

新丰江水库地震及其对大坝的影响*

沈崇刚 陈厚群

(水利电力部科学研究所)

张楚汉

(清华大学)

黄力生

(广东省科学技术局)

李自强

(中国科学院地球物理研究所)

杨真荣

(中国科学院计算技术研究所)

王大钧

(北京大学)

罗学海

(中国科学院工程力学研究所)

摘 要

新丰江水库于 1959 年 10 月蓄水后发生地震,当即对大坝及时进行了加固,并统一组织有关部门广泛协作,对水库区地震活动的特点及成因、地面运动的特征及其对大坝的影响等问题,进行了多方面的研究。

本文根据多年来的观测和研究结果,论述了库区地震地质条件,以及水库蓄水对构造应力场的影响。指出十三年来地震主要沿峡谷区水域边缘多裂隙花岗岩体中的“软弱带”分布,震源机制与构造应力场具有一定的对应性。由于地震震源的应力状态是由地应力和水库渗透压力等因素综合形成的,因此,地震序列在其发生、发展的过程中具有一些区别于构造地震的特点。

本文还择要介绍了与坝体抗震有关的部分研究成果,包括对大坝两期抗震加固的设计论证、工程实践及其经受住了 VIII 度强震考验的概况。通过模拟实测记录的不规则波振动试验,和用有限单元逐步积分法进行动力分析等途径,分析了 VIII 度强震时部分坝段顶部出现裂缝的原因。探明了顶部动力放大倍数高、高阶振型和应力集中的影响等问题,是导致大坝顶部成为抗震薄弱部位的重要因素。

一、引 言

新丰江水库位于我国广东省河源县境内,在广州东北约 160 公里处。坝址岩石为侏罗—白垩纪花岗岩。坝型为单支墩式大头坝,由 19 个长 18 米的支墩坝段及两岸重力段组成;溢流段

本文 1973 年 7 月 12 日收到。

* 参加本工作的单位和人员还有:中国科学院工程力学研究所徐宗和、何度心、聂振海、沈乃杰等,国家地震局广州地震大队王良琛、常宝琪、翁畴君、杨懋源、谢明富、潘嘉祥,国家地震局武汉地震大队居荣初、陈冬生、周煜恒,北京大学数学力学系徐翠薇、袁明武、魏泽光,清华大学孙厚钧,中国科学院计算技术研究所周本华,广东省水电局任文杰、李干荣、刘道诚、魏复成,长江水利水电科学研究院蒲正源,水利电力部科学研究所唐继儒、温跃鑫、张震夏、王森元等同志。

在河床中部,电站设在大坝下游。最大坝高 105 米,坝长 440 米,大坝工程布置见图 1。水库库容 115 亿立米,水库面积 390 平方公里,电厂装机容量 29 万瓩。工程于 1958 年 7 月开工,1959 年 10 月开始蓄水,1960 年 8 月发电。水库建成以来,对当地工农业建设,起了很大的作用。

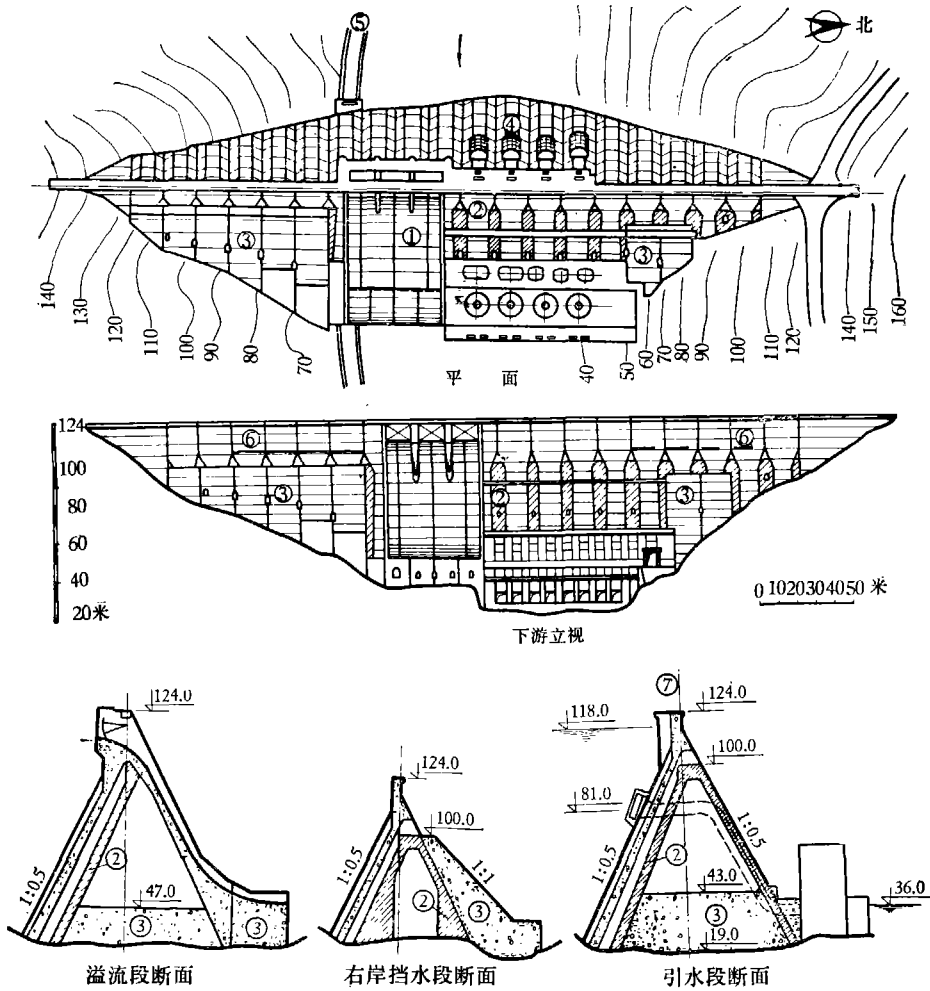


图 1 新丰江水库大坝工程布置图

(1. 溢流坝, 2. 一期加固, 3. 二期加固, 4. 进水口, 5. 导流明渠, 6. 108 米高程裂缝, 7. 坝轴)

水库蓄水后,库坝区突然发生频繁地震。我国政府立即在库区设立地震观测台站,并统一领导和组织设计、施工、科研、高等院校等部门共同协作,积极开展科研工作,并于 1961 年及时按 VIII 度地震要求对大坝进行了抗震加固(坝址地震烈度原定 MM VI 度)。1962 年 3 月 19 日凌晨,库区发生 $M_s = 6.1$ 级、震中烈度为 VIII 度的强烈地震。大坝在整体稳定方面经受住了强震考验,仅在右岸坝段顶部出现长达 82 米的水平裂缝,左岸坝段同一高程也有规模较小的不连续裂缝。鉴于工程重要,决定对大坝进行二期加固,以确保工程的安全。各项研究工作的进行,均以探索水库发生地震的原因和确保工程安全为目标。

二、水库蓄水所引起的地震

1. 水库区地质环境

I. 地壳活动性概述

新丰江水库座落于中生代末期东西向的巨大花岗岩体之上。水库东侧为一狭长的北东向断陷盆地,堆积着厚逾 4000 米的第三纪红色岩系。水库南侧及北侧广泛分布着由上古生代——侏罗、白垩纪地层组成的山地与丘陵。本区于下侏罗世曾发生广泛海浸,并堆积了厚逾 7000 米的海相复理式建造,上侏罗世发生中酸性火山喷发及白垩纪强烈的花岗岩活动,第三纪内陆盆地巨厚碎屑岩堆积和第四纪早期的玄武岩溢流。地史经历表明,新丰江水库系修建在中新生代以来地壳不稳定地区(图 2)。

II. 水库区构造体系

中新生代以来,历次构造运动在水库区留下的遗迹,以断裂为主,折皱次之。根据各种断裂、折皱的组合关系,可归纳为两个鲜明的构造体系。

东西向构造带:水库外围地区,广泛分布着与纬度接近平行的断裂—折皱带,以及沿它们侵入的大型花岗岩体。经航空磁测,广东省东部于北纬 $23^{\circ}40'$ — $24^{\circ}00'$ 之间,存在一个大型的东向西磁异常带,其位置与上述断裂—折皱带相符(图 3)。在水库区,以东向西分布的基底深断裂及花岗岩体与围岩接触的挤压破碎带为代表。根据水库区断裂、折皱的组合特征分析,东向西构造体系主要由南北向压应力作用所形成。

北东向构造带:库区附近,有长达 600 公里的北东向河源—邵武断裂带通过。这一断裂带,在重力场与磁场上均有明显反映。库区内规模较大的河源冲断层和灯塔逆掩断层,在坝址附近与东西向构造带交汇。北东向断裂表现为一系列走向大致平行、宽约 30—50 米的动力变质带——由糜棱岩、矽化角砾岩和断层泥组成。断裂的基本走向为北 40° — 50° 东,多数为陡倾角 ($> 70^{\circ}$),少数倾角较缓 (30° — 50°),均向东南倾。这些北东向断裂,具有多期性活动特征和复杂的力学性质。

中生代花岗岩侵入之后,本区北东向断裂活动显著,以动力变质为主。根据糜棱岩、压碎花岗岩、断层泥及密集劈理的方位,显示北东向断裂系受北西向的强烈挤压(图 4)。

河源断裂走向的转折弯曲,与其伴生的横向断层拖拉有关,但紧靠河源断裂出现的北东及北东东向平移断层,则是使北东向断裂方位改变的主要原因。其中北东东向平移断层又使第三纪红层发生拖拉现象。在北西向压应力作用下,花岗岩体中产生三种伴生的结构面:

1. 与主压应力直交的北东向挤压带——河源、人字石等断裂,
2. 两组 X 型交叉破裂,
3. 与北东向挤压带近直交的北西向横断层。

这三组破裂,把花岗岩体切割成网格状。其中, X 型交叉破裂在坝区较为明显。大坝西北,走向北 20° 西的一组,成群展布,主要为密集节理、小断层及岩脉组;走向北 60° — 70° 东断裂组,靠河源冲断层附近显著,主要为逆断层、劈理密集带和岩脉组。这两组都具有陡倾水平剪

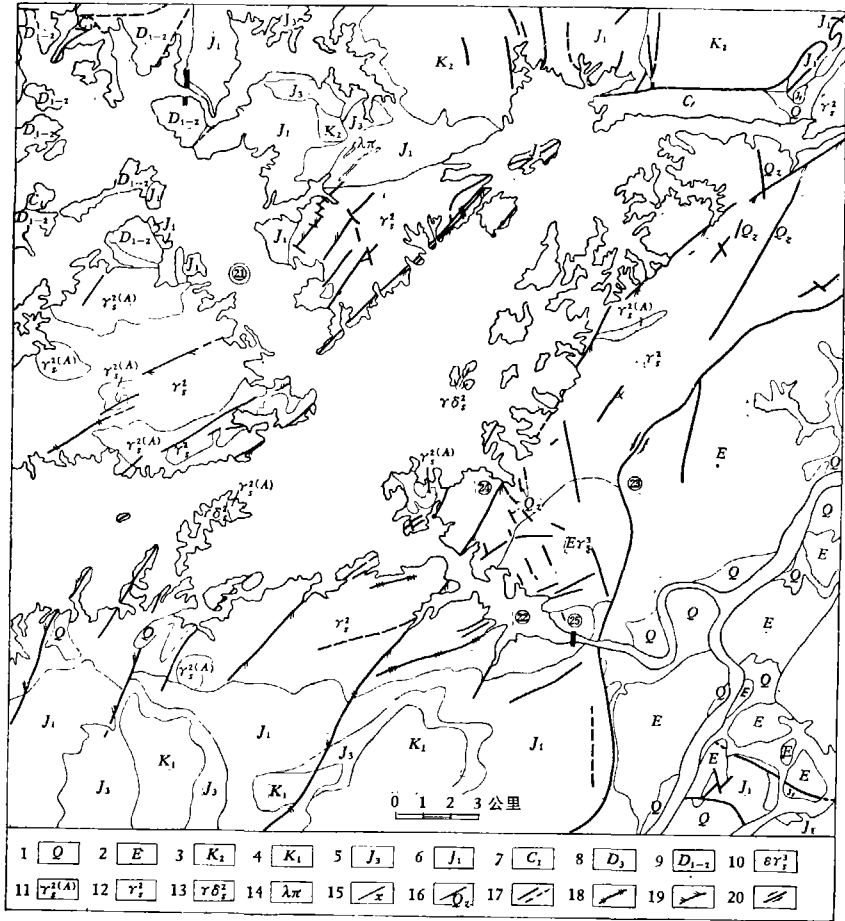


图 2 新丰江水库区地质图

(1.第四系：冲积层及坡积层， 2.第三系：红色碎屑岩建造， 3.白垩系上统：红色碎屑岩建造， 4.白垩系下统：红色碎屑岩建造， 5.侏罗系上统：火山岩建造， 6.侏罗系下统：海相复理式建造， 7.石炭系下统：海相砂页岩建造， 8.泥盆系上统：海相碎屑岩建造， 9.泥盆系中、下统：海相碎屑岩建造， 10.白垩纪二长花岗岩， 11.晚侏罗世——早白垩世黑云母花岗岩补充侵入体， 12.晚侏罗世——早白垩世黑云母花岗岩， 13.晚侏罗世——早白垩世花岗岩闪长岩， 14.酸性岩脉， 15.煌斑岩脉， 16.石英脉， 17.地质界线， 18.压性断层， 19.压剪性断层， 20.剪性为主的断层， 21.新丰江峡谷上游地区， 22.新丰江峡谷下游地区， 23.河源断裂， 24.人字石断裂， 25.大坝)

切的特征。

由于长期构造变形破坏，以及风化作用，库区的断裂破碎带中都普遍泥化——高岭土化、绿泥石化和叶蜡石化，从而构成岩体中的“软弱夹层”。这种致密的粘土状物质，透水性很差，是良好的隔水层。但靠近破碎带的母岩，由于裂隙发育，则有较大的透水性能，单位吸水量常大于 0.3 公升/分。

这些破裂——“软弱夹层”的形成，使峡谷区的花岗岩体产生如下结果：1. 岩体的整体性受到破坏，强度不均一；2. 构成岩体中地下水深循环的网络状通道；3. 软弱结构面物质的凝聚力(c)、内摩擦角(φ)值下降，易于发生剪切滑动。

第四纪以来，库区断裂构造仍有最新活动，表现在：1. 沿老的断裂面仍有复活现象，新的

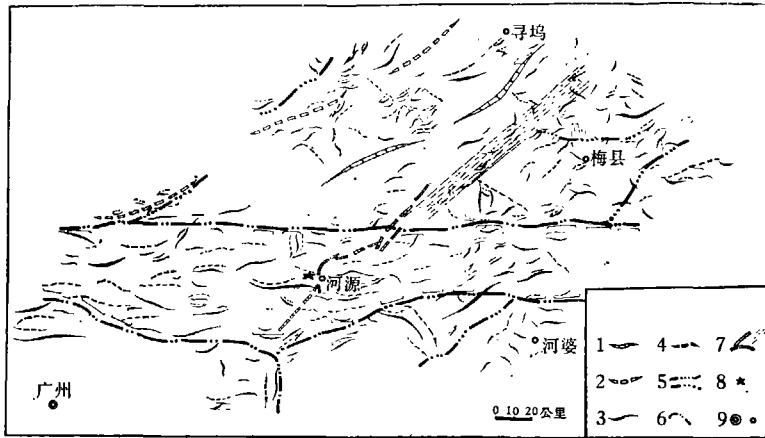


图 3 广东省东部航磁推断略图

(1.正区域异常轴, 2.负区域异常轴, 3.正异常轴, 4.负异常轴, 5,6.地质构造单元分界线, 7.大型断裂带, 8.水库所在地, 9.居民点)

破碎物质仍未成岩; 2. 沿北东向断裂有多处温泉 (30° — 60°C) 出露; 3. 河源断裂上盘的第三纪地层曾受到断裂水平运动而产生曳引。直至最近, 通过三角、水准测量证实, 河源、人字石断裂仍有近水平活动(表 1)。最新断裂运动, 显示本区地应力继续调整, 为深部岩体应变能的储藏提供了条件。

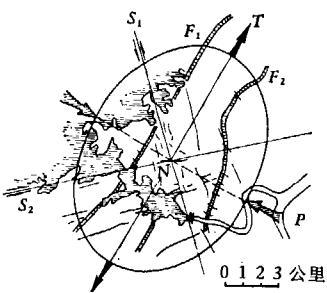


图 4 坝区构造应力场示意图

(P ——主压应力, T ——主张应力, N ——中间应力, S_1, S_2 ——X型剪切破裂, F_1, F_2 ——主要挤压带)

表 1 最新断裂活动

运动方式 断裂名称	水 平 运 动 (1964—1972)		垂 直 运 动 (1964—1972)	
	运动量(毫米)	方 式	运动量(毫米)	方 式
河 源 断 裂	18.7	逆 时 针	1.0	西 盘 下 降
人 字 石 断 裂	7.2	逆 时 针	0.1	西 盘 下 降

2. 水库区地震活动特点

I. 地震的分布

水库蓄水以前, 本区没有破坏性地震的历史记载。在蓄水前 25 年间, 仅在河源、博罗两县境内发生过 V—VI 度有感地震四次。

1959 年 10 月水库蓄水后一个月, 位于大坝西南约 160 公里的广州地震台, 开始记录到库区地震活动。尔后, 随着水位急剧升高, 地震日益频繁起来。1960 年 10 月, 在大坝附近开始建立地震台, 安装放大 2 万倍三分向地震仪。1961 年 7 月以后, 正式形成观测台网(见图 5)。

截至 1972 年 12 月止, 已记录到 $M_s \geq 0.2$ 的地震 258,247 次, 其中对 $M_s \geq 1.0$ 的 23,513 次地震测定了地震参数。

十三年来, 地震分布可分 A_1 、 A_2 、 B 、 C 、 D 五个地震密集区。各区的地震活动情况如表 2。

表 2 各区地震活动情况

分区	活 动 时 间	震中分布面积 (公里 ²)	多数震源深度 (公里)
A ₁	1959 年 11 月—现在	20	4—6
A ₂	1962 年 3 月—现在	20	4—8
B	1961 年 10 月—1962 年 5 月	55	8—11
C	1961 年 10 月—1963 年 9 月	13	9—11
D	1962 年 3 月—1963 年 1 月	6	4—7

通过长期观测表明,水库区地震的分布,具有如下特点:

- 1. 地震主要分布在水库上、下游峡谷区水域边缘 3—4 公里范围内,尤其密集于大坝所在地的峡谷北岸;
- 2. 地震多发生在主要断裂交汇、“软弱夹层”发育的花岗岩体中;
- 3. 在重力异常区中重力梯度最陡、蓄水深度最深(80 米)的大坝附近地区,是十三年来地震活动最频繁、最强烈地区;
- 4. 地震震源极浅,1—11 公里都有分布,大多数为 4—7 公里,少数 8—11 公里。

II. 1962 年 3 月 19 日主震

1962 年 3 月 19 日 04 时 18 分(北京时间),于大坝东北约 1.1 公里处,发生强烈地震(表 3)。

表 3 主 震 参 数

震 级	震 源 深 度	震 中 烈 度	烈度衰减系数
$M_s=6.1$	5 公里	VIII	0.8

VIII 度极震区等震线长轴为北东东向,范围包括大坝及河源县城一带,面积约达 28 平方公里。

V 度区感震面积较大,长轴 550 公里,呈北东—南西走向,与广东境内北东向构造线一致,短轴长约 340 公里(图 6)。

$M_s = 6.1$ 级主震的前震活动

蓄水后一个月,库区开始出现 $M_s = 2—3$ 级有感地震。直至蓄水后 9 个月,当水位急剧上升至 90 米高程时,大坝西北的 A_1 震区开始发生 $M_s=3\frac{3}{4}$ 级较强震(震中烈度 VI 度、深 3—5 公里)和较频繁震声与有感地震。1960 年 7—10 月, A_1 震区接连发生 $M_s = 3—3.5$ 强级震 16 次,形成 A_1 震区第一次高潮;与此同时,距大坝西北约 20 公里的 B 震区,也出现明显地震活动。1961 年上半年,由于水位在 2, 3 月份稍有下降,地震活动相对减弱,并收缩在 A_1 震区内

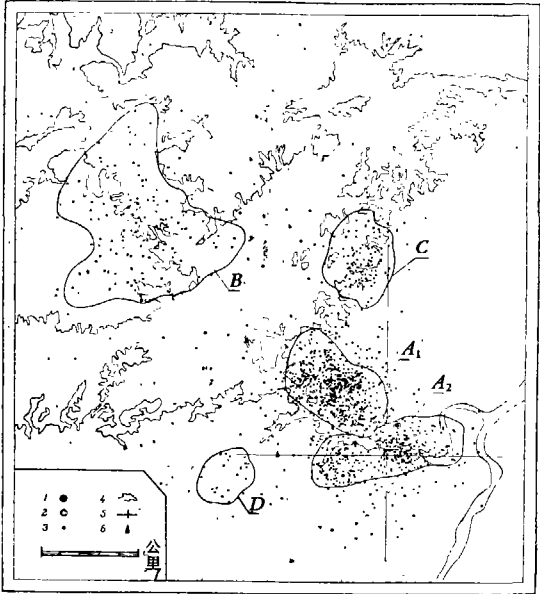


图 5 新丰江水库区 $M_s \geq 2.0$ 地震震中分布图
(1961 年 7 月—1972 年 12 月)

- (1. $M_s=6.1$ 主震震中, 2. $M_s=5.3$ 地震震中,
- 3. $M_s=2.0\sim 4.8$ 地震震中, 4. 水域边缘,
- 5. 地震坐标, 6. 地震台)

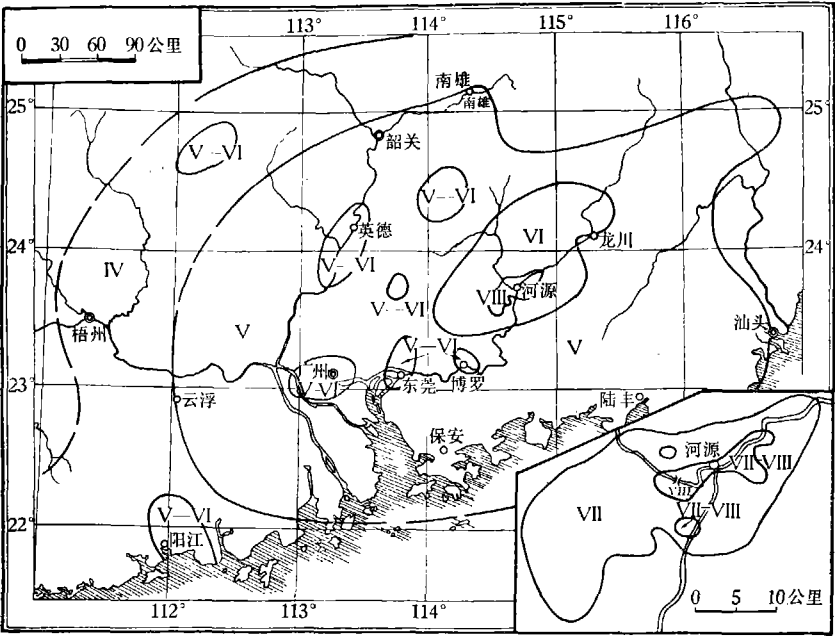


图 6 1962 年 3 月 19 日 VIII 度大地震等震线图

活动。

1961 年 7 月, 库区地震观测台网形成, 水位也于此期间迅速上升, 9 月 23 日水位首次接近满库(115 米高程), 此后, 库区出现更为强烈的地震活动。

1. 地震活动区 (A_1 及 B) 面积迅速扩大, 1961 年 11 月份比 7 月份扩大 4 倍, 12 月份扩大 6 倍, B 区达到高潮。

2. 小震每日次数较前增高 2—3 倍, $M_s \geq 1.0$ 地震每月次数由 7 月份的 316 次, 增至 12 月份的 819 次, $M_s = 3-4$ 地震每月次数由 5—6 次, 增至 1962 年 2 月的 11 次。

3. $M_s \geq 3.0$ 地震在 A_1 区及 B 区发生多达 11 次的迁移活动(见图 7)。

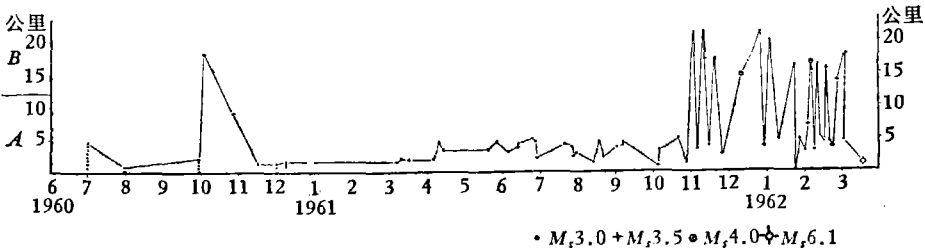


图 7 A_1, B 震区地震迁移图
(A 代表 A_1 震区, B 代表 B 震区)

上述现象表明, 水库水位达到第一次高峰的过程中, 地震活动随着水位的升高而增强。一个重要的分布特点是: 在 A_1 区, 大量 $M_s \geq 1.0$ 地震震中沿着大坝西北的北北西向破裂带密集成一条长约 6 公里、宽约 2 公里的地震密集带, 小震震中由大坝附近逐步向西北迁移。1961 年 7—11 月, 本地震带震源深度为 3—6 公里, 多数密集在 4.5—5.0 公里, 震源破裂面主要倾向为

北东, 倾角 $40^{\circ}\text{--}65^{\circ}$ (参见图 8a, b). 1961 年 12 月以后, 大坝西北 3 公里附近出现深 7 公里的震源, 到主震前一个月, 震源破裂面倾向紊乱.

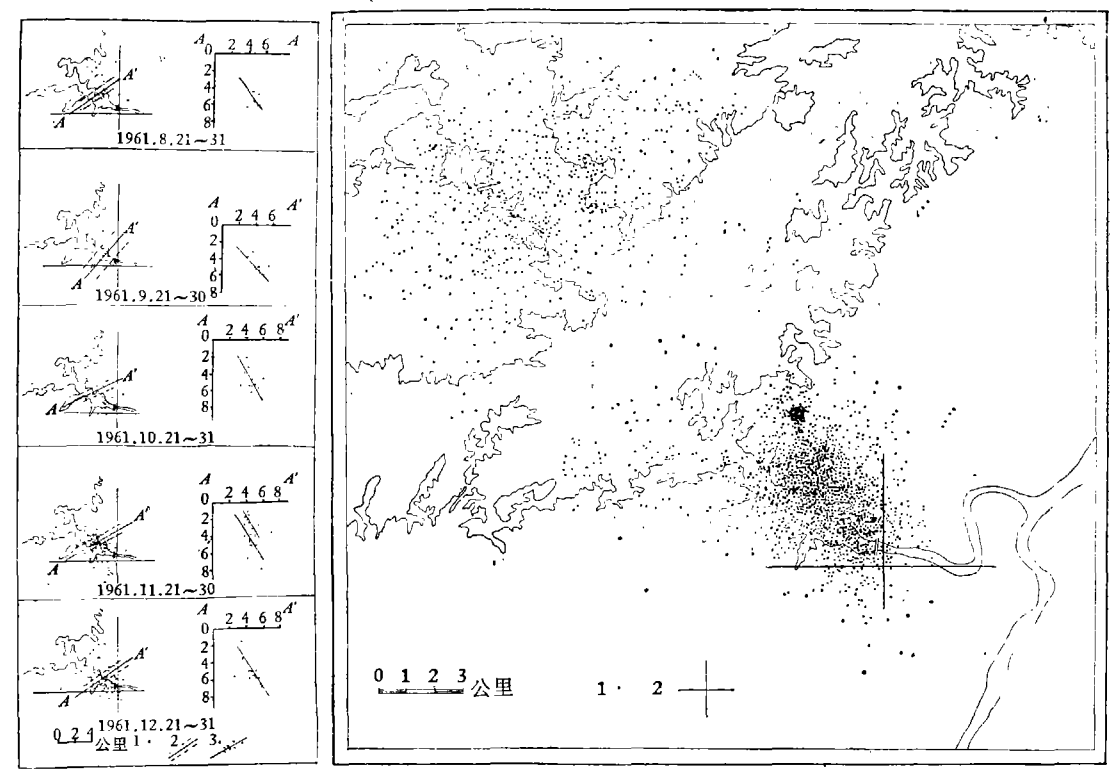


图 8a 主震前北北西向地震带集带几何形态图

(1. $M_s \geq 1.0$ 震中、震源, 2. 震源剖
面线, 3. 震源破裂面)

图 8b 主震前 A_1 区 $M_s \geq 1.0$ 地震震中分布图
(1961 年 7 月—1962 年 3 月 18 日)

(1. $M_s \geq 1.0$ 地震震中, 2. 地震坐标)

除此之外, 主震前一个月, 于大坝及大坝西北 4—5 公里附近, 分别出现北东东向新的地震密集带. 主震前, A_1 , A_2 震区北北西、北东东地震密集带, 在方向上、几何形态上, 与坝区附近水域边缘的 X 型交叉破裂大体一致.

6.1 级主震前 20 天, 地震逐步减弱, 没有 3 级以上地震. 大坝附近这些小震开始向主震震中靠近, 并显示沿北东东走向排列趋势. 临震前 7 小时内, 无大于 0.6 级地震, 全区处于平静状态.

整个前震序列, 为期长达 28 个月, 共发生大小地震 81,719 次, 占十三年来地震总次数的 31.6%. 前震活动的应变释放可大致划分为如表 4 所列四个阶段 (图 9).

表 4 前震应变释放速度比值

应变释放阶段	应变释放速度比值
I (1960 年 10 月—1961 年 3 月)	3.4
II (1961 年 4 月—1961 年 9 月)	1
III (1961 年 10 月—1961 年 12 月)	2.1
IV (1962 年 1 月—1962 年 2 月)	4

表 4 说明, 主震前全区地震应变释放速度随着水位升高而加快.

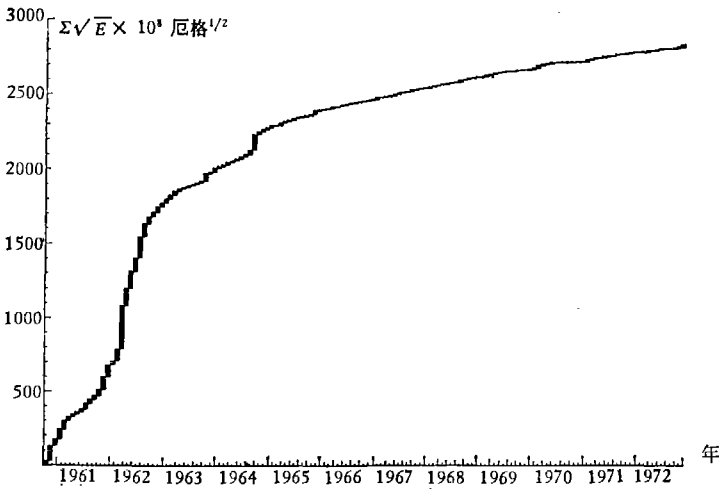


图 9 新丰江水库区地震应变释放曲线

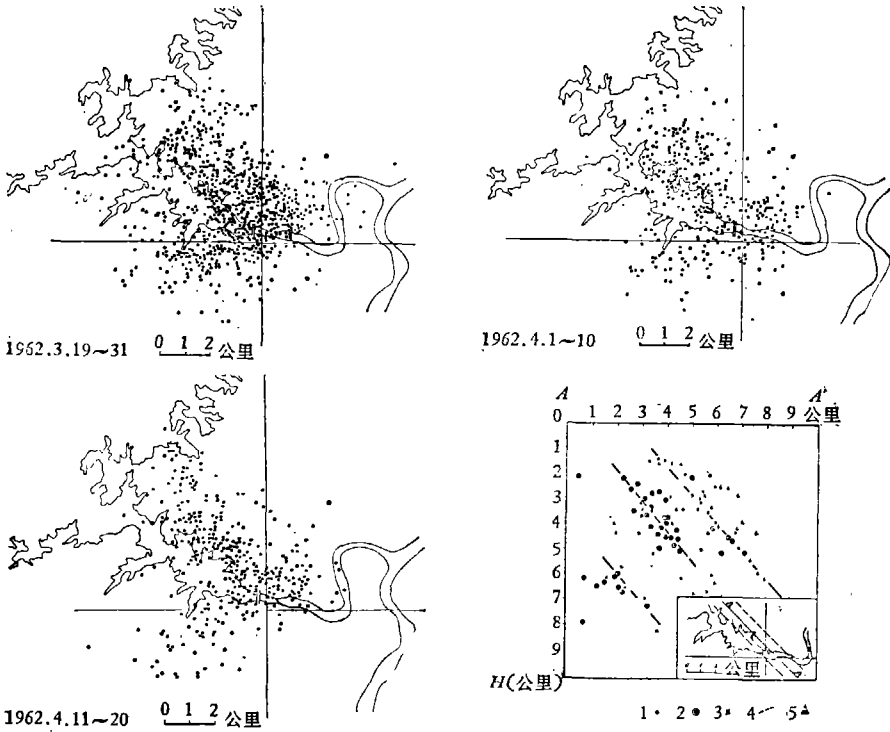


图 10 主震后 $M_s \geq 1.0$ 地震震中分布图

- (1. $M_s \geq 1.0$ 地震震中, 2. 1962 年 3 月 1 日—18 日 $M_s \geq 1.7$ 地震震源, 3. 1962 年 3 月 19 日 04 时—24 时 $M_s \geq 1.7$ 地震震源, 4. 震源破裂面, 5. 地震台)

$M_s = 6.1$ 级主震的余震活动

主震后,地震分布出现新的情况。

1. 主震后 19 小时内 $M_s \geq 1.7$ 地震在大坝附近沿北东东方向分布,震源破裂面在 3—7 公里处,向南东 $40^\circ - 50^\circ$ 倾斜,与大震前 18 天的震源分布相距 2 公里并近于平行,这说明主震前后存在两个近于平行的滑动面(图 10)。

2. 1962 年 4 月, C 震区开始出现频繁地震活动,震源深度为 8—11 公里; 1962 年 6 月份开始出现新活动的 D 震区,震源深度为 3—9 公里。 B 区地震活动趋于停息。

3. A_1 和 A_2 震区主震后仍有频繁地震活动。对 1962 年 3 月 19 日—1965 年 5 月 5 日这段时间的地震活动曾作了较深入的工作,震源测定误差较小,从震中分布区域及震源深度峰值的变化(图 11)可以看出:

(1) 主震前有过强烈活动的地区,主震后显著减弱,说明震源区应力经过重新调整而趋于稳定;而主震前活动较低的地区,在主震后成为主要活动地区,说明岩体内部应力的局部再分布。

(2) 地震分布区域由集中而分散,并有逐步缩小的趋势。1962 年 11 月之后,地震一直稳定在三个震源较深及多组断裂互相交汇的场所活动。

(3) 极浅震源(1—4 公里)大大减少,震源深度峰值由 4 公里移至 7 公里,并从 1963 年

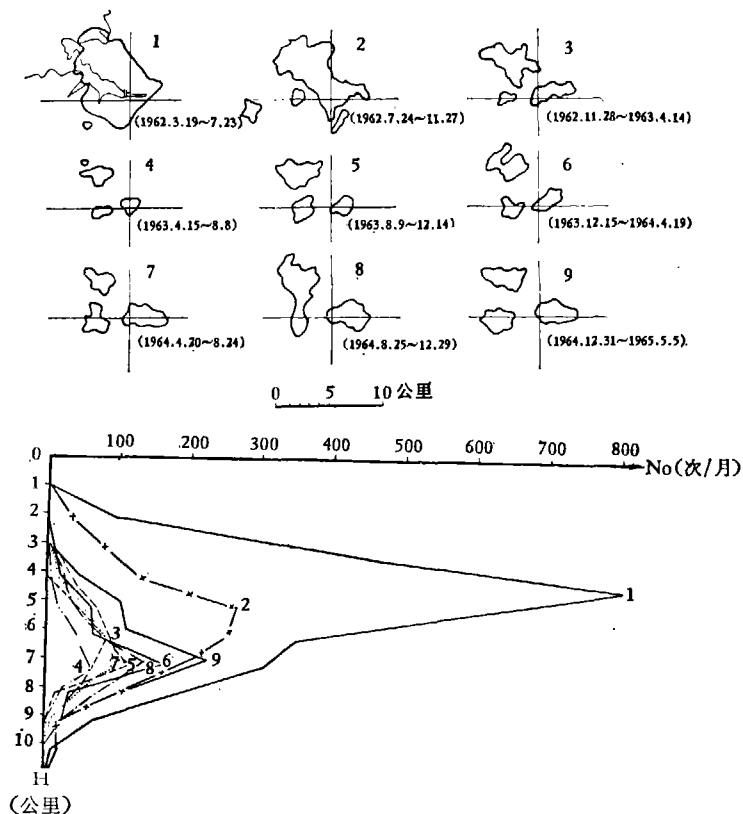


图 11 A_1 和 A_2 震区地震分布区域与震源峰值变化图

8 月以后保持不变,反映了自上而下的应力调整过程。

从 1965 年 6 月起,地震仍在三个地区活动,其它地区基本停息(见图 12)。

从余震的应变释放曲线看出(图 13):大震后的 60 天内,存在应变释放速度不断加大的三条线性关系,它与最初余震空间分布的扩展及其方向的改变是相应的。至 1963 年 8 月,应变释放曲线呈指数形式。

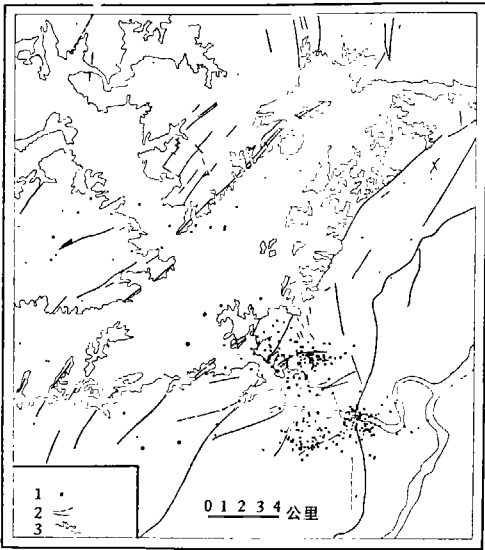


图 12 新丰江水库区 $M_s \geq 2.0$ 地震震中分布图
(1965 年 1 月—1972 年 12 月)
(1. $M_s \geq 2.0$ 地震震中, 2. 断裂, 3. 水域边缘)

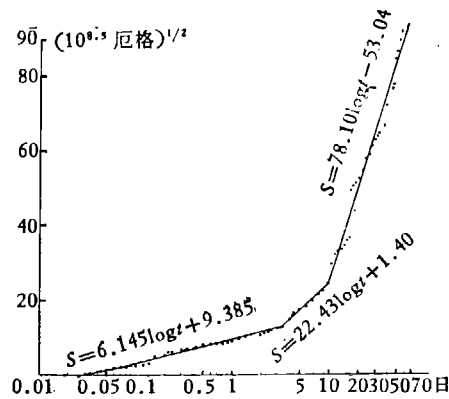


图 13 主震后 60 天地震应变释放曲线

III. 地震活动特征

新丰江地震序列,是一个前震多、余震衰减很缓慢的主震型序列。其活动特征是:

1. 地震频度 (N) 与震级 (M) 在半对数坐标上的直线 ($\log N = a - bM$) 的斜率 (b), 与一般构造地震不同,而与其它水库地震区相似(表 5)。

表 5 四个水库区地震的 b, M, P 值

水 库	前震 b 值	余震 b 值	该区构造地震 b 值	主震 M_m	最大余震 M	M/M_m	余震次数衰减系数 P
新 丰 江	1.12	1.04	0.72	6.1	5.3	0.87	0.9
克里马斯塔	1.41	1.12	0.82	6.2	5.5	0.89	0.78
卡 里 巴	1.0	0.91	0.84	6.1	6.0	0.98	1.0
柯 依 那	1.87	1.28	0.47	6.0	5.2	0.86	1.0

资料说明,水库区 b 值的表现形式为: (1) 水库区 b 值比构造地震大 1.3—1.5 倍; (2) 水库区前震 b 值比余震高,而构造地震却相反; (3) 水库区 b 值高,最大余震和主震震级的比值亦高,为 0.87,而构造地震序列与此相反。

2. 本区余震随时间的分布呈波浪式缓慢的衰减,符合双曲线形式,

$$n(t) = \frac{A}{(B + t)^P}$$

式中 $n(t)$ 为时间段 (t) 的地震次数, A, B 为常数, P 为余震次数衰减系数. 计算结果, P 为 0.9, 小于一般构造地震 (1.3). P 值与震源区应力状态有关, 说明主震发生后, 震源区仍有相当大的一部分应变能没有释放, 这就决定了余震衰减的长期性 (图 14).

3. 地震随时间的离散度 $R(R = \sigma_n / \sqrt{N}, \sigma_n$ 为时间段的地震次数 N 的均方差) 大于 1, 并且变化范围较大 (1—13), 可见本区震情很不稳定.

4. 本区地震序列是不对称的, 不符合泊松分布. 小的序列具有短时期内迅速达到高潮的特点.

5. 本区地震频度特别高. 1962 年 3 月地震达到高潮时, $M_s \geq 0.2$ 地震次数每月竟达 17,633 次. 在地震缓慢衰减期中, 最低每月也达 400 余次.

IV. 震源机制

利用国内外 34 个地震台记录到本区 6.1 级主震的 P 波初动, 得出两组断层解和应力主轴 (图 15, 表 6).

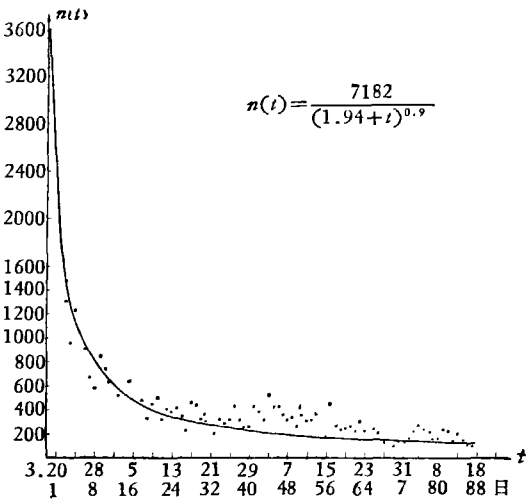


图 14 6.1 级主震的余震衰减曲线

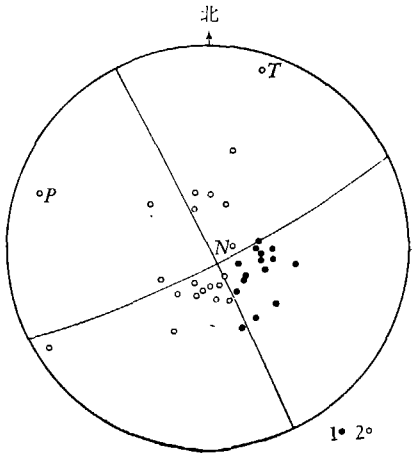


图 15 1962 年 3 月 19 日主震震源机制
(1. 膨胀波初动, 2. 压缩波初动, P——主压应力轴, T——主张应力轴, N——中间应力轴)

表 6 主震断层解和应力主轴

产 状	断 层 解		应 力 主 轴		
	1	2	主压应力轴	主张应力轴	中间应力轴
走 向	北 28° 西	北 62° 东	北 73° 西	北 17° 东	南 51° 东
倾 向	南西 88°	北西 80°	南东 8°	南西 6°	北西 80°

此外, 还利用国内台网的记录分析了波谱, 从波谱极小值与震源的关系判断主震的破裂面, 并求得下列震源动力参数 (见表 7).

表 7 主震震源动力参数

断层走向	倾 角	滑动角	断层长度	错 距	地 震 矩	应力降	破裂传播速度
北 62° 东	北西 80°	2°	14 公里	9.5 厘米	1.1×10^{23} 达因-厘米	7.5 巴	北东东—南西西 2.2 公里/秒

这些结果表明:

1. 主震破裂面的产状及其错动方式,和库坝区的北东东向破裂一致,说明震源错动是沿走向滑动的.

2. 压、张应力轴都近于水平,其作用方式和库坝区构造应力场相似.

对主震前 A_1 区内北北西向地震带中 1,963 次 $M_s \geq 1.0$ 地震的 P 波初动分析,也得出以北西向压应力为主的应力场.

主震后,根据对小震 P 波初动分析,主压应力轴开始出现多向性. 1964 年后,曾通过不定期加密观测,得出五种基本的震源错动类型(图 16). 其中,主压应力方向仍以北西—南东向为主,但是,陡倾角的占了多数.

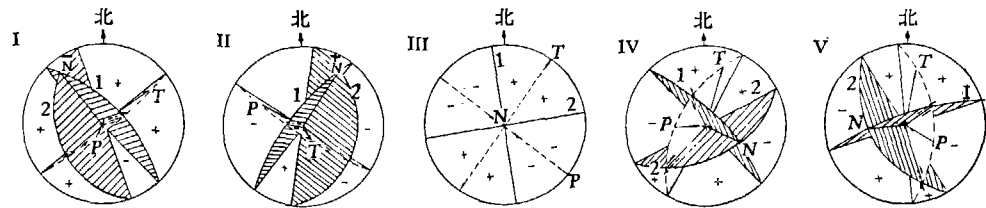


图 16 余震期五种震源错动类型

(1,2 为断层解, P——主压应力轴, T——主张应力轴, N——中间应力轴)

综上所述,说明 6.1 级主震前库坝区构造应力场起着重要的作用. 主震后,由于应力重新分配,于是出现多样化的局部应力作用方式.

3. 水库区地震成因探讨

新丰江大坝截流蓄水后,出现于峡谷水域边缘的频繁地震活动,就是水库与地震在时间、空间上存在密切关系的表现.

地震活动性,受到水位涨落的影响,具体表现在:水位急剧升高并达峰值之后,常常引起地震活动性的增强. 地震峰值,具有滞后现象(图 17).

水库发生地震的原因,初步探索如下: A_1 及 A_2 震区南侧的花岗岩体与侏罗纪变质岩的接触破碎带,与其东侧河源断裂的构造破碎带,是两组起阻水作用的较厚不透水层. 它们阻挡库水向南、向东进行渗漏,而多裂隙花岗岩体则为统一含水体. 但裂隙水的分布是不均一的,靠近大断裂附近的节理密集带以及伴随的横断层,常常形成地下水的深循环通道. 水库蓄水后,即沿这些通道进行渗透——“注水”. 随着渗透压力的日益增大,地下水进一步向纵深循环,从而导致: 1)断裂面上的正应力由于渗透压力的增大而减小; 2)“软弱结构面”的物质泥化与抗剪强度降低. 现场实验资料如表 8.

这样,就为深埋岩体中的破碎带或软弱结构面创造了剪切滑动的条件. 当滑移力超过破

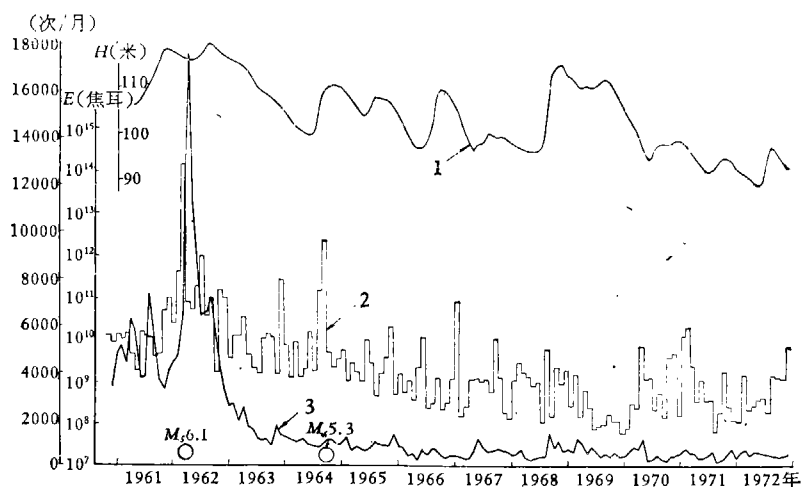


图 17 水位、地震释放能量与地震频度综合曲线

[1. 月平均水位 H (米), 2. 地震释放能量 E (焦耳/月), 3. 地震频度 N_0 (次/月)]

表 8 软弱结构面抗剪强度现场实验资料

摩 擦 角 ϕ		凝聚力 c 公斤/厘米 ²	
干	湿	干	湿
30°15'	26°16'	0.42	0.20

碎带的抗滑阻力时,地震即发生。库区水体重量必然会导致滑移面上正应力的加大,但水体重量和岩体重量相比,前者是很微量的。裂隙水渗透压力会大大减少滑移面的正应力值。所以,渗透压力的影响远较水体荷重为大。

在库水的持续渗透下,地下水的运移由浅而深、由近而远,逐步改变着库区岩体的应力状态,岩块之间的相互滑动,在软弱结构面抗剪强度继续降低而渗透压力逐渐增大的情况下,终于产生由小破裂串成大破裂的运动过程。

当水位由河道水位上升 20 米时,沿大坝西北的北北西破裂带开始发生“注水”,并且达到引发小震的程度。当水位上升 50—60 米时,渗透压力增大到足以引发一系列小震和较强地震 ($M_s \geq 3.0$)。水库首次接近满库之后,渗透压力达到了极限值,地震达到高潮,终于使岩体中所储藏的应变能大规模释放,6.1 级主震从而发生。

概括说来,岩体特定的地质构造条件是水库发生地震的基础,蓄水是引起岩体中应变能集中与释放的直接原因。

三、工 程 抗 震

1. 地面运动特征

为了解地震时地面运动特征,1962 年 3 月 19 日强震后在坝址设置了强震观测站。采用 RDZ1-12-66 型和 DJ59-1 型两种加速度仪,其主要技术特性如表 9 所列。

表 9 加 速 度 仪 技 术 特 性

仪 器 类 型	I	II
技 术 特 性	RDZ 1-12-66	DJ 59-1
摆的自振频率(赫芝)	4.0—4.5 (±0.2)	30
摆的阻尼比	9.2—12.0	0.5—0.6
电流计自振频率(赫芝)	120 (±10%)	10
电流计阻尼比	0.72	20
全套仪器频率线性范围(赫芝)	0.5—35	0.5—20
触发器类型	机械自动触发	机械自动触发
全套仪器总灵敏度(毫米/厘米/秒 ²)	0.1—2.0	0.1—2.0
记录器	多线电磁示波器	多线电磁示波器

仪器沿 5 号、8 号两个典型坝段的各高程布置，并同时设置在坝基及坝下游距坝轴线约 100 米的左岸基岩上，借以了解坝址地震地面运动特征和地震加速度沿坝高的分布规律。几年来，已经取得了一些中、弱震加速度记录。其震中都在大坝附近。这些在震中区取得的岩基上的地震记录，呈现出振动频率高、竖向分量大和持续时间短的特点。

选择其中 22 个地震的 121 个记录进行了分析，计算了反应谱和富氏谱，这些记录的震级 M_s 从 1.1 到 4.5，震中距从 0.8 到 11 公里，震源深从 3 到 10 公里。分析所得的主要结果可归纳以下四点。

1. 图 18、图 19 为坝址岩基上的水平向和竖向平均加速度反应谱，均系按 $M_s = 1.1—1.8$ ，2.0—2.9，3.0—3.7 和 $M_s = 4.5$ 四种震级分别取其平均值。根据新丰江大坝实测资料采用阻尼比 $n = 0.05$ 。从图中可见，各组反应谱曲线随周期的变化规律基本相似；但随着震级的增加，卓越周期有所增长，加速度反应谱 β 值也有增大的趋势。

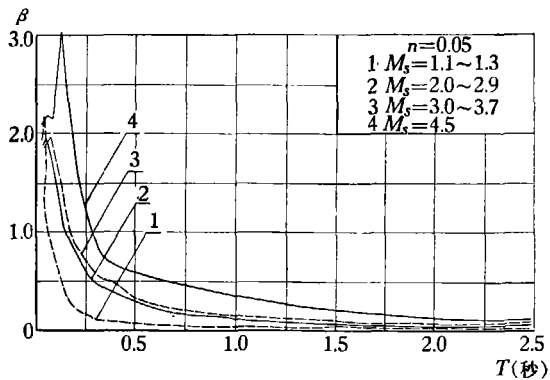


图 18 平均加速度反应谱(水平向)

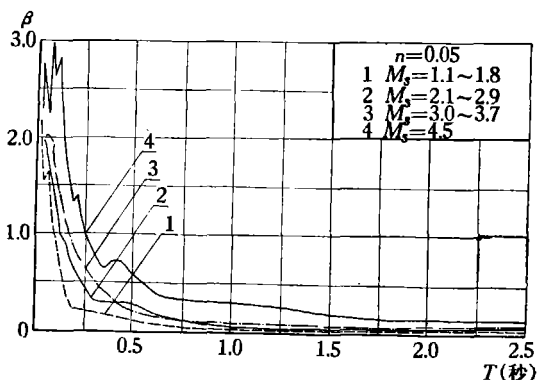


图 19 平均加速度反应谱(竖向)

2. 地面加速度的竖向分量较大。竖向分量 a_v 与水平分量 a_H 的平均比值约为 2/3，其中有些记录甚至达 0.9 (图 20)。

3. 在同一地震时，坝基加速度 a_g 较坝外约 100 米处基岩加速度 a'_g 小，前者与后者的比值为 2/3 (图 21)。两处的反应谱和富氏谱的峰点大体上是对应的，水平向与竖向分量都有类似

的趋势(图 22, 23)。坝基加速度的减小可能反映了坝体与地基的相互作用。对此正在作进一步的分析研究。

4. 根据 $M_s = 1.1$ 到 4.5 的 22 个地震的统计分析, 水平向最大加速度 a_g (伽) 与震级 M_s 及震源距离 D (公里) 之间, 大致有如下的关系:

$$a_g = 35 \times 10^{0.15M_s - 0.5 \log D}$$

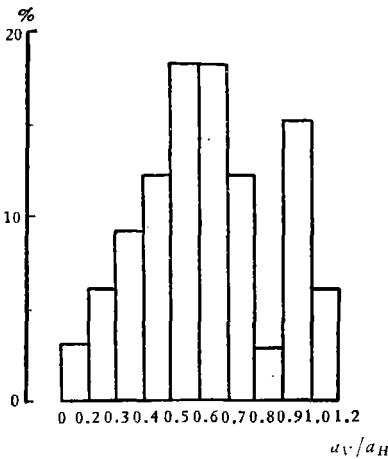


图 20 竖向与顺河向最大加速度比值的统计分析

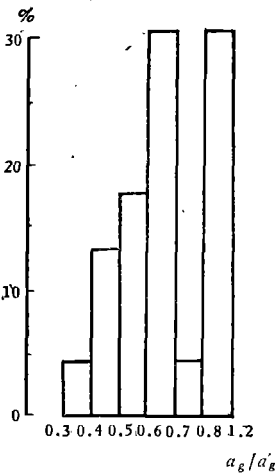


图 21 坝基与坝外基岩最大加速度比值的统计分析

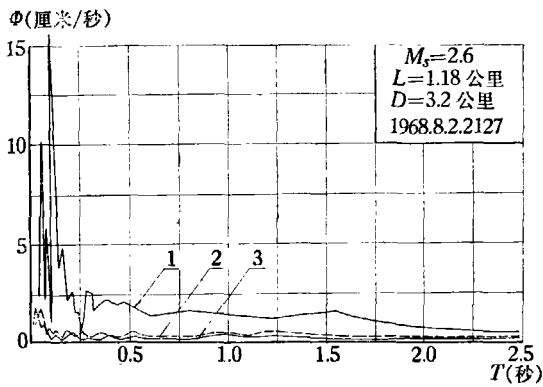


图 22 加速度富氏谱

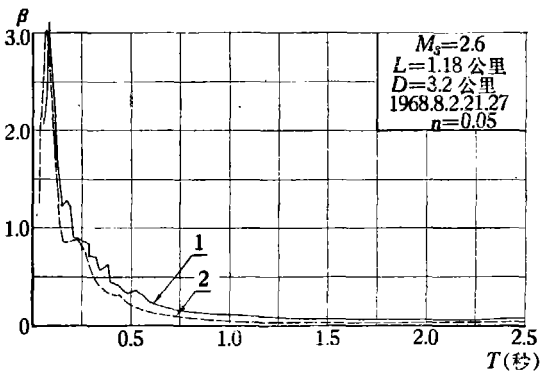


图 23 加速度反应谱

(1. 5 号坝段坝顶 124 米高程, 2. 5 号坝段坝基 42 米高程, 3. 下游基岩 70 米高程) (1. 5 号坝段坝基 42 米高程, 2. 下游基岩 70 米高程)

2. 坝体的地震反应

为了解大坝的抗震性能, 对加固工程提供确切依据和论证, 必须深入研究坝体的动力特性, 并在实测坝址地震加速度的基础上, 通过地震反应分析, 检验坝体的动力效应。为此, 在加固过程中及加固工程竣工后, 都先后进行了多方面的试验研究和计算工作。现择要介绍如下。

坝体地震加速度反应的观测——对新丰江大坝 21 次地震 (震级 $M_s = 2-4$) 实测加速度记录进行了分析。图 24 为坝体各高程平均最大加速度沿坝高的分布。图中比较了在现场进

行的、以岩石爆破模拟天然地震的 1:20 大比例模型试验的结果。

室内模型试验——在电磁振动台上进行了 1:200 的典型坝段模型试验。模型材料为容重接近 2.4 克/厘米³的硬橡皮,其动弹性模量为 3500 公斤/厘米²。试验测得了坝体水平向和竖向前三个振型的位移和应力振型。又在台面输入实测地震加速度波形,求得了坝体的加速度和应力反应(见图 25)。

此外,鉴于大坝位处震中,地面加速度竖向分量大,Ⅷ度强震时又观测到坝顶启门机罩盖均有跳起跌落的现象,因而验证了在竖向高频冲击下,由于应力波的传播而使顶部遭到破坏的可能性。曾用钢球冲击的方式,对为数众多的石膏模型进行了破坏试验。这些定性试验结果表明,各次试验中坝体破裂面的重复性较好,其部位和破坏形状都和原型坝体在强震时产生的裂缝相似。

分析计算——用有限单元法对坝体在实测地面加速度作用下的动力反应进行了计算。将坝身分割为 260 个不同厚度的三角形单元体,共有 160 个节点(见图 26),单元体的质量平均分配到各节点上以形成质量矩阵 $[M]$ 。体系的动力方程为:

$$[M]\{\ddot{\delta}_i\} + [C]\{\dot{\delta}_i\} + [K]\{\delta_i\} = -[M]\{a_g\},$$

式中 $\{\ddot{\delta}_i\}$, $\{\dot{\delta}_i\}$, $\{\delta_i\}$ 分别为节点加速度、速度及位移向量, a_g 为地面加速度。

(9.8米/秒²)

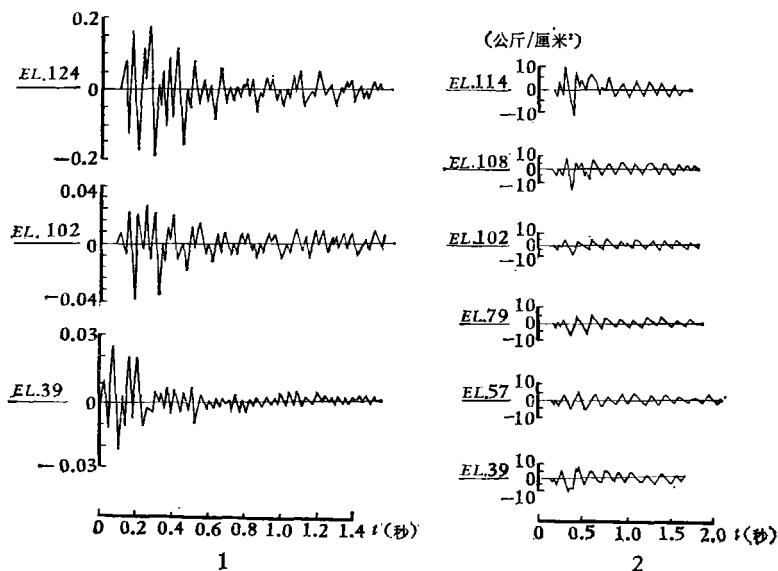


图 25 坝体各高程反应时程曲线

(1. 加速度, 2. 下游面主应力)

在刚度矩阵 $[K]$ 的形成中,坝体和库水分别按平面应力及平面应变状态考虑。假定阻尼矩阵

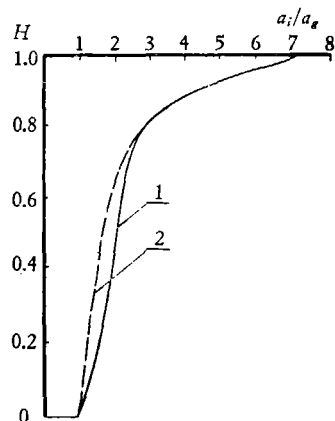


图 24 最大加速度沿坝高分布
(统计平均值)

(1. 大坝实测, 2. 大模型试验)

$$[C] = \alpha_1[M] + \alpha_2[K],$$

常数 α_1 、 α_2 由公式 $n_i = \frac{\alpha_1}{2\omega_i} + \frac{\alpha_2\omega_i}{2}$ 确定, n_i 、 ω_i 分别为 i 振型的阻尼比及圆频率, 逐步积分时, 假定计算步长间加速度呈线性变化, 方程以带型消去法求解, 将库水和坝体作为一个振动体系处理的问题正在进一步研究。

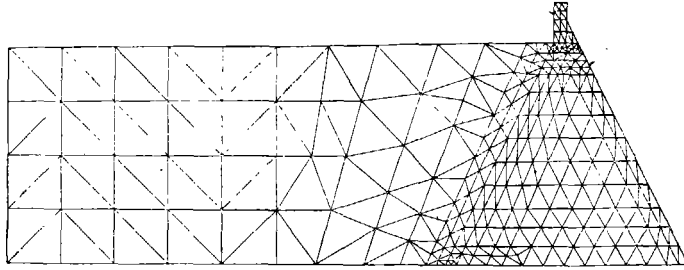


图 26 有限单元体划分网格

同时, 将坝体作为具有 20 个集中质点的一维体系进行了动力分析, 基础变形按一般水工设计中采用的 F. Vogt 公式, 略去水体的可压缩性, 则动水压力可表为:

$$\{P(t)\} = [N]\{a(t)\},$$

其中 $a(t)$ 为坝面加速度,

$$[N] = \frac{\gamma}{g} \begin{bmatrix} \bar{P}_{ij} \end{bmatrix},$$

式中 $\bar{P}_{ij}$ 为质点动水压力影响系数, γ 、 g 分别为水体容重及重力加速度, 因此, 有库水时的坝体运动方程为:

$$[M + N]\{\ddot{\delta}_i + a_g\} + [C]\{\dot{\delta}_i\} + [K]\{\delta_i\} = 0,$$

解上式, 求得坝体水平向五个振型的位移及应力振型, 并按反应谱原理, 对坝基实测加速度记录求解了坝体的加速度和应力反应。

上述计算及试验的部分分析成果, 见表 10 及图 27, 28, 具体分析如下。

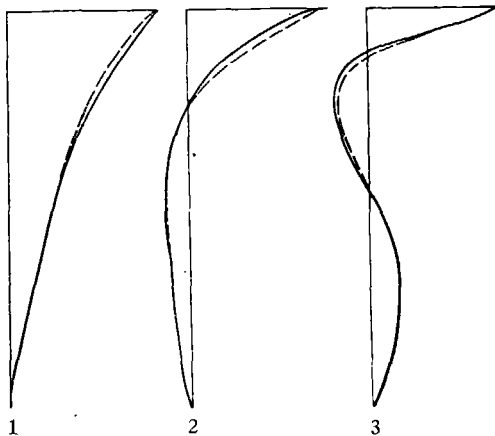


图 27 坝体水平向自由振动型(空库)

(1. 第一振型, 2. 第二振型, 3. 第三振型,
虚线——模型试验, 实线——维计算)

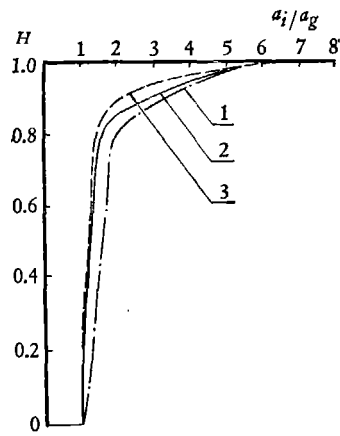


图 28 最大加速度沿坝高分布

(1967 年 7 月 29 日坝基东西向地震记录)
(1. 振动试验, 2. 有限单元法动力分析, 3. 一维计算)

1. 在中、弱震情况下, 坝体顶部水平向加速度放大约 7 倍左右. 震级增高时, 还有继续加

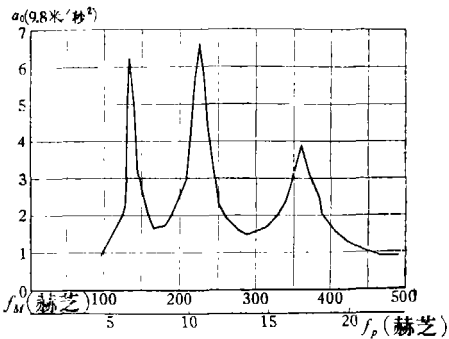


图 29 坝体加速度频率响应曲线
(空库、台面加速度 0.3 克水平振动)

大的趋势. 由表 10 可知, 坝体第二振型参与系数 η 比第一振型为大, 第三振型的 η 值也降低不多, 满库时更明显. 试验中, 在台面加速度值固定时, 坝顶加速度频率特性曲线的第二个峰值超过了第一峰值 (参见图 29). 这些都表明, 新丰江大坝坝体结构的高阶振型影响较大, 加以大坝位处震中, 地面运动的振动频率较高, 更加强了高阶振型的作用, 导致坝顶加速度反应增大.

2. 坝体水平向的地震应力反应在 108 米高程裂缝部位明显增大(图 30). 其原因除了高阶振型的影响外, 还反映了该部位由断面突变引起的应力集中的影响. 图 31 表明: 在各阶振型取相同的 β 和 η 值, 并按均方根方式组合时, 计入第二、三阶振型影响后, 坝体顶部的应力反应比只考虑第一振型时增大约 30% 左右. 试验求得的地震时坝体的应力反应波形, 也清楚地表明, 坝体下部以第一振型为主, 但顶部则高阶振型的振动较明显. 用有限单元逐步积分法计算的结果, 在坝顶裂缝部位的应力集中更为明显. 并且, 值得注意的是, 在下游面 100 米高程坝腔顶部断面突变处, 应力也突然增大, 这主要是因坝体厚度突变引起的应力集中造成的; 而在一维计算中没有反映.

3. 定性的竖向冲击破坏试验表明, 地面运动中的竖向冲击也可以成为导致坝体顶部裂缝

表 10 一期加固后的坝体自振特性

方 向	方 法	水库情况	$\frac{E_C^*}{E_R}$	参数**	振 型				
					I	II	III	Ⅳ	V
水平向	试 验	空	0	T (秒)	0.150	0.090	0.057	—	—
				η	2.77	-2.93	2.48	—	—
	一维计算	空	0	T (秒)	0.162	0.080	0.049	0.033	0.024
				η	2.59	-2.98	2.14	-1.24	0.820
		满	0	T (秒)	0.184	0.087	0.053	0.034	0.026
				η	2.86	-3.45	2.44	-1.37	0.91
		空	1	T (秒)	0.195	0.093	0.058	0.038	0.027
				η	2.41	-2.60	1.66	-0.690	0.330
		满	1	T (秒)	0.231	0.102	0.063	0.040	0.028
				η	2.44	-2.58	1.67	-0.700	0.340
竖 向	试 验	空	0	T (秒)	0.067	0.031	0.025	—	—
				η	—	—	—	—	—

* E_C, E_R 分别为坝体及基岩动弹性模量.
** T, η 为坝体自振周期及振型参与系数.

的一个因素。在坝体的竖向振动中,高阶振型的影响很小(图 32)。试验测得的坝体竖向位移振型,呈现复杂的平面振型,说明一维计算简图已难适用。根据有限单元逐步积分法对坝体按实测记录进行动力分析的结果,在水平向和竖向地面加速度比值为 1:0.8 时,坝顶裂缝部位的应力约占相应的水平地震应力的 25% 左右,并且在上游面最大主应力也出现在裂缝部位。

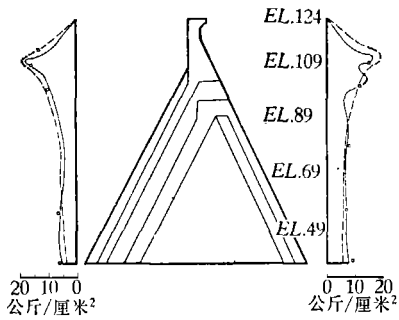


图 30 坝体上、下游面最大主应力
(1967 年 7 月 29 日坝基东西向
地震记录取 $a_g = 0.3$ 克)
(虚线——一维计算,实线——有限单元法
动力分析,○—模型试验)

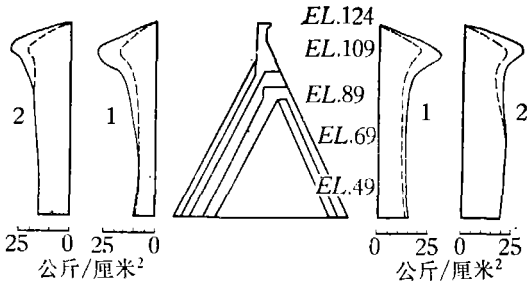


图 31 坝体上、下游面最大主应力
(空库、地面加速度 0.3 克、平均反应谱值 $\beta = 2.5$)
(1. 模型试验, 2. 一维计算, 虚线——只计入第一振型,
实线——计入一、二、三振型)

4. 综上所述,地震时,特别是在高阶振型的影响下,坝体顶部加速度放大很多,108 米高程裂缝部位应力显著增大,且正处于内、外断面突变处,产生应力集中。如再计入竖向冲击和摆动影响,该处应力状况更为恶化,因而形成坝体的抗震薄弱部位,于强震时出现了裂缝。核算表明,在库水位为 110 米高程时,按实测记录将地面加速度放大至 0.3 克,在地震的水平向和竖向振动作用下,坝顶裂缝部位的静、动态总拉应力已达 20 公斤/厘米²以上,而相应的上游坝基静、动态总拉应力为 16 公斤/厘米²。再考虑到坝体底部混凝土标号较顶部高,这就使强震时坝顶发生裂缝而坝基仍保持完整的事实进一步得到了解释。

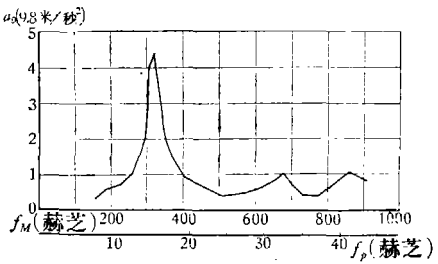


图 32 坝体加速度频率响应曲线
(空库、台面加速度 0.3 克竖向振动)

5. 鉴于地震时坝顶水平向加速度放大很多,因此,目前在坝体抗震设计中所沿用的静力法,对于坝顶应力计算将导致显著误差(见表 11)。但由于顶部加速度沿坝高下降很快,因而对于坝体抗滑稳定计算则影响不大。坝基总剪力 $Q = C \cdot K_e \cdot W$, 其中 C 为基底剪力系数, K_e 为地震加速度系数, W 为坝体重量。如按坝工抗震设计中常采用的顶部水平加速度为底部 2.5 倍的倒梯形分布图形,则 $C = 1.5$ 。根据实测的坝体各高程平均最大加速度求得的 C 值为

表 11 地震加速度 0.3 克时坝顶部位拉应力(公斤/厘米²)

按 1967 年 7 月 29 日地震放大至 0.3 克		按大坝实测平均加速度	设计计算值
试 验	计 算		
17.4	18.6	17.2	6.0

1.83, 考虑到地震时坝体各高程的最大加速度并非同时出现, 则实际基底总剪力要小些. 如按实测加速度记录 (1967 年 7 月 29 日, 5 号坝基, 东西向) 求最大基底剪力, 则 C 的试验值为 1.48, 而其计算值为 1.30, 都与一般设计采用值接近.

3. 大坝的抗震加固

由于坝址地震烈度原定 VI 度, 未予设防, 因而设计采用了下游面开敞的单支墩大头坝. 水库蓄水发生地震后, 在迅速开展科研工作的同时, 考虑到大坝的重要性, 当即决定按 VIII 度设防加固. 鉴于单支墩坝抗御坝轴向地震的侧向刚度差, 确定首先加强大坝坝轴向整体性. 在各坝垛间增筑混凝土撑墙贯通全坝, 并在撑墙与坝垛间灌浆.

撑墙布置通过光弹模型试验, 比较了多种方案, 选定“ $\wedge$ ”形撑墙 (图 1). 这样能使坝垛在下游面连成整体, 同时改善上游大头支撑条件, 并使坝垛腹板形成三边支撑.

加固设计中按 VIII 度设防惯例, 地震加速度采用 0.05 (9.8 米/秒²). 侧向地震作用下的结构应力分析, 系把撑墙与坝垛看成两个受力系统, 各自列出平衡方程, 根据满足变形相容及边界条件的要求求解. 计算工作在数值计算机上进行. 此外, 又通过模型试验, 求得两者间侧向荷载的分配, 从而求解应力. 大坝坝基计算的最大拉应力在侧向为 1.22 公斤/厘米², 横向为 1.0 公斤/厘米².

为测定坝体自振特性的变化以验证加固效果, 在撑墙加固前后, 对坝体的自振周期和阻尼值都进行了原体观测. 比较其结果 (表 12) 可见, 加固工程使坝体侧向、横向的自振周期都有降低, 证实了通过加固提高了坝体刚度, 特别是侧向刚度, 加强了大坝的整体性.

表 12 坝体第一振型周期及阻尼实测成果

项目 测定值 振动方向	一期加固前		一期加固后		二期加固后	
	T (秒)	n	T	n	T	n
顺河向	0.19	0.05	0.17	0.04	0.15	0.05
坝轴向	0.17	0.06	0.10	—	0.09	—

T ——自振周期, n ——阻尼比.

1962 年 3 月 19 日强震, 部分坝段顶部出现裂缝, 当时坝前最大水深 91.6 米. 根据观测检查, 大坝其他部位未见损坏. 基础渗漏也未增加, 说明大头基础仍保持完整. 对坝体变形观测的详细分析, 也证明强震并未引起大坝沿基础面产生滑动或沉陷. 大坝基本上抗住了 VIII 度地震而未产生危及其安全的损坏, 证实加固取得了预期的效果.

发生 VIII 度强震后, 大坝设防标准必须进一步提高. 在坝轴向已加固的情况下, 主要是确保大坝顺河向的抗滑稳定. 二期工程加固的设计标准为: 水平向设计地震加速度取 0.15 (9.8 米/秒²), 并叠加竖向设计地震加速度 0.075 (9.8 米/秒²). 采用坝工抗震设计中常用的静力法, 但考虑动力影响而略加修正, 取顶部加速度为底部 2.5 倍的倒梯形分布. 由于稳定计算只考虑摩擦力, 故采用了比实际地震加速度要小的数值, 摩擦系数取 $f = 0.75$.

比较了几种加固方案, 即坝腔内回填混凝土、坝后贴坡、预应力钢索等. 模型试验及计算结果表明: 各种加固方案对坝体的自振特性影响不大. 主要从施工迅速、效果可靠出发, 选定了坝腔回填混凝土及坝后贴坡方案. 根据试验, 对不同回填高程坝体动力反应在 $0.6H$ (坝高)

以下,变化不大。因此,回填混凝土对抗滑稳定有利,但回填过高,将对坝踵应力不利,综合考虑了抗滑稳定和坝踵应力的要求,确定坝腔内回填混凝土的高度为 $1/4H$ 。

各坝段回填的混凝土均设键槽并灌浆,以尽可能加强大坝整体性,从而增加抗滑稳定安全。对二期加固后的坝体进行了第三次动力特性的实测工作,结果表明(表 12),坝体的侧向及横向刚度进一步得到了提高。为探明加强整体性对坝体地震反应的影响,进行了 1:100 的全坝整体模型试验,用 16 个电磁激振器同步激振。结果表明:整体作用将显著改变单片坝垛的动力特性,因而使地震荷载减少 37%,顶部拉应力降低 30%。但实际上坝体并非一次整体浇筑,故加强各坝垛相互间的整体性只能作为一项附加安全措施考虑。

根据试验,坝体顶部加速度放大倍数很高,对顶部如何妥善加固而又不增加惯性力,是一个值得深入研究的问题。为增强坝顶的抗滑稳定,决定先采用灌浆、插筋,及上游防渗等措施,并考虑必要时适当降低库水位。

鉴于改善大坝基础有利于提高结构抗震性能,对裂隙比较发育的右岸地基进行了深度为 25—30 米的固结灌浆。

四、结 语

以上概略地介绍了为探明新丰江水库地震及其对大坝的影响而进行的广泛的观测、试验和分析研究工作。这些工作为大坝的抗震加固工程提供了依据,并在工程实践中进一步得到了检验。从中可以得到以下几点认识:

1. 经初步探索,新丰江水库地震的成因主要是:多裂隙花岗岩体软弱结构面的抗剪强度,因库水渗透压力突增而下降,致使岩体中发生小破裂,进而串成大破裂。应力重新调整的过程,产生特殊类型的构造地震。因此,必须重视大型水库的地震地质勘测工作,认真研究蓄水后发生水库地震的可能性。水库地震常属极浅震,大坝又往往位处震中,因而要重视高频振动和竖向冲击的影响。

2. 考虑大头坝的抗震加固时,应当从结构上加强其整体性,使具有足够的侧向刚度,并确保其顺河向抗滑稳定性。为此,下游面宜连成整体,各坝垛的大头间应保持足够的接触面,并相互靠紧。注意提高基础质量,有利于改善坝体抗震性能。

3. 坝体顶部是抗震薄弱部位,宜适当提高顶部混凝土标号;避免有单薄的突出部分,坝面和坝腔顶部的几何形状宜尽量平缓,避免突变,以减少应力集中影响。

4. 在大头坝的抗震设计中,要考虑坝顶地震荷载放大及高阶振型等因素对顶部应力的影响。目前在坝体抗震设计中,水平向地震荷载的确定,常用适当考虑动力影响后修改的静力法。以此校核坝体应力,特别是顶部应力,将导致较大的误差;但可用以校核坝体抗滑稳定。

参 考 文 献

- [1] 李四光,地质力学概论,1973,科学出版社。
- [2] 清华大学大头坝抗震研究组,大头坝抗震大比例模型试验研究,高等学校自然科学学报,土木建筑,水利版,2(1966), 2。
- [3] 中国科学院地质研究所,岩体工程地质力学的原理和方法,中国科学,1972, 1。
- [4] Rothé, J. P., Seismes artificiels (Man-made earthquakes), *Tectonophysics*, 1970, 9。
- [5] Harsh, K. et al., Common Features of the Reservoir-Associated Seismic Activities, *B. S. S. A.*, 62 (1972), 2, April。