(\text{m})$ | 堤前波浪的 平均波长 $L(\text{m})$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------|---------------|---------------|-------------|----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|
| 215 | 0.01014 | 0.80 | 1.11 | 1.64 | 2.0 | 26.6 | 0.001342474 | 0.18 |

3.4 风壅水面高度

$$e = \frac{KV^2 F}{2gd} \cos \beta \quad (6)$$

式中, e 为计算点的风壅水面高度, m ; K 为综合摩阻系数,可取 $3.6\mu\text{m}$; v 为设计风速; F 为由计算点逆风向量到对岸

的距离, m ^[5]; d 为水域的平均水深, m ; β 为风向与堤轴线的法线的夹角,如表 5 所示。

3.5 堤顶超高计算结果

经计算,河道两岸堤顶超高结果如表 6 所示。

表 5 风壅水面高度成果表

| 风区长度 $F(\text{m})$ | 风壅水面高度 $e(\text{m})$ | 综合摩阻系数 K | 设计风速 $v(\text{m/s})$ | 水域平均水深 $d(\text{m})$ | 风向与堤轴线的法线的夹角 $\beta(^{\circ})$ |
|-----------------------|-------------------------|---------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------------------|
| 215 | 0.00188 | 0.0000036 | 10.4 | 2.27 | 45 |

表 6 堤顶超高成果表

| 堤顶超高 $Y(\text{m})$ | 波浪爬高 $R(\text{m})$ | 风壅水面高度 $e(\text{m})$ | 安全加高值 $A(\text{m})$ |
|--------------------|--------------------|----------------------|---------------------|
| 0.31 | 0.01014 | 0.00188 | 0.3 |

4 水面线计算

由于治理河段主要为单式断面,河床为鹅卵石,

局部长有杂草,床面不平整,河段顺直段较长,弯曲系数不大,水流通畅,两侧岸壁为土质坎坡,长有灌木杂草。整治后,清除两岸灌木杂草,修整局部突变

的河岸走势,修筑重力式挡墙防冲护岸,混凝土面板护坡。本工程水面线计算方法参考《水力计算手册》(第二版)水面计算基本方程式进行计算:

$$Z_1+\frac{\alpha_1v_1^2}{2g}=Z_2+\frac{\alpha_2v_2^2}{2g}+h_f+h_j$$
$$\Delta Z=Z_1-Z_2=h_f+h_j+\Delta h_v$$
$$\bar{J}=\frac{Q^2}{K^2}=\frac{\bar{v}^2}{C^2R} \quad \bar{J}=\frac{1}{2}(J_1+J_2)$$
$$h_{j1}=\zeta\left(\frac{v_2^2}{2g}-\frac{v_1^2}{2g}\right) \quad h_{j2}=\zeta\frac{v_1^2}{2g} \quad n_r=\frac{n_1X_1+n_2X_2}{X_1+X_2}$$

式中, $Z_1、Z_2$ 为上游断面和下游断面的水面高程或水位,m; $\alpha_1v_1/2/g、\alpha_2v_2/2/g$ 为上游断面和下游断面的流速水头,m; v 为断面平均流速,m/s; Δh_v 为两断面的流速水头差,m; α 为动能修正系数; $h_f、h_{j1}、h_{j2}$ 为此河段水流的沿程水头损失、河槽扩大局部水头损失、桥墩阻力的局部水头损失,m; $\overline{K}、\overline{v}、\overline{C}、\overline{R}$ 为与所取河段两端断面有关的平均水力要素。 ζ 为系数,河槽急剧扩大, $\zeta=-1.0\sim-0.5$;河逐渐扩大, $\zeta=-0.1\sim-0.333$; n_r 为综合糙率,经计算整治后各断面 $n_r=0.0283\sim0.0296$,取 $n_r=0.029$,如表7所示。

表 7 水面线计算成果表 m

| 河道中心 桩号 | 设计 水面线 | 凹岸加高 | 堤顶超高 | 计算堤顶 高程 | 设计堤顶 高程 | 河道中心 桩号 | 设计 水面线 | 凹岸加高 | 堤顶超高 | 计算堤顶 高程 | 设计堤顶 高程 |
|------------|-----------|------|------|------------|------------|------------|-----------|------|------|------------|------------|
| 0+000 | 56.28 | | 0.31 | 56.59 | 57.43 | 1+450 | 63.14 | 0.32 | 0.31 | 63.77 | 66.10 |
| 0+050 | 56.70 | | 0.31 | 57.01 | 58.65 | 1+500 | 63.70 | 0.32 | 0.31 | 64.33 | 66.50 |
| 0+100 | 56.80 | | 0.31 | 57.11 | 58.62 | 1+550 | 64.44 | 0.32 | 0.31 | 65.07 | 66.56 |
| 0+150 | 56.84 | | 0.31 | 57.15 | 58.49 | 1+600 | 64.54 | 0.32 | 0.31 | 65.17 | 67.1 |
| 0+200 | 56.87 | | 0.31 | 57.18 | 58.78 | 1+650 | 64.66 | 0.28 | 0.31 | 65.25 | 67.6 |
| 0+250 | 56.92 | | 0.31 | 57.23 | 58.78 | 1+700 | 65.47 | 0.28 | 0.31 | 66.06 | 68.48 |
| 0+300 | 56.97 | 0.11 | 0.31 | 57.39 | 58.95 | 1+750 | 65.60 | | 0.31 | 65.91 | 68.88 |
| 0+350 | 57.01 | 0.11 | 0.31 | 57.43 | 59.04 | 1+800 | 66.35 | | 0.31 | 66.66 | 68.94 |
| 0+400 | 57.05 | | 0.31 | 57.36 | 58.95 | 1+850 | 66.57 | | 0.31 | 66.88 | 69.27 |
| 0+450 | 57.08 | | 0.31 | 57.39 | 59.26 | 1+900 | 67.57 | | 0.31 | 67.88 | 69.52 |
| 0+500 | 57.28 | | 0.31 | 57.59 | 60.25 | 1+950 | 67.86 | | 0.31 | 68.17 | 69.81 |
| 0+550 | 59.37 | 0.13 | 0.31 | 59.81 | 61.49 | 2+000 | 67.94 | 0.22 | 0.31 | 68.47 | 69.85 |
| 0+600 | 59.51 | 0.13 | 0.31 | 59.95 | 61.34 | 2+050 | 67.99 | 0.22 | 0.31 | 68.52 | 70.11 |
| 0+650 | 59.54 | | 0.31 | 59.85 | 61.57 | 2+100 | 68.14 | 0.22 | 0.31 | 68.67 | 70.25 |
| 0+700 | 59.57 | | 0.31 | 59.88 | 61.67 | 2+150 | 68.31 | 0.22 | 0.31 | 68.84 | 70.62 |
| 0+750 | 59.67 | | 0.31 | 59.98 | 62.36 | 2+200 | 68.45 | | 0.31 | 68.76 | 70.65 |
| 0+800 | 59.70 | | 0.31 | 60.01 | 62.47 | 2+250 | 68.65 | | 0.31 | 68.96 | 71.49 |
| 0+850 | 59.74 | 0.28 | 0.31 | 60.33 | 62.71 | 2+300 | 69.29 | | 0.31 | 69.60 | 71.89 |
| 0+900 | 59.93 | 0.28 | 0.31 | 60.52 | 62.93 | 2+350 | 69.50 | | 0.31 | 69.81 | 72.02 |
| 0+950 | 60.06 | | 0.31 | 60.37 | 63.52 | 2+400 | 69.73 | | 0.31 | 70.04 | 72.40 |
| 1+000 | 60.74 | | 0.31 | 61.05 | 63.52 | 2+450 | 70.17 | 0.30 | 0.31 | 70.78 | 73.02 |
| 1+050 | 61.00 | 0.67 | 0.31 | 61.98 | 64.25 | 2+500 | 71.14 | 0.30 | 0.31 | 71.75 | 73.68 |
| 1+100 | 62.69 | 0.67 | 0.31 | 63.67 | 64.44 | 2+550 | 71.62 | 0.30 | 0.31 | 72.23 | 73.68 |
| 1+150 | 62.75 | 0.67 | 0.31 | 63.73 | 65.51 | 2+600 | 71.84 | 0.30 | 0.31 | 72.45 | 73.85 |
| 1+200 | 62.76 | | 0.31 | 63.07 | 65.40 | 2+650 | 71.89 | 0.22 | 0.31 | 72.42 | 74.05 |
| 1+250 | 62.78 | | 0.31 | 63.09 | 65.06 | 2+700 | 71.97 | 0.22 | 0.31 | 72.50 | 74.35 |
| 1+300 | 62.80 | | 0.31 | 63.11 | 65.04 | 2+750 | 72.30 | 0.22 | 0.31 | 72.83 | 74.55 |
| 1+350 | 62.91 | 0.29 | 0.31 | 63.51 | 65.38 | 2+800 | 72.52 | 0.22 | 0.31 | 73.05 | 74.67 |
| 1+400 | 62.98 | 0.29 | 0.31 | 63.58 | 65.55 | 2+850 | 72.64 | 0.22 | 0.31 | 73.17 | 74.95 |

计算堤顶高程为设计水面、凹岸加高及堤顶超高三者之和,设计堤顶高程以计算堤顶高程为基础,并结合沿程地势和周边生产建设需求确定。

5 结语

邦溪小流域河道水面线起算水位计算可采用

水利工程土方填筑碾压施工质量控制研究

刘红丽

山东水工建设科技咨询有限公司, 山东 济南 250000

摘要:建立运行安全、高效的水利工程,能使农业、工业产业等健康发展有所保障,土方填筑碾压施工质量控制是农田水利工程施工管理工作的重点,也是一大难点。结合具体农田水利大坝土方填筑碾压项目实例,总结填筑碾压施工技术类型及应用要点,包括下游堆石区的填筑,垫层、过渡层料的填筑,挤压边墙施工及堆石体的填筑等,并从土方开挖、填筑、碾压及气候监测等诸多方面探讨大坝填筑碾压施工质控内容和策略方法。

关键词:农田水利;土方填筑;碾压施工;坝面控制

中图分类号:S277

DOI: 10.3969/j.issn.2097-065X.2023.06.016

0 引言

土方填筑碾压施工是水利工程建设活动的重要组成部分,其主要由堤防、基地以及水泥回填土施工等组成。填筑碾压施工水平直接影响水利工程的质量安全,也关系施工单位的经济效益。近些年,党中央、国务院高度重视农田水利事业的发展情况,其是国家经济发展的命脉,只有提升其建设水平才能引导工业、农业等领域内更好地利用水资源。现代农田水利工程有建设规模大、现场施工条件恶劣、工期漫长等特点,多种因素影响土方填筑碾压的施工效果。这就要求施工单位要自觉树立强烈的质控意识,不断完善技术应用方案,加强全过程的质量控制,及时消除缺陷问题,持续提升土方填筑碾压施工效果,确保水利工程能正常使用。

1 工程概况

某水库工程内的拦河坝是混凝土面板堆石坝,坝体全高 187.7 m,防浪墙顶稍高于坝体,高程 189.1 m。水库坝体全长 444 m,宽 5.6 m。坝体的主要构造构成及分布情况,如图 1 所示。本工程填

筑碾压土方总量达到 929733 m³。

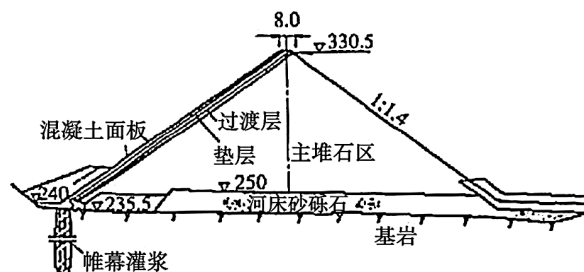


图 1 混凝土面板堆石坝的剖面图

2 水利工程大坝土方填筑碾压技术

2.1 下游堆石区的填筑

开挖验收结束后即可填筑下游堆石区,用前期碾压试验结果指导填筑施工过程,配备 15 t 自卸汽车、推土机及振动碾压机。

首先,用进占法把自卸汽车卸载的石料运至填筑作业区;随后推土机推平,各层摊铺厚度控制为 100 cm,摊铺结束后整地,地面上适量洒水,建议将洒水量控制为堆石压实方总量的 15% 左右;洒完水后振动碾压机沿着坝体的轴线方向碾压基土,结合

控制断面按相应公式计算并结合现场调查确定,但对于山区或偏远地区小流域大多无水文站,无人工建筑物或自然控制性断面,建议考虑在相对规整河段采用明渠均匀流进行迭代试算确定;小流域治理堤防安全超高计算中,风壅水面高度值非常小,为减少设计工作量建议小型项目可不予考虑或以按不超过 1 cm 考虑;河道弯曲段应考虑横向水位差影响,计算表明水位差较大,对防护安全性影响较大,应重点考虑。

参考文献:

[1] 吴祖松,李松,涂义亮,等.统一强度理论下掌子面防突

安全厚度理论研究[J].地下空间与工程学报,2020(6):1705-1710+1721.

[2] 刘春玲.小流域治理中的复杂水面线计算方法探讨[J].湖南水利水电,2015(3):71-74.

[3] 王志坤.佛寺水库除险加固工程溢流堰泄流能力试验研究[J].水利建设与管理,2018(12):6-9.

[4] 王金科.小型引水渠重力坝设计及计算简化方法探讨[J].中小企业管理与科技(上旬刊),2017(8):171-172.

[5] 漆云.博罗县彭南河治理工程堤防工程设计[J].黑龙江水利科技,2021(4):120-125.

作者简介:曾传智,男,1989年生,水工建筑专业助理工程师。研究方向为水力计算相关工作。