



# 雅口航运枢纽围堰过流面局部破坏成因分析\*

查新元<sup>1,2</sup>, 童富果<sup>1,2</sup>, 李彪<sup>1,2</sup>

(1. 三峡大学, 水电工程施工与管理湖北省重点实验室, 湖北 宜昌 443002;

2. 三峡大学 水利与环境学院, 湖北 宜昌 443002)

**摘要:** 汉江雅口航运枢纽工程二期围堰是以粉细砂为主要填筑材料, 并辅以土工复合材料和素混凝土板抵抗水流冲刷的过水围堰。围堰经 2021 年洪水过流后, 过流面混凝土板出现了局部脱空、板间连接钢筋断裂等局部破坏现象, 采用非线性有限元方法对过水围堰的应力-变形情况进行数值模拟, 进而分析围堰局部破坏原因, 提出预防措施。结果表明, 在重力及水荷载共同作用下, 围堰过流坝坡面不均匀沉降变形过大, 致使抗冲刷混凝土板与堰体填筑料间存在不同程度的脱空, 板间连接钢筋受力状态由受拉转变为受剪, 局部因强度不足发生剪断破坏, 最终导致混凝土板的整体性降低, 抗水流冲刷能力不足。减小不均匀沉降是预防此类破坏的关键所在, 为此可加强填筑碾压, 提高材料的密实度, 进而增强坝体的抗沉降变形能力; 在混凝土板下方设置土工膜反滤, 提高材料的抗渗透变形和抗水力冲刷的能力。

**关键词:** 过流围堰; 不均匀沉降; 渗透破坏; 应力变形分析; 非线性有限元方法

中图分类号: U656

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2023)09-0216-07

## Cause of local failure of cofferdam overflow surface of Yakou Navigation Complex

ZHA Xinyuan<sup>1,2</sup>, TONG Fuguo<sup>1,2</sup>, LI Biao<sup>1,2</sup>

(1. Hubei Key Laboratory of Hydropower Engineering Construction and Management, China Three Gorges University, Yichang 443002, China;

2. College of Water Hydraulic and Environmental Engineering, China Three Gorges University, Yichang 443002, China)

**Abstract:** The phase II cofferdam of the Yakou Navigation Complex project on Hanjiang River is an overflow cofferdam with silty fine sand as the main filling material, supplemented by geotextile and plain concrete slabs to resist water scouring. After the flood in 2021, the concrete slabs on the cofferdam overflow surface suffer from local failure such as local void and fracture of connecting steel bars between slabs. This paper uses the nonlinear finite element method to conduct numerical simulation of the stress and deformation of the overflow cofferdam and analyzes the causes of the local failure of the cofferdam to propose preventive measures. The results show that under the combined action of gravity and water load, the non-uniform settlement deformation of the cofferdam overflow dam slope surface is too large, resulting in varying degrees of void between the anti-scour concrete slabs and the cofferdam body filling material. The stress state of the connecting reinforcement between the slabs changes from tension to shear, and local shear failure occurs due to insufficient strength, which ultimately leads to a reduction of the integrity of the concrete slabs and insufficient anti-flow scour capacity. Reducing the non-uniform settlement is the key to preventing such failure. Therefore, it is necessary to strengthen the filling and rolling to improve the compactness of the material, thus enhancing the anti-settlement deformation capacity of the dam body. Geomembrane reverse filter is set under the concrete slabs to improve the capacity of anti-seepage deformation and anti-flow scour.

**Keywords:** overflow cofferdam; non-uniform settlement; seepage failure; stress and deformation analysis; nonlinear finite element

收稿日期: 2022-12-12

\*基金项目: 国家自然科学基金项目 (51939004); 三峡大学学位论文培优基金项目 (2021SSPY014)

作者简介: 查新元 (1997—), 男, 硕士研究生, 研究方向为水工结构工程。

围堰是水利枢纽建设中常设的临时性挡水建筑物,在满足既定功能之余,还应尽可能地利用当地材料,以兼顾经济与环保。一些地区土石材料匮乏而砂质材料居多,难以修筑传统的土石围堰,工程实际中常采用袋装砂或管袋砂填充当地材料修筑围堰,此类围堰具有施工简单快速、造价较低等优点<sup>[1-2]</sup>,工程上一般称为管袋砂围堰;但由于堰体不同区域材料力学特性的差异,容易导致变形不协调,严重时可能引发堰体开裂等安全隐患,需要引起重视<sup>[3-4]</sup>。

汉江雅口水利枢纽二期围堰采用当地富含的粉细砂作为主要填筑材料,辅以管袋砂、抛石、土工复合织物及素混凝土过流面板抵抗水流冲刷,充分体现了经济性与环保性。由于粉细砂流动性较强、易变形,而汉江流域夏秋两季洪水多发,因此对围堰在涉水复杂工况下结构的安全稳定提出了较高的要求。围堰在经过2021年洪水过流后,整体结构基本保持完好,但过流面混凝土板发生了局部脱空、板间连接钢筋断裂等局部破坏现象,虽未对围堰正常运行造成影响,但其带来的安全隐患不容忽视。

为探明破坏成因,本文对围堰过流后的应力变形状态进行非线性有限元数值模拟,计算分析过流面混凝土板的受力情况,对发生破坏的可能原因进行探讨;在此基础上,对于如何避免该类问题的出现提出针对性的预防措施,以期为类似工程的设计和施工提供参考。

## 1 工程概况

### 1.1 围堰总体布局与过流破坏情况

雅口航运枢纽位于汉江中游,是一座以航运为主的综合性水利枢纽。为满足二期导流的需要,修建二期过流围堰围左岸的28孔闸坝段,承担挡水、过水泄流的功能<sup>[5]</sup>,围堰建成后的整体布局见图1。



图1 围堰整体布局

围堰建成后,于2021-09-01破堰充水、基坑过流。首先从下游围堰开始破堰充水,上游围堰在基坑水位与下游水位基本持平后破口过流,子堰体随过流自溃。过流之后围堰安全运行,整体结构基本完整,但C25混凝土板出现了不同程度破坏。其中,上游围堰SK0+187—SK0+267段过流面从轴线至基坑一侧的损坏最为严重,混凝土板接缝处的连接钢筋发生断裂,混凝土板整体塌陷,如图2所示。根据现场观察结果,面板接缝处钢筋断面较为平整、光亮,表现出剪切破坏的特征;此外,现场观察到受损处的面板与下方堰体产生了明显脱空,最大可达数十厘米。



图2 上游围堰SK0+187—SK0+267段过流面破坏情况

### 1.2 围堰典型断面结构

上游和下游围堰轴向长度分别为546和789 m,远大于横截面的尺寸,且截面形状沿轴线基本一致。因此在研究围堰的应力及变形时可简化为围堰断面的二维问题。以过流面损坏相对较严重的上游围堰为例,围堰由下方过流围堰与顶部子堰两部分组成,其主要填筑材料均为当地富含的粉细砂,过流围堰也采用砂卵石修筑了2道戗堤用于进占填筑;粉细砂本身流动性较好,易发生变

形, 因此围堰迎水侧采用抛石+土工布护坡、抛石+丙纶布护底; 背水侧采用丙纶布+管袋砂护坡(填充物为粉细砂)、抛石+丙纶布护底, 对边

坡进行加固防冲; 过流围堰内部采用 600 mm 厚塑性混凝土防渗墙进行防渗。其典型断面如图 3a) 所示。

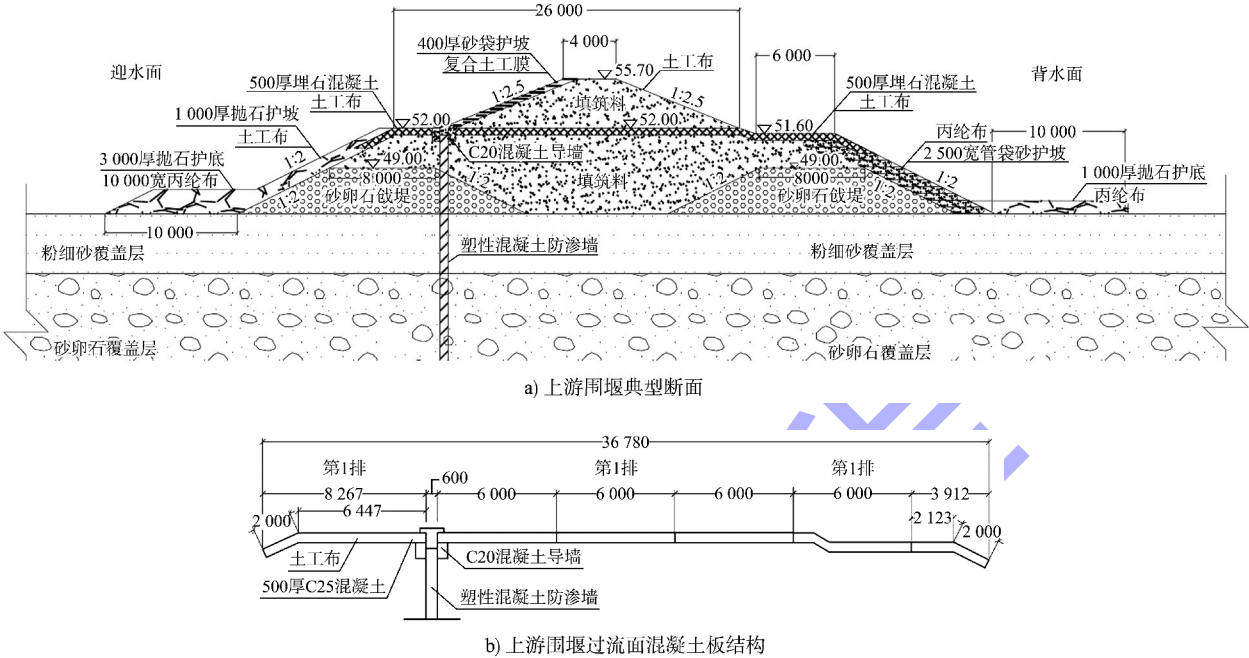


图 3 围堰典型断面结构 (尺寸: mm; 高程: m)

为尽量减小超标洪水来临时对过流面以下堰体的损毁, 以便汛后围堰能迅速恢复, 过流围堰的顶部设置了厚度达 500 mm 的 C25 素混凝土板连接而成的过流面进行防冲; 考虑到混凝土板需要适应下方堰体的变形以免造成过大的拉应力, 以 6 m×6 m 的尺寸分块分缝浇筑, 其断面如图 3b) 所示。分块浇筑导致混凝土板的整体性削弱, 为防止面板在汛期被高速水流冲散, 在混凝土板接缝

处以 1.5 m 的间距布置了长度 1 m 的  $\phi 16$  mm 过缝钢筋, 型号为 HPB235, 起连接作用。

1.3 围堰材料力学参数

1.3.1 围堰填筑料基本物理参数

采用环刀及电子天平等仪器对工程现场取得的粉砂、河床覆盖料、砂石和管袋砂进行基本物理参数测试, 结果见表 1。

表 1 材料基本物理参数

试样	试样质量/g	试样+环刀质量/g	环刀体积/cm <sup>3</sup>	颗粒密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	自然状态孔隙率/%	表观密度/(g·cm <sup>-3</sup> )
填筑料-粉砂	230.47	320.25	200	2.090	42.94	1.192
河床覆盖料	152.24	286.65	200	2.321	42.52	1.334
填筑料-砂石	232.06	337.10	200	2.444	39.07	1.550
管袋砂	168.35	293.40	200	2.246	41.88	1.305

1.3.2 填筑料压缩试验

本文开展了压缩试验以测试计算前述 4 种填筑料在不同应力状态下的变形模量。试验设备主要由压缩试验仪及辅助设备构成。试样置于内径为 170 mm、高度为 260 mm 的圆柱形钢罐内。

试验过程中各试样切线模量与竖向应力之间

的关系见图 4。切线模量在试验初始阶段与竖向应力之间基本呈线性增长关系, 增加较快, 竖向应力小于 0.5 MPa 时, 切线模量基本在 20 MPa 以内; 随着竖向应力的增加, 增长速率逐渐减小, 当竖向应力为 8 MPa 时, 试验材料切线模量基本在 100 MPa 以内。粉细砂与管袋砂的切线模量变



化规律相似;河床覆盖料线性增长较快,线性增长段明显;砂石切线模量随竖向应力变化的离散性较大,与试样的粒径不均匀有关。

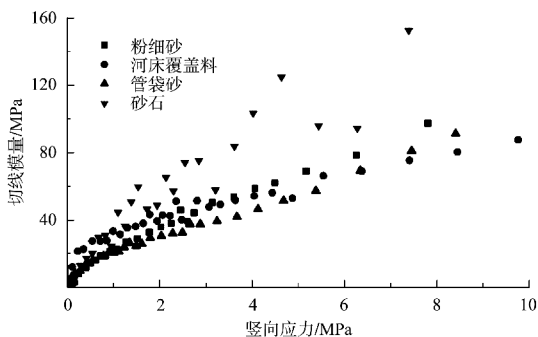


图4 不同材料切线模量与竖向应力变化曲线

## 2 有限元应力变形分析

### 2.1 计算方法

为了探究过流面混凝土板发生破坏的内在原因,以上游围堰 SK0+250 断面为例,采用二维非线性有限单元法分析堰体过流之后的应力及变形情况,并对混凝土板的受力情况进行讨论。

基于堆石、粉细砂等材料本构关系的非线性特性,采用二维非线性有限单元法计算。此时刚度矩阵与材料所处的应变和变位有关,记为  $K(\delta)$ ;此时结构的整体平衡方程为:

$$K(\delta)\delta - P = 0 \quad (1)$$

式中:  $K$  为刚度矩阵;  $\delta$  为应变矩阵;  $P$  为荷载矩阵。

采用增量法<sup>[6]</sup>对方程进行求解,将荷载分为  $m$  级增量,并假定在某一具体的荷载增量中刚度矩

阵是常数。施加第  $i$  级荷载增量后,荷载矩阵为:

$$P_i = \sum_{j=1}^i \Delta P_j \quad (2)$$

每一荷载增量  $\Delta P_i$  会产生相应的位移增量  $\Delta \delta_i$  与应力增量  $\Delta \sigma_i$ ,主要采用中点刚度法进行计算,即首先施加该级荷载增量的一半,以第  $i-1$  级增量末的刚度矩阵  $K_{i-1}$  作为此时的刚度矩阵,计算出临时位移增量为:

$$\Delta \delta_{i-1/2}^* = \frac{1}{2} \frac{\Delta P_i}{K_{i-1}} \quad (3)$$

由此得到中点位移,记为:

$$\delta_{i-1/2} = \delta_{i-1} + \Delta \delta_{i-1/2}^* \quad (4)$$

根据中点位移以及应力-应变关系求得中点刚度矩阵,并作为第  $i$  级荷载的刚度矩阵。

### 2.2 有限元计算模型

#### 2.2.1 有限元几何模型

选取上游围堰过流面破坏较为严重区段的 SK0+250 断面,范围包括过流围堰、子堰和基础部分,模型水平向总长度为 96.8 m,竖向高度为 19.4 m,计算网格节点总数为 1 187 个,单元总数 1 111 个,如图 5 所示。顺水流方向为  $x$  轴正向,竖直向上为  $y$  轴正向;主要单元类型为 4 节点四边形等参单元,网格的空间过渡区域存在少量的 3 节点三角形单元;过流面板接缝处以及与下方堰体的接触面设置接触面单元,允许其相互之间发生脱空;钢筋直径相对于面板尺寸而言极小,按照杆单元进行处理。

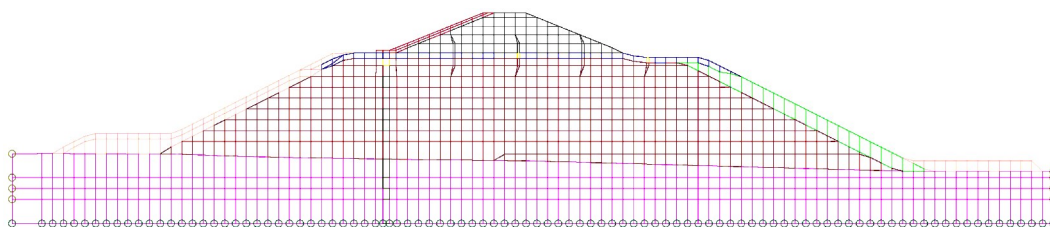


图5 围堰 SK0+250 断面有限元计算网格

#### 2.2.2 本构模型及其参数

采用邓肯-张  $E-B$  (切线弹性模量-切线体积模量) 非线性弹性模型作为围堰填筑料的本构模型<sup>[7]</sup>。根据粉砂、砂石、管袋砂和河床覆盖料

的压缩试验结果,考虑到围堰大主应力一般不超过 0.5 MPa,采用邓肯-张  $E-B$  模型对小于 0.5 MPa 的试验数据进行拟合,确定了各材料  $E-B$  模型参数,见表 2。

表 2 各材料 E-B 模型参数

材料名称	$\rho_d/(g \cdot cm^{-3})$	$K$	$K_{ur}$	$n$	$R_f$	$K_b$	$m$	$c/kPa$	$\varphi/(^{\circ})$	$\Delta\varphi/(^{\circ})$
填筑粉细砂	1.55	73.135	150	1.263	0.8	25.387	1.263	0	25	0
填筑料-砂石	1.75	142.280	300	0.899	0.8	51.285	0.899	0	27	0
管袋砂	1.68	69.144	140	0.878	0.8	51.22	0.878	0	30	0
河床覆盖料	1.67	290.137	600	1.105	0.8	82.271	1.105	0	26.0	0

注： $\rho_d$  为干密度， $K$ 、 $n$  分别为初始弹性模量基数、弹性模量指数， $K_{ur}$  为卸荷再加荷时的弹性模量基数， $R_f$  为破坏比， $K_b$ 、 $m$  分别为初始体积模量基数、体积模量指数， $c$  为黏聚力， $\varphi$  为内摩擦角， $\Delta\varphi$  为围压增加一个对数周期下摩擦角  $\varphi$  的减小值。

2.2.3 计算分析工况

本文模拟了围堰 SK0+250 断面过流后的工况。过流期间现场实测最大流量 1.29 万  $m^3/s$ ，上游最高水位 55.03 m，上游堰前水位 53.52 m，基坑水位 52.61 m，上游围堰附近顺河向最大流速可达 5.4 m/s。

2.2.4 边界条件及荷载

地基左右边界采用水平约束，下边界为固定约束。围堰断面的迎水侧施加上游堰前水压力，基坑侧施加基坑水压力。考虑到材料的非线性，荷载施加模拟坝体填筑过程，采用逐级施加的方式，SK0+250 断面从施工至过流共设置了 21 级主增量；为尽可能提高计算精度，每级主增量分为 2 级微增量进行施加。

2.3 应力变形计算结果

SK0+250 断面过流后的顺河向和竖直向位移

云图见图 6。围堰上、下游边坡中下部的顺河向位移最大，分别为 40、160 mm 左右，变形方向指向坡外，围堰整体呈现出指向下游的顺河向位移的特点；围堰的竖直向位移均为沉降变形，最大沉降量达 280 mm，出现在靠近防渗墙下游侧的堰芯区域，也即过流面出现局部损坏的位置。过流面混凝土板各部位沉降量在 80~200 mm；竖向位移等值线较为密集，位移梯度较大，表明混凝土板与下方堰体可能发生 100 毫米级的不均匀沉降，使面板与堰体接触不紧密，严重时可能产生局部脱空；由于混凝土板接缝未设止水，汛期高速水流通过时易从接缝处侵入堰体，裹挟并带走流动性较好的粉细砂，加剧脱空的范围和程度，因此现场观察到的脱空现象比数值计算的结果更严重。

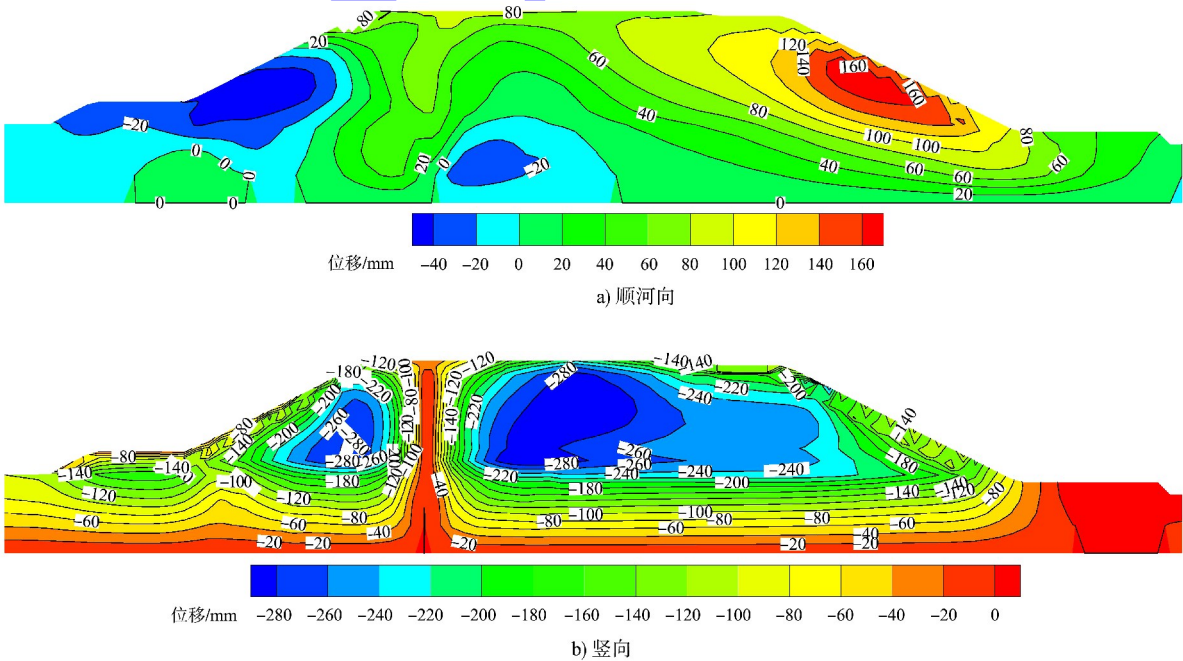


图 6 SK0+250 断面过流后位移云图

此外,围堰过水后,水流充满混凝土板与堰体之间的空腔,且防渗墙两侧均有水的作用,会使堰体填筑料承受渗透压力。根据 SK0+250 断面过流后的渗流计算结果,填筑料局部最大渗透梯度在 0.40~0.56,超过其允许渗透比降,有发生管涌破坏的可能,可能使堰体进一步发生较大的渗透变形,加剧堰体与过流面混凝土板之间的脱空。

过流后 SK0+250 断面大、小主应力的分布云图见图 7,其中应力结果为“拉负压正”。可以看出,大主应力均为压应力,最大压应力集中在防渗墙上,约为 1.2 MPa,其余部位压应力基本不超

过 0.3 MPa,埋深越深,压应力越大。过流面混凝土板和防渗墙部位均出现了不同程度的拉应力,最大拉应力在 0.18 MPa 左右,出现在与防渗墙接触的混凝土板位置,其主要原因是防渗墙上部的混凝土板沉降量较小,与附近其他部位沉降量相差较大,引起了较大拉应力;根据 SL 645—2013《水利水电工程围堰设计规范》<sup>[8]</sup>,迎水面堰体的主拉应力不应超过 0.2 MPa,该围堰断面能够符合规范要求。发生局部损毁的过流面混凝土板未产生显著的拉应力,表明拉应力并不是造成过流面局部破坏的原因,这也与现场观测到的钢筋受剪的破坏形式相符。

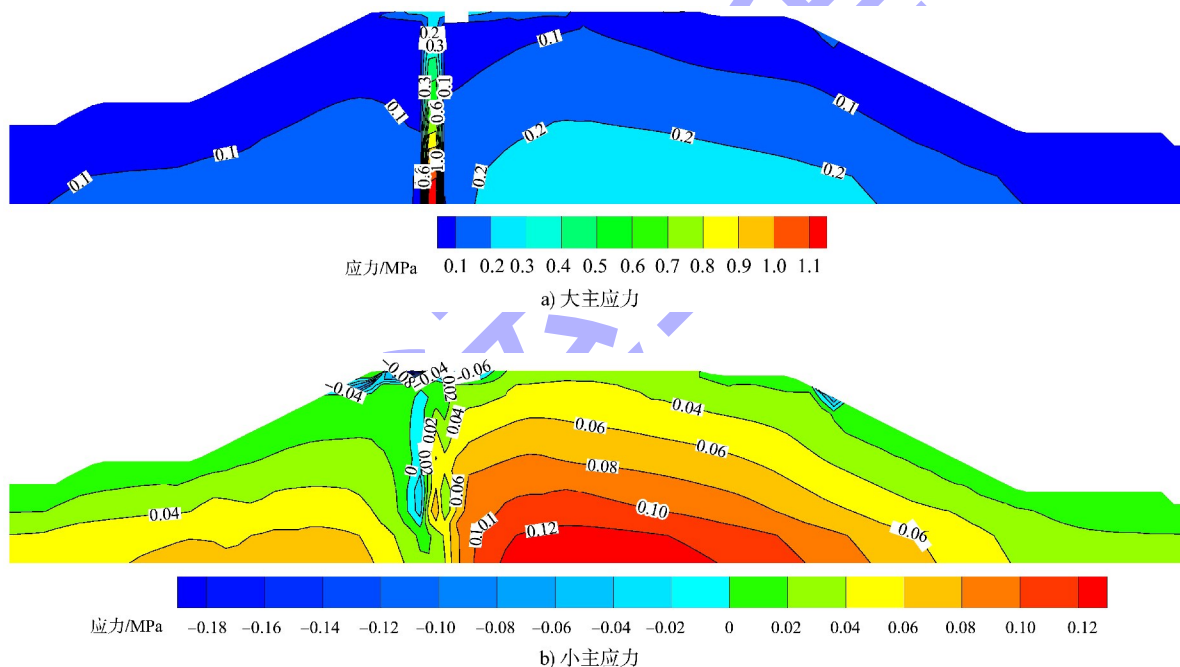


图7 SK0+250断面过流后应力云图

## 2.4 过流面破坏成因分析

水流对过流面的实际作用效果较为复杂,本文对4种可能的作用形式及相应的受力情况进行分析:工况1为混凝土板局部脱空,空腔充水,混凝土板受自身重力和水的浮托力;工况2为混凝土板局部脱空,空腔未完全充水,混凝土板受自身重力和静水压力;工况3为混凝土板局部脱空,空腔充水形成连续水头,混凝土板上表面水流速度大于下表面,产生竖直向上的压强差<sup>[9]</sup>,混凝土板受自身重力和水压力(差);工况4为混

凝土板局部脱空,但刚开始过流或过流结束,混凝土板仅受自身重力。

上述4种工况下过流面受力情况的最大剪应力及其出现的位置见表3。可以看出,最大剪应力出现的位置均为防渗墙下游侧第3、4排混凝土板间接缝处,与应力变形计算出的不均匀沉降较为严重的区域以及现场观测到的破坏位置相符。其中,工况2将高速水流作用视为静水压力时,混凝土板接缝处钢筋受力情况最为不利,此时剪应力达到了 757.38 MPa。



表 3 各工况下过流面受力情况

工况	过流面最大剪应力/MPa	出现位置
1	125.33	第 3、4 排混凝土板间
2	757.38	第 3、4 排混凝土板间
3	126.14	第 3、4 排混凝土板间
4	214.86	第 3、4 排混凝土板间

钢筋的抗剪强度按照其标称抗拉强度的 80% 计算<sup>[10]</sup>, HPB235 钢筋所能承受的最大剪应力为 188 MPa, 工况 2 和 4 钢筋承受的剪应力均超过了其抗剪强度。混凝土板发生脱空后, 仅在自身重力作用下就会对板间连接钢筋产生超过其抗剪强度的剪应力, 而设置连接钢筋的目的是为了防止混凝土板冲散而非用于抗剪, 具有较大的安全隐患; 工况 2 中, 混凝土板重力叠加静水压力后对连接钢筋的剪应力更是远超其抗剪强度数倍, 表明过流初期水流突至带来的静水压力可能导致过流面破坏加剧。

### 3 结语

1) 在重力及水荷载共同作用下, 围堰过流坝坡面不均匀沉降变形过大, 致使抗冲刷混凝土板与堰体填筑料间接触不紧密, 严重时发生局部脱空, 板间连接钢筋受力状态由受拉转变为受剪、局部因强度不足发生剪断破坏, 最终导致混凝土板的整体性降低, 抗水流冲刷能力不足, 是过流面发生破坏的根本原因。

2) 高速水流经过混凝土板时会对堰体填筑料形成淘蚀作用; 同时水流充满空腔后, 会对填筑料产生渗透压力, 使其发生渗透变形, 进一步加大混凝土板脱空的程度和范围; 过水后混凝土板连接钢筋所受剪力可达其抗剪强度的数倍, 使过流面破坏加剧。

3) 围堰不均匀沉降主要是由于堰体不同分区材料的力学性能差异造成的, 因此在选择围堰填筑材料时, 应尽可能地减小相邻分区材料的力学性质差异; 粉细砂作为主要填筑材料能够满足强度要求, 但易发生较大的变形, 有必要加强碾压

夯实, 增加填筑料密实度, 减小变形总量, 增强其抗变形的能力。

4) 施工过程和施工质量对围堰的沉降也有较大的影响, 通过优化施工顺序, 提升填筑质量, 使填筑料在混凝土板施工之前尽可能充分地沉降, 以减小填筑料与混凝土板之间的不协调变形。

5) 汛期高速水流通过时易从接缝处侵入堰体, 使填筑料产生渗透变形, 同时裹挟并带走流动性较好的粉细砂, 加剧脱空的范围和程度。因此, 采用粉细砂作为填筑料时, 有必要在过流面板底部增设土工膜反滤层, 提高填筑材料的抗渗透变形和抗水力冲刷的能力。

### 参考文献:

- [1] 孙鹏. 超软土地基袋装砂筑堤技术的应用[D]. 杭州: 浙江大学, 2011.
- [2] 董志良, 刘嘉, 朱幸科, 等. 大面积围海造陆围堰工程关键技术研究及应用[J]. 水运工程, 2015(2): 9-17.
- [3] 胡高松, 张海军. 超软地基上砂袋围堰不均匀沉降处理方法[J]. 水运工程, 2019 (S2): 114-118.
- [4] 刘智光. 软基土工织物袋充填砂围堰沉降位移的处理[J]. 水运工程, 2005 (4): 79-81.
- [5] 孙保虎, 张信伟, 胡峰军, 等. 汉江雅口航运枢纽工程总体布置[J]. 水运工程, 2019(1): 126-130.
- [6] 李佳明, 陈尧隆, 张建华, 等. 基于增量法的混凝土面板堆石坝应力变形有限元计算[J]. 水资源与水工程学报, 2009, 20(6): 160-162.
- [7] 李炎隆, 李守义, 丁占峰, 等. 基于正交试验法的邓肯-张 E-B 模型参数敏感性分析研究[J]. 水利学报, 2013, 44(7): 873-879.
- [8] 长江勘测规划设计研究院. 水利水电工程围堰设计规范: SL 645—2013 [S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013.
- [9] 刘沛清, 赵芸可. 伯努利方程对流体力学理论建立的历史贡献[J]. 力学与实践, 2020, 42(2): 258-264.
- [10] 付竹祥. 关于钢筋抗剪与抗拉极限强度比值的测算[J]. 建筑机械化, 1988(1): 25.

(本文编辑 王璁)