

## 小浪底大坝心墙中高孔隙水压力的研究

陈立宏<sup>1</sup>, 陈祖煜<sup>2</sup>, 张进平<sup>3</sup>, 赵春<sup>3</sup>

(1. 北京交通大学 土建学院, 北京 100044; 2. 中国水利水电科学研究院 岩土工程研究所, 北京 100044;

3. 中国水利水电科学研究院 结构材料研究所, 北京 100038)

**摘要:**土石坝的施工会在大坝心墙和地基中产生超静孔隙水压力。对于高土石坝, 施工期心墙防渗体内产生的超静孔隙水压力难以有效消散, 因此坝体内部可能会出现较高的孔隙水压力, 这对大坝的稳定性和安全性将产生重要影响。黄河小浪底大坝坝高154m, 是目前国内已建最高的心墙土石坝。本文利用基于Biot理论和剑桥模型的有限元固结程序对该大坝进行了二维平面应变固结分析, 计算施工期及坝体竣工后心墙内的孔隙水压力。计算发现, 坝体竣工时心墙中将出现较高的孔隙水压力, 最大值为1250kPa, 是上覆盖土重的62.5%, 长期的观测资料也发现心墙内的孔隙水压力比较高。对比实测数据和有限元计算结果, 发现小浪底心墙中出现最大的孔隙水压力可达1400kPa, 而且实测消散速度要远小于有限元预测结果。这一结果充分说明高土石坝中可能产生较高的孔隙水压力, 对此应予以足够的重视。

**关键词:** 孔隙水压力; 土石坝; 固结; 有限元; 小浪底

**中图分类号:** TV641.4 **文献标识码:** A

土石坝的历史源远流长, 几千年前中国、埃及、印度等文明古国就有为灌溉和航运而建的土石坝。随着科技的进步, 世界上出现了越来越多的高坝和超高坝, 特别是在上世纪下半叶出现了多座超过200m甚至300m的超高土石坝, 例如前苏联高300m的努列克坝、高335m的罗贡坝<sup>[1]</sup>。我国也先后建成了高103m的碧口坝、114m的石头河坝、106m的鲁布革坝和154m的小浪底坝等高心墙堆石坝。由于这些高土石坝施工期的孔隙水压力控制和影响着大坝的稳定性, 一直以来备受瞩目。土石坝防渗料在上坝碾压时其饱和度一般超过90%, 在心墙填筑过程中, 很少能发生有效的孔隙水压力消散, 因而超过100m的心墙坝, 在施工过程中均会产生高孔隙水压力。高孔隙水压力的存在, 会导致心墙中有效应力的降低, 从而影响坝体的稳定和强度。例如高93m的挪威海蒂朱维特坝在施工期心墙上量测到相当高的孔隙水压力, 为了使孔隙水压力能够消散, 中途变更设计将心墙宽度变薄, 竣工1年后, 到1966年因为发生水力劈裂而出现心墙破坏的事故<sup>[2]</sup>。小浪底大坝是我国已建最高的心墙堆石坝, 其心墙在施工期的高孔隙水压力问题一直是人们关注的焦点。本文对小浪底大坝进行基于Biot理论的二维有限元固结分析, 并与实测孔隙水压力资料进行对比, 分析和研究小浪底心墙中的高孔隙水压力问题。

## 1 小浪底工程概况

小浪底水利枢纽工程位于黄河中游最后一段峡谷的出口处, 上距三门峡大坝130km。该工程以其控制黄河水沙的优越地理位置和巨大的库容为实现“以防洪、减淤为主, 兼顾供水、灌溉和发电, 蓄清排浑、综合利用, 除害兴利”的开发目标奠定了坚实的基础。拦河大坝为斜心墙堆石坝, 最大坝高154m, 坝顶全长17667m。坝体斜心墙防渗料主要由粉质黏土组成, 防渗墙顶端设有高塑性土区, 坝壳由堆石体组成。河床段坝基处于深厚砂砾石之上, 砂砾覆盖层厚达70~80m。

收稿日期: 2003-11-21

作者简介: 陈立宏(1975-), 男, 浙江桐庐人, 讲师, 博士, 主要从事岩土工程和地下工程的研究。

## 2 有限元固结计算

**2.1 材料与参数** 有关Biot固结理论和有限元方法在许多文献中均有详细的叙述。本文用于小浪底大坝平面应变固结计算的CON2D程序最早为1977年Chang和Duncan利用剑桥模型编制的土石坝有限元计算程序,该程序经过大量算例和工程实例的考核,如美国加州高190.5m(625英尺)的New Melones大坝。而后经过多次的改进,增加了新的模块和功能,使得CON2D能够更好地进行土石坝的固结模拟计算<sup>[3~5]</sup>。

小浪底坝体材料的组成比较复杂,需要采用不同的本构模型以反映各种材料的物理力学特性,具体材料的本构模型参数和其它指标见表1和表2。其中心墙黏土和高塑性土采用的是邓肯修正的剑桥模型,有关剑桥模型参数的选取可以参考文献[6]。

表1 小浪底大坝坝体心墙黏土和高塑性土的有限元计算参数

| 材料               | 干容重<br>$\gamma_d / (\text{kN}/\text{m}^3)$ | 饱和度<br>$S_r (\%)$ | 比重<br>$G$ | 孔隙<br>比 $e$ | 剑桥模型参数 |                    |                    |  |      | 平均有效<br>应力<br>$P' / \text{kPa}$ | 泊松<br>比 | 渗透系数<br>$k / (\text{m}/\text{d})$ |
|------------------|--|-------------------|-----------|-------------|--------|--------------------|--------------------|--|------|---------------------------------|---------|-----------------------------------|
|                  |  |                   |           |             | $M$    | $p_r / \text{kPa}$ | $p_0 / \text{kPa}$ |  |      |                                 |         |                                   |
| 心<br>墙<br>黏<br>土 | 16.6                                       | 87.64             | 2.77      | 0.787       | 0.571  | 136.2              | 0.003              |  | 283  | 0.028                           | 200     | 0.340                             |
|                  |  |                   |           |             |        |                    |                    |  | 640  | 0.030                           | 500     | 0.370                             |
|                  |  |                   |           |             |        |                    |                    |  | 1030 | 0.038                           | 800     | 0.370                             |
| 高<br>塑<br>性<br>土 | 15.5                                       | 90.00             | 2.73      | 0.674       | 0.664  | 586.8              | 0.009              |  | 822  | 0.034                           | 400     | 0.254                             |
|                  |  |                   |           |             |        |                    |                    |  | 1380 | 0.046                           | 800     | 0.264                             |
|                  |  |                   |           |             |        |                    |                    |  | 1956 | 0.047                           | 1200    | 0.303                             |

表2 小浪底大坝坝体堆石和过渡料的有限元计算参数

| 材料  | 容重        | 凝聚力   | 摩擦角     | 邓肯张模型参数        |     |      |                |     |      |      |     |                 | 渗透系数    |
|-----|-----------|-------|---------|----------------|-----|------|----------------|-----|------|------|-----|-----------------|---------|
|     | / (kN/m³) | c/kPa | / ( ° ) | R <sub>f</sub> | K   | n    | K <sub>b</sub> | m   | G    | F    | D   | K <sub>ur</sub> | k/(m/d) |
| 堆石  | 21.1      | 0     | 41      | 0.80           | 840 | 0.49 | 190            | 0.4 | 0.43 | 0.26 | 5.0 | 1600            | 86.4    |
| 过渡料 | 19.1      | 0     | 35      | 0.78           | 750 | 0.51 | 180            | 0.4 | 0.25 | 0.04 | 5.5 | 1400            | 86.4    |

**2.2 有限元网格与计算方案** 由于实际计算中需考虑大坝施工过程及水位变化,因此,为模拟大坝施工过程及水位变化,将大坝断面分为15个施工层,其中围堰4层,坝身11层。在有限元计算中围堰施工结束后立即进行坝体填筑,这虽然与实际工况不符,但对主要关心的心墙内孔隙水压力与应力应变状态结果没有影响。有限元网格划分参见图1。单元总数为679个,结点总数为1000个,自由度总数为2605个。在防渗墙与周围土体之间设置两结点接触面单元共74个,并独立编号。

计算中采用黄河水利委员会规划设计研究院按设计施工进度和水库蓄水过程提出的方案,即大坝边填筑边蓄水,施工期水位变化如下:围堰填筑至高程185.00m时,上游水位升至177.30m高程;主坝填筑至220.00m高程时,上游水位升至205.00m高程;主坝填筑至坝顶281.00m高程三个月后,上游水位升至250.00m高程,下游水位始终保持在132.00m高程不变。

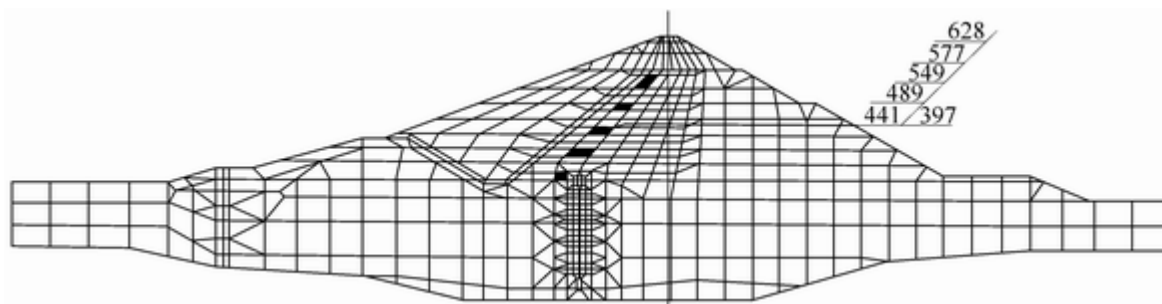
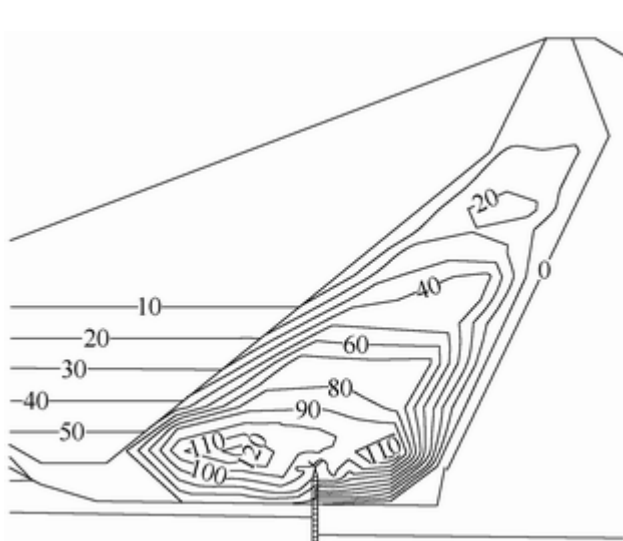
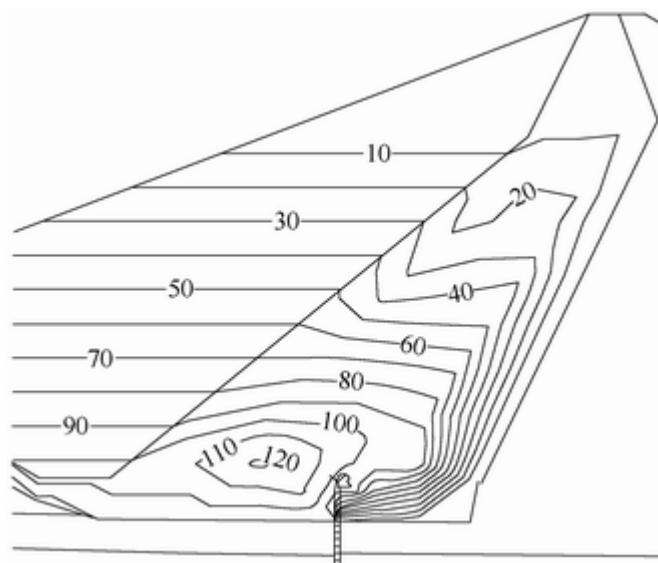


图1 小浪底大坝有限元固结计算网格

**2.3 计算结果** 根据有限元计算结果,绘制大坝斜心墙在竣工时(上游水位205m高程)、竣工3个月后蓄水到250m高程时的孔隙水压力等值线如图2和图3所示。从图中可以发现,斜心墙内同一高程孔隙水压力最大值出现在斜心墙的中心,整个心墙的孔隙水压力最大值出现在149m高程的心墙下部上游侧。竣工时心墙最大孔隙水压力约为125m水柱,约占竖直总应力的62.5%。在防渗墙顶部高塑性土一带,孔隙水压力约为100m水柱。在斜心墙上游侧一带,大坝竣工3个月后蓄水到250m时孔隙水压力等间距等值线出现向下凹的情况,这说明此时上游库水已经开始侵入斜心墙,斜心墙内部的孔隙水压力场已经受到上游库水压力的影响,而在斜心墙中央及下游侧,孔隙水压力场的分布尚未受到上游库水的影响。竣工蓄水后随着固结时间的增长,斜心墙各处的孔隙水压力值逐渐减小直至趋于稳定。

图2 竣工时的孔隙水压力(单位:  $\times 10\text{kPa}$ )图3 竣工3个月后的孔隙水压力(单位:  $\times 10\text{kPa}$ )

为判断最大孔隙水压力出现的阶段,在斜心墙中央不同高程选取了6个具有代表性的单元来分析其孔隙水压力随时间的变化过程,这6个单元编号依次为397(高塑性土中心)、441、489、549、577、628,其具体位置如图1所示。图4为这6个单元的孔隙水压力随坝体填筑高度和时间变化的过程。从图4中可见,各单元的最大孔隙水压力基本上都发生在坝体竣工后蓄水完成阶段,据此可认为,图4显示的孔隙水压力是填筑过程中出现的最大孔隙水压力值。从孔隙水压力的变化历程可以比较合理地判断形成稳定渗流的时间。由图4可以判断,大约在蓄水以后3年左右,孔隙水压力已消散至稳定状态,因此可以认为蓄水以后3年左右稳定渗流即已形成。

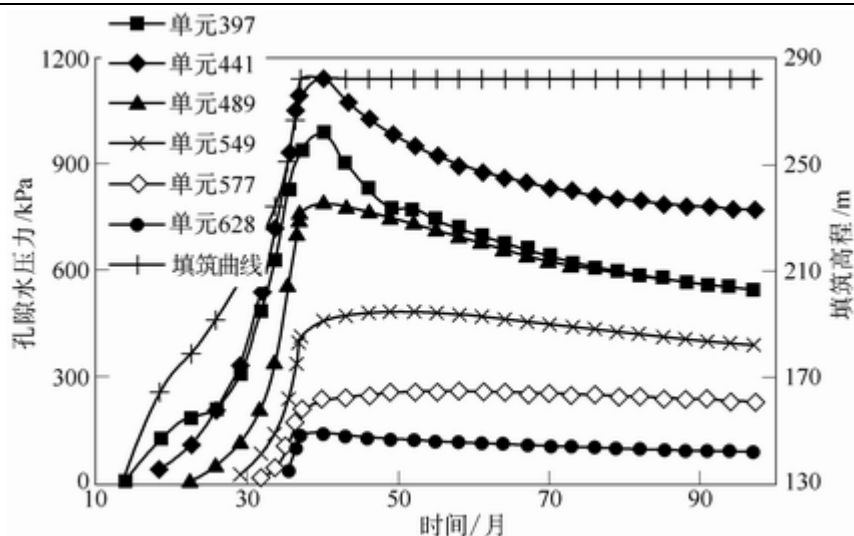


图4 小浪底大坝心墙代表性单元的孔隙水压力历程

实际上填筑土都是从非饱和状态开始压密固结并承受上游库水入渗,在此过程中土体的孔隙比逐渐减小,饱和度逐渐增大,但在达到完全饱和以前,固结压密作用不会产生太高的孔隙水压力。本次计算采用拟饱和土理论,即计算时在一定程度上考虑了填筑土的非饱和特性,以求更合理地模拟坝体的实际填筑过程。斜心墙及高塑性土区代表性单元的初始饱和度分别为91%和87.64%,随着填筑过程的进行,其饱和度逐渐增高,在填筑进行到39个月时,斜心墙及高塑性土区代表性单元的饱和度已分别达到97%和99%左右。

### 3 有限元计算结果与实测孔隙水压力的对比

中国水利水电科学研究院对小浪底大坝的孔隙水压力和应力、应变进行了长期的观测。坝体D0+387.50剖面的部分孔隙水压力计的布置如图5所示。

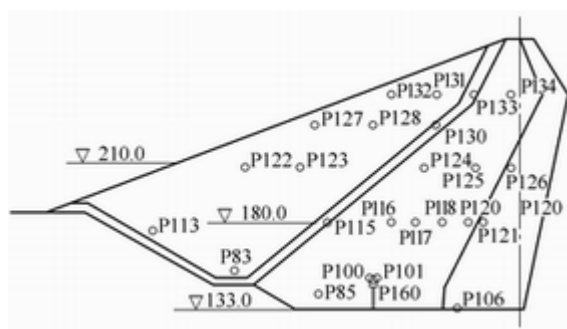


图5 D0+387.5剖面的孔隙水压力计布置

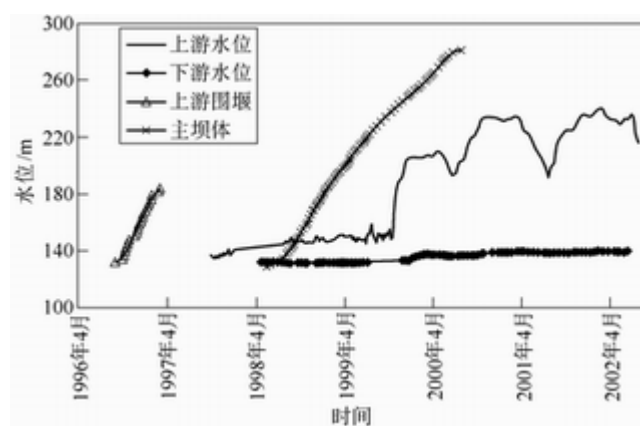


图6 坝体实际填筑曲线和上下游水位过程线

图6为大坝的实际填筑进度和上、下游水位过程线,有限元计算中使用的模拟填筑过程与这一进度基本相符。蓄水前下游水位为132.0m高程,蓄水后下游水位开始上升,此后基本稳定在136.0m到138.0m高程范围内。上游水位经过几次涨落,2000年5月上游蓄水至208.4m高程,在大坝填筑结束时(即2000年7月)水位回落到193.9m高程。随后又很快上升,库水位最高时达到240.0m。

图7为心墙底部4个孔隙水压力计所处位置的孔隙水压力实测值与计算值的对比曲线。从图7可以发现,计算孔隙水压力的增长速率要小于实测值,竣工时孔隙水压力的最大值也小于实测结果。P85在筑坝完成时的孔隙水压力在12300kPa左右, P85孔隙水压力计所在位置高程为140.0m, 上覆土层厚度为100m左右。根据有限元计算的孔隙水压力等值线可以发现, 坝体内的最大孔隙水压力比P85所处点的值要高100kPa左右,

因此心墙内实际的最大孔隙水压力很可能超过1400kPa。高塑性土与心墙料交界面上的实测孔隙水压力最大值为1290kPa(P100)和1225kPa(P101), 高于计算值。从实测和计算结果看, 下游侧的交界面的孔隙水压力略低于上游侧的孔隙水压力, 但是区别不大。高塑性土中心实测孔隙水压力的最大值为1100kPa(P160), 有限元计算的最大值为988kPa。P100、P101和P160这3个孔隙水压力计所处的位置比较接近, 因此这几个点的实测孔隙水压力曲线十分相近。在初始阶段, 这4个孔隙水压力计所测的孔隙水压力和有限元计算曲线比较吻合, 随着孔隙水压力的增大逐渐出现差异, 最大值的误差在30%左右。

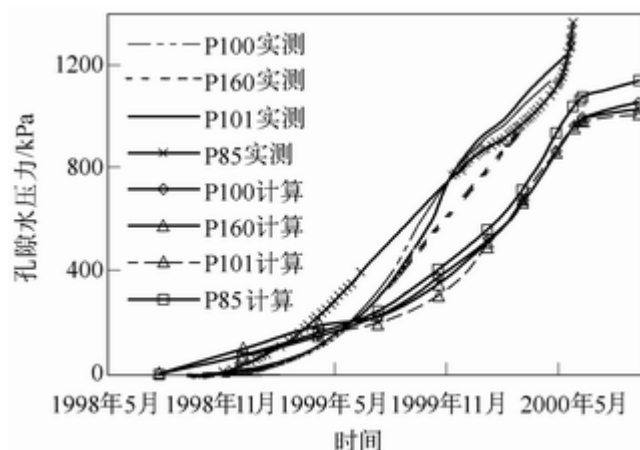
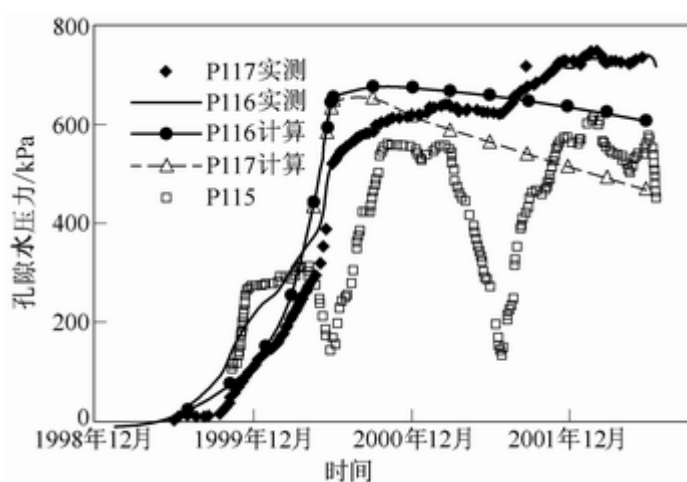
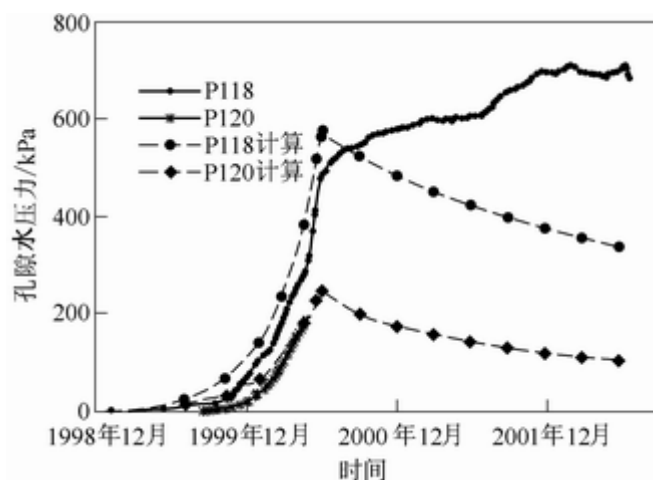


图7 小浪底大坝心墙底部的孔隙水压力实测值与计算值

180.0m高程处斜心墙中央的孔隙水压力计P116和P117测得的孔隙水压力如图8(a)所示。开始阶段相对靠近下游的P117所测的孔隙水压力要滞后于P116, 在竣工及竣工后基本保持一致。这种滞后主要是受到上游库水向心墙入渗的影响。实测孔隙水压力的发展速度与有限元计算的结果比较接近。在竣工时的有限元计算的孔隙水压力值要略高于实测值(550kPa左右)。有限元计算中, 竣工后孔隙水压力开始消散, 而实测资料显示竣工后孔隙水压力还不断缓慢上升, 最大值达750kPa。从图中孔隙水压力计P116、P117以及图8(b)中P118的实测孔隙水压力竣工后的变化曲线与上游水位线之间的对应关系来看, 由于上游水位上升, 增加了作用在心墙上的荷载, 孔隙水压力上升速度大于孔隙水压力消散速度是竣工后孔隙水压力上升的一个原因。



(a) 孔隙水压力计P115、P116、P117



(b) 孔隙水压力计P118、P120

图8 小浪底大坝心墙180m高程处的孔隙水压力实测值与计算值

同样, 在图8(b)中孔隙水压力计P118测得竣工时的孔隙水压力为495kPa, 竣工后孔隙水压力不断上升,

最大值达700kPa,而有限元计算结果竣工时为392kPa。P120位置较接近下游反滤料,因此实测和计算的孔隙水压力都发展较为缓慢,计算孔隙水压力最大值为260kPa,实测值在2000年5月底时为180kPa。这两条曲线在竣工后的波动也体现了上游水位对心墙内孔隙水压力的影响。

孔隙水压力计P115位于上游的过渡料中,因此P115的实测孔隙水压力就是上游的实际水位。

210.0m 高程处斜心墙内部孔隙水压力实测值与计算值对比如图 9 所示,由于实际在 2000 年 8 月上游水位才到达 210.0m 高程,因此心墙上游侧孔隙水压力计 P124 实测的竣工时的孔隙水压力为 142kPa,竣工后稍有下降随即缓慢上升,到 2002 年 7 月份,孔隙水压力实测值为 165kPa。心墙下游侧孔隙水压力计 P125 实测的竣工时孔隙水压力为 170kPa,此后孔隙水压力基本保持不变。在有限元计算中,由于上游水位在竣工时达 250.0m 高程,因此计算得到的竣工时的最大孔隙水压力要大于实测值。有限元计算中下游水位一直保持在 132.0m 高程,实际情况却是在蓄水后上升到 136.0~138.0m 高程,因此随着下游水位的升高会相应抬高浸润线的高度,使得有限元计算稳定渗流时的孔隙水压力要低于实际值。

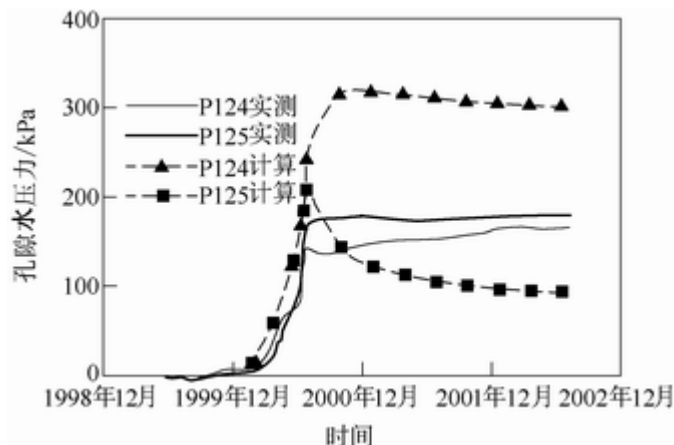


图 9 小浪底大坝心墙 210m 高程处的孔隙水压力实测值与计算值

与实测值相比,有限元计算得出的在荷载作用下斜心墙中产生的孔隙水压力偏小。其主要原因可能是实际施工中细粒料含量过高,因此土体压缩性偏大,其次从孔隙水压力的消散情况的对比来看,有限元计算结果要快于实测的消散速度,这说明有限元计算中采用的渗透系数可能比实际值大。

#### 4 结语

本文通过基于Biot固结理论和剑桥模型的有限元固结计算程序预测和分析了小浪底大坝心墙中的孔隙水压力。有限元计算和实测资料均表明,在大坝的施工期心墙内出现了较高的孔隙水压力,综合数值计算和实测结果发现,孔隙水压力最高可达1400kPa,而且实测资料表明超静孔隙水压力的消散比有限元计算预测的要缓慢,因此这一高孔隙水压力可能会对大坝安全运行造成影响,应予以重视。

#### 参考文献:

- [1] 陈宗梁.世界超级高坝[M].北京:中国水利水电出版社,1998.
- [2] 潘家铮.土石坝[M].北京:水利电力出版社,1981.
- [3] D'orazio T B,Sunami S,Duncan J M.Con2d:A finite element computer program for analysis of consolidation[R].Report No,Ucb/gt/81-01,University of california,Berkeley,1981.
- [4] 陈祖煜.土质边坡分析的原理与方法[M].北京:中国水利水电出版社,2003.
- [5] 中国水利水电科学研究院.黄河小浪底水利枢纽工程斜心墙堆石坝应力应变和固结分析研究[R].北京:中国水利水电科学研究院,2000.
- [6] 陈立宏,陈祖煜.扩展剑桥模型参数的优化及在小浪底工程中的应用[J].岩土力学,2003,24(2):229-232.

## Study on high pore pressure in clay core wall of earth dam in Xiaolangdi Project

CHEN Li-hong<sup>1</sup>, CHEN Zhu-yu<sup>2</sup>, ZHANG Jin-ping<sup>2</sup>, ZHAO Chun<sup>2</sup>

(1.Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2.China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100044, China)

**Abstract:** The pore pressure in the clay core wall of earth dam in Xiaolangdi Project was analyzed by using 2-D consolidation finite element program based on the Boit theory and Cambridge clay model. The calculation result shows that the maximum pressure was about 1250kPa during the completion of the dam at height of 154m. The monitoring data also reveal that this high pore pressure has very low dissipation rate. This excess pore pressure may have unfavorable influence on the safety of the dam.

**Key words:** pore pressure; clay core wall; consolidation; finite element; earth dam; Xiaolangdi Project