

# 土质心墙坝水力劈裂影响因素的研究

曾开华 殷宗泽

( 河海大学土木工程学院 江苏南京 210098 )

摘要 :分析研究了心墙与坝壳的泊松比、弹性模量以及心墙倾斜度等因素对心墙水力劈裂的影响。研究结果表明 ,心墙泊松比对心墙水力劈裂影响较大 ,提高心墙与坝壳泊松比都有利于心墙防止水力劈裂。另外 ,坝壳与心墙的弹性模量比愈大 ,心墙愈易产生水力劈裂 ,斜心墙比直心墙更利于防止水力劈裂。

关键词 土质心墙坝 ;水力劈裂 ;泊松比

中图分类号 :TV641.2+5 文献标识码 :A 文章编号 :1000-1980(2000)03-0001-06

高土质心墙坝的水力劈裂问题 ,是目前工程界普遍关注又亟待解决的关键问题之一。判断心墙在蓄水条件下是否发生水力劈裂 ,将直接关系到大坝安全与稳定。

水力劈裂通常是指土体或岩石体在高液体压力下产生裂缝并发展的过程。在已建成的土石坝中 ,因水力劈裂造成渗漏和失事的堤坝时有发生 ,如 1976 年初次蓄水失事的美国 Teton 坝<sup>[1,2]</sup>。70 年代以来 ,国内外许多专家、学者对土的水力劈裂问题进行了大量的研究。1972 年 ,Bjerrum 等人通过现场渗透性试验提出堤坝也可以在静水压力小于上覆土压力的情况下产生水力劈裂<sup>[3]</sup>。

1976 年 ,调查 Teton 坝失事原因的一个研究小组 ,曾提出<sup>[1]</sup>水力劈裂发生在土的抗拉强度与最小主应力之和小于静水压力的区域 ,即产生水力劈裂的条件是

$$u_f > \sigma_3 + \sigma_t \tag{1}$$

式中 : $u_f$ ——产生水力劈裂时的静水压力 ,即劈裂压力 ; $\sigma_3$ ——土体的最小总主应力 ; $\sigma_t$ ——土的抗拉强度。

1979 年 ,Jaworski 等人在立方体压力盒中进行了土的水力劈裂试验研究 ,得出了土的劈裂压力经验公式<sup>[4]</sup>

$$u_f = \sigma_{tf} + m_f \sigma_H \tag{2}$$

式中 : $\sigma_{tf}$ ——土的视抗拉强度 ; $m_f$ ——试验常数 ; $\sigma_H$ ——土的水平主应力。

由于式(2)中  $m_f$  难以确定 ,而式(1)简单明确 ,便于理解运用 ,本文采用式(1)进行分析。对土质心墙坝 ,若忽略土的抗拉强度 ,则当心墙上游面的库水压力大于心墙上游面土的最小主应力时 ,库水压力就成为劈裂压力  $u_f$  ,心墙就易受水力劈裂破坏 ,尤其是小主应力作用面垂直于坝轴线方向时 ,情况更为危险。即使小主应力作用面垂直于河流方向 ,由于心墙上游面产生了水力劈裂 ,渗透路径缩短 ,对心墙防渗也不利。

高土质心墙坝中 ,心墙与坝壳材料的性质 ,以及心墙所处位置对坝体应力分布有一定影响。选取怎样的筑坝材料和断面型式对防止水力劈裂有利 ,这是大坝设计时应优先考虑的问题。

## 1 问题的引出

清江水布垭高土质心墙堆石坝是水布垭当地材料坝比选坝型之一 ,最大坝高达 226 m ,已远超过国内已建土石坝的高度。该坝坝基有厚约 12 m 的砂卵石覆盖层 ,坝顶宽 12 m ,心墙顶宽 8 m ,坝上游坡度 1:1.8 ,下游坡度 1:1.79 ,心墙上下游面坡度均为 1:0.2。对这样一个高土质心墙坝 ,有许多重大技术问题需要解决 ,其中抗裂问题是设计中最突出的问题。根据设计部门提供的参数 ,笔者曾作过该坝邓肯双曲线  $E-\nu$  模型和  $E-$

收稿日期 :1999-04-20  
基金项目 国家教委博士点基金资助项目( 98029406 )。  
作者简介 :曾开华( 1968— )男 ,江西景德镇人 ,博士研究生 ,岩土工程专业 ,主要从事土坝水力劈裂与边坡稳定研究。

B 模型的应力—应变的比较分析. 邓肯模型参数如表 1 所示.

表 1 邓肯双曲线模型参数

Table 1 Parameters of Duncan hyperbolic model

| 材料   | $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$ | $\varphi_0/(^{\circ})$ | $c/\text{kPa}$ | $R_f$ | $k$   | $n$  | $G$  | $F$  | $D$  | $\Delta\varphi/(^{\circ})$ | $k_b$ | $m$  |
|------|----------------------------------------|------------------------|----------------|-------|-------|------|------|------|------|----------------------------|-------|------|
| 覆盖层  | 14.7                                   | 48.0                   | 0.0            | 0.64  | 780   | 0.42 | 0.32 | 0.08 | 7.00 | 6.0                        | 400   | 0.00 |
| 主堆石  | 21.5                                   | 52.0                   | 0.0            | 0.82  | 1 100 | 0.35 | 0.50 | 0.21 | 2.19 | 8.5                        | 600   | 0.10 |
| 次堆石  | 21.5                                   | 50.0                   | 0.0            | 0.80  | 850   | 0.25 | 0.49 | 0.18 | 1.82 | 8.4                        | 400   | 0.05 |
| 心(Ⅰ) | 20.3                                   | 39.6                   | 6.0            | 0.78  | 418   | 0.34 | 0.47 | 0.18 | 1.53 | 10.1                       | 146   | 0.28 |
| 心(Ⅱ) | 21.0                                   | 40.3                   | 10.0           | 0.79  | 563   | 0.31 | 0.42 | 0.10 | 1.45 | 10.2                       | 176   | 0.26 |
| 过渡料  | 21.6                                   | 56.2                   | 0.0            | 0.85  | 950   | 0.14 | 0.62 | 0.36 | 1.47 | 12.0                       | 450   | 0.05 |
| 反滤料  | 21.0                                   | 56.2                   | 0.0            | 0.85  | 950   | 0.14 | 0.62 | 0.36 | 1.47 | 12.0                       | 450   | 0.05 |

计算结果表明,两种模型得到的坝体应力和位移有所不同.通过分析发现,两种模型得到的泊松比有一定差异.将两种模型计算的心墙上游面各单元泊松比随高程的变化示于图 1.由图 1 可看出,蓄水前后  $E-\nu$  模型得到的泊松比与  $E-B$  模型得到的泊松比有较明显的差异,尤其是在蓄水后.由图 1(b)和蓄水后  $E-B$  模型计算的心墙上游面绝大部分单元的泊松比为 0.01.这是因为计算中假定当泊松比小于 0 时就取为 0.01,所以泊松比为 0.01 时,可能实际的泊松比已小于 0.

由于  $E-B$  模型是用切线体积模量  $B_t$  代替切线泊松比  $\nu_t$  再与切线弹性模量  $E_t$  相结合用于计算的,泊松比  $\nu$  与体积模量  $B$  存在下列关系:

$$\nu = \frac{1}{2} - \frac{E}{6B} \tag{3}$$

由式(3)可以用体积模量  $B$  求得泊松比  $\nu$ ,即一定的泊松比  $\nu$  就对应一定的体积模量  $B$ .因此可以认为, $E-\nu$  模型和  $E-B$  模型计算结果的差异是由于泊松比的不同造成的,一定的泊松比产生一定的应力和位移.因此,考虑土质心墙坝的水力劈裂问题时,就不得不考虑材料泊松比的影响.水布垭高土质心墙坝的分析研究证实了这一点.然而泊松比对心墙的水力劈裂究竟产生什么样的影响?心墙水力劈裂还有哪些影响因素?本文基于这些问题展开以下研究.

## 2 研究方法

土体本质上是非线性材料,应遵循非线性规律.但影响土体应力—应变关系的因素很多,而且存在交叉影响.若同时考虑这些因素,不仅使解答困难,也难以分辨和估量其中某一因素的影响程度.很显然,要分析某一因素的影响,就必须其它条件一致,即孤立此因素,而假定其它因素不变.当我们考虑泊松比对水力劈裂的影响时,就假定弹模  $E$  以及其它因素不变.同样,当我们考虑弹模的影响时,就假定泊松比  $\nu$  以及其它因素不变.这样考虑后,土的非线性问题就成为线性问题了,而邓肯双曲线的  $E-\nu$  模型也就成了线弹性形式的  $E-\nu$  模型.然后运用此模型对影响心墙水力劈裂的因素进行逐个分析.

由于实际心墙堆石坝的几何、材料以及边界等条件较复杂,为了便于计算结果的比较分析,本文取一假想的土质心墙理想坝作为研究对象,如图 2(a)所示.坝高 100m,坝顶宽 10m,心墙顶宽 5m,坝上下游坡均为 1:2,心墙上下游坡均为 1:0.2,考虑坝体由不透水的土质心墙和透水的堆石坝壳两种材料组成.虽然假想的心墙坝与实际心墙坝存在一定差距,但对它进行水力劈裂影响因素的研究,取得的规律性成果同样适用于实际心墙坝.为了考虑心墙倾斜程度对心墙水力劈裂的影响,假定其它条件不变,仅将图 2(a)的心墙作等宽的平行移动,得到几种心墙坡度的斜心墙坝,如图 2(b)所示.对心墙坝及斜心墙坝进行有限元网格剖分,计算

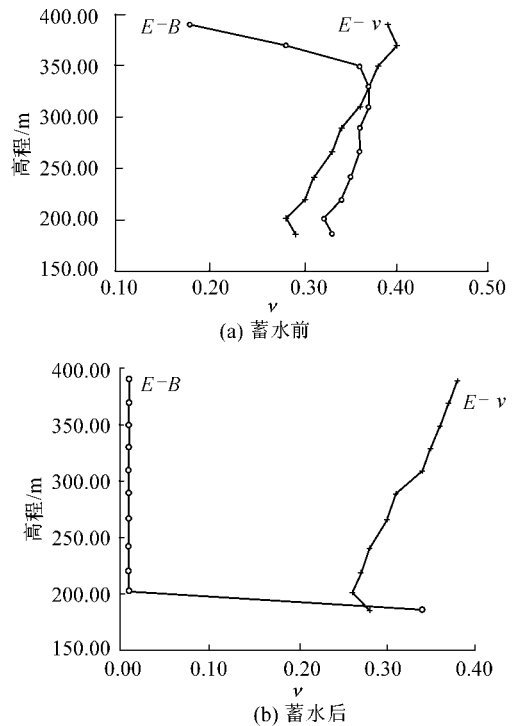


图 1 心墙上游面泊松比随高程的变化曲线  
Fig.1 Poisson's ratio vs height on the u/s core boundary

时,假定坝底各节点为全约束,蓄水后,水荷载为满库施加于心墙迎水面。

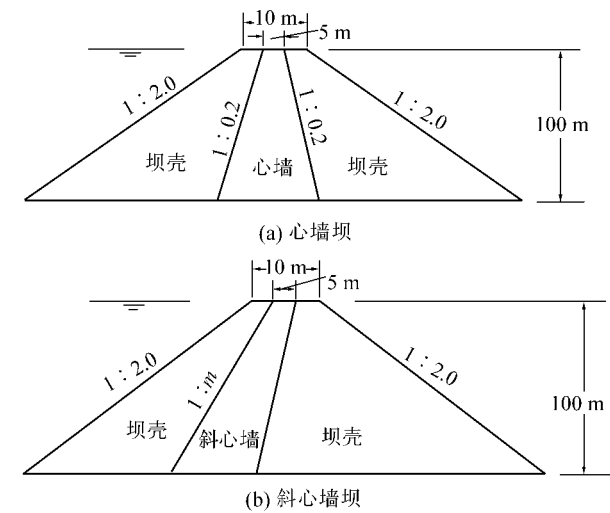


图 2 假想土质心墙坝  
Fig.2 Hypothetical earth core dams

3 水力劈裂影响因素分析

假定心墙与坝壳的泊松比分别为  $\nu_c, \nu_s$ , 心墙与坝壳泊松比相同时为  $\nu_{cs}$ , 又设心墙与坝壳的弹性模量分别为  $E_c, E_s$ , 坝壳与心墙的弹模比为  $R_E = E_s/E_c$ . 对假想心墙坝作总应力法  $E-\nu$  模型有限元计算分析, 以反映泊松比、弹性模量以及心墙倾斜度对心墙水力劈裂的影响。

3.1 泊松比的影响

3.1.1 心墙泊松比的影响

一般地, 坝壳与心墙的弹模存在一定差异, 因此可假定  $E_s = 200 \text{ MPa}$ ,  $E_c = 50 \text{ MPa}$ , 考虑心墙泊松比影响时, 可假设坝壳的泊松比  $\nu_s$  不变, 改变心墙的泊松比  $\nu_c$ , 得到  $\nu_s$  分别为 0.30, 0.35, 0.40 时的心墙上游面  $\sigma_3$  随深度的变化曲线, 如图 3 所示。由图 3 可知, 心墙的泊松比  $\nu_c$  对心墙上游面  $\sigma_3$  的影响很大。坝壳泊松比  $\nu_s$  不变时, 心墙泊松比  $\nu_c$  越大, 心墙上游面  $\sigma_3$  越大, 对防止心墙产生水力劈裂越有利。按式(1), 心墙  $\sigma_3$  愈大, 则需要产生水力劈裂的劈裂压力  $u_f$  就愈大, 因而心墙抵抗水力劈裂的能力愈强, 也就是说, 较大的  $\nu_c$  对防止心墙产生水力劈裂有利。

土的泊松比反映土的侧向变形能力, 泊松比愈大, 土的侧向变形愈大。提高心墙  $\nu_c$ , 表明心墙要求增加侧向变形, 然而心墙处于坝壳的约束之下, 坝壳限制了心墙的侧向变形能力, 而这种限制必须通过增大心墙的水平应力来补偿。

3.1.2 坝壳泊松比  $\nu_s$  的影响

考虑坝壳泊松比影响时, 同样假定  $E_s = 200 \text{ MPa}$ ,  $E_c = 50 \text{ MPa}$ , 设心墙的泊松比  $\nu_c$  不变, 改变坝壳的泊松比  $\nu_s$ , 得到  $\nu_c$  分别为 0.35, 0.40, 0.45 时的心墙上游面  $\sigma_3$  随深度的变化曲线, 如图 4 所示。从图 4 可知, 坝壳

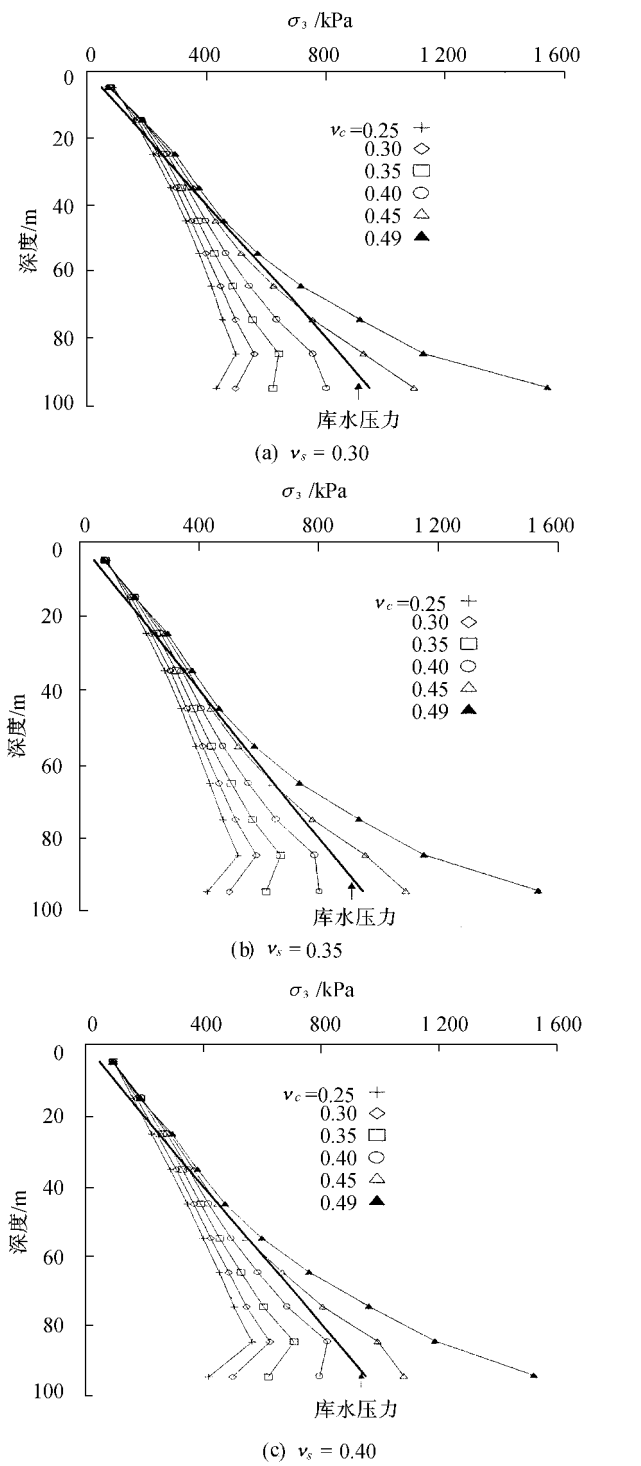


图 3 不同  $\nu_c$  下, 心墙上游面  $\sigma_3$  随深度的变化曲线  
Fig.3  $\sigma_3$  vs depth on the u/s core boundary for differeny  $\nu_c$

泊松比  $\nu_s$  越大,心墙上游面  $\sigma_3$  越大.同样由式(1)知,要求较大的  $u_f$  才能使心墙产生水力劈裂,比较图3还可看出,改变心墙泊松比比改变坝壳泊松比对心墙上游面  $\sigma_3$  的影响要大,也就是说,提高心墙泊松比比提高坝壳泊松比对防止心墙产生水力劈裂的效果来得更明显.

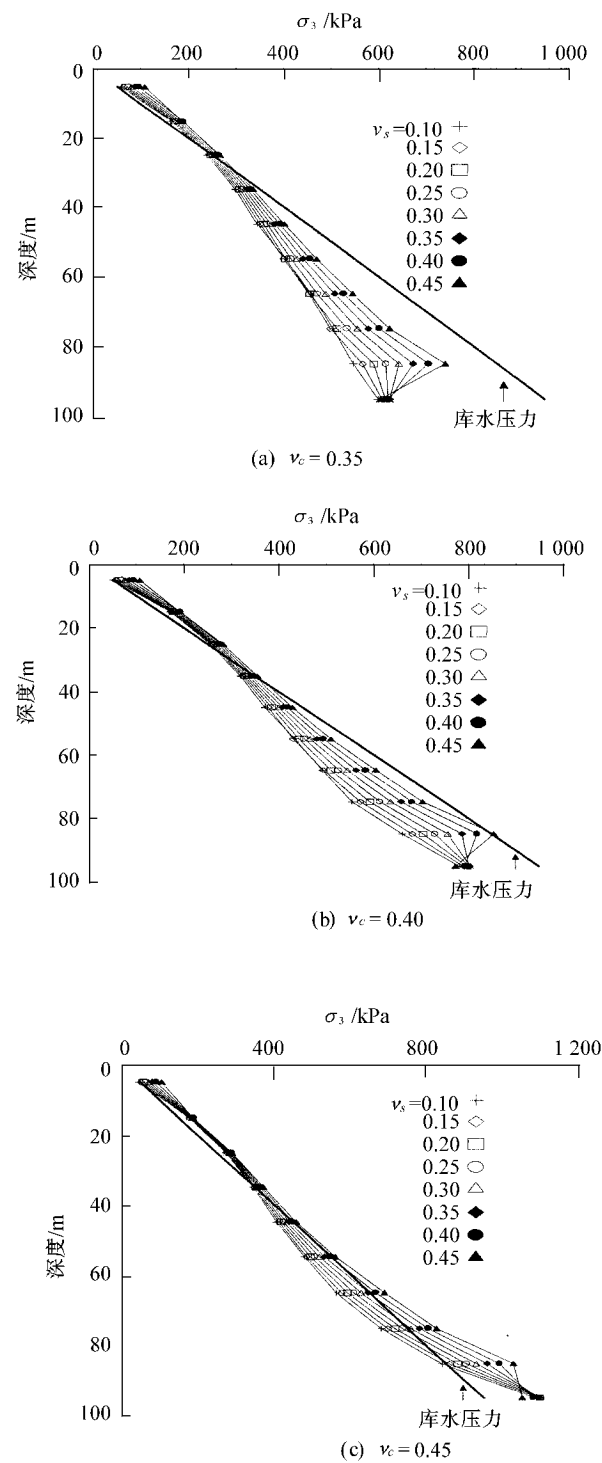


图4 不同  $\nu_s$  下,心墙上游面  $\sigma_3$  随深度的变化曲线  
Fig.4  $\sigma_3$  vs depth on the u/s core boundary for different  $\nu_s$

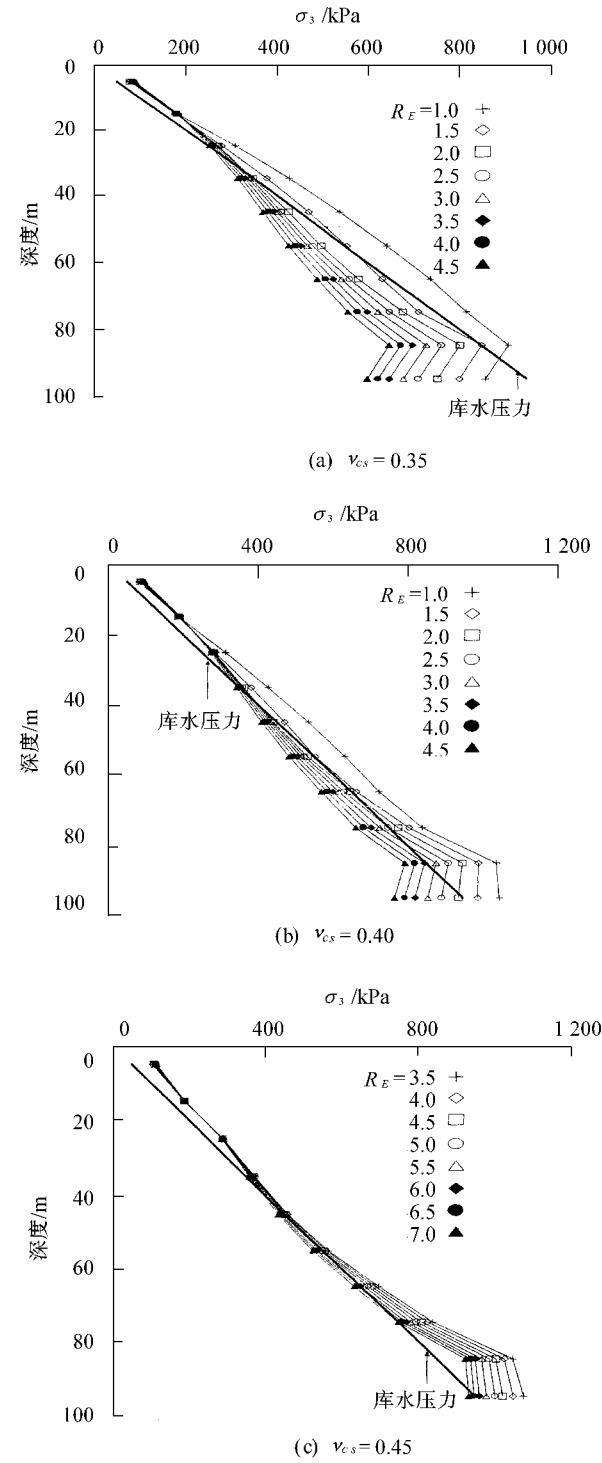


图5 不同弹模比  $R_E$  下,心墙上游面  $\sigma_3$  随深度的变化曲线  
Fig.5  $\sigma_3$  vs depth on the u/s core boundary for different Young's modulus ratio  $R_E$

由于坝壳是透水材料,蓄水后水压力直接作用于心墙迎水面,对于这种增量荷载来说,改变心墙的泊松比就比改变坝壳的泊松比对心墙侧向变形的影响更敏感.因此提高心墙  $\nu_c$  比提高坝壳  $\nu_s$  更能增加水平应力,从而对心墙防止水力劈裂更有效.

3.2 心墙与坝壳弹性模量的影响

假设心墙与坝壳的泊松比相同,并假设坝壳的弹性模量  $E_s = 200 \text{ MPa}$  不变,逐渐降低心墙的弹性模量  $E_c$ ,得到不同泊松比  $\nu_{cs} = 0.35, 0.40, 0.45$  情况下,不同弹模比  $R_E$  的心墙上游面小主应力  $\sigma_3$  随深度的变化曲线,如图 5 所示.由图 5 可知,一定泊松比  $\nu_{cs}$  下,弹模比  $R_E$  越大,  $\sigma_3$  越小,由式(1)和只要较小的  $u_f$  就可使心墙产生水力劈裂.这实际上可归因于土质心墙堆石坝“拱效应”的影响.

一般心墙材料的压缩性比坝壳的高,因此心墙竖向变形能力比坝壳大,心墙与坝壳刚度差异使得坝壳限制了心墙的这种变形,这样就产生了两者的之间的“起拱效应”,从而导致心墙承受的部分荷载向坝壳传递,应力也相应发生重分布,结果心墙应力下降.当心墙与坝壳刚度差异愈大,拱效应作用就愈明显,心墙应力就愈小,心墙就有可能产生水力劈裂.

从图 5 还可找出心墙上游面可能产生水力劈裂的临界弹模比,分别为:1.0 ( $\nu_{cs} = 0.35$  时),1.5 ( $\nu_{cs} = 0.40$  时),5.5 ( $\nu_{cs} = 0.45$  时).当弹模比  $R_E$  大于此临界弹模比时,心墙就有可能产生水力劈裂.临界弹模比随  $\nu_{cs}$  的增大而增大,也说明了同时提高心墙和坝壳的泊松比,对提高心墙上游面  $\sigma_3$ ,防止心墙产生水力劈裂是有利的.

3.3 心墙倾斜程度的影响

对心墙作等宽平行移动,得到心墙上游面坡度  $m$  分别为 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0 时的几种心墙坝及斜心墙堆石坝.都假定它们的  $E_s = 200 \text{ MPa}$ ,  $E_c = 50 \text{ MPa}$ ,  $\nu_{cs} = 0.45$ ,并分别作有限元计算,得到心墙上游面  $\sigma_3$  随深度的变化曲线,如图 6 所示.由图 6 可知,随着心墙倾斜程度的加大,及  $m$  的提高,同一高程上心墙上游面  $\sigma_3$  有所提高(除坝底外),心墙产生水力劈裂的可能性也相应降低.因此,斜心墙比直心墙更利于防止水力劈裂.

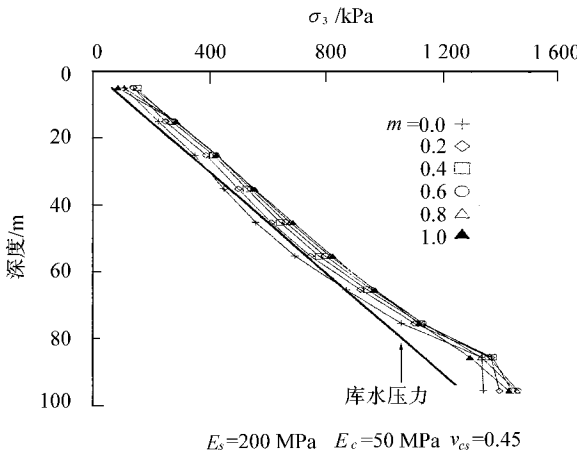


图 6 不同心墙坡度下,心墙上游面  $\sigma_3$  随深度的变化曲线

Fig. 6  $\sigma_3$  vs depth on the u/s core boundary for the different gradients of core

当心墙向上游倾斜时,心墙承受的水平向水荷载没有改变,而增加了竖直向水荷载,这就使得心墙应力得到提高.因此相同条件下,斜心墙上游面  $\sigma_3$  比直心墙来得大些,对心墙防止水力劈裂也较有利.

4 结 论

- a. 坝壳与心墙的泊松比对心墙上游面的  $\sigma_3$  和心墙水力劈裂都有影响,比较而言,心墙泊松比影响较大.提高坝壳与心墙泊松比,都将提高心墙  $\sigma_3$ ,从而有利于心墙防止水力劈裂,而提高心墙泊松比比提高坝壳泊松比对防止心墙产生水力劈裂效果更明显.
- b. 坝壳与心墙的弹模比对心墙上游面  $\sigma_3$  有较大影响,弹模比愈大,  $\sigma_3$  愈小,心墙愈易产生水力劈裂问题.

c. 心墙倾斜度对心墙上游面  $\sigma_3$  有一定影响,与直心墙相比,斜心墙更有利于防止水力劈裂。  
因此,在设计土质心墙堆石坝时,应尽量选取泊松比大(尤其是心墙)、心墙与坝壳弹性模量差异小的筑坝材料,心墙可设计为斜心墙,这样的考虑对心墙抗水力劈裂是偏于安全的。

参考文献：

[ 1 ] Independent Panel. Review cause of Teton Dam failure[ R ]. Denver , Colo : U S Bureau of Reclamation , 1976. 1 ~ 10.  
[ 2 ] Seed H B. The Teton Dam failure , A retrospective review[ A ]. Proc 10th ICSMF[ C ]. 1981. 219 ~ 238.  
[ 3 ] Bjerrum L , et al. Hydraulic fracturing in field permeability testing[ J ]. Géotechnique ,1972 ,22( 2 ) 319 ~ 332.  
[ 4 ] Jaworski G W. An experimental study of hydraulic fracturing[ D ]:[ Ph. D. ]. California : University of California Berkeley ,1979.

Factors Affecting Hydraulic Fracturing of High Earth Core Dams

ZENG Kai-hua ,YIN Zong-ze

( College of Civil Engineering , Hohai Univ. , Nanjing 210098 , China )

**Abstract** :Hydraulic fracturing for earth dams is one of the worldwide concerned problems in civil engineering. So far , hydrofracture conditions for high earth core dams have not been solved satisfactorily yet. In this paper , the effect of Possion’s ratio , Young ’s modulus of core and shell , and inclination of core on the hydrofracture of core is analyzed. The results indicate that the increase of Poisson’s ratio of the core and that of the shell will be beneficial to the prevention of the core from hydrofracture and the former has a larger effect. The inclined core is more profitable than the straight one. Besides , the larger the Young ’s modulus ratio of the shell to that of the core is , the more dangerous the core is.

**Key words** : earth core dams ; hydrofracture ; Poisson’s ratio