

西埠土坝劈裂灌浆*

白永年 刘宪奎 王宝玉 王洪恩

(山东省水利科学研究所, 济南)

提 要

本文通过西埠土坝坝体劈裂灌浆试验,系统地观测了孔隙水压力、土压力、灌浆压力、裂缝开展、坝体变形、泥浆和坝体固结等的变化过程;初步论述了劈裂灌浆的规律,给出了控制劈裂灌浆的压力和浆液收缩等计算公式。对改进灌浆工艺,提高灌浆效果也提出了建议。

一、前 言

土坝坝体劈裂式灌浆,是我省在总结充填式灌浆的基础上提出的一种新的灌浆技术。其施工要点是:沿坝轴线单排布置灌浆孔,以较大的灌浆压力将坝体沿轴线劈开(主要指内部),边劈边灌入适宜的泥浆,泥浆固结后,形成连续的垂直浆体防渗帷幕。该项技术对处理坝体疏松、渗漏、裂缝、洞穴等隐患,具有效果好、投资省、设备简单等优点。按正常的施工程序和工艺要求进行施工,一般可使泥浆固结后的干容重达 $1.6\text{g}/\text{cm}^3$ 左右,渗透系数 $k=2.6\times 10^{-8}\text{cm}/\text{s}$;半年到一年时间可固结;浆体在土坝横断面上为垂直连续分布,中间粗大,两头稍细^[1];浆体宽度可根据坝体防渗或渗透变形的要求,通过计算确定。自1974年以来,我省利用这一灌浆技术先后处理大中小型水库土坝400余座,都取得了好的效果,由病险水库转为正常蓄水。为探讨劈裂灌浆的机理,我们曾对几座土坝按一般灌浆规程进行了试验研究,取得了一定成果^[1]。为进一步揭示劈裂灌浆的规律,又选定牟平县西埠土坝作试验。按照试验要求,在灌浆过程中有些技术指标突破了正常的灌浆规定。这样做的目的是为了了解灌浆过程中不同的灌浆压力对灌浆-劈裂-挤压-回弹-固结过程中的变化规律和坝体的应力变化关系。从而为正确的确定劈裂灌浆的控制指标、改进施工工艺提供依据。

二、试 验 情 况

(一)工程概况

西埠坝建于1976年10月~1977年3月。坝轴线长170m,顶宽4m,最大坝高16m。上游坡1:2.5,下游坡1:2.25。心墙填筑重粉质壤土;顶宽2m,边坡1:0.5,坝壳为山皮土夹有碎石,属宽心墙土石混合坝。总库容70万 m^3 。因施工碾压不足,1977年初次蓄水至正常水位,坝顶最大沉陷量约为1m,坝面出现数条纵向裂缝,最大缝长60m,宽达20cm。1978年10月作为试验坝进行灌浆处理。灌浆前心墙土的物理力学性质见表1。

*参加本次试验的还有刘瑞芝、段福贵、查振衡等同志;关德斌同志参加了本文的整理和部分公式的推导工作。

西 埠 坝 土 的 物 理 力 学 性 质

[illegible]

(二)观测项目

1. 灌浆压力观测 设灌浆孔口压力表1支;
2. 泥浆固结观测 泥浆缝内分设6支测压管;
3. 位移观测 设6排19个测点;
4. 坝体孔隙水压力观测 埋设双管式孔隙水压力计4支, 测压管8支;
5. 坝体应力观测 按平面问题埋设钢弦式土压盒12支;
6. 开挖检查井3眼, 检查灌浆效果。

观测设备布置如图1, 2。

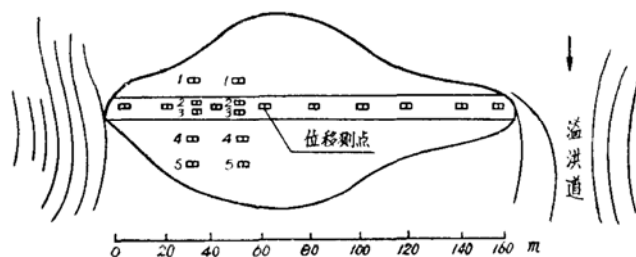


图1 位移测点平面布设示意图

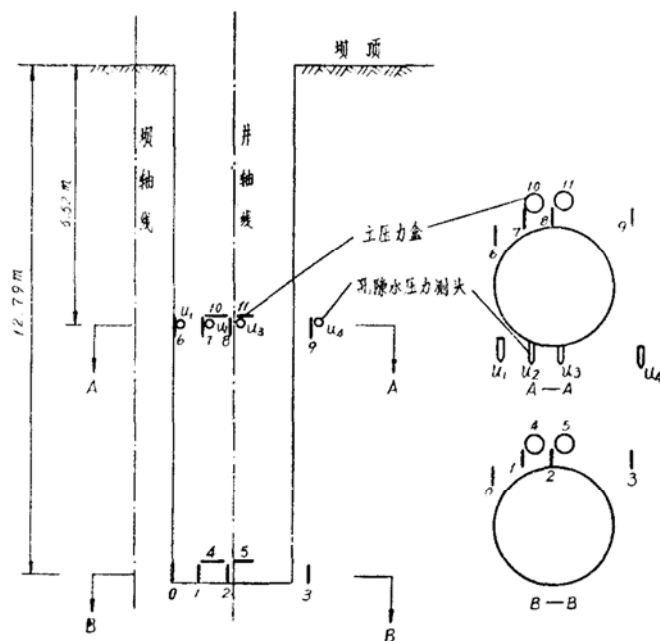


图2 土压力盒与孔隙水压力测头布设示意图

(三)灌浆方法

沿坝轴线单排布孔, 分两序钻灌。一序孔距20m, 终孔距10m。孔深至坝基。孔底注浆, 由下至上全孔灌注。先坝体下部被劈开, 然后坝顶劈开, 即暂停灌注。4天后进行复灌两次。最后用干土封顶, 即灌浆结束。

主要试验坝段 0+030~0+090。灌浆时间1978年10月下旬, 观测时间1978年10月~1979年10月, 为期13个月。

三、成果分析

(一) 灌浆压力

孔口压力通过压力表测得。孔口压力 Δp 和时间 t 关系曲线如图3, 4。

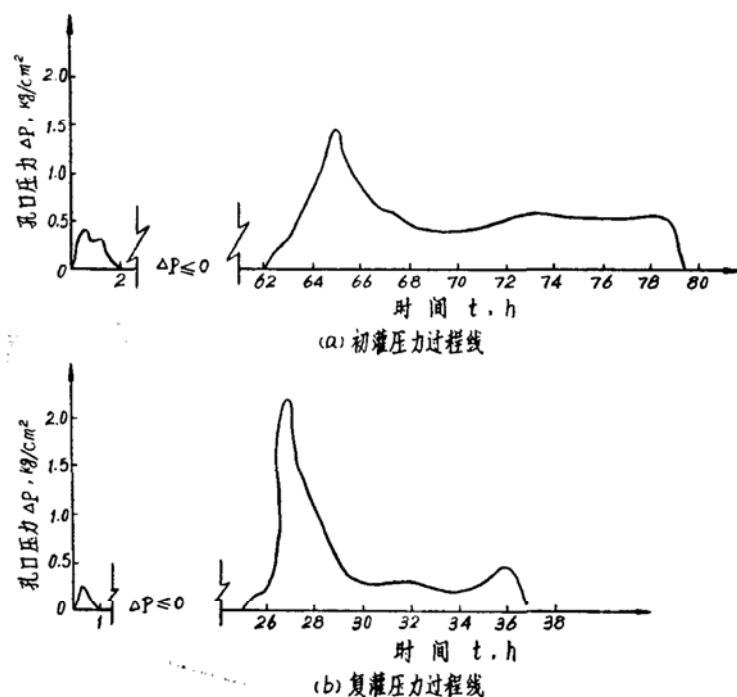


图3 0+090灌浆孔口压力过程线

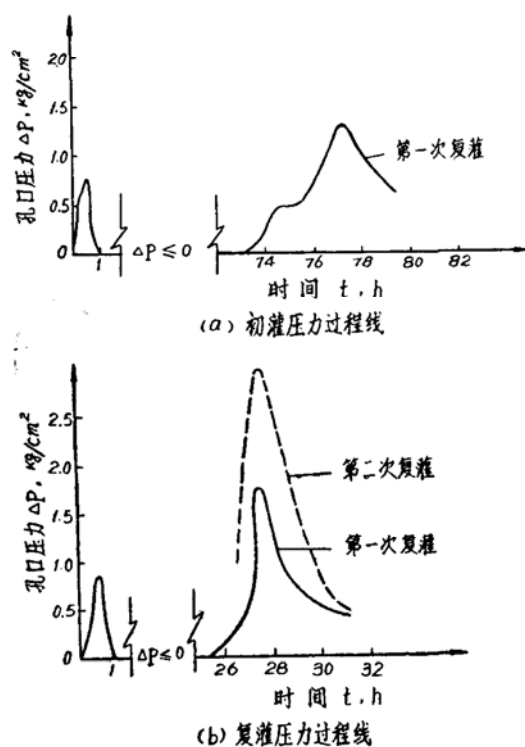


图4 0+030灌浆孔口压力过程线

1. $\Delta P-t$ 曲线具有双峰和两次出现低压的特征。第一峰值 ΔP_1 为坝体内部起始劈裂压力, 其大小由原坝体应力决定^[2]。坝体被劈开后, 由于应力集中于裂缝的尖部, 使裂缝迅速向前发展, 致使浆液流动速度跟不上坝体劈裂发展速度, 故孔口压力迅速降低, 而且多数出现负压。随着坝体底部裂缝的发展, 由于灌浆压力使坝体的小主应力增大到一定数值时, 坝体处于被动土压力状态, 孔口压力回升, 出现第二峰值 ΔP_2 。为了增大浆压坝的效果, 当坝顶出现微小裂缝时, 用人工夯实阻浆, 使第二峰值 ΔP_2 可远远大于 ΔP_1 。坝顶劈开后, 第二峰值下降, 压力稳定在较小数值。两个峰值之间的低压过程, 一般需经过十几小时至几天或更长, 我们定为第一个低压阶段。这一阶段的特点是: 持续时间长, 吃浆量大, 而且坝体质量越差持续时间越长, 吃浆量也越大。第二峰值过后的低压阶段, 称第二低压阶段。其特点是: 压力较第一低压阶段高, 一般为正值; 但持续时间较短; 吃浆量也较少。在两个低压阶段灌浆技术上都要求“少灌多复”, 定量灌注。

2. 复灌一般是重复初灌时的过程, 但起始劈裂压力稍大于初灌时的压力。之后, 起压较快, 复灌时坝顶劈开压力大于初灌时的坝顶劈开压力。随着复灌次数的增加, 坝顶劈开压力趋向增大, 而且起压快。说明灌浆压力可使坝体应力有明显改善, 质量得到提高。

3. 为充分发挥浆坝互压作用, 定量供浆, 第一次不灌饱, 即只能出现第一个峰值。经几次复灌, 直至灌饱, 第二个峰值才开始出现。因试验规定一次灌饱, 所以两个峰值是在一次灌浆中出现的。这在正常的灌浆施工中是不允许的。

4. 劈裂灌浆压力 ΔP_1 , ΔP_2 的大小, 与原坝体的应力状态, 坝体的质量, 灌浆方法和程序等因素有关。也与坝型、坝高、土料性质、坝体隐患性质、泥浆稀稠、供浆泵量大小以及坝前水位有关。在灌浆试验中, 要根据具体情况具体分析, 不能笼统的根据 ΔP_1 , ΔP_2 的大小, 进行灌浆设计。

(二) 灌浆期的裂缝开展及分析

图 5 为灌浆期坝体裂缝平面图和剖面图。

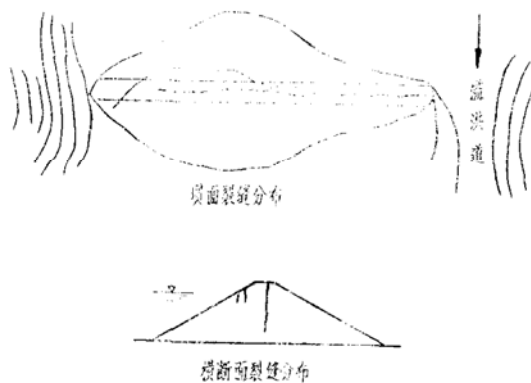


图 5 灌浆期裂缝分布示意图

1. 土坝在河槽平坦段, 沿坝轴线处于平面应变状态, 小主应力 σ_3 作用面与坝轴线基本一致, 所以在坝轴线布孔时, 裂缝与布孔方向一致, 基本能按设计方向劈裂。

2. 由于坝端边界的约束, 裂缝一般不能沿坝轴线直通坝端。在河槽地形突变处, 应力分布也比较复杂, 常出现斜向和横向裂缝。坝体原有的裂缝, 在灌浆时缝隙加宽, 同时也被泥浆充满。

3. 裂缝在横断面上的分布, 在河槽段坝高 $2/3$ 以下只有一条, $2/3$ 以上由于坝顶横向受拉, 出现数条纵向裂缝。但深度一般不大。

4. 用孔底注浆法, 孔的下部先被劈裂, 然后向纵、深和坝顶发展。裂缝在坝顶纵向发展开始速度很快, 每分钟可达 4 m 。一次劈裂长达 40 m 。

(三) 位移和变形

位移观测时, 是按可能出现最不利后果进行的; 即不做阻浆盖, 自孔底一直劈到坝顶。初灌与复灌时间只差 $4\sim 6$ 小时, 泥浆未固结, 位移观测结果见图6。

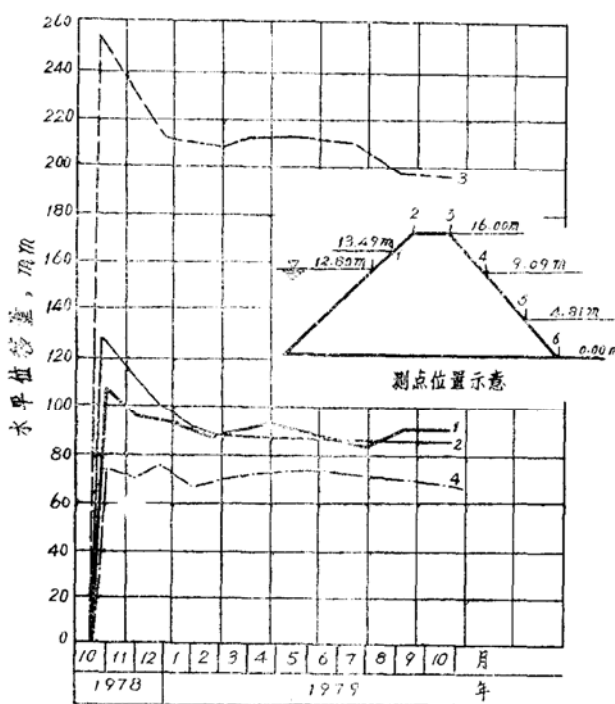


图6 0+050断面横向水平位移过程线

1. 坝坡位移和灌浆压力的关系分为三个阶段。自坝体底部被劈开, 至第二个峰值开始起压止, 为第一个低压阶段。此时, 坝坡位移量很小, 一般水平位移量在 3 cm 以内, 对坝体没有威胁。

自第二个压力峰值起压开始, 至第二个峰值过后的某一低压值, 位移量开始明显增大, 为第二位移阶段。此阶段时间较短, 位移量也不大。

当整个坝体或大部分坝体被劈开连通之后, 抗劈力大大减小, 这时虽然孔口压力已降为零, 但泥浆柱的压力稍增大, 位移量将大幅度增加, 为第三位移阶段, 也称屈服阶段。如图6坝肩2, 3两点, 累计位移值为 38.4 cm ; 而在第三阶段, 当泥浆柱压力增加 0.24 kg/cm^2 , 一小时位移量竟达 7.9 cm , 坝坡处于危险状态。

劈裂灌浆使坝坡位移是不可避免的。为了尽量减少位移量, 在正常的灌浆施工中, 一般不允许出现第三位移阶段。最好控制坝顶不开裂, 而使第二个峰值的孔口压力控制在初始劈开压力值的两倍左右。

2. 坝坡水平位移在垂直方向的分布是上大下小, 两坝肩的位移量最大, 向下逐步减小,

至坝高的1/3处为零。由于库内的水压力作用,坝后坡的位移量大于坝前坡。

3. 坝体的回弹分为坝坡的位移和坝体土的压缩变形随着灌浆压力减小而出现的回弹。在时间上分为灌浆期和停灌后两部分。总回弹量约占总张开量的30~60%,灌浆期的回弹量可人为的控制,停灌后的回弹量约占停灌时缝宽的20~30%。停灌后三个月坝体回弹最为显著,回弹时间长达一年之久。位移和回弹的关系见表2。

表2 位移和回弹量

项 目	桩 号 测 点	0 + 050				0 + 030			
		1	2	3	4	1	2	3	4
水平位移量(mm)		106	128	257	77	45	60	117	33
回 弹 量(mm)		17	41	48	9	8	26	36	10
回 弹 比 (%)		16	32	20.5	11.7	17.8	43.3	30.8	30.3

4. 位移、回弹、浆体固结和坝体压缩量关系见图7。固结后的浆体宽度减去同高程固结后的两坝坡水平向总位移量,得坝体水平向塑性压缩变形量。图7表明,除坝顶附近压缩量为零外,坝高一半处压缩量最大,达150mm之多,坝底部压缩变形也很小。

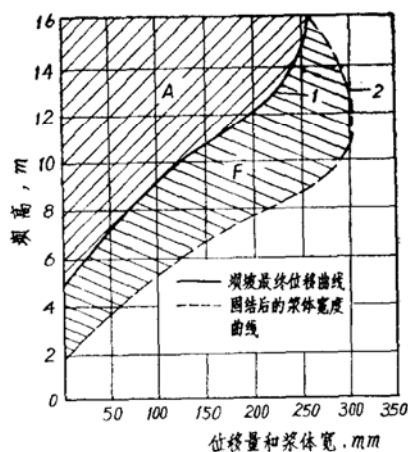


图7 0 + 050断面坝体压缩量图

F—泥浆对坝体的压缩横断面积;

A—坝坡横断面的位移面积

5. 灌浆期和停灌后坝体上部都将产生比正常情况下大几倍的沉陷量。原因是灌浆使坝体湿陷和固结。横向水平位移大,其相应沉陷也大,见图8,图中1,2,3,4为测点号,测点位置对照图6。

位移观测表明,灌浆只引起坝坡中上部的横向水平位移,同时产生相应的沉陷和回弹,结果坝高和坝的体积都变小,所以坝体变形主要表现为坝体内部的湿陷和压密变形。

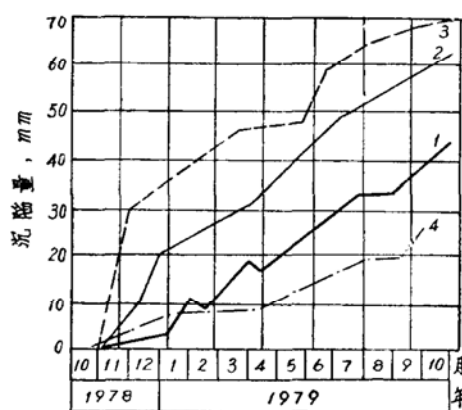


图8 0+050断面沉降过程线

(四) 裂缝中泥浆固结过程

裂缝中泥浆固结过程以泥浆孔隙水压力随时间变化表示, 见图9。

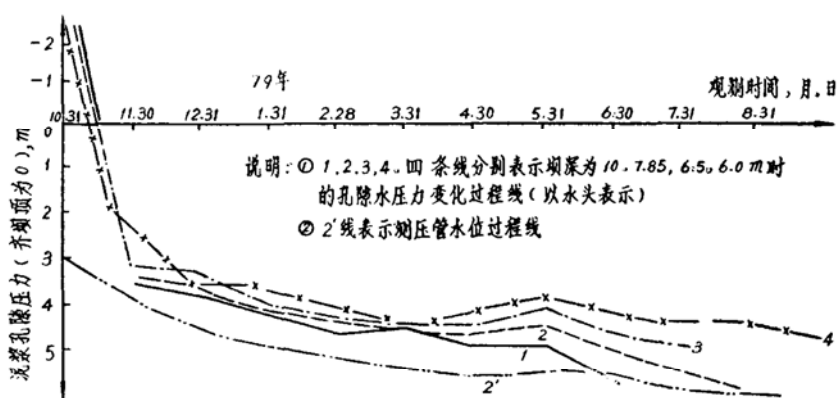


图9 泥浆固结过程线

1. 灌浆期泥浆孔隙水压力等于泥浆柱压力加孔口压力, 即: $u = \gamma' h' + \Delta p$, 停灌时 $u = \gamma' h'$, 时间约滞后10小时。停灌24小时后泥浆析水完成(泥浆液面呈清水), 孔隙水压力消退速度约等于浆体液面下降速度。

2. 图9表明, 灌浆后第一个月孔隙水压力消散最快, 泥浆30天固结度可达80%左右。如果认为坝体浸润曲线与泥浆孔隙压力平齐时为完全固结, 那么图9中1号测点, 泥浆经过8个月完成固结, 其余点需10个月以上时间才能完成固结。由此可见, 裂缝中的泥浆在垂直方向上固结顺序是自下而上的; 而在水平截面上是从外向里固结的。

3. 促使泥浆固结的因素有: 析水固结, 电化固结, 渗透固结, 回弹固结。其中坝体渗透回弹是使泥浆压缩固结的主要因素, 也是保证泥浆固结后具有一定密度的关键。

(五) 坝体孔隙水压力

图10系坝体孔隙水压力消散过程线, 图11是桩号0+040处, 当灌浆孔口压力为 1.3kg/cm^2 时测得的孔隙压力沿横向距离衰减的情况。

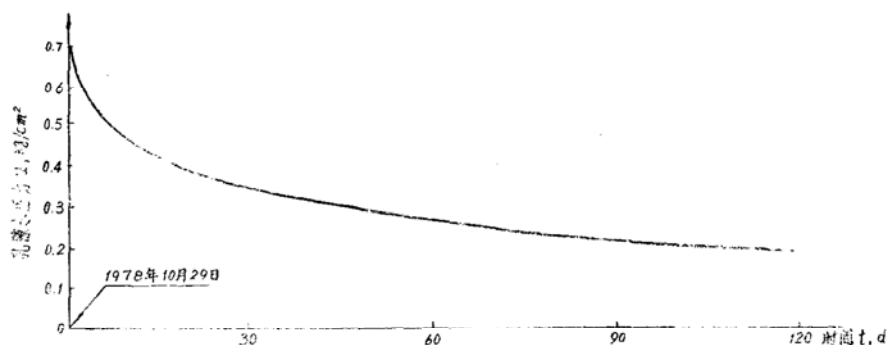
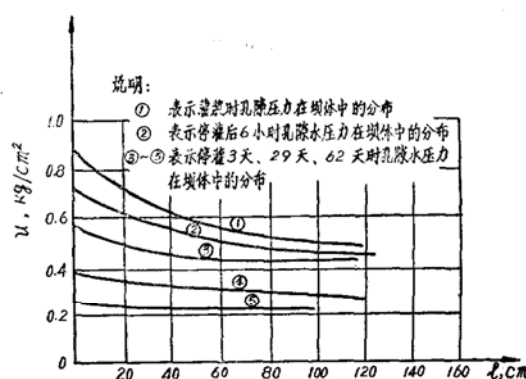


图10 坝体孔隙水压力消散过程线

图11 $u \sim l$ 关系曲线

1. 在灌浆时坝体中孔隙水压力传递很快, 从孔口起压开始, 几乎同时传到每个测头。

2. 停灌后 4 天之内孔隙水压力消退最快, 以后变慢, 其完成固结时间约为泥浆固结时间的一半。

3. 灌浆压力在坝体中产生的水平总应力及作用范围见图12。曲线 1 ~ 5 是灌浆期及停灌后不同时期坝体侧压力 σ_s 分布和消退过程。其衰减近似直线关系。由最远一支土压力盒可知, 在灌浆压力为 1.3 kg/cm^2 时 (自坝顶 13 m 深处), 引起水平总应力的变化范围不超过 4 m。

4. 长期应力观测如图13。停灌一个月后, 坝体水平总应力, 稳定在一定数值上。之后, 坝体进入排水固结阶段, 总应力不变, 孔隙压力减小, 有效应力增加, 由灌浆压力所引起的坝体孔隙压力的增大, 不会引起坝体内部的剪切破坏^[8]。因为孔隙压力增大的同时, 有效应力也增大, 而且距浆缝越远有效应力和孔隙压力增加的比值越大。以测点 2, 3 相比较, 有效应力比孔隙压力增加的快 (u_2 测头和 7 号压力盒为测点 2, u_3 测头和 8 号压力盒为测点 3)。从应力变化的莫尔圆上看, 大主应力 σ_1 不变, 小主应力 σ_3 增大, 则莫尔圆变小, 圆心背离坐标零点移动。说明通过灌浆压力使坝体局部应力条件得到改善。根据有些土坝在坝轴线上小主应力偏小的情况, 把浆体帷幕布置在坝轴线上, 实测资料证明 (图12) 越靠近浆体帷幕, 水平应力补充值越大, 正好补救了原来坝体应力分布上的缺点。

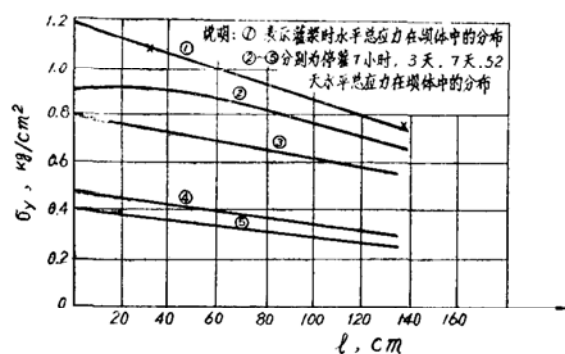
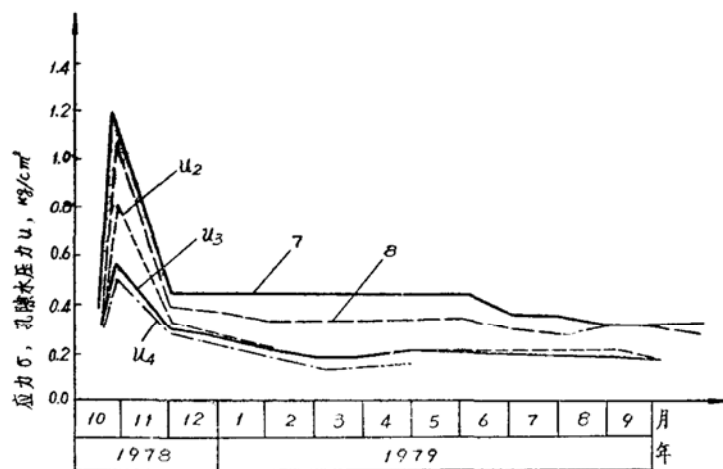
图12 $\sigma_y \sim l$ 关系曲线

图13 土压力和孔隙水压力过程线

7, 8 —— 第一层土压力盒总侧向压力过程线

 u_2, u_3, u_4 —— 第一层孔隙水压力过程线

由于劈裂灌浆所形成的浆体帷幕是垂直连续的, 比较均匀的分布在坝轴线上, 凡是浆脉通过的地方, 所得到的泥浆压力都为 $\Delta p + \gamma' h'$, 而且压力在坝体内所影响到的地方, 都会使原坝体的应力再分配。尤其是对原坝体由于不均匀沉陷所形成的小主应力不足或受拉受剪的某些土区, 通过灌浆压力会自动地进行应力调正, 得到灌浆压力的补充, 改变原来的不均匀应变应力状况, 使坝体恢复到正常的应力状态。

实践证明上述判断是正确的。

例如, 山东省岳庄土坝, 在填筑时碾压不实, 发生了严重的变形裂缝, 最大缝宽 20~40 cm, 长 250m。坝体渗漏严重。水库已禁止蓄水。1975 年用劈裂灌浆进行处理, 所用孔口压力 1~2 kg/cm²。固结后形成的浆体帷幕厚度平均 40cm 左右。1978 年正常蓄水, 坝体渗透停止, 变形已稳定, 未发生新的裂缝。凡用劈裂灌浆处理过的土坝, 心墙的变形均稳定, 均未发现新裂缝。

(六) 灌浆质量检查

尽管由于灌浆试验的需要, 在灌浆工艺、浆料配比、灌浆压力等都突破了正常的工艺要

求,但仍得到了较好的效果。从停灌以后17个月竖井检查结果和坝后渗流情况看,都基本达到了加固坝体和设置浆体帷幕的要求。

1.浆体与土坝密合,形成连续帷幕,上宽下窄,未见裂隙。

2.原坝体中的透水裂缝和粗砂夹层,被浆体帷幕截断并被泥浆充满堵死。原坝后渗流 5 kg/s , 现已断流,且地下水位下降。

四、劈裂灌浆控制

进行劈裂灌浆时应对灌浆压力、裂缝开展、坝体变形等的控制,这是保证坝体安全的前提。在试验和实践的基础上,我们提出以下控制原则:

(一)孔底劈裂压力

采用孔底注浆,全孔灌注的方法,一般钻孔下部坝体先劈裂。

图14泥浆处于流体状态时,灌浆压力 p_1 沿孔深有如下关系:

$$p_1 = \Delta p_1 + \gamma' h' - f_1 h' - f_2 h \quad (1)$$

式中 Δp_1 ——孔口压力表读数,为坝体下部劈裂压力,压力控制即指此值, kg/cm^2 ;

γ' ——泥浆容重, g/cm^3 ;

h' ——注浆管长, cm ;

f_1, f_2 ——浆液在管中和钻孔中流动的阻力系数 kg/cm^3 (暂不考虑)。

坝体下部抗劈裂压力如图15,近似用下式计算:

$$p_2 = \sigma_3 + \sigma_t$$

令 $p_1 = p_2$, 代入式(1)置换后得下式:

$$\Delta p_1 = \sigma_3 + \sigma_t - \gamma' h' + f_1 h' + f_2 h \quad (2)$$

式中 σ_3 ——坝体内部小主应力,由计算或实测给出, kg/cm^2 ;

σ_t ——坝体原状土单轴抗拉强度, kg/cm^2 。

当 $\Delta p_1 > (\sigma_3 + \sigma_t - \gamma' h' + f_1 h' + f_2 h)$ 时,坝体即被劈裂。由于一般土坝上半部沿坝轴线 σ_3 较小,所以泥浆劈裂坝体是比较容易的。

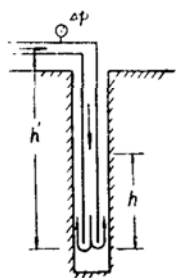


图14 泥浆流动示意图

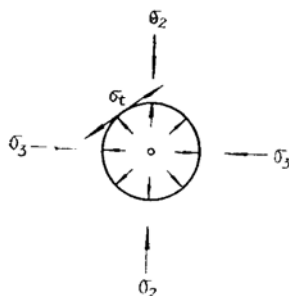


图15 灌浆孔应力示意图

(二)单孔最大压力

单孔最大压力尚无合适公式计算。在正常施灌孔底注浆情况下,根据经验建议按坝体下部劈裂压力二倍左右加以控制。

(三)屈服压力

坝体全部或大部分被劈开之后,泥浆柱对坝体所允许的最大压力称为屈服压力 p , 即

$$p \leq 0.98\gamma' h' \quad (3)$$

式中 γ' ——泥浆施灌时的容重, 取 $\gamma' = 1.6 \text{ g/cm}^3$;

h' ——裂缝深, cm。

(四)坝体整体稳定验算

当坝体全线被劈开, 为防止整体滑动, 需进行验算。假设劈裂后土坝棱形体是连续的, 在灌浆压力作用下, 可能产生两个滑动面, 见图16。

第一滑动面按朗肯极限土压力近似计算,

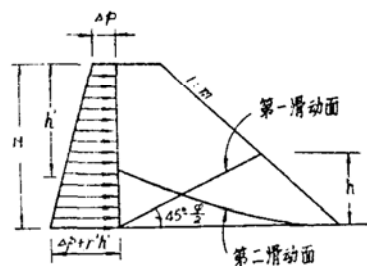


图16 稳定验算简图

$$\Delta p = \frac{1}{2} \gamma (H + h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \gamma' h' \quad (4)$$

式中各项意义如图16。

第二滑动面按圆弧滑动法并考虑浆柱压力, 计算最小安全系数^[4]。

$$K = \frac{R \sum \left[(\gamma H_i \cos \alpha_i - u l_i) \operatorname{tg} \varphi' + \sum \frac{c'}{b_i} l_i \right]}{R \sum \gamma H_i \sin \alpha_i + R' E_i}$$

令坝体滑坡安全系数 $K = 1.0$, 控制指标用泥浆柱压力表示, 有下式:

$$\gamma' h'_i = \frac{2R \left\{ \sum \left[(\gamma H_i \cos \alpha_i - u l_i) \operatorname{tg} \varphi'_i + \sum \frac{c'}{b_i} l_i \right] - \sum \gamma H_i \sin \alpha_i \right\}}{R'} \quad (5)$$

式中 R ——滑动半径, m;

R' ——弧心O到泥浆柱压力重心的垂距, m;

φ', c' ——坝体土有效抗剪强度指标;

l_i ——土条宽度所对应的弧长, m;

b_i ——土条宽度, m;

α_i ——土条重量和法向分力的夹角, 度;

E_i ——在 h_i 深度泥浆压力, t/m^2 ;

h_i ——滑弧内的浆柱计算高度, m;
其余符号同前。

(五)浆体设计干容重的控制

浆体压缩率按下式计算:

$$n_v = \left(1 - \frac{\gamma'_d}{\gamma_d} \right) \cdot 100\% \quad (6)$$

$$\gamma'_d = \frac{1}{\frac{w}{\gamma_w} + \frac{1}{G_s}} \quad (7)$$

式中 w ——浆液含水量, %, $w = W_w/W_s$;

W_w ——水重, t;

γ'_d ——停灌后缝内泥浆干容重, t/m³。

W_s ——干土重, t;

γ_d ——浆体设计干容重, t/m³;

G_s ——土粒比重, t/m³;

γ_w ——水的容重, t/m³。

根据泥浆的水土比, 求出泥浆含水量 w 。由式(7)计算出泥浆的干容重 γ'_d 。再根据设计的浆体干容重 γ_d , 由式(6)计算出泥浆体缩率 n_v ; 若已知灌入浆液的总体积 V_1 , 其总收缩体积应和坝体的回弹体积(包括灌浆期的回弹体积 x 和停灌后的回弹体积 V_2)相等。所以

$$x = V_1 n_v - V_2 \quad (8)$$

根据试验, 停灌后的回弹体积 V_2 占裂缝总张开体积的20~30%。因此, 只要适当增加灌浆次数, 控制坝体在灌浆期的回弹量, 使之达到所要求的 x 值, 即可以满足浆体所要求达到的干容重(设计浆体干容重为1.6g/cm³左右是比较容易达到的)。

为促使泥浆加快固结, 取得较大的干容重, 浆料以选粘粒含量20~25%左右, 砂粒含量40%左右为宜。

(六)时间控制

初灌与复灌时间间隔, 一般应大于5~10天, 复灌次数多一些, 掌握“少灌多复”和“内劈外不劈”的原则。

(七)浆体帷幕的构筑

为避免在构筑纵向浆体帷幕时, 出现横向缝, 在坝体的纵向受拉区域应以梅花形布孔, 先进行处理。适当增加灌浆压力, 充分释放纵向拉应变能, 改变坝体受力状态。待浆体基本固结之后, 再沿坝轴线钻灌构筑纵向浆体帷幕。

五、结 语

1. 劈裂坝体的目的, 是解决坝体心墙的渗透稳定和局部变形稳定问题。所以浆体帷幕必须是垂直连续的。灌浆压力在理论计算值之内应尽量增大。在施工中必须充分发挥泥浆压缩坝体和坝体回弹又压缩泥浆的浆坝互压作用; 因而要“少灌多复”, 使浆坝都得到进一步压实, 也有利于坝体内部的应力调正。

2. 劈裂式灌浆的压力、裂缝、位移、泥浆和时间等都要有完整的记录, 并加以控制, 以保证坝体安全和灌浆效果。试验表明, 这个目标基本上可以达到。

3. 目前劈裂灌浆只用于均质坝和宽心墙土坝或土石混合坝, 坝高一般在40m以内; 在高坝和窄心墙坝虽有劈裂灌浆的例子, 但经验太少, 应经过试验和充分论证后方可使用。

目前, 劈裂灌浆虽然得到应用, 但其理论与技术尚不成熟, 今后有必要继续开展劈裂灌浆的试验工作, 以验证灌浆期应力变化规律和灌浆效果, 使设计理论和施工方法都得到完善。

参 考 文 献

- [1] 白永年、王宝玉、刘宪奎、王洪恩、段福贵, 土坝坝体劈裂灌浆机理的初步分析, 水利水电技术, 1981年第3期。
- [2] 顾淦臣, 土石坝的变形及拉伸剪切破坏的验算, 岩土工程学报, 1981年第4期。
- [3] 水力劈裂(Hydraulic fracturing), 国外水利水电, 1981年第2期(总第20期), 译自農業土木学会誌, Vol.47, No.12, 1979, p.28。
- [4] 水利电力部第五工程局, 水利电力部东北勘测设计院, 土坝设计(上册), 水利电力出版社, 1978年10月。

The Fracturing-grouting of Xibu Earth Dam

Bai Yong-nian, Liu Xian-kui, Wang Bao-yu and Wang Hong-en

(Shandong Water Conservancy Research Institute, Jinan)

Abstract

By the observation of the in-situ fracturing-grouting tests of Xibu Dam, the variational processes of the pore water, earth and grouting pressures, cracking, deformation of the dam, consolidations of the dam and slurry etc. are presented in this paper. The regularities on the fracturing-grouting are preliminarily described. The formulae for controlling the fracturing-grouting pressure and contraction of the slurry are given, and the reasonable proposals are also presented so as to improve the technology and increase the effect of the grouting.