

# 仙女堡水电站桩基承载力有限元分析研究

欧耀文<sup>1</sup> 李昌友<sup>1</sup> 杨帆<sup>2</sup> 欧慧娟<sup>3</sup> 饶秋华<sup>1</sup>

( 1. 中南大学 土木工程学院,长沙 410075; 2. 厦门大学 建筑与土木工程学院,  
福建 厦门 361005; 3. 湖南省株洲市水利水电勘测设计院 湖南 株洲 410067 )

**摘 要:** 为了论证桩基作为仙女堡水电站地基加固手段的理论的可行性,有必要计算桩基础承载力. 以 3<sup>#</sup>控河闸为例采用 ANSYS 建立了有限元模型,将三种水位与三种桩长组合成 3 种工况. 计算结果表明三种水位工况下的变位及应力变化规律一致,且校核工况下变位及应力水平最高,其次为正常蓄水位,最次之为设计洪水位. 天然工况下的地基沉降均超出了规范允许值,闸底板下游右侧铅直应力超过地基承载力,从理论上得出地基加固必要性. 根据工程实际,对深厚覆盖层引起闸室的沉降、应力进行深入研究,分析资料详细,可为类似工程提供借鉴经验.

**关键词:** 有限元; 仙女堡; 桩基; 应力; 应变

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1672 - 0946(2012)04 - 0477 - 08

## Study on pile foundation bearing capacity of fairy castle hydropower station with finite element method

OU Yao-wen<sup>1</sup>, LI Chang-you<sup>1</sup>, YANG Fan<sup>2</sup>, OU Hui-juan<sup>3</sup>, RAO Qiu-hua<sup>1</sup>

( 1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China; 3. Hunan Zhuzhou Water Hydropower Survey and Designing Institute, Zhuzhou 410067, China)

**Abstract:** To demonstrate theoretical feasibility of pile foundation as one mean to reinforce fairy castle hydropower station. It is necessary to calculate pile foundation bearing capacity. Establish finite element models with ANSYS as an example to analyze three water levels and three pile lengths to 3<sup>#</sup> river sluice. The results revealed that the change rule of the settlements and stresses under the three water levels were similar. Settlements and stresses under check flood level were the largest of all, the second was normal storage level and the smallest was design flood level. Settlements under nature foundation were larger than the standard ones. Besides, vertical stresses on soleplate were larger than the nature foundation's. Therefore it is quite necessary to reinforcement the nature foundation. Based on project, this paper carried on deep research on the settlements and stresses caused by large and deep overburden layer and obtained some valuable achievements, which could provide some advices for other similar projects.

**Key words:** finite element; fairy castle; pile foundation; stress; strain

国外研究深厚覆盖层中地基沉降主要采用理论计算和数值分析. 理论计算基础建立在 1923 年

Terzaghi 提出的一维固结理论上. 虽然计算简便,参数少且容易取得,但存在一定误差; 1936 年

收稿日期: 2011 - 11 - 15.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(11072269).

作者简介: 欧耀文(1984 -),男,硕士,研究方向: 桩基和结构加固; 李昌友(1966 -),男,博士,教授,研究方向: 岩土工程.

Rendulic 将其推广到二维、三维情况, 得出了 Terzaghi—Rendulic 固结理论; 1963 年, Mikasa 提出软黏土的固结特性与 Terzaghi 的一维固结理论不太一致, 他认为当上层覆盖层较软较厚时上层自重对土体的固结过程影响很大; 1967 年, Gison 等人提出了一维有限非线性应变固结理论, 这一理论考虑了土体压缩性、渗透性与孔隙比的非线性变化及土体自重应力等因素<sup>[1]</sup>. 经过试验证明 Gison 提出的一维非线性应变固结理论较 Terzaghi 提出的一维线性固结理论要更精确. 目前工程中仍采用一维固结沉降公式计算地基的最终固结沉降.

我国在处理深厚覆盖层地基时主要从提高地基土的强度、减少地基土体的变形与防止渗流可能引起的破坏三方面下手<sup>[2-4]</sup>. 软弱地基中常用的地基处理方式有以下几种: 置换拌入法(垫层法、振冲置换法、高压喷射注浆法、深层搅拌法、石灰桩法)、排水固结法(堆桩预压法、排水井堆载预压法)、振密剂密法(强锤夯实法、强夯法、振冲剂密

法)、反压法、加筋法(土工聚合物、加筋土)、桩基法等, 其中振冲置换法、强夯法、振冲剂密法、桩基法适用于深厚地基加固.

## 1 仙女堡水闸有限元分析

### 1.1 工程概况

仙女堡水电站闸址位于涪江干流水晶镇下游约 1 500 m 处, 平(武) - 松(潘) 公路经过左侧, 河谷呈“U”字型, 两侧基岩裸露, 山体雄厚, 两侧坡角为 55 ~ 85°. 河床宽约 90 ~ 95 m, 枯水期水面宽约 30 ~ 35 m, 正常蓄水位 1 117.5 m 时谷宽约 97 m, 水流方向 SE155°. 闸址区出露的地层主要为前震旦系碧口群上部岩组(AnZbk3) 绢云英千枚岩和第四系全新统松散堆积物. 据钻孔及开挖揭示, 河床覆盖层厚 20 ~ 35 m, 主要为第四系全新统冲洪积层(al-plQ4), 为漂卵石砾石夹砾砂层, 由上而下分别为砾砂层 ~ 漂卵石层. 地质剖面图详见图 1, 桩基布置情况详见图 2.

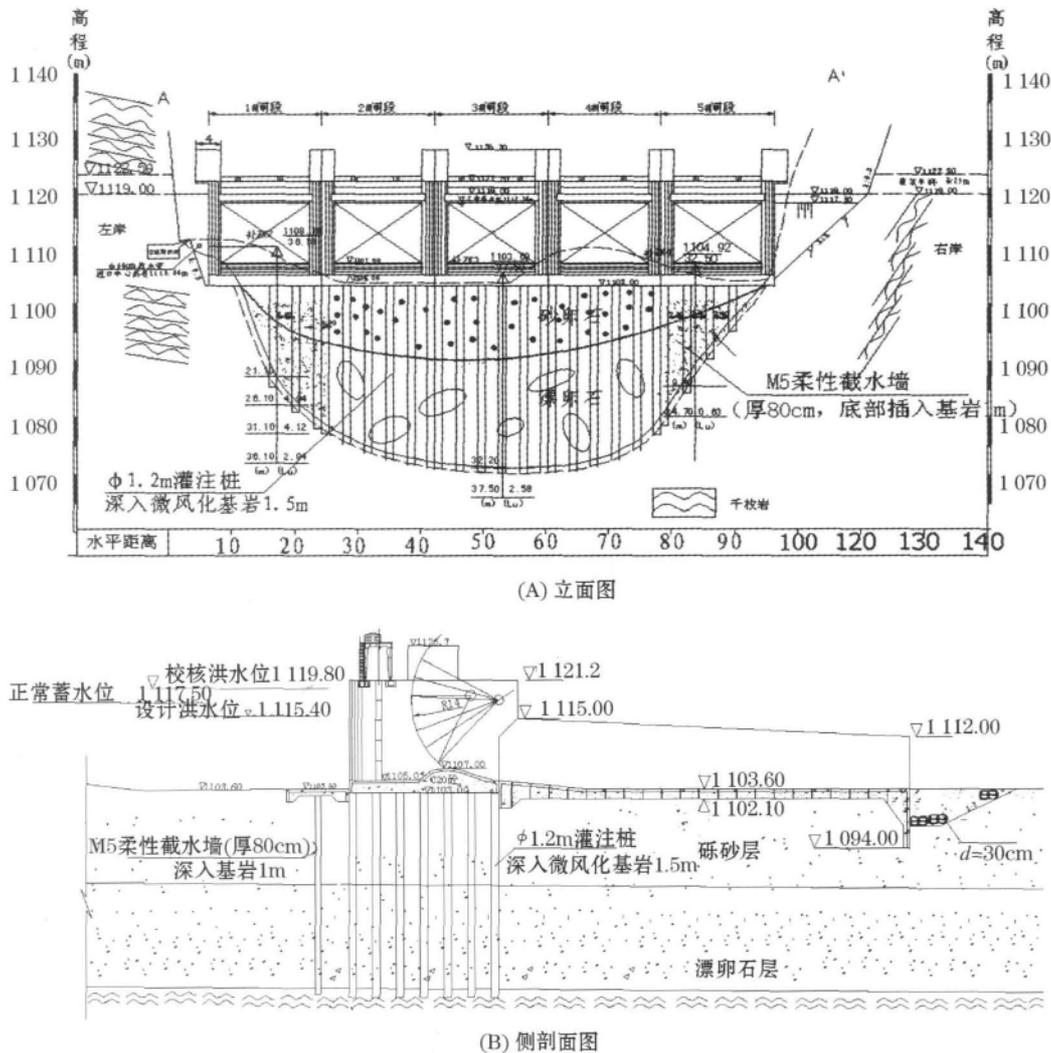


图 1 典型闸基河床覆盖层剖面

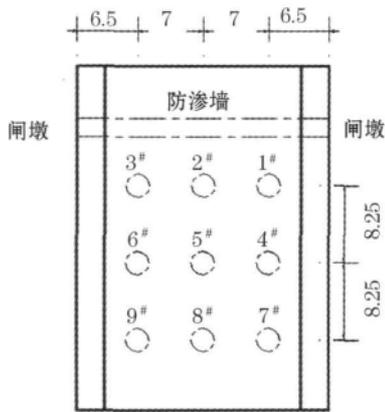


图 2 仙女堡 3# 闸室桩基分布示意图

1) 地层岩性

①基岩: 闸址区分布的基岩岩性为前震旦系碧口群上部岩组( AnZbk3) 绢云英千枚岩, 两侧均出露, 灰色、浅灰绿色, 变晶结构, 千枚状构造, 矿物成分为绢云母、绿泥石、石英、钠长石等, 片理面具丝绢光泽, 呈平行层理分布。大部为弱风化。②砾砂层: 厚度 1~10 m 不等, 从左侧至右侧逐渐变薄至尖灭, 从上游至到下游逐渐变薄。灰、黄灰色, 主要成分为石英、长石、云母等, 砾粒质量分数 10.50%~30.50%, 细粒质量分数 11.60%~14.60%, 其中黏粒质量分数 7.9%~10.81% 不均匀系数 27.83~390.98, 曲率系数 7.05~22.86, 饱和, 松散。③漂卵砾石层: 厚度 9~25 m。灰白、灰绿、灰黄等

杂色, 饱和、松散, 具架空结构。漂石质量分数 75%~90%, 粒径一般 4~60 cm。主要成份为弱风化~微风化的石英砂岩、石英岩、千枚岩、花岗岩灰岩等, 石质坚硬, 磨圆度好, 多呈亚圆~圆形, 其孔隙“空洞”被砂砾石及砂粒部分充填。④扰动土体: 扰动土层主要分布在砂砾石层, 呈零星状分布, 3# 闸室右侧分布较左侧广。

仙女堡水闸闸基覆盖层物理力学参数建议指标值参见表 1, 本文数值模拟计算选用参数参见表 2。

2) 地质构造

闸址区未见区域性断层通过, 小断层及节理亦不发育。左侧岩层层面产状为 NE70~85°SE∠70~75°, 右侧岩层层面产状为 NW295~300°NE∠65~70°

3) 水文地质条件

闸址区地下水主要以基岩裂隙水为主, 第四系覆盖层含孔隙水。

河床覆盖层漂卵石层透水率  $q > 100Lu$ , 属强透水, 砾砂层透水率  $10 < q < 100Lu$ , 属中等透水。根据钻孔压水试验, 弱风化基岩的透水率均小于  $5Lu$ , 为相对不透水层。

闸址区地表水的化学类型为  $HCO_3-Ca II$  型, 不含侵蚀性二氧化碳, 对普通硅酸盐水泥无腐蚀性。

表 1 仙女堡电闸闸基河床覆盖层物理力学参数建议指标值

土体名称	天然	地基允许	压缩	泊	抗剪指标			渗透指标	
	密度 $\rho$ $/(g \cdot cm^{-3})$	承载力 $f_k$ $/MPa$	模量 $E_0$ $/MPa$	松比 $\mu$	内摩 擦角 $\varphi$ $/^\circ$	凝聚 力 $C$ $/kPa$	摩擦 系数 $F$	渗透 系数 $K$ $/(10^{-2} cm \cdot s^{-1})$	允许 比降 $J_c$ $/$
漂卵砾石	2.2~2.4	0.30~0.63	35~50	0.22	30~34	0	0.45~0.55	10~100	0.12~0.15
砾砂	1.8~1.9	0.10~0.13	5~8	0.26	15~18	0	0.55~0.60	0.1~1	
千枚岩	2.72~2.73	0.60~0.70	700~2500	0.19	30~40	1200	0.6~0.7	$1.2 \times 10^{-7}$	7~9
“空洞”	0.5	0.01~0.02	0.5~0.8	0.40	5~10	0	0.2~0.3	10~20	

表 2 数值模拟计算材料选用参数表

序号	材料名称	密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	弹性 模量/ $Pa$	泊松比	凝聚力 $/kPa$	摩擦角 $/^\circ$	流动角 $/^\circ$	渗透系数 $/(m \cdot s^{-1})$
1	混凝土	2.45	2700	0.16	$1.5e^6$	45	45	$1.2e^{-10}$
2	漂卵石	2.31	50	0.22	0	40	40	$8.5e^{-6}$
3	砂砾石	1.85	5.0	0.4	0	35	35	$3.5e^{-5}$
4	千枚岩	2.73	1400	0.2	$1.2e^6$	40	40	$1.2e^{-9}$
5	“空洞”	0.5	1.0	0.35	0	12	12	0.011

注: 本次计算采用关联流动法则, 流动角参数选取与摩擦角一致

1.2 有限元方案拟定

1.2.1 有限元计算模型荷载组合与工况说明

说明 1 自重荷载: 闸坝所有荷载中考虑的主要荷载; 静水压力: 上下游静水压力垂直作用在库水位以下的闸室表面及库底, 并深入基础防渗底部; 扬压力: 包括上浮力及坝底面上的渗透压力, 在基础设有防渗墙是应考虑扬压力的折减, 本次计算通过 ANSYS 的热应力场计算各个节点的渗透应力, 然后在结构计算模块中添加热应力场计算的节点渗透应力达到模拟扬压力的目的。

说明 2 通过 ANSYS 中的热应力场模拟渗流计算, 将计算出的渗流应力添加到每个节点, 最终达到模拟扬压力的目的。在 ANSYS 结构分析中, 三维渗流场中对应于结构单元 solid45 的热单元为 solid70, 上下游水头差对应于该模块中的温度差, 渗透系数对应于该模块的导热系数。本次模拟计算只模拟自重荷载、静水压力荷载、扬压力, 其余荷载如浪压力、泥沙压力根据工程的实际情况, 予以忽略。

说明 3 根据仙女堡闸坝目前的水位运行情况, 主要模拟以下三种水位工况: a) 正常蓄水位: 上下游水位分别为 117.50 m; b) 设计洪水位: 上下游水位分别为 115.4 m, 111.0 m; c) 校核洪水位: 上下游水位分别为 119.8 m, 112.2 m。

说明 4 本次研究闸室与地基的相互作用, 分

别从模拟改变基础桩基长度工况及“空洞”的不同深度工况两方面入手。模拟桩基时分别模拟以下工况: 1) 无桩基, 长度为 0 m; 2) 桩基浇注长度为 18 m; 3) 桩基浇注长度为 35 m;

1.2.2 3#控河闸有限元模型

仙女堡 3# 控河闸段净宽 21 m, 闸墩宽 3 m, 闸室全长 40.4 m, 闸底板厚 2 m, 闸墩高 16.0 m, 取地基从闸室上游面和下游面分别往上游和下游延伸 2 倍闸室长度, 约 80 m, 从闸室底板面向下延伸 70 m, 闸室横向模拟 27 m。本次数值分析计算右侧地基模拟“空洞”20 m × 8 m × 4 m (长 × 宽 × 高), 左侧地基模拟“空洞”20 m × 4 m × 4 m (长 × 宽 × 高)。

坐标点取在闸底板对称点上,  $x$  轴指向闸室左侧,  $y$  轴正方向为逆水流方向,  $z$  轴正方向竖直向上。模型  $x$  轴方向总长 27 m,  $y$  轴方向总长 200 m,  $z$  方向总长 88 m。

本次有限元分析, 结构计算模块采用 solid45 六面体单元, 本构模型采用邓肯 - 张非线性模型, 渗流计算模块采用六面体对应 solid70 单元, 仙女堡水电站闸室、桩基、防渗墙三维有限元模型参见图 3。整个模型离散后总计单元数 31 852 个, 节点数 33 344 个。

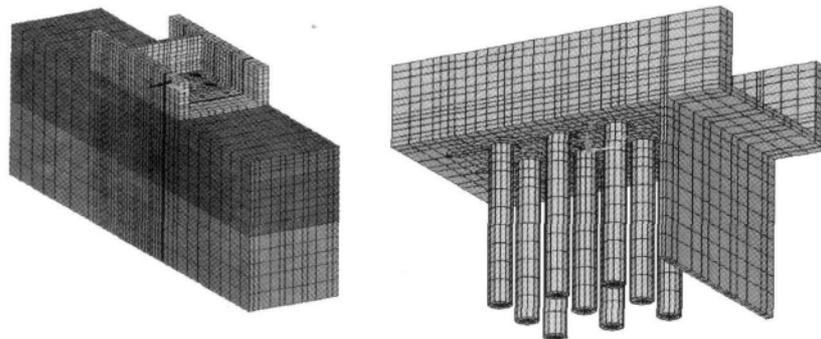


图 3 3#控河闸有限元模型

1.3 正常蓄水位工况下闸坝三维有限元分析

变位结果分析见图 4。

正常蓄水位工况下不同桩基长度作用下闸室

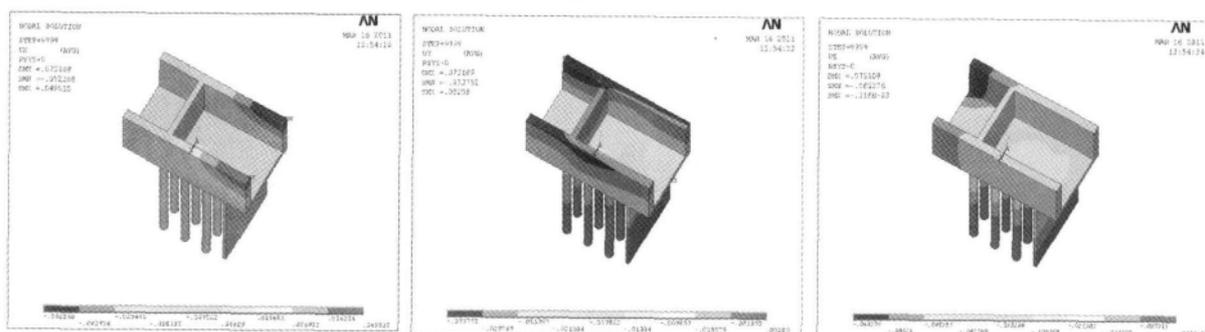


图 4 正常蓄水位工况下不同桩基长度作用下闸室变位(工况  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$ )

1) 横河向位移

未浇筑桩基时闸室位移绝对值范围为 0 ~ 57.3 mm;  $A_1$  向  $A_2$  工况过渡时, 变位分布情况发生了改变. 随着桩基的不断加长闸室最大位移稍有降低,  $A_2$  工况下的最大位移为 52.3 mm, 当桩基浇筑至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移最小;  $A_3$  工况下的最大位移为 52.27 mm; 当桩基浇筑至千枚岩下 13 m 时, 位移变化不大. 通过数值比较分析, 桩基对横河向变形影响不明显.

2) 顺河向位移

天然地基时, 闸室的最大变位为 94.59 mm,  $A_1$  向  $A_2$  工况过渡时, 变位分布情况发生了改变. 随着桩基的不断变长闸室最大位移有所降低, 其中从  $A_1$  工况至  $A_2$  工况过渡时, 顺河向位移降低幅度较大, 最大位移值从 94.59 mm 降至 45.67 mm, 降低幅度达到了 51.7%; 当桩基浇筑至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移都小, 闸室最大变位为 33.6 mm, 降低幅度为 64.48%; 继续加载, 变位变化不明显, 说明桩基进入基岩后再加长桩基对减少闸室变位已无工程意义.

3) 铅直向位移

天然地基工况下闸室位移绝对值范围为 25.0 ~ 205 mm, 最大变位超出规范允许值 150 mm, 必须对地基进行处理;  $A_1$  向  $A_2$  工况过渡时, 变位分布情况发生了改变随着桩基的不断变长闸室最大

位移有所降低, 其中从  $A_1$  工况至  $A_2$  工况过渡时, 位移降低幅度较大, 最大位移值从 206.01 mm 降至 97.23 mm, 降低幅度达到了 52.9%. 当桩基浇筑至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移最小, 闸室最大变位为 63.0 mm, 较  $A_1$  工况降低幅度为 69.41%; 当桩基浇筑至千枚岩下 13 m 时, 最大变位为 63.28 mm, 变位变化不明显, 说明桩基进入基岩后再加长桩基对减少闸室变位已无工程意义.

正常蓄水位工况下不同桩基长度作用下闸室、防渗墙顺河向与铅直向应力分析.

由表 3 可知桩基长度对顺河向应力影响较小. 下游底板与建基面处在桩情况下存在一定铅直向压应力(下游右侧压应力为 1.14 MPa), 超过了地基承载力(0.65 MPa), 必须对地基进行处理. 浇筑桩基后有效将铅直向压应力降低至地基承载力范围内, 可见桩基能有效提高地基承载力.

图 5 分别显示了正常蓄水位中不同桩长工况下防渗墙左侧与右侧顺河向应力沿随高程变化情况. 左侧防渗墙最大拉应力  $A_1$  工况下为 0.2 MPa,  $A_2$  工况为 0.19 MPa,  $A_3$  工况为 0.16 MPa. 右侧防渗墙最大拉应力  $A_1$  工况下为 0.24 MPa,  $A_2$  工况为 0.19 MPa,  $A_3$  工况为 0.17 MPa. 最大值均出现在离防渗墙顶部 2 m 处, 这是由于顶部承受较大水平推力, 防渗墙拦截了上游大部分水头而引起的渗透压

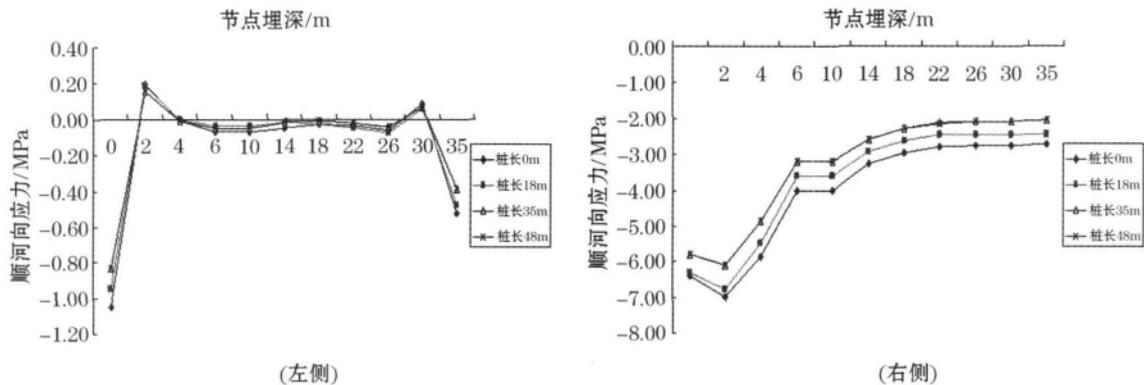


图 5 正常蓄水位不同桩长工况下防渗墙两侧顺河向应力沿高程变化情况

表 3 正常蓄水位不同桩基长度闸底板特征点应力表

应力位置		顺河向应力 / MPa				铅直向应力 / MPa				
位置描述	节点编号	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	
底板与地基接触点	上游左	16453	-0.21	-0.18	-0.17	-0.06	-0.25	-0.34	-0.36	-0.25
	上游右	16441	-0.24	-0.19	-0.18	-0.06	-0.28	-0.35	-0.36	-0.23
	下游左	15601	0.00	-0.07	-0.06	-0.04	-0.95	-0.51	-0.34	-0.22
	下游右	15589	-0.04	-0.10	-0.09	-0.04	-1.14	-0.53	-0.35	-0.24

力导致的.可以看出防渗墙右侧应力水平稍高于左侧应力水平,这主要因为桩基右侧“空洞”范围较广,导致其承载能力有限引起的.30 m埋深处出现了微小的顺河向拉应力是由于防渗墙端部周围土体弹模出现突变引起的.随着桩基长度的加长防渗墙顺河向应力稍有降低.桩基长度对于较小防渗墙应力水平无明显效果.

图6分别显示了正常蓄水位中不同桩长工况下防渗墙左、右侧铅直应力沿随高程变化情况.左侧防渗墙最压应力 $A_1$ 工况下为6.98 MPa, $A_2$ 工况为6.76 MPa, $A_3$ 为6.08 MPa.右侧防渗墙最大拉应力 $A_1$ 工况下为8.18 MPa, $A_2$ 工况为6.76 MPa, $A_3$ 工况为6.25 MPa.所有工况最大值均出现在离防渗墙顶部2 m处,防渗墙上部0~18 m埋深应力水平较为集中.随着桩基长度的加长部分荷载转移至桩

基承担,防渗墙铅直应力而降低.但35 m长桩基工况下的应力变化不明显,说明桩基进入基岩后再加长桩对降低防渗墙顺河向应力已无工程意义.

图7分别显示了3#闸室下9根不同桩基顺河向与铅直向应力沿高程变化情况.由图7可知不管是顺河向应力抑或是铅直应力右侧桩基应力水平均大于左侧桩基应力水平,左侧桩基应力水平大于中间桩基应力水平,下游桩基应力水平大于上游桩基应力水平,上游桩基应力水平大于中部桩基应力水平.这是由于水荷载的推力以及地基右侧承载能力较左侧低,引起结构向下游侧绕动的原因.所有桩基最大顺河向拉应力出现在距离桩基顶部4 m处,9#桩基最大顺河向应力为0.19 MPa(拉),所有桩基铅直向最大压应力出现在距离桩顶4 m处,9#桩基最大为3.68 MPa(压).

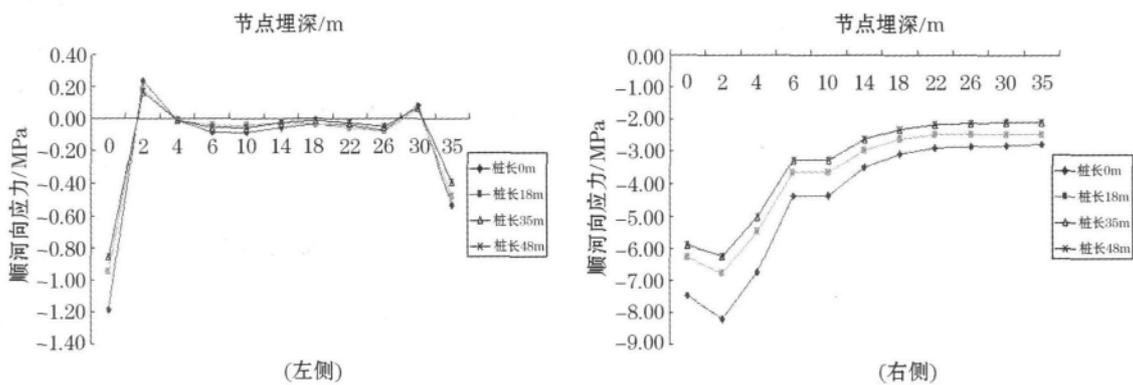


图6 正常蓄水位不同桩长工况下防渗墙左侧铅直向应力沿高程变化情况

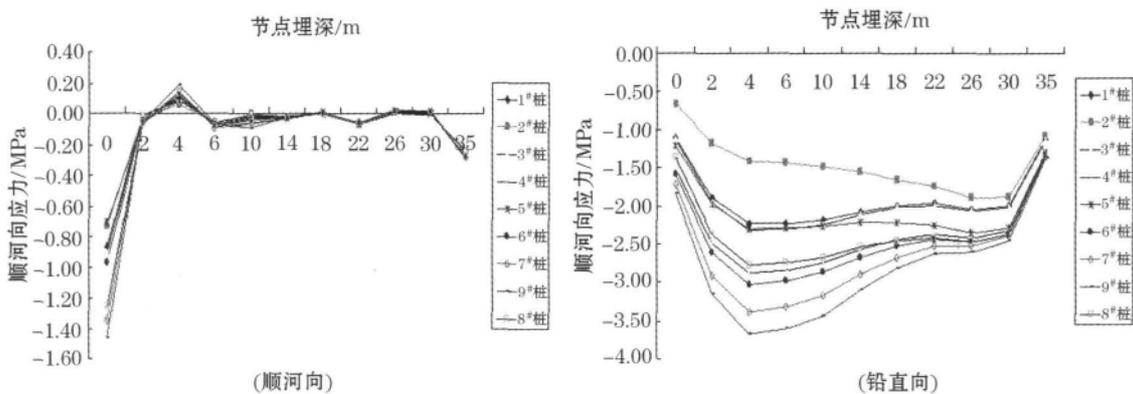


图7 正常蓄水位35 m桩长工况下不同桩基方向应力沿高程变化情况

1.4 设计洪水位工况下闸坝三维有限元分析  
设计洪水位水位闸坝三位有限元分析见图8.

$B_1$ : 无桩基,长度为0 m; $B_2$ : 桩基浇注长度为18 m; $B_3$ : 桩基浇注长度为35 m;

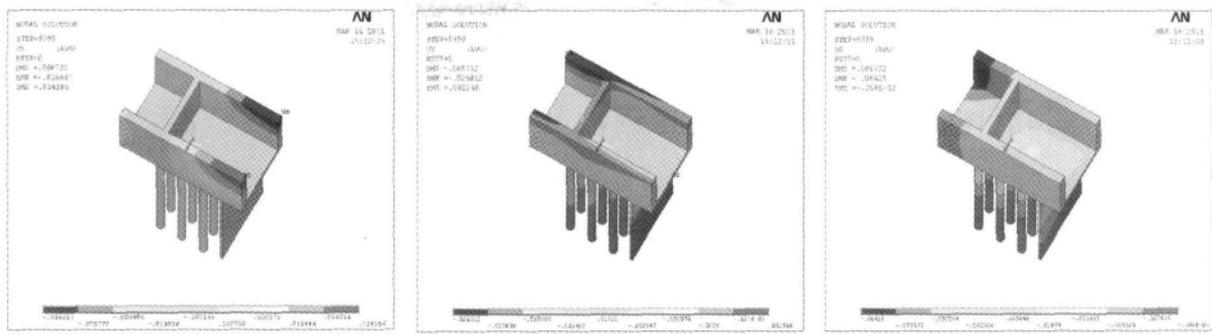


图 8 设计洪水位不同桩基工况下横河向变位云图(工况  $B_1$   $B_2$   $B_3$ )

1) 横河向位移

未浇筑桩基时闸室位移绝对值范围为 0 ~ 47.77 mm  $B_1$  向  $B_2$  工况过渡时, 变位分布情况发生了改变. 随着桩基的不断加长闸室最大位移有所降低  $B_2$  工况下的最大位移为 36.72 mm, 当桩基浇筑至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移最小, 闸室位移绝对值范围为 0 ~ 36.65 mm; 当桩基浇筑至千枚岩下 13 m 时, 没有继续降低趋势. 通过数值比较分析, 桩基对横河向变形影响不显著.

2) 顺河向位移

天然地基时, 闸室的最大变位为 81.90 mm.  $B_1$  向  $B_2$  工况过渡时, 变位分布情况发生了改变. 随着桩基的不断变长闸室最大位移有所降低, 顺河向位移降低幅度较大, 最大位移值从 81.90 mm 降至 39.90 mm, 降低幅度达到了 51.3%; 当桩基浇筑至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移最小, 闸室最大变位为 25.91 mm, 较  $B_1$  工况降低幅度为 68.4%;  $B_3$  工况下, 闸室最大变位为 26.01 mm, 变位变化不明显, 说明桩基进入基岩后再加长桩基对减少闸室变位已无工程意义.

3) 铅直向位移

天然地基工况下闸室位移绝对值范围为 6.0 ~ 205.9 mm, 最大变位超出规范允许值 150 mm, 必须对地基进行处理;  $B_1$  向  $B_2$  工况过渡时, 变位分布情况发生了改变. 随着桩基的不断变长闸室最大位移有所降低, 位移降低幅度较大, 最大位移值从 205.9 mm 降至 97.67 mm, 降低幅度达到了 52.9%. 当桩基浇筑至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移最小, 闸室最大变位为 64.01 mm, 较  $B_1$  工况降低幅度为 68.91%; 当桩基浇筑至千枚岩下 13 m 时, 最大变位为 64.28 mm, 变位变化不明显, 说明桩基进入基岩后再加长桩基对减少闸室变位已无工程意义.

1.5 校核洪水位工况下闸坝三维有限元分析

校核洪水位闸坝三位有限元分析

$C_1$ : 无桩基, 长度为 0 m;  $C_2$ : 桩基浇筑长度为 18 m;  $C_3$ : 桩基浇筑长度为 35 m;

校核洪水位工况下不同桩基长度作用下闸室变位结果分析见图 9.

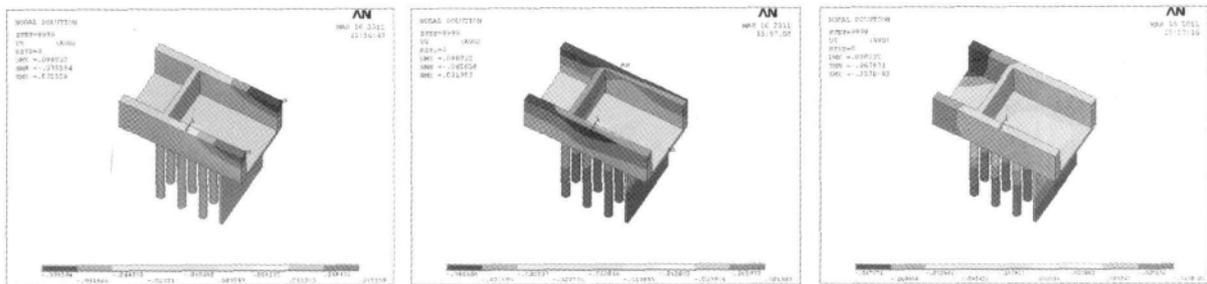


图 9 校核洪水位工况下闸坝横河向变位云图(工况  $C_1$   $C_2$   $C_3$ )

1) 横河向位移

未浇筑桩基时闸室位移绝对值范围为 0 ~ 84.06 mm  $C_1$  向  $C_2$  工况过渡时, 变位分布情况发生了改变. 随着桩基的不断加长闸室最大位移有所降

低  $C_2$  工况下的最大位移为 78.67 mm, 当桩基浇筑至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移最小, 闸室位移绝对值范围为 0 ~ 78.60 mm; 当桩基浇筑至千枚岩下 13 m 时, 位移并没有降低说明继

续加长桩基已无工程意义. 通过数值比较分析, 桩基对横河向变形影响不显著.

### 2) 顺河向位移

顺河向位移基本为顺水流方向, 就整个闸室变位而言, 位移较大值出现在闸墩下游右端右端变形较左端变形大, 下游变形较上游大; 防渗墙顶部变位较底部变位大, 右部变位较左部变位高; 桩基顶部位移较底部位移大, 水平高程上的变位较协调, 下游桩基变位较上游桩基变位大. 天然地基时, 闸室的最大变位为 111.39 mm, 在右端闸段中部. 随着桩基的不断变长闸室最大位移有所降低, 其中从  $C_1$  工况至  $C_2$  工况过渡时, 分布情况发生了改变, 顺河向位移降低幅度较大, 最大位移值从 111.39 mm 降至 58.28 mm, 降低幅度达到了 47.67%; 当桩基浇注至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移最小, 闸室最大变位为 42.54 mm, 较  $C_1$  工况降低幅度为 61.81%;  $C_3$  工况下, 闸室最大变位为 42.66 mm, 与  $C_1$  工况相比变化不明显.

### 3) 铅直向位移

铅直向位移较大值出现在闸墩下游右端. 就整个闸室而言, 右端变形较左端变形大, 下游变形上游较大. 天然地基工况下闸室位移绝对值范围为 6.7 ~ 222.94 mm, 最大变位超出规范允许值 150 mm, 必须对地基进行处理; 随着桩基的不断变长闸室最大位移有所降低, 其中从 1 工况至 2 工况过渡时, 变位分布情况发生了改变, 位移降低幅度较大, 最大位移值从 222.94 mm 降至 104.69 mm, 降低幅度达到了 53.08%. 当桩基浇注至千枚岩时, 闸室位移较其他三种工况的位移最小, 闸室最大变位为 67.68 mm, 较 1 工况降低幅度为 69.64%; 当桩基浇注至千枚岩下 13 m 时, 最大变位为 67.97 mm, 与 3 工况相比变化不明显.

## 2 结论与建议

通过对上述三种运行水位工况下的不同桩长三维有限元模型计算得出以下结论:

1) 三种水位工况下的变形及应力规律一致, 其中校核水位变形及应力水平最大, 其次为正常蓄水位, 最次之为设计洪水位.

2) 横河向( $x$ 向)位移最大值发生在右侧闸墩上游处, 这是由于闸室地基右侧“空洞”较左侧多且自重、水推力以及扬压力荷载综合作用的结果.

3) 顺河向( $y$ 向)位移最大值发生在右侧闸墩中游处, 原因同上, 且顺河向位移随着桩基长度的加长有所降低, 总体来说桩基对于闸室顺河向位移影响较大.

4) 铅直向( $z$ 向)位移(地基的沉降量)发生在闸室下游右端. 三种工况的最大地基沉降量均超过了规范允许值(150 mm), 必须对地基进行加固处理. 地基沉降量随着桩基长度的加长有所降低, 特别是天然地基工况和桩基浇注至千枚岩工况沉降量从 200 mm 左右降低至 40 mm 左右, 说明桩基对于改善地基沉降效果显著.

5) 右侧桩基应力水平大于左侧桩基应力水平, 大于中间桩基应力水平, 下游桩基应力水平大于上游桩基应力水平, 大于中部桩基应力水平. 桩基顶部存在一定的应力集中. 这是由于水荷载的推力以及地基右侧承载能力较左侧低, 引起结构向下游侧绕动的原因.

通过对仙女堡 3<sup>#</sup>闸段的模拟计算, 发现闸趾、防渗墙上上部、桩基中上部为薄弱环节, 建议对其加强检查. 在进行端承桩桩基长度设计时, 端承桩端部应尽量落在弹模较高的地基层上, 以达到最大程度的缓解沉降作用. 建议针对地基的不均匀导致变形及应力不对称的问题, 在处理地基时重点加固软弱处, 这样不但能使地基达到最为均匀的情况, 而且能节约成本.

### 参考文献:

- [1] SMITH I M, GRIFFITHS D V. Programming The Finite Element Method[M]. 2nd ed. U. K. Manchester: University of Manchester, 1998.
- [2] 张学言. 岩土塑性力学[M]. 北京: 人民交通出版社, 1998.
- [3] 刘大鹏, 周建中, 刘志强. 软基变形的有限元计算与实测结果的反分析[J]. 武汉理工大学学报: 交通科学与工程版, 2003 27(6): 833-836.
- [4] 折学森. 软土地基沉降计算[M]. 北京: 人民交通出版社, 1998.