

Anti-Sliding Stability and Stress Analysis of Dam Foundation of Gaosheng Hydropower Station

Hongbo Liu

Engineering Department, Construction and Management Department, Gaosheng Hydropower Station, Zunyi, Guizhou, 563000, China

Abstract

During the excavation of the dam foundation of Gaosheng Hydropower Station in Guizhou Province, China, the geological conditions revealed in the field show that the weathering degree of the dam foundation rock mass is not high, and the dam foundation has the foundation conditions of optimization and adjustment. Through the rigid body limit equilibrium method, material mechanics method and finite element method to calculate, analyze and recheck the anti-sliding stability and stress of dam body, and through the three-dimensional overall finite element recheck, the dam stress, dam foundation stress, anti-sliding stability of dam foundation surface and deep anti sliding stability all meet the specification requirements, and the construction period and investment benefit are obvious.

Keywords

Gaosheng Hydropower Station; dam anti sliding stability and stress analysis; stress recheck by finite element method; deep anti sliding stability recheck of dam foundation

高生水电站大坝坝基抗滑稳定及应力分析

刘宏波

高生水电站建管部工程部, 中国·贵州 遵义 563000

摘要

中国贵州高生水电站大坝坝基开挖过程中, 现场实际揭露的地质条件表明坝基岩体风化程度不高, 大坝基础有优化调整的基础条件。通过采用刚体极限平衡法、材料力学法、有限元法进行坝体抗滑稳定和应力计算、分析和复核, 同时通过三维整体有限元复核, 其大坝应力、坝基应力、大坝建基面抗滑稳定及深层抗滑稳定均满足规范要求, 工期及投资效益明显。

关键词

高生水电站; 大坝抗滑稳定和应力分析; 有限元法应力复核; 坝基深层抗滑稳定复核

1 工程概况

高生水电站位于贵州省务川县洪渡河干流上, 是洪渡河规划的第7级梯级电站, 坝址位于红丝乡红丝冲沟汇口下游1.6km河段内, 上游为石垭子电站, 间距32.4km。电站距贵阳市公路里程402km, 电站左岸有务川至蕉坝乡公路, 右岸有务川至红丝乡公路, 对外交通较方便。

电站的开发任务是发电。坝址控制流域面积3126km², 多年平均流量69.8m³/s。水库正常蓄水位420m, 相应库容1.003亿m³, 死水位416m, 调节库容0.158亿m³, 水库具有日调节性能。电站装机容量106MW, 安装二台单机容量为53MW的水轮发电机组; 电站保证出力18.9MW, 年利用小时3583h, 多年平均发电量3.798亿kW·h。

高生水电站属二等大(2)型工程, 枢纽方案为碾压混凝土重力坝、坝身开敞式溢流表孔、右岸引水发电系统地下厂房等主要建筑物组成。

碾压混凝土重力坝坝顶高程427.5m, 最大坝高120.5m(坝基优化前), 坝顶长126.60m, 坝顶宽7.0m, 最大坝底宽91m。河床坝段布置3孔开敞式溢流表孔, 表孔尺寸为13m×20.5m(宽×高), 堰顶高程399.50m, 设计最大下泄流量为11179m³/s。采用窄缝挑流的消能方式。

2 优化背景

2016年12月至2017年1月, 大坝河床覆盖层开挖, 河床基岩出露高程在330m~335m, 覆盖层深度比原可研阶段

大坝基坑覆盖层深度较浅,大坝基础部位浅 6.3m~12.2m,护坦部位比原可研推测的要浅 18~20m,大坝深层抗滑稳定的抗力体要比原设计的要厚,为此,大坝的抗滑稳定条件向好,大坝基础有优化调整的基础条件。2017年1~2月大坝基础继续开挖,开挖至 322m 高程附近,根据现场开挖后的实际地质情况,河床以下坝基风化程度低,开挖后基础为微新岩体,基岩弱风化线比可研阶段高约 13~15m,河床 322m 高程以下均为微风化岩体,初步判断满足大坝建基面要求。为此,组织设计单位开展专题研究,论证坝基优化的可能性。

3 地质条件

坝址轴线位于红丝冲沟下游约 200m 处,坝轴线方向 N52.438° W。坝址枯期河水位 338m,河水面宽 21 ~ 32m,水深 3m ~ 6m。正常蓄水位高程 420m 时,河谷宽 87 ~ 94m。河谷宽高比约 1.2:1。

河谷为略对称的“U”型,走向谷,岩层倾右岸偏上游。坝址发育两层陡崖,420m 高程以下为陡崖,坡度 70~80°,420m~490m 为缓坡地形,左岸 490m 至 530m 高程为陡崖,530m 高程以上地形较为平缓为 20 ~ 30° 缓坡地形;右岸 440m 高程以下为 73 ~ 80° 陡坡,440m ~ 530m 高程之上自然坡度为 46 ~ 67° 中陡坡,530m 高程之上自然坡度 20 ~ 30°,局部形成陡坎。左岸最高山头为大平上 933.4m 高程,右岸最高山头为河沿堡 1026.1m 高程。

坝址区出露地层主要为奥陶系下统桐梓组、红花园组、湄潭组及第四系崩积、坡积与冲积物。地层岩性由老至新分述如下。

奥陶系桐梓组(O1t)为灰岩夹泥岩、泥质灰岩,厚度大于 250m。主要分布坝址二层陡崖以下,根据岩性组成可大致分成三段。

下段(O1t1):岩性为灰色、深灰色中厚层至厚层灰岩、白云质灰岩,厚度大于 100m。坝址区未见底。主要分布于河床以下,是坝基主要岩体。

中段(O1t2):灰黑色薄层泥岩夹少量中厚层灰岩、泥质灰岩,厚 20m 左右。其中泥岩约占 80%,灰岩、泥质灰岩约占 20%,灰岩、泥质灰岩位于该层中上部。主要分布于河床附近。

上段(O1t3):灰色、深灰色中厚层至厚层灰岩、白云

质灰岩夹少量土灰白色白云岩、泥岩,顶为 30cm 厚泥岩。该层总厚 130 ~ 135m。为第一层陡崖岩体。该层泥岩夹层较发育,测绘发现的 4 条夹层主要分布在该段中下部。

红花园组(O1h):坝址区主要分布于坝顶高程之上,为灰色、深灰色中厚层、厚层生物碎屑灰岩,厚 65 ~ 70m。为二层陡崖岩体,陡崖脚

湄潭组(O1m)紫红色、灰绿色薄至中厚层泥岩、粉砂岩,中部中厚层灰岩(该层厚 15m),总厚度大于 120m。坝址区未见顶。

第四系冲积物(Qal)主要成份为砂、卵、砾石等,分布于河床,厚 20m 左右;残坡积(Qel+dl)主要成份为粘土、碎石及块石等,分布于两岸边斜坡地带;崩塌堆积层(Qcol)主要成份为灰岩块石、碎石等,分布于陡崖脚和河床,厚度 5 ~ 10m。

坝址区出露夹层共 4 条,主要分布于 O1t3 沿层面广泛分布,其厚度随风化带的变化而变化,弱风化带内,泥质成分含量较高,岩屑成分相对较少,微~新鲜岩体内,岩屑成分增多,泥质成分减弱直至消失。

左、右岸坝肩岩性主要为 O1t3 灰白色中厚层、厚层灰岩、燧石结核灰岩、白云质灰岩,弱、微风化岩体湿抗压强度分别为 40MPa 和 55MPa,建议允许承载力 3MPa 和 5MPa,变形模量 6GPa 和 8GPa。O1t1 灰白色中厚层、厚层灰岩、燧石结核灰岩、白云质灰岩。弱、微风化岩体湿抗压强度 35MPa 和 50MPa,建议允许承载力 2.5MPa 和 4.5MPa,变形模量 5.5GPa 和 7GPa。坝基 300 ~ 326m 高程为 O1t2 泥岩、泥质灰岩,弱、微风化岩体湿抗压强度 1.5MPa 和 2.0MPa,建议允许承载力 1.2MPa 和 1.8MPa,变形模量 1.5GPa 和 2.0GPa。由于坝肩发育岩体卸荷带,存在局部变形与稳定问题,现场已经进行处理。坝基岩体 O1t2 厚度只有 21m,且被冲刷了近一半,因此坝基开挖后,存在局部泥岩厚薄不均和承载力不够问题,需要进行处理才能满足承载力要求。

坝基岩层存在软弱夹层,其影响深层抗滑稳定问题,采用深齿槽方案进行解决。

4 坝基建基面优化方案设计

4.1 原设计方案

原设计方案大坝上游建基面高程为 307m 高程,坐落在

O1t2-1 岩层上, 齿槽底高程 297m 高程, 坐落在 O1t1。齿槽宽 26m, 上游按 1: 1 斜坡接 307m 高程, 大坝上游面铅直, 下游坝坡 1: 0.7, 护坦护坡底高程 318m (317m), 底层廊道布置高程 308m。^[1]

4.2 优化设计方案

施工期根据现场地质揭露后, 其地质条件变化, 坝基岩体风化程度不高, 弱风化线处在约 320~322m 高程, 河床处覆盖层揭露高程比原推测高程高约 2~3m, 护坦处实测高约 5m, 即抗滑块的厚度增加, 抗滑面长度增加, 有利于抗滑稳定。根据现场试验坝基 O1t2-2 饱和抗压达到 60MPa, 允许承载力达 3.0MPa, 根据钻孔及物探揭露岩层、夹层位置, 坝基齿槽以截断 O1t2-1 中 j 夹层并适当嵌深 2~3m 为原则, 并按深层抗滑稳定沿层面 (夹层) 滑动计算, 满足抗滑稳定要求为准, 确定坝基齿槽高程为 305m 高程。

4.3 大坝坝基优化后主要工程量变化表

表 1 大坝坝基优化前后主要工程量变化表

| 序号 | 项目 | 单位 | 数量 | 备注 |
|----|----------------|----------------|--------|------|
| 1 | 石方开挖量 | m ³ | -40779 | |
| 2 | C15 三级配碾压混凝土 | m ³ | -32252 | |
| 3 | C25 二级配常态混凝土 | m ³ | +260 | 护坦底板 |
| 4 | 锚杆 φ28mm, L=9m | 根 | +40 | 护坦底板 |

注: 表中“+”表示工程量增加量, “-”表示工程量减少量。

5 大坝建基面抗滑稳定复核

5.1 坝体稳定及应力控制标准

坝体稳定和应力分析根据《混凝土重力坝设计规范》(NB/T35026-2014), 采用概率极限状态设计原则, 以分项系数设计表达式进行结构计算。

5.1.1 坝体稳定控制标准

根据《混凝土重力坝设计规范》NB/T35026-2014 第 8.2 条规定, 坝基及坝体抗滑稳定应符合下列极限状态表达式:

$$\gamma_0 \psi S (\gamma_G G_K, \gamma_Q Q_K, \alpha_K) \leq \frac{1}{\gamma_d} R \left(\frac{f_K}{\gamma_m}, \alpha_K \right)$$

式中:

γ_0 —— 结构重要性系数, 大坝为 2 级建筑物, 结构安全级别为 II, 故取 1.05;

ψ —— 设计状况系数, 对应于持久状况、短暂状况、偶

然状况分别取 1.0、0.95、0.85;

$S(\cdot)$ —— 作用效应函数;

$R(\cdot)$ —— 结构抗力函数;

GK —— 永久作用标准值;

QK —— 可变作用标准值;

γ_G —— 永久作用分项系数;

γ_Q —— 可变作用分项系数;

α_K —— 几何参数的标准值;

fK —— 材料性能标准值;

γ_m —— 材料性能分项系数, 取值见表 3;

γ_d —— 基本组合结构系数, 稳定极限状态取 1.5, 混凝土抗压强度极限状态取 1.8。

表 2 作用分项系数取值表

| 作用 | 自重 | 静水压力 | 坝基扬压力 | | | 泥沙压力 | 浪压力 |
|------|-----|------|-------|-----|-------------|------|-----|
| | | | 渗透压力 | 浮托力 | 主排水孔前有抽排扬压力 | | |
| 分项系数 | 1.0 | 1.0 | 1.2 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.2 |

表 3 材料性能分项系数

| 序号 | 材料性能 | | 分项系数 | 备注 | |
|----|-------|---------------|---------------------------|------------|--|
| 1 | 抗剪强度 | (1) 混凝土 / 基岩 | 摩擦系数 f'_R 凝聚力 c'_R | 1.7 2.0 | |
| | | (2) 混凝土 / 混凝土 | 摩擦系数 f'_c 凝聚力 c'_c | 1.7 2.0 | |
| | | (3) 基岩 / 基岩 | 摩擦系数 f'_d 凝聚力 c'_d | 1.7 2.0 | |
| | | (4) 结构面 | 摩擦系数 f'_d 凝聚力 c'_d | 1.2 4.3 | |
| 2 | 混凝土强度 | 抗压强度 f_c | 1.5 | | |

5.1.2 坝体应力控制标准

根据 NB/T35026-2014 第 9.4 条规定, 坝体上、下游面拉应力正常使用极限状态计算时, 应力按下列标准进行控制:

(1) 运用期 (持久设计状态) 坝踵及上游面的垂直正应力不出现拉应力 (计扬压力);

(2) 施工期 (短暂设计状态) 坝趾处的垂直正应力可容许有不大于 0.1MPa 的拉应力;

(3) 施工期下游坝面可容许有不大于 0.2MPa 的主拉应力。

5.2 大坝抗滑稳定和应力分析

高生水电站最大坝高 126.5m, 大坝抗滑稳定计算和应力分析主要采用常规的极限刚体平衡和材料力学法计算。坝体强度和稳定承载能力极限状态计算选择溢流坝段和非溢流坝 2

个典型剖面进行计算，主要计算内容包括：

- ①坝体与坝基接触面抗滑稳定计算；
- ②坝体碾压混凝土层面抗滑稳定计算；
- ③坝基深层抗滑稳定计算；
- ④坝基及坝体强度计算。

5.2.1 坝基抗滑稳定及强度承载能力极限状态计算

用刚体极限平衡和材料力学法进行坝体稳定及应力分析是《混凝土重力坝设计规范》规定的主要方法之一。高生水电站大坝主要对两岸非溢流坝段典型断面，河床溢流坝段进行稳定及应力计算。

(1) 坝体混凝土与基岩接触面的抗滑稳定极限状态计算表达式为：

- ① 作用效应函数

$$S(\cdot) = \sum PR$$

- ② 抗滑稳定抗力函数

$$R(\cdot) = f' R \sum WR + C' R AR$$

式中：

$\sum PR$ ——坝基面上全部切向作用之和 (kN)；

$\sum WR$ ——坝基面上全部法向作用之和 (kN)；

$f' R$ ——坝基面抗剪断摩擦系数；

$C' R$ ——坝基面抗剪断凝聚力 (kN)；

AR ——坝基面面积 (m²)。

(2) 坝趾抗压强度承载能力极限状态计算表达式

- ① 作用效应函数

$$S(\bullet) = \left(\frac{\sum W_R}{A_R} - \frac{\sum M_R T_R}{J_R} \right) (1 + n^2)$$

- ② 抗压强度极限状态抗力函数

$$R(\cdot) = f C \text{ 或 } R(\cdot) = f R$$

式中：

$\sum MR$ ——全部作用对坝基面形心的力矩之和 (kN.m)；

$J R$ ——坝基面对形心轴的惯性矩 (m⁴)；

$T R$ ——坝基面形心轴到下游面的距离 (m)；

n ——坝体下游坝面坡度；

$f C$ ——混凝土抗压强度 (kPa)；

$f R$ ——基岩抗压强度 (kPa)。

(3) 基本参数

- ① 坝体混凝土容重采用 23.5kN/m³；

- ② 基岩物理力学指标、混凝土 / 基岩抗剪断指标；

- ③ 泥沙按五十年淤积高程计算；

- ④ 计算及工况及相应计算水位，作用组合见表 1。

(4) 计算成果及分析

采用刚体极限平衡法和材料力学法对两岸非溢流坝段典型断面，河床溢流坝段进行了坝基抗滑稳定及应力计算。

计算结果表明，非溢流坝、溢流坝沿建基面的作用效应值 $\gamma_0 \psi S(\cdot)$ 均小于结构抗力值 $R(\cdot) / \gamma d_1$ ，说明坝基抗滑稳定承载能力满足规范要求。非溢流坝段、溢流坝段在长期组合下坝踵垂直应力均未出现拉应力，而短期组合（施工完建情况）右岸非溢流坝段下游坝面的垂直应力出现拉应力 0.02 MPa，满足规范要求小于 0.1 MPa。坝基应力最大值为 2.55MPa，小于基岩允许承载力和混凝土的允许抗压强度。坝基抗压强度承载能力极限状态和抗拉强度极限状态满足规范要求。

大坝上游面及下游齿槽分别坐落 O1t2-2 和 O1t2-3 岩体上，计算结果分别满足岩体最大允许承载力要求，满足施工期下游面不出现大于 0.1MPa 拉应力要求。

5.2.2 层间抗滑稳定及坝体强度承载能力极限状态计算

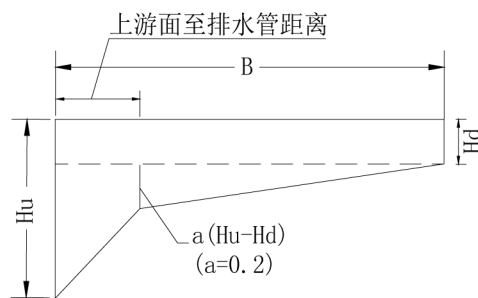


图2 坝内层面设计扬压力图形

高生水电站拦河坝最大坝高 122.5m，属于高碾压混凝土坝。坝体碾压混凝土强度等级采用 C15，321m 高程以下齿槽部位采用 C20，碾压混凝土最低高程为 305.50m。碾压混凝土层间抗滑稳定主要分别选择了 321m、325m、335m、345m、355m、365m、375m、3 七个高程面进行稳定及强度极限承载力计算。碾压层面的抗剪断参数标准值根据规范 NB/T35026-2014 表 D.0.3 取中值为： $f' CK=1.05$ ， $C' CK=1.385MPa$ 。不同高程碾压层面的抗滑稳定和强度承载力极限状态计算结果表明碾压混凝土层间抗滑稳定和强度均能满足规范要求。

5.3 大坝平面有限元法应力复核

有限元分析 (ANSYS) 选取溢流坝段典型剖面 (坝左 0+013.00m) 为计算对象。

在有限元计算中考虑的荷载有坝体和基岩的自重、静水压力、泥沙压力和渗透荷载作用, 复核结果满足规范要求。

6 坝基深层抗滑稳定复核

6.1 坝基深层抗滑稳定计算

在大坝不设下游侧齿墙的情况下, 首先以大坝下游坝脚为层面滑移破坏出露点, 逐层向下搜索。计算时假设上游侧沿坝踵处拉开, 不计拉裂面上的抗拉应力, 底滑面为岩层内不确定的 O1t2-1 微风化层面, 尾部剪断 O1t2-1 岩体滑出, 抗滑稳定按双斜面深层滑动核算。经过分层计算搜索分析, 在不做任何工程处理的情况下, 只有层面的埋深达到 15m 时, 充分利用尾部岩体的抗力作用大坝才能达到规范规定的稳定要求。

如按此 O1t2-1 微风化层面埋深进行开挖处理, 坝基开挖量和混凝土工程量将增加较多, 且会相应增加工期, 不经济。因此: 在大坝下游侧设置副防渗帷幕及排水孔, 尽量减小坝底面的渗透压力对深层稳定的不利影响, 同时在溢流坝段的坝体底面下游侧设置齿槽, 齿槽深度以截断 307.6m 夹层为准, 为此确定开挖至 305.00m 高程, 齿槽底面沿河流向宽

34m, 深 15m。对齿槽尾部岩体尽量不予挖除, 以保证不在底滑面末端出现临空面, 使齿槽后缘侧尾岩的抵抗作用得到充分利用。同时设置护坦保护尾岩。对于尾岩部位存在的裂缝、夹层等, 通过在护坦进行深达 15m 的固结灌浆进行处理。

计算结果见表 4。

6.2 坝基深层抗滑稳定分析

二维刚体极限平衡计算结果表明各计算剖面结构抗力都大于作用效应, 满足规范要求。按坝段计算, 考虑侧面裂隙参数及齿槽后抗力体挖除情况, 安全富余度较大。

由于河谷狭窄, 开挖后的河谷宽高比为 1:1, 是典型的拱坝地形, 三维效应显著, 深层抗滑稳定具有较大的安全储备。

7 大坝深层抗滑稳定有限元计算与分析

高生水电站的深层抗滑稳定问题关系到坝体的安全和基础的加固处理, 为考虑大坝右岸开挖与左岸开挖方向不同的有利因素, 本次计算进行三维有限元分析。由于开挖揭露建基面好于预期, 建基面抬高至 320m, 也需要对建基面抬升后深层抗滑稳定进行有限元复核。

计算选取了正常蓄水位和校核洪水位两种工况, 稳定计算结果汇总见表 5。从表中可以看出, 最危险的工况为建基面抬升后沿着齿槽尖角穿过单滑正常蓄水位工况, 抗滑稳定均满足要求。说明建基面抬升后仍然满足抗滑稳定要求。

表 4 坝基深层抗滑稳定计算成果

| 计算模式 | 计算工况 | Q(·) (kN) | R1(·) (kN) | S1(·) (kN) | R2(·) (kN) | S2(·) (kN) | $\eta = \eta_1 = \eta_2 = \frac{R_i \left(\frac{f_k}{\gamma_m}, a_k \right)}{\gamma_0 \gamma_d \psi S_i (\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, a_k)}$ | 判断 |
|---------------------------|------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|--|----|
| 滑动模式一 沿 j1 夹层 微新参数 | 持久工况 | 16858 | 75684 | 47149 | 26624 | 16583 | 1.02 | 满足 |
| | 偶然工况 | 14574 | 73068 | 43088 | 25073 | 14786 | 1.27 | 满足 |
| 滑动模式一 沿 j1 夹层 弱风化参数 | 持久工况 | 17822 | 72325 | 46119 | 27524 | 17549 | 1.00 | 满足 |
| | 偶然工况 | 15394 | 69833 | 42116 | 25910 | 15626 | 1.24 | 满足 |
| 滑动模式二沿泥岩 层面 | 持久工况 | 14563 | 89943 | 46500 | 23313 | 12055 | 1.23 | 满足 |
| | 偶然工况 | 10838 | 87235 | 39958 | 21192 | 9707 | 1.63 | 满足 |
| 滑动模式三沿夹层 面 | 持久工况 | 14644 | 89334 | 46419 | 2335 | 12127 | 1.22 | 满足 |
| | 偶然工况 | 10905 | 86626 | 39891 | 21210 | 9767 | 1.62 | 满足 |
| 滑动模式四 沿层面 | 持久工况 | 23530 | 54629 | 34583 | 28657 | 18136 | 1.00 | 满足 |
| | 偶然工况 | 17500 | 52425 | 28859 | 25672 | 14124 | 1.36 | 满足 |
| 滑动模式五 单底滑面从冲坑处 滑出 | 持久工况 | 沿 j1 夹层 | 226036 | 74198 | / | / | 3.05 | 满足 |
| | 偶然工况 | 至冲坑 | 224716 | 59434 | / | / | 3.78 | 满足 |
| | 持久工况 | 沿泥岩层 | 226036 | 74198 | / | / | 3.05 | 满足 |
| | 偶然工况 | 面至冲坑 | 224716 | 59434 | / | / | 3.78 | 满足 |
| | 持久工况 | 沿夹层面 | 448102 | 83708 | / | / | 5.35 | 满足 |
| | 偶然工况 | 至冲坑 | 447445 | 68002 | / | / | 6.58 | 满足 |

表5 稳定计算结果汇总表

| 工况 | 滑动模式 | 作用 $\gamma_0 \psi S (\cdot)$ (kN) | 抗力 $R (\cdot) / \gamma_d$ (kN) |
|----|-----------|-----------------------------------|--------------------------------|
| 1 | 剪断齿槽单滑 | 48954 | 70538 |
| 2 | 剪断齿槽单滑 | 36219 | 71326 |
| 3 | 剪断齿槽单滑 | 48100 | 70518 |
| 3 | 从齿槽尖角穿过单滑 | 47892 | 47900 |
| 4 | 剪断齿槽单滑 | 35461 | 71305 |
| 4 | 从齿槽尖角穿过单滑 | 35283 | 48588 |

8 施工工期及效益分析

(1) 河床高程 339.0m 以下基坑开挖进度分析

大坝建基面优化后,河床高程 339.0m 以下大坝基坑开挖量减少约 4.08 万 m^3 ,优化后河床高程 339.0m 以下至建基面 305.0m 的基坑开挖深度为 34m,比原设计开挖至建基面 297.0m 高程抬高了 8m。原设计基坑开挖工期 3 个月,优化后开挖工期 2 个月,减少工期约 1 个月。

(2) 大坝 325.0m 高程以下混凝土浇筑进度分析

大坝建基面优化后 325.0m 高程(汛前面貌要求)以下碾压混凝土较原设计减少约 3.23 万 m^3 ,原设计方案浇筑至 320.0m 高程约 3.0 个月,大坝建基面优化抬高后浇筑至 320.0m 高程约需 1.5 个月,缩短工期约 1.5 个月(含底层廊道施工)。

大坝建基面优化后相对工期节约 2.5 个月,节约工程投资约为 639 万元。

9 结语

通过对大坝结构布置的进一步分析研究,结合现场实际开挖面貌及施工阶段补充的勘探资料分析,深入研究建基面选择,并针对最终确定的建基面进行大坝稳定及应力状况分析:

高生大坝河床基础风化程度低,为微风化至微新岩体,坝基岩体抗压强度满足坝基建基面要求。大坝上游侧建基面选择 320m 高程作为建基面,下游侧选择 305m 高程作为齿槽的建基面,齿槽宽 34m,按 1:1 坡比接上游建基面。根据重力坝设计规范,采用材料力学法和有限元法分别计算并通过三维整体有限元复核,其大坝应力、坝基应力、大坝建基面抗滑稳定均满足规范要求。设置大坝齿槽的宽度和深度后,(底宽 34m,深 15m,上游 1:1,下游铅直。)大坝深层抗滑满足规范要求。

参考文献

- [1] 刘艳章. 边坡与坝基抗滑稳定的矢量和分析法研究 [D]. 中国科学院研究生院(武汉岩土力学研究所),2007.