

DOI: 10.11779/CJGE202202022

胶凝砂砾石坝深层抗滑稳定模型试验研究

丁泽霖, 高昱芃, 张宏洋*, 王 婧, 班汉林

(华北水利水电大学水利学院, 河南 郑州 450046)

摘 要: 胶凝砂砾石坝 (CSG 坝) 是一种新坝型, 目前学术界主要针对坝体的结构形式、应力分布及结构强度等方面展开了研究, 而关于地基对 CSG 坝的影响相关研究较少。通过设计地质力学模型试验, 模拟了 CSG 坝在复杂地基上的正常运行及破坏状态。具体为, 以守口堡大坝的典型坝段及武都水库#18 坝段址区的坝基为研究对象, 采用超载法, 对模型进行了破坏试验研究, 对该工况下 CSG 坝的深层抗滑稳定进行了研究。研究表明: 模型的超载安全度 K_p 为 6.0, CSG 坝对复杂地基有良好的适应性。模型破坏的主要原因是坝基结构面发生破坏而形成滑移通道, 最终坝体沿滑移通道滑动失稳。

关键词: CSG 坝; 复杂地基; 结构面; 模型试验; 超载法

中图分类号: TU435; TV321

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)02-0392-07

作者简介: 丁泽霖(1983—), 男, 博士, 副教授, 主要从事水利工程结构模型试验及数值模拟等方面的教学与研究工作。E-mail: dingzelin@126.com。

Model testst on deep anti-sliding stability of cemented sand-gravel dam

DING Ze-lin, GAO Yu-peng, ZHANG Hong-yang, WANG Jing, BAN Han-lin

(North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450046, China)

Abstract: The cemented sand-gravel (CSG) dam is a new type of dam. At present, the academic circles have mainly carried out the researches on its structural form, stress distribution, and structural strength, but there are few related studies on the influences of the foundation on the CSG dam. In this study, through the design of geomechanical model tests the general operation of the CSG dam and the failure state on the complex foundation are simulated. Specifically, the typical dam section of Shoukoubao Dam and the dam foundation of No. 18 dam site area of Wudu Reservoir are selected for geomechanical model tests. Using the overload method, the model is tested for damage, and the deep anti-sliding stability of the CSG dam under this working condition is studied. The results show that the overload safety K_p of the model is 6.0, and the CSG dam has good adaptability to complex foundations. The main reason for the failure of the model is the failure of the structural surface of the dam foundation to form a slip channel, and finally, the dam body slips and loses stability along the slip channel. The research results may provide certain technical support and reference for the practical application of CSG dams on complex foundations.

Key words: cemented sand-gravel dam; complex foundation; structural plane; model test; overload method

0 引 言

胶凝砂砾石坝 (CSG 坝) 作为一种新坝型, 兼具重力坝的结构稳定和堆石坝就地取材的特点, 且经济环保^[1], 受到了国内外众多学者的关注和广泛研究^[2-4], 但目前 CSG 坝的工程应用较少^[5]。早期以 CSG 材料的围堰工程为主, 中国于 2019 年完成了守口堡大坝的修建, 也是中国最早开工建设的一座 CSG 坝, 为 CSG 坝的研究提供了大量的数据及文献资料。

通过查阅大量的文献资料, 众多学者对 CSG 坝展开了研究^[6-10]。丁泽霖等^[11]采用水工结构模型试验法, 研究了 CSG 坝应力分布情况, 得到了坝体在水荷载和坝体自重影响下的应力分布情况。杨冬升等^[12]通过设

计正交计算方案并采用有限元法计算, 得出了 CSG 坝体坡率、地基弹性模量、抗剪断稳定系数及抗剪稳定系数之间的影响关系。张建伟等^[13]基于莫尔-库仑软化模型和混凝土弹塑性损伤本构模型, 对两种工况下的守口堡大坝模型进行有限元分析, 研究了该 CSG 坝的应力和应变特点, 验证了守口堡 CSG 坝设计合理。以上学者对坝体的结构和稳定进行了研究, 表明 CSG 坝坝基整体处于受压状态, 应力分布不均匀, 坝趾及

基金项目: “十三五”国家重点研发计划项目 (2018YFC0406803); 国家自然科学基金青年基金项目 (51709114)

收稿日期: 2021-04-22

***通信作者** (E-mail: zhynewu@163.com)

表 1 原型结构及相应模型材料的力学参数值
Table 1 Mechanical parameter values of prototype structures and corresponding model materials

部位	密度/(g·cm ⁻³)		抗剪断强度				变形模量		泊松比	
	ρ_p	ρ_m	f'_p	c'_p /MPa	f'_m	$c'_m/(10^{-3}\text{MPa})$	E_p /GPa	E_m /MPa	μ_p	μ_m
D ₂ ⁵	2.83	2.81	0.80~1.00	0.80~0.90	1.00~1.20	7.00	5.50~6.50	82.50	0.26	0.25
D ₂ ⁴	2.72	2.70	0.80~1.00	0.80~0.90	1.00~1.20	7.00	5.50~6.50	70.00	0.28	0.23
D ₂ ²	2.71	2.65	0.65	0.45	0.65	3.00	3.00	33.00	0.30	0.30
D ₂ ¹ 、D ₂ ³	2.75	2.72	0.90	0.90~1.00	0.90	6.33	5.50	55.00	0.22	0.22
D ₁ ²	2.75	2.72	1.00~1.20	1.00~1.10	1.00~1.20	7.00	7.00	70.00	0.23	0.23
D ₂ ⁵⁻¹	2.81	2.78	1.00	1.00	1.00	6.67	6.00	60.00	0.24	0.24
f115、f114、 10f2、F31	1.65	1.65	0.37	0.02	0.36	0.17	0.05~0.10	0.70	0.40	0.40
JC-B	1.80	1.80	0.40	0.15	0.40	0.10	0.10~0.20	1.50	0.40	0.40
JC-C	1.65	1.65	0.37	0.02	0.36	0.17	0.05~0.10	0.70	0.42	0.42
坝体	2.36	2.26	1.20	1.00	1.20	7.00	4.00	46.02	0.20	0.20

注：下标 p 表示原型结构的参数值，m 表示模型结构的参数实测值。

坝踵处应力较大。若坝基存在软弱结构面，会引起坝基的不均匀沉降、变形等问题。目前，关于 CSG 坝在复杂地基上的稳定性的相关研究^[14]较少。随着 CSG 坝在工程中广泛应用，该坝型将面临着各种复杂的地基条件，故对 CSG 坝深层抗滑稳定进行研究成为当务之急。

为了对 CSG 坝在复杂地基上的稳定性及破坏机理进行分析，本文通过设计地质力学模型试验，将守口堡大坝的典型坝段与武都水库#18 坝段址区的复杂地基^[15]相结合，作为本文的研究对象。配制相应的模型材料，并制作复杂地基及 CSG 坝模型，选取典型位置布设应变变量测及位移量测设备，采用超载法对模型加载至破坏失稳。通过分析地基结构面对坝体稳定的影响机理，以期为今后 CSG 坝在实际工程的复杂地基条件下，进行设计及建造提供一定的理论依据。

1 试验原型工程背景

本次试验以守口堡大坝作为模型试验的坝体部分。以河床底的中心线为基线，设计最大坝高为 60.6 m，坝顶宽度 6 m，上下游坝坡均为 1:0.6，正常蓄水位为 57 m。典型断面为类梯形，本文将其简化为梯形如图 1。选定的坝基址区位于武都水库的#18 坝段坝基，坝基剖面图见图 1。坝趾区内构造线主要以 NE~SW 向展布，岩层的总体产状为 N41°~68° E/NW∠66°~78°。按规模将地质构造结构面分为 5 个等级：第一级为 F11 断裂；第二级为 F31 断层；第三级为 10f2、f114、f115 断层；第四级为 JC6-B、JC7-B、JC60-B、JC2-C、JC21-C 等层间错动带；第五级为节理裂隙。坝基岩体和结构面的力学参数见表 1。

2 地质力学模型试验

2.1 相似理论

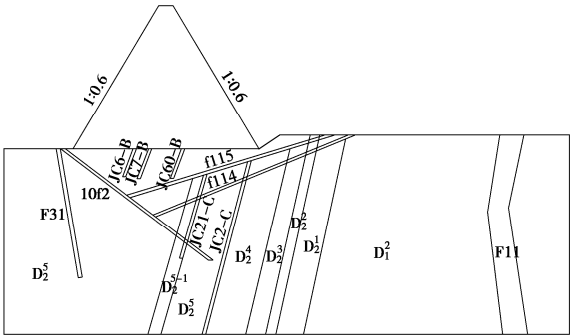


图 1 坝体及复杂地基剖面图

Fig. 1 Profile of dam body and complex foundation

根据弹性力学、塑性理论及相似原理，力学模型需满足几何 C_L 、重度 C_γ 、泊松比 C_μ 、应力 C_σ 、应变 C_ϵ 、位移 C_δ 、荷载 C_F 、变模 C_E 、黏聚力 C_c 、内摩擦角 C_φ 、摩擦系数 C_f 、抗拉强度 C_{σ_t} 、抗压强度 C_{σ_c} 、抗剪强度 C_τ 及变形特性等各方面的相似。

其相似判据为： $C_\sigma/C_X C_L=1$ ， $C_\epsilon=1$ ， $C_\mu=1$ ， $C_\sigma=C_E$ ， $C_\epsilon C_E/C_\sigma=1$ ， $C_\epsilon C_L/C_\delta=1$ ， $C_c=C_\sigma$ ， $C_{\sigma_c}=C_{\sigma_t}=C_\tau=C_\sigma$ ， $C_f=1$ 。根据试验场地及设备条件，综合考虑选定几何相似常数 C_L 为 100，本文相似材料配制及模型坝体制作中，主要物理量之间的相似比见表 2。

表 2 相似材料配制中主要物理量之间的相似比

Table 2 Similarity ratios between main physical quantities in preparation of similar materials

相似条件	相似常数	相似比	相似条件	相似常数	相似比
几何	C_L	100	变形量模	$C_E=C_\sigma$	100
重度	C_γ	1	黏聚力	$C_c=C_\sigma$	100
泊松比	C_μ	1	内摩擦角	C_φ	1
应变	C_ϵ	1	摩擦系数	C_f	1
应力	$C_\sigma=C_\gamma \cdot C_L$	100	抗拉强度	$C_{\sigma_t}=C_\sigma$	100
位移	$C_\delta=C_L$	100	抗压强度	$C_{\sigma_c}=C_\sigma$	100
荷载	$C_F=C_\gamma \cdot C_L^3$	1×10^6	抗剪强度	$C_\tau=C_\sigma$	100

2.2 相似材料配制及模型设计

本次试验具体的坝基岩体和结构面的模型材料力学参数见表 1。选用重晶石粉作为模型的主要成分，胶凝材料为石膏及可溶性高分子材料，通过设计正交试验，最终选取的坝体材料弹性模量约为 46 MPa，见图 2 (a)，基本满足相似关系。坝基主要材料为重晶石粉、机油及可溶性高分子材料，将其压制成 10 cm×10 cm×7 cm 的块体。结构面用软质材料及不同特性的薄膜材料制成。模型材料典型参数曲线见图 2 (变形模量计算方法取试件最大应力的一半，根据曲线找出相应的应变，以此最大应力的一半除以该应变，就得所求的变形模量)。

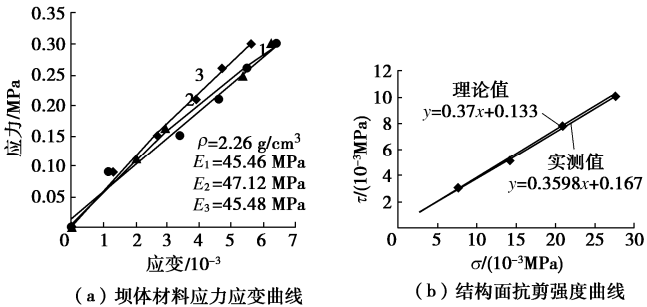


图 2 模型材料典型参数曲线

Fig. 2 Typical parameter curves of model materials

根据国内外相关试验的经验，以河床底的中心线为基线，模型模拟范围定为①上游边界：0.3 m (0.5 倍坝高)；②下游边界：1.2 m (2 倍坝高)；③坝基深度：0.9 m (1.5 倍坝高)。坝体高度为 0.6 m，正常蓄水位为 0.57 m，不考虑下游水位。模型制作时，将自研的内部位移计^[6]埋设于坝基结构面位置，最终建成的模型如图 3 所示。

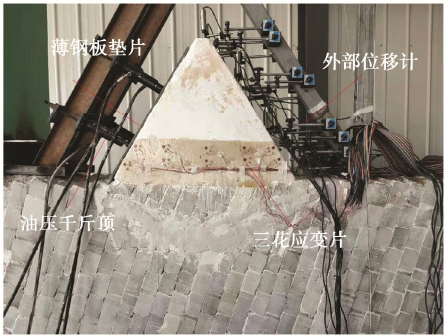


图 3 模型试验现场照片

Fig. 3 Photo of model test site

2.3 模型加载及量测

采用组合加载的方式进行加载，具体为：水压力+淤沙压力+自重。用上游侧的油压千斤顶加载以实现水压力及淤沙压力的模拟，模型的自重通过模型材料的容重相似实现。试验量测设备布置情况，见图 3。

本次试验用超载法对模型进行破坏试验，预压后以 0.2P₀ 的步长加载至正常荷载，并按加载步长持续

加载至模型失稳。模型位移变位测点布置见图 4，坝体偏下部位布置 10 个三花应变片，用于测量坝体应变分布。坝体下游侧及结构面 f114、f115 裸露处中间共布设 4 个外部位变位测点，共 8 个外部位移计，用于测量坝体及坝基向下游的变位情况。结构面 F31、10f2、f114 及 f115 处，顺结构面共布置 6 个内部位移计。在对应位置的坝基模型试块上切割出凹槽，并将内部位移计卡入凹槽，将滑动盖一侧置于结构面侧，用于测量各结构面的变位情况，以判断坝基结构面的破坏情况。

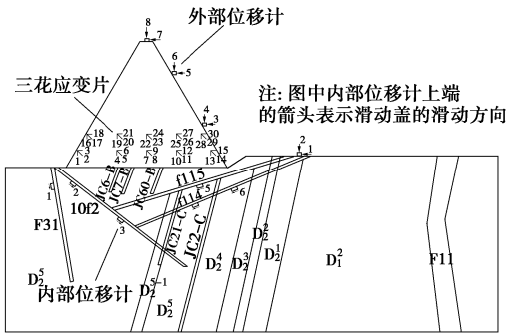
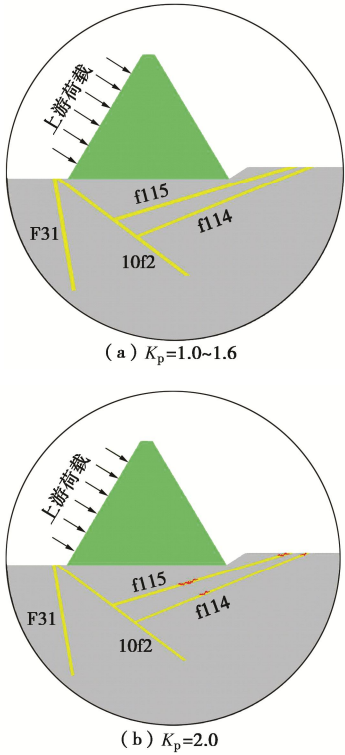


图 4 模型位移变位测点布置图

Fig. 4 Layout of measuring points for displacement of model

3 试验结果分析

模型破坏过程剖面示意图见图 5。根据测得的变位、应变曲线的拐点及增幅，并综合试验中观测的现象判断模型的受力情况。模型水平、竖直、坝基结构面及坝体测点的变位曲线见图 6~8。



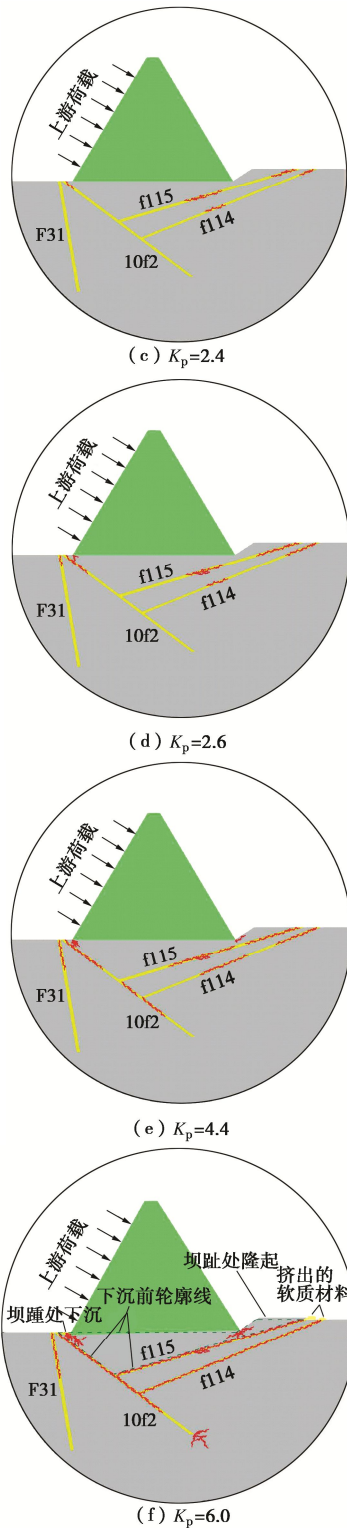


图5 模型破坏过程剖面示意图

Fig. 5 Profile sketch of failure process of model

3.1 坝基结构面破坏过程

按照结构面的倾向将结构面分为两类。结构面 F31 及 10f2 为倾向下游的结构面, 结构面 f115 及 f114 为倾向上游的结构面。以沿结构面向下滑动为负, 向上滑动为正。对比分析图 6 (a), (b), 两图的趋势一致, 表明两类结构面的破坏演变过程相似, 但结构面破坏后的滑动方向相反。

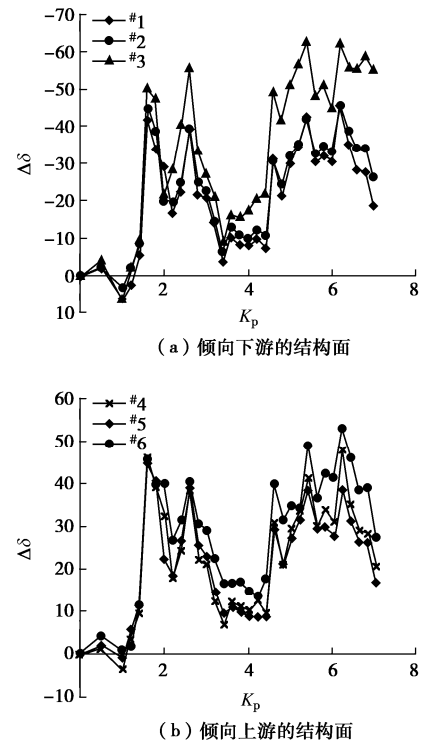


图6 坝基结构面相对变位曲线

Fig. 6 Curves of relative displacement of structural plane of dam foundation

分析图 6 并结合试验现象, 模型的破坏过程具体表述为: $K_p=0\sim1.0$ 阶段, 模型处于正常工作状态, 各测点数值基本稳定不变; $K_p=1.0\sim1.6$ 阶段, 各测点数据变化规律类似, 并在 $K_p=1.6$ 时图 6 的应变曲线出现第一个拐点, 模型正常工作无裂隙产生, 见图 5 (a); $K_p=1.6\sim2.6$ 阶段, 内部位移计数据变化程度明显增大, 且当 $K_p=2.0$ 时, 图 6 的曲线出现第二个拐点, 结构面 f114 和 f115 表面有裂缝产生, 见图 5 (b), 并在 $K_p=2.0\sim2.4$ 阶段逐渐扩散; $K_p=2.4$ 时, 图 6 的曲线再次出现拐点, 结构面 10f2 处初现裂缝, 见图 5 (c); $K_p=2.6\sim4.4$ 阶段, 内外部测点数据稳定缓慢增加, 在 $K_p=2.6$ 时, 图 6 的曲线再次出现拐点, 结构面 F31 处产生裂缝, 见图 5 (d); $K_p=4.4$ 时, 图 6 的曲线再次出现拐点, 坝基前期出现的裂缝开始扩大并有贯通的迹象, 结构面 10f2 与 f114 和 f115 连接处的迹象尤其明显; $K_p=4.4\sim6.0$ 阶段, 图 6 在短期内出现多次拐点, 同时坝踵处裂缝进一步延伸, 结构面 F31 出现明显拉裂, 模型整体出现向下游变形的迹象, 在结构面 10f2 处形成破坏区, 见图 5 (e)。在 $K_p=6.0$ 时, 10f2, f114 和 f115 裂缝贯通区域明显, 同时发生滑动破坏, 结构失稳, 见图 5 (f); $K_p=6.0\sim7.0$ 阶段, 结构面继续发生滑动破坏, 10f2 与 f114 和 f115 形成明显的贯通区域。

3.2 坝体测点应变分析

分析坝体处三花应变片的竖向应变曲线, 如图 7。以受压为正受拉为负, 各测点在 $K_p=2.0, 6.0$ 时, 均

出现明显的拐点。表明在这两个加载倍数时, 坝体的结构状态发生了变化。

分析图 7(b) 的应变值由坝趾向坝踵处依次递减, 这是由于千斤顶的加载方向主要指向坝体中部及坝踵处的建基面处。对于图 7(a), 中部的 3 个测点应变值较大, 且曲线分布较集中, 同样是由于加载方向指向坝基, 而坝踵及坝趾处测点应变值较小, 下面进行详细分析。

对比分析图 7(a), (b), 中部的 6 个测点 (#4、#7 和 #10 及 #19、#22 和 #25) 曲线分布较集中, 表明中部应变情况受坝基结构面影响较小, 曲线特征相似; 坝踵处的两个测点 (#1 和 #16) 出现明显的分歧, #1 测点在 $K_p=0\sim1.8$ 阶段为受拉状态, 而 #16 测点在各阶段均为受压状态, 表明坝踵处的应变情况明显受到坝基的影响。#1 测点的受拉状态, 是由于受到 10f2 结构面的作用, 由于材料强度较弱, 在受压破坏后下沉使坝踵处受拉, 坝踵与 10f2 上方的岩体形成稳定结构, 使应变集中于软弱结构面 10f2 处; 坝趾处的两个测点 (#13 和 #28) 与坝踵处类似, 两测点出现了明显分歧。由于坝趾紧邻结构面 f115, 受压后应变集中于结构面 f115 处, 故 #13 测点的应变偏小, 而 #28 测点距离坝基结构面较远, 受其影响较小。

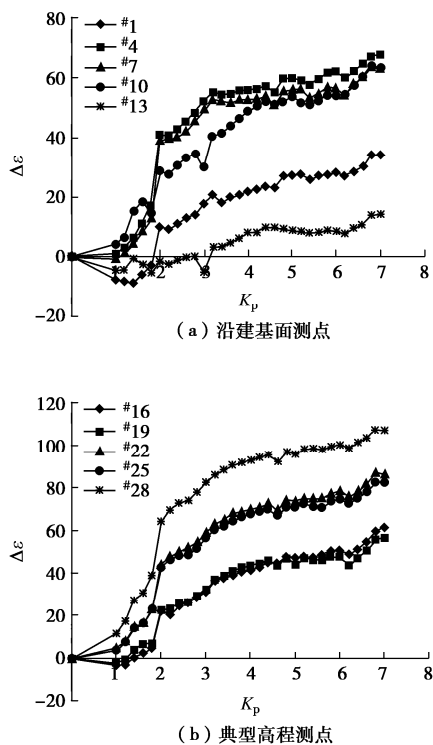


图 7 坝体测点竖向应变曲线

Fig. 7 Curves of vertical strain of dam body at measurement points

整体上, 坝体均为受压状态, 只在加载初期坝踵及坝趾处出现了受拉情况。由于千斤顶加载主要指向坝体中部的建基面处, 坝体中部的应变值大于坝踵及坝趾处。此外, 坝踵及坝趾处邻近坝基结构面, 其两

者受结构面的影响效应较大。

3.3 坝体下游侧变位分析

如图 8(a) 所示, 水平变位以指向下游为负, 竖向变位以指向坝基为负。在 $K_p=1.3$ 时, 水平向变位曲线出现第一个拐点, 变位数值明显增长; 在 $K_p=4.6$ 时, 再次出现拐点, 数值增长速率明显降低, 同时变位数值持续增加至最大值。可以看出, 图 8(a) 的第一个拐点早于图 6, 而第二个拐点晚于图 6。由于在 $K_p=1.3$ 时坝体整体开始向下游变位, 荷载经坝体加至坝基处, 挤压坝基结构面并在 $K_p=2.0$ 时使 f114 和 f115 处初现裂缝, 故图 8(a) 的第一个拐点早于图 6; 在 $K_p=4.4$ 时, 各结构面裂缝互相延伸, 坝踵处下沉同时坝趾处逐渐向上隆起, 使坝体水平变位在 $K_p=4.6$ 后增长速率降低, 故图 8(a) 的第二个拐点晚于图 6。超载倍数持续增加, 坝踵处随结构面 F31 和 10f2 逐渐破坏而逐渐下沉, 同时坝趾处随 f115 和 f114 逐渐破坏而逐渐向上隆起。

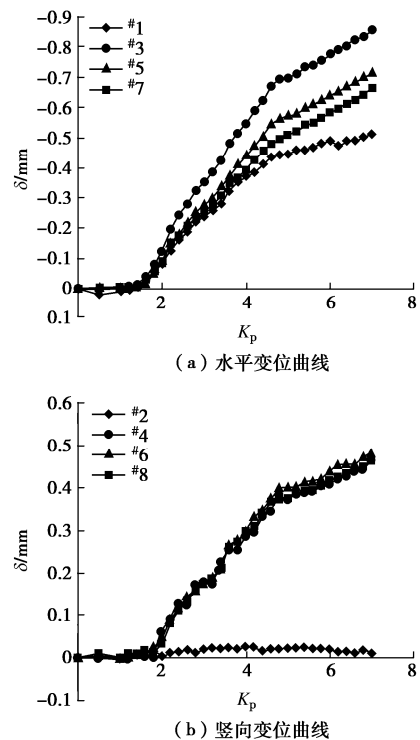


图 8 坝体下游侧变位曲线

Fig. 8 Curves of displacement at downstream side of dam

综上, 坝基结构面的破坏会影响坝体的水平变位, 使坝体持续受倾覆力矩的作用, 故坝体处水平变位与坝体高程呈负相关关系, 且负相关性逐渐增强。在 $K_p=6.0$ 时坝踵处出现明显下沉, 坝趾处整体向上隆起。

如图 8(b), 竖向变位以向上为正, 向下为负。在 $K_p=2.0$ 时产生拐点, 位移增幅明显增大, 增至 $K_p=4.5$ 时再次产生拐点。竖向变位曲线与水平变位曲线相似, 但坝后河床处的 #2 测点变位明显较小且无明显波动, 表明结构面 f114 和 f115 的相互滑动错动主

要集中于 f115 结构面, 而结构面 f114 的滑移错动较小。此外, 坝体下游侧的#4、#6 及#8 测点的变位曲线较集中, 表明竖向变位与测点高程无明显的相关性。

最终的试验现象为: 坝体整体存在沉降现象, 坝踵处沉陷较为明显, 结构面 f115 裸露处出现显著挤压破坏并向上滑动, 将坝趾处向上抬起, 结构面 f114 裸露处有软弱材料挤出。但坝体整体结构未发生破坏, 表明 CSG 坝对坝基的适应性较强。模型最终破坏形态见图 9。

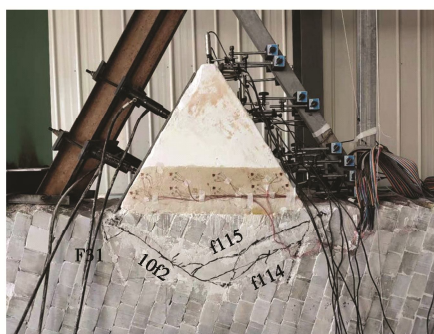


图 9 模型最终破坏形态

Fig. 9 Final failure mode of model

3.4 有限元分析

本次研究选用 Ansys Workbench 18.0 对模型试验结构进行验证, 选用混凝土的弹塑性本构模型近似模拟 CSG 材料的物理特性。有限元模拟范围为: 以河床底的中心线为基线, 向上游取值 30 m (0.5 倍坝高)、下游 120 m (2 倍坝高), 建基面向下 90 m (1.5 倍坝高)。单元类型选用八节点的六面体单元, 上游水头取正常蓄水位的水头 57 m, 不考虑下游水位, 采用超载法按 $0.2P_0$ 的步长加载至计算结果不收敛。经过计算, 当 $K_p=6.2$ 时计算结果不收敛, 即模拟坝段的超载安全系数 $K_p=6.2$ 。分析上一个步长, 即 $K_p=6.0$ 时坝基塑性区域的分布情况, 见图 10。

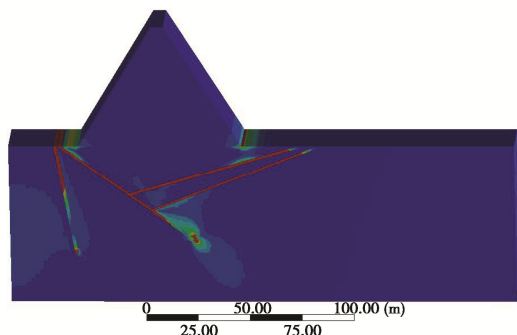


图 10 $K_p=6.0$ 时坝基塑性区分布图

Fig. 10 Distribution of plastic zone of dam foundation $K_p = 6.0$

可以明显看出, 结构面 f114 及 f115 完全贯通, 结构面 F3 及 10f2 部分贯通, 整体结构处于即将失稳的状态。有限元计算的超载安全度 $K_p=6.2$ 大于模型试验的 $K_p=6.0$ 。这是由于本次有限元计算中, 对坝基做

了部分简化, 但整体误差在合理范围内, 可以验证本次模型试验结果的合理性。

3.5 复杂地基对坝体的影响机理分析

综合分析相关文献^[7-13], 并与本文的试验成果进行对比研究, 图 11 给出 CSG 坝在均质地基与复杂地基上破坏失稳对比的示意图。可以看出, CSG 坝在均质地基上坝踵处出现隆起, 坝趾处下沉。因为 CSG 坝为类梯形结构, 上游荷载方向整体有角度地指向坝基, 使坝基整体处于受压状态, 只在坝踵处出现了拉应力。对于复杂地基上的 CSG 坝, 坝基的结构面在加载过程中被压坏, 结构面 10f2 及 F31 形成向下的滑移通道、结构面 f115 和 f114 形成向上的滑移通道。坝踵处沿下移通道下沉, 坝趾沿结构面 f115 和 f114 的上移通道向上隆起。

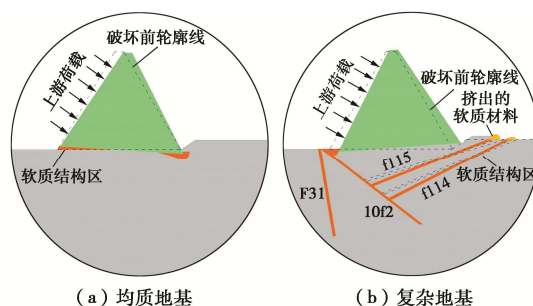


图 11 CSG 坝在均质地基与复杂地基上破坏失稳对比示意图

Fig. 11 Comparison of failure and instability of CSG dam on homogeneous and complex foundations

综上, 复杂地基上的 CSG 坝的稳定性, 是由其坝基结构面的抗滑稳定性决定的。因此, 在复杂地基上建筑 CSG 坝应充分考虑坝基结构面对坝体稳定性的影响, 可在实际建设前进行地质力学模型试验或有限元软件分析坝基结构面的安全度。

4 结 论

本研究采用地质力学模型试验的方法, 对 CSG 坝在复杂地基的稳定性和安全度展开研究, 给出了地基结构面对坝体稳定的作用机理。在工程建设前应对坝基结构面的强度进行验证, 并重点对易形成滑移通道的结构面进行处理。

(1) 在 $K_p=2.0$ 时, 坝基的结构面发生初裂。坝基的主要破坏区域集中在结构面 F31 和 10f2 形成向下的滑移通道, 及 f115 和 f114 形成向上的滑移通道, 并在 f114 和 10f2 处有明显的挤压破坏, 最终测得模型的超载安全度 K_p 为 6.0。

(2) 坝体出现了沉降, 且存在向下游微小变位。在上游荷载的作用下, 坝踵处沿坝基结构面破坏形成的下移通道沉降明显, 坝趾处沿上移通道向上隆起。

(3) 整体上, 坝体的结构未出现明显破坏现象,

表明 CSG 坝对复杂地基有良好的适应性,复杂地基上 CSG 坝的超载安全度主要取决于坝基结构面。

参考文献:

- [1] 贾金生, 刘宁, 郑瑾莹, 等. 胶结颗粒料坝研究进展与工程应用[J]. 水利学报, 2016, 47(3): 315 - 323. (JIA Jin-sheng, LIU Ning, ZHENG Cui-ying, et al. Studies on cemented material dams and its application[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, 47(3): 315 - 323. (in Chinese))
- [2] 傅华, 陈生水, 韩华强, 等. 胶凝砂砾石料静、动力三轴剪切试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(2): 357 - 362. (FU Hua, CHEN Sheng-shui, HAN Hua-qiang, et al. Experimental study on static and dynamic properties of cemented sand and gravel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(2): 357 - 362. (in Chinese))
- [3] 贾金生. 胶凝砂砾石筑坝技术研究及应用[R]. 北京:中国水利水电科学研究院, 2010. (JIA Jin-sheng. Research and Application of Dam Construction Technology with Cemented Sand Gravel[R]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2010. (in Chinese))
- [4] 郭磊, 王佳, 郭利霞, 等. 胶凝砂砾石含泥量对其强度的影响[J]. 人民黄河, 2020, 42(3): 136 - 139. (GUO Lei, WANG Jia, GUO Li-xia, et al. Effect of mud content in cemented sand gravel based on its strength[J]. Yellow River, 2020, 42(3): 136 - 139. (in Chinese))
- [5] 蔡新, 杨杰, 郭兴文. 胶凝砂砾石坝研究综述[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2015, 43(5): 431 - 441. (CAI Xin, YANG Jie, GUO Xing-wen. Review of cement sand and gravel dams[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2015, 43(5): 431 - 441. (in Chinese))
- [6] 孙明权, 杨世锋, 田青青. 胶凝砂砾石材料力学特性、耐久性 & 坝型综述[J]. 人民黄河, 2016, 38(7): 83 - 85, 99. (SUN Ming-quan, YANG Shi-feng, TIAN Qing-qing. Review on mechanical properties, durability and dam type of CSG material[J]. Yellow River, 2016, 38(7): 83 - 85, 99. (in Chinese))
- [7] AREFIAN A, NOORZAD A, GHAEMIAN M, et al. Seismic evaluation of cemented material dams -A case study of Tobetsu Dam in Japan[J]. Earthquakes and Structures, 2016, 10(3): 717 - 733.
- [8] 孙伟, 何蕴龙, 袁帅, 等. 考虑材料非均质性的胶凝砂砾石坝随机有限元分析[J]. 水利学报, 2014, 45(7): 828 - 836. (SUN Wei, HE Yun-long, YUAN Shuai, et al. Stochastic finite element analysis of Hardfill dam with considering the material heterogeneity influence[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, 45(7): 828 - 836. (in Chinese))
- [9] 闫菲. 胶凝砂砾石坝静动力应力变形特性有限元分析[D]. 西安: 西安理工大学, 2017. (YAN Fei. Finite Element Analysis about Static and Dynamic Stress Deformation Characteristics of Cemented Sand and Gravel Dam[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2017. (in Chinese))
- [10] 黄虎, 李坡, 张献才. 胶凝砂砾石材料的细观滞回模型[J]. 建筑材料学报, 2021, 24(2): 254 - 259. (HUANG Hu, LI Po, ZHANG Xian-cai. Mesoscopic hysteretic model of cemented sand and gravel material[J]. Journal of Building Materials, 2021, 24(2): 254 - 259. (in Chinese))
- [11] 丁泽霖, 杨世锋, 孙明权. 胶凝砂砾石坝模型试验研究[J]. 人民黄河, 2016, 38(9): 92 - 95. (DING Ze-lin, YANG Shi-feng, SUN Ming-quan. Model test study on CSG dam[J]. Yellow River, 2016, 38(9): 92 - 95. (in Chinese))
- [12] 杨冬升, 凌静, 蒋君. 三维胶凝砂砾石百米级高坝的稳定性分析[J]. 水电能源科学, 2019, 37(9): 71 - 73, 107. (YANG Dong-sheng, LING Jing, JIANG Jun. Stability analysis of three-dimensional cement-sand-gravel hundred meters level high dam[J]. Water Resources and Power, 2019, 37(9): 71 - 73, 107. (in Chinese))
- [13] 张建伟, 武佳谋, 杨世锋, 等. 胶凝砂砾石坝应力及变形特点研究[J]. 华北水利水电大学学报(自然科学版), 2020, 41(4): 39 - 45. (ZHANG Jian-wei, WU Jia-mou, YANG Shi-feng, et al. Study on stress and deformation characteristics of Cement-sand-gravel dam[J]. Journal of North China University of Water Resources and Electric Power (Natural Science Edition), 2020, 41(4): 39 - 45. (in Chinese))
- [14] 王婧, 丁泽霖. 基于有限元法的重力坝双斜面抗滑稳定分析[J]. 华北水利水电学院学报, 2011, 32(4): 109 - 112. (WANG Jing, DING Ze-lin. Anti-slide stability analysis of double inclined wedge for gravity dam based on the finite element method[J]. Journal of North China Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power, 2011, 32(4): 109 - 112. (in Chinese))
- [15] 赵启龙, 毛增产, 杨会杰. 武都水库坝基地质缺陷分析[J]. 四川水利, 2017, 38(4): 7 - 11. (ZHAO Qi-long, MAO Zeng-chan, YANG Hui-jie. Analysis on geological defects of Wudu Reservoir dam foundation[J]. Sichuan Water Resources, 2017, 38(4): 7 - 11. (in Chinese))
- [16] 张林, 胡成秋, 董建华, 等. 用于测量地质力学模型内部位移的应变式内部位移测试仪: CN101476862A[P]. 2009-07-08. (ZHANG Lin, HU Cheng-qiu, DONG Jian-hua, et al. Strain Type Internal Displacement Tester Used for Measuring Internal Displacement of Geomechanics Model: CN101476862A[P]. 2009-07-08. (in Chinese))