

# 多功能水库的建设

## 第4卷 设计（II）

2001年03月

原版监修	日本国建设省河川局
原版编著	财团法人日本水库技术中心
中文版监修	日本国际协力事业团 氏家清彦
中文版翻译	中国水利人材培训项目 北京纬度公司（WEDO）翻译部

本书经原著者日本国建设省河川局、财团法人日本水库技术中心的同意，由日本国际协力事业团（JICA）氏家清彦组织编制中文版（节选），用于中日合作中国水利人材培训项目的内部培训。未经许可，不得任意翻印或复制。

因翻译人员专业知识不足，难免有不少错误失当之处，期望各位专家学者给予指正。

2001 年 03 月

[多功能水库的建设 1987年版]

## 前 言

为了向从事水库全面工作即进行水库调查、规划、设计、施工、管理等方面工作的技术人员及普及最新知识，推广和提高水库技术，我们编写了本书。

为了加快治水工程建设和解决日益增长的水需求问题，今后必须大力促进水库建设。同时，人们对河流综合开发工程的新进展，如对提高水利安全的防旱水库的建设、局部地区治水·水利的小规模水库的建设，环保水库的建设等寄予了很大期望，希望能在确保安全的前提下，在各种地形、地质条件下经济而迅速地建设更多安全的水库。

《多功能水库的建设》初版于 1968 年由财团法人全国建设培训中心作为“水库技术研修课程”的教材编写而成。其后，面向广大的水库建设技术人员，于 1977 年又对该教材作了修订。

1977 年版发行后的十多年间，水库工程学与水库建设的技术迅速发展，为了将最新的成果收入本书，财团法人水库技术中心成立了“多功能水库的建设”编委会，再次组织修订工作。

经过这次修订，出版了 1987 年版。该版继承了 1975 年版的基本思路，同时收入了近年来的研究成果和技术实践经验，在内容上有了相当大的突破。

衷心希望今后更多的水库技术人员能够通过本书掌握最新的水库建设技术，并应用到水库建设事业。同时，为了进一步促进水库工程技术的发展，希望广大读者不吝指正和赐教。

最后，谨向对本书的出版给予大力指导和帮助的阪西德太郎先生、望月邦夫先生以及活跃在第一线并拨冗执笔的各位编者表示深深的谢意。

《多功能水库的建设》编委员会主任  
建设部河川局开发课长

山口 甚郎

1987 年 7 月

《多功能水库的建设》1987年版原著结构及执笔人一览表

卷目	章 目	执 笔 人	备 注
第 1 卷 计划 与 行政	第 1 章 河流综合开发的现状与未来	山口甚郎	○
	第 2 章 21 世纪的长期供水计划	河川局开发科	○
	第 3 章 水库建设技术的变迁和将来	饭田隆一 城岛诚之	
	第 4 章 水库的水流管理	丰田高司	○
	第 5 章 水源地区对策	里户勉 今村瑞穗	○
	第 6 章 多用途水库的经费分摊	铃木藤一郎	
	第 7 章 管理直辖和公团事业的各种手续	稻田修一	
	第 8 章 关于发放水库补助的各种手续	笹井泰敏 小林俊雄 大场真弥	
	第 9 章 水库的补偿	长谷部俊治	○
	第 10 章 水库与水利权	丸冈升	○
	第 11 章 水库的建设与环境	山内彪 竹林征三 吉冈和德	○
	第 12 章 水库的管理与设备	安藤信夫 长谷部俊治 吉田等	
第 2 卷 调 查	第 13 章 预备调查和事业计划	山口嘉之 大泽武 新井田有二	
	第 14 章 径流分析	吉野文雄 振井茂宏	
	第 15 章 水库的位置和型式	菅原捷 桥本健	
	第 16 章 水库的地质调查	冈本隆一 大木达夫 桑原启三	
	第 17 章 蓄水池的水文和水质	振井茂宏 川崎正彦	
	第 18 章 斜坡的稳定性	渡正亮 中村浩之	
第 3 卷 设计 I	第 19 章 水库的构造基准	山住有巧 上阪恒雄	
	第 20 章 混凝土堤坝的设计	藤泽侃彦 永山功	
	第 21 章 堤坝混凝土及其基本性质	柳田力 小林茂敏	
	第 22 章 混凝土的温度限制	永野光章 永山功	
	第 23 章 填筑坝的设计	城岛诚之 松本德久 渡边和夫	
	第 24 章 填筑坝材料的性质和调查、试验	北筱 次 松本德久 播田一雄 渡边和夫	
第 4 卷 设计 II	第 25 章 大坝基础的设计	饭田隆一 柴田功 城岛诚之 齐藤孝三 新井田有二	○
	第 26 章 水库的再开发	水野光章 上阪恒雄	
	第 27 章 堤坝的抗震设计	松本德久	
	第 28 章 堤坝的设计洪水流量	振井茂宏	
	第 29 章 泄洪的设计	藤本成 加藤敏治	
	第 30 章 闸门阀及泄洪道的设计	高须修二 齐藤孝三 樋口淳美	
	第 31 章 蓄水中的水库变化	饭田隆一 松本德久 齐藤孝三	○
第 5 卷 施 工	第 32 章 施工计划与施工设备	系林芳彦 竹林征三 大原启良	
	第 33 章 施工说明书	长门明	
	第 34 章 堤坝施工用机械设备	岩波敏夫 青沼英明	
	第 35 章 挖掘与基础处理	中村靖治 山口嘉之	
	第 36 章 混凝土坝的施工	高樋坚太郎 渡户健介	
	第 37 章 填筑堤坝的施工	荒井治 石破弘道	
	第 38 章 堤坝的新施工法	竹林征三 原田让二 寺菌胜二	
第 39 章 堤坝施工技术人员的注意事项	阪西德太郎		

备注说明：○为中译稿节选部分，包括第 1 卷 1、2、4、5、10~12 章和第 4 卷 25、31 章。

# 目 录

注：中译稿节选了 25、31 章，其他部分目录供参考，全 5 卷目录参见第 1 卷。

## 第 4 卷 设计卷（II）

### 第 25 章 大坝基础的设计

1. 概论 .....	1
2. 岩体的力学特点及其调查方法 .....	3
2.1 岩体的力学特点 .....	3
2.1.1 硬岩和软岩的不同 .....	3
2.1.2 硬岩岩体的力学特点 .....	6
(1) 原位置变形试验得到的变形特点.....6	
(2) 原位置剪切试验取得的变形特点.....8	
(3) 实测取得的变形特点.....9	
(4) 破坏时的动态造成的特点.....9	
(5) 岩体的破坏条件.....11	
2.1.3 由软岩构成的岩体的力学特点 .....	14
(1) 新第 3 纪沉积岩.....11	
(2) 火山性沉积岩.....13	
(3) 风化岩.....14	
2.2 岩体试验 .....	14
2.2.1 选定试验地点 .....	15
2.2.2 原位置变形试验 .....	15
2.2.3 原位置强度试验 .....	18
2.3 对岩体的评估 .....	20
2.3.1 岩体分类与试验值 .....	20
2.3.2 对 B 水库岩体的评估 .....	22
2.4 对岩体的分析 .....	25
3. 大坝基础的力学设计法 .....	25
3.1 稳定计算 .....	25
3.1.1 设计的安全系数 .....	25
3.1.2 稳定计算 .....	29
(1) 二维处理.....30	
(2) 三维处理.....35	
3.2 重力坝断层加固置换柱 .....	40
(1) 上下游方向的断层.....40	
(2) 平行于大轴方向的断层.....40	
4. 大坝防渗水设计 .....	43
4.1 坝基的渗水性 .....	43
4.2 渗水的调查法 .....	43
4.2.1 吕荣测试 .....	43
(1) 求吕荣值法.....46	
(2) 吕荣测试应注意的问题.....52	
4.2.2 吕荣试验以外的坝基渗水试验法 .....	55
4.3 坝基灌浆 .....	55
4.3.1 坝基灌浆的种类 .....	55
4.3.2 灌浆的计划以及设计和施工 .....	56
(1) 灌浆计划.....56	
(2) 灌浆设计.....57	
(3) 灌浆施工.....62	
(4) 灌浆施工管理.....66	
(5) 灌浆判定效果.....66	
(6) 第四纪火山岩坝基的灌浆.....69	
4.4 双管双层拉伸筒式灌浆 .....	76
4.5 地下连续墙施工法 .....	82

## 第 26 章 水库的再开发

1. 概论	87
1.1 水库再开发的方法	88
1.1.1 水库再开发的必要性	88
1.1.2 再开发的方式	88
1.1.3 再开发的法制	90
1.1.4 用途变更导致再开发	91
事例 1 下荃松原水库的发电方式的变更导致重新开发	91
事例 2 鹤田水库的容量重新调整	96
2. 再开发的技术	102
2.1 蒿上水库的调查	102
2.1.1 概论	102
2.1.2 蒿上重力坝的型式	104
2.1.3 蒿上水库的调查	104
2.1.4 蒿上水库重力坝的设计	107
2.1.5 根据弹性理论进行应力解析	110
(1) 基础岩基的影响	111
(2) 新旧混凝土的弹性系数的差异影响	112
(3) 蒿上水库施工时蓄水位的影响	112
(4) 新旧堤坝连接出的影响	114
2.1.6 蒿上重力坝的温度应力	115
2.2 蒿上重力式混凝土坝的施工	119
2.2.1 坝基的挖掘	119
2.2.2 新旧混凝土连接处的施工	121
2.2.3 混凝土的拆毁	125
(1) 膨胀压破碎施工法	125
(2) 油压扩张器破碎施工法	126
(3) 混凝土破碎器破碎施工法	126
2.2.4 新旧混凝土连接处的防水措施	133
2.2.5 坝基灌浆和坝基排水孔	133
2.2.6 维持现有机能的蒿上施工计划	134
2.3 伴随再开发进行泄洪设备的改造	140
2.3.1 新建旭川坝的水利泄洪设备	141

## 第 27 章 堤坝的抗震设计

1. 概论	145
2. 地震与地震动	145
2.1 地震	145
2.2 地震动	148
2.2.1 最大加速度	149
2.2.2 周波数的特性	154
2.2.3 持续时间	157
3. 堤坝在地震时的动态	158
3.1 混凝土堤坝在地震时的动态	158
3.2 填筑式堤坝在地震时的动态	164
3.3 我国堤坝的变形和遭破坏情况	172
3.4 国外堤坝的变形和遭破坏情况	181

3.4.1	混凝土堤坝		181
3.4.2	填筑式堤坝		184
3.5	国内外的事例		184
	(1)混凝土堤坝	184	
	(2)填筑式堤坝	185	
4.	堤坝的抗震设计		186
4.1	堤坝的抗震设计法		186
4.2	根据震级法确定设计震级		189
4.2.1	原有的堤坝采用的设计震级		189
4.2.2	现行法令与堤坝设计基准		194
4.3	混凝土堤坝的抗震设计		197
4.3.1	震级法		197
4.3.2	动态分析		197
4.3.3	归纳		203
4.4	填筑堤坝的抗震设计		203
4.4.1	抗震的注意事项		203
	(1)液体化防治措施	203	
	(2)防渗材和滤水材的选择及厚度	204	
	(3)堤坝顶部的加固	205	
	(4)避免刚性系数突变	205	
4.4.2	填筑坝的动态分析		205
	(1)解析模型	205	
	(2)动态分析法	206	
	(3)老化表现	207	
4.4.3	填筑材料的变形特性		211
	(1)大型三轴试验机	211	
	(2)试验结果	213	

## 第 28 章 堤坝的设计洪水流量

1.	概论		219
2.	堤坝的设计洪水流量与设计洪水位		219
3.	能抵御 200 年一遇的洪水		221
4.	历史最大的流量		223
5.	各地的流量对比		223
5.1	各地的流量对比图		223
5.2	阅读各地的流量对比图时应注意的事项		226
5.2.1	适用于小流域		226
5.2.2	划分地区等等		226

## 第 29 章 泄洪的设计

1.	概论		229
1.1	放水设备的目的		229
1.2	放水设备的设计基准量		229
	(1)设计基准流量	229	
	(2)设计基准水位	231	
1.3	放水设备的构成		232
	(1)紧急时泄洪	232	
	(2)用于降低蓄水位时的放水设备	233	
	(3)低水放水设备	233	
	(4)一般泄洪	233	
	(5)水利放水	234	
	(6)维持计划水位的放水设备	234	

(7) 用于堤坝管理的放水设备	235	
2. 放水设备的设计要求		236
3. 放水设备的构成与放水特点		236
4. 放水形式的划分及其运用		242
5. 放水设备的规模		244
6. 放水设备的配置		246
7. 流入处的设计		255
7.1 流入水渠的设计		255
7.2 溢洪道的设计		237
7.3 横流入式水渠的设计		261
7.4 向日葵式设计		264
8. 导流处的设计		265
8.1 坝体流下式及斜槽式的设计		265
8.2 隧道式设计		271
9. 消能工程的设计		275
9.1 消能工程设计河道的流量		275
9.2 形式的选定		276
9.3 跳水式设计		279
9.4 滑雪道式设计		284
9.5 自由下落式设计		286
10. 水文模型试验		290
10.1 利用试验结果		290
10.2 试验方法与试验结果的评定		294

## 第 30 章 闸门阀及泄洪道的设计

1. 概论			297
1.1 水库的泄洪设备			297
1.2 闸门阀的选择			298
(1) 闸门阀的机能	298	(2) 溢洪道闸门的选择	299
(3) 大容量高压闸门	302	(4) 小容量闸门阀的选择	303
1.3 材料和容许应力			303
(1) 材料	303	(2) 容许应力	304
2. 溢洪道闸门			305
2.1 溢洪道闸门的种类			305
2.2 溢洪道闸门设计应注意的问题			308
2.3 设计程序			309
2.4 设计条件			310
2.4.1 设计负荷			310
2.4.2 材料和容许应力			311
2.4.3 使用材料			311
2.5 弧形闸门			312
2.5.1 设计要领			312
(1) 闸门的尺寸	312	(2) 扬程	314
(3) 闸门形状	314	(4) 主桁架	315
2.5.2 主要设计项目及主要内容			316
(1) 主桁和墩柱	316	(2) 墩柱和墩间材料	316
(3) 支撑部分	317	(4) 防水部分	318
(5) 连接部分	318	(6) 金属闸门框	318
(7) 固定装置	319		



2.5.3	操作系统		321
	(1) 闸门前部上卷方式	321	
	(2) 闸门后部上卷方式	321	
2.5.4	制作、搬运和安装		323
2.6	滚轮闸门		324
2.6.1	设计要领		324
2.6.2	设计其他重要部分需要注意的问题		325
3.	大容量高压闸门的设计		327
3.1	高压弧形闸门		327
	(1) 高压弧形闸门的特点	327	(2) 防渗方式 328
	(3) 固定装置	330	(4) 开关装置 331
	(5) 安装	332	
3.2	高压滚动闸门		333
	(1) 高压滚动闸门的特点	333	
	(2) 压接方式与防水结构	334	
	(3) 施工	335	
3.3	高压滑动闸门		335
	(1) 滑动闸门的特点	335	(2) 门槽形状 336
	(3) 开关装置和防水装置	337	
3.4	定轮闸门(预备闸门)		338
	(1) 设计的目的	338	(2) 机能与结构 338
4.	泄洪管及测流孔		340
4.1	泄洪管及测流孔的形式的选定		340
4.2	测流孔的设计		343
4.3	泄洪管及水下设计		344
4.4	泄洪管及测流孔的结构设计		350
4.5	附属设备		351
4.6	泄洪管的制作与安装		352
5.	小容量放水设备的设计		353
5.1	射流闸门		353
5.2	空心喷射阀		354
5.3	定位阀		356
5.4	套阀		357
5.5	预备闸门		358
	(1) 副闸门	358	(2) 用于维修检查的闸门 359
5.6	泄洪管及附属设备		359
	(1) 泄洪管	359	(2) 分水管 361 (3) 过滤网 361
6.	选择取水设备		362
6.1	蓄水池的流动形态		362
6.2	取水的水文		364
	(1) 取水的形态	364	
	(2) 表层取水	364	
	(3) 中层取水(用泄洪管取水)	366	
	(4) 底层取水(用表层取水设备取水)	367	
	(5) 堤坝及地形的影响	368	
6.3	选择取水设备的水文设计		368
	(1) 选择取水设备的概要	368	(2) 选择取水设备的规模 370
6.4	选择取水设备的构造设计		371
	(1) 取水闸门的构造	371	(2) 取水塔的构造 375

## 第 31 章 蓄水中的水库变化

1. 概论 .....	377
2. 水库监测 .....	377
2.1 监测的定义 .....	377
2.2 监测目的 .....	378
2.3 双测项目 .....	378
2.4 监测频率 .....	381
2.5 监测设备 .....	382
(1) 非电量孔隙水压力计.....382	(2) 卡尔逊应变仪.....382
(3) 差动变压式测力计.....383	(4) 应变计.....383
(5) 振动弦型计量仪.....384	
2.5.1 位移 .....	384
2.5.2 漏水 .....	385
2.5.3 温度、应力、土压、应变等 .....	386
2.5.4 地震 .....	386
2.5.5 地震仪的配置及设置 .....	387
(1) 配置.....387	(2) 设置.....388
3. 对安全性的判断 .....	388
3.1 基本概念 .....	388
3.2 漏水量 .....	390
3.3 变形量 .....	390
3.4 扬压力与空隙水压 .....	391
4. 蓄水过程中混凝土坝的变化 .....	392
4.1 渗漏量 .....	392
4.2 扬压力 .....	396
4.3 挠度 .....	399
4.3.1 图解法 .....	399
(1) 拱形坝.....399	(2) 重力坝.....400
(3) 图解法的特点.....401	
4.3.2 利用统计方法分析 .....	401
(1) 对大坝挠度产生影响的因素和回归分析.....401	
(2) 解析例 1(拱形坝) .....	402
(3) 解析例 2(重力坝) .....	403
4.3.3 利用解析结果进行安全管理 .....	404
4.3.4 与计算值的对比 .....	405
5. 填筑坝蓄水时的变化 .....	407
5.1 渗漏水 .....	407
5.1.1 利用围堰测定 .....	407
5.1.2 渗漏量测定方法的改进 .....	409
5.1.3 岩基渗水 .....	410
5.1.4 防渗面板坝渗 .....	413
5.2 变形 .....	414
5.3 孔隙水压力 .....	415
5.3.1 二维渗流的计算 .....	416
5.3.2 坝体内孔隙水压力的变化 .....	416
5.4 蓄水时大坝的其他变化 .....	418
6. 检修 .....	419

## 第 25 章 大坝基础设计

### 1. 概论

水库是为储存大量的水而建造的巨大建筑物，一旦遭到破坏，将会给下游造成无法估量的影响。因此，对水库来说，必须充分重视其安全问题，在设计和施工过程中采取有力的措施。

过去，水库往往选择比较好的地点进行建设，其大坝的岩基比坝体的安全性要高得多，因此设计上主要考虑坝体的安全性。现在，在建设水库之前，选择两三个地点对其地形地质条件进行调查和比较研究，确定最佳建设地点的做法仍没改变，但随着水库建设的增多，不得不在恶劣的地形地质条件下进行建设的情况也越来越多了。

1955 年，我国曾试行测定岩体的强度，克服断层等恶劣条件而建设水库。但是，至少也是在岩基比坝体安全性高的前提下进行建设的，因此当时对大坝岩基安全的重要性还缺乏必要的认识。

在这一时期，发生了 Malpasset 大坝（坝高 61 米，拱形坝，1954 年，法国）坍塌事件，原因就是由于岩基的缺陷而造成的。这样一来，就将岩体强度比岩石强度低、岩基的稳定性比大坝本身的稳定性差这类问题提到议事日程上来，也就是说，必须从根本上研究岩体的力学性质，在大坝设计中对岩基的稳定性给以充分的注意。

这样就开拓了岩体力学这一全新的研究领域，并取得了飞速发展。逐步明确了在岩基的设计中，需要搞清楚岩体的剪切强度、变形性质、渗水性等各种性质。

正如当初担心的那样，岩体的剪切强度和变形性比岩石还低，有的情况下，甚至比混凝土还低。在这种情况下，岩体比坝体的安全性差，研究坝体和岩体一体化的安全性就具有重要的意义。通过对一滩水库、黑部第四水库等岩基进行的大规模原位置试验，对小涩水库、境川水库大坝岩基的一系列原位置试验，我们已经搞清楚了岩体的各种力学性质。

目前，在几乎所有的大坝建设中都进行都已掌握其岩体力学性质分析，并应用于水库的设计之中。

由原位置试验所求得的岩体的力学性质，因测定方法的不同而会造成测定结果的差别，同时测定时仅对岩体的局部进行测定，其负荷时间也与实际情况有所区别，因此，在将其用作大坝的设计值时，仍需进行高度的技术性判断，但通过原位置试验求得的大坝岩基的设计值，这件事是具有重大意义的。

关于岩基的渗水性，过去曾认为岩基是不透水的，而需通过挖掘基础使之产生松弛部分以恢复其透水性。为此，只能根据需要进行浅层帷幕式灌浆。但是，随着在恶劣地质条件地区建设水库的需求增多，逐步搞清楚了特别是火山地带等的岩体，在其深处具有很强的透水性，因此不管在什么地方建设水库，都要对坝基和水库总体进行渗水性调查，根据需要采取灌浆等措施。

另外，在搞清楚岩体的各种性质的同时，不但设计要加以注意，施工时也需要慎重对待。

必要时需要将大坝的岩基和坝体进行一体化分析，强度不够时，需采用换土施工法、暗销施工法、预应力加固施工法等改善岩体的施工法。当岩基的剪切强度不足时，需在上游设置托承并加厚坝体，以确保稳定性。对拱形坝，一般采用将拱形的推力引向山体的深部等设计方法。另外，在施工方面，挖掘岩基时尽量注意避免松弛问题，并对支撑大坝的岩基进行全面灌浆。

1972 年，在对各大坝进行灌浆的技术基础上，总结了灌浆技术的基本原则，编辑成了“灌浆指南”（土木学会）一书。

表示大坝基础透水性的指标采用透水系数或吕荣值。对岩体基础一般采用吕荣值，但吕荣值有各种求法，各水库的试验方法和数学求法等，缺乏统一是其一大缺陷。为此，建设省于 1977 年确定了“吕荣测试施工指南（草案）”，这一指南已适用于多数水库，可统一计算吕荣值。本指南结合最近的研究成果，已于 1984 年 6 月进行了修订。

以防渗为目标的岩基改造施工法有混凝土防渗墙施工法、地下连续墙施工法和常用的灌浆施工法，当这些施工法有困难时，也可采用双层管双层拉伸筒式灌浆施工法等。但是，这些施工法只限于作为局部措施使用，一般还是采用帷幕式灌浆施工法。

对于大坝基础的灌浆，由于大坝基础的地质情况千差万别，总结出系统性的原则有一定困难，为此，建设省根据至今为止所进行的众多大坝基础的灌浆结果进行了研究，于 1983 年拟定的“灌浆技术指南”，可适用于多数水库。

此外，大坝岩基中一个重要的问题就是软岩基础问题。过去我国都是在比较好的岩体上建设大型水库的，但随着水库建设的需要，很多大坝不得不建在软岩上。所谓软岩，系指“单轴压缩强度大约在  $100\sim 200\text{kgf/cm}^2$  以下、孔隙多、粒子间没有或几乎没有粘结作用的岩石”。与硬岩相比，在软岩上建设大坝存在的问题是，剪切强度和压缩强度小、变形性大、透水性大，同时因应力释放和反复的干湿交替而产生消解和隆起，引起性质发生显著变化也是软岩的特征之一。

在我国东北地区，绿色凝灰岩地区或非绿色凝灰岩地区的新第三纪沉积岩、第四纪低凝固和未凝固的熔结凝灰岩、风化花岗岩等都相当于软岩。至今已在软岩上建设了众多的大坝，但只限于小型水库。今后计划还将在软岩基础上建设更多大坝，而且趋向于大型化。目前，并没有针对软岩的特殊设计和施工方法，只是根据软岩所特有的性质，根据对于以往的硬岩设计和施工方法加以修正，采取临时措施。如果软岩的特点比较接近于硬岩，采取措施比较容易，但其性质差别较大时，必须采取特殊的措施，所以掌握软岩的特点，制定设计和施工的对策等很多问题。尚有待于今后研究解决。

最近，随着岩体地质情况的恶化，处理基础所需的费用有逐渐增大的趋势，出现了各种各样的问题。基础的问题是水库建设面临的最重要课题，并不解决基础问题，水库的建设就无从谈起。

## 2. 岩体力学特点及其调查方法

### 2.1 岩体力学特点

#### 2.1.1 硬岩和软岩的不同

岩体存在不连续面，具有与岩石不同的力学特点。当然这不是指所有的岩体，而是说大多数岩体所具有的现象。有的岩体几乎不存在不连续面，而有的岩体则存在不连续面，也有的岩体不连续面几乎对其力学性质不产生多大影响。因此，从岩石的凝固度和不连续面的影响角度可将岩石进行如下分类：

- 1) 岩石具有相当的硬度，存在不连续面，但不显著，几乎没有产生松弛，具有与岩石差不多力学特点的岩体。
- 2) 岩石具有相当的硬度，存在不连续面并产生松弛，所以具有与岩石不同力学特点的岩体。

- 3) 岩石的凝固度相当低，几乎不存在不连续面，或即使存在也很少产生松弛，具有与岩石差不多力学特点的岩体。
  - 4) 岩石的凝固度相当低，存在不连续面，并产生松弛，不连续面的影响相当大的岩体。
- 1)和 2)为古中生代的沉积岩、变质岩、第四纪以前的火成岩、第四纪的火山岩等，  
3)和 4)为新第三纪的沉积岩、第四纪的熔结度低的火山性沉积岩、风化岩、变质岩等。

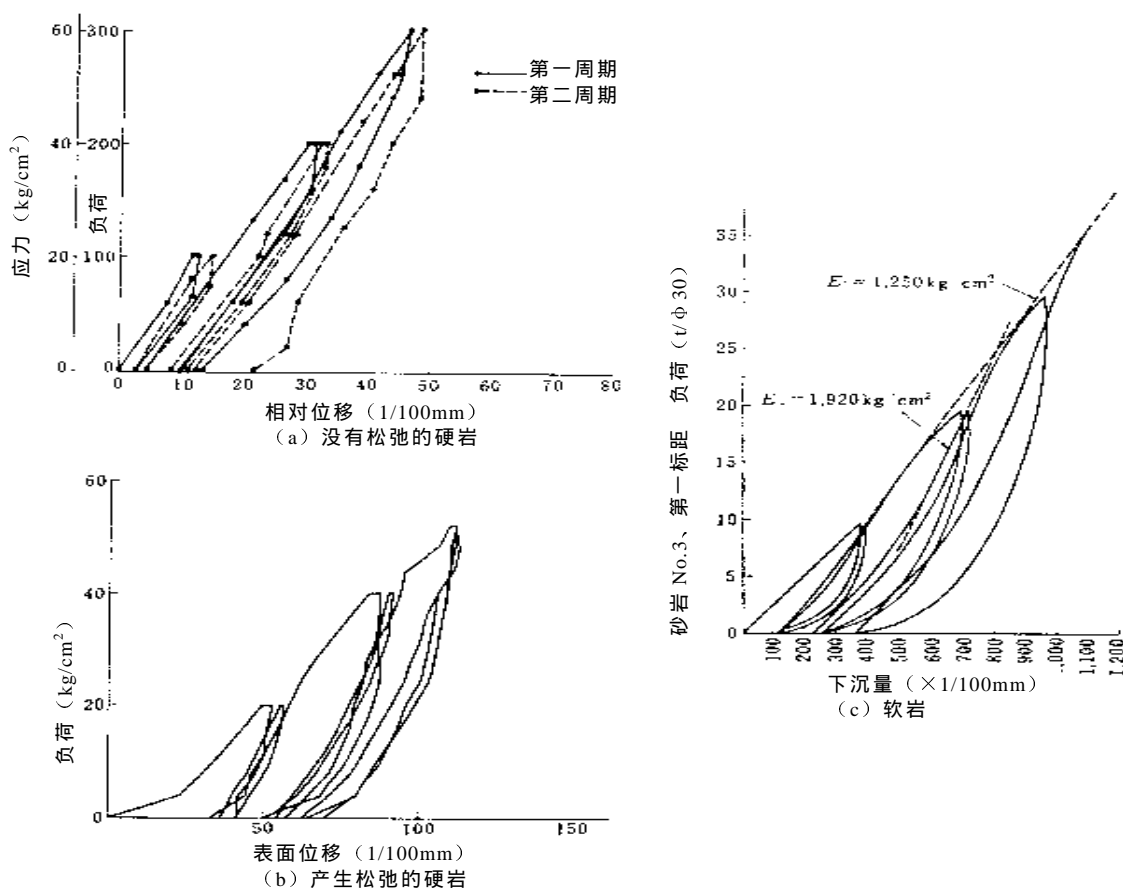


图 25-1 负荷—位移曲线

其中，1)为进行原位置变形试验时，由如图 25-1(a)所示的负荷一位移曲线可知，其变形性小，强度高，基本上可以作为弹性体处理的所谓坚硬的岩体。2)是进行原位置变形试验时，由如图 25-1(b)所示的负荷一位移曲线可知，不连续面的影响相对较大，是至今为止人们最关心的岩体。这种岩体因其不连续面的间隔和不连续面本身的状况而性质大不相同，一般说比岩石变形性大，强度低，在较低的应力条件下即显示出非弹性性质。3)是进行原位置变形试验时，由如图 25-1(c)所示的负荷一位移曲线可知，因其凝固度低而显示特殊力学特点的岩体，不连续面的影响虽可忽略，但其变形性大而强度低，作为岩体力学的研究对象是饶有兴趣的课题。这种岩体不仅具有非弹性性质，也显示出粘弹性性质，特别是新第三纪沉积岩，具有因反复干湿交替而分解（消解现象）、随应力释放和环境变化而改变性质的特点。4)是理论上可能存在的岩体，在新第三纪的沉积岩中，产生松弛时多数会因干湿反复交替而产生泥化现象。在风化岩中，各粒子之间的咬合力降低，变为接近土或砂的状况等，所以在这些情况下都显示出接近土或砂的性质。

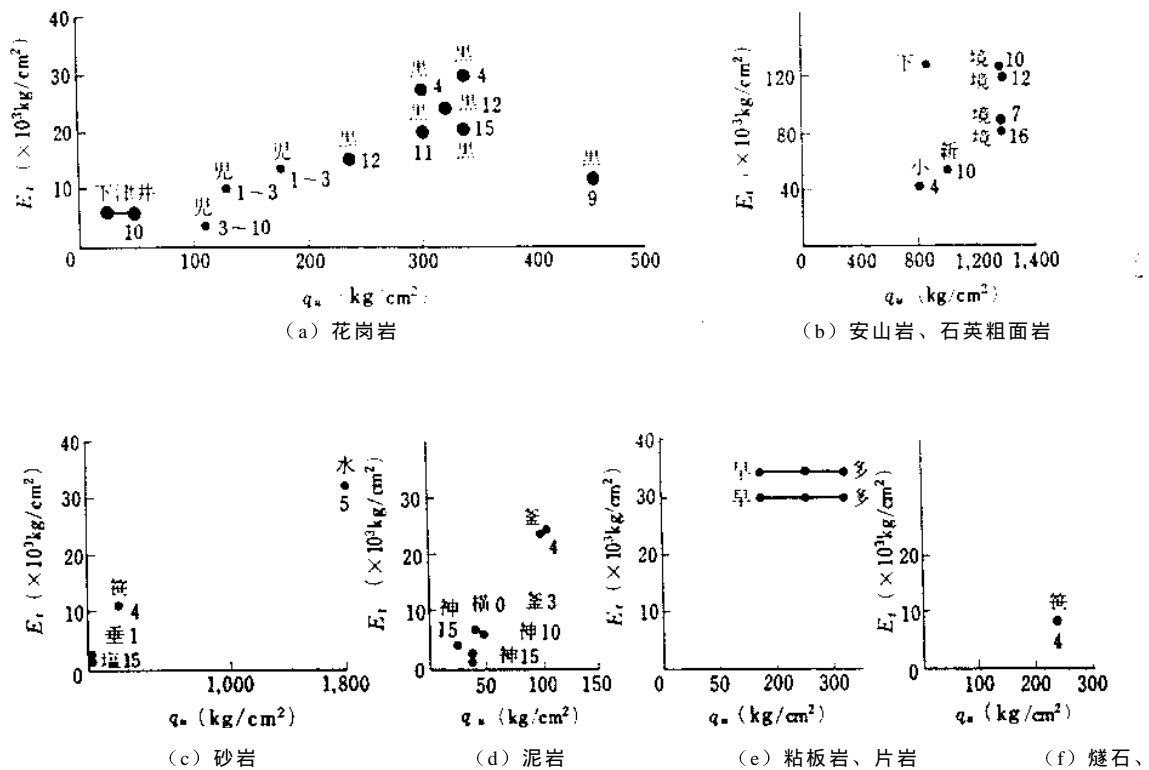


图 25-2  $E_r-q_u$  (土木学会)

表 25-1 原位置变形试验的调查地点和调查机构 (土木学会)

岩石种类	地 点
花岗岩	黑部第四水库 (关西电力)、奈川渡水库 (东京电力)、矢作水库 (建设省)、下津井 (国铁)、儿岛地点 (建设省)、玉川水库 (爱媛县)
安山岩、石英粗面岩	下茎水库 (建设省)、新成羽水库 (中国电力)、境川坝址 (关西电力)、小竹 (建设省)
砂岩	水殿水库 (东京电力)、笹峰水库 (农林省)、垂水 (建设省)、盐屋 (建设省)、鹤田水库 (建设省)
粘板岩、片岩	一濑水库 (九州电力)、早明浦水库 (水资源公团)、天濑水库 (建设省)、大泷水库 (建设省)、四十四田水库 (建设省)
燧石、页岩	稻核水库 (东京电力)、笹峰水库 (农林省)、高根第一水库 (中部电力)、石守川水库 (建设省)
泥岩、凝灰岩、壤土	一濑水库 (九州电力)、神户地点 (建设省)、横滨地点 (建设省)、釜房桥 (建设省)

为了将这一关系说明明确一些, 现对图 25-2 稍加说明。图 25-2 是 1970 年土木学会岩体力学委员会<sup>1)</sup>在表 25-1 所示的各地点进行原位置变形试验所得到的岩体弹性系数 ( $E_t$ ) 和该地点岩石的单轴压缩强度 ( $q_u$ ), 按岩石种类所求得的相关关系。由图可知, 单轴压缩强度在  $200\text{kg}/\text{cm}^2$  以下的花岗岩、砂岩、泥岩, 其  $q_u$  和  $E_t$  的相关关系比较好, 而  $q_u$  在  $200\text{kg}/\text{cm}^2$  以上的岩体,  $q_u$  和  $E_t$  的相关关系相当差, 离散较严重。这说明, 对于  $q_u$  在  $200\text{kg}/\text{cm}^2$  以下的岩体, 可仅从岩石的性质而推断岩体的性质, 而对于  $q_u$  在  $200\text{kg}/\text{cm}^2$  以上的岩体, 仅从特殊的性质推断不出岩体的性质, 其他的因子的存在也强烈影响了岩体的性质。事实上,  $q_u$  在  $200\text{kg}/\text{cm}^2$  以下的花岗岩地点是以风化花岗岩为对象, 而砂岩和泥岩则是以新第三纪岩石为对象进行试验的。

### 2.1.2 硬岩岩体的力学特点

#### (1) 原位置变形试验所得到的变形特点

如后所述, 原位置变形试验是在水平坑道内使用液压千斤顶给上下面和侧壁施加负荷, 以调查岩体的变形特点。

由这些试验所得到的负荷一位

移曲线, 一般在不连续面较少松弛也较少的情况下, 是如图 25-1(a)所示的形状, 当不连续面较多而且存在松弛的情况下, 是如图 25-1(b)所示的形状。另外, 对于松弛较多的岩体, 有时表面位移与弹性体有所不同, 如图 25-3 所示, 其荷载面外的变形比弹性体要小得多<sup>2)</sup>。

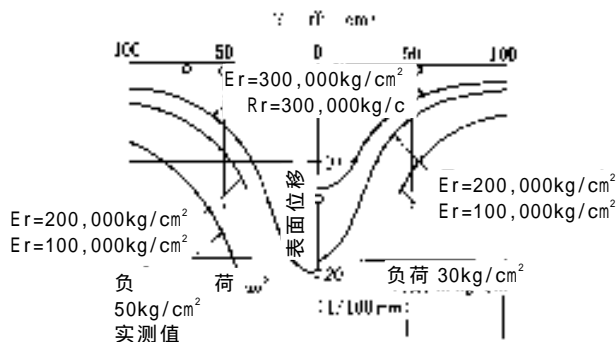


图 25-3 表面位移弹性解与实测值的对比 (小涩水库)





减少，显示出的值比具有与岩石弹性系数相同弹性系数的弹性体的应变增量的分布值要大，比 50cm 更深的部分，应变增量与负荷大小无关，基本上保持一定值，与具有与岩石弹性系数相同弹性系数的弹性体的应变增量的分布几乎显示出一致的值。这可以用从表面起到 50cm 深处因挖掘水平坑道而产生松弛所致来解释。

(2) 由原位置剪切试验所得到的变形特点

下述的原位置剪切试验负荷—位移曲线一般为如图 25-6 所示的形壮。图 25-6 右侧的曲线为负荷—剪切方向位移曲线，左侧曲线为负荷—垂直方向位移曲线。这里值得注意的是，垂直方向位移在达到某个负荷以前是呈下沉状态的，但达到某个负荷以上时反而产生上升现象。一般情况下，当垂直方向位移产生上浮时，剪切方向位移增加的比率也随着增大。一般在试验时横向负荷是斜着施加，以免在剪切面上产生弯矩，所以纵向分力加在横向负荷上，弹性体也会产生下沉，而对岩体来说，在负载

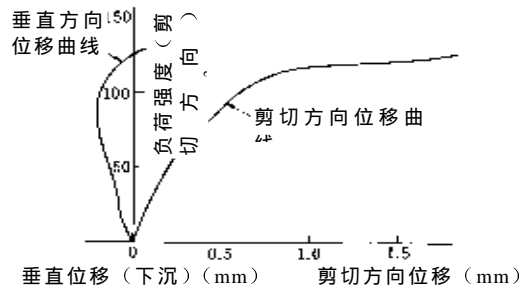


图 25-6 原位置剪切试验的负荷—位移曲线

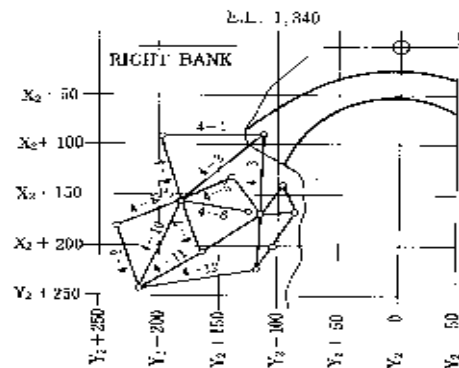


图 25-7 黑部水库岩体位移测定网（黑部第四水库）

的中途卸掉负荷，并再次施加负荷时，与变形试验的情况相同，其剪切方向位移和垂直方向位移均比原曲线显示出很陡的负荷—位移曲线斜率。这表明岩体即使在上浮负荷以下也会产生非弹性位移和收缩，而当施加上浮负荷以上的负荷时，非弹性变形则更加增大，从而产生非弹性膨胀。

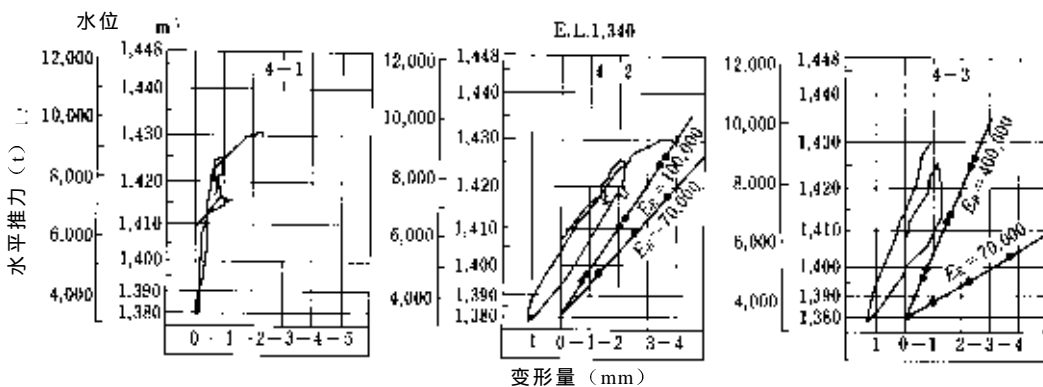


图 25-8 黑部水库岩体位移的测定结果（黑部第四水库）

(3) 实测所得到的变形特点

上述的岩体位移特点均是在原位置试验这一狭窄的岩体范围内观测到的现象，但在黑部第四水库是在大坝实际受力的广泛范围内测定岩体变形特点的<sup>5)</sup>。如图 25-7 所示，在岩体内设置了三角形的网，从而测定了岩体内的位移。其测定结果与弹性解相比较的情况示于图 25-8，由图可知，岩体显示了与弹性体不同的变形特点，在载荷方向上的变形比弹性体大。

(4) 破坏时的动态特点

这里所说的岩体破坏时的动态特点并不需要像变形特点那样将有松弛和没有松弛的情况分开考虑，大体可以考虑为具有不连续面岩体的共同特点。

关于岩体破坏时的变动特点，最初是由川侯水库的拉伸试验得到的。在这一试验中，拉桩一侧的表面位移测定和拉桩下面埋设的应变计测定是同时进行的，其结果示于图 25-9。在低负荷下，表面位移和应变均基本上呈直线式增加，从某个负荷开始表面位移增加的比率迅速增大，而应变增加的比率则迅速减少。在这种情况下，考虑到应变计埋设在一个岩石之中这一因素，可以解释为，当作用了某个值以上的负荷时，岩体的大部分变形是由岩石间的滑移所造成，相反每个岩石变形的增加比率却减少，最后到达破坏状态。

对于月山水库等，如图 25-10 所示，是在混凝土块底部埋设了应变计测定了岩体内部的应变<sup>6)</sup>。

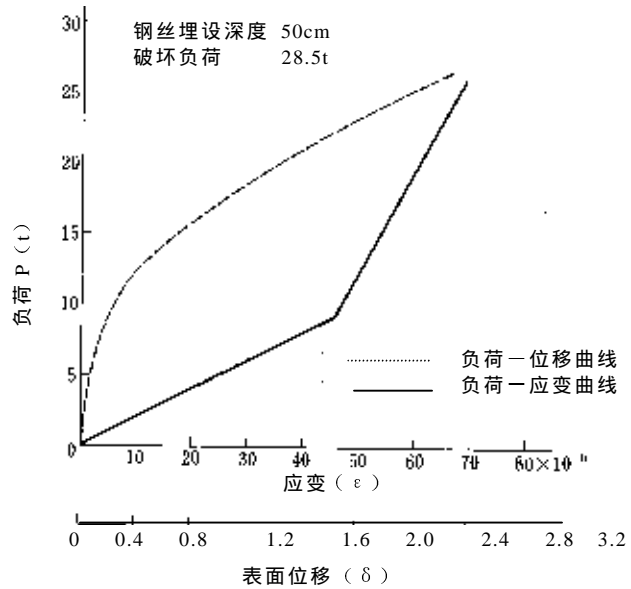


图 25-9 川侯水库拉伸试验的测定结果

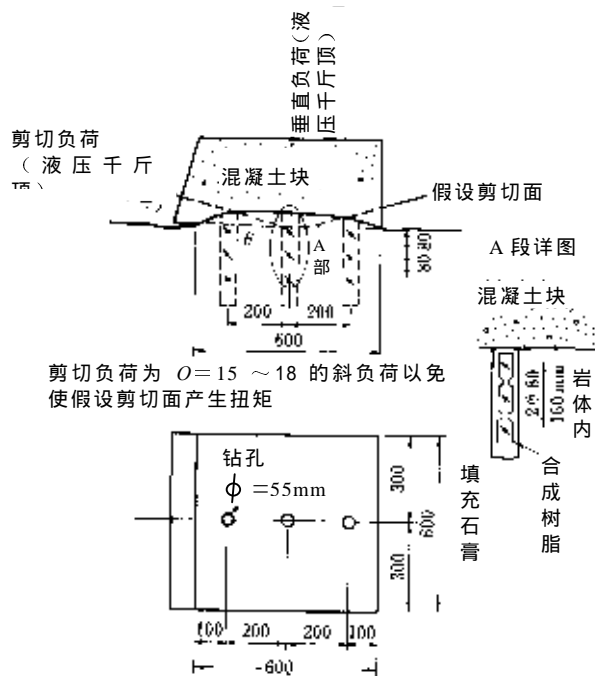


图 25-10 应变计埋设图 (月山水库)

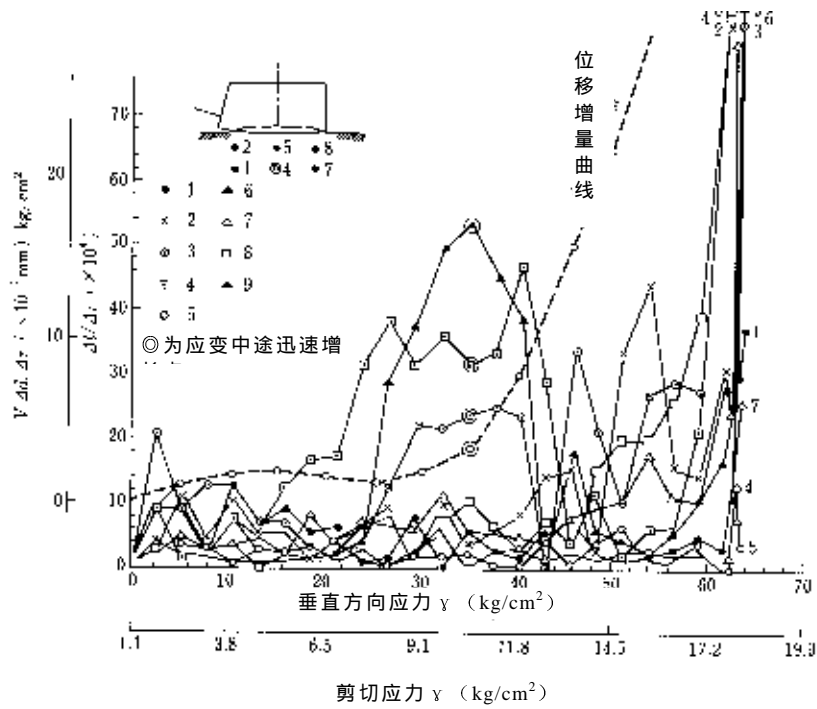


图 25—11 月山水库的应变分布

如图 25—11 所示，到破坏为止的应变分布随着应力的增大而呈现复杂的变动，在完全破坏应力以前的阶段内，应变增量在开始时增大之后，又呈现减少的凸形分布。这一现象在越接近混凝土块剪切载荷时越显著。

这种现象可以认为是由于在某个负荷以上时，岩石间产生大幅度滑移，承受外力的功大部分转换为摩擦能所致。这一岩体的应变能与弹性体的应变能迥然不同，而给出的负荷与产生上浮现象的负荷基本上一致。

以上是载荷时间比较短时岩体破坏所特有的现象，当为长期载荷或反复次数非常多的载荷时，其破坏特点可以黑部第四水库的岩体试验<sup>7)</sup>为代表。为了调查这一问题，在黑部第四水库分成几个负荷阶段反复进行了 200~800 次载荷试验，结果如下：

- 1) 在上浮负荷以下进行反复载荷试验时，1 次反复负荷使产生的残余变形逐渐减少，直至最终不产生残余变形。
- 2) 在上浮负荷以上反复进行载荷试验时，1 次反复负荷使产生的残余变形逐渐减少，直至最终破坏。

通过这一试验搞清楚反复载荷对破坏的影响，可以推测到，长期持续负荷也会有同样的趋势，这给岩体的破坏特点提供了宝贵的启示。

### (5) 岩体的破坏条件

如上所述，如果由硬岩组成的具有不连续面岩体的力学特点是由不连续面的滑移所产生的，那么岩体的破坏条件应该与岩石的破坏不同。这样，如果拟定岩体在到被破坏之前岩石不产生破坏，则岩体的破坏条件可以沿用内部摩擦学说。但是，实际上在破坏之前一般会发生新的裂缝或岩石的破碎，所以岩体的破坏条件更为复杂。

对于这一点，因为由复杂的负荷组合进行岩体的破坏试验很困难，而且也难以找到同一地质条件的场所，因此对破坏条件就没有进行精细研究，而大体上采用了内部摩擦学说。

### 2.1.3 软岩岩体的力学特点

如图 25—2 的说明所述，一般花岗岩、砂岩、泥岩等在单轴压缩强度为  $200\text{kg/cm}^2$  以下，其岩体的弹性系数与岩石的单轴压缩强度具有很好的相关关系，这就是说，此种岩体力学性质主要受其岩石的力学性质所左右，不存在对其力学性质具有较大影响的其他因子。

在这种软岩上建设水库有时会用来作 20~30 米重力坝的基础，这在设计上存在很多问题，这里对其简单予以说明。

如前所述，岩体性质与岩石性质极其类似的现象不仅在这里所说的软岩中存在，不连续面较少、且在有些不连续面中没有松弛或夹杂物的坚硬岩体中也具有同样的现象。但是，软岩具有凝固度低的特点。为此，它比硬岩孔隙比大，变形特点也不同，进行原位置试验时，具有如图 25—1(c)所示的特征性负荷—位移曲线。同时，它随时间的延长变形增加显著，即所谓蠕变变形较大。

按照成因，可将软岩分成如下几类：

- ① 新第三纪沉积岩
- ② 火山性软岩（第四纪低熔结火山岩）
- ③ 风化岩

这三类软岩特点各异，现分别予以简单说明。

#### (1) 新第三纪沉积岩

此种软岩是由未凝固的土向凝固岩石转变的过程中而形成的岩体。

一般情况下，此种软岩泥质比砂质凝固度高，泥质软岩多具有发达的节理，但总起来看凝固度较低，强度也低，岩石的变形性大，不连续面的影响不明显，岩体的性质与岩石性质相类似。由原位置变形试验所得到的负荷—位移曲线如图 25—1(c)所示的形状。

但是，由于是在凝固过程中形成的，凝固不充分，所以其凝固状态不稳定，易受环境变化的影响。例如，这种岩石处于地下水水面以下时为湿润状态，具有一定程度的凝固度，但当干燥后再次进入水中则很多要分解，岩石显示出显著的膨胀性质。更有兴趣的是，在施加应力的情况下放入水中却不分解。这表明此种软岩因干湿反复交替而性质发生显著变化，同时应力的存在对其变化也产生很大影响。总之，这种软岩处于从土凝固为坚硬岩石的变化过程之中，其凝固状态不稳定，易受干湿反复交替和应力释放的影响，具有易变化的性质。

不管砂岩、泥岩，还是沉积性软岩，均具有因干湿反复交替而分解的性质，特别是含有蒙脱石的泥岩，由于干湿反复交替而产生膨胀，造成分解。这种由干湿反复交替产生的分解称为消解（slaking）。

对于软岩的凝固力、消解现象和膨胀性，最近进行了各种研究，发表了很多的解释，但目前尚无定论。总结至今为止所发表的研究成果，可以进行如下的描述。首先是土、砂沉积，当在它的上面继续沉积时，由于承受负荷而被压实，相互挤压而加固。这一阶段一般是第四纪沉积层所见到的状况，很多情况下各粒子间凝固力尚不起作用。过程进一步进行时，由于承载负荷的加重，加固过程继续进行的同时，各粒子间就开始产生了较弱的凝固力<sup>8)</sup>。这种情况一般是新第三纪沉积岩所见到的情况，多数情况下泥岩的凝固力比砂岩大。这是因为砂是由比较稳定的粒子组成的，而泥则含有大量化学不稳定的粘土类矿物，由于承载负荷而使温度上升时，产生化学变化而生成一定程度的凝固力。但是，这一时期的沉积岩并不是完全由化学变化而结合的，在  $\text{SiO}_3^-$ 、 $\text{Fe}^{++}$ 、 $\text{Ca}^{++}$  等离子周围结合了水分子，形成凝胶，由于这些凝胶的吸附力而产生了凝固力。另一方面，这些凝胶可将蒙脱石等粘土类矿物包起来，使其失去膨胀性。因此，当把这些软岩干燥时，凝胶会破坏，如再次浸渍入水中，则离子的排斥力发生作用，使蒙脱石的膨胀性复活而显示出膨胀性，导致消解现象<sup>9)</sup>。如前所述，软岩在自然状态下是兰灰色的，接触外部空气后经过 1~2 天就变成茶褐色，这是因为  $\text{Fe}^{++}$  凝胶在接触外部空气后遭到破坏， $\text{Fe}^{++}$  被氧化为  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  所致。

这种软岩随着年代进一步发展下去，就会像古第三纪以前的沉积岩那样，形成稳定的凝固力，从而变成所谓的硬岩。这种年代的岩石，其砂岩比泥岩要硬。

图 25-12 表示了这一发展过程。

这样的沉积性软岩，其力学性质与地质年代、地层学深度（承载负荷所能达到的最大深度）、有无蒙脱石有密切关系，在自然状态下虽然可显示一定程度的强度，但经过干湿反复交替等环境的变化，其强度可能显著降低，必须引起充分重视。

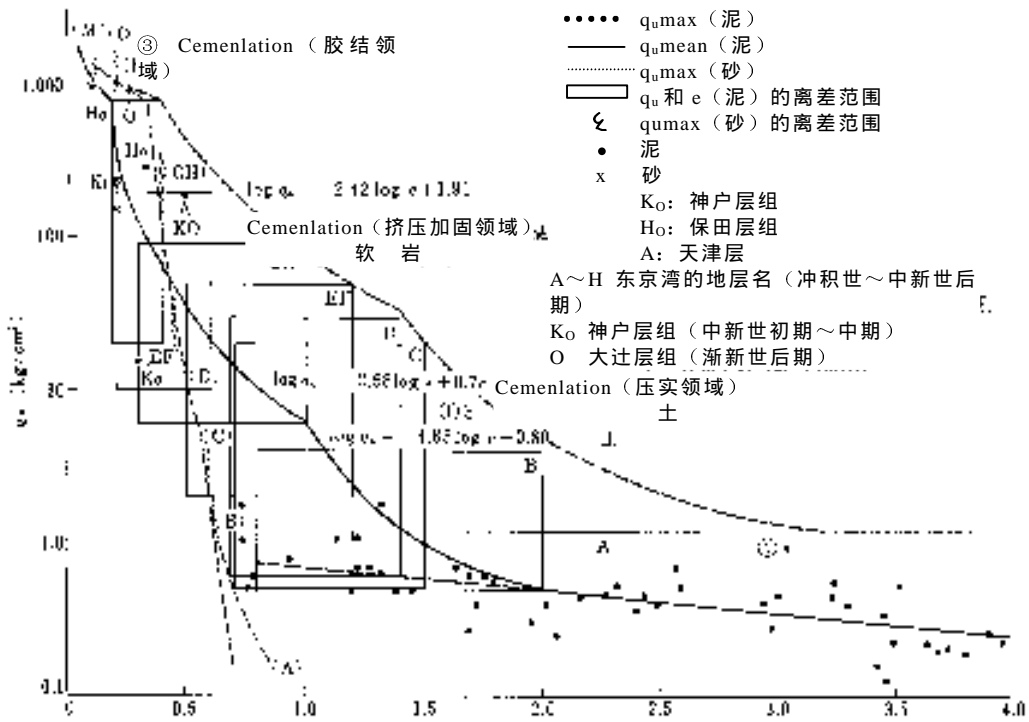


图 25-12 每种地层的单轴压缩强度  $q_u$  和孔隙比  $e$  的关系以及  $q_u$  max-e 曲线 (小岛)

(2) 火山性软岩

火山性软岩中包括凝灰质的软岩，如前所述，凝灰岩软岩消解现象严重，一般情况下，非绿色凝灰岩地区新第三纪沉积岩比其他地区的软岩更容易发生消解现象。但是，这种软岩是沉积岩的一种，处于从未凝固向凝固方向发展的过程中，因此，如前所述，仍应属于沉积性软岩。

因此，我们将在生成过程中受到轻微熔结作用的软岩也视为同类软岩。这种软岩是低熔结的熔结凝灰岩，可看作初始白砂 (cirrus) 等，因其轻度的熔结作用而形成微弱的玻璃质骨架结构，所以相对于环境的变化是稳定的。

但是，如果施加负荷，孔隙比较高的岩石其骨架结构就会遭到破坏，发生弹性系数降低、轻度降低等力学性质降低的结果<sup>10)</sup> (图 25-13)。

这种现象一般在第四纪低熔结的软岩中发生，因其地层学深度不大，尚未受到多大挤压加固作用，所以孔隙率比较大。但如果是新第三纪的岩石，则地层学深度增大，挤压加固较好，凝固作用也进一步发展，就会显示与新第三纪沉积岩相似的性质。

关于透水性，凝结度越高则收缩节理越多，沿着这种节理会发生风化作用，在这种部分容易发生管涌，需要注意。岩石本身的透水性一般较低，可根据达尔西法则考虑，与其他种类岩石相比，多数粒子比重较轻，因此对正在风化的部分、节理沿线、凝固度较低的部分要特别注意管涌问题。

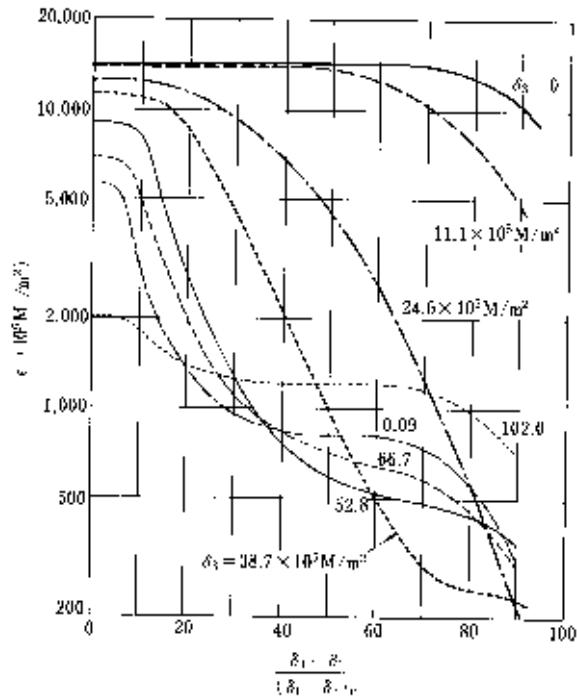


图 25-13 三轴压缩应力下的凝灰岩切线弹性系数

### (3) 风化岩

此种软岩的特点是过去曾经是硬岩，由于风化而变成了软岩，其比较均匀的形态可在风化花岗岩中观察得到。

这种软岩由于风化而形成目前的状态这一点意味着，在形成目前的状态以后，没有因大的承载负荷而挤压加固，在与水、氧等发生化学变化后形成了目前的状态，所以已经不再受干湿反复交替或应力释放等环境变化的强烈影响。但是，应该注意由于含水率导致的力学性质的变化以及风化速度比硬岩快等问题。

一般情况下，岩石遭受风化时就会膨胀，在风化岩中过去的节理面等虽然看不很清楚，但如果仔细观察时就会发现，过去的节理面上很多有红色的细线。但是，这些过去的节理面几乎不对岩体的力学性质产生影响，只要从岩石的力学性质降低这一点来分析就足够了。这种软岩如图 25-2(a)所示，其单轴压缩强度 ( $q_u$ ) 在  $200\text{kg/cm}^2$  以下。

关于透水性，这种软岩一般说可以根据达尔西法则考虑，但是，从透水性的角度来看，过去硬岩所产生的节理经风化到现在，用肉眼与其他部分虽已很难区别，但它却具有决定性的影响。

## 2.2 岩体试验

岩基的设计按地质调查、岩体分类、岩体评价、岩体分析的顺序进行，因此，岩体试验的目的是根据地质调查和岩体分类的结果进行岩体评价、即计算出设计所需的各种力学系数。

岩体试验包括了原位置力学试验、原位置透水试验和室内试验等，由硬岩组成的岩



体与岩石性质大不相同，而软岩岩体与岩石在力学性质上相差不大，沉积岩等因环境变化其力学性质多数会发生变化，所以在进行水库的调查和设计时需进行原位置试验。

进行原位置力学试验时第一项重要的工作就是选定试验地点。因此，在此想首先讨论试验地点的选定，然后再对原位置变形试验、原位置强度试验进行说明。

### 2.2.1 选定试验地点

选定试验地点时首要的问题是要着眼于对设计评价结果产生重要影响的岩体。这就是说，对于非常好而在设计中基本上没有问题的岩体，不需要进行试验，另一方面，对于条件极差，明显不能用作大坝基础的岩体也没有必要进行试验。因此，要根据岩体的具体情况来选定试验对象。

下一个重要的问题是要充分研究为什么在设计中必须评价这一岩体。进行岩体分类时一般着眼于岩石的硬度、不连续面的间隔及其状态<sup>11),12)</sup>。如何选择和组合这些因子，一般是根据经验进行的，所以很难说组合队对每个岩体都很合适。要根据设计所需的精确度来选定和组合这些因子，选定在其部位能够找出最适当划分方法的试验地点。

因此，在选定试验地点时，不是选择评价所必须的代表性区间地点，而是要从对岩体的力学性质具有强烈影响的因子着眼选定试验地点，不仅要考虑对试验地点进行评价，还要考虑到能够对水库整体进行适当的评价。

### 2.2.2 原位置变形试验

#### (1) 千斤顶试验

在试挖掘水平坑道内进行的原位置变形试验应用最为广泛，其试验标准是由土木学会岩体力学委员会制定的<sup>14)</sup>。

试验方法示于图 25-14，将千斤顶作用于水平坑道的侧壁或上下面，测定与负荷大小相对应的变形。具体方法又可分为两种，一种是通过刚体圆板施加载荷以使荷载面产生等位移变形的的方法，另一种是采用隔膜使其作用均布负荷的方法。

前者采用直径为 30~50cm 的圆形载荷板，试验装置的组装比较简单，荷载面积小，具有简便易行的优点。在这种试验中需要注意的问题是载荷板的刚性要足够大，同时要在荷载面凝固之前安装载荷板，以使载荷板与荷载面之间不产生空隙。后者一般采用直径为 80cm 的中空圆形隔膜，荷载面比较宽，试验装置规模较大，比前者组装起来较为复杂。

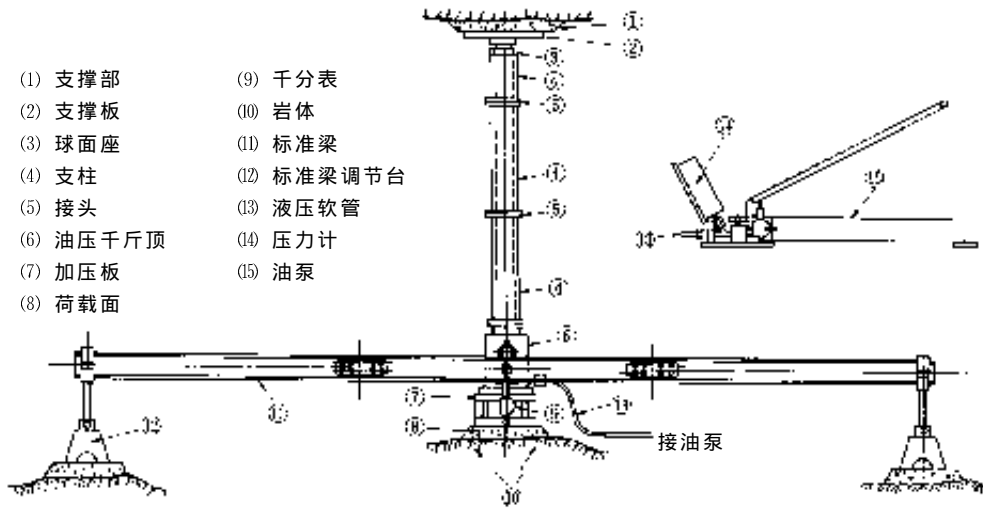
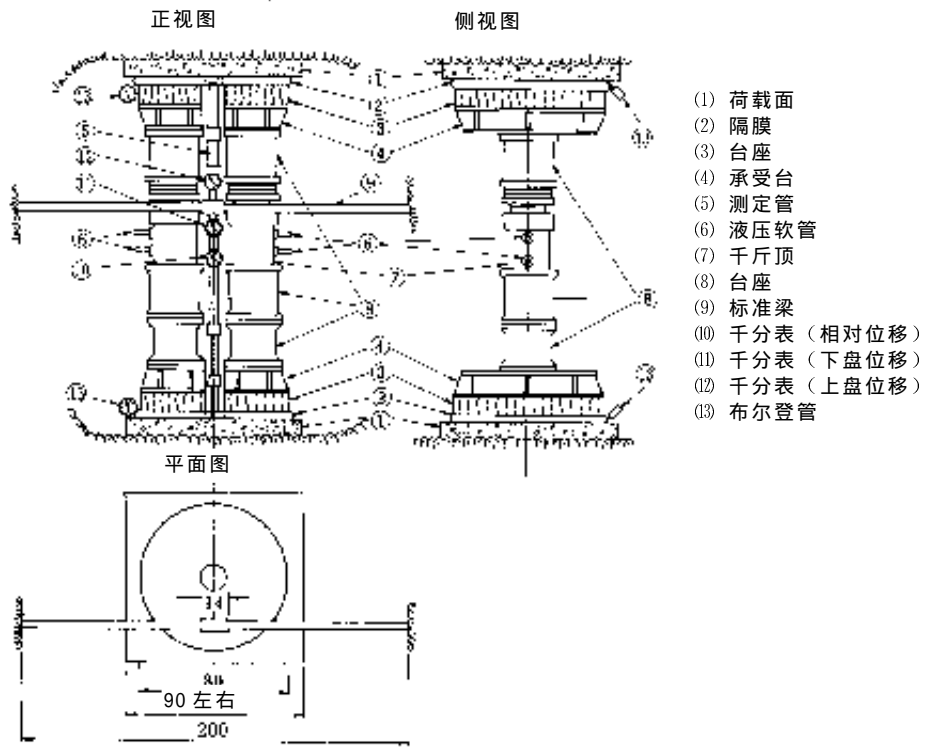
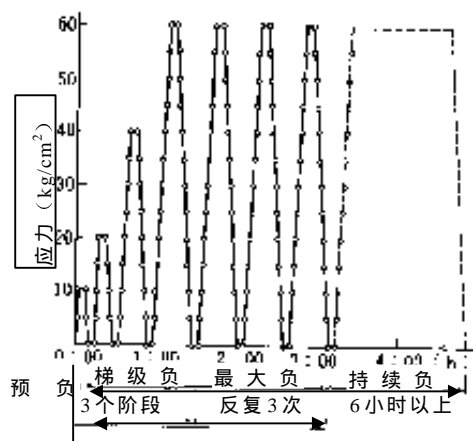


图 25-14(1) 刚性板载荷时器具的配置 (定位移法)

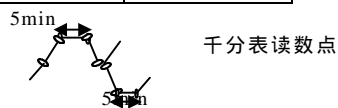


(2) 采用隔膜时的试验装置图 (定压法)

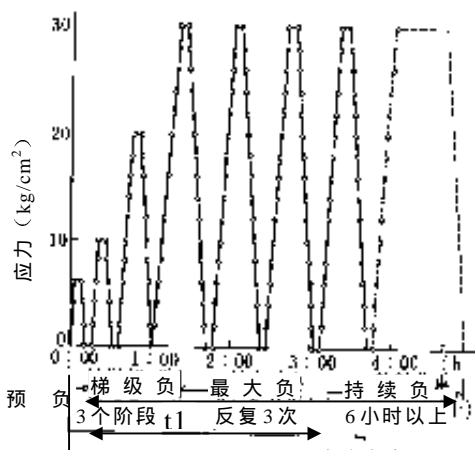


(a) 最大应力为 60kg/cm<sup>2</sup> 的情况

最大负荷	60kg/cm <sup>2</sup>
载荷速度	5kg/cm <sup>2</sup> /min
泵的操作时间	55sec
读数时间	5sec
t <sub>1</sub>	189min

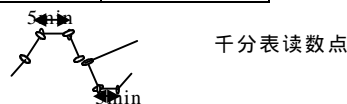


(注) 采用此种载荷方式时, 应力每增量 5kg/cm<sup>2</sup>、即时间每间隔 1 分钟时, 百分表读一次读数。实际情况为, 例如, 操作泵使负荷由 30kg/cm<sup>2</sup> 增加到 35kg/cm<sup>2</sup> 在 35 秒进行, 而在下一个 5 秒读数。



(b) 最大应力为 30kg/cm<sup>2</sup> 的情况

最大负荷	30kg/cm <sup>2</sup>
载荷速度	2kg/cm <sup>2</sup> /min
泵的操作时间	55sec
读数时间	5sec
t <sub>1</sub>	221min



(注) 采用此种载荷方式时, 应力每增量 2kg/cm<sup>2</sup>、即时间每间隔 1 分钟时, 百分表读一次读数。实际情况为, 例如, 操作泵使负荷由 30kg/cm<sup>2</sup> 增加到 32kg/cm<sup>2</sup> 在 55 秒进行, 而在下一个 5 秒读数。

图 25-15 载荷方法

不管采用哪种试验方法, 在挖掘从表明开始 30~50cm 的水平坑道时一般会因挖掘而产生松弛, 所以在 30cm 以上要采用人工挖掘, 并对加压面进行整形。

作用负荷的大小要根据作用于岩体上的应力而定, 其最大负荷, 一般 50 米级别的重力坝为 30kg/cm<sup>2</sup>, 100 米级别的重力坝为 40~60kg/cm<sup>2</sup>, 100 米级别的拱形坝为 60kg/cm<sup>2</sup>。载荷方式如图 25-15 所示。

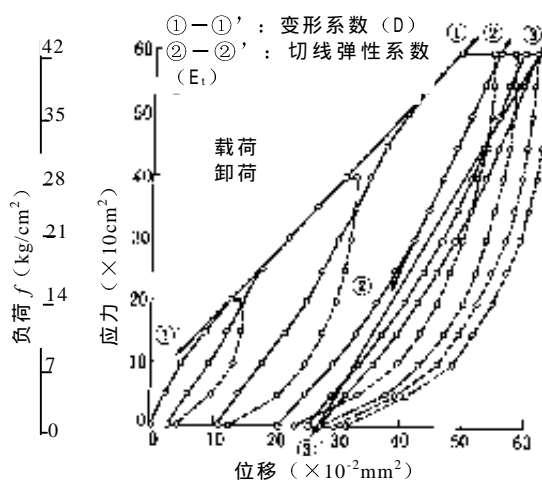


图 25-16 负荷—位移曲线案例

由测定结果可得到如图 25-16 所示的负荷—位移曲线。对变形特点来说，有必要求得适应试验目的的值，一般可求得如下定义的系数。在图 25-16 中，

$D$ : 变形系数……包络线的斜率①—①’

$E_t$ : 切线弹性系数……各环形线中直线的斜率②—②’

$E_s$ : 割线弹性系数……各环形线中割线的斜率③—③’

将这些系数用于刚体圆板时，由下式求得：

$$D, E_s, E_t = \frac{1-n^2}{2a} \frac{\Delta F}{\Delta d} \dots\dots\dots (1)$$

当采用隔膜时，由下式求得：

$$D, E_s, E_t = 2(r_1 - r_2)(1-n^2) \frac{\Delta p}{\Delta d} \dots\dots\dots (2)$$

式中， $\nu$  为波松比， $a$  为刚体载荷板的半径， $r_1$ 、 $r_2$  为隔膜的外径和内径。

$\Delta F$ : 求得系数区间的负荷增量 (kg)

$\Delta p$ : 求得系数区间的负荷强度差 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\Delta \delta$ : 求得系数区间的位移差 (kg/cm<sup>2</sup>)

另外，如前所述，需要根据测定结果对岩体进行再次分类，因此在试验之前需要将试验地点拍下照片并画出细图以作备用。

## (2) 其他原位置变形试验

除千斤顶试验之外，原位置试验还有水室试验 TIWAG 的方法、缝隙千斤顶试验、钻孔孔内载荷试验等，目前与(1)千斤顶试验的关系尚不明了，将其试验值直接用作设计值的大坝例还较少。有的大坝利用钻孔这一简单易行的孔内载荷试验作为岩体分类和评价的辅助资料使用。

### 2.2.3 原位置强度试验

#### (1) 原位置剪切试验

在试挖掘水平坑道中所进行的现位置强度试验<sup>14)</sup>是最广泛使用的方法。

试验方法如图 25-17 所示，在水平坑道内除去底部的松弛部分之后，打进混凝土块，或切割出岩体块，在这一块上从上方斜着向前方施加液压千斤顶，施加的载荷不要使块底部产生弯曲，最终使沿着底部发生剪切破坏。这时，测定块剪切方向的位移和与剪切面垂直方向的位移。具体施加负荷的方法是，一般先在垂直方向施加负荷，然后一边保持负荷一定，一边增加斜前方的负荷，直至破坏。

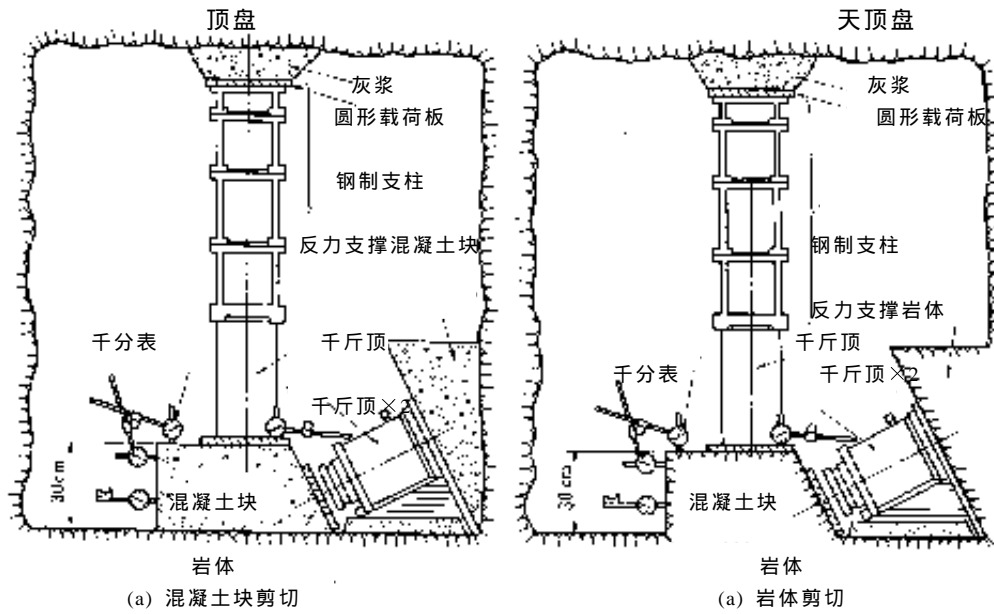


图 25-17 岩体剪切试验装置

图 25-17(a)所示的混凝土块剪切试验从方法上讲是简单的，但在去除松弛部分人工挖掘作业时可能产生新的松弛，并且由于混凝土块的施工质量差而可能在混凝土内部或接触面上被切断。岩体剪切试验虽没有上述问题，但切割出岩块颇花费经费，必须详细了解岩体的性状后再选择采用哪一种试验方法。

在进行大坝设计时，需要在假想破坏面上作用垂直应力时的岩体破坏强度数据。这一垂直应力对 50 米级重力坝的基础最大为  $10\text{kg}/\text{cm}^2$ ，平均  $5\text{kg}/\text{cm}^2$ 。对 100 米级重力坝的基础最大为  $20\text{kg}/\text{cm}^2$ ，平均  $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 。为了求得在如此低的垂直应力条件下的破坏强度，必须在低角度下施加斜负荷，但要注意，在这种情况下极微小的千斤顶设置误差就会产生弯曲。

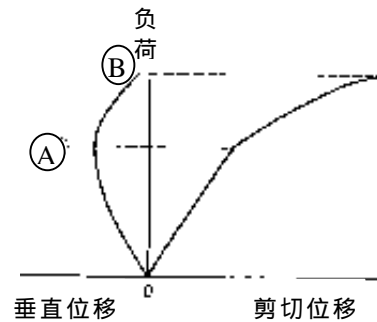


图 25-18 负荷—位移曲线

一般可得到如图 25-18 所示的负荷—位移曲线，可预先求得如下定义点的负荷。即由图 25-18，

上浮负荷：垂直位移由下沉转变为上浮的点 (A)

破坏负荷：作用的负荷开始降低的点 (B)

关于这些破坏点、上浮点的剪切应力和垂直应力，如将同一岩体类别的试验地点的测定结果加以总结，可以采用库仑的内部摩擦学说来整理。

在这种情况下，当对岩体进行评价时也需要进行再次分类研究。所以仍需对试验地点和破坏面进行照片拍摄、细致观察、并描绘出细图以作备用。

## (2) 其他的原位置强度试验

剪切试验中还有原位置三轴压缩试验，曾在黑部第四水库、大川水库等进行过大规模试验，在此就予以省略了。

## 2.3 对岩体的评估

根据岩体试验结果，需要进行岩体评价，即决定岩体设计中所需要的各种系数。岩体评价是岩基设计中最重要的一部分，最近在岩体的分析中采用电子计算机的数值分析法，取得了很大进步，不仅可分析弹性体，同时也考虑到岩体的非弹性举动，使分析的精确度大大提高，获得了较好的结果，但与此同时岩体评价的误差却明显增大。因此可以说，在进行岩体设计时，对其精确度起最重要作用的部分就是岩体评价。

岩体因地点不同而情况千差万别，原位置试验结果是在局部遭受强烈作用而得到的，在应用于同程度的岩体时一般会得出相当分散的值。试验结果存在离差的原因有：

- 1) 岩体分类再细致也不过是根据数米间的平均情况而分类的，而岩体的试验结果却受荷载面及其附近数十厘米的岩石所左右。
- 2) 岩体试验多在水平坑道底部进行，但岩体分类却是根据侧壁的情况而推测底部的情况，多数情况下与试验地点的对应并不完全一致。
- 3) 试验进行的巧拙不一。（制作试验体时发生岩体松弛、由于偏压而造成弯曲扭矩等）
- 4) 适用的岩体分类方法是否适用于该地点的岩体力学性质。

这里需要注意的问题是，不管离差多大的值，其每个值都有它的特定意义。因此，试验后应该对荷载面进行细致观察，查明离差产生的原因，将试验结果不太理想的地点的测定值予以剔除，找出对试验结果影响较大的因子，研究所采用的分类方法是否适用，对试验地点再次进行划分，这样就可以做到对各个区间归纳出与之相对应的试验结果。

### 2.3.1 岩体分类和试验值

刚才已经谈到，在对岩体进行分类时，将观察大坝地点的调查水平坑道和钻孔岩心、露头等为主体的手法所得到的分类要素组合在一起，根据岩体作为大坝基础的力学期待度按数个阶段进行分类。但是，在岩体分类的分类要素之外，尚有其他要素与岩体的力学性质有关系，在得到的试验值不能与岩体分类很好对应时，必须详细观察该大坝的地质性状在力学上究竟具有什么样的影响。下述例就是表示在岩体分类的分类要素以外的因子影响剪切强度值的例子<sup>15)</sup>。图 25—19 是建设省土木研究所在高度为 60~120 米

的混凝土大坝上调查同一地质同一岩体分类情况下剪切强度和垂直应力关系的例子。从岩体的裂缝看，其强度影响是属于中生代以前的沉积岩类（主要为粘板岩类），虽然同属于  $C_M$  级，但离差较大，纯剪切强度约为  $\tau_0 = 100 \sim 290t/m^2$ ，并具有一定幅度。这个裂缝（层理面）的方向可按图 25-20 所示的类型进行分类，图 25-21 是将图 25-20 中的各个箭头所指加以转化而得。由此可知，裂缝对负荷的方向倾斜将对岩体的剪切强度产生影响。这就是说，裂缝对剪切负荷方向为水平（D 型）时，流动缝（C 型）状态的岩体多分布在强度较低的部分；裂缝对负荷方向为垂直（B 型）时，块状（E 型）岩体多分布在强度较高的部分。因此，当在裂缝较多的岩体上所得到的试验值与岩体分类的相关性不好时，必须对裂缝的方向性进行研究，如果大坝地点处于具有显著方向性的地区，需将此作为岩体分类的要素予以考虑。

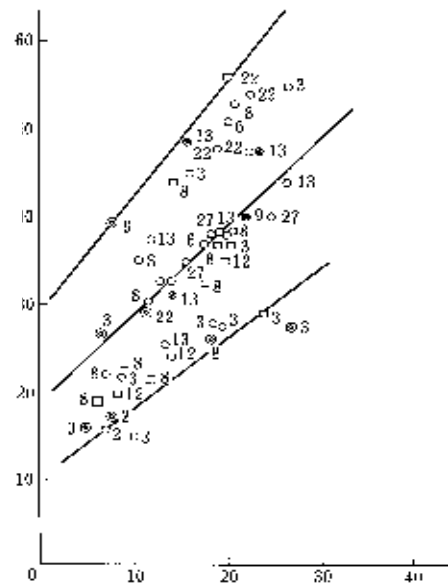


图 25-19 古中生代沉积岩的剪切强度特点

垂直应力  $\sigma$  (kg/cm<sup>2</sup>)

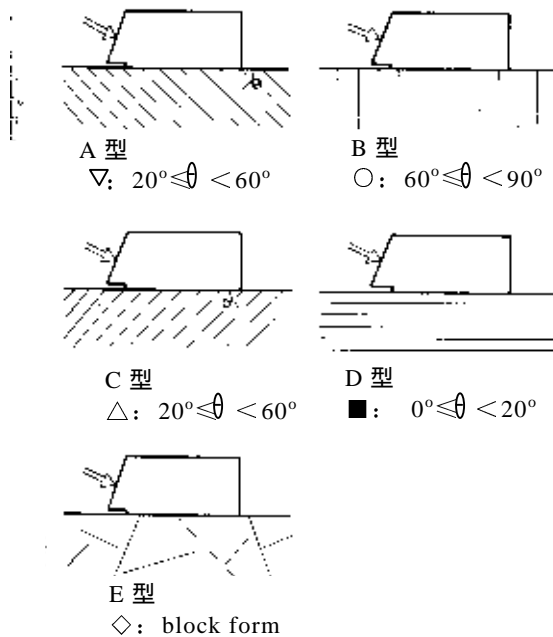


图 25-20 根据裂缝的方向性进行的分类

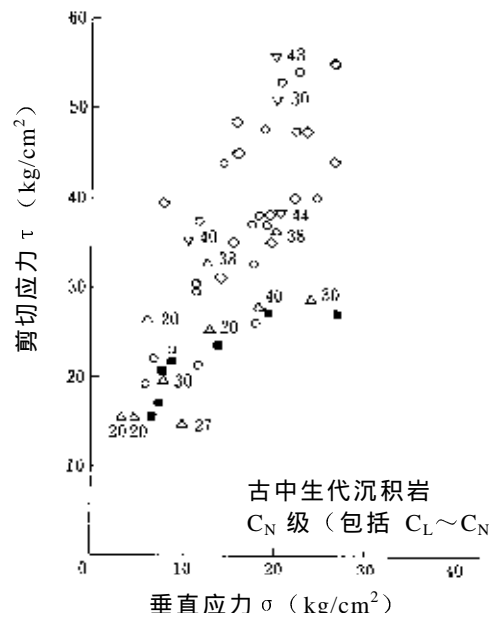


图 25-21 裂缝的方向性和剪切强度的关

### 2.3.2 对 B 水库中岩体的评估

这个大坝的岩基由古生代的辉绿凝灰岩、硅岩和粘板岩所组成，辉绿凝灰岩已部分进化为蛇纹岩，强度较低，从而成为一大问题。

这就是说，大坝基础的上游一半是以粘板岩为主体的较好的岩体，而下游则是以辉绿凝灰岩为主体并夹杂部分硅岩。不同地点蛇纹岩化的程度大不相同，尚未蛇纹岩化的部分、稍微蛇纹岩化的部分、蛇纹岩化显著的部分以及破碎为叶片状的部分不规则地分布，难以掌握其状况，但总体看下游的蛇纹岩化较严重。另外，在硅岩的周围，微观的蛇纹岩化较显著，也是不规则地分布。

另外，对发生火成岩类变质的岩体也同样必须详细研究各岩基变质状态的强弱和变质程度（例如局部性斑点状或细纹理状）对其力学性质所产生的影响，根据其情况而分别用适合大坝的岩体分类因子进行研究。

为此，研究了将大坝尽可能向上游转移，以避免蛇纹岩化的部分。但由于地形的关系，大坝的一半不可避免地座落在辉绿凝灰岩之上。因此在着重考虑了包括粘板岩、辉绿凝灰岩在内的岩石硬度、裂缝孔隙、裂缝状态的基础上进行了区间划分，并适当选择了 13 个地点进行了原位置剪切试验<sup>16)</sup>。

表 25—2 B 地点第 1 次岩体试验结果及其分类

试验地点	最初的岩体分类	弹性系数 (kg/cm <sup>2</sup> )	破坏负荷(kg/cm <sup>2</sup> )		再次分类			
			$\sigma_u$	$\tau_u$	SP 化	颜色	裂缝间隔	分类
No.1	C <sub>H</sub> ~C <sub>M</sub>	23,600	15.2	24	(SP)	红 50% 绿 50%	II	C <sub>H</sub> ~C <sub>M</sub>
No.2	C <sub>H</sub> ~C <sub>M</sub>	55,000	12.8	36	无	红	II	C <sub>H</sub>
No.3	C <sub>H</sub> ~C <sub>M</sub>	45,000	28.1	47	无	红	II	C <sub>H</sub>
No.4	C <sub>H</sub> ~C <sub>M</sub>	18,300	17.9	33	(SP)	绿	III	C <sub>M</sub>
No.5	C <sub>H</sub> ~C <sub>M</sub>	12,700	5.9	13	[Sp]	绿	III	C <sub>L</sub>
No.6	C <sub>M</sub>	13,000	14.3	21	SF	绿	III	C <sub>L</sub>
No.7	C <sub>M</sub>	12,400	5.3	11	SF	绿	III	C <sub>L</sub>
No.8	C <sub>M</sub>	17,100	22.7	29	SF	绿	III	C <sub>L</sub>
No.9	C <sub>M</sub>	12,100	14.9	23	SF	绿	III	C <sub>L</sub>
No.10	C <sub>M</sub>	12,400	5.9	13	SF	绿	III	C <sub>L</sub>
No.11	C <sub>M</sub>	12,700	22.4	28	SF	绿	III	C <sub>L</sub>
No.12	C <sub>H</sub> ~C <sub>M</sub>	18,800	6.8	16	(SP)	红 50% 绿 50%	III	C <sub>H</sub> ~C <sub>M</sub>
No.13	C <sub>M</sub>	7,300	20.0	20	[Sp]	绿	III	C <sub>L</sub>



在进行这些试验之前首先进行了变形试验，然后进行剪切试验。这些试验地点的岩体分类和试验结果示于表 25-2。将剪切试验的结果作图得到图 25-22。观察表 25-2 和图 25-22 可以发现，No.2、No.3 的弹性系数为  $50,000\text{kg/cm}^2$  左右，数值较大，在图 25-22 中也显示出了最高的剪切强度。No.1、No.4、No.8、No.12 的弹性系数为  $20,000\text{kg/cm}^2$  左右，No.5、No.6、No.7、No.9、No.11、No.13 则为  $10,000\text{kg/cm}^2$  左右，看来前者比后者的剪切强度稍高。在这里当初进行的岩体分类为，No.1~5 和 No.12 为  $C_H \sim C_M$ ，No.6~11 和 No.13 为  $C_M$ ，这一岩体分类与剪切强度的对应并不很好，但弹性系数与剪切强度的对应较好。

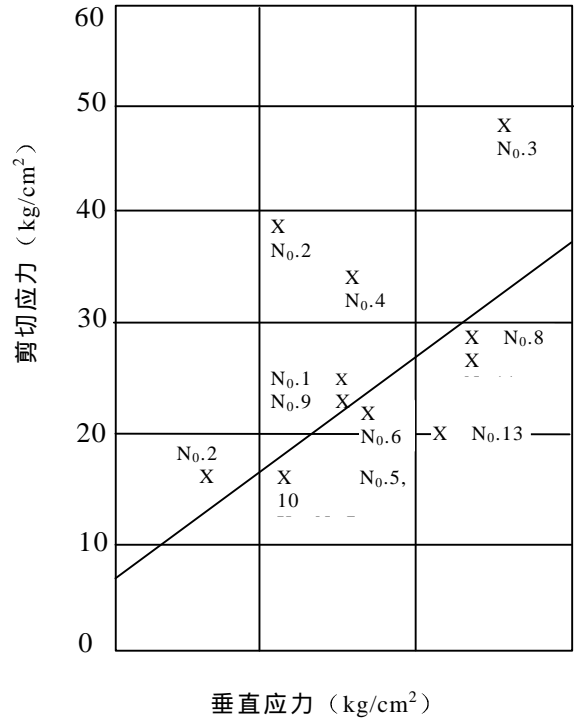


图 25-22 B 水库的第 1 次试验结果

这说明，当初采用的岩体划分法并不适合评价这一地点的岩体，应该重新研究适合这一地点的岩体的划分法。

于是在对水平坑道的侧壁和试验后的破坏面进行细致观察后发现：

- 1) 粘板岩、硅岩均具有相当的硬度，尚未蛇纹岩化的辉绿凝灰岩也具有相当的硬度。
- 2) 辉绿凝灰岩因其蛇纹岩化的程度而具有不同的硬度。
- 3) 蛇纹岩化的表示方法为，用锤敲打岩体出现凹凸面时，如其一面显示光泽，将它的蛇纹岩化表示为(SP)，如两面都已蛇纹岩化，则以  $\boxed{SP}$  来表示，这种表示方法很容易看出蛇纹岩化的程度。
- 4) 容易蛇纹岩化的岩石呈绿色，其红色至灰色的部分尚未蛇纹岩化。因此，观察破坏面时需仔细观察颜色，同时也需观察蛇纹岩化部分所占的比率。
- 5) 粘板岩的裂缝间隔，除破碎部分以外，有的地方为 30cm 以上 (I)，多数地方为 30~10cm (II)。蛇纹岩化的部分在 10cm 以下 (III)，多数为 5cm 以下。辉绿凝灰岩整体上裂缝间隔小，几乎都在 10cm (III) 以下。

根据上述情况，按下述标准进行再次分类时发现，与弹性系数和剪切强度的对应很好。

尚未蛇纹岩化、裂缝间隔在 30cm 以上 (I) 的岩石 ..... B

尚未蛇纹岩化、裂缝间隔在 30~10cm (II) 的岩石 .....  $C_H$

蛇纹岩化(SP)的部分约为一半，此外是尚未蛇纹岩化的岩石 .....  $C_H \sim C_M$

全部为蛇纹岩化(SP)的岩石 .....  $C_M$

全部为蛇纹岩化  $\overline{SP}$  的岩石 .....  $C_L$

全部为蛇纹岩化  $\overline{SP}$ 、并已变为叶片状的岩石 ..... D

现将采取这种划分方法将试验地点再次分类的结果列于表 25-2。

为了确证这种划分方法的妥当性，又进一步在 12 个地点追加了试验。其试验结果列于表 25-3。再将不同区间以符号表示，将全部试验结果作图，得到图 25-23。

表 25-3 B 地点第 2 次岩体试验结果及其分类

试验地点	岩体分类	弹性系数 ( $\text{kg/cm}^2$ )	破坏负荷 ( $\text{kg/cm}^2$ )	
			$\sigma_u$	$\tau_u$
B I -1	B	124,000	17.6	52
B I -2	B	99,000	23.6	53
B I -3	$C_H$	62,000	9.8	26
B I -4	B	99,000	23.9	53
B I -5	C	28,000	21.8	46
B I -6	$C_H \sim C_M$	22,000	8.3	21
B I -7	$C_H$	28,000	22.4	48
B I -8	$C_H$	50,000	10.4	28
B I -9	$C_H$	35,000	15.2	44
B I -10	$C_H$	62,000	23.9	53
B I -11	$C_L$	8,800	6.8	16
B I -12	$C_L$	8,600	14.9	23

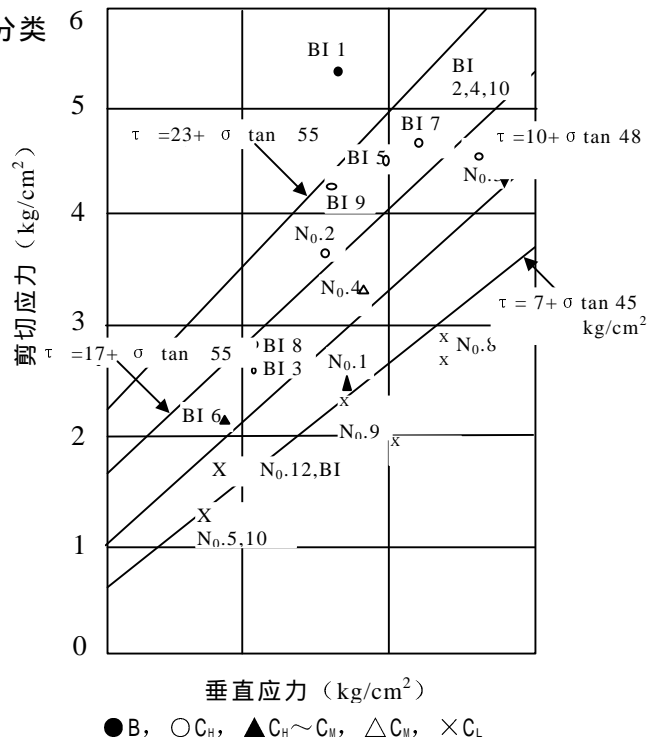


图 25-23 B 水库的全部试验结果及其分类

由此可得：

	弹性系数	剪切强度
B	$100,000 \text{kg/cm}^2$	$\tau = 23 + \sigma \tan 55 \text{ kg/cm}^2$
$C_H$	$50,000 \text{kg/cm}^2$	$\tau = 17 + \sigma \tan 55 \text{ kg/cm}^2$
$C_H \sim C_M, C_M$	$20,000 \text{kg/cm}^2$	$\tau = 10 + \sigma \tan 48 \text{ kg/cm}^2$
$C_L$	$50,000 \text{kg/cm}^2$	$\tau = 7 + \sigma \tan 45 \text{ kg/cm}^2$

在此评价的基础上进行了设计。

## 2.4 岩体的分析

岩体评价、即设计时所采用的岩体的弹性系数、强度等各种系数确定下来之后，就需要对岩体进行分析。

在最近开发出有限要素法等电子计算机数值分析法之前，岩体的分析主要是通过模型试验分析，相当费事。不过现在采用有限要素法，对弹性体的分析变得容易多了。同时，岩体还显示有非弹性举动，对此的分析法已开始有了一些研究成果<sup>13),17)</sup>，但这种分析尚处于研究阶段，还未到达利用这种分析来合理求得表示非弹性性质的各种力学系数的阶段。

因此，实际上对岩体的分析是将其作为弹性体进行分析的。但是，作为弹性体进行分析时，因界面的取法、界面条件的取法而会得到不同的结果，所以必须对至今为止的分析例进行充分的调查，慎重地进行分析。

另外，岩体尚显示其非弹性举动，如上述的非弹性分析研究所表明的，其产生的不同点是沿断层的应力分布呈现某种程度的均等化，相反对松弛较多的重力坝的岩基，在其下游呈现应力更为集中的趋势，在设计时应当考虑到这些因素慎重进行设计。

特别是在进行岩体设计时，岩体的评价将给予最大的影响，岩体评价的精确度不充分时，重要的是设计中要留出充分的余地，或者在解释分析结果时，综合地质调查、岩体分类、岩体试验、岩体分析等总体因素进行技术判断。

## 3. 大坝基础的力学设计法

### 3.1 稳定计算

#### 3.1.1 设计的安全系数

建设混凝土大坝所需的岩基，一般说不会产生压溃而破坏的情况，几乎所有的场合下都是沿滑移面滑动而破坏。对此，建设省河流管理设施结构令规定，坝体和岩基的接触面以及认为可能存在薄弱环节的岩基内部面的剪切摩擦阻力对剪切力要留有足够的安全系数<sup>18)</sup>。

剪切摩擦安全系数由下式计算：

$$n = \frac{\tau_0 l + f \cdot v}{H}$$

式中， $n$ ：剪切摩擦安全系数（ $n \geq 4$ ）

$\tau_0$ ：岩体的剪切强度（ $t/m^2$ ）

$l$ ：剪切面的长度（ $m$ ）

$f$ ：岩体的内部摩擦系数

$v$ ：作用于单位幅度剪切面上的垂直力（包括扬压力）（ $t/m$ ）

$H$ : 单位幅度的剪切力 (包括地震的情况) (t/m)

这一公式称为 Henny 公式, 是 Henny 根据 Coulomb 的内部摩擦学说以及由混凝土圆柱试样所产生的剪切破坏结果所提出的。由这个公式可知, 构筑物的剪切摩擦安全系数仅由所施加的外力和材料所具有的强度所决定, 在剪切面上的局部安全系数不会成为问题。

这一想法可也被于极限设计中。这时, 假设即使局部达到材料的容许极限应力, 材料的塑性变形也会进行应力再分配, 不会使剪切面整体达到极限状态而产生破坏, 所以可以忽略这一局部的值。

这一假设对于不受重复负荷的完全塑性体是成立的, 但是, 最近的现场试验结果表明, 作为大坝基础的岩体, 具有如下所述的性质: (图 25-24)

- 1) 进行岩体的现场剪切试验时, 在负荷块上产生的应力一位移曲线在到达破坏前具有两个弯曲, 开始是在破坏负荷的 30% 时产生, 其次是在破坏负荷的 60% 时显著产生。
- 2) 当达到明显的位移状态时, 岩体内储存的应变能量将减少, 位移主要由岩石的滑移所产生。
- 3) 当施加反复负荷时, 采用应力一位移曲线的第 2 个弯曲点以下的负荷反复施加负荷时, 基本上岩体强度不会产生劣化, 但如反复施加更大的负荷时, 变形就会逐渐增大直至破坏。

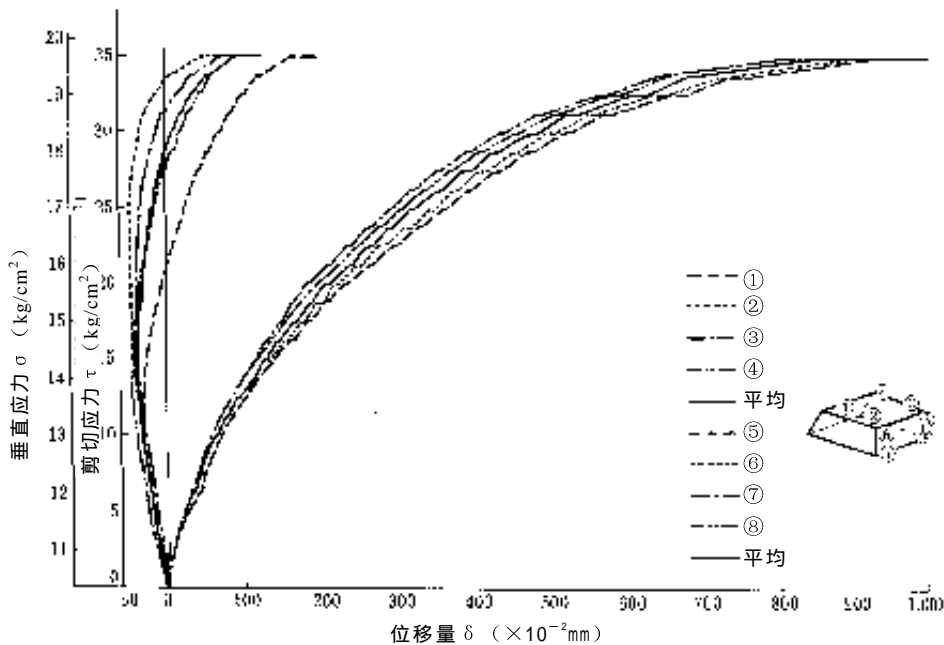


图 25-24 应力一位移曲线举例 (弥荣水库)<sup>19)</sup>

如果考虑到由于水库蓄水水位的变动而不断重复产生的负荷以及上述岩体性质的话，进行极限设计的假设直接应用于大坝基础恐怕就不太妥当了。

也就是说，岩体因塑性变形增大而达到应力再分配的状态时，已经产生非可逆的强度劣化而接近于破坏状态。

因此，当存在局部但安全系数低的部分和断面整体基本上具有平均安全系数的情况时，由 Henny 公式所得到的安全系数即使相等，其前者也会因较小的负荷而产生强度的降低。这就是说，实际上的安全系数是比较小的。另外，当存在安全系数极小的部分时，即使在设计负荷以内也有可能产生强度的劣化。简单来说，就是一部分遭受剪切破坏时，会因此而波及到其他部分，使之一个个地破坏下去，即发生所谓的剪切的波及破坏。

让我们看一看对一般构筑物应该如何考虑。

构筑物的各个部分接受各种负荷，为了在计划的使用寿命内不发生破坏或变形，根据所使用的材料必须将作用于各部分的应力强度限制在一定的限度以下。这一限度称为容许应力强度 (allowable stress)，而为了决定这一容许应力强度，必须考虑材料的力学性质等因素。容许应力强度要在材料实际使用的状态下根据试验结果予以确定，为此，要尽可能制作与构筑物大小及形状接近的试片，作用与实际状态尽可能接近的力进行试验，然后根据试验结果再确定其强度。因此，根据由一定形状和大小的标准试片所得到的试片强度，将其极限强度作为决定容许应力强度的基础强度，乘以比 1 小的某个数  $1/n$  ( $n>1$ )，作为容许应力强度。这就是说，

$$\text{容许应力强度} = \text{容许应力强度的基础强度} \times (1/n)$$

采用这一容许应力强度时， $n$  看起来是为防止材料破损而确保安全所设的数，所以在这个意义上  $n$  就被称为安全系数 (factor of safety)。安全系数对于弥补材料的不均匀性等所产生的误差、确保各部分必要而足够的安全性是十分重要的。

如何检查上述的持续破坏呢？根据 Coulomb 的内部摩擦学说，当某点的剪切应力  $\tau$  达到下式的值时，将沿着其剪切应力所作用的面产生滑移破坏、

$$\tau = \tau_0 + f \cdot \sigma$$

式中， $\sigma$ ：作用于滑移面的垂直应力

$\tau_0$ ：材料的剪切强度

$f$ ：材料的内部摩擦系数

因此，必须调查剪切强度对实际作用的应力究竟具有多大的安全系数。而且，在设计标准中，还需要研究对于局部剪切破坏的安全系数。这一安全系数称为局部剪切摩擦安全系数，由下式计算：

$$n' = \frac{t_0 + f(s - u)}{t}$$

式中,  $n'$ : 局部剪切摩擦安全系数

$t_0$ : 局部的剪切强度 ( $t/m^2$ )

$f$ : 局部的内部摩擦系数

$\sigma$ : 作用于局部剪切面的垂直应力 ( $t/m^2$ )

$\tau$ : 作用于局部剪切面的剪切应力 ( $t/m^2$ )

局部剪切摩擦安全系数应考虑到剪切面的位置、方向和岩体的性状等而确定, 通常以 2 以上为好。如取 2, 就会像图 25-24 所示的负荷块剪切试验的负荷—位移曲线所表示的, 在 0.6~0.7 破坏负荷左右的负荷下就产生显著的垂直方向上浮, 并从这一特异点的水平方向位移增大。如果把这一特异点看作是相当于弹性极限, 局部剪切摩擦安全系数  $n'$  就会达到  $1/0.6 \sim 0.7 \approx 1.6$  时的特异点。另外, 由对混凝土的研究可知, 在高应力下蠕变可达到 100%。这与用阿姆斯特试验机施加载荷而载荷的增加速度较快时的强度相比, 意味着长时间持续负荷时其强度要减少一半, 这就表明如要保证最低限度的安全需要将  $n'$  取为 2。如上所述, 如果考虑到强度评价的不准确和分析精确度, 一般的标准是将  $n'$  取为 2.0 以上。

高度为 100 米的重力坝, 当  $t_0 = 250t/m^2$ 、 $f = 1.0$  求得  $n'$  时, 如图 25-25 所示, 对岩基其最小值为 2.9。当然,  $t_0$  越小,  $n'$  也就越小。很多大坝的分析例中即使是  $n$  为 4.0 以上, 其下游附近的  $n'$  也在 2.0 左右, 由诸多事例的经验可知, 这一目标值具

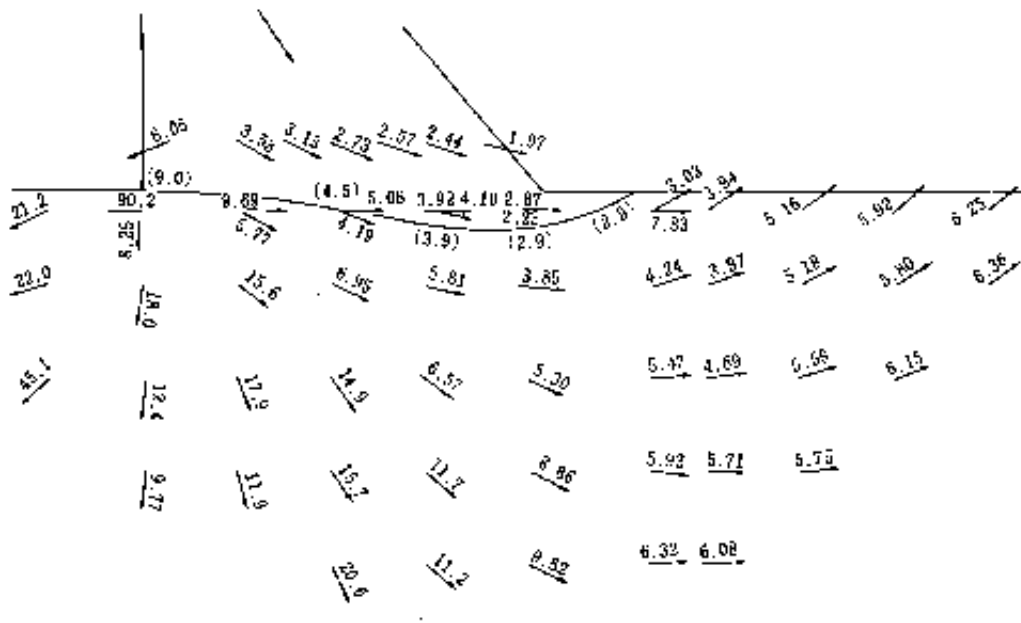


图 25-25 重力坝岩基、滑移面和局部安全系数分布图

有重要的意义。但是，如果  $n'$  非要取 2.0 以上，在二维分析时沿特定的断层经常会发生低于这一值的情况。在这种情况下，可以通过试运算计算出与具有最低局部安全系数的点相连接的面并研究其  $n'$  的分别，采用更正确的应用分析重新进行研究。

### 3.1.2 稳定计算

如上面所述，求得假设滑移面整体的阻力及使其上部整体滑移的力的比，即所谓作为刚体处理的剪切摩擦安全系数，和求得沿滑移面各点位置的强度与作用应力的比、即局部剪切摩擦安全系数，根据这两者检查基础的强度。

如果岩基整体较脆弱，而且没有像断层那样的软弱层，剪切摩擦安全系数未达到所定值，则应采取适当的设计方法，例如，对重力坝，应将滑移面的长度加长以使本体的底幅增大；对拱形坝，则应改变大坝的底盘位置以使肩部增大。

近年来，对于重力坝的基础强度总体不够的情况，有的在设计时在基础整体上设置混凝土垫层，有的将坝体上游坡度设计成 0.9 左右的平缓坡度，以确保所需要的剪切摩擦安全系数。（图 25—26）

断层等为软弱层时，因其强度比硬岩弱得多，容易沿断层发生滑移，或造成软弱层变形，所以必须要调查因此是否导致对其他硬岩作用过大的力而使其变得脆弱。而且，必要时为改进安全系数要计算制定几个以混凝土置换断层以处理基础的方案，从中选择最佳方案以确保所需的安全系数。

无论在何种情况下，首先需要做的是假设几个滑移面，求出整体的 Henny 安全系数。然后分析应力分布，计算出局部的安全系数。这些分析方法正在取得显著的进步。这里仅就经常碰到的问题加以说明。

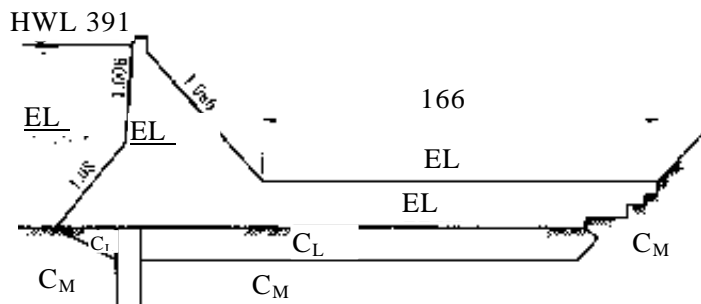


图 25—26 重力坝基础中设置混凝土垫层用例（大川水库）<sup>20)</sup>

(1) 二维处理

例如，像设计重力坝那样，从构筑物和基础中取出单位厚度的试片，计算出它的应力进行二维分析，研究其安全性，这是常用的方法。这种二维应力分析中，求得应力和变形的计算很容易，而且很简便。但是像大坝基础那样大型的对象，二维处理却并不一定正确。

如前所述，研究安全度可有两种方法，即由将滑移面以上作为刚体处理的 Henny 公式计算出剪切摩擦安全系数的方法，和对任意取出的局部研究其作用应力是否超过强度而计算出局部剪切摩擦安全系数的方法。

下面举几个例子加以说明。

1) 作为刚体的剪切摩擦安全系数

① 所需硬岩线

大坝岩基的稳定性受下游山地厚度的影响较大，所以有必要研究这个厚度是否足够、大坝的设置位置和地形、地质的关系。特别是拱形大坝，将这一部分称为肩部，需要具有充分的厚度，下面以拱形坝为例进行说明。

如图 25-27 所述，取任意水平断面，将大坝的上游产生滑移破坏拟定为任意的滑移线  $l_i$ ，通过计算来自大坝作用于该线的负荷、岩体内的扬压力、地震力等的合力  $R$ ，为满足所定的剪切摩擦安全系数所必要的长度  $l_i$  可由 Henny 公式按下式求出。

$$l_i = \frac{n \cdot H_i - f_i \cdot V_i}{t_i}$$

公式中， $\tau_i$ ：拟定沿滑移线  $S_i$  的剪切强度

$f_i$ ：拟定沿滑移线  $S_i$  的摩擦系数

$V_i$ ：拟定沿滑移线  $S_i$  的垂直力

$H_i$ ：拟定沿滑移线  $S_i$  的水平力

$n$ ：剪切摩擦安全系数（日本为 4 以上）

如改变滑移线而计算所需长度，如图 25-28 所示，可求出包络滑移线的曲线。这个曲线就是所需硬岩线，硬岩等高线与这一所需硬岩线相交时，表示基础没有达到所定的安全度，所以必须进入岩体内。相反，如果过度进入内侧则表示不经济。

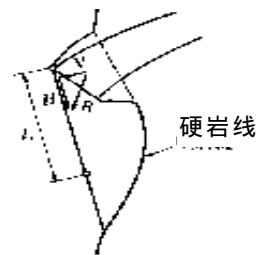


图 25-27 拟定的滑移破坏

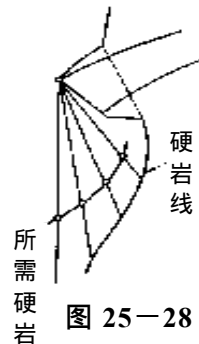


图 25-28 所需硬岩线



因为大坝地点的  $\tau_i$  和  $f_i$  具有固有的值，不能改变，所以为了增大岩基的支撑力，设计时可以采取加深拱座埋深，或改变大坝的负荷方向。建设省设计的采用中心角较小的平抛物线所建设的矢作水库、裾花水库、青莲寺水库、丰平峡水库、真名川水库、川治水库、温井水库等很多拱形坝，可使拱形推力的方向接近于垂直于基础面，缩小拱座埋深，同时显著减轻了断层的处理<sup>21)</sup>。图 25-29 所示的矢作水库的抛物线拱形是比圆弧拱形更好的例子。

② 由不同力学特点组合岩体的剪切摩擦安全系数

沿着拟定的滑移面，弹性系数  $E$ 、剪切强度  $\tau$ 、内部摩擦系数  $f$  不同的岩体组合而成是常有的事。为了简化处理这种组合，如图 25-30 所示，可有两种方法，用下标 1 和 2 分别表示它们的特点。

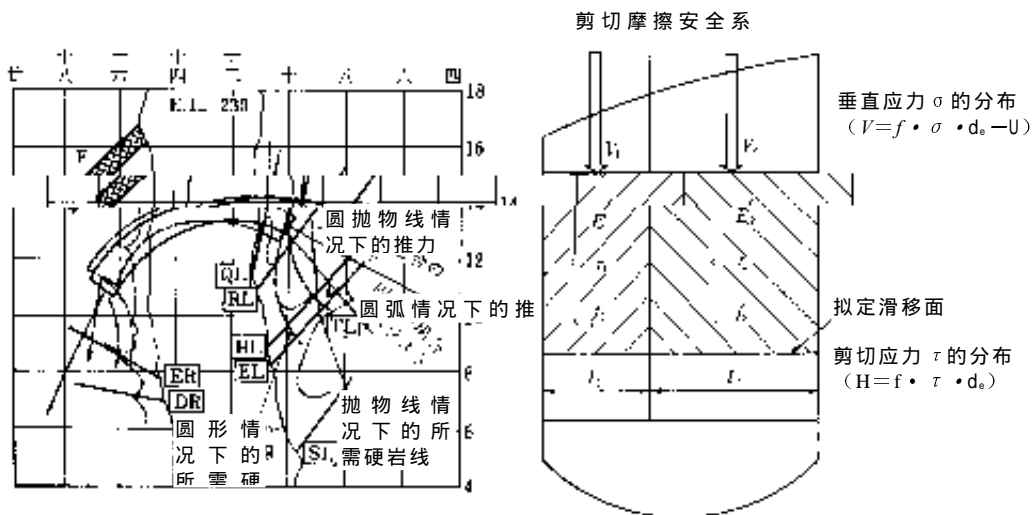


图 25-29 矢作水库抛物线拱形和圆弧拱形比较

图 25-30 岩体的主要特点

在这样的情况下，计算作为刚体处理的剪切摩擦安全系数可采用如下两种方法。

A) 采用平均强度

按各个岩体所占区间的长度将强度进行负荷平均。

即将强度作为

$$t_m = \frac{t_1 l_1 + t_2 l_2}{l_1 + l_2}$$

$f$  值可根据安全情况在  $f_1$ 、 $f_2$  中选取小的值，用  $f_{min}$  来求出安全系数。因此，

$$n = \frac{f_{\min}V + t_m(l_1 + l_2)}{H} = \frac{f_{\min}V + t_1l_1 + t_2l_2}{H}$$

式中， $V$  中包括扬压力。

B) 从应力分布反算

上述方法对  $f$  的处理并不合理，可采用有限要素法等求出详细的应力分布，对垂直应力进行积分，计算出各个岩体所应承受的垂直力，然后求出安全系数。即

$$V_1 = \int_{l_1} \mathbf{s} \cdot d\mathbf{e} \quad , \quad V_2 = \int_{l_2} \mathbf{s} \cdot d\mathbf{e}$$

因此， $n$  可由下式求出。

$$n = \frac{f_1V_1 + f_2V_2 + t_1l_1 + t_2l_2}{H}$$

2) 局部剪切摩擦安全系数

① 分析的精确度

研究中所采用的应力一般由有限要素法进行分析，但存在直接采用输出应力的问题。

例如，在 B 水库的例中（图 25-31），采用图 25-32 所示的有限要素法所分析的岩体应力，在对大坝之下要素的平均值进行积分时，得到的精确度为：

水平力 71.7%

垂直力 100.9%

在将要素细化再次计划后，提高为：

水平力 85.9%

垂直力 101.3%

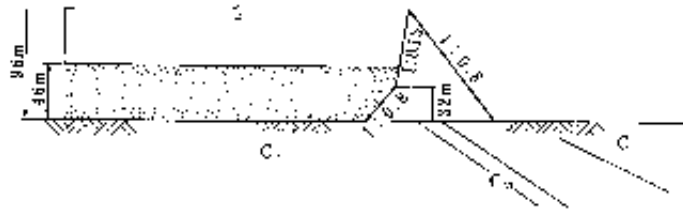


图 25-31 B 水库的概况

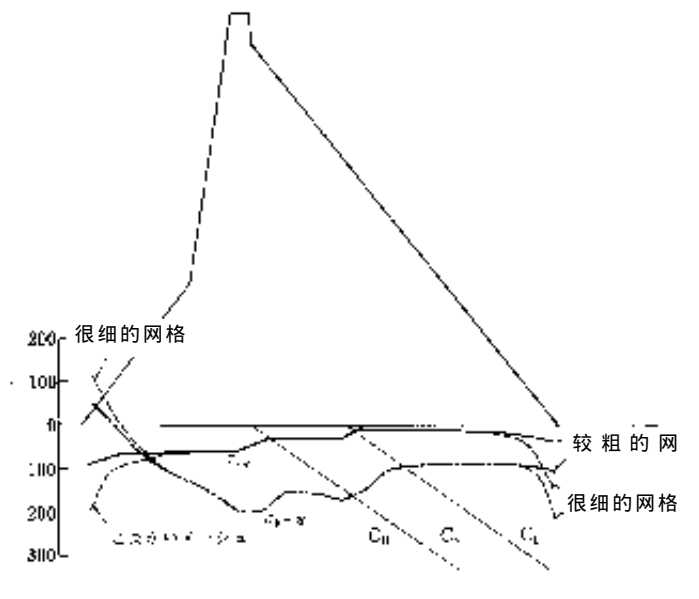


图 25-32 B 水库基线的应力分布

根据建设省土木研究所的经验，观察性质不同的基础时，一般垂直应力的精确度都较好，但剪切应力拥有 30% 误差的不在少数。而且，大部分都是因为坝脚等角落部分产生应力集中，必须一边比较粗网格就细网格的计算结果一边对应力值进行修正。稍一离开坝体的地方应力集中的影响较小，所以采用什么样的应力值计算局部安全系数一般要靠有经验的设计技术人员的判断。再有，请不要忘记，岩体分类和强度评价的误差与此相比要大得多。

② 扬压力的处理

使用有限要素法不能计算扬压力。现行的设计标准所规定的扬压力的值，美国是根据实测而确定标准，近年来我国大坝的实测值也得到了同样的扬压力分布<sup>24)</sup>。但是，有的情况下，当岩体不太好时也得到了相当不同的分布，另外，设计时如何进行修正也不得而知。因此，一般的处理方法是，如设计标准所确定的那样，到灌浆隔板作为施加大坝的总水压，下游按照设计标准的分布，从拟定的垂直于滑移面的应力  $\sigma_y$  将此减去，重新计算出如图 25-32 所示的  $\sigma_y - u$ ，求出局部安全系数。

③ 岩体自重的处理

进行垂直的二维推力计算时，岩体的单位体积重量为  $\rho_R$ ，自重与深度成正比，以  $\rho_R \cdot d$  来表示。在我们所给出的地质图上并不是岩级越深越容易划分，因此，岩体的强度要对具有同一  $\tau_0$  和  $f$  的岩体进行处理。最大剪切应力如下式所示：

$$t_{\max} = \frac{S_1 - S_2}{2}$$

所以，随着岩体趋向深部，第一主应力的  $\rho_R \cdot d$  的影响增强，剪切应力也增大，但因如上所述未见强度的增加，所以最小安全系数越深越降低。

下面，对如图 25-33 所示的山脊，考虑其具有深度  $d$ 、地表长度  $l$  的滑移面在地震时的惯性力，这一滑移面的深度  $d$  如为 2 倍，则滑移面的长度也为 2 倍，但自重  $W$  乘以 2，其效果将会变为 4 倍，水平力  $kW$  也变为 4 倍。因此，当 1.0d 时的安全系数为：

$$\frac{fW + t_0L}{kW}$$

深度为 2.0d 时将降低到：

$$\frac{4fW + 2t_0L}{4kW} = \frac{fW + 0.5t_0L}{kW}$$

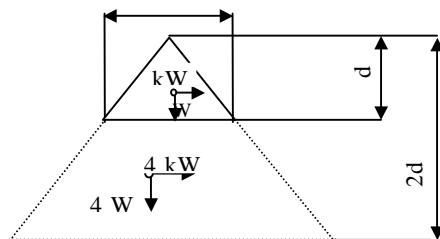


图 25-33 岩体自重和地震时的惯性力

由此，在断层含有软弱层时，断层的强度随深度而增强，但其值较小，在较深的位置处因其较低的安全系数而可能导致重大问题。这不是说在没有大坝的情况下就不稳定，而是应该非常稳定的，如果再新加上大坝的负荷也安全的话那就好了。因此，一般虽然不明确，但都是忽视岩体的自重而只计算刚体和局部的安全系数。另外，也把大坝的自重和蓄水池的水重计算在内。

④ 重力坝的基础存在容易滑移的断层举例

C 水库是高度为 50 多米的重力坝，最初认为是同样的安山岩而开始施工的，在灌浆过程中发现了异常情况进行了再次调查，结果发现了如图 25—34 所示的容易滑移的断层。采用有限要素法求得应力计算沿断层的局部剪切摩擦安全系数时，结果仅为 0.5 左右。可是，大坝的混凝土已经灌浆完毕，不可能再全部置换，只好在大坝上游设置加厚部分，并将断层的一部分作为榫钉用混凝土予以置换，由于改变了应力分布而把局部安全系数提高到 2 以上。

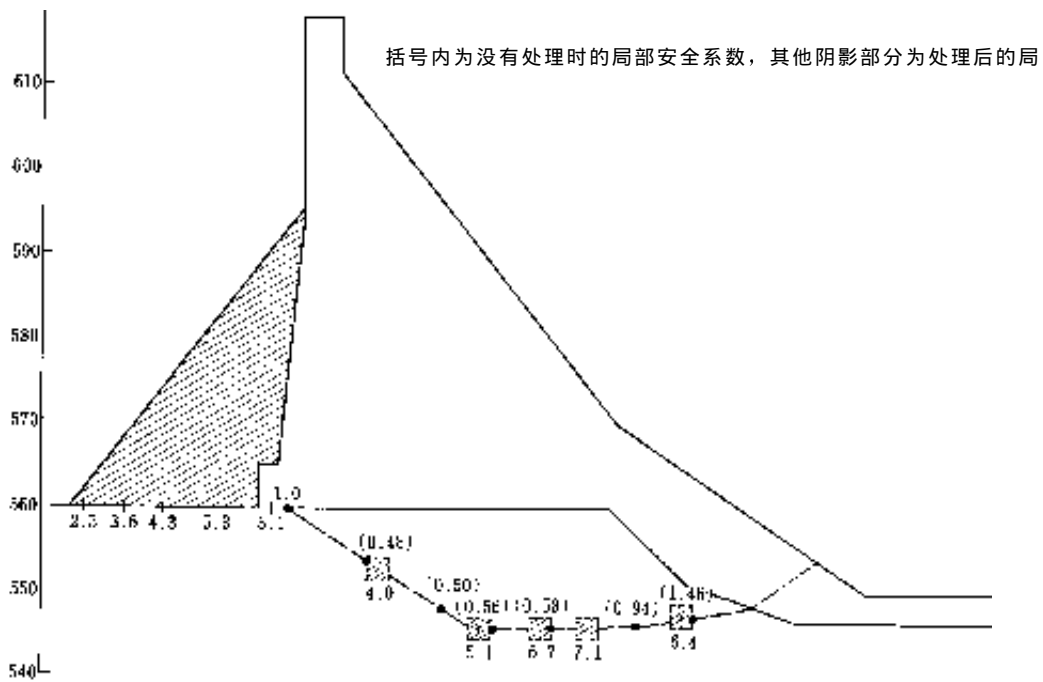


图 25—34 沿容易滑移断层的局部安全系数 (C 水库) <sup>25)</sup>

(2) 三维处理

1) 作为刚体的剪切摩擦安全系数

对于二维薄层，以某个滑移面之上作为刚体，由将底部整体在屈服状态下计算安全度的 Henny 公式，可以对其立体三维滑移计算出剪切摩擦安全系数。

在这种情况下，大坝和蓄水池的负荷如何分配到刚体的各个部分呢？也就是说如何进行负荷分配？如何求出最危险的滑移面呢？这就成了问题。

① 岩石柱

川侯坝址的左岸地质大断层和缝隙群很发达，属于板状结构，拟定在这些软弱层和岩体的表面包围着同样的弹性柱，通过研究这种柱的安全性而论述左岸岩基的安全性<sup>22)</sup>。如图 25-35 所示的那样，可将断层 F-30 和走向 N15 W~30 W、倾斜 80 W 的缝隙群所包围的河边的柱状岩块称为岩石柱，其稳定性是，从作用于岩体的外力减去岩石柱背面后山的反作用力所得到的力，被柱的底部和背面（N15 W~30 W，80 W 的缝隙群）的剪切阻力所支撑而计算的。

后山的反作用力从川侯坝址的地质条件可将背面视为平面，所以将岩石柱的悬臂梁变形和后山以及背面断层材料的弹性变形视为相等，可由下式进行计算。

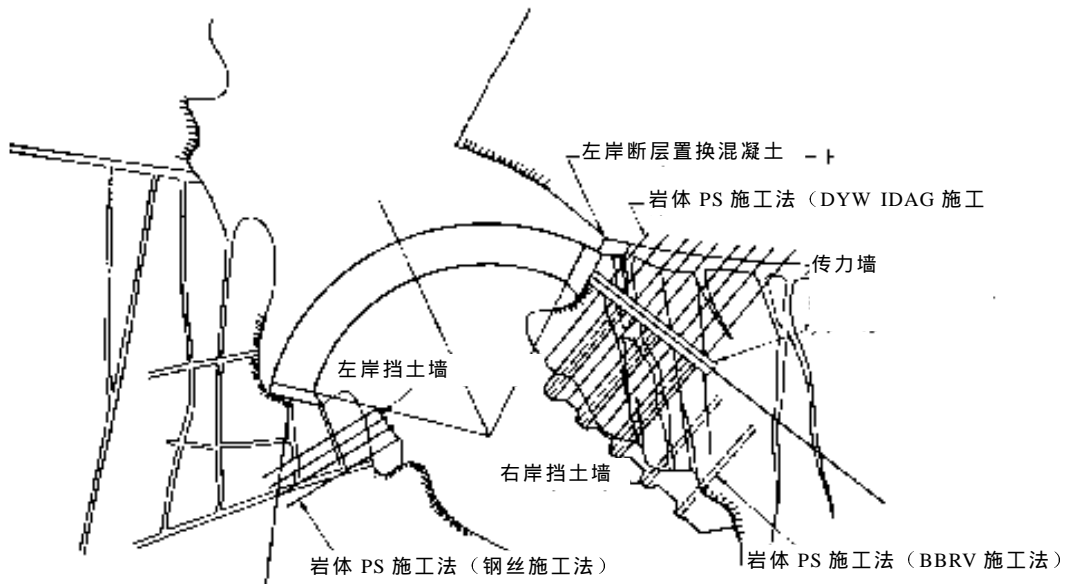


图 25-35 川侯水库岩体处理工程平面图 (EL.918)

高程  $m$  的后山和背面的断层材料的弹性变形如下式所示：

$$\Delta_1 = p_m(T/E + \beta)$$

式中， $p_m$ ：高程为  $m$  的后山的反作用力强度

$T$ ：背面断层的厚度

$E$ ：背面断层材料的弹性系数

断层 F-30

$\beta$ ：基础常数（请参照 U.S. Bureau of Reclamation: “Foundation Constants, Trial Load Method of Analyzing Arch Dams”）

另外，岩石柱的高程  $m$  处悬臂梁的挠度为：

$$\Delta_2 = \sum \delta_{n,m}(P_n - p_n \cdot l)$$

式中， $\delta_{n,m}$ ：单位三角负荷  $n$  的高程  $m$  处悬臂梁的挠度，用下式表示（请参照 U.S. Bureau of Reclamation: “Cantilever Data, Trial Load Method of Analyzing Arch Dams”）。

$$\sum (M_A \cdot \alpha + V_A \cdot \alpha_2 + \sum \frac{M}{E_R \cdot I} \Delta_z) \Delta_x + (V_A \cdot \gamma + M_A \cdot \alpha_2 + \sum \frac{V \cdot K}{A \cdot G} \Delta_z)$$

式中， $P_n$ ：与高程为  $n$  的外力的后山垂直的成分

$p_n$ ：高程为  $n$  的  $P_n$  的反作用力

$l_n$ ：高程为  $n$  的岩石柱背面的幅宽

$\alpha$ 、 $\alpha_2$ 、 $\gamma$  为基础常数

因此，后山的反作用力就是下面联立方程式的解。

$$P_n(T/E + \beta) = \sum \delta_{n,m}(P_n - p_n \cdot l)$$

通过上述的计算，求出外力减去反作用力所得到的力，这个力就是岩石柱底部和背面的剪切阻力所应该支撑的力。在川侯水库的情况下，对于这个剪切的安全系数，由于岩石柱背面的偏斜较小，所以在实际上该力可由下面的近似式求得。

$$n = (\tau_R \cdot A_R + f \cdot \sum W + \tau_F \cdot \sum A_F) \cdot 1/H$$

式中， $n$ ：岩石柱的剪切摩擦安全系数

$\sum W$ ：岩石柱的重量

$H$ ：岩石柱应有的支撑力

$\tau_F$ ：背面断层材料的剪切强度

$\tau_R$ ：岩石柱底部的剪切强度

$A_F$ ：背面断层的面积

$A_R$ ：岩石柱的底部积

从现场试验的结果可知， $\tau_F = 50\text{t/m}^2$ ， $\tau_R = 300\text{t/m}^2$ ，计算距推力线上拱座的距离  $D$  和安全系数  $n$  之间的关系时得到了如图 25-36 所示的曲线，由此可知，高程越低，其安全性就越降低。

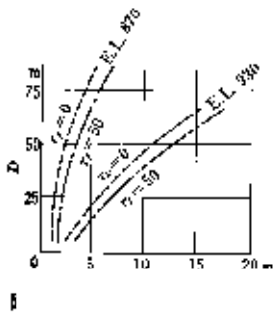


图 25-36 对岩石柱剪切的安全系数  $n$  和与拱座距离的关系

表 25-4 传力墙的尺寸

EL.	推力 ( $H$ )	必要抗 负力 ( $4H$ )	考虑岩 石柱所 需厚度 ( $4H-nH$ )	传导所 需必要 厚度 ( $2H$ )	厚度的 施工方 案	长度
	t/m	t/m	m	m	m	m
970	1,500	6,000	—	—	—	—
950	2,700	10,800	—	1.8	—	—
930	4,250	17,000	1.0	2.8	2.3	30.0
910	5,250	21,000	3.0	3.4	3.4	40.0
890	5,400	21,600	3.5	3.5	3.5	45.0
870	3,500	14,000	3.0	3.5	3.5	55.0

关于如何改进这种岩体基础的问题，根据各种研究的结果，可通过施工与基础桩具有同样作用的传力墙，在尺寸的设计中反映上述的计算。这就是说，通过设置在安全系数不够范围长度的壁，其厚度可以支撑在这一高程任意面所形成的岩石柱剪切摩擦安全系数不足部分的力，而由表 25-4 计算出尺寸。这种计算所得到的尺寸，还要通过模型试验以及其他的研究进行部分修正。

川侯水库是将底部视为水平来计算的，对具有一定倾斜度底部的计算也很容易。

② 滑移面的决定方法

川侯水库的缝隙群在下游穿透，滑移面经软弱层而转移到硬岩上，所以很容易决定滑移面。如果拟定为经过断层转移到硬岩上的地质结构，各个部分所受的负荷比例可很方便地通过对二维断面的有限要素法求得。

下面以川治水库的分析<sup>26)</sup>为例予以说明

川治水库是在利根川水系鬼怒川建设的 140 米拱形坝水库，如图 25-37、图 25-38 所示，上、下游走向盛行，由几乎垂直倾斜的断层支撑着的大坝的岩基已变成岩石柱，

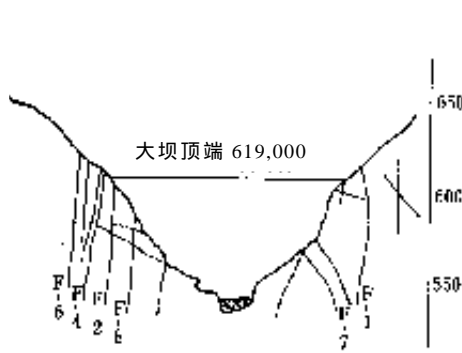


图 25-37 地质垂直断面

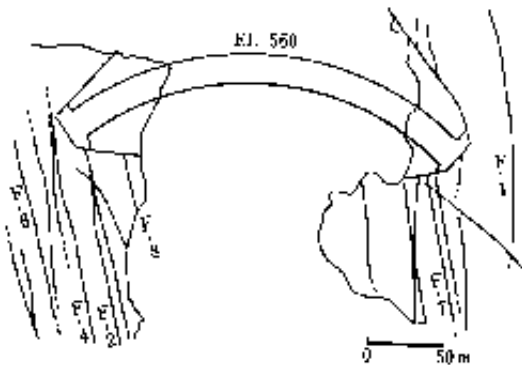


图 25-38 地质水平断面

在受到拱形推力时岩基的一部分沿断层向下游穿透，这就颇令人担心。

下面首先进行二维研究。

A) 安全系数试行求得最小的滑移线(图 25-39 的 C 试行求得)，拟定它就是滑移线。

B) 图 25-39 所示的 AB 部分是由应力分析结果与滑移线垂直相交方向的拉伸领域，考虑到岩体内存在不连续面，所以可忽略这一部分的剪切阻力。

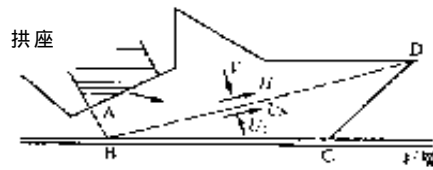


图 25-39 用 Henny 法分解拟定滑移线和外力的方法

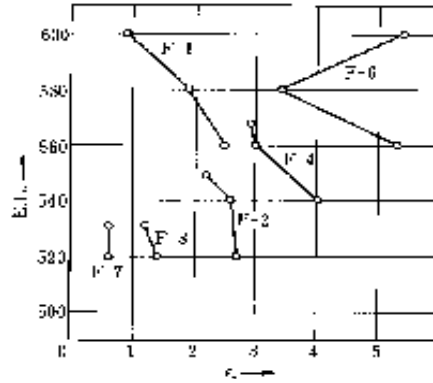


图 25-40 用 Henny 公式计算的各高程的安全系数

在这种条件下，总体上求出剪切摩擦安全系数，可得到如图 25-40 所示的结果。

下面进行立体岩体的研究。这一岩体是由各个高程所得到的 Henny 法最小安全系数的滑移线包络而得的形状。底部作为水平面，作为硬岩已计算出了安全系数，但在底部倾斜和底部存在断层的情况下另行进行了分析。

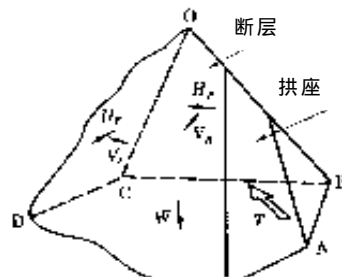


图 25-41 刚体滑移法分析模型

刚体滑移法分析模型示于图 25-41。土推力  $T$  被断层部  $OBD$ 、硬岩部  $OCD$  分配到剪切力  $H_F$ 、 $H_R$  和阻力  $V_F$ 、 $V_R$ 。这种分配是根据由二维有限要素法的应力分析结果所决定的。

这时，刚体滑移法分析模型所得到的安全系数如下式所示。

$$f_s = \{ \tau_F A_F + f(V_F - U_F) + \tau_R A_R + f(V_R - U_R) + \tau_B A_B + f(W - U_B) \} / H_F + H_R$$

式中， $\tau$ ：剪切强度

$f$ ：内部摩擦系数

$A$ ：滑移面的面积

$V$ ：垂直于滑移面的推力成分

$H$ ：平行于滑移面的推力成分



W: 刚体 (岩体) 自重

U: 孔隙水压

下标 F: 断层部

下标 R: 硬岩部

下标 B: 底部部

以刚体滑移法所得到的各高程为底部, 对于被盛行断层切割岩体的剪切破坏的安全系数如图 25-42 所示, 均在 10 以上。

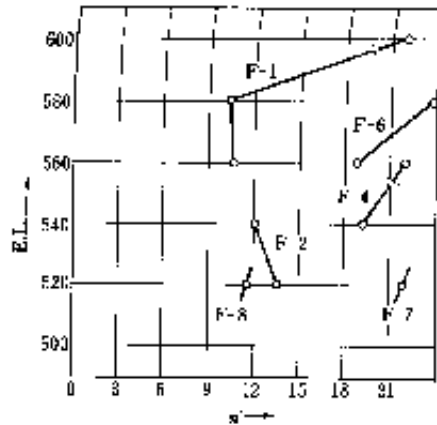


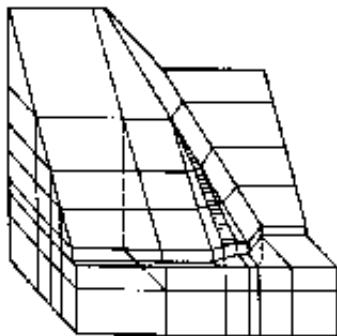
图 25-42 由刚体滑移法求得各高程安全系数

### 2) 局部剪切摩擦安全系数

三维处理的局部剪切摩擦安全系数, 由于比二维分析应力更分散, 所以得到的结果就更高。

以川治水库为例<sup>26)</sup>, 对如图 25-43 所示的模型, 分析其应力以求出局部安全系数。结果所得到的沿各断层的最小值如表 25-5 所示, 均在 2.0 以上。对 F-8 断层与二维分析的例并列示于图 25-44, 由图可见, 安全系数显著提高了。

表 25-5 采用三维有限要素法计算的沿断层最小点安全系数



断层	F-1	F-7	F-8	F-2	F-4	F-6
EL.	5.4	—	—	—	—	—
600	3.5	—	—	—	—	—
580	—	—	—	—	—	—
560	—	3.8	—	2.0	—	—
540	—	2.7	2.1	2.2	—	—
520	—	—	—	—	—	—

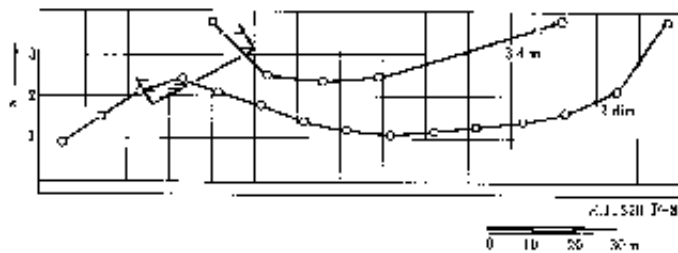
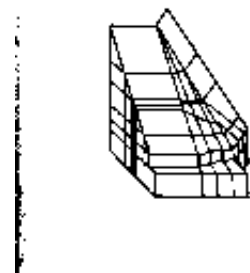


图 25-43 采用三维有限要素法川治水库分析模型(右岸)

图 25-44 采用有限要素法计算沿 F-8 断层的点安全系数分布

### 3.2 重力坝的断层加固置换柱

重力坝的基础有断层时，通常挖掘适当的深度后用混凝土置换，这称为置换柱。

#### (1) 上、下游方向的断层

对于水库上下游方向的断层和被大坝的横向接缝所分割开的各块，需要从总体上研究能否确保所定的剪切摩擦安全系数问题。断层的幅宽很大而不能确保所定的安全系数时，要采取加厚上游缘条（fillet）等，加大剪切面的长度，缓和施加于断层的应力等措施。断层的幅宽为 2 米左右时，可在设计时决定混凝土柱的深度，以便依靠其两侧的剪切强度，使和侧面积相乘的阻力与不足的力相抵消<sup>(27),(28)</sup>。这就是说，混凝土柱的所需深度可按下式计算。

$$d = \frac{n \cdot H - f \cdot V}{2\sqrt{1 + m^2} \cdot t_0 \cdot l} \quad (\text{m})$$

式中， $n$ ：剪切摩擦安全系数

$H$ ：作用于  $(B+2md+2b)$  区间的水平力

$V$ ：作用于  $(B+2md+2b)$  区间的垂直力

$B, b$ ：图 25-45 所示的各长度（m）（ $b$  通常为 0.5~1.0m）

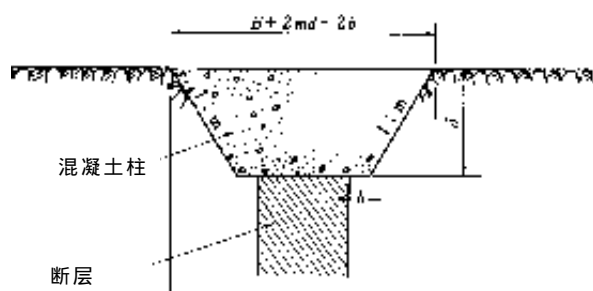


图 25-45 上下游方向的断层和混凝土柱

$f$ ：内部摩擦系数（岩体的  $f$  和混凝土的  $f$  中较小的值）

$l$ ：混凝土置换柱的长度（m）（通常为堤坝墩宽）

另外，断层两侧的岩体不好时，或横向接缝插入混凝土柱时，需要设计得比计算值更深一些。混凝土柱的上面如有大坝的接缝时，存在着混凝土柱的接缝是否对齐的问题。断层的插入与大坝的轴和接缝无关，如与挡土墙本体对齐，可以有显著斜交的部分，而且需要在挖掘断层部后尽快打入混凝土柱，所以只要可能，就应该采取对齐等适当的处理措施。

#### (2) 平行于大坝轴方向的断层

过去，在设计和施工时，一直沿用美国开拓局研究 Shasta 大坝时所采用的公式计算混凝土置换柱的深度。但是，这个公式不是就岩体的强度分析求解的，而是当大坝的底部有软弱层时分析对混凝土应力的影响程度而求解的，所以认为采取这种处理方法可以

确保岩体强度就犯了大错。

图 25-46 表示了高度 100 米的重力坝基础在各种位置和方向存在幅宽为 17.5m 的断层时，基础表面水平方向应力的关系<sup>29)</sup>。同时，图 25-47 表示了在同一高度的大坝上，在大坝下游附近存在各种各样位置和方向的不同断层时，基岩面的局部安全系数的研究例。

这些都是断层的走向横断河流方向时的情况。由图可知，断层存在于大坝下游附近并沿下游向上倾斜时，向大坝下游基础传导力最受阻碍，这一部分力必须由断层上游承担，所以基础的安全度就会显著下降。但是，断层在大坝的下游，如果不与大坝下游面的延长线相交，应力状态就不会有多大

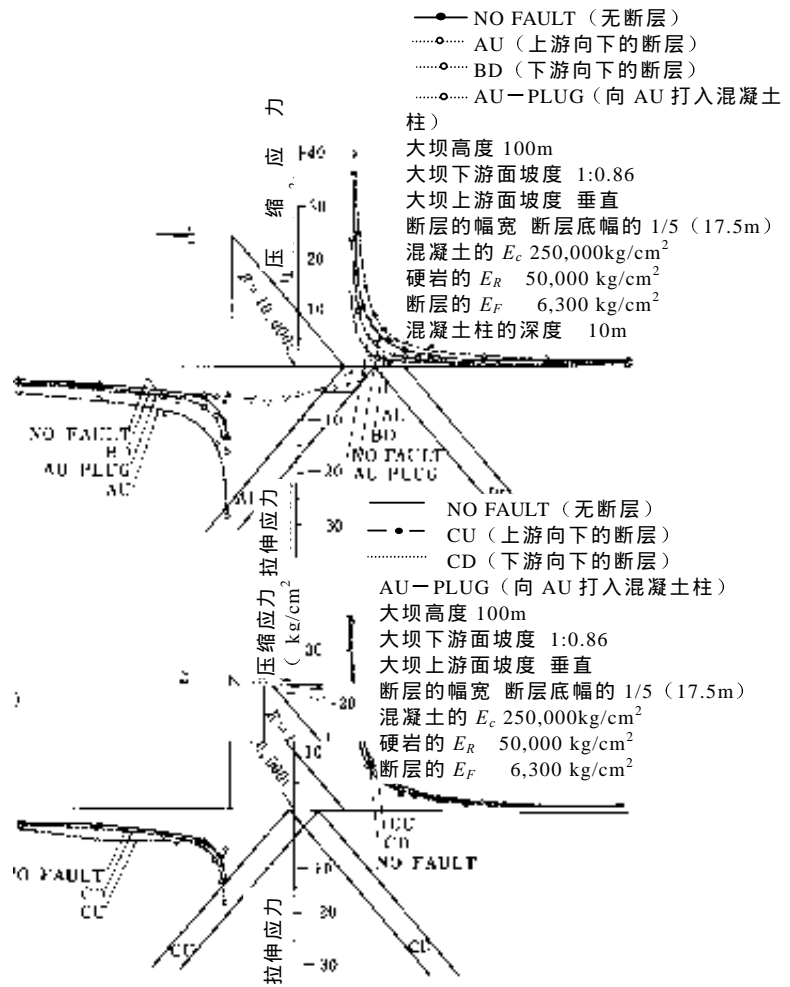
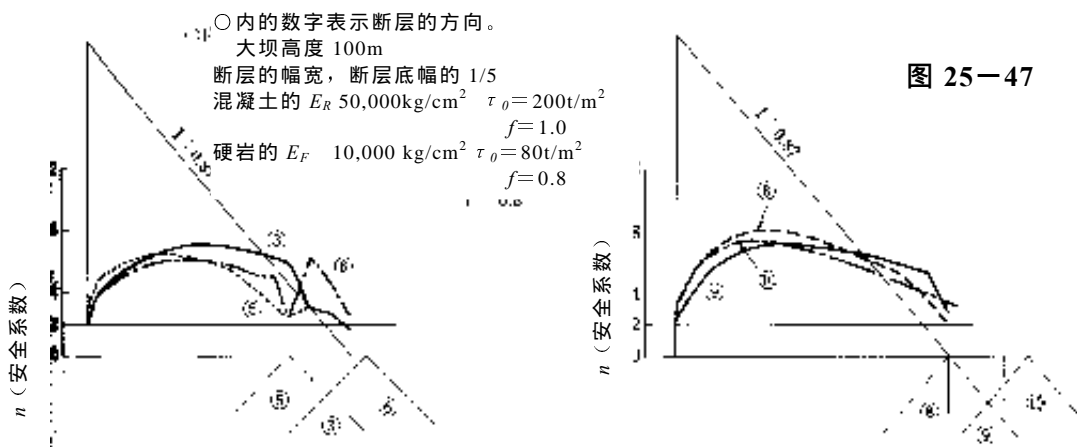


图 25-46 重力坝基础面的表面应力



(1) 大坝下游有断层时的基岩面局部安全系数 (2) 大坝下游外有断层时的基岩面局部安全系数

劣化。另外，在离开大坝底部内下游一定距离的断层，对基础的应力没有多大的影响，只要注意离下游近处不要造成应力集中即可。因此，对于重力坝横断河流的断层，应该对下游附近沿下游向上倾斜的断层进行研究。

这样的软弱层可以采用图 25—48 所示例的混凝土柱进行充分的加固。混凝土柱的深度受大坝的高度、软弱层的位置、大坝混凝土和岩基及软弱层间的变形度（弹性系数）的比率等的影响，必须结合这些条件进行分析，采用有限要素法，可以很容易进行设计计算。但是，计算所需的各种物性值和边界条件，需要听取专业技术人员的建议。

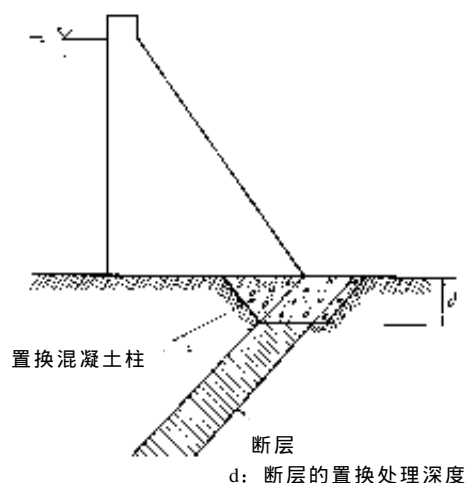


图 25—48 坝体下游附近断层的混凝土柱置换处理

如上所述，这种混凝土柱可以顺利传导向下游岩基的力，严重受软弱层的位置和大坝高度的影响。因此，当位置的条件不好时，即使软弱层的规模小，也必须加深混凝土柱的深度。当软弱层与大坝轴斜交时，应该在增加各承重块底部面积以确保所定剪切摩擦安全系数的同时，必须对于横断河流的大坝横断面的软弱层进行检查。

## 4. 大坝防渗设计

大坝基础本来就具有透水性，蓄水后在产生很大水力比降的情况下，如不采取防渗措施，就会产生如下问题：

- ① 大坝基础：由于管涌或冲出裂缝中的夹杂物或断层破碎物等而降低基础的稳定性。
- ② 坝体：对于土坝，与基础的接触部附近会流出细颗粒材料；而对于混凝土坝，会对坝体施加过大的扬压力。
- ③ 蓄水池：由于蓄水的渗透流出而降低蓄水效率。

因此，在从力学方面进行基础设计的同时，还要从地下水文方面进行基础设计，这在大坝基础的设计中是一个很重要的设计项目。从最近的水库事例来看，很多水库在防渗方面下了很大的功夫，因为防渗问题而不得不改变坝址，或者不得不停止水库建设勘察的情况也时有发生。

近年来，地质特别良好的坝址越来越少，在防渗问题上存在各种各样问题的水库正在增加，在水库的设计中，防渗措施所占的比重比过去增加了很多。

在进行水库选点时，从水库项目立项阶段开始，不仅对地形、岩体强度，同时也必须对坝址及其周围地面的水文和地质构造予以充分的注意。

### 4.1 坝基的透水性

基础的透水性起因于基础地面内的孔隙或裂缝。这些孔隙的存在状况由地质、地形和地质构造所左右，很多情况下显示出特征性的水文地质构造。

因此，在进行有关基础的透水性调查和对其结果的解释以及研究调查范围时，必须要经常把坝址的水文地质构造挂在心头。

关于特征性的水文地质构造的事例，请参照第 16 章地质调查和“灌浆技术指南及其解说”。

### 4.2 渗水的勘察法

#### 4.2.1 吕荣测试

大坝基础的透水性通常通过吕荣测试进行调查，利用吕荣值 ( $l_u$ ) 进行评价。

吕荣测试是利用钻孔灌浆试验方法的一种，吕荣值的定义是在  $10\text{kg}/\text{cm}^2$  的压力下向钻孔内灌浆时，每 1 米孔长在 1 分钟内注入水的升数。因此，吕荣值的单位是  $l(\text{m} \cdot \text{min} \cdot 10\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 。

吕荣测试的标准试验法已在“吕荣测试技术指南”中进行了规定，所以最好是根据这一指南统一进行试验。

吕荣测试技术指南所规定的事项如下所示。

1) 钻孔作为灌浆用，孔径以 66mm 作为标准。

在软弱基础上灌浆钻孔时采取岩心的采取率会降低，因而采用无水钻孔的情况较多，但进行无水钻孔时，钻孔周围被粘土状的膜所覆盖，很多情况下不能正确把握山地的透水性。

为此，在进行吕荣测试的区间需要进行灌浆钻孔，在这种地质地方，采取岩心的钻孔和进行吕荣测试的钻孔要分别钻，或者在一个钻孔进行两项工作时先采取岩心之后再再进行吕荣测试，采取岩心和吕荣测试的深度要交互变换进行。

另外，关于孔径，从分析的角度看，孔径的变化应极小，它会对吕荣值产生影响，地质调查中一般以 66mm 为标准。

2) 试验区间长度标准为 5m，在岩体状况较好的地方设置拉伸筒（pucker）

试验区间长 5m，依靠经验以适当的精确度合理掌握基础的透水性，不过目前这一长度已固定下来了。

另外，当透水性非常大，泵的供水能力不够时，或要在具有不同透水性的地层、断层破碎带或透水性特别大的地方进行试验时，需要改变区间的长度。

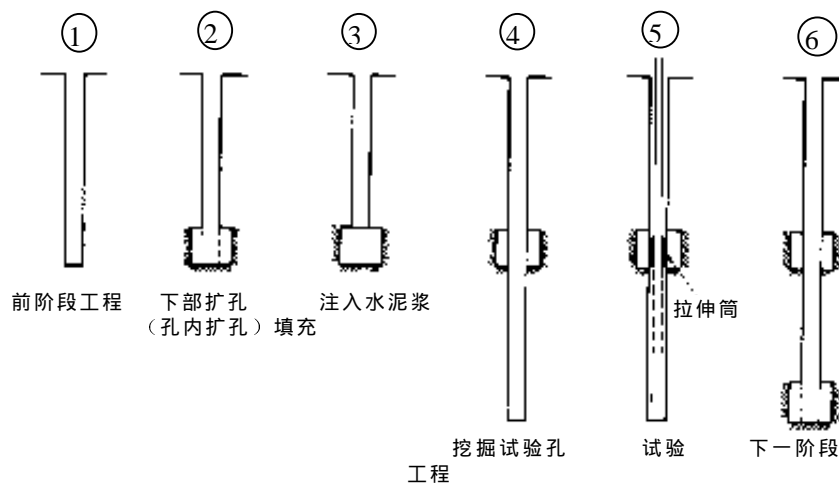


图 25—49 设置拉伸筒场所的加固

此外，给吕荣测试带来误差的一个因素是，考虑到向拉伸筒上部钻孔灌浆的泄漏，所以要避免机械性地决定拉伸筒的设置位置，而要观察钻孔岩心，在拉伸筒部位渗水问

题少的位置上设置拉伸筒。

如为软弱地质，孔壁会变形，当对拉伸筒不能施加足够大的压力时，要进行水泥灌浆或在拉伸筒设置部分扩孔，作出水泥浆墙壁（图 25-49），对拉伸筒设置场所进行加固。

3) 试验原则是采用在试验区间上部设置拉伸筒的单拉伸筒法

试验方法有单拉伸筒法和双拉伸筒法，双拉伸筒法因存在拉伸筒部分渗水等精确度问题，基本上不予采用。

4) 灌浆压力升压分 5 个阶段，降压分 4 个阶段以上

进行吕荣测试，从掌握岩体的特点角度出发，在求得吕荣值的同时对软岩等掌握其岩体的极限压力也是非常重要的。同时，即使在极限压力以内，灌浆压力和灌浆量之间也不一定成正比，所以必须在上述的压力阶段进行试验。另外，关于吕荣值，低压时的吕荣值比较重要，所以应该预先求出表压为  $0\text{kgf/cm}^2$ 、即仅有管内水头时的灌浆量。

5) 对于分析所需的压力，采用试验区间实际所作用的有效灌浆压力

为了求得有效灌浆压力。可用灌浆孔口处的表压，并由式（2）进行修正。

$$P = P_0 + \gamma_w(h_1 - h_2 - h_3)$$

式中， $P$ ：有效灌浆压力（ $\text{kgf/cm}^2$ ）

$P_0$ ：表压（ $\text{kgf/cm}^2$ ）

$\gamma_w$ ：水的单位体积重量（ $0.1\text{kgf/cm}^2$ ）

$h_1, h_2$ ：图 25-50 所示的水头值（m）

$h_3$ ：因管内阻力所损失的水头

$$h_3 = aQL^2(\text{m})$$

$a$ ：常数（ $\text{min}^2/\text{l}^2$ ），通常 3m

钻杆为  $7 \times 10^{-5}$  左右

$Q$ ：灌浆量（ $\text{l}/\text{min}$ ）

$L$ ：灌浆杆长度（m）

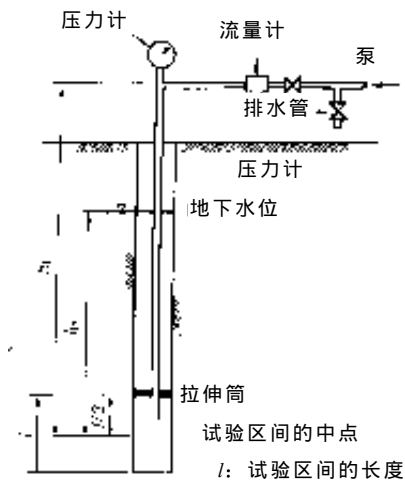


图 25-50 孔口压力和有效灌浆压力

在上述修正值中， $h_3$ 对地下深处的高度透水层是非常大的值。

例如，当  $L=100\text{m}$ 、 $Q=100\text{l}/\text{min}$  时， $h_3 = 7 \times 10^{-5} \times 100 \times 100^2 = 70\text{m}$   $7\text{kgf/cm}^2$ 。

$a$  的值为平均值，在对吕荣测试技术指南进行修订之前， $a = 10 \times 10^{-5}$ ，由此可知，钻杆的不同可以带来很大的离差。因此，当  $h_3$  的值较大时，可能产生较大的误差。在进行深处高度透水层的吕荣测试时，要缩短灌浆区间的长度以压低  $Q$  值，或者在低压下使  $Q$  值不至于太大，采取这些办法求得吕荣值。但是，后一种方法在地下水位较低的情况

下效果不太好，而前一种方法，当水通过特定的裂缝流动时，有时会使试验结果无效。

因此，如果推测出在深处存在高度透水层时，应该尽可能使用管内没有接头的钻杆或瓦斯管。

#### (1) 求吕荣值法

通过上述试验，将求得的有效灌浆压力和灌浆量之间的关系整理成灌浆压力—灌浆量曲线（ $P-Q$  曲线）（图 25-51）。

当岩体是非常大块的坚硬岩体时，多数情况下将沿曲线 A 那样将灌浆压力一直升到  $10\text{kgf/cm}^2$  左右，中途不会出现激增点。

与此同时，裂缝稍微发达，比较松弛的岩体，如曲线 B 那样增加灌浆压力时，多数情况下可发现灌浆量的激增点（a），相当于 a 点的压力就称为极限压力。这是因为作用于钻孔内的水压由于岩体状况出现了某种变化（裂缝宽度加大、裂缝内的物质被冲走、向拉伸筒上部出现管涌、在软岩上发生了新的裂缝等）而产生的。

对于软弱的岩石，或裂缝宽度大的岩体，会出现像 C 那样极限压力模糊的曲线，有时也会出现 D 那样只得到 1 点的情况。

从吕荣测试的定义可知，必须由相当于灌浆压力  $10\text{kgf/cm}^2$  的灌浆量来求得，在 B 的情况下，采用 0~a 的数据外插到点划线处，采用拟定岩体状况没有变化时的吕荣值（ $L_u$ ：换算吕荣值）。

在 A 的情况下，2 不一定非要采用  $10\text{kgf/cm}^2$  的值，根据  $10\text{kgf/cm}^2$  以下的曲线形状，即使不产生极限压力，有时也要采用从较低压力求得的换算吕荣值（A'）。但是，当吕荣值较小时，取何种植都不会产生多大差别。

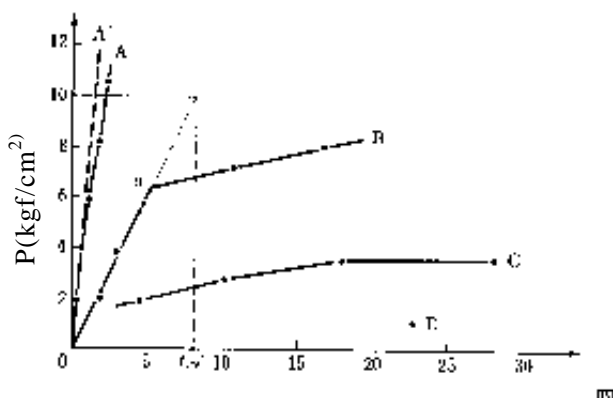


图 25-51  $P-Q$  曲线和极限压力



在 C 和 D 的情况下，如为裂缝性岩体，其透水性非常严重，吕荣值很模糊，一般以  $>50Lu$  或  $>100Lu$  来表示。极限压力较小的软岩如得到 C 那样的结果时，极限压力非常小，在其范围内吕荣值或者是很小，或者是原来的透水性高，有时要根据岩心的状况进行推测，但不管什么情况下，都需要通过更严密的试验来决定。

在由  $P-Q$  曲线求得吕荣值时，很多情况下需要观察  $P-Q$  曲线上数据的分布和 0 点，根据经验而求得吕荣值。但是，多数情况下  $P-Q$  曲线并不是单纯的，在求得换算吕荣值时，要充分考虑人为的误差。为了尽可能减少这种误差，请事先注意如下事项。

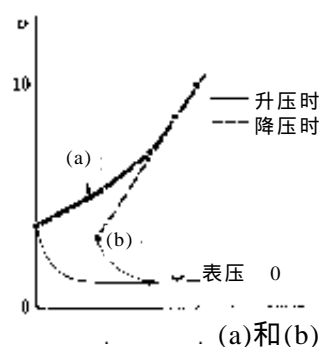
- 1) 理论上  $P=0$  时也会使  $Q=0$ （但是，基准面是在阶段中间，在地下水位上部的区间计算时即使  $P=0$ ，也会作用于若干水压）。
- 2) 除了河床部分以外，地下水位多少会存在误差。因此，这时的 0 点是不确定的，实际上应先采用测定的地下水位求出吕荣值，然后当数据增多而山地的地下水位更加明确时，再予以修正。
- 3) 不知道是为什么（恐怕是由于管内的空气所致），有时吕荣值并不很小，而即使由水头施加水压，在表压接近于 0 的情况下灌浆量也是 0 或者极小。
- 4) 当得到过大的吕荣值时，应该检查是否存在向拉伸筒上部渗水，试验时向孔口渗水，或岩心状况。

参考这些情况，可以介绍解释几种类型的  $P-Q$  曲线和吕荣值的求得方法。

(a) 可以认为是由于 2)、3) 的影响。总之采用  $10\text{kgf/cm}^2$  不会有多大问题。

(b) 与上述是同样的类型，但升压和降压的经过几乎一样，表压为 0 时  $Q=0$ 。虽是极少出现的现象，但可以将其作为  $0Lu$  处理。不过，解释较为困难，存在一定的担心，通常为安全起见，采用  $10\text{kgf/cm}^2$  的值。

(c) 可以认为与 3) 有关，但这一类型一般在软弱岩体中多见。观察  $P-Q$  的经历可知，已明显超过极限压力，可以肯定地认为  $Q=0$  显示真正的透水性。但仅此尚不能立即作出判断，还需要等待其他钻孔的更加严密的吕荣测试结果等。作为当前数值，可以将从 a 点求出的值暂视为吕荣值。



(d)是与(c)同样的类型，但  $P-Q$  曲线稍挺直一些，升压时和降压时的经历几乎相等，表压为 0 时  $Q=0$ 。

在这种情况下，必须要检查地下水位是否正确。另外，管内损失修正系数也要取稍大的值。

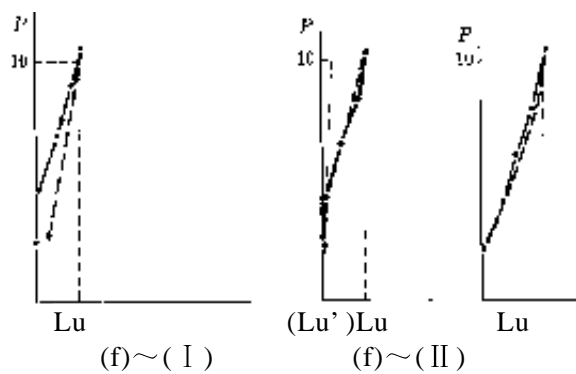
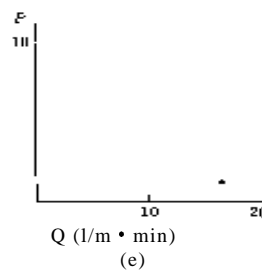
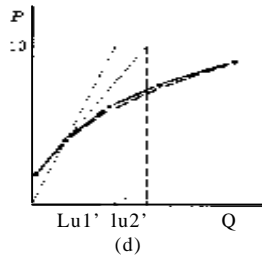
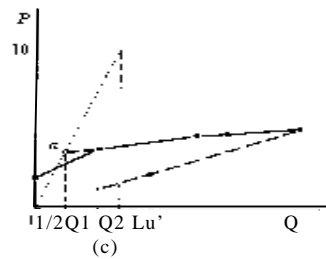
当前，在管内损失修正量处于较小的范围时，可以预先取  $Lu_1 \sim Lu_2$  左右的值（很难说哪一个更好些）。同时还应该考虑管内空气的影响。

(e)拉伸筒部分的泄漏也应该予以考虑，即使是这样，高度透水的情况也非常多，可以用  $>50Lu$ 、 $>100Lu$  来表示。

(f)(I)可以认为降压时的  $P-Q$  曲线趋向 0 点，地下水位没有大的差异。升压和降压时  $P-Q$  经历的差没有超过极限压力，试验时管内的空气被慢慢排除，可由  $10\text{kgf/cm}^2$  的值求得吕荣值。在这种情况下，再进行一次升压就会更清楚。

(II)可以认为是降压时的  $P-Q$  曲线与升压时几乎相同时， $Q=0$  如有 2 点，可视为  $0Lu$ ，同时也可以认为管内的空气没有被排除，与(I)同样可预先由  $10\text{kgf/cm}^2$  的值求得吕荣值。 $Q=0$  如有 1 点，应首先检查地下水位。如果地下水位没有差错，可预先由  $10\text{kgf/cm}^2$  的值求得吕荣值。

如果对地下水位有疑问，当前可预先取上述的值，待山地地下水位更加明确后再考虑可以修正。



不管是(I)还是(II)，吕荣值都不会有太大的差。

(g)在地下深处，仅水头就有相等大的压力，而且考虑到 3)的影响时，有时修正量很大。

不能从  $P-Q$  曲线判断吕荣值。必须要将空气充分排除，并缩短升压的阶段进行试验。

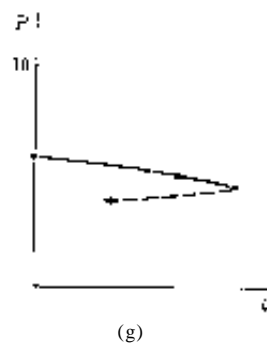
(h)仅水头超过极限压力，从水平坑道内的钻孔或接近水平的钻孔中降低水头进行试验。不相等就不能求出真正正确的吕荣值。当前的判断，除了从与浅处岩心状况类似的其他阶段值推定以外，只能采用从 a 点求出的吕荣值。

(i)升压和降压的经历基本上相同(A)。根据  $P-Q$  曲线由  $10\text{kgf/cm}^2$  的地方求得吕荣值的情况虽较多，但仍应考虑外插低压部分的直线而求出吕荣值。对这种曲线的解释是，管内损失的修正过小，或者有开着的裂缝，随着灌浆量的增加，裂缝内水的流速变快，在钻孔周围形成湍流（裂缝内水流的雷诺数增大），裂缝内摩擦损失水头与流速的平方近似成正比增大，所以与  $P$  的增加相比， $Q$  的增加减少。

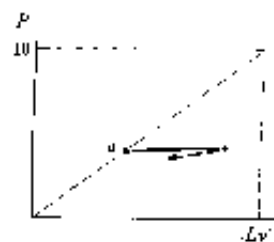
一般在呈现这种  $P-Q$  曲线的岩体中，存在稍微开着的裂缝，水非常容易通过。但是，具有此种程度开度裂缝的岩体，一般是坚硬的，完全可以采取灌浆加以改进。

但是，在第四纪的火山岩中，其显示  $P-Q$  曲线的地质情况不是裂缝，而是气孔等孔隙，灌浆孔填充孔隙的概率很小，改进起来相当困难，需要引起严重注意。

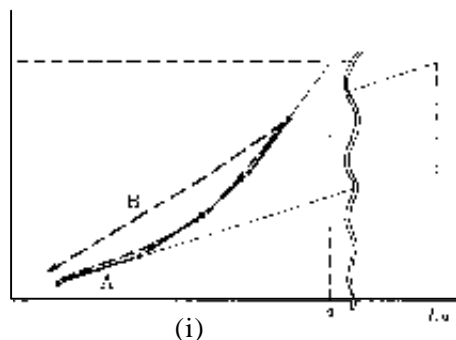
另外，如果岩体中的裂缝宽度进一步增大，在泵能力的极限以内，难以确认下部凸出的曲线，可以认为将成为(e)那样只有 1 点的  $P-Q$ 。因此，当像(e)那样显示  $P-Q$  曲线的场所作为区域存在时，需要在相当广泛的范围内进行灌浆，所以改造起来非常困难。



(g)



(h)



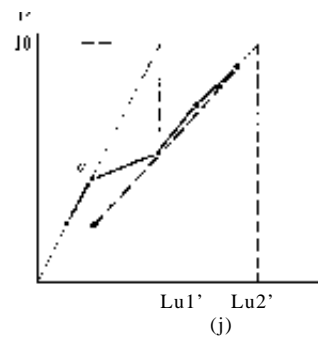
(i)

当降压时的经历呈现 B 的情况时，可以认为是由于裂缝被堵塞所致。因为是裂缝被堵塞，不一定具有连续性，应以低压下的数据求得吕荣值为宜。在这种情况下最好进行再次灌浆。

计算时，在吕荣测试的第 1 阶段只有 1 个水平平滑等幅的裂缝时，裂缝宽度 0.5mm 为  $150Lu$ 、1mm 为  $1,200Lu$ 。但是，所谓平滑等幅的裂缝一般并不存在，吕荣值被裂缝宽度较窄的部分所左右。相反，在水平坑道等中令人担心的裂缝却是宽度正在加宽的部分，在水平坑道内即使存在宽度为 1mm 的裂缝，山地也不会显示很大的透水性。

(j)最简单的解释就是升压的起始点和降压的收敛点几乎趋向于 0 点，裂缝内的物质已经流出。另一个解释是，在  $a$  点以下，包括  $a$  点如有 2 点以上，可以采用  $Lu_1$ ，但预先采用  $Lu_2$  也无多大妨碍。

其他，对于实际吕荣测试中的  $P-Q$  曲线也存在很多无法解释的情况，在这种情况下，必须对试验数据本身进行检查。



无论如何，得到非同寻常  $P-Q$  曲线的岩体与图 25-51 所示曲线的岩体相比，毫无疑问是透水性更差的岩体，应该慎重评价，通过灌浆进行改进，可在极限压力上升的阶段最终加以判断。

坝址所求得的吕荣值中，在岩体的极限压力小于  $10\text{kgf/cm}^2$  的条件下求得换算吕荣值占了相当的比率。

通常，换算吕荣值与从灌浆压力为  $10\text{kgf/cm}^2$  的点按定义求得的吕荣值不加区别地称为吕荣值，从透水的角度看，基本上可以同等处理。

例如，对于  $H=100\text{m}$  的大坝，灌浆压力为  $10\text{kgf/cm}^2$ ，但极限压力比此更小时也可从极限压力以下的值外插而求得吕荣值，对此种情况有人疑惑不解。

但是，如果把在吕荣测试中水压作用于岩体的状况和蓄水实际作用于大坝基础的状况在脑海中描绘一下，就很容易理解了。这就是说，吕荣测试是从如图 25-52 所示的中心向外侧的放射水流，依靠其水压把孔或裂缝挤宽，在实际大坝基础等流动的渗透水流是向同一方向流动的单方向水流，通常不会给岩体产生拉伸应力。再如图 25-53 所示，即使考虑存在水平方向裂缝的岩体，如果采取通常的灌浆施工，通常应该孔隙水压使垂直应力提高，并产生拉伸应力。

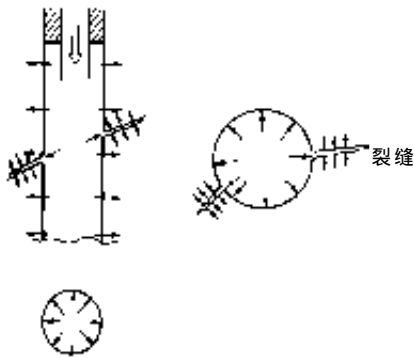


图 25-52 吕荣测试中水压的作用状况

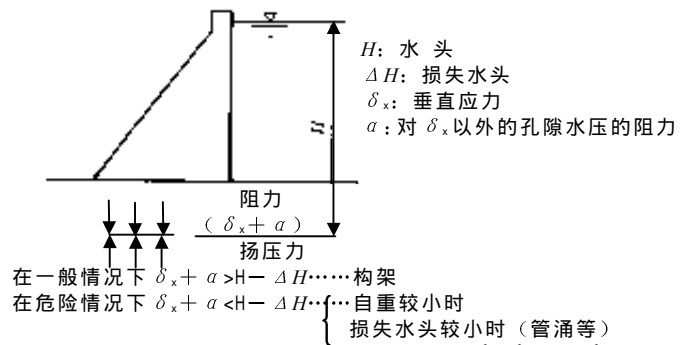
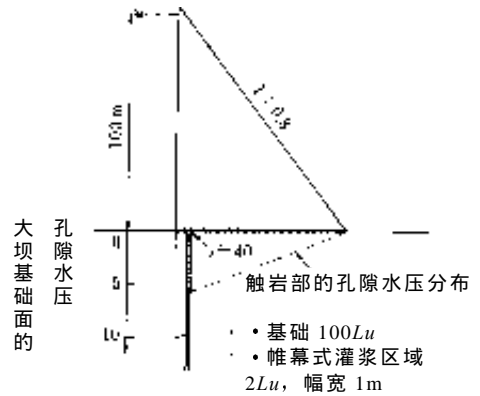


图 25-53 孔隙水压和阻力的关系

再者，即使裂缝内的夹杂物被冲出，也在单纯的拟定条件下进行计算，在吕荣测试中，钻孔周围水力比降约  $60P$  ( $P$ : 灌浆压力，因此，灌浆压力为  $1\text{kgf/cm}^2$  时  $i = 60$ )，而实际由水库的蓄水所产生的岩基内的水力比降，即使在相当恶劣的条件下 (拟定图 25-54) 也在 40 以下，所以  $k$  最低  $P = 1\text{gf/cm}^2$ ，考虑到安全因素，从  $2\text{kgf/cm}^2$  的数据所得到的换算吕荣值，可以认为能够与透水性的通常吕荣值同等处理。



25-54 帷幕式灌浆区的水力比降计算模型

(参考) 钻孔周围水力比降的计算

(假定)

在 1 阶段中有 1 根幅宽为  $t\text{cm}$  的直线形裂缝，由吕荣测试  $P-Q$  为直线关系的运动公式和连续公式可得：

$$-\frac{dh}{dr} = \frac{Q \cdot r_0}{t \cdot l \cdot k' \cdot r}$$

式中， $h$ : 水头 (cm)

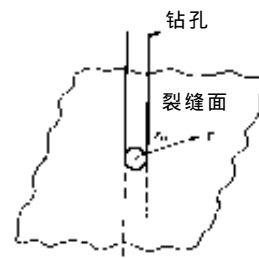
$r$ : 距孔中心的距离 (cm)

$Q$ : 灌浆量 ( $\text{cm}^3/\text{sec} \cdot \text{阶段}$ )

$L$ : 钻孔壁面裂缝的长度 (cm)

$k'$ : 对裂缝的透水系数 ( $\text{cm}/\text{sec}$ )

$r_0$ : 钻孔的半径 (cm)



在最大的孔壁部分  $r=r_0$ ,  $i$  由下式计算:

$$i = \frac{Q}{t \cdot l \cdot k'}$$

式中  $k'$  是相对于裂缝的透水系数, 与阶段总体 { 孔壁的面积  $(500 \times 6.6 \pi \text{ (cm}^2\text{)})$  } 的平均透水所考虑的通常透水系数 ( $k$ ) 的关系为:

$$k' = \frac{500 \times 6.6 p}{t \cdot l} k$$

因此

$$i = \frac{Q}{t \cdot l \cdot k'} = \frac{Q}{500 \times 6.6 p k}$$

另外, 根据吕荣值的定义,

$$Lu' = \frac{Q}{5} \times \frac{60}{1,000} \times \frac{10}{P}$$

式中,  $P$ : 灌浆压力 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$Q$ : 灌浆压力为  $P$  时的灌浆量 ( $\text{cm}^3/\text{sec} \cdot \text{阶段}$ )

进一步总结吕荣值和透水系数的关系如下:

$$k = \frac{Lu'}{120,000 p} \ln(L'/r_0)$$

$$i = \frac{Q \times 120,000 p}{500 \times 6.6 p \times Lu' \times \ln(L'/r)} = \frac{Q \times 120,000 p \times 5 \times 1,000 \times P}{500 \times 6.6 p \times Q \times 60 \times 10 \times \ln(L'/r)} \quad 60P$$

但是, 由上述可知, 具有短路性  $1\text{kgf/cm}^2$  以上极限压力的基础对于管涌并不一定是安全的, 管涌有时是由于粒子被长期冲刷而形成, 不能根据吕荣测试的时间级别而一概判断。

对于露出地表的软弱层, 可能会产生流线集中现象, 在地表的正下方产生很大的水力比降, 必须要另行研究。但是, 不管如何, 这都是有关管涌的问题, 与从极限压力出发求得吕荣值不是一个问题。

## (2) 吕荣测试应注意的事项

### (a) 灌浆压力的脉动对策

泵的供水压力大时, 在极限压力附近的试验值信赖度降低, 所得结果的精确度也降低。因此, 需要使用容易调节输出压力且脉动小的泵, 根据吕荣测试技术指南的解说, 脉动应该在输出压力的  $\pm 20\%$  以内。

抑制脉动的措施除选择合适的泵之外, 也可以将空气室加大, 将标准装备 4.3l 的空气室换成 11l 的空气室, 实验已证明可减少脉动。这种方法既不需要花费多少费用, 又

是一种有效的手段。

另外还应注意，脉动本身是大不相同的，急速增加灌浆压力时，由于水锤作用可能在瞬间超过目标压力，所以升压时要根据岩体状况进行升压，必须以每分钟  $1\text{kgf/cm}^2$  以下的速度慢慢升压。

(b) 灌浆管中排除空气

灌浆管中存在空气时，与满管流动时相比，在同一灌浆压力下（表压）流量会有相当的降低，实际上起着增加管内阻力的作用。但是，由于进行试验的人对此不了解，往往会得出有关基础透水性的错误分析结果。

对于管内空气阻力的影响，根据对浅濑石川水库所进行的试验结果（图 25-55，图 25-57），似乎在灌浆初期阶段影响较大，而随着灌浆量的增加，空气被排除，影响就会减少。在这种情况下，空气是在什么地方被排除的，尚不明确，可能是在灌浆杆上升时滞留在最上部的曲管部分附近。

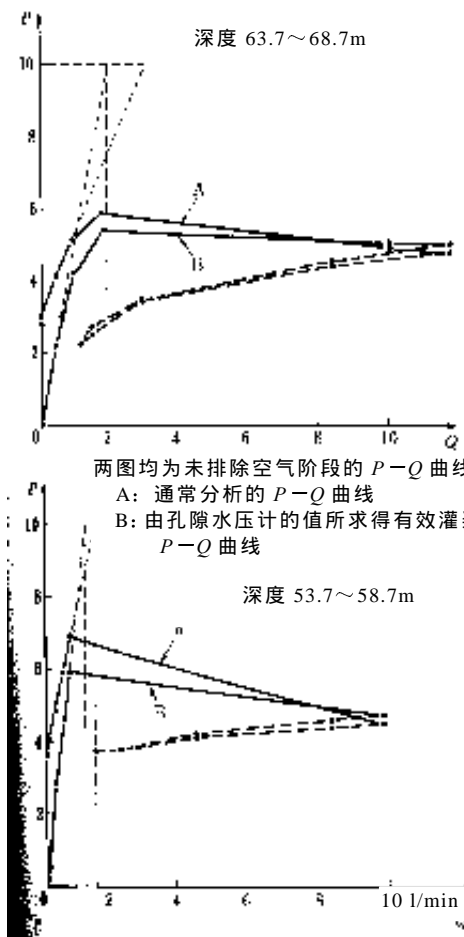


图 25-55 进行吕荣测试时管内空气的影响

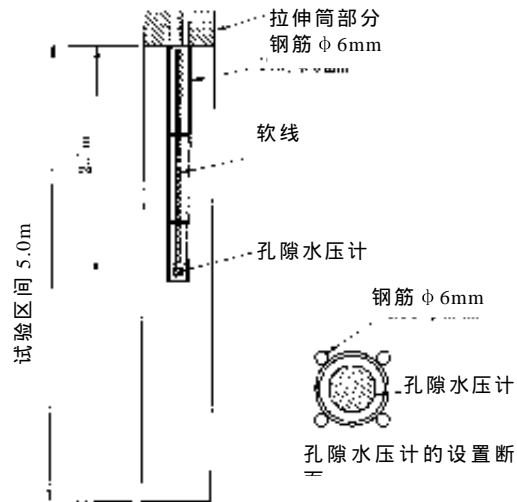


图 25-56 孔隙水压计设置图

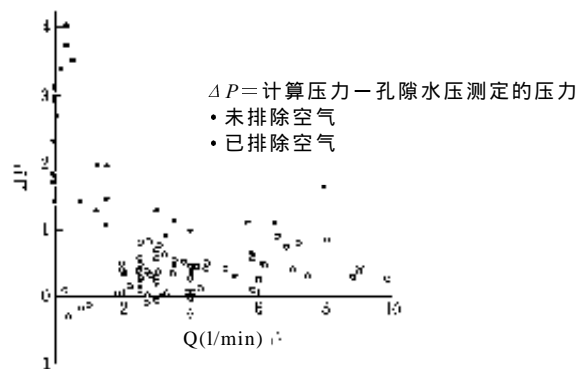


图 25-57 排除空气的效果（低流量时）

浅濑石川水库的实验并不是特别为调查管内空气阻力的影响而进行的，而是为了解决过去一直存有疑问的一个问题而进行的，即增大管内阻力修正值时，尽管有效灌浆压力有所减少，其灌浆量也会增加。为此，如图 25-56 所示，在灌浆阶段设置孔隙水压计，直接测定有效灌浆压力。结果表明，即使在灌浆量较少管内阻力修正值也不大时，由计算所得到的有效灌浆压力和由孔隙水压计所测定的（有效灌浆压力）值也会产生相当大的差，一般认为这可能是由于管内空气的阻力所致。为此，在灌浆之前，从管的上部在无压状态下倒入水，将管内的空气排除后再进行实验，结果证明如图 25-57 所示，两者之差减少了很多。

观察图 25-55 所示的  $P-Q$  曲线可知，排除空气的效果对吕荣值并没有很大的影响，但关于  $P-Q$  曲线的解释，还是采用没有空气影响的孔隙水压计所作出的  $P-Q$  曲线更加清晰。

上边已经谈到，在得到具有 A 那样倾向（在表压较小的阶段灌浆量接近于 0）的  $P-Q$  曲线时，最好是把空气排除。

排除空气的方法，可以在设置拉伸筒之前送足水。另外，因为无法确认空气是否已被排除，所以在管的上部注入水时要等待空气基本上跑光，而用泵灌浆时最好设置如图 25-58 所示的装置。前者如果加长灌浆管的长度，空气跑光的时间相当长（浅濑石川水库管长为 100m 左右，需等待 30 分钟）。

另外，有效灌浆压力减少了而灌浆量却增加了的原因，在浅濑石川水库的情况下（新第三纪中新世凝灰岩系的软岩），可能是由于裂缝扩大所致。更有趣的现象是，在同一阶段再次灌浆时，得到了如图 25-59 所示的  $P-Q$  曲线。

从这个图可以看出，尽管第一次灌浆已经明显地挤宽了裂缝，当再次灌浆时极限压力也只有极微小的降低，看来当达到一定的深度时，该大坝的软岩具有相当大的自愈能力，从软岩的性质上看，这是一个饶有兴趣的问题。

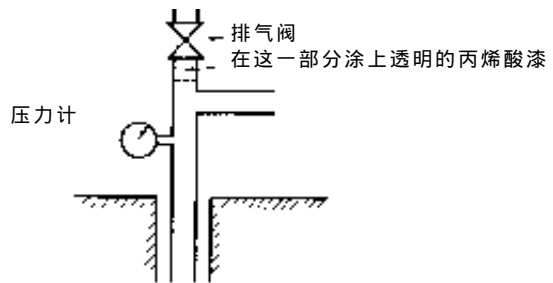


图 25-58 灌浆管上部排除空气结构的实例

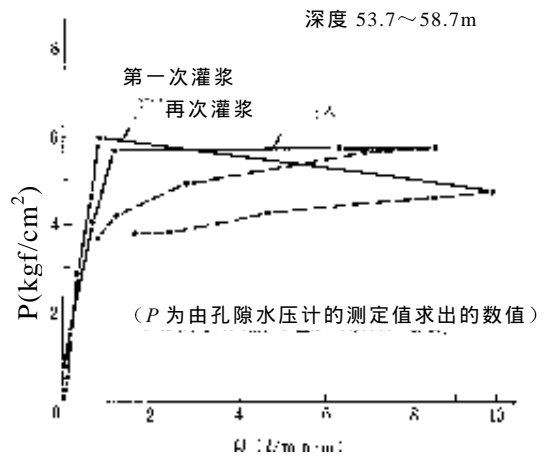


图 25-59 反复进行吕荣测试时  $P-Q$  曲线的变化



#### 4.2.2 吕荣测试以外的坝基水试验渗法

对基础透水性的测试还有其他各种试验方法，当岩体中不存在裂缝，而是在基础中分布着差不多一样的微孔（包括稠密分布的裂缝，几乎随机均等地分布的裂缝）而造成透水时（未凝固层、软质多孔砂岩、凝灰岩、风化花岗岩、破碎带等），采用坑或井进行灌浆试验或扬水试验，拟定为达西渗流（Darcy flow）而求得透水系数。

在这些试验方法中，必须在满足推导其各自公式所拟定的条件下进行试验。

详细情况请参照第 36 章（第 5 卷）。

### 4.3 坝基灌浆

#### 4.3.1 坝基灌浆的种类

对大坝基础进行防渗和防变形改造、使基础整体化、加固断层破碎带等软弱层，提高大坝基础的稳定性（以及提高大坝的安全性），同时为了防止蓄水池渗水，对大坝基础需要进行基础灌浆。

按目的和施工场所对基础灌浆进行分类时，可大体分为如下 4 类。

##### 1) 凝固灌浆

对于因挖掘基础而导致的岩体松弛，为了对混凝土大坝或土坝溢洪道等基础的变形进行改造及将其整体化，需要对基础面整体进行浇注，以增强水力比降大、基础较浅部分的防渗效果。

另外，为了加固断层破碎带等软弱层，对临时排水隧道等周围岩体进行的加固灌浆也称为凝固灌浆。为了填充混凝土和岩体接触部分的空隙而进行的灌浆，特称为接触灌浆。

##### 2) 表面层灌浆

对于土坝防渗区的基础，为了提高基础浅层部分对渗透水流的稳定性，防止心墙材流出，进行灌浆以提高其防渗性。

##### 3) 帷幕式灌浆

为了抑制蓄水池的渗水，对大坝基础和左右山地进行帷幕式灌浆，以形成难透水区，对于混凝土大坝，可以降低作用于坝体基础面的扬压力。

##### 4) 水泥砂浆灌浆

从地表开始进行上述的灌浆时，为了防止从岩体的裂缝泄漏砂浆，事前在低压下对裂缝的表层部分（1~2m）进行的灌浆。

### 4.3.2 灌浆的计划以及设计和施工

#### (1) 灌浆的计划

##### (a) 改造目标值

在制定灌浆计划时，要根据灌浆的种类和地质情况设定改造目标值。

在进行凝固灌浆时，主要目的是为了使岩体整体化，所以改造指标可以采用以每米水泥浇筑量或按裂缝大小进行评价的吕荣值。目标值多采用  $5\sim 10Lu$  左右或水泥浇筑量在  $20\sim 50\text{kg/m}$  以下。

如进行表面层灌浆，主要目的是抑制岩心下面基础浅层部分的渗透水流，改造指标可以采用吕荣值，但多将水泥浇筑量作为辅助指标。改造目标值多设定在与凝固灌浆基本相同的  $5\sim 10Lu$  范围内。

帷幕式灌浆的改造指标，因为主要目的是抑制渗透水，一般采用吕荣值，在很多情况下，对混凝土大坝采用  $1\sim 2Lu$ ，对土坝采用  $3\sim 5Lu$ 。这并不是由于大坝类型的不同而改变目标值，而且因为不同类型的大坝其基础特点多存在差别，应该在通常的施工条件下，在能够改造的范围内设定改造目标值。另外，目前这一值基本上已稳定下来，虽然存在改造困难，因采用这一目标值而导致工程量增加的情况，通常也不降低改造目标值。但此种想法是否合理目前尚存在不同意见。

从渗透理论可知，对于深度较大水力比降较小的地方，可以考虑增大目标值。很多大坝在各个深度几乎设定了同一的目标值，这是因为通常深处的岩体透水性差，多数情况下没有必要改变目标值。但是，从最近的大坝事例可知，有的大坝即使在深处也难以将改造目标值设定在吕荣值以下，有的大坝的改造目标值或改造目标标准深处与上部反过来了。从理论上分析，这也可以说是一种合理的方法吧。

另外，关于灌浆的幅度和改造目标值的关系，在通常的情况下应该重视帷幕式区域的均匀性，不管帷幕式灌浆的厚度如何，也需要采用上述的目标值。但是，对于难以改造的砂砾基础，有的大坝在加厚帷幕式灌浆的同时，对改造目标值也进行了缓和。

##### (b) 施工范围

凝固灌浆通常对混凝土坝体下面的全部区域进行施工。一般深度在  $H=50\sim 60\text{m}$  以下的大坝要灌浆  $5\text{m}$ ，深度在此以上的大坝要灌浆  $7\sim 10\text{m}$ 。对于断层等软弱层部分，同时作为防止管涌的措施，有时要灌浆  $15\sim 20\text{m}$ 。对拱形坝，因为要求坝基础的变形性要比重力式混凝土坝小，要在坝体打到  $10\sim 20\text{m}$  施加承载负荷的阶段进行二次凝固灌浆，使其在坝体上下游的堤脚到上下游扇形面，浇筑  $15\text{m}$  左右或其以上深度的更高压的灌浆。

表面层灌浆是对土坝的岩心进行的灌浆，在一般的岩心幅宽（ $B=0.4\sim 0.5H$  左右）情况下，要对岩心整体进行施工。深度与凝固灌浆一样，多为  $5\sim 10\text{m}$ ，在接近帷幕式区域的位置处，为了加固帷幕式灌浆，有时深度需达  $15\sim 20\text{m}$ 。

帷幕式灌浆的施工范围，通常①使岩体达到能够满足该大坝所定改造目标值的防渗性，或者，②达到能够确保充分的渗透路径长度的范围。

因此，一直到深处透水性都很高时，必须根据②的思路决定灌浆的范围，同时还要与目标值的设定方法相接合，不能一概而论。

通常，在多数情况下，灌浆的施工范围限度为：向深处方向为大坝最大高度，向左右岸方向为到达山地的地下水位与 H.W.L 相交的位置。另外，在计划范围的最后阶段，当显示  $10\sim 20\text{Lu}$  以上的较大透水性时，需要测探其下部的透水性并加以处置。

左右岸山地的地下水位上升比较平缓、施工范围到达与 H.W.L 相交的交点时，在周边灌浆的水平方向范围非常长，或者找不到与 H.W.L 的交点的情况下，要综合考虑蓄水水位和地下水位的差、山地的吕荣值、水力比降、对管涌的安全性等来决定施工范围。

在蓄水池周围有尖脊和鞍形部位、废河道等，担心通过这些部位渗水时，也需要考虑山地的透水性、地下水位、渗透路径长度等，根据必要而计划采取帷幕式灌浆等防渗措施。

山地总体裂缝发达而处于高度透水的情况下（第四纪熔结凝灰岩等）和溶蚀空洞发达的石灰岩等情况下，有时形成管流，即使加长渗透路径长度效果也不十分理想，在这种情况下，必须考虑采取表面防渗等措施。

## (2) 灌浆设计

### (a) 浇注材料

基础灌浆的浇注材料，从价格、稳定性、强度等方面考虑，一般以水泥为主要材料。

水泥的种类，一般使用普通硅酸盐水泥和 B 种熔渣水泥。

为了降低灌浆时的排水率和粘性而使用膨润土和分散剂作为灌浆所需的添加剂，如添加膨润土则会在相当程度上降低灌浆的强度。添加剂的用量一般为，膨润土对水泥的重量比为  $3\sim 5\%$ ，分散剂为  $0.2\sim 0.3\%$ 。

对于风化花岗岩和低凝固砂岩以及砂砾层，为了进行渗透浇注，除上述水泥之外，还可以使用胶体水泥、超微粒水泥或膨润土和水玻璃等。但是，即使浇注材料的粒子再微小，在把处于悬浮状态的浆液进行灌浆时，如果浇注的粒度条件和浇注材料的粒度配合不好时，对空隙的灌浆达不到渗透浇注的目的，而成为制造裂缝的脉状浇注。

为了进行渗透浇注，在浇注材料颗粒的 85% 粒径  $G_{85}$  和 95% 粒径  $G_{95}$  与被浇注基础的 15% 粒径  $D_{15}$  和 10% 粒径  $D_{10}$  之间，必须满足如下关系。

(卵石基础)	(土质基础)
$D_{15}/G_{85} \leq 15$	$D_{15}/G_{85} \leq 25$
$D_{10}/G_{95} \leq 8$	

(b) 孔的配置

凝固灌浆和表面层灌浆一般要配置如图 25-60 所示的格子状的孔进行施工。孔间隔以 3~5m 为多，根据地质状况，有时一部分孔的间隔定为 2m。当水泥浇注量或吕荣值不能满足改造目标值时，可在相邻的位置施工追加孔。

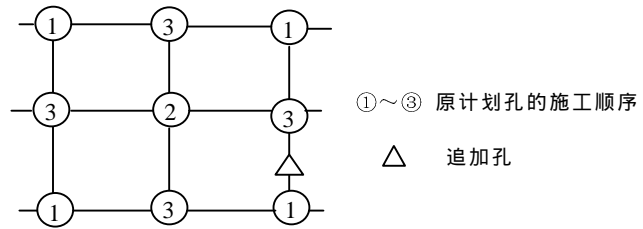


图 25-60 凝固灌浆和表面层灌浆的孔配置

关于帷幕式灌浆的孔配置，其列数和孔间隔的例如图 25-61 所示。

孔间隔的范围为 1~3m(各列)，根据各大坝的地质状况而设置。

关于列的间隔，当为 2 列时取 0.75~1.5m，3 列时取 0.5~1m 左右。

另外，随着灌浆的进展已经取得充分的改造效果时，或者基础的

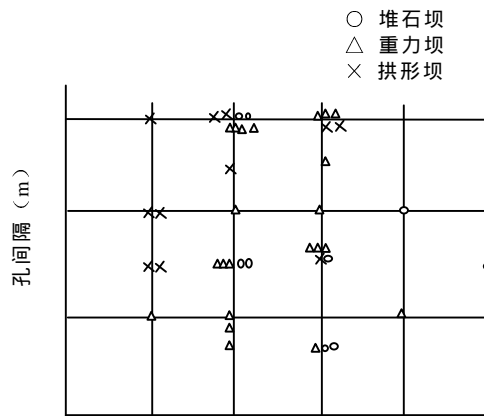


图 25-61 帷幕式灌浆的列数和孔间隔

- 1) 具有主要垂帘 1/2 以上长度的辅助垂帘列数
- 2) 每列的孔间隔不同时，采用较狭窄的间隔。

透水性整体上本来就很小的部分，不必生搬硬套原来的计划，可以省略一部分施工，透水如发现改造不充分的时候，在其场所再配置追加孔等，采取灵活的对应措施。

## (c) 浆液的配合

在决定浆液的配合时必须考虑的内容有浆液的粘性、排水率、强度等。

但是，因为根据地质状况应该如何考虑这个问题的方法尚未确定，所以通常采用从低浓度配合依次向高浓度配合切换的施工法。这是因为，如果一开始就浇注高浓度的浆液，细小的裂缝可能会被堵塞而无法把浆液灌进去，使得改造范围和改造的程度减小。

一般所采用的配合，水和水泥的重量比  $W/C=10\sim 1$ ，多分 5~6 个阶段，其中也有细分为 9 个阶段的大坝。

最近有的大坝在施工时，为了缩短浇注时间，在灌浆之前脱水而使得吕荣值变大，从而省略如表 25-6 所示的低浓度配合。

表 25-6 由吕荣值而改变初始浓度 ( $W/C$ ) 的例

水库名称		吕荣值			
		<10	10~20	20~30	>30
川治	初始 浓度	10	6	4	2
耶马溪		10	6		
浅濑石川		10		6	
大町		8	6		

在浆液中水泥是作为粒子悬浮着的，从一般所说的浇注的裂缝宽度和粒子的关系 (T. B. Kennedy 根据试验结果，作为可以浇注的条件是裂缝宽度/粒径在 1.7 以上，加上余量则应为 3 以上。另外，V. L. Minear 指出给浇注量很大影响的是最大粒径及其数量) 来考虑，在粘性不太大的范围内，从比较浓的开始浇注，可以缩短浇注时间，从强度就排水率方面看也是合理的。另外，也有报告指出，以片岩为基础的岛地川水库，从  $W/C=10$  开始和从  $W/C=6$  开始，其改造效果没有发现显著性差别，这从合理化施工的角度看是令人瞩目的。

在灌浆施工时，需要研究浇程序表，对初始浓度也需要进行适当的研究。

另外，当岩体中的裂缝宽度大、采用通常的浆液，要使浆液流动很远而不使浇注压力上升时，可以采用灰浆，或者在 3 列以上的灌浆时，在外侧的灌浆线处中间列的灌浆可以起着灌浆挡块的作用，因此有时需要在浆液中加入可促使其速凝的水玻璃或纤维材料等。

## (d) 配合切换标准

应该合理地进行灌浆，把浆液浇注到不需要的范围会造成浪费，过分地延长浇注时间也不经济。

为此，灌浆浇注状况以适宜的浆液代替浓浆液，以达到所定的施工标准。如表 25-7 所示，很多水库以浇注量和浇注时间为标准，也有的水库与压力情况联系起来。

表 25—7 配合切换标准的例（帷幕式灌浆）

水库	配合切换的种类	配合切换标准									配合切换标准说明	浇注速度规定		
川治	浇注时间和浇注量 并用	配合 (W/C)	10	8	6	4	2	1.5	1	0.8	—	6l/(min·m)		
		时间 (分钟)	60	60	60	60	60	60	60					
		浇注量 (l)	500	500	600	600	600	600	600					
大町	浇注时间和浇注量 并用	配合 (W/C)	8	6	4	2	1					1. 配合切换后, 在 10 分钟内压力上升为 4kg/cm <sup>2</sup> 以上时, 或者切换后 2 分钟的浇注量为切换前 2 分钟浇注量的 1/2 以下的情况下, 恢复到原来的配合, 以后不要进行配合切换。 2. 在规定压力下浇注量在 2l/(min·m) 以下时, 请进行配合切换。	10Lu 以下	
		时间 (分钟)	40	40	40	40							4l/(min·m)	
		浇注量 (l)	600	600	600	1000							10Lu 以下	
真名川	浇注时间	配合 (W/C)	10	8	6	4	2	1					达到规定压力时进行配合切换。	6l/(min·m)
		时间 (分钟)	20	20	20	20	20							
御所	浇注量	配合 (W/C)	10	8	6	5	4	3	2	1.5	1	达到规定压力时, 配合切换的浇注量。为左记数字的 2 倍。	4l/(min·m)	
		浇注量 (l)	600	600	600	600	800	800	800	800				
大石	浇注速度	配合 (W/C)	10	6	4	2	1.5	1					—	无
		浇注速度 (l/10 分钟)	总量 400l	200	200	150	100							

预先多量浇注低浓度的浆液后，在浇注量较少的情况下，有时在配合切换前低浓度浇注已经完成，所以应该把低浓度的浇注量设定得少一些。

#### (e) 浇注压力、浇注速度、浇注压力上升速度

在灌浆时提高浇注压力，①由于增加了灌浆的到达距离，可以扩大灌浆的孔间隔，②浆液可浇注到细小裂缝中，③由于浇注的浆液的剩余水脱水而可获得有效的效果。但是，浇注压力太高时，岩体会产生有害的位移，使浆液浇注到不需要的范围。通常要综合兼顾这些因素，把灌浆的压力设定在山地极限压力附近较为合理。如表 25—8 所示，帷幕式灌浆采取了在到达一定深度时增加压力的方法。根据各大坝的岩体状况，有必要确定其绝对值。

在基础的浅层部分进行的凝固灌浆和表面层灌浆，第一阶段取  $2\sim 5\text{kgf/cm}^2$ ，第二阶段取  $3\sim 7\text{kgf/cm}^2$ 。

只要规定好浇注压力，浇注速度就不是多么重要的因素，一般浇注速度主要根据浇注压力上升速度而定。浇注速度的规定值，对硬岩为每分钟  $3\sim 6\text{l/m}$  左右，对软岩则为  $2\sim 4\text{l/m}$  左右。

浇注压力上升速度的规定值，多数情况下取每分钟  $0.5\sim 1\text{kgf/cm}^2$ 。

表 25—8 帷幕式灌浆的浇注压力

水库	型式	浇注压力 ( $\text{kgf/cm}^2$ )										
		0~5 m	~10 m	~15 m	~20 m	~25 m	~30 m	~35 m	~40 m	~45 m	~50 m	最大压 力
耶马溪	重力	5	10	10	15	20	25	30	30	30	30	30
大川	重力	5	7.5	10	15	20	25	25	25	25	25	25
一濑	重力	10	13	16	20	25	30	30	30	30	30	30
岛地川	重力	4	8	10	15	20	25	25	30	30	30	30
野村	重力	4	8	12	16	20	20	20	20	20	20	20
草木	重力	5	10		15		20		25		30	30
川治	拱形	5	7	10	12	15	17	20	22	25	27	40
真名川	重力	5	7.5	10	15	22.5		30		35		40
十胜	土坝	5	7	10	15	15	15	15	15	15	15	15
御所	土坝	5	6	8	8	8	8	8	8	8	8	8
寺内	土坝	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23	35
大雪	土坝	3	5	7		10		10		—	—	10

再者，这一方法需要加大混合浆液的容量，同时考虑到废弃浆液增多的问题，事前应研究好对策。

#### (f) 完成浇注标准和中断浇注标准

一般，在规定的压力下浇注量每分钟为  $0.2l/m$  左右，连续浇注 30 分钟左右即告完成。这样乍看起来似乎不经济，但为了防止浆液的倒流和吸出剩余水是必要的。

当山地的透水性大、浇注压力达不到所定压力时，有可能把浆液浇注到不需要的范围，所以通常要限制 1 次浇注的浇注量，达到这一量时中断浇注，等待浆液凝固后再进行浇注。1 次施工所规定的最大浇注量因大坝而异，大体为  $3,000\sim 6,000l$  左右。

等待到再次浇注的时间，一般为中断后 12 小时以上。

### (3) 灌浆施工

#### (a) 施工位置和浇注面处理

当岩体情况良好，岩体位移和渗水少时，有时凝固灌浆可从基础面直接施工，但从防止向地表面的泄漏和确保浇注压力的角度考虑，在浇注混凝土 2 个 lift 之后，从坝体施工较好。最近在水库施工时，即使是对于比较好的岩体，也是采取浇注混凝土后在上面施工的方法。

从岩体上施工时，应该预先用水泥浆将表面的裂缝进行填缝或灌缝，以防止其泄漏。

存在泄漏或岩体位移可能的情况下，必须在浇注 3m 左右混凝土后，从坝体开始施工。

另外，关于采用 RCD 施工法时河床部分的凝固灌浆，对于混凝土浇注速度和灌浆的施工数量之间的关系，往往在浇注混凝土后已没有凝固灌浆的时间余量，当对基础灌浆的改造特点不好时，则有必要按照后述的对改造特点不好的基础进行表面层灌浆的原则进行慎重的研究。

表面层灌浆的施工，原则上从地表开始垂直或垂直于斜面进行。因为基础条件差，就采取在坝体填土之后从底设检查墙沿水平方向施工的方法，存在下述两个问题：

- 1) 对最重要的岩心触岩部的改造状况存在担心。
- 2) 岩心有可能产生裂缝等有害问题。

除了辅助性施工外，一般不采用表面层灌浆作为主要施工法。



因此，在风化破碎岩、软岩等基础条件差的情况下，必须于事前充分研究施工方法。这是因为岩体条件差时，本来就存在泄漏，再加上极限压力小，灌浆沿支撑岩体的脉络进行，难以达到整体改造的目的。事实上，很多大坝都在表面层灌浆施工方面吃了不少苦头。

这些岩体在很多情况下的承载负荷都很重要，即使在上部挖掘了多余的长度，仍然残留有很厚的覆盖岩，施工的结果往往是经济的。另外，当上部的风化或松弛区域比较浅时，将难以改造的部分挖掘去除有时会更有利。

对于表面层灌浆，多数情况下不进行灌浆试验，在挖掘之后，因处理措施只作一层覆盖混凝土的方法，所以，对具有上述岩体的大坝，在决定灌浆施工法和挖掘线等之前，最好是进行灌浆试验。

#### (b) 浇注方式

灌浆的浇注方式，可在灌浆完成区间设置拉伸筒，这种阶段式施工法一般不会因为浆液向上部泄漏而使拉伸筒凝固。

另外，在浇注时，为了排除孔内存在的泥沙，要用回水把孔内充分清洗干净。

浇注方式通常采用在孔口操作泵使浆液循环使其达到所需的浇注压力，即所谓孔口循环方式。

浇注量和浇注压力必须由自动记录式流量压力计记录在同一张纸上，以便于检查施工状况。

#### (c) 浇注顺序

在进行灌浆施工时，采用随着施工的进展可以掌握改造状况的对分内插法。

对于帷幕式灌浆，当孔间隔为 1.5m 或 3m 时，可以以 12m 一间为 1 组；当孔间隔为 1m 或 2m 时，可以以 16m 一间为 1 组。

在单线施工时，按图 25—62 所示进行，对同一次数孔间的顺序没有特别规定。

在双线以上施工时有数种方法，尚无定论。双线的情况可大体分为 3 种：①按各线采用对分内插法方式；②考虑到双线交叉进行上游列和下游列的施工，而且采用对分内插法方式；③双线交错的情况下，向单线投影，在其中采用对分内插法方式。即使在③的情况下，在最终次数孔如果适用对分内插法，则与①基本上一样了。

线间隔小时，采用哪种方法都没有多大差别，但为了将帷幕式区域作为一个整体评价，最终次数孔的数目也需要配置得多而均等，次数的考虑思路仍为③，而且可能提高效果，在最终次数孔之间也可以采用①的施工顺序。另外，当列间隔大时，有可能②的方法较好。

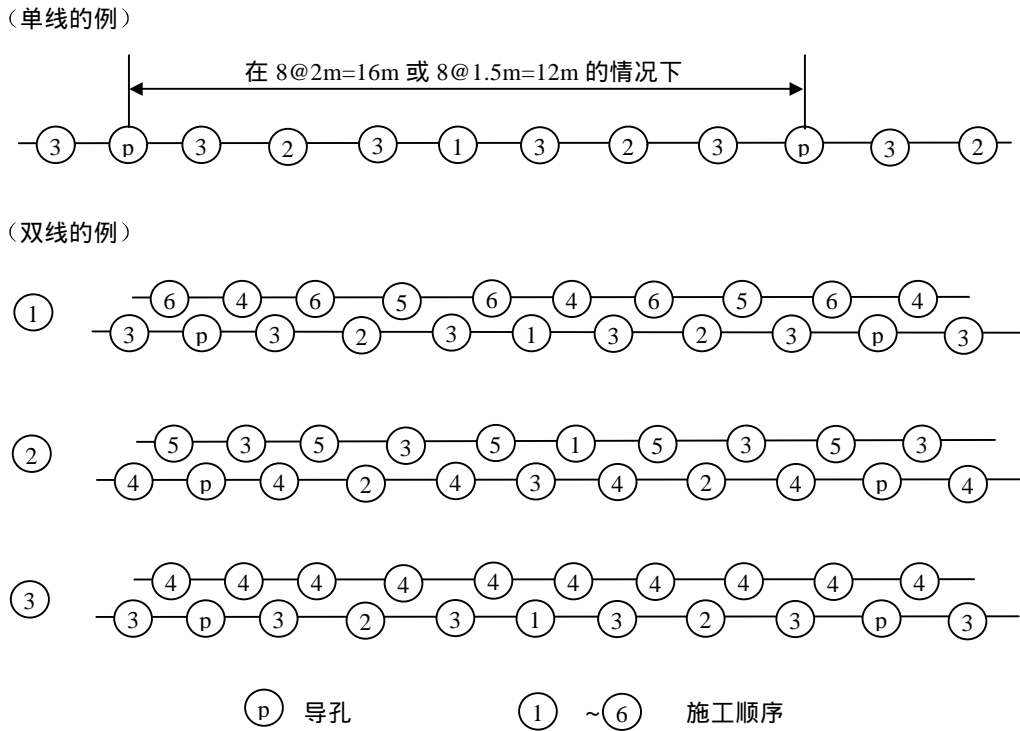


图 25-62 帷幕式灌浆的施工顺序

在这些钻孔中，导孔对于确认地质状况和浇注前的山地透水性是很重要的，通常在钻岩心的同时进行通常的吕荣测试。

从副孔到几个尾孔通常不钻取岩心，由 2~3 阶段左右的压力调查透水性，即所谓由压水而求得吕荣值。

凝固灌浆和表面层灌浆按图 25-60 所示的顺序施工。

从坝体上进行凝固灌浆时，在河床部分可以按图 25-60 所示的顺序施工，但左右岸的斜面部分挖掘区间过长，会造成浪费。在这种情况下，应尽可能沿上下游方向的线采取对分内插法进行施工。

当对相邻的孔同时浇注时，可能会产生相互干扰，给岩体带来很大的负荷而造成岩体位移，所以浇注压力和裂缝方向也与地质状况有关。很多水库一般在同一阶段上沿水平方向要离开 8m 左右、对相邻孔沿深度方向要离开 2 个阶段以上。

(d) 阶段长度

一般 1 次的浇注单位阶段长度为 5m，这与评价岩体透水性的吕荣测试以 5m 作为 1 个阶段有关。过短则会造成施工复杂化，过长则增加不同地质状况的岩石混合存在于同一阶段中的机会，从灌浆效果看多少令人担心。

对于极限压力较小，或者向地表渗水，因而需要极为细致地控制浇注压力的岩体，在表面层灌浆的第 1 阶段，有必要将浇注区间缩短到 2~3m，慎重进行施工。

帷幕式灌浆到 10~20m 更深处时，对于吕荣值和水泥浇注量两者都可能比周围数据小的区间，可将 2 个阶段组合在一起，1 次浇注 10m。但是，即使在这种情况下，调查透水性的压水也必须每隔 5m 进行。

(e) 浇注控制和浇注时岩体位移的管理

在多数情况下，如(2)的(e)浇注压力、浇注速度、浇注压力上升速度中所述，进行灌浆浇注控制时，应重视浇注速度和浇注压力。

这就是说，如图 25-63 中情况 1 所示，浇注方式是在规定的浇注压力以下按规定的浇注速度进行浇注的阶段中，浇注速度要保持规定值，在浇注到规定的浇注压力后以规定浇注压力进行浇注。虽然基本上采用这一方法，但如考虑到如图 25-7 所示的配合切换时压力的变动，还可以采用如情况 2 所示的在规定压力以下设定几个阶段的检查压力，在这一压力下进行一定时间浇注的方法。情况 2 的方法适合于在浇注阶段超过山地极限压力，吕荣值小而水泥浇注量却异常大的岩体的检查。以在(2)的(e)中所述的浇注压力和压力上升速度为主进行控制的方法如图 25-63 的情况 3 所示。

在对以软岩和风化岩为主体的岩体进行灌浆时，如果施加过大的压力，或浇注过大的量，会挤宽岩体的裂缝而引起岩体位移。因此，对于这样的岩体，应在适当的间隔设置岩体位移计，一边观测岩体位移的情况一边进行灌浆。

位移计的设置位置多数大坝为每 100~300m<sup>2</sup>左右设置 1 处。位移的规定值多数采用 0.2mm。超过规定值时，要采取降低浇注压力或中断浇注等措施。

导致位移的外部因素可举出与浇注压力和压力的作用面积有关的总浇注量等。

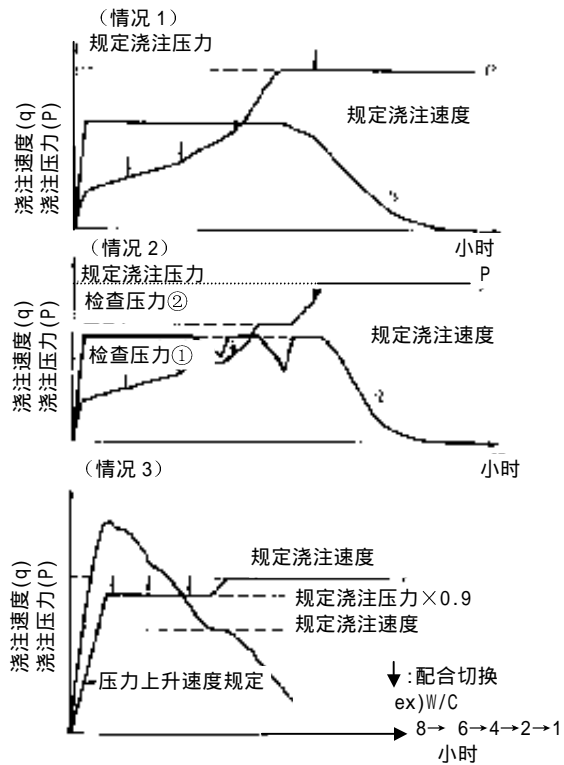


图 25-63 浇注控制方法案例

## (4) 灌浆施工管理

为了准确整理灌浆数据，从而实现每天施工量达到 50~100 阶段，必须事先确定好所需数据及其结果的整理方法和总结格式。

同时，为了将这些数据等反映到下一步的施工中，必须要对数据进行快速的整理分析。

为此，现在正在使用小型计算机进行数据的整理分析，通常输入数据由人工制作，多数情况下不是用于每天的施工判断，而是将数量庞大的数据在以后进行总体整理分析。

但是，最近已发明了将浇注数据等直接记录在磁盘上，不需人工输入就可以进行数据整理的系统。

在这种情况下，可以立即获得分析结果，也比较容易反映在以后的施工中。

## (5) 灌浆效果判定

## (a) 追加孔和检查孔

随着灌浆的进展，基础透水性的改造状况，如为采用分内插法施工时，可随着灌浆次数的进展而明朗化。因此，最终次数孔的数据从总体上可基本显示出帷幕式区域的情况，在浇注最终次数孔之后，这些值应该进一步得到改造。

因此，在浇注最终次数孔之后，在 1 块中以 1 根的间隔设置确认最终完成状态的检查孔。检查孔如图 25-64 所示，一般相对于浇注孔成交叉状态挖掘。

在最终确认山地的透水性这一意义上说，可以利用检查孔不需压水而进行通常的吕荣测试。即使是检查孔，如存在改造目标值或 2 个吕荣值以上的阶段时也要进行灌浆。

关于检查孔的施工位置和方向，在考虑到地层的倾斜和裂缝的方向的同时，一般在施工范围总体平均覆盖，但要避免完全划一式的配置，对最终次数孔的吕荣值和浇注量较大、改造可能不充分的场所，必须要进行检查。

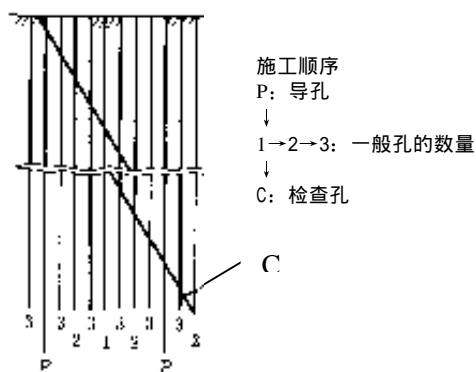


图 25-64 检查孔的配置

另外，有时也需要设置与最终次数孔连接的检查孔，但最近的水库改造进展不大，利用最终次数孔确认高度透水的阶段时，在与相邻孔的中间挖掘追加孔后再施工检查孔的大坝逐渐增多起来。

不管如何，对利用尾孔的压水所确认的高度透水场所，必须检查用追加孔或检查孔等进行改造的情况。在追加孔或检查孔中确认了高度透水部分后，也必须对该场所再次施工追加孔，进行透水性检查或加以改造。

为此，对透水性难以改造的部分，有时会采取孔间隔为 25~37.5cm 的灌浆。但不可忽视这一间隔对于深处孔弯曲的影响，由于孔间隔被堵塞，有时会变薄。

在这种情况下，与其随便进行灌浆，不如重新修正改造目标值再施工。

挖掘追加孔的标准通常如下：

- 1) 灌浆区域的最终状态应在改造目标值达成率为 85~90% 以上。
- 2) 即使满足了上述的达标率，在超过改造目标值的阶段也不能存在凝固的部分。
- 3) 即使是在 1 个阶段上，也不能留下吕荣值特别大的阶段（因深度而异，在  $1/2H$  左右的深度为  $7\sim 10Lu$ ，在  $H$  左右的深度为  $20Lu$  以上）。

#### (b) 灌浆的效果判定

必须在灌浆施工时经常进行灌浆的效果判定，为最终判断出可以开始蓄水的时间，把至今为止积累的数据收集整理成如下的图表甚是方便。

- 1) 各孔数每个阶段的吕荣值（图 25-65）。
- 2) 各孔数每个阶段的水泥浇筑量图。
- 3) 各孔数吕荣值超过概率图（图 25-66）。
- 4) 各孔数水泥浇筑量超过概率图

1)和 2)的图没有必要分别制作，可以在容易看的范围内整理在一起，帷幕式灌浆的结果可制成剖面图，凝固灌浆和表面层灌浆的结果可制成平面图。

对于 3)和 4)，当岩体状况为河床和左右岸不同时，或者当坝址的地质为具有不同透水性改造特点的多种岩石组成时，只要按照不同场所或岩石种类分别整理判断改造状况即可。

最终灌浆防渗性能的改造程度，由这些整理的结果和各个浇筑数据进行判定。

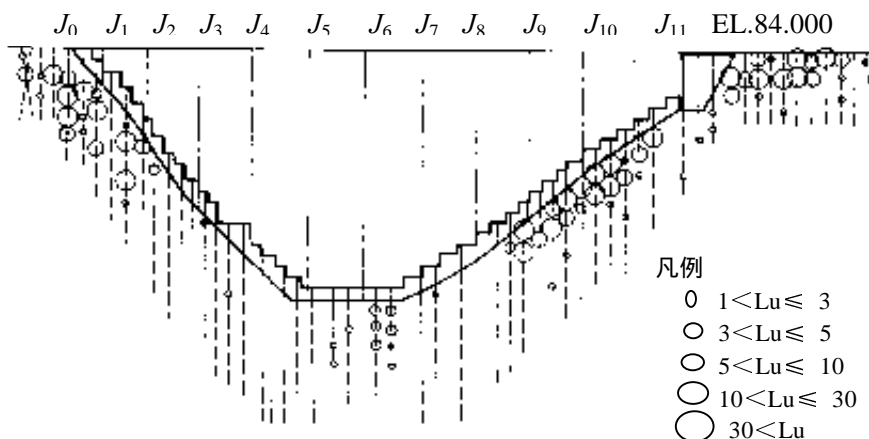


图 25—65 帷幕式灌浆 3 次孔的吕荣值分布

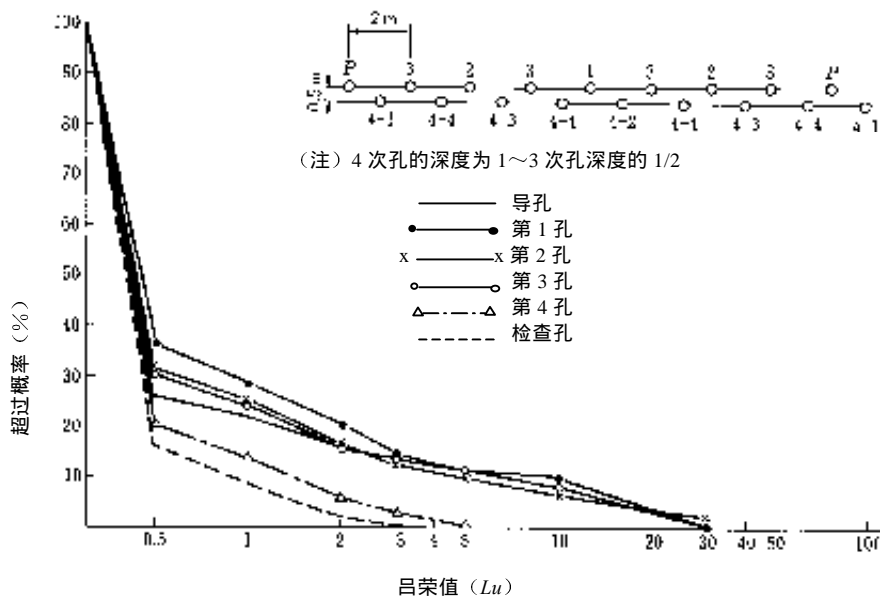


图 25—66 帷幕式灌浆的吕荣值超过概率图

## (6) 第四纪火山岩坝基的灌浆

至此我们已经对一般地区的大坝基础处理进行了说明，而第四纪火山岩地带的大坝，由于存在着未凝固层和冷却节理比较发达的岩体等，就产生了在基础处理上需要解决的种种问题。

有一专门报告总结了九州地方火山岩地带的 25 例水库灌浆的实况并对防渗施工法进行了研究。下面将对这一报告<sup>30)</sup>的部分内容进行介绍。

## a. 按地质结构和地下水位划分的防渗施工法

在建水库按地质结构和地下水位划分的防渗施工法实况总结在表 25-9 中。

## b. 帷幕式灌浆

在建水库的帷幕式灌浆实况示于表 25-10。参考这些实况和在全国火山岩地区进行的帷幕式灌浆的实况，可以大体总结出，对第四纪火山岩地带的帷幕式灌浆施工，可根据各自的地质结构采用表 25-11 所示的施工法。根据由在建水库检查孔的吕荣测试所制作的吕荣图，多数在 2~3 个吕荣以下，可以认为这些施工法是能够满足防渗要求的。

## 1) 熔岩、凝灰角砾岩及其互层

熔岩一般裂缝多而透水性高，凝灰角砾岩则裂缝较少，透水性也较低。因此，在两岸单独分布于坝址时，帷幕式灌浆的施工法也应不同，但在所调查的水库中，熔岩和凝灰角砾岩单独分布的水库实例很少，同时从帷幕式灌浆的实况看，熔岩和凝灰角砾岩互层也采用相同的施工法，所以在此一并叙述。

## ① 地下水位比较高的情况

## i) 施工类型

2~3 列 2~3m 间隔施工的实例占了大多数，一部分在施工阶段追加了辅助帷幕式灌浆。

## ii) 浇注深度和浇注压力

浇注深度对大坝高度的比取 0.5~0.8。

浇注深度以公式  $d=1/3H+a$  计算为主，一部分按  $d=1/2H\sim H$ ，或者直到不透水性地面。不管怎样，均在浇注深度/大坝高度为 0.5~0.8 的范围内施工。最高浇注压力对大坝高度的比取 0.3~0.5，稍低一些。

## iii) 浇注材料、浓度和浓度转换标准

仅使用水泥的大坝较多，但一部分也使用膨润土。浓度由  $W/C=10$  开始，进行到  $W/C=1$ 。对浇注量有规定，在 20 分钟内的浇注量超过规定量时，依次将配合加浓。

## ② 地下水位低而仍在河床高程以上的情况

### i) 施工类型和浇注压力

存在着增多列数压低浇注压力,以及在 1 列中增大浇注压力,增加 1 孔的浇注量等情况。前者浇注深度也随之加大,不会产生问题;而后者从蓄水池所渗水多,要进行追加帷幕式灌浆,结果虽增加一些渗水,但状态比较稳定。追加帷幕式灌浆的施工方法与原施工方法相同,但浇注深度加深,对两岸也要进行边缘灌浆,扩大了施工范围。因此,无论哪种办法,只要扩大浇注范围,防渗是做得到的。但是,当增大浇注压力时,必须根据灌浆试验等充分研究对岩体的影响。在计划阶段,降低浇注压力、增加列数一般较为妥当。列数为 3~5、间隔为 1~1.5m 时,最高浇注压力对浇注深度的比大体为 0.4~1.0。

### ii) 浇注深度

决定浇注深度的方法因坝址而异,多数成功的水库例中浇注深度对大坝高度的比为 0.9~1.1。在这种情况下,对于两岸也要进行与此长度相适应的边缘灌浆。

### iii) 浇注材料和浓度

浇注材料以水泥为主,也有的使用膨润土。浇注浓度从  $W/C=10$  开始,进行到  $W/C=1$ 。

## ③ 地下水位比河床还深的情况

### i) 施工类型

以单双线 1.5m 间隔施工的大坝较多。各水库均有较大的渗水,蓄水水位正在下降。虽已进行了追加帷幕式灌浆,但施工类型没有太大改变。追加防渗措施除帷幕式灌浆之外,蓄水池内设置了敷层,防渗效果主要依靠敷层。因为没有列数更多的例子,所以对其效果尚不清楚。但与“地下水位低而仍在河床高程以上”的情况大体相同或更多的线数是需要,间隔也需要 1m 左右。最终,在各坝址仍需进行灌浆试验,加以详细地研究。

### ii) 浇注深度

浇注深度对大坝高度的比取 0.5~0.8。

即使在“地下水位低而比河床高程高”的情况下,仍需采用与大坝高度相同的深度,所以可以说这种深度是最低的要求。对于两岸,需要在与其深度相适应的范围内扩大灌浆的范围。当决定浇注深度和范围时,不仅要研究最终钻孔的孔内水位,而且对滞水性地下水的存在、即中途不透水性地面的存在价值也需要进行充分的研究。



## 2) 熔结凝灰岩

## ① 地下水位比较高的情况，地下水位低而比河床高程高的情况

在调查的水库中没有“地下水位比较高”的水库，但考虑到地质状况和地面的透水性，必须与“地下水位低而比河床高程高的情况”采取同样的处理方法。

## i) 施工类型

以 3 线 1.5~2.0m 间隔施工，渗水稍多但处于稳定状态。

对于熔岩、凝灰角砾岩及其互层，以 3~5 线 1~1.5m 间隔施工，没有产生问题，由此判断，在熔结凝灰岩“地下水位比河床稍高的情况下”，可以考虑稍微增多列数，减少间隔，这样比较牢靠。

## ii) 浇注深度

浇注深度即使达到与大坝高度相同的深度，线数为双线仍然不够，渗水较多，实施了追加防渗措施。追加的帷幕式灌浆的深度为大坝高度的 0.3~0.4，列数为 3 线，如增加列数，可确保防渗性能。因此，浇注深度虽然浅一些，如果增加列数也可以防渗，但考虑熔岩、凝灰角砾岩及其互层的浇注深度时，必须使在本岩中的浇注深度与大坝高度相同。

## ② 地下水位在河床以下的情况

在所调查的水库中没有这一类型的水库，可以认为利用灌浆进行改造并不是不可能的，但需要对各坝址进行充分的研究。

## 3) 旧河床砂砾等

对于这一地质类型进行帷幕式灌浆时，不是要对旧河床砂砾等未凝固层单独灌浆，而是要对包括未凝固层下部的基岩和上部的熔结凝灰岩等在内的基础整体进行灌浆。

## ① 地下水位比较高的情况

## i) 施工类型

考虑分布在上部的熔结凝灰岩的防渗，以 2~5 线 1.5~2.0m 间隔进行了施工。在尚未进行蓄水试验的水库中，包括辅助灌浆在内，以 5 线 2m 间隔进行了施工。

## ii) 浇注深度和浇注压力

决定浇注深度的方法因坝址而异，浇注深度对大坝高度的比取 0.4~0.7。最高浇注压力对浇注深度取 0.6~1.0。

## iii) 浇注材料

以熔渣水泥为主，也使用胶体水泥或膨润土。

## ② 地下水位低而比河床高程高的情况

i) 施工类型

开始是以 2 线 2~3m 间隔的施工的, 但因渗水多, 又追加实施了帷幕式灌浆。追加的灌浆, 有的扩大了浇注范围, 有的部分进行了 3 次灌浆, 实际上, 还有的把灌浆线数增加到 4 线的。即使在扩大浇注范围的情况下, 也还进行了 2 线的辅助帷幕式灌浆。因此, 需要有 4 线孔间隔需要 1~2m。

ii) 浇注深度和浇注压力

浇注深度对大坝高度的比取 0.6~1.1。列数取 1~2 较少的情况下, 浇注深度要与大坝高度相同; 线数较多时, 可取为大坝高度的 60~80%。

③ 地下水位在河床以下的情况

分布有厚层旧河床卵石的情况较多, 由水泥进行灌浆难以防渗。

4) 白砂

采用混凝土防渗墙或敷层进行防渗。灌浆试验的结果表明, 一般性水泥灌浆, 其防渗的改造效果较差。

表 25—9 已建水库按地质结构和地下水位划分的防渗施工法情况总结

地下水位	地质划分	熔岩·凝灰角砾岩互层	熔岩	凝灰角砾岩	熔结凝灰岩	旧河床砂砾等	白砂
(A)比较高	防渗措施	G <sub>1</sub>	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub> ,G <sub>3</sub>		G <sub>1</sub> ,G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> ,C	
	试验蓄水的结果	A	A	A		A	
	渗水经路涌水地点	—	—	—		—	
	追加防渗措施	—	—	—		—	
	追加防渗措施后的蓄水状况	—	—	—		—	
	总结	灌浆防渗(但是在特殊透水层必须同时做混凝土防渗墙)	灌浆防渗	灌浆防渗		灌浆防渗	
(B)比较低而高于河床高程	防渗措施	G <sub>1</sub> ,G <sub>2</sub>			G <sub>1</sub> ,G <sub>2</sub> ,C,B-1	G <sub>2</sub>	G <sub>1</sub> ,G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> ,C,B-1
	试验蓄水的结果	A,B			B,C	B',C	A
	渗水经路涌水地点	An: K			WT: K,E	WT: rd·E	—
	追加防渗措施	G <sub>2</sub>			G <sub>1</sub> , G <sub>2</sub>	G <sub>2</sub>	—
	追加防渗措施后的蓄水状况	B'			B'	B',A	—
	总结	灌浆防渗(但是在特殊透水层必须同时做混凝土防渗墙)			灌浆达到不发生管涌的防渗效果,但对蓄水池内进行处理(表面层灌浆、凝固灌浆)	灌浆达到不发生管涌的防渗效果	进行充分的灌浆,并用挡水墙、蓄水池内的表面层灌浆等可达到防渗效果
(C)比河床深	防渗措施	G <sub>2</sub> ,C,B-2		B-2			
	试验蓄水的结果	C		A			
	渗水经路涌水地点	An,rd,F: E		—			
	追加防渗措施	G <sub>2</sub> ,B-1,G <sub>0</sub>		—			
	追加防渗措施后的蓄水状况	B',A		—			
	总结	仅在坝址进行灌浆不能防渗,必须对蓄水池进行表面层灌浆和凝固灌浆等处理		必须对蓄水池进行表面层灌浆等处理			

蓄水前地面的地下水位 A: 地面的地下水位比较高 B: 地下水位低而在河床之上 C: 地下水位低而在河床之下

防渗措施 · 帷幕式灌浆  $d=H/3+(5\sim 15)$ .....G<sub>1</sub>

$d=H/2\sim H$ .....G<sub>2</sub>

$d=$ 到不透水性地面.....G<sub>3</sub>

蓄水状况 · 目前正在建设尚未进行试验蓄水的水库.....T

· 蓄水池的渗水量无问题.....A

· 蓄水池的渗水量稍多,但不会发生管涌等问题.....B'

· 蓄水池的渗水量多,必须要采取防渗措施.....B

· 蓄水池的渗水量多,蓄水位下降.....C

渗水经路的地质 安山岩.....An, 熔结凝灰岩.....WT, 旧河床砂砾等未凝固物.....rd, 断层.....F

从蓄水池渗水的涌水地点 大坝直下游.....K, 离大坝和蓄水池 200m 的远距离地点.....E

表 25—10 已建水库帷幕式灌浆施工法情况总结

地质结构划分		熔岩·凝灰角砾岩互层		熔岩	凝灰角砾岩	熔结凝灰岩		旧河床砂砾等	
地下水划分									
(A) 比较高	施工类型 列	2 3		3	2			2~5	
	间隔	3 2		2	2			1.5~2.0	
	浇注深度决定方法	G <sub>1</sub>		G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub> ,G <sub>3</sub>			G <sub>1</sub> G <sub>2</sub> G <sub>3</sub>	
	浇注深度/大坝高度	0.5~0.8		0.6	0.7			0.6~0.7	
	最高压力/浇注深度 kg/cm <sup>2</sup> /m	0.4~0.5		0.3	0.3			0.6~1.0	
	浇注材料	水泥(膨润土)		水泥	水泥			水泥(膨润土、分散剂)	
	浇注浓度 W/C	10/1~1/1		10/1~1/1	10/1~1/1			10/1 8/1~1/1	
	浓度切换标准 l/min	600/20→200/20		—	600/20			600/20→200/20, 600/40→1000/50	
结 果	A		A	A			A		
(B) 比较低而高于河床高程	施工类型 列	3~5	1			3	2	2 2	2
	间隔	1~1.5	1~2			1.5~2.0	1.5	2 4	2.5~3.0
	浇注深度决定方法	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>			G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>2</sub>	
	浇注深度/大坝高度	0.9	0.5			0.4	1.0	0.6	1.0
	最高压力/浇注深度 kg/cm <sup>2</sup> /m	0.4	1~1.2			—	0.5	1.0~1.5	0.3
	浇注材料	水泥	水泥、膨润土、分散剂			水泥(熔渣水泥)	水泥(粉煤灰)	水泥、膨润土、分散剂	水泥
	浇注浓度 W/C	10/1~1/1	8/1~1/1			10/1~1/1	10~1~2/1	8/1~1/1	15/1~1/1
	浓度切换标准 l/min	600/20→200/20	600/40→1000/60			600/20→200/20	600/20	400/15→600/20	—
结 果	A	B <sup>1</sup>			B <sup>1</sup>	B <sup>3</sup>	B <sup>4</sup>	C <sup>5</sup>	
© 比河床深	施工类型 列	1~2							
	间隔	1.5							
	浇注深度决定方法	G <sub>1</sub>							
	浇注深度/大坝高度	0.5~0.8							
	最高压力/浇注深度 kg/cm <sup>2</sup> /m	1.0	0.2						
	浇注材料	水泥	水泥膨润土						
	浇注浓度 W/C	—							
	浓度切换标准 l/min	—							
结 果	C <sup>2</sup>								

(注) 符号与表 25—9 相同。

- \*1: 采取追加措施, 加深浇注深度确保 B'。浇注深度/大坝高度为 0.9/1.1, 两岸延长 30~190m。
- \*2: 采取追加措施, 加深浇注深度, 设置垫层。结果为 A, B'。
- \*3: 采取追加措施, 将灌浆列数增加到 3 列, 确保 B'。
- \*4: 采取追加措施, 加深浇注深度确保 B'。
- \*5: 采取追加措施, 进行 3 次灌浆, 增加灌浆列数。结果为 A。
- \*6: 对包括旧河床砂砾等的未凝固层的基础整体进行灌浆施工。

表 25—11 对已建水库帷幕式灌浆施工法的研究

地质结构划分		熔岩·凝灰角砾岩 及其互层 <sup>*1</sup>	熔结凝灰岩	旧河床砂砾等	白砂
(A) 比较 高	施工类型 列	2~3	3	2~5	一般性灌浆难以 取得改造效果。
	间隔	2~3	1.5~2	1.5~2.0	
	浇注深度/大坝高度	0.5~0.8	0.4~1.0	0.4~0.7	
	浇注压力(最高压力/浇注深度)	0.3~0.5	—	0.6~1.0	
	浇注材料 kg/cm <sup>2</sup> /m	水泥	水泥	水泥 膨润土 分散剂	
浓度切换标准·浓度	600/20→200/20,10/1→1/1	600/20→200/20,10/1→1/1	—·10/1→1/1		
(B) 比较 低而 高于 河床 高程	施工类型 列	3~5	3~5	3~5	
	间隔	1~1.5	1~1.5	1~2	
	浇注深度/大坝高度	0.9~1.1	1.0	0.6~1.0	
	浇注压力(最高压力/浇注深度)	0.4~1.0	—	—	
	浇注材料 kg/cm <sup>2</sup> /m	水泥	水泥	水泥 膨润土 分散剂	
浓度切换标准·浓度	600/20→200/20,10/1→1/1	600/20→200/20,10/1→1/1	·		
(C) 比河 床深	施工类型 列	对各坝址需要进行研究。			
	间隔				
	浇注深度/大坝高度				
	浇注压力(最高压力/浇注深度)				
	浇注材料 kg/cm <sup>2</sup> /m				
浓度切换标准·浓度					

\*1: 单独为熔岩和凝灰角砾岩的情况下应该分别进行研究,但因实际例子少,就统一在一起了。

\*2: 不是对旧河床砂砾等未凝固层单独进行灌浆,而是对基础整体的灌浆实况。浇注深度也有实况,在实际施工时要施工到基岩的透水性低的范围。

#### 4.4 双层管双层拉伸筒式灌浆

基础的极限压力小，钻孔自立困难或拉伸筒不能充分发挥作用的地层，难以采用通常的灌浆施工法。

最近，对于这样的基础，开始采用双层管双层拉伸筒式灌浆施工法。

这一方法基本上是按照图 25—67 所示的如下顺序进行的。

- ① 挖掘孔并插入套筒。
- ② 填充密封浆液，插入浇注用外管，并拔出套筒
- ③，④ 待密封浆液固化后插入浇注用内管，压水使密封浆破碎。
- ⑤ 设置拉伸筒，使其能够在浇注点任意上下活动，浇注。

这一施工法的特点如下：

- i) 可在软弱的基础上进行灌浆。
- ii) 挖掘和浇注可分开进行。
- iii) 浇注点在 1m 处有 3 个，可比较严密地对地层进行灌浆。
- iv) 反复进行上述④和⑤，可进行反复数次浇注。
- v) 在施工过程中只能间接了解透水性的改造状况。

从最近的施工例子总结出的本施工法的注意事项如下：

a) 即使象通常的灌浆一样规定了结束标准（在规定的浇注压力下浇注量 0），也会有浇注量不减少而不结束的情况。这是因为基础中出现了裂缝，浆液被浇灌到远处所致。所以对浇注压力要慎重研究，同时施工过程中也要根据浇注状况适当修正浇注规格。

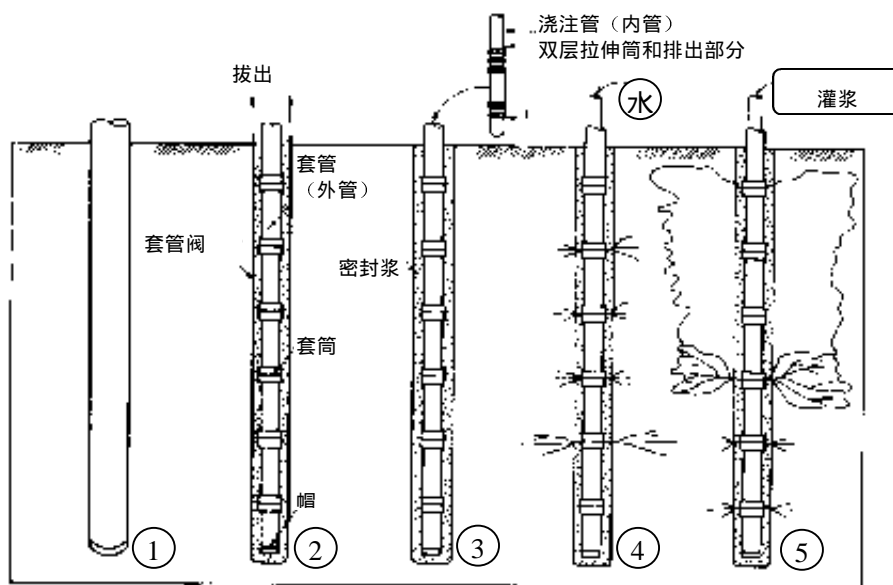


图 25—67 双层管双层拉伸筒式灌浆施工顺序

为了防止过量浇注，必须预先规定好总浇注量。

为了不使浆液被浇灌到远处，必须将总浇注量分成 3 次仔细浇注。

b) 浆液浓度过浓时，再次浇注时的灌浆变得困难，造成无法反复灌浆。而浆液浓度过稀时，增加了达不到结束标准的几率，所以决定浆液的配合是一个重要的因素。

c) 各阀分别施工很费时间，有时可以将 3 个阀一起浇注施工，但在这种情况下，不为防止从特定的阀浇注过多的情况发生，需要通过事前的压水确认各个阀的浇注阻力基本上相等。

另外，在双层管双层拉伸筒式灌浆时，究竟什么样的浇注规格是合理的，目前尚未定论。当然，这会因所浇注的基础地面的性状而变化，也许不能一概而论。在进行双层管双层拉伸筒式灌浆施工时，各个水库都分别进行了灌浆试验确定了施工规格，但试验也是有限的，因此究竟规格是否合适尚不明确。为此，对浇注量、浇注次数、浆液配合、结束标准等基本项目有必要通过积累实践经验加以确定。另外，对于改造结果，一定要获得达到各自所定目标的成果。

下面介绍一些最近的施工规格。

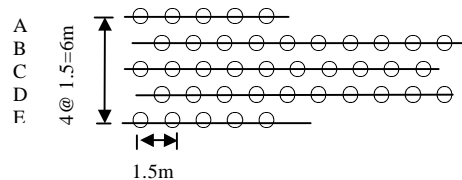
### 大川水库

- 对象地面：高位阶地砂砾层
- 透水系数： $10^{-3} \sim 10^{-4}$  cm/sec，改造后  $10^{-4} \sim 10^{-5}$  cm/sec
- 列数：5 列和 3 列，孔间隔 1.5m

浇注规格在施工过程中变更了 2 次。主要的理由是按规格浇注时浇注量过大，认为有可能是开始灌浆改造的地面被后来的灌浆所破坏，所以改变了浇注压力和浇注结束标准。

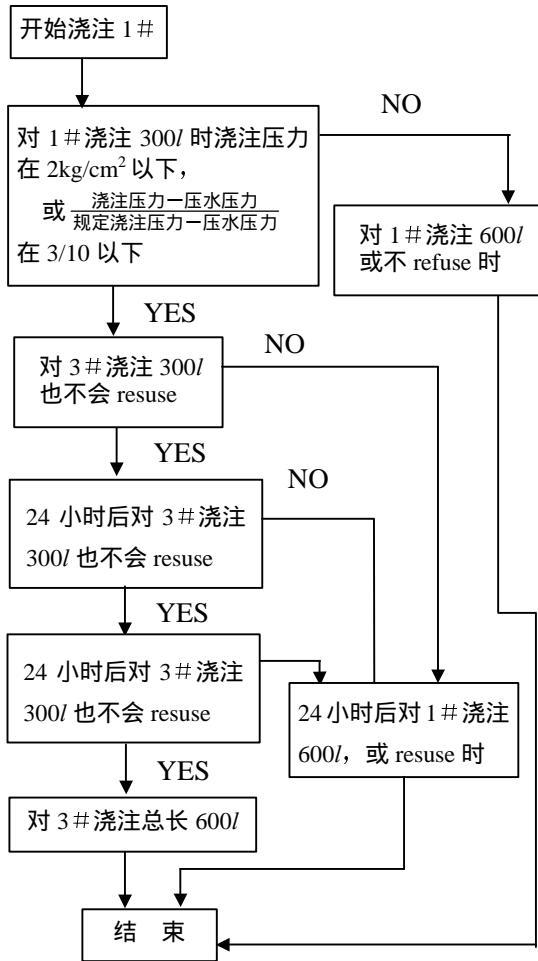
在大川水库进行灌浆时，在浇注结束标准中引入了 refuse（废弃、重熔）（浇注压力上升到规定压力，且浇注量减少到  $1\text{l}/\text{min} \cdot \text{阀}$  左右）的概念，具有将浇注量设定得较大的特点。

第 3 次浇注规格，因为已经可以在比较低的压力下进行反复浇注了，所以将配合设定得较稀。



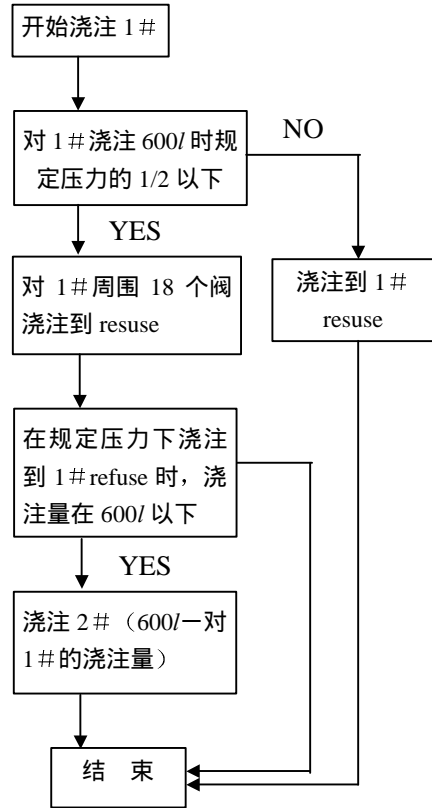
第 1 次浇注规格

A、E 列



B, D 列  
省略

C 列



( $l$  为每 1 个阀的升数)

(规定浇注压力)

外列孔  $P=0.8H+P_d$   $H$ : 深度 (将 m 替换读取为  $\text{kgf/cm}^2$ )

内中间列孔  $P=H+P_d$   $P_d$ : 水压力 (达到  $15\text{l/min} \cdot \text{阀}$  所需压力)

配合

1#  $B-C_c=10-1$ ,  $W-(B+C_c)=10-1$   $B$ : 膨润土

2#  $B-C_c=10-1$ ,  $W-(B+C_c)=19-1$   $C_c$ : 胶体水泥

3#  $B-C_c=10-1$ ,  $W-(B+C_c)=3-1$   $C$ : 普通水泥

(规定浇注速度)

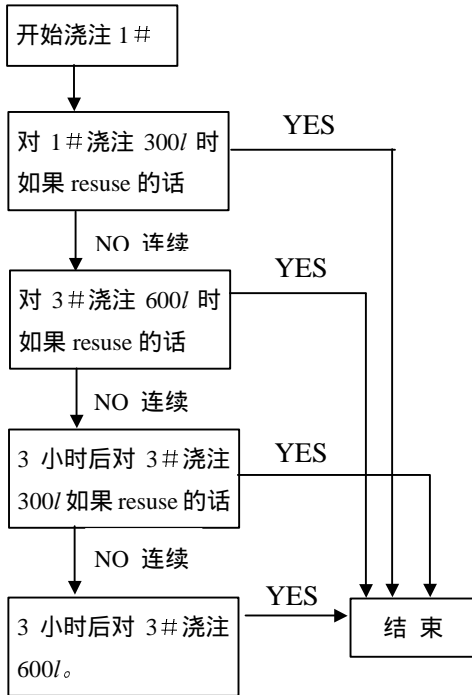
$15\text{l/min} \cdot \text{阀}$

但是, 对于 1#, 可以以 3 号阀为限度同时浇注。标准与第 2 次规格相同。

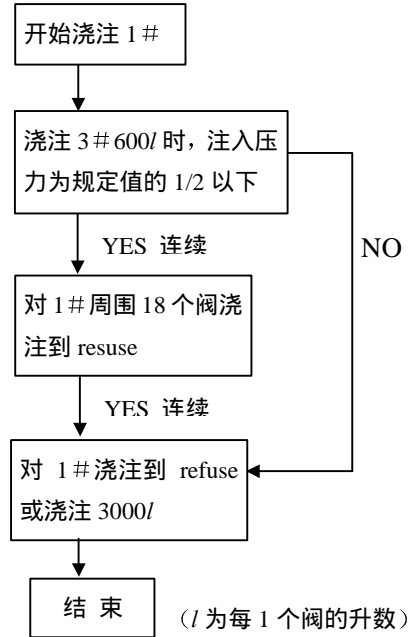


第 2 次浇注规格

外列 (A、B、D、E 列)



中间列 (C 列)



(l 为每 1 个阀的升数)

(规定浇注压力)

外列、内列、中间列

$$P=0.5H+P_dH: \text{深度 (将 m 替换读取为 kgf/cm}^2\text{)}$$

$P_d$ : 压水压力 (达到 15l/min · 阀所需压力), 最大为 7kgf/cm<sup>2</sup>

(配合)

1#  $B-C_c=1-10, W-(B+C_c)=6-1$

2# 删除

3#  $B-C=1-30, W-(B+C)=3-1$

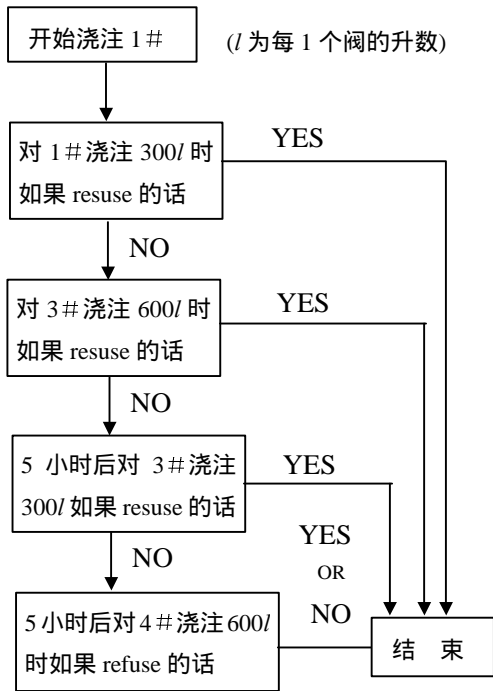
(规定浇注速度)

上下连续阀的  $P_d$  的差为 1kgf/cm<sup>2</sup> 以下时, 以 3 号阀为限度同时浇注。

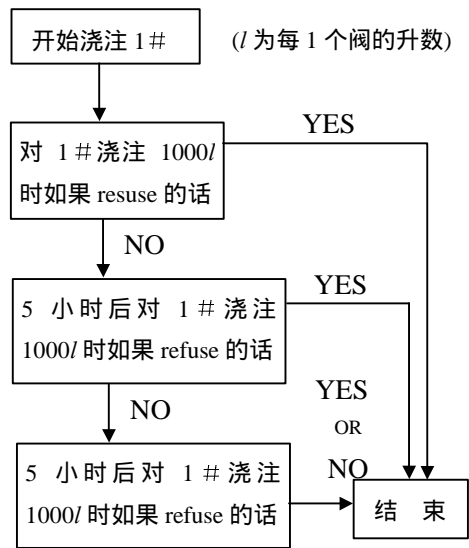
同时浇注阀数	3 阀	2 阀	1 阀
浇注速度	30l/min	20 l/min	15 l/min

第 3 次浇注规格

外列 (A、B、D、E 列)



中间列 (C 列)



(规定浇注压力)

外列  $P=0.2H+P_d$   $H$ : 深度 (将 m 替换读取为  $\text{kgf/cm}^2$ )

中间列  $P=0.2H+P_d$   $P_d$ : 压水压力 (达到  $15\text{l/min} \cdot \text{阀}$  所需压力), 最大为  $7\text{kgf/cm}^2$

(注) 3 阀同时浇注时  $P_d$  采用 3 阀中最低的  $P_d$  的值。

(配合)

1#  $B-C=1-10, W-(B+C)=6-1$

3#  $B-C=1-30, W-(B+C)=3-1$

4#  $C=1, W-C=2-1$

(规定浇注速度)

$30\text{l/min} \cdot 3 \text{ 阀}$  段部与第 2 次规格相同。

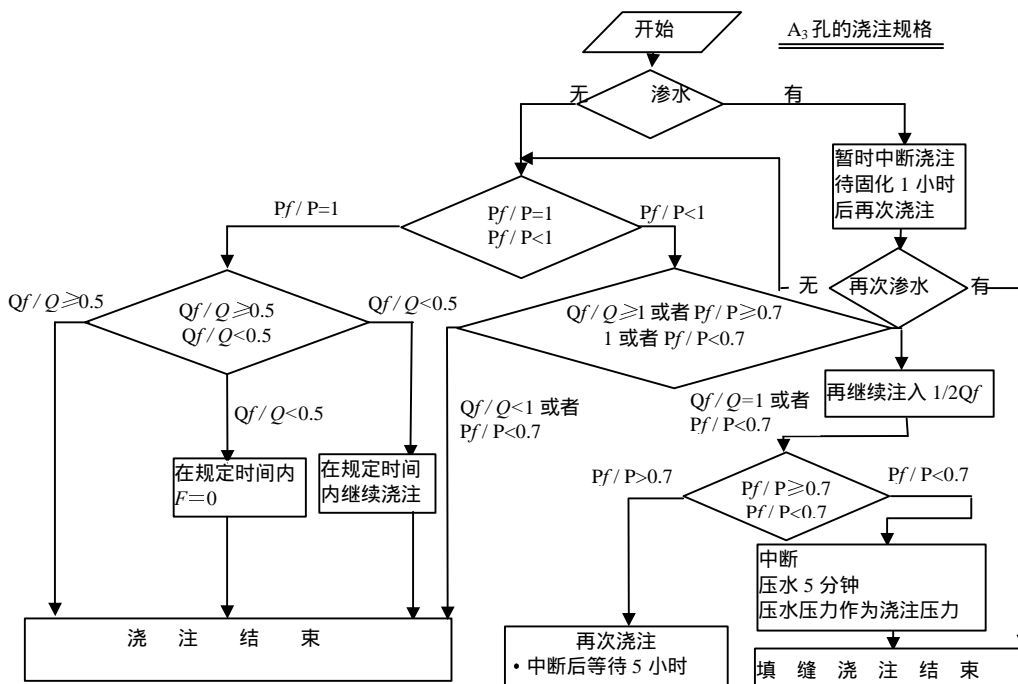
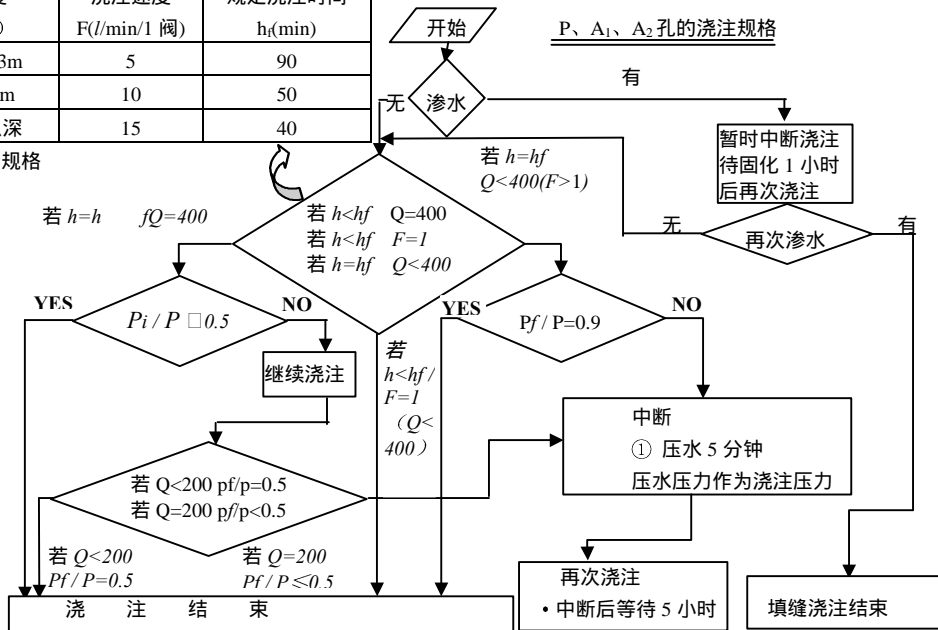
大町水库

- 选用地面: 高位阶地砂砾层
- 透水系数:  $10^{-2} \sim 10^{-5} \text{cm/sec}$ , 改造后  $10^{-4} \text{cm/sec}$
- 列数: 1 列 (一部分为 2 列), 孔间隔 1.5m

基本上与大川水库相同, 根据浇注压力的增加和浇注速度的降低程度等判断可否结束, 基本设计浇注量为  $400\text{l/阀}$ , 比大川水库要小。

闸 No	深度 (m)	浇注速度 F(l/min/1 闸)	规定浇注时间 $h_f$ (min)
1~6	1.5~3m	5	90
7~12	3~5m	10	50
13 以上	5m 以深	15	40

\* 隧道内为 F=15 的规格



规定浇注压力

$P_f = \alpha H + P_d$   $H$ : 深度 (将 m 替换读取为  $\text{kgf/cm}^2$ )  
 $\alpha$ : 系数, 从 0.5 开始, 以 1.0 为目标  
 $P_d$ : 压水压力 (以与灌浆的规定浇注速度相同的速度压水所需的压力)

配合

$W/(C+B)=4$   $C$ : 熔渣水泥  $B$   
 $B/(C+B)=0.1$   $B$ : 膨润土  
 分散剂=0.005B

规定浇注速度

浇注速度(F)	闸位置
5 l/min/1 闸	1~6
10 l/min/1 闸	7~12
15 l/min/1 闸	13 以深

(注) 隧道内 (比坑口 7.0m 更深) 的浇注速度与深度无关,  $F=15$  l/min/1 闸

规定浇注量

$Q_f=400$  l/闸

### 4.5 地下连续墙施工法

如对未凝固层的施工一样，对于桩基，如欲取得所需的灌浆效果，地下连续混凝土防渗墙施工法是一种确实有效的施工法。

这种施工法可大体分为重复沿水平方向施工的隧道转换施工法和沿垂直方向重复施工的撑墙施工法或撑柱施工法。

隧道转换施工法是如图 25—68 所示的施工法。其优点是不太受山地形状的限制，但不太使用机械，施工很费事，一般认为墙高在 10m 左右即已达到其适用限度。最近的施工例可举出小谷水库（长野县）右岸的页岩破碎区和日男水库（宫崎县）左岸的白砂区。

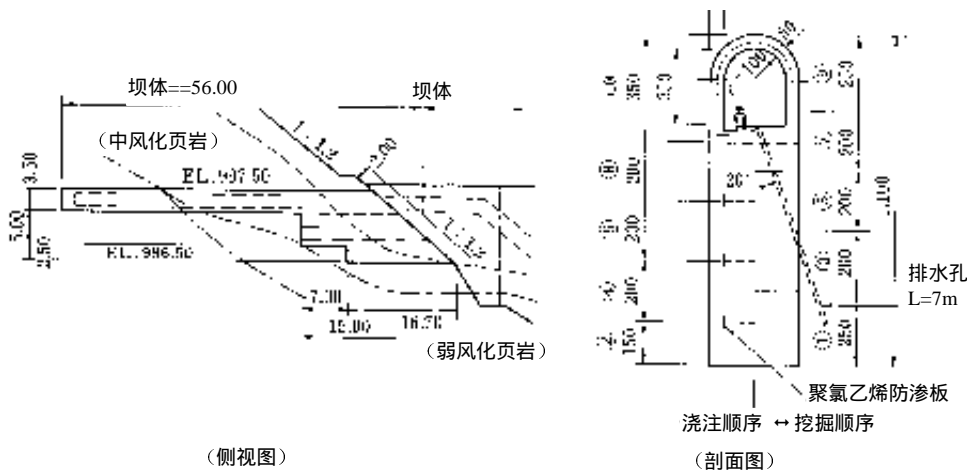


图 25—68 隧道置换施工法（小谷水库）

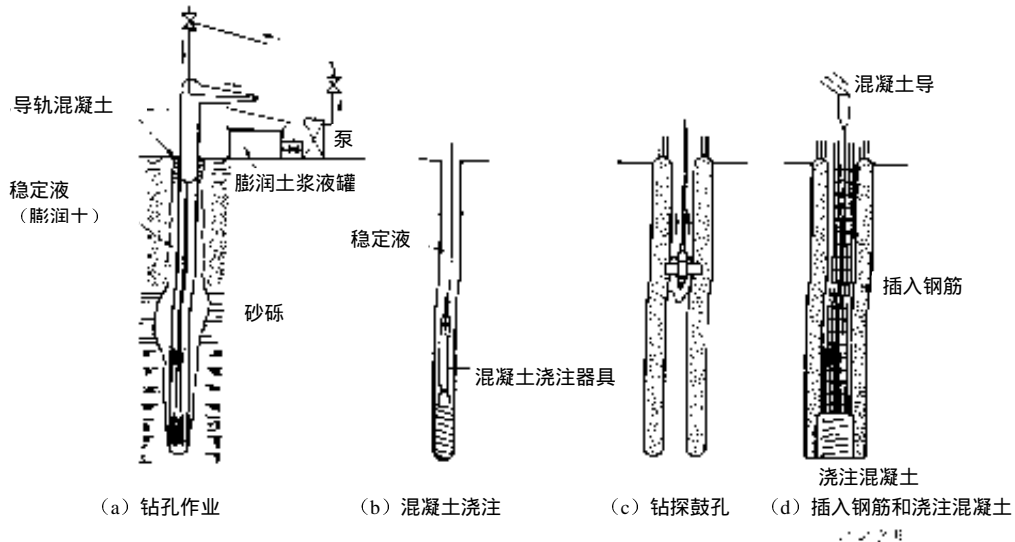


图 25—69 地下连续墙施工法实例（1）

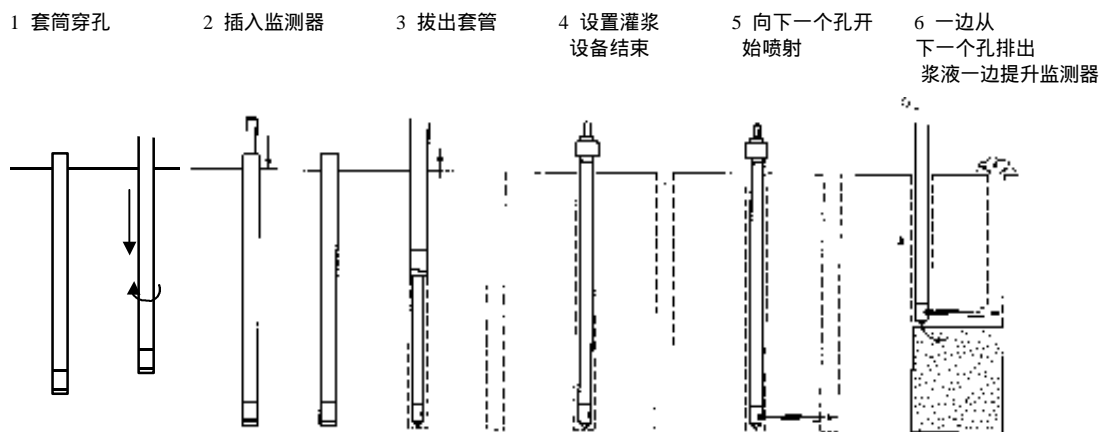


图 25—70 地下连续墙施工法实例 (2)

如图 25—69 所示, 垂直方向的施工法是一边将保护墙面的泥水 (称为稳定液) 灌满内部, 一边用刀头、钻头或顺向工具等将基础掘削成柱状或矩形, 插入组合钢筋, 从下部用导管在水中浇注混凝土。另一个方法如图 25—70 所示, 开始时先挖掘导孔, 在其中插入喷嘴, 用超高压喷射水一边扩孔一边用混凝土置换, 从而造出地下墙。关于这些施工, 各公司都有自己独特的施工方法, 有的施工深度达 100m 以上。壁厚各有不同, 从施工实例看, 以 60cm 居多。

从顶部进行挖掘的方法, 在最近的施工例中可举出浅濑石川水库 (东北地建) 右岸的未凝固层—低凝固凝灰岩层和大町水库 (北陆地建) 左岸的砂砾层的施工例。利用喷射水的施工方法, 在建设省系统的水库中尚无施工实例。

这些施工法都需要在地表设置某些设备, 因此需要一定的平坦地面, 而且为了尽量减少不必要的挖掘工作, 也受到地形的限制。

另外, 这些地下墙施工法目前主要用在在大坝左右岸的拱座部分或侧坝基础上, 在正坝的河床部分的基础上则不采用。

采取地下连续墙施工法时, 连续墙基本上可形成完全的防渗线, 而对其周围反而会增大水力比降, 这一点在制定灌浆计划时要充分考虑到。

另外, 当需要对地下墙下面的基础进行灌浆时, 如果下部没有灌浆隧道, 则从地表起挖掘的区段间将很长, 这也是需要考虑的问题。

## 参考文献

- 1) 土木学会岩体力学委员会: 岩体剪切强度的调查报告, 土木学会志, 第 56 卷, 第 6 号, 1970.
- 2) Multipurpose Dam Rock Testing Groupe: Rock Tests in Multipurpose Dam in Japan, 8th Large Dams Congress, 1969.
- 3) 岸本贞男, 安江朝光, 小林茂敏: 岩体变形试验中应变的分布, 土木学会第 5 次岩体力学研论会讲演概要, 1969.
- 4) Iida, R. Hojo, K. and Harada. J.: In-situ Tests Theoretical Studies on the Relations between Looseness and Deformation Characteristics of Jointed Rock-masses, 3rd Cong of I.S.R.M., 1974.
- 5) 关西电力株式会社建设部: 黑部第四水库基础的活动, 大坝, No.37, 1966.
- 6) 齐藤孝三, 白江建造: 原位置剪切试验时岩体内应变的测定, 土木技术资料, 23-1, 1981.
- 7) 野濑正仪: 关于大坝岩基现场试验的研究, 关西电力株式会社, 1965.5.
- 8) 小岛圭二: 沉积物的凝固过程及其工程特点, 施工技术, Vol.5, No.4, 33~42, 1972.
- 9) 仲野良纪: 由比的滑坡母岩的软化和物性的变化 (1), 土和基础, Vol.12, No.11, 1964.
- 10) A. Pellegrino: Surface Footing on Soft Rock, 3rd Cong. I.S.R.M., Vol. II, 1974.
- 11) 田中治雄: 土木技术人员地质入门, 山海堂, 1964.
- 12) 冈本隆一, 安江朝光: 对坝址岩体划分的探讨, 土木技术资料, Vol.8, No.9, 1966.
- 13) 林正夫: 考虑到非线性变形现象的岩体变形、应力、抗载力的分析方法, 电研所报, 土木 No.66072, 1967.
- 14) 土木学会: 原位置岩体的变形及剪切试验的指导方针—解说和设计应用一, 1983.12
- 15) 齐藤孝三, 片平博: 大坝岩基原位置剪切试验值和地质, 关于岩体分类特点的考察, 土木技术资料, Vol.26, No.12
- 16) 饭田隆一, 小林茂敏: 关于对有裂缝的岩体的非弹性行为的理论研究, 建设省土木研究所报告, Vol.144, No.2
- 17) 建设省河川局: 河川管理设施等结构令有关法令条规集, 1977.
- 18) 建设省土木研究所: 大川水库的坝体和岩基的稳定分析报告书, 土木研究所资料, 第 1615 号, 1980.10
- 19) 冈本舜三, 柴田功: 关于拱形坝平板化的研究, 大水库, No.57
- 20) 土木学会: 工程报告—川俣水库的拱形坝, 1965.
- 21) 建设省土木研究所: 大渡水库坝体和基础的稳定分析报告书, 土木研究所资料第 1331 号, 1978.3

- 22) 齐藤孝三, 片平博: 混凝土大坝扬压力分布的实测调查结果, 土木技术资料, Vol.26, No.7, 1984.
- 23) 建设省土木研究所: 大坝岩基的弱层处理法之一研究例—关于雾积水库—, 土木研究所资料, 第 1419 号, 1978.10
- 24) 水野光章, 永山功: 采用三维有限要素法进行的岩基的应力分析, 土木技术资料, Vol.18, No.3, 1976.
- 25) 大坝会议: 水库设计标准, 1978.2
- 26) 柴田功: 关于重力坝的断层处理, 建设省土木研究所资料
- 27) 建设省土木研究所: 大坝岩基的断层稳定性分析及其处理, 土木研究所资料, 第 1754 号, 1982.1
- 28) 国土开发技术中心: 火山岩地带的基础处理, 1980 年 3 月





## 第 31 章 蓄水中的水库变化

### 1. 概论

观测水库的动态是确保水库安全的一项不可缺少的工作。即本来在设计和施工时，建设者就已考虑到了各种安全因素，以期万全。但在竣工后对水库的动态进行观测，确认无异常情况发生或出现异常情况时采取必要措施，使水库安全地发挥功能，这也是一项必不可少的工作。

在水库安全管理的动态观测中，初始蓄水期间的观测最为重要。所幸的是日本目前尚未发生过重大的水库事故，但在外国发生了几起蓄水后不久就发生重大事故的案例，如 Austin 水库（美国，1909 年竣工，1911 年崩塌）、Bila Desna 水库（捷克斯洛伐克，1915 年竣工，1916 年决口）、St. Francis 水库（美国，1926 年竣工，1928 年决口）、Malpasset 水库（法国，1954 年竣工，1959 年决口）、Vaiont 水库（1960 年竣工，1963 年蓄水池地表滑落致使蓄水溢流）、Teton 水库（美国，1975 年竣工，1976 年决口）等等。以上这些水库事故，均发生在初次到达蓄满水位的过程中，坝体或岩基的渗流、扬压力是造成决堤的原因。许多发生事故的水库，在决堤前就发现坝体或岩基上有新的渗漏点或渗漏有所增加，如果在初始蓄水时进行仔细观测，尽早发现异常，采取降低水位等措施，是有可能避免决堤事件发生的。

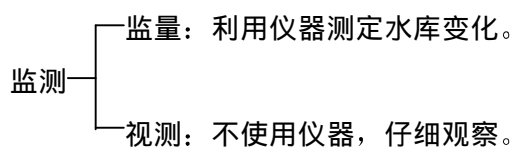
水库在使用一定年限后，会产生坝体劣化和老化问题。尤其是闸门、阀门、溢洪道等金属部件或受水流冲击的部分易受损坏。在堆石坝中，有时表面防护堆石层受波浪的冲击而丧失功能。所以在这一时期，必须进行检修或功能测试。此外，在发生大的地震动或洪水时，也要进行临时检查。

本章首先讲述对水库的观测，然后按照混凝土坝和填筑坝的分类，分别列举水库在初始蓄水时的动态。

### 2. 水库监测

#### 2.1 监测的定义

提起“水库监测”，一般认为包含两个方面，一是能够利用仪表读取数值的现象；二是很难用仪器测定，要通过观察来认识的现象。“观测”、“监测”这些词语没有明确的定义，本节中为便于说明问题，对这些词语的使用作如下规定：



因此，监测设备便包括用于双测的设备和用于视测的设备。前者主要包括传感器、放大器、配线、记录设备等，后者包括为便于观察而开通的道路、照明设备、电视摄影机等。

观测水库时，双测的重要性是不言而喻的，但同时双测的作用也是有限的，在这里我们必须强调，通过双察发现异常情况是一项必不可少的工作。

例如填筑坝的裂缝现象。在填筑坝的坝体上，安装了分层沉降仪等内部位移计和用于视准测量的外部标的等测量设备，能够测量坝体的变形。但测点的数量是有限的，监测的次数也是有限的，所以即使通过监测能够了解到设置分层沉降仪的断面出现的下沉倾向或坝体宏观变形的倾向，但要发现某个特定地点发生的龟裂现象仍要靠仔细的视察。

再比如说渗漏现象。在最近建造的填筑坝中，渗漏的监测设备得到改良，监测精度较以前有所提高。精度虽然提高了，但由于监测设备是安装在水库设计阶段中预测会渗漏的地方，所以对未预测到的地方发生的渗漏现象，就不得不依赖于视测。混凝土坝的情况也是这样。即在水库建设阶段，人们安装监测设备以尽可能双测更多的现象，在水库竣工后又最大限度地利用监测设备，力图掌握水库的动态。但人们也注意到测量是有限度的，所以对水库实施安全管理时，还应进行仔细的观察。

## 2.2 监测目的

在大坝上安装监测设备或利用所安装的设备进行观测时，要明确其目的，这一点是非常重要的。一般来说，观测水库的目的有三类，一是便于施工管理，二是便于竣工后的安全管理，三是为提高设计水平进行研究。当然，对一种设备的使用有时是出于多个目的。例如，安装在填筑坝防渗墙上的孔隙水压力计，在被用于监视施工过程中孔隙水压力的上升情况这一第一类目的的同时，还主要被用于第二类目的，即了解初始蓄水时防渗墙内的渗流状态，以确保大坝的安全。

## 2.3 双测项目

我们在前面已经讲述到，对坝的观测包括不直接利用仪器调查有无异常情况的视察和使用仪器进行的测量。下面，我们再来了解一下安全管理上的测量项目。

人们一般从强度及滑动等力学上的稳定性和管涌等水力上的稳定性这两个方面研究大坝的安全问题。但就象孔隙水压力超过预定数值会导致滑坡事故那样，有些问题与力学稳定和水力稳定这两个方面都有关系。将课题按照力学稳定和水理稳定分类，其相关的物理量如下所示。

与力学稳定相关的物理量：应变、倾斜角、沉降、挠度等变形（动态监测包括加速度、速度）。

应力、土压力、扬压力、孔隙水压力等应力。

蓄水位、温度、地震动等荷载。

与水力稳定相关的物理量：流速、渗流量、渗漏量等流量。

孔隙水压力、扬压力、地下水位、浸润面等水压力差。

有无悬浮物质、是否浑浊等水质。

现在我们来研究上述各种物理量中与变形有关的量。拱形混凝土坝坝体内的应变、倾斜角、挠度用下式表示：

$$e = \frac{M}{E \cdot I} Z \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$q = \int \frac{M}{E \cdot I} dx \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$d = \iint \frac{M}{E \cdot I} dx \quad \dots\dots\dots (3)$$

式中， $\varepsilon$ ：应变

$M$ ：力矩

$E$ ：弹性系数

$I$ ：断面二次力矩

$Z$ ：距中性轴的距离

$\theta$ ：倾斜角

$\delta$ ：挠度

$x$ ：梁轴方向的距离

也就是说，水压、温度等外荷载产生力矩  $M$ ，计算出与此相应的应变，积分后计算出旋转，再积分后便计算出挠度。因此，应变表示的是坝体的局部现象，挠度表示的是坝体的整体现象。

再假设坝体是弹性体，则可按照公式

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \dots\dots\dots (4)$$

直接求得应力。

测量是否有过大的引张应力作用于坝体时，可使用①直接测量应力 ②测量出应变并利用公式（4）求出应力这两种方法中的任意一种。第 1 种直接测量应力，目前暂时还没有较好的方法，虽然市面上有应力计这种仪器出售，但都只是测量感应部分的变形的，可靠性尚需进一步提高。第 2 种测量应变的方法，除在钢筋上安装有应变仪等情况外，需测量较小距离间的位移，再除以测量长度，得到应变。这种方法存在以下三个问题：

第一个问题是，安装了应变仪的地点的变形与未安装应变仪却真正想测量的地点的变形是否相同？（即应变仪的设置是否会引起局部的应力紊乱？）第二个问题是，温度等其他物理量可以进行适当的修正，而测量值是否反映了真正的应变？第三个问题是，应变仪的配置数量是有限的，整个坝体的应力是测量不完的。正如本节开头所述，坝体的超大应力在现象上表现为出现龟裂，所以对其进行的观测多使用视察的方法。不过，在发现龟裂时，要研究这一现象产生的原因到底是混凝土干燥收缩，还是温度梯度，亦或是过度应力。

让我们再来看一下挠度的情况。使用铅垂线测定拱型坝挠度，不仅测定值精度可靠，而且还能以设计值为标准判断其是否过大。同时，根据挠度测定检测出坝体或岩基在力学稳定上出现的重大异常情况的可能性极大。因此，如果挠度的测定值不正常，工作人员将检查其原因发生在坝体或岩基的何种部位，而这时，应变仪的测定值就会派上用场了。即应变、倾斜角、挠度等变形量反映了水库整体的动态，所以最好以利用测量装置开展的项目为核心实施安全管理。

与水理稳定性相关的物理量也是这样，可以利用局部的孔隙水压，观察水库整体或局部领域的渗漏量。

表 31-1 监测装置（河流管理设施等结构令）

(监测装置)

第 13 条 水库应按下表中栏所示的分类，安装用于测量该表第三栏所示项目的装置。

项	分 类		监测项目
	水库种类	从地基至坝顶的高度 (单位 m)	
一	重力混凝土坝	50 以下 50 以上	湾漏量 扬压力 湾漏量 变形 扬压力
二	拱形混凝土坝	30 以下 30 以上	湾漏量 变形 湾漏量 变形
三	填筑坝	水库的坝体使用 同一材料者	湾漏量 变形 浸润线
		其他	湾漏量 变形

2. 地基至坝顶高度在 100 m 以上的水库或设计特殊的水库，除前项规定的装置外，还要安装用于测量该水库管理所必需的项目的装置。

从上述思路出发，按照河流管理设施等结构令第 13 条规定的水库的分类，水库安全管理所必需的监测项目如表 31-1 所示。

按照土木研究所资料《水库的安全管理》<sup>1)</sup>（1982 年 5 月）的规定，应进行监测的项目如表 31-2 所示。

河流管理设施等结构令规定了最基本的监测项目。而《土木研究资料》则以大规模的直辖水库等为对象，规定了应监测的项目。

表 31-2 安全管理上的监测项目（土木研究所资料第 1834 号，部分修正）

项目 型式	湾渗漏量	变形量	扬压力或孔 隙水压力	浸润线	温度	应力或土压力	应变或剪切位移	地震
重力混凝土坝	◎	◎	◎	—	△	△	△	○
拱形混凝土坝	◎	◎	◎	—	◎	○	△	○
堆石坝	◎	◎	○	—	—	△	△	○
土坝	◎	◎	○	◎	—	△	△	○

（注）◎：必不可少的监测项目    ○：比较重要的监测项目

△：对大规模的水库最好能进行测量的监测项目

## 2.4 监测频率

从大坝的安全管理上说，初始蓄水时应进行非常细致的观测，在此期间，测量的频率必须非常大。蓄水开始几年以后，在确认其处于稳定状态后，可以根据测量项目的重要性、测量量的绝对值及变形的程度，适当减少监测频率。

表 31-3 《大坝建筑物管理标准》规定的不同管理期及相应监测项目的频率标准

（大水库会议）

管理期的划分	管理期划分的定义	各测定项目的测定频率			
		渗漏量	扬压力	浸润线	变形
第 1 期	从蓄水开始至蓄满水后一定时间（满水后最少 2 个月）	1 日 1 次	1 周 1 次	1 周 1 次	混凝土坝：高度在 100m 以上的重力坝及高度在 30m 以上的拱形坝 1 日 1 次 其他混凝土坝：1 周 1 次 填筑坝：1 周 1 次
第 2 期	从第 1 期结束后至水库达到稳定状态（必须为 3 年以上）	1 周 1 次	1 月 1 次	1 月 1 次	混凝土坝：高度在 100m 以上的重力坝及高度在 30m 以上的拱形坝 1 周 1 次 其他混凝土坝：1 月 1 次 填筑坝：1 月 1 次
第 3 期	第 2 期结束后	1 月 1 次	3 个月 1 次	3 个月 1 次	混凝土坝：高度在 100m 以上的重力坝及高度在 30m 以上的拱形坝 1 月 1 次 其他混凝土坝：3 个月 1 次 填筑坝：3 个月 1 次

根据以上情况，日本大坝会议在《水库管理标准》<sup>2)</sup> 中划分了水库管理的不同时期，对应测定的项目和测定频率做出了如表 31-3 所示的规定。

## 2.5 监测设备

为对大坝实施安全管理而使用的监测装置，精度必须在规定的范围内，操作要简明且要具有与大坝寿命相同的耐久性。关于耐久性一条，由于任何仪表的耐久性都是有限的，最多为数年至数十年，所以监测装置必须具备能够修理这一条件。因此，象渗漏、变形这种大坝的安全管理上必不可少的测定项目，都使用渗漏量测量堰、视准点、铅垂线等发生故障时能够修理或更换的装置。在重力混凝土坝检查廊道内的排水管上安装有伯氏管，关闭排水孔出口处的旋塞，即可测定扬压力。这一装置中的伯尔顿弯管，要定期使用基准重锤式检测器检测精度，不合格者予以更换。

坝体内部的应力、应变、土压、温度、扬压力、孔隙水压力等物理量的测定要使用埋设仪表。这其中的许多仪表通过将应力或应变等物理量转换为电量进行测定。埋设仪表按物理量的转换方式，可以分成好几种类型，它们分别具有以下特点。

### (1) 非电量孔隙水压力计

与许多埋设仪表均为电量转换方式不同，有的仪表直接利用流体的压力测定孔隙水压力或土压力。最具代表性的就是美国国务院开拓局研制的电极头测压管及液压型平衡仪表。图 31-1 所示的是岩基上使用的电极头测压管<sup>3)</sup>，在观测室利用水泵使水循环，从伯尔管上即可读取压力。其具有以下特点：

- 1) 可直接测定水压力，测定值较为可靠。
- 2) 必须分别使每一个仪表里的水获得循环，难以自动测量。测量时需要工作人员操作熟练，要花费一定的时间和劳力。

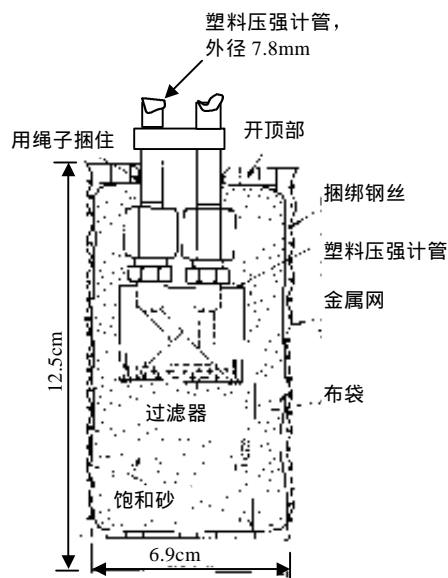


图 31-1 Bu Rec 型电极头测压管

### (2) 卡尔逊应变仪

这种仪器如图 31-2 所示<sup>4)</sup>，其工作原理为拉紧张力很大的钢弦，将其变形量转化为电阻的变化。这种仪器作为土压计或孔隙水压力计使用时，要安装根据压力的大小产生变形的受压板，通过测定受压板的变形，间接地测出压力的大小。卡尔逊应变仪具有如下特点：

- 1) 能够测定比较小的位移。
- 2) 指示器上使用精密电流计, 不需进行电放大。
- 3) 钢弦或转换器等的电阻变化对测量值影响很大。
- 4) 需事先测出测点的温度以进行修正。

(3) 差动变压式测力计

如图 31-3 所示<sup>4)</sup>, 差动变压式测力计的工作原理为铁棒在一级线圈和二级线圈之间的移动造成输出电压的变化。测定应力或孔隙水压力时, 要通过受压板将压力转换为变形, 这一点与卡尔逊应变仪相同。这种类型的仪表具有如下特征:

- 1) 适合测定较大的变形 (100mm 以下)。
- 2) 输出电流大, 有利于测量的自动化。
- 3) 仪表的体积往往较大。
- 4) 难以进行温度修正。

(4) 应变计

应变计的工作原理与卡尔逊应变仪相同。即将卡尔逊应变仪上使用的钢丝细化到极限, 再将其蒸镀到极薄的硬板上, 硬板接触到材料的表面后, 以电阻变化的形式读取材料表面产生的应变。将应变计用作应力计或孔隙水压计时, 如图 31-4 所示<sup>4)</sup>, 要根据受压板的挠度测定弯曲应变。其具有如下特点:

- 1) 能够实现小型化, 被应用于众多仪表中。
- 2) 能够进行温度修正。
- 3) 反应性高, 容易实现自动化。
- 4) 对水或机械性变形的耐久性和牢固性较差。

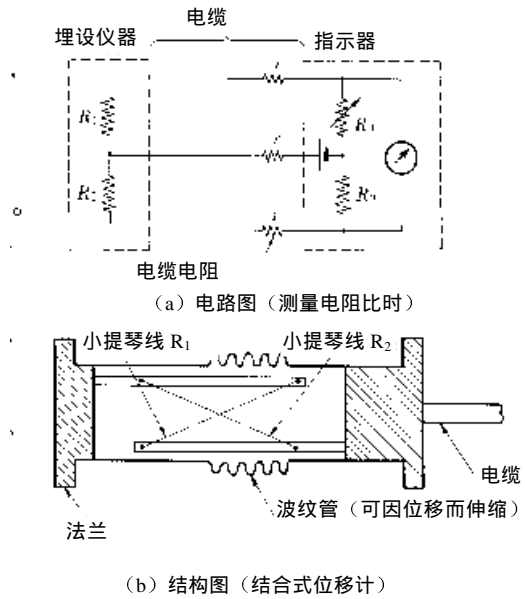


图 31-2 卡尔逊应变仪

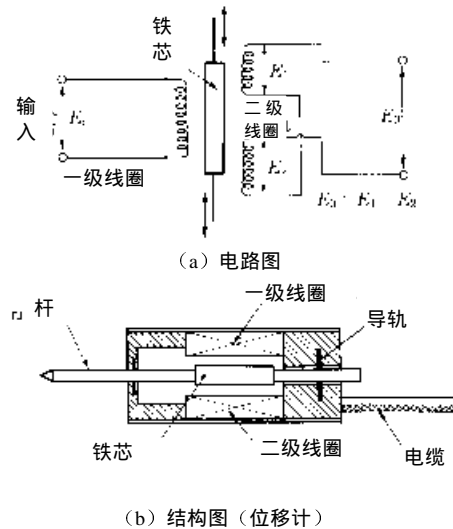


图 31-3 差动变压式测力计

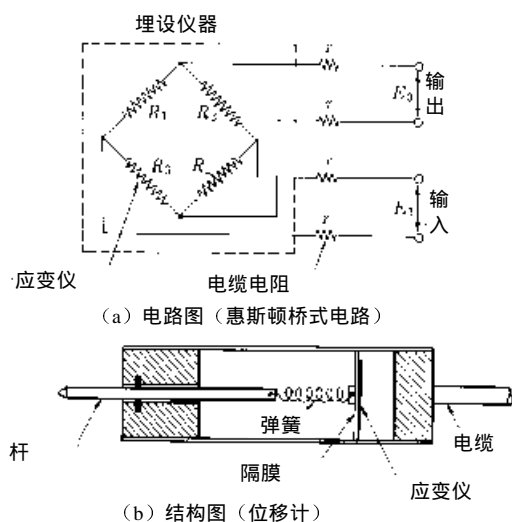


图 31-4 差动变压式测力计

(5) 振动弦型计量仪

这种仪表利用钢丝所受张力的大小决定着其固有振动频率这一原理测定位移。欧洲国家多使用此类仪表。其具有如下特点：

- 1) 耐久性好。
- 2) 温度修正稍微有些复杂。
- 3) 反应迟缓，不适于进行动态测定，自动化的实现较为复杂。

接下来，我们按各个测定项目介绍目前大坝测量上使用的装置。

2.5.1 位移

大坝的水平位移（挠度）、垂直变形（沉降）等变形，是利用三角测量、视准测量、水准测量、铅垂线等测量的。三角测量是在大坝及大坝以外的点上设置测定点，利用三角测量的方法求得大坝的变形。

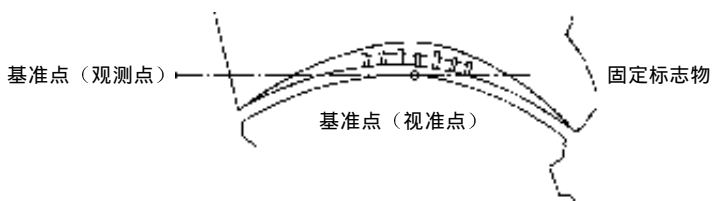


图 31-5 视准测量的测点

但大坝以外的测点是否真的能保持固定呢？再加上测量的误差与大坝位移相比要大得多，因此测量要消耗很多劳力，而精度却不高。最近，除特殊情况外，一般不使用这种装置。

视准测量是三角测量的简化，如图 31-5 所示，在大坝的两岸设置视准点和基准点，在包括这二点在内的垂直面内大坝的坝顶设置可移动标志物，通过由基准点到视准点的视准来测定大坝表面的位移（大坝表面相对两岸固定点的位移）。这种方法与三角测量相比，所需人力



少，且能够得到所需精度，因此混凝土坝与填筑坝都经常使用。这种方法的缺点是，如果测点间的距离变长，闪晃等原因会造成难以进行视准等情况。坝顶长为 300m 时，5 mm 左右的误差是难以避免的。

水准测量指为监测填筑坝的沉降，而测量坝体表面相对于两岸岩盘的固定点在相对垂直方向上的位移。这是在填筑坝中普遍使用的方法。

如图 31-6 所示，铅垂线是利用安装在混凝土坝体内的振子测定挠度的装置，用于测量相对变形时精度很高。而且铅垂线与视准测量不同，不受气候条件（尤其是积雪）的限制，所以非常普遍地被用于测量混凝土坝的位移。在岩盘内设置振子的固定点，振子反而作为浮体浮在上位标高的油槽内，这种装置称为反向铅垂线（或倒垂线），用于测定岩盘的变形。

混凝土坝采用上述埋设仪表测定坝体内部变形，而填筑坝则多采用分层沉降仪测定内部沉降。

### 2.5.2 渗漏

大坝的渗漏分为坝体渗漏和岩基渗漏，但要正确测定全部渗漏量却是几乎不可能的。

在混凝土坝中，所谓渗漏，通常指从检查廊道内的排水孔排出的水及从坝体的接缝处漏出的水的总和。

在填筑坝中，由于所谓的“渗渗漏”易将降雨等包括在内，因此人们发明了精度较高的渗渗漏收集法<sup>6)</sup>。我们将在填筑坝测定实例中对此加以介绍。

对蓄水产生的岩体渗渗漏，流出地表的水可集中进行测定，而渗入地中的则很难测定。在这种情况下，应采用测定地下水位，再推定渗流流量、渗流路线的方法。

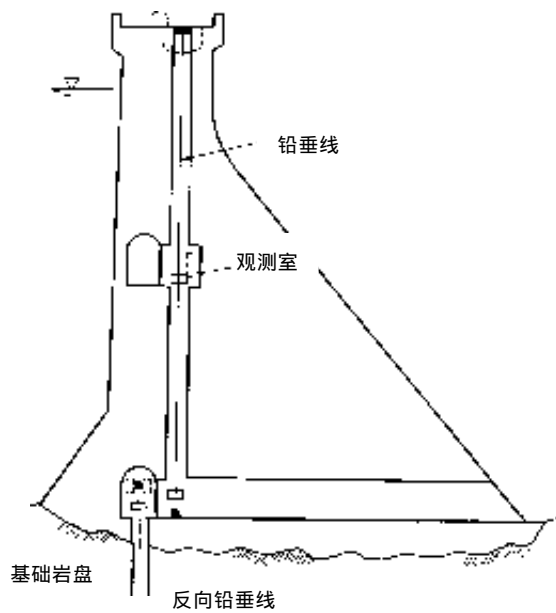


图 31-6 利用铅垂线判断相对位移

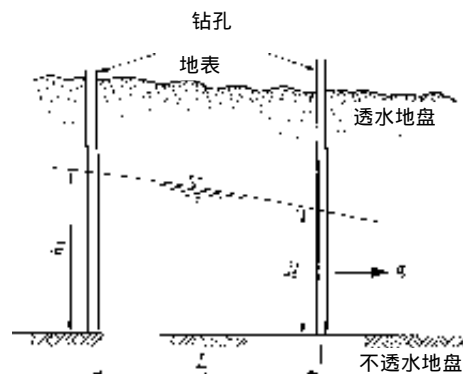


图 31-7 根据地下水位的测定推定渗流量

图 31-7 所示的是底部为不透水层的近乎水平的流水。如已知相距  $L$  的两个地点的水头  $h_1$ 、 $h_2$ ，根据 Dupuit 的理论，可用以下公式推定出每个单位宽度的流量  $q$ 。

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \dots\dots\dots (5)$$

而实际上，绕过坝肩岩体的流水是三维的，所以不能直接使用公式 (5)，但把许多观测井纵横交织地设置在一起，将有助于了解渗渗漏的路径。

设置在岩基或填筑坝体内的孔隙水压力计能将测量数值最后总结成等势线、流线、等水压线等，以与设计时的设计值作比较。

### 2.5.3 温度、应力、土压、应变等

在拱形混凝土坝中，温度与蓄水位一样，也是坝体挠度的主要因素之一，所以几乎所有的大坝都要测定这一项目。其他测量项目的测定，与其说是出于安全管理上的需要，不如说是为了提高设计水平而进行研究。测量装置主要使用埋设仪表，这在前面已经介绍了。

### 2.5.4 地震

河流管理设施等结构令并未规定管理者有义务测量地震动。但测量地震动，可以了解地震是否达到震后必须进行临时检查的规模，而且有助于获得解明水库动态变化的资料。

测量地震动的位移、速度或加速度的仪器分类如下：

震度计·最大加速度显示器：显示地震动的最大加速度或直接显示震度。

地震仪：记录地动的经年变化，分为强震仪和微震仪。

震度计或最大加速度显示器为我们提供用于判断是否应对水库进行临时检查的数据，一般显示为数字值。如果震度或加速度达到一定数值，蜂鸣器会发出声音，还可与其他装置联动，如停止电梯的运行等。在大坝上设置的加速度显示器，可从 1981 年建设省技术评价制度评价过的 4 个机种中选择。关于设置场所，将传感器设置在大坝基础岩盘或管理站地基上，显示器部分安装在管理所的办公室内，这样设置比较方便。

地震仪分为以大型地震动为对象的强震仪和以小型地震动为对象的微震仪。大坝上设置的几乎全部为强震仪，而且都能记录加速度。地震仪中有下述三种强震仪，除用于特殊目的的测量外，使用经建设省技术评价制度认可的普及型强震仪即可。

## ①SMAC 型强震仪

SMAC 型强震仪是强震测定委员会 (Committee for the Standard Strong Motion Accelerograph) 自 1951 年开始, 花费两年时间研制出来的。其工作方法为机械性地扩大与加速度成比例振动的振子的活动, 并用打印头记录在纸上, 是水平 2 成份、垂直 1 成份的 3 成份加速度计, 从振子到记录机的所有部件均装在一个盒子中。

## ②电磁计地震仪

电磁计地震仪利用转换器将振子的运动转换为电信号, 然后加以放大和记录。转换器一般使用动圈型 (动力电压), 工作原理是线圈在一定的磁场内运动时会产生电压。

## ③普及型强震仪

普及型强震仪采用了近年来的电子技术, 是 1979 年以后开发研制出来的。换振器的形式主要有继动式、电压式、全元件式等。

选择强震仪时应注意以下几点:

- 1) 操作简单, 防水等耐久性能良好。
- 2) 坝址岩盘发生的地震动多包含高频率成份, 所以测定精度应能达到 15~20Hz。
- 3) 应能记录日期和时间, 或能够实现多个强震仪 S 联动。

## 2.5.5 地震仪的配置及设置

## (1) 配置

地震仪最少要设置 2 台 (1 台设置在地基, 1 台设置在大坝最大截面附近的坝顶)。设置强震仪的目的多是为提高设计水平而进行研究, 所以应征求有关专家的意见, 确定每个大坝的观测重点, 制定配置计划。

最近, 工作人员能够获得不少坝顶与地基的地震动的实测值, 而在填筑坝方面, 为提高抗震设计水平, 人们开始着手测定地震动以外的物理量, 如岩基与坝体的相互作用, 地形对地震动的影响, 岩基内的地震动产生的挠度, 孔隙水压力及土压力等。

设置多个地震仪时, 应保证角计器进行同期记录。此外, 发生大地震时还会伴随多次余震, 为识别是哪次地震留下的记录, 最好具有能记录时刻的装置。

在大坝上设置地震仪应注意如下事项:

- 1) 一般设置强震仪。用于观测大坝附近的地震群等特殊目的时使用微震仪。
- 2) 强震仪的配置

最少设置 2 台, 要设置在地基处与最大截面的坝顶。

其他的配置应征求专家的意见。

## (2) 设置

设置地震仪时，应选择不会受到排水以及普通道路、过路者的影响的地点，同时必须注意起动机不要浸在水中，不要受潮气的不良影响。

尤其是设置在水库上的地震仪，其所处的环境与设置在建筑物等上的相比，温度温差等条件较为恶劣，因此尤应注意防潮。此外，日常还应注意维护，如更换除湿材料，更换记录用纸或记录盒，检查停电时备用的充电电池等，否则在关键时候将无法获得记录资料。

## 3. 对安全性的判断

### 3.1 基本概念

前面我们已经讲到为对大坝实施安全管理而进行的观测，主要有用眼仔细察看的目测以及利用仪表进行的计测。通过观察发现龟裂后，要了解深度，推断原因，判断其对安全性是否会产生影响。下面我们讨论根据测量结果判断安全性的方法<sup>7)</sup>。

根据测量值判断大坝安全性的方法有二：

- ①将测量值与设计值进行比较。
- ②研究测量值自身的倾向。

一般来说，如果设计值的精度较高，就完全可以使用①的方法来判断大坝的安全性。拱形坝的挠度、填筑坝体的孔隙水压等都适用这种方法，但填筑坝变形、岩盘渗漏等，由于填筑材料具有非线性力学特性、岩盘不均一等特点，情况较为复杂，设计时经常省略或设定假设条件，设计值与测量值的比较较为困难。这种情况可采用第②种方法。

下面我们来看一下岩基渗漏量的情况。将初始蓄水时的渗漏情况按时间经过加以整理，我们自然会发现，蓄水水位上升的同时，渗漏量在增加，其增加方式如图 31-8 所示。图 31-8 ①所示的是蓄水位的变化情况，渗漏量象②那样稳定增加，或象③那样逐渐减少者都表示情况较为稳定。如果渗漏量象④那样从某一时刻开始急剧增加，就需要加以注意了。图 31-8 是按时间归纳渗漏量这一测量值的，当获得了足够的测量值时，可只整理蓄水值保持不变时的渗漏量数据，这样就更加一目了然。图 31-9 是这种整理的一种样式，渗漏趋势分为以下几类：

- ①在蓄水位保持不变的条件下，渗漏量呈减少趋势。
- ②在蓄水位保持不变的条件下，渗漏量较为稳定。
- ③在蓄水位保持不变的条件下，渗漏量呈逐渐增加的趋势。

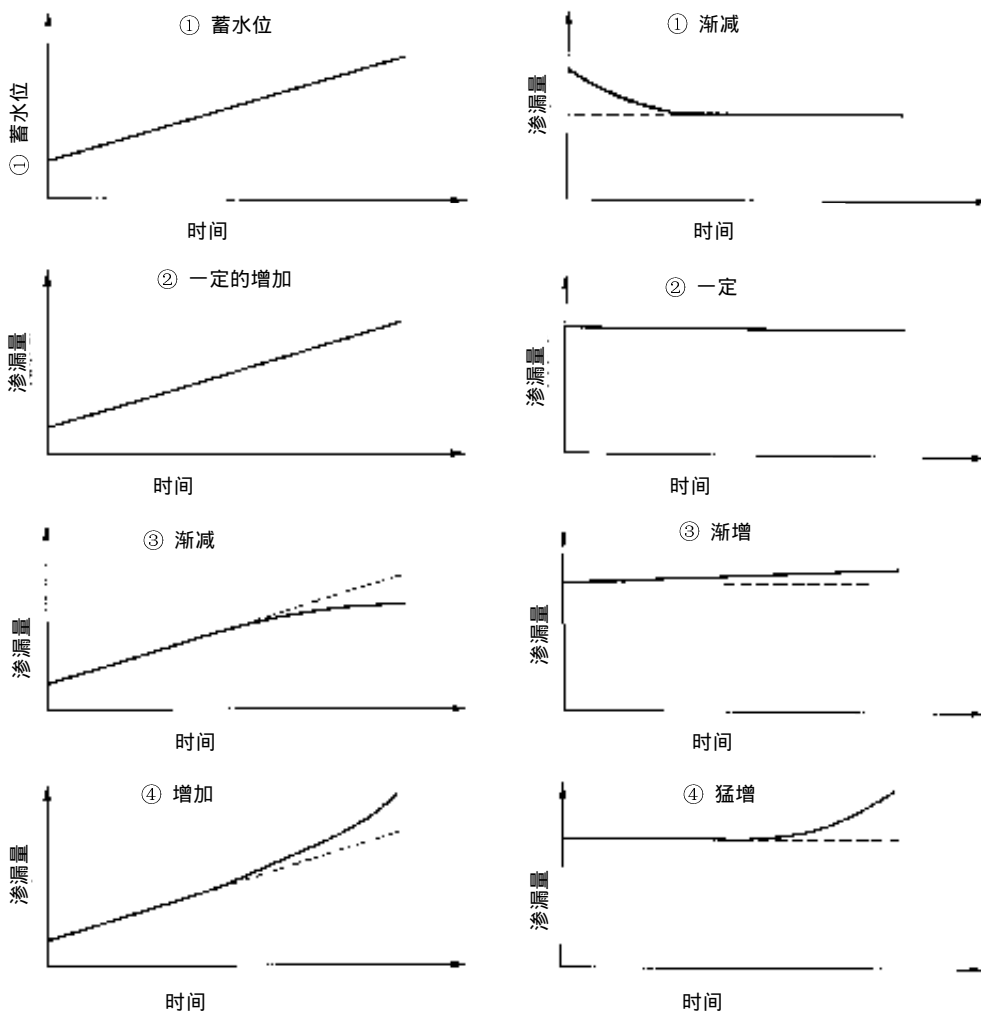


图 31-8 蓄水位上升过程中渗漏量的变化

图 31-9 蓄水位不变时渗漏量的变化

④在蓄水位保持不变的条件下，渗漏量剧增。

第①类由于渗流路径（水沟）被淤泥堵塞，因此渗漏有所减少。从长远上看，这是众多水库都出现的现象，是较为安全的。

第②类渗漏量稳定，属于正常。

第③类情况不妙，必须尽早查明原因，第④类必须采取措施。

图 31-9 所示的是蓄水位不变这一条件下的情况。后面我们还会讲到混凝土坝的坝体渗漏易受坝体温度影响，填筑坝的渗漏易受降雨量的影响，所以在这种情况下，整理测量值时应分别附加温度不变或无降雨量等条件。

也就是说，如果数据较多，除去对测量值有影响的因素而单纯考虑长期影响时，如果测量值呈现保持稳定或减少趋势，即可判断为稳定。

以上是有关安全性判断的一般观点，下面就每个监测项目举例论述。

### 3.2 渗漏量

从蓄水位与渗漏量之间的关系，可以判断渗漏量有无异常，在正常状态下，各孔的渗漏量与蓄水位几乎是直线关系。用蓄水位的一次式或二次式可以求得全部渗漏量的近似值。因此，当渗漏量相对于蓄水位的变化发生如图 31-10 所示的剧烈变化时，可以断定有异常情况发生。这时可以断定从渗漏量急剧上升的标高处到渗漏量急剧增加的排水孔之间形成了渗漏径路。对基础岩盘内发生的渗漏剧增，可参照其附近的地质状况或灌浆结果调查发生异常的原因。

此外，当每个排水孔的渗漏量的观测值超过 100l/min 时，或可以预见到会获得这样的观测值时，也有可能发生异常情况，必须予以密切关注。

在确认渗漏量发生异常时，即使渗漏量极小，如果发现渗渗漏浑浊，这就意味着渗渗漏径路有所扩大，必须尽早采取措施。

在填筑坝中，雨水的渗透有时会对渗漏量产生很大的影响，所以观察渗漏量的变化时，必须考虑到其与降雨量之间的关系。

### 3.3 变形量

从蓄水位与变形量之间的关系可以判断变形量是否出现异常。在正常状态下，利用蓄水位的二次函数式可以求得变形量的近似值。在变形量相对于蓄水位的变化发生如图 31-11 所示的剧烈变化时，可以断定出现了异常情况。但这种异常情况极少发生。一般来说，

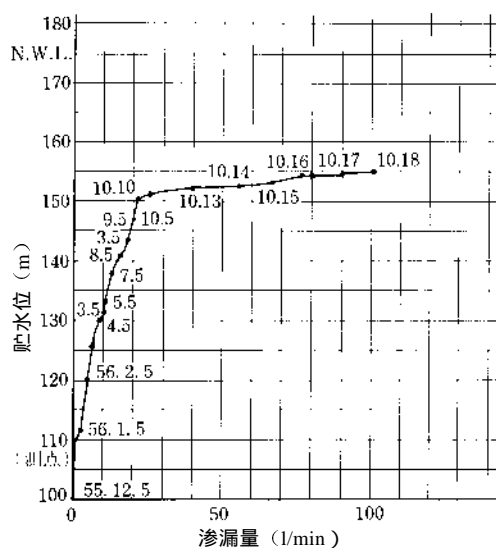


图 31-10 混凝土坝排水孔的渗漏量发生异常事例

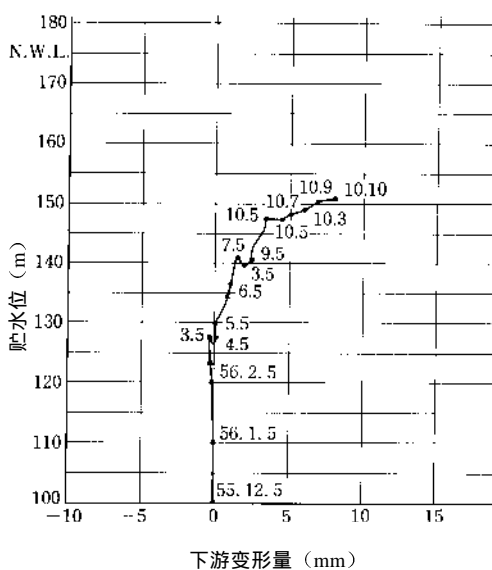


图 31-11 变形量（利用铅垂线的测定量）发生异常的事例

变形量出现问题多是由基础岩盘或填筑坝体的蠕变变形造成的。

所谓蠕变变形，指基础岩盘或填筑坝体在初期的塑性或粘性变化，即使卸荷也不会再恢复原状的永久变形。一般来说，水压、坝体自重等反复或长期的载荷，使基础岩盘或填筑坝体被压实、压密，结果这种变形逐渐变成定值。因此，当蠕变变形不固定或测量值很大时，可以断定大坝坝体或基础岩盘内出现异常。但目前还无法正确规定能够允许的蠕变变形量，所以一般根据蠕变变形的速度变化来判断是否出现异常。这种方法如图 31-9 所示。

但是，变形量除蓄水位的变化、蠕变变形外，在拱形混凝土坝中受温度变化的影响很大，所以在整理测量数据时尤要加以注意。

一般来说，象这样好几种因素都与测量数据相关时，利用重回归分析等数学方法分析各要素的数据是非常有效的。此外还有一些简单的方法，例如，要从拱形混凝土坝的变形量中去除温度的影响，可选择坝体温度几乎相同的时期的数据加以图化；要获得蠕变变形量，可选择蓄水位、坝体温度相同的时期的数据，以时间为序加以整理。

测出来的变形量，一般与设计计算中的变形量多少会有所不同，这种情况起因于假设的分析计算条件或精度。因此，人们很少根据变形量的绝对值来判断水库及基础岩盘是否出现异常，而是根据变形量在时间上的变化，或不受蓄水位及温度变化影响的变形量的大小进行判断。

一般来说，变形量异常多伴有渗漏量、扬压力（孔隙水压力）异常。

重力混凝土坝在初期蓄水时，最初水库坝体向上游一侧发生位移，其后又向下游一侧发生位移。其原因在于蓄水过后，蓄水池水重使上游一侧的基础岩盘下沉而引起的。同样，在填筑坝中，上游一侧坝体不是下沉，而是向垂直上方变形，接着又因水位降低、有效应力有所增加又进一步下沉。下沉对其后的水位变动反应并不灵敏，一般来说，从长期看，下沉速度在逐渐减小。

### 3.4 扬压力或孔隙水压力

根据蓄水位与扬压力（孔隙水压力）的关系可以判断扬压力（孔隙水压力）有无异常。在正常状态下，扬压力（孔隙水压力）与蓄水位几乎呈直线关系。因此，当扬压力（孔隙水压力）相对蓄水位的变化发生如图 31-12 所示的急剧变化时，可以断定大坝出现了异常。

对重力混凝土坝，如果扬压力的监测值大于设计值，最好对坝体的稳定进行计算，确认其稳定性。但一般情况下，即使扬压力较大，如果渗漏量较小且渗漏量几乎没有变化时，大坝坝体及基础岩盘就不存在安全问题。

对填筑坝，如果孔隙水压力分布或浸润线几乎近似于设计值时，可以断定其是安全的。

蓄水位较低时，受山地地下水的影响，基础岩盘内的扬压力（孔隙水压力）的测量值有时会高于蓄水池水头的值。但如低于扬压力（孔隙水压力）的设计值，则表明没有异常。

一般来说，扬压力异常多伴有渗漏异常。

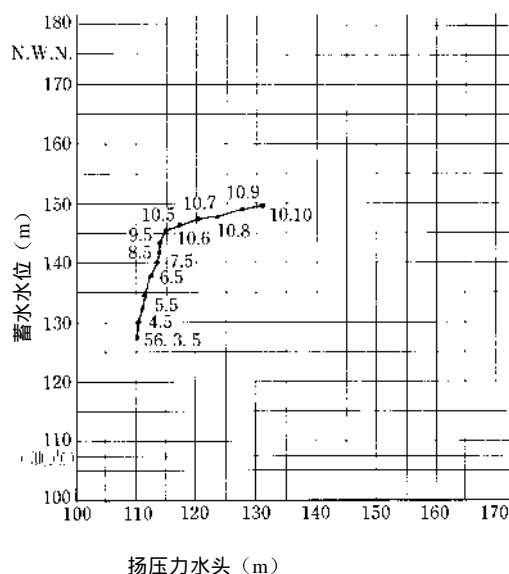


图 31-12 扬压力出现异常的事例

## 4. 蓄水过程中混凝土坝的变化

### 4.1 渗漏量

渗漏一般发生在排水孔、接缝、裂缝处。渗漏大致分为来自地下水的渗漏和来自蓄水池的渗漏。来自地下水的渗漏与蓄水位没有对应关系，而与天气尤其是降雨量有着密切的对应关系。这种渗漏不是因水库的建设而造成的，而是在水库建造之前就已存在的，所以在水库的安全管理上不必加以考虑，而来自蓄水池的渗漏则与蓄水位有着明确的对应关系。所以在管理第 1 期蓄水初期，必须检查各排水孔等的渗漏量，辨别其是否是来自蓄水池的渗漏。

来自蓄水池的渗漏，其渗水线路有①岩盘内及②坝体内及坝体附近的岩盘内。前者渗漏量只与蓄水位有对应关系，而无季节性变化；后者由于混凝土的内部温度随季节变化，龟裂、接缝等也随之开、合，渗漏量与蓄水位的变化呈对应关系，同时也有季节性的变化。图 31-13 显示了 A 水库蓄水位与渗漏量在时间上的变化情况。观察该图，我们可以发现渗漏量与蓄水位具有明显的对应关系，随着时间的推移在逐渐减少，但却没有季节性的变化。事实上，该水库的渗漏大部分是设置在左岸岩盘内的检查廊道的排水孔渗漏，渗水路线在岩盘内。



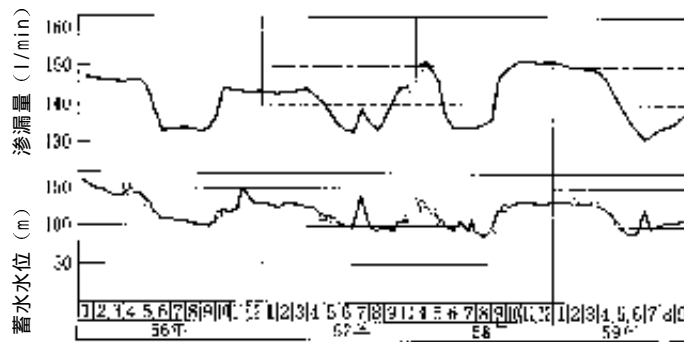


图 31-13 A 水库的总渗漏量

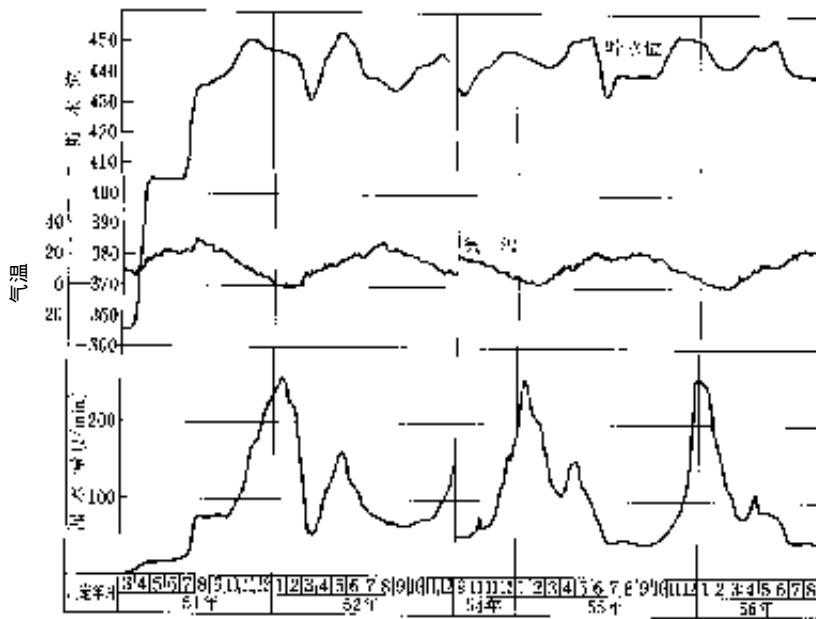


图 31-14 B 水库的蓄水位和渗漏量在时间上的变化

图 31-14 显示的是 B 水库的渗漏量、蓄水位及气温在时间上的变化。该水库的渗漏大部分均为接缝渗漏，基础排水孔渗漏很少。因此，可以看出渗漏量与蓄水位有对应关系，同时也呈现出明显的季节性变化。12 月-2 月间的渗漏量多，8 月-10 月间渗漏量少。图 31-15 显示的是蓄水位为 EL.115m 和 EL.120m 时，C 水库在数年间每个月的接缝渗漏量。从该图中可以看出，该水库的渗漏量也有季节性变化。

图 31-16 显示了 D 水库蓄水位和渗漏量的关系。该图记录了试验蓄水时、5 年后及其后每年的最高值。试验蓄水时，当蓄满水位达到 EL.220m 附近时渗漏量急剧增加，实施追加灌浆后，第二年到达满水位时，渗漏量减少了一半。5 年后渗漏量虽与各水位仍呈对应关系，但在逐渐减少，因此可以判断该水库是稳定的。

渗水路线不同，渗漏量的变化方式也不同。观测渗漏量的变化情况，可以判断渗漏是岩盘渗漏，还是大坝主体或大坝主体附近的岩盘渗漏。一般情况下，用垃圾、游离石灰等堵塞渗水路线后，渗漏量多会有所减少，但也只是减少到某种程度。

绘出如图 31-14 及图 31-16 所示的图，研究水位相同时的渗漏量，就可以判断渗漏量是否处于稳定状态。但当渗漏量发生季节性变化时，还要用类似图 31-15 这样的图加以补充说明。

开始蓄水时（第 1 期），有时会发生从某一水位开始渗漏量急剧增加的情况。其原因在于又形成了新的渗水路线，必须引起足够重视。在这种情况下，首先应该调查：

- 1) 渗漏是否浑浊，利用试验检查渗漏中是否有颗粒悬浮物质。
- 2) 利用施工过程中的调查资料，检查渗漏量剧增处附近是否有断层、破碎带或夹层中的粘土等夹杂物被渗漏冲走、导致渗水路线扩大的弱层。

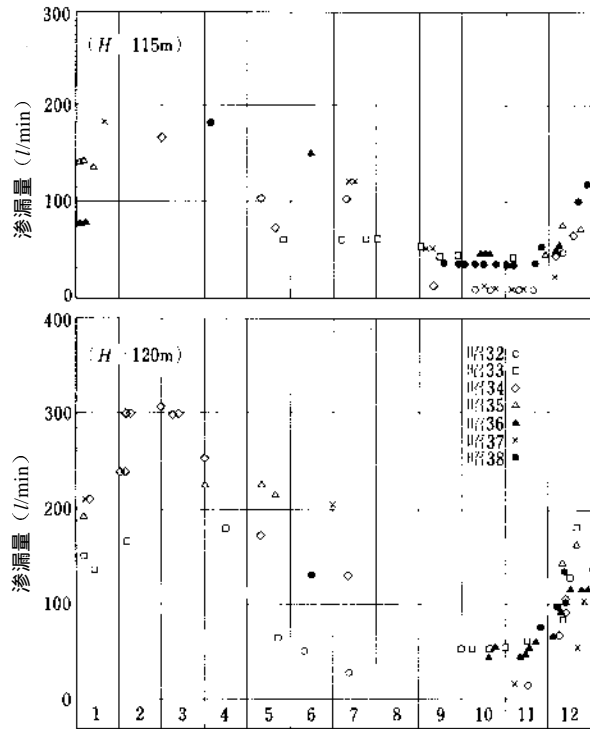


图 31-15 C 水库渗漏量—时间关系图

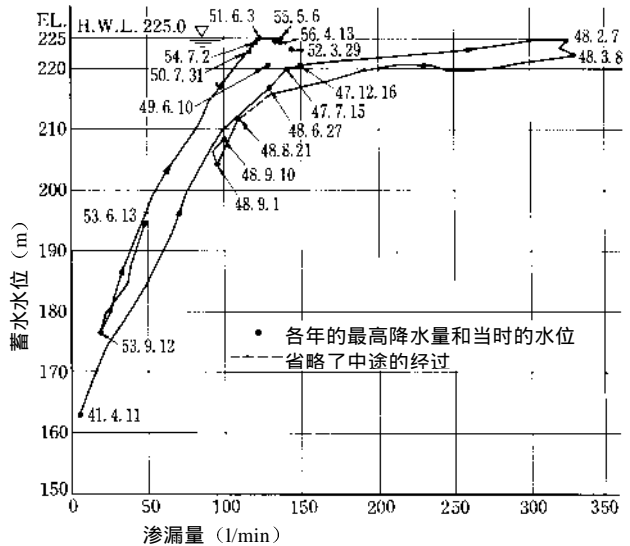


图 31-16 D 水库蓄水位—渗漏量关系图

3) 调查渗漏剧增处的各排水孔的渗漏量及该处合计渗漏量随时间发生变化的情况。

渗漏浑浊可能是渗水路线在逐渐扩大, 所以应立即检查渗水路线, 采取灌浆等修补措施。若渗漏不浑浊, 当渗漏量剧增处附近出现断层等弱层、有可能导致渗水线路扩大时, 应立即对该断层附近采取追加灌浆等止水措施。即使渗漏既不浑浊, 附近又无断层, 当排水孔平均渗漏量超过 100l/min、渗漏剧增处的渗漏量超过 300 l/min 时, 也应调查有无新的渗水路线并采取补救措施。尤其当渗漏处的渗漏日渐增加时, 还必须立即采取降低蓄水位等措施。渗漏量剧增, 渗漏并不浑浊, 附近也无断层, 且增加量最大的排水孔的渗漏量在 100 l/min 左右时, 很多情况下, 渗漏量会趋向稳定、或用垃圾、游离石灰等堵塞渗水路线后渗漏量便开始减少, 因此可以保持一定的水位, 继续仔细观察其后的渗漏量变化情况。如果渗漏停止增加, 可暂时保持一定的水位, 在确认渗漏量稳定为某一数值后再渐渐抬高水位。

水位较低但却发生渗漏剧增现象时, 即使在该水位上渗漏量趋向稳定, 由于其后水位上升可能会再次造成渗漏剧增, 所以应进行修补。

下面就上述情况列举几个例子。

图 31-17 表示的是 C 水库的蓄水位和某一排水孔的渗漏量的变化情况。当水位在满水位 10m 以下时, 该排水孔的渗漏量极少, 而当水位自距满水位 10m 处上升时, 渗漏量急剧增加, 达到 200 l/min, 附近排水孔的渗漏也有所增加。虽然该排水孔渗漏最多, 但其附近有的排水孔在到达满水位后渗漏仍继续增加。因此, 工作人员降低了水位, 进行了追加灌浆。其结果, 渗漏量急剧减少, 蓄水位再次上升时也能保持稳定状态。

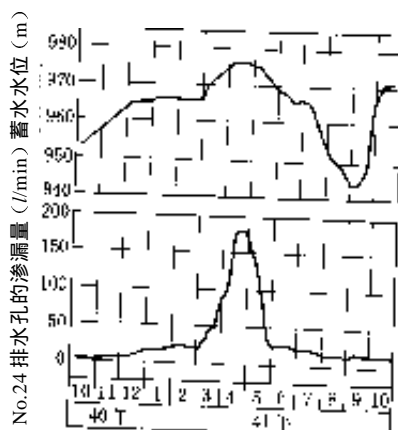


图 31-17 C 水库蓄水位—渗漏量关系图

图 31-18 表示的是 D 水库的总渗漏量与渗漏最多的排水孔的渗漏量以及扬压力的变化情况。当水位在蓄满水位 5 m 以下时, 渗漏量极少; 而水位一旦开始上升, 渗漏量便剧增。此时, 该排水孔附近的所有排水孔渗漏量均急剧增加, 但渗漏并不浑浊, 附近的岩盘状况极好, 也无断层, 排水孔平均渗漏量最大也在 100 l/min 以下, 所以工作人员暂时保持一定水位, 对渗漏量的变化进行观察, 结果发现渗漏量开始减少, 2 个月后减少到不足 1/3, 因此未进行修补, 采取了继续观察渗漏状况的措施。有意思的是扬压力也随着渗漏的剧增而剧增, 但其后的减缓速度比渗漏慢, 渗漏的减缓大约持续了 3 个月, 而扬压力的减缓却几乎持续了 1 年之久。

即使渗漏量并无剧增，如果每孔平均渗漏量较大（例如在 100 l/min 以上）或在同一水位上呈现逐渐增加的趋势时，也有必要进行上述调查工作，对断层等弱层附近的渗漏，进行细致的调查和观察。

本来，水库的安全管理是应该着眼于综合现象的。但每一座水库都有建设过程中就存在的问题或建设过程中未能注意到的问题。发现这些问题，把握其特点并采取对策，为以后的安全管理指明方向，这就是第 1 期的工作。在第 1 期中发现的这些问题都是该水库的弱点，因此，在第 2 期以后，除综合现象外，还必须对这些问题进行仔细的测定和观察。

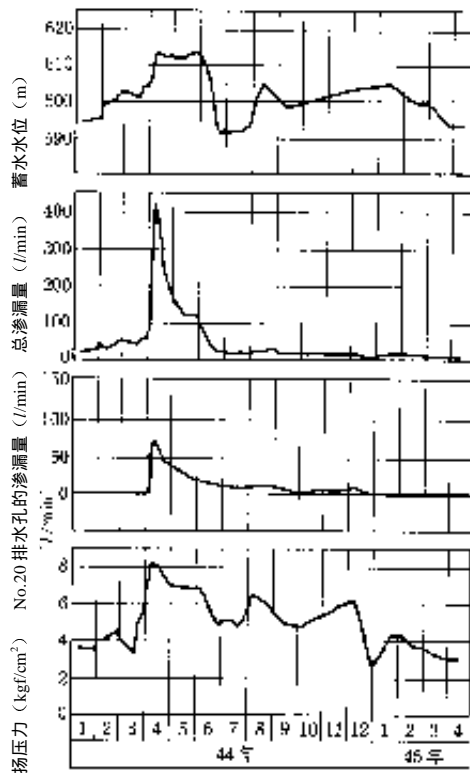


图 31-18 D 水库蓄水位·渗漏量·扬压力关系图

## 4.2 扬压力

扬压力的测定虽然是对水库局部发生的现象进行的测定，但由于扬压力对重力坝的稳定有着极为重要的意义，而且扬压力的剧增缘于新的渗水路线的形成，因此它对水库的安全管理极其重要。

扬压力的测定方法一般有在排水孔上安装伯尔顿压力计和利用孔隙水压力计等。我们首先讲述在排水孔上安装伯尔顿压力计进行测定的方法。

在排水孔处于打开状态时，排水孔处的扬压力只有与至排水孔孔口的水深相当的压力，排水孔与排水孔之间的压力分布如图 31-19 中的实线所示。现在，关闭中间排水孔的活塞，经过一定时间后，压力分布变成如图 31-19 的点线所示的状态。其后随着时间的推移，分布情况从一点划线变化成二点划线，最后变成虚线。

这样，在排水孔上安装伯尔顿压力计进行测定时，压力计所显示的压力值将随着时间发生变化，而无论是中间的压力还是最终压力，其数值都不同于设计时使用的平均压力值。这一点与利用孔隙水压计进行测定有着本质的不同。利用孔隙水压力测量定，只要水位不变，测定值就不会随时间发生变化，而且能得到可与设计值进行比较的压力值。

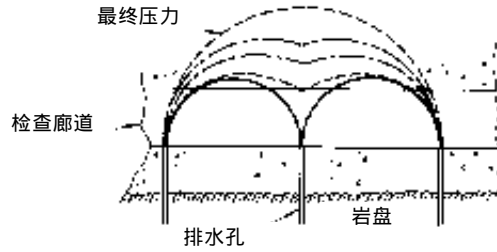


图 31-19 扬压力分布图

因此，利用在排水孔上安装伯尔顿弯管的方法进行测定时，在研究上必须根据两侧排水孔打开和闭合时的压力的测定值，推算出排水孔间的压力分布。但实际上，基础岩盘的扬压力的分布要受局部的影响，压力分布的推定非常困难，而且人们也很少进行这种研究。

以水库的安全管理为目的的测定不需要考虑上述情况，只要将排水孔的活塞关闭时的压力保持在基准数值上就足够了。但要注意，压力自活塞关闭后是随时间变化而变化的。因此，问题在于应测定关闭活塞后经过了多长时间时的扬压力。目前这一问题还没有一个明确的标准。建设省土木研究所以几座水库为研究对象，测定了其排水孔活塞关闭后扬压力的变化情况。

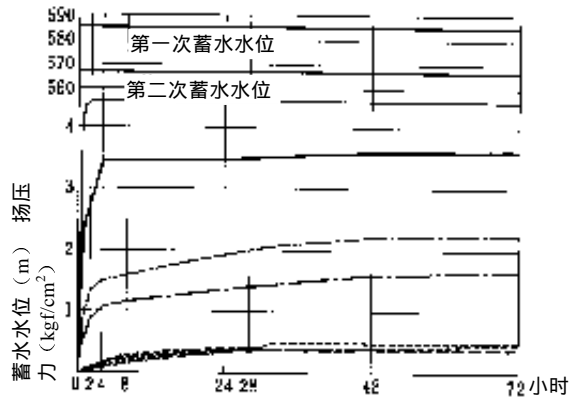


图 31-20 五十里水库的 P-T 曲线

其中一例如图 31-20、图 31-21 所示，从这些测定中我们能够得出如下结论：

1) 排水孔不同，压力的增加情况也不同，但与压力的大小无关。

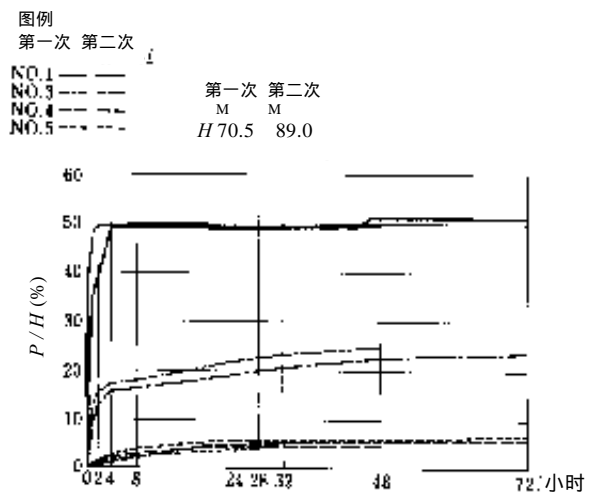


图 31-21 五十里水库的 P/H-T 曲线

2) 在最初的 1 个小时里压力增加显著, 大部分排水孔在 2 个小时后增加量减少, 但到 8 个小时时, 许多排水孔还在少量增加。一部分排水孔压力增加的时间持续到 30 个小时。

3) 即使水位发生变化, 各个排水孔都保持着不变的 P/H 增加方式。从整体上看, P/H 的增加状况与水位无关, 可以认为各排水孔都显现出了自己固有的曲线。

本来, 设计排水孔的目的就在于通过排水降低扬压力。因此, 不能为了测定扬压力而长时间关闭活塞。而且如上所述, 排水孔的扬压力不能与设计值相对比。因此, 无论从排水孔的设计目的出发, 还是从测定工作所需人力出发, 扬压力的测定应在关闭活塞后短时间内结束。

综上所述, 平时测定排水孔的扬压力时, 对每个水库都要确定测定时间, 测定时间应是自关闭活塞后 30 分钟-2 个小时之间的一定时间。处理测定值时, 可以认为其与实际起作用的平均扬压力值具有一定的比例关系。

在重力坝中, 排水孔处的扬压力的设计值为水深的 0.2 倍。因此, 若排水孔或其下游一侧所测定的扬压力大于 0.2H, 则视为超过了设计条件, 要予以高度重视。但如上所述, 扬压力的测定值并不是能与设计值相对比的平均扬压力值, 而且扬压力是各个局部发生的现象, 因此, 除整个区域内扬压力均高于设计值外, 都称不上是出现险情。但 0.2H 这一数值是根据众多水库的实际测定值确定的安全值, 因此当测定值大于 0.2H 时, 表示扬压力比一般水库大, 应引起注意。

图 31-22 显示了 A 水库排水孔的扬压力与蓄水位之间的关系, 从该图上看, 1966 年的值比 1965 年稍有减小, 可以说其处于非常稳定的状态。

图 31-23 显示了 C 水库埋设在河床断层中的孔隙水压计的测定值与蓄水位之间的关系。在第一次到达满水位之前, 测定值极低; 而第一次到达蓄满水位时, 扬压力急剧增加, 压力值从蓄水深度的 5% 左右上升到 80% 左右。这意味着新的渗水路线已经形成, 但其附近的渗漏量却未发生大的变化。由于是断层部分, 渗水路线有可能继续扩大, 因此工作人员对渗水路线进行调查, 并仔细地对整个断层进行了补充灌浆。虽然在修补工程中并未发现容易渗水的地方, 但此后扬压力却缓缓地不断减小。

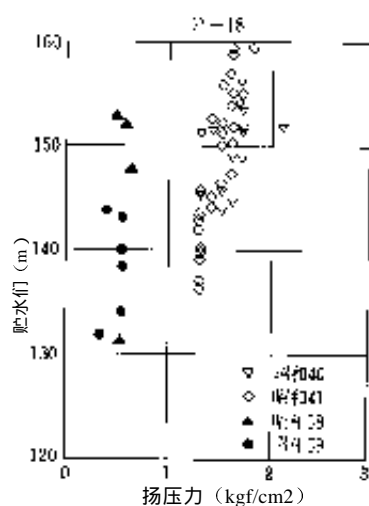


图 31-22 A 水库的蓄水位—扬压力图

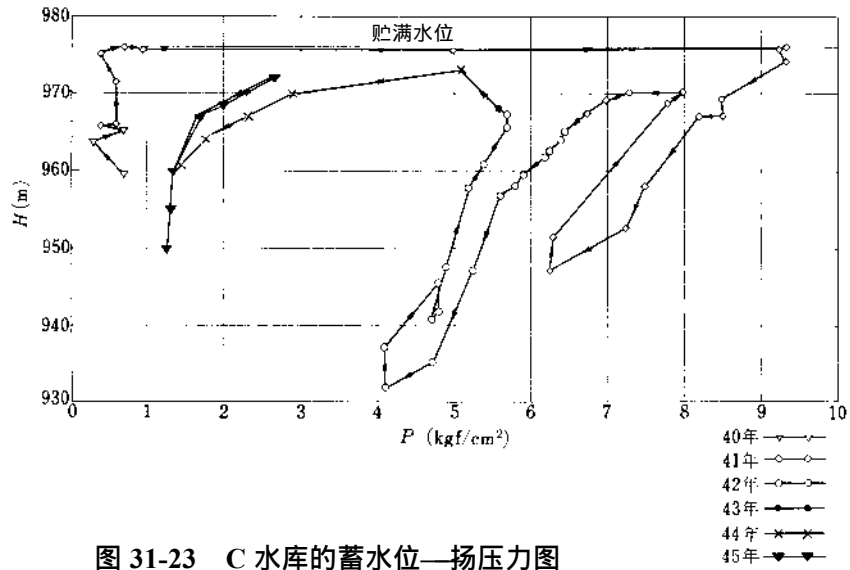


图 31-23 C 水库的蓄水位—扬压力图

### 4.3 挠度

水库主体及基础岩盘的挠度反映了大坝在结构上的综合现象，因此对挠度的测定是水库安全管理上最为重要的测定项目之一。

观察挠度的测定结果时，重要的一点是要注意挠度不象岩盘渗漏量、扬压力那样，只随蓄水位的变化而变化，受季节变化的影响也很大。拱形坝受外部气温和水温的影响很大，在设计时也要加上温度荷载，因此人们知道挠度受季节变化的影响很大。过去人们一直认为重力坝及中空重力坝的挠度不受季节变化的影响，但建设省土木研究所研究的重力坝中，有的表现出明显的季节性变化。

#### 4.3.1 图解法

##### (1) 拱形坝

图 31-24 中纵坐标为鸣子水库的蓄水位及挠度，横坐标为时间。该图标绘出了蓄水位在 EL.240m、EL.245m、EL.250m 时的挠度，并将同一蓄水位上的挠度用线连接起来。我们从该图可以了解到，该水库的挠度在一年间因温度变化而产生 20 mm 左右的变化。进而比较不同年份相同日期、在同一水位上的挠度，我们发现在 1957 年 5 月至 1958 年 5 月间挠度大幅度增加，而其后各年的差变小，处于稳定状态。这表明蓄水开始后几个月的时间里，蠕变等造成了偏向下游方向的挠度，而自 1958 年 5 月以后进入稳定状态。

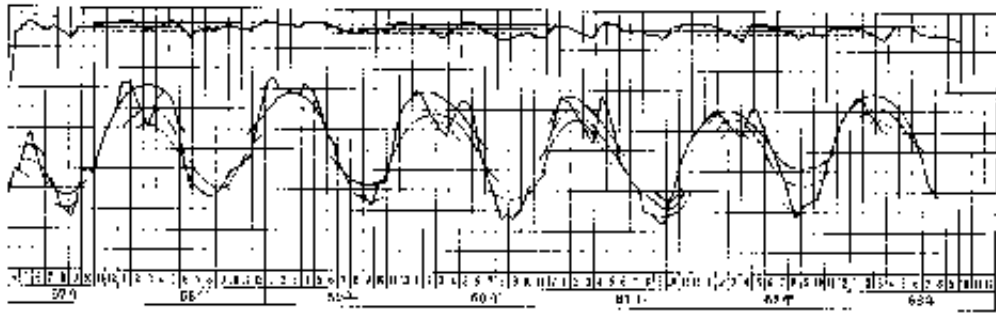


图 31-24 鸣子大坝的挠度图

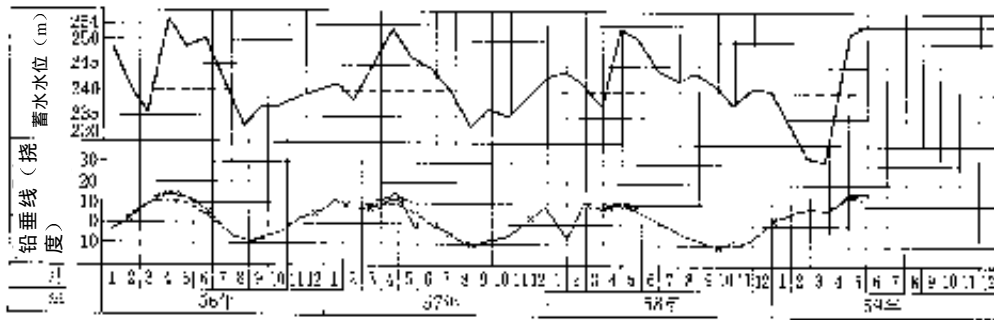


图 31-25 鸣子大坝的渗漏量—挠度曲线图

该水库自蓄水后已经过去 20 多年了。其最近的挠度测定值如图 31-25 所示。该图中，挠度周期性地发生一年 20mm 左右的变化，这表明水库一直处于稳定状态。

## (2) 重力坝

图 31-26、图 31-27 显示了 A 水库在最大截面上设置的铅垂线的测定值。在该图中，蓄水位为 EL.140m、EL.145m、EL.150m 时的挠度分别用虚线、一点划线和实线连接在一起。

观察该图，我们发现

- 1) 同一水位上的挠度，因周期性的温度变化而产生变化。
- 2) 比较不同年份同一时期同一水位上的挠度，我们发现 1966 年夏季之前，挠度多少呈现增加趋势，此后不但没有增加，反而呈减少趋势。

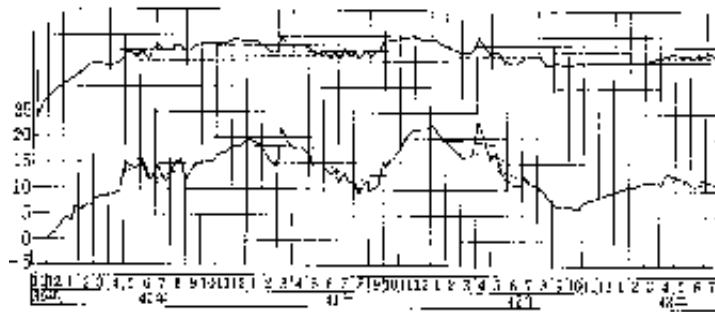


图 31-26 A 大坝的挠度图 (NP-17) (1)



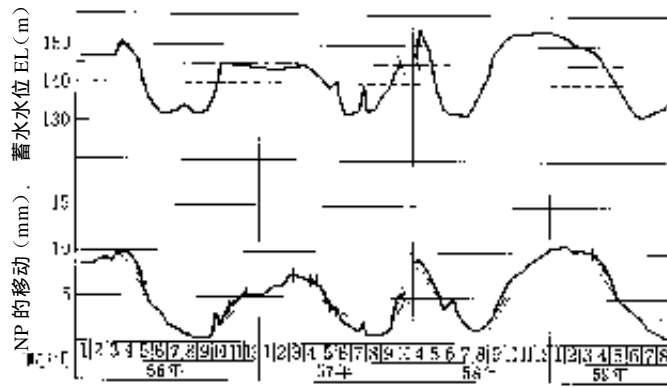


图 31-27 A 大坝的挠度图 (NP-17) (2)

因此，可以断定该水库自 1966 年夏季以后已进入稳定状态。

(3) 图解法的特点

以上我们就拱形坝和重力坝列举了几个用图解法解析挠度的例子。图解法存在以下几个缺点：

- 1) 蓄水位的变化具有季节周期性，当各季节内的水位变化较小时，很难将季节性的温度变化造成的挠度与水位造成的挠度分离开来。
- 2) 无法做到在每年都完全掌握同一时期同一水位上的挠度，因此在很多情况下难以明确掌握水库从何时开始进入稳定状态。

但图解法具有以下优点：

- ①表明挠度与蓄水位的升降具有明确的对应关系，而且可以简便地观察在某一时期水位变动是否使挠度急剧增大，从而发现大坝的异常情况。
- ②能够定性地把握大坝挠度的特点。
- ③大体能够判断大坝是否处于稳定状态。

这一方法极其简单，对大坝的安全管理来说是必不可少的。此外，要进行明确的量的把握，还必须使用下述统计方法。

4.3.2 利用统计方法分析

(1) 对大坝的挠度产生影响的因素和回归分析

利用统计方法解析大坝的挠度时，首先必须考察对大坝的挠度产生影响的因素。

除蓄水位外，大坝挠度还受季节性的温度变化的影响。那么季节性的温度变化是如何影响大坝挠度的呢？混凝土内部温度的曲线分布如图 31-28 所示。假如截面未受到任何约束，各

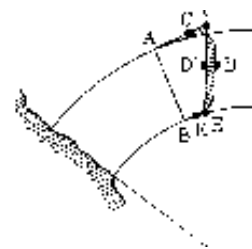


图 31-28

点就会发生与温度成比例的膨胀。但实际上截面是连续体的一部分，因此受到一定的约束，在产生实际的温度分布和力矩以及面积相等的直线型温度分布时也产生同样的延伸和旋转，由实际的温度分布与直线型温度分布之间的差（图 31-28 的斜线部分）所造成的热膨胀转化为约束应力。

这种直线型温度分布称为等置直线温度分布。实际温度分布与等置直线温度分布之间的差所产生的约束应力对其他部分的应力、位移不产生影响，但等置直线温度分布所产生的延伸与旋转却对其他部分的应力、位移产生影响。延伸是由该截面的平均温度（ $t_i$ ）产生的，而旋转则是由等置直线温度的梯度（ $a_i$ ）（以下称为温度梯度）产生的。

除温度变化外，对大坝的挠度产生影响的还有蓄水位的变化和多年变化（岩盘、混凝土的蠕变造成的）等。这些因素是如何影响大坝挠度的呢？温度变化产生的影响可以用平均温度、温度坡度以一元方程式表示出来，这在理论上是得到证明的。但水位产生的挠度用何种形式表示，目前尚不明确。如果用  $f(h)$  形式表示，假设随时间推移而变化的量为  $\log \frac{1+q}{1+g_i}$ （ $\theta$

为时间），则大坝挠度可用

$$d = \sum_i a_i t_i + \sum_i b_i a_i + f(h) + \sum_j \log \frac{1+q}{1+g_j} \dots\dots\dots (1)$$

表示。该式中的  $a_j$ 、 $b_j$ 、 $g_j$  为不定系数，要用统计方法求得。

(2) 分析例 1（拱形坝）

我们以真名川水库为例进行分析。水位造成的挠度的函数式是未知的，而拱形坝的应力分析法——荷载分割法中，水位和位移的关系近似于 6 次式的关系，因此从这一点出发，我们在解析时假定其用 6 次式表示。根据分析结果，我们将水位产生的挠度、平均温度的变化产生的挠度、温度梯度产生的挠度、年际变化产生的挠度分离开来，并与实际测定值进行比较，结果如图 31-29 所示。从这个结果上看，计算值与实际值基本一致。

仔细观察该图，我们可以发现：

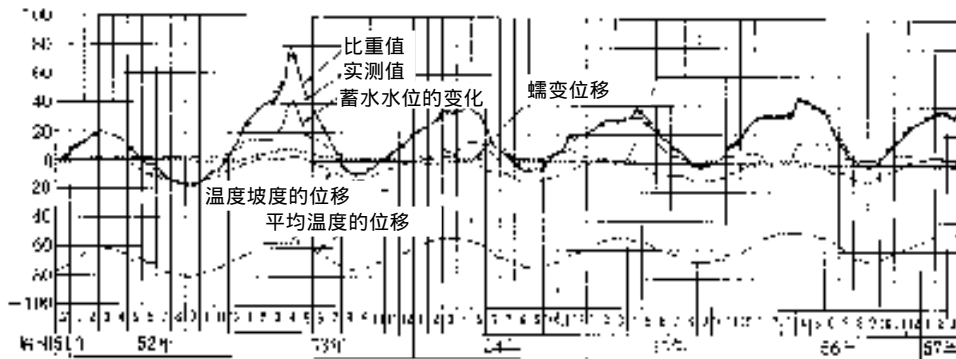


图 31-29 真名川多元回归分析的结果

①蓄水位荷载产生的变形量在 1978 年 4 月初次到达蓄满水位时最高达到 40 mm，其后的变化为 14 mm 左右，比温度荷载产生的变形量小。

②温度荷载产生的变形是平均温度的年变化造成的，画出较大的、有规律性的正弦曲线，可以发现其位移量一年里约为 20 mm。

③截面内温度梯度产生的变形量的变化较小，一年约为 15 mm。

④岩盘蠕动的年际变化产生的位移自 1978 年 7 月以后变小，几乎是个固定值。

根据利用这种重回归分析方法解析其他水库获得的结果，我们可以得出如下结论：

1) 虽然温度变化产生的挠度能够明确地分离出来，但水位产生的挠度及经年变化产生的挠度有时却无法明确分离。

2) 虽然能够明确地掌握在数据较多的水位区间内水位变动产生的挠度的变化情况，但有时很难获得水位挠度的绝对值。用这种解析结果推算数据较多的水位区间以外的水位造成的挠度时，所得数值是不正确的。

3) 很难求得经年变化产生的挠度的绝对值，但能够掌握固定在某一数值上的时间。

4) 用任何解析法获得的残差几乎都是相同的，所以与其认为是解析误差，不如认为是挠度、堤内温度等的测定误差更为妥当。

### (3) 分析例 2 (重力坝)

图 31-30 是对图 31-26 所示的 A 水库设置在最大截面上的铅垂线的测定值进行多元回归分析后所得的结果。由于该水库坝内温度的测定并不明确，所以平均温度用的是外部气温及其后 1 个月、2 个月的温度变化。因此，温度变化产生的挠度为平均温度产生的挠度，从现象上看，这应看作是温度梯度产生的挠度。

图 31-32 也表明，重力坝也会因季节性的温度变化而产生周期性的挠度变化，表明该水库自 1965 年 7 月起进入稳定状态。

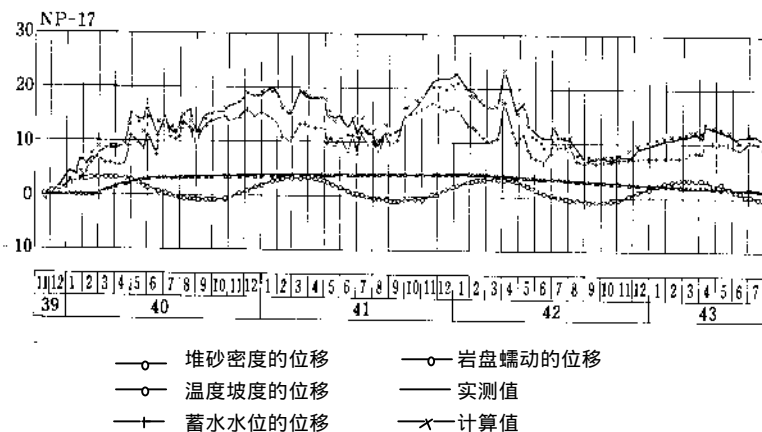


图 31-30 A 水库的多元回归分析结果

### 4.3.3 利用分析结果进行安全管理

上一节我们讲述了挠度的分析方法，尤其是利用多元回归分析法解析时，能够从量上将温度变化产生的挠度、水位产生的挠度、年际变化产生的挠度分离开来。下面我们介绍根据解析结果进行安全管理的方法。

进行多元回归分析的程序极其复杂，要求得坝体温度分布，计算等置直线温度分布，求得平均温度、温度梯度。但考虑到平均温度、温度梯度也是由外部气温的变化造成的，温度变化所产生的挠度应该表现出较为规则的周期性。以真名川水库为例，其与日期相应的温度变化所产生的挠度如图 31-31 所示。即从图中所示的平均实线，可以推算出与日期相对应的由温度变化所产生的挠度。而且如果根据该年的外部气温高于还是低于平均年度气温，在上下限值的范围内对图 31-31 中的实线进行增减调整，则误差会更小。另外，真名川水库在 1978 年 7 月以后，年际变化产生的挠度几乎为 0 mm。将数据整理成图 31-32，从该图中可以求得水位产生的挠度。利用这些数据进行表 31-4 所示的计算，可以推算出与日期和水位相对应的挠度的量。即表 31-4 的下半部分表明，在 1981 年 5 月 4 日蓄水位为 103.9 m 时，实际测定的挠度为 40 mm，而利用上述简易算法求得的挠度为 44 mm。

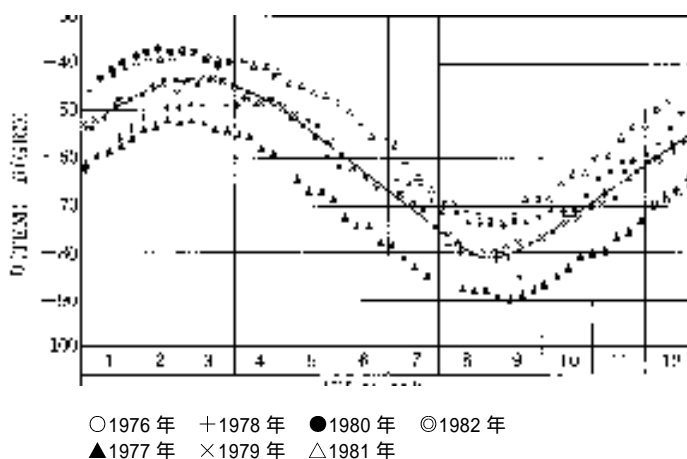


图 31-31 真名川水库温度变化产生的位移量

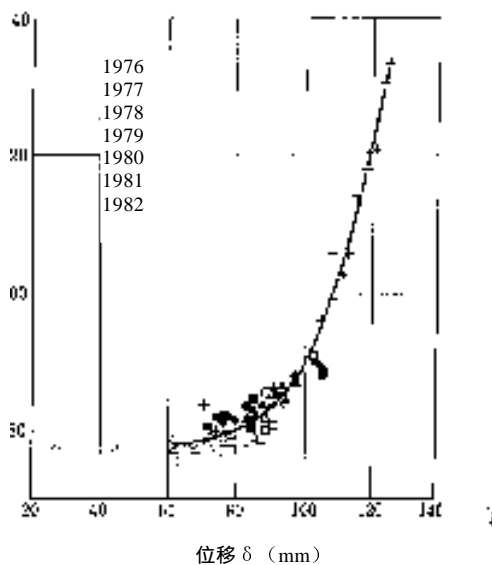


图 31-32 真名川水库的蓄水位和位移量关系

而利用上述简易算法求得的挠度为 44 mm。

表 31-4 真名川水库挠度简易计算法

①	②	③	④	
温度变化产生的挠度	水位变化产生的挠度 (含常数)	多年变化产生的挠度	总挠度	实测值
$\sum a_i t_i + \sum b_i a$	$f(h)$	$\sum h, \log \frac{1+a}{1-g_i}$	①+②+③	
图 31-31 的实线 53mm	图 31-31 的实线 97 mm	0 mm	44 mm	40 mm

分析后, 将用上述简易方法推算的挠度值与实际测定值进行比较, 如果结果一致, 说明水库仍保持着与解析时相同的状态, 可以确认其处于稳定状态。

进行比较时应注意以下几点:

- 1) 这种方法只能适用于数据较多的水位区间。
- 2) 由于外部气温每年都有所不同, 所以温度变化产生的挠度每年也多少有些差别, 在比较时必须将这些差别考虑在内。

3) 分析后进行这种比较时, 随着日期的推移, 计算值与实际测定值的差会越来越大。

尤其是第 3) 点, 在分析后的时刻计算实测分析值时, 要进行一种外插计算, 但有人认为一般来说外插计算不如内插计算的精度高。关于这个问题, 我们在前后间隔 2~3 年的时间里对几座水库进行了两次分析。第一次分析完成后, 在第二次分析的期间内, 我们将第一次利用动态方程式求得的分析值与实际测定值进行了比较。其结果, 分析后经过分析期间的 50% 时, 外插计算的误差在 10% 以下, 但时间一旦超过 50%, 外插计算的误差便超过了 10%。这表明在分析期间经过 50% 时, 应重新进行分析。

#### 4.3.4 与计算值的对比

利用统计的方法可以将温度变化产生的挠度、水位产生的挠度、年际变化产生的挠度分离开来。其中, 温度变化产生的挠度是能够正确分离的, 但水位产生的挠度的绝对值却并不明确。于是, 针对温度变化产生的挠度, 我们将实测解析所得的值与拱形坝设计中广泛使用的、用荷载分割法求得的值进行比较, 其结果如表 31-5 所示。此外, 由于平均温度的变化产生的挠度与温度梯度的变化产生的挠度均是由外部气温的变化引起的, 可能无法完全分离开来, 所以在实测值中不对其进行分离, 而在计算值中进行分离。

比较后所得结果为:

表 31-5 计算实测值与计算值之间的差

水库名称	位置	实测值		计算值						实测与计算之比	水产生的挠度
		平均温度、温度坡度产生的挠度		平均温度		温度坡度		平均温度温度坡度			
		振幅	位差	振幅	位差	振幅	位差	振幅	位差		
二 濼 水库	C <sub>r</sub> 坝顶半径方向	9.10	29	5.9	27	7.6	58	13.1	45	1.44	17.9
	右岸	5	31	2.4	5	4.2	63	7.1	52	1.42	6.3
	左岸	7.8	39	4.9	27	6.6	61	11.0	46	1.41	7.0
室 牧 水库	C <sub>r</sub> 右岸	9.5	47	7.4	46	2.1	70.50	8.16	32	0.85	9.3
	左岸	6.3	51	5.7	45	0.4	76	6.0	48	0.95	4.5
		6.3	46	5.7	45	0.4	76	6.0	48	0.95	4.5
鸣 子 水库	C <sub>r</sub> 坝顶半径方向	11.2	28	5.5	18	6.9	62	11.5	43	1.03	21.9
绫 北 水库	C <sub>r</sub> 坝顶半径方向	12.6	53	6.2	42	4.4	72	9.0	69	0.71	8.6
二 濼 水库	C <sub>r</sub> 坝顶接线方向	0.57	65	0.1	0	0.22	0.81	0.91	0.91	0.33	1.0
	右岸	0.50	58	0.70	26.56	1.07	0.81	0.63	45.55	1.26	1.7
	左岸	1.2	34	0.68	28.39	0.14	1.54	0.58	34.37	0.48	-2.7
川 侯 水库	C <sub>r</sub> 坝顶半径方向	10.8	36	9.4	31	3.1	68	12.1	40	1.12	19.3
天 濼 水库	C <sub>r</sub> 坝顶半径方向	13.7	34	9.2	29	1.5	27	10.2	36	0.74	19.0
汤 田 水库	C <sub>r</sub> 堤顶半径方向	4.95	14	5.5	3	4.3	64	5.32	39	1.07	25.0

1) 在二濼水库、汤田水库等厚壁拱形坝中，平均温度的变化产生的挠度与温度梯度产生的挠度几乎是相同的，而在川侯水库、室牧水库等薄壁拱形坝中，平均温度的变化产生的挠度要大得多。

2) 在鸣子水库、室牧水库、川侯水库、汤田水库等建在 U 字型天沟上的近乎恒定半径型的拱形坝中，实测值与计算值的一致程度较高；而在绫北水库、天之濼水库等建在 V 字型天沟上的设计成近乎恒定角的拱形坝中，两个值的一致程度较低。模型实验结果也呈现出这种趋势。这表明荷载分割法是适用于恒定半径型拱形坝的分析方法，当用于恒定角型拱形坝时，精度可能多少有些降低。

以上我们介绍了混凝土坝挠度的分析方法和安全管理方法。

## 5. 蓄水时填筑坝的变化

第 4 节主要讲述了蓄水过程中混凝土坝的动态, 并说明了混凝土坝的安全管理方法。安全管理的基本理念在填筑坝中也是基本不变的, 但混凝土坝和填筑坝在蓄水过程中的动态有不同之处, 安全管理上的重点也不同。本节中将举例说明填筑坝在蓄水过程中的动态, 以及安全管理上的要点。

首先我们介绍填筑坝与混凝土坝在动态测定上的不同特点。

在变形的测定上, 与填筑坝相比, 混凝土坝利用铅垂线可以获得精度较高的测定值。而且混凝土坝体的力学性质比填筑坝坝体更具弹性, 对现象的解释较为容易。在填筑坝中, 变形的测定主要根据标准测定坝体表面的外部标的 (虽然利用分层沉降仪可以测量内部沉降, 但测定点是有限的), 但由于坝体材料的力学性质明显呈非线性, 所以很难设定安全上可以允许的变形标准, 而且坝体材料及加固施工方法不同, 其变形性也有很大的差异。

在渗漏方面, 混凝土坝中无论是坝体渗漏还是岩盘渗漏, 均能比较容易地发现并进行测定。几乎所有的混凝土坝都设置了廊道, 可以收集坝体的渗漏, 并按照前面讲述的方法进行测定。而填筑坝中, 渗漏量的测定并不是随时都能进行。在下游的坡脚上设置量水堰收集全部渗漏是测定填筑坝渗漏量时通常使用的方法。但用这种方法分不清是坝体渗漏还是岩基渗漏, 而且要推测渗漏地点也是几乎不可能的。这一点是填筑坝在安全管理上较混凝土坝困难的问题所在。最近, 有人在几座填筑坝上进行了提高渗漏测定精度的试验, 我们将在后面介绍试验情况。

下面介绍对基础岩盘的孔隙水压力的测定。近年来, 大坝发生的重大事故多起因于岩盘中的渗流。掌握大坝岩基上渗流的变化是非常重要的。对混凝土重力坝必须在帷幕灌浆的下游减轻扬压力, 所以在各个混凝土方块上均设置排水沟, 并在排水沟上安装了水压计, 因此能够掌握扬压力和渗漏量的大致情况。而填筑坝如在防渗心墙的岩盘上设置检查廊道, 就可以掌握岩盘中渗流的变化; 如果未设置检查廊道, 就很难了解岩盘中渗流的变化。此外, 填筑坝的坝体比混凝土坝大, 覆盖的地山范围很广, 所以很难发现基岩的涌水或渗漏现象。

### 5.1 渗漏

#### 5.1.1 利用围堰测定

填筑坝中使用的渗漏量的测量方法, 一般为在下游的坡脚上设置混凝土小围堰, 测量流经这里的所有流量 (图 31-33)。

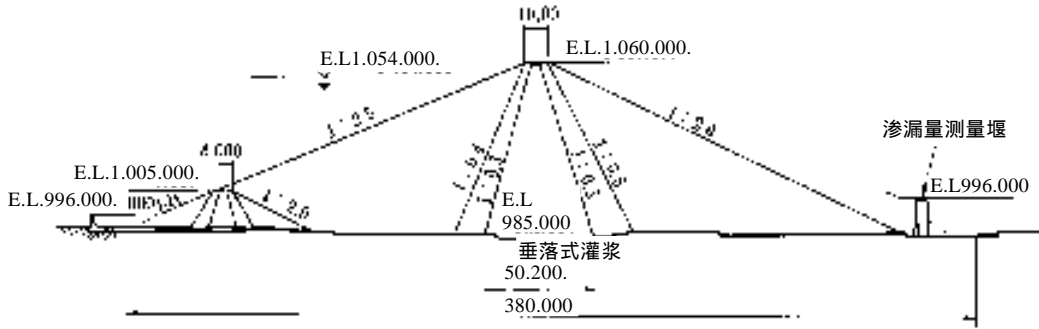


图 31-33 填筑坝的渗流量测量堰

利用围堰汇集的水包括了①来自坝体（防渗心墙）的渗漏 ②流经岩基浅层部分的渗流 ③地山涌水 ④地表水（池水） ⑤坝体下游的降雨等。其中①和②是水库安全管理上较为重要的量，因此，关键就在于能否将其与③、④、⑤分离开来。

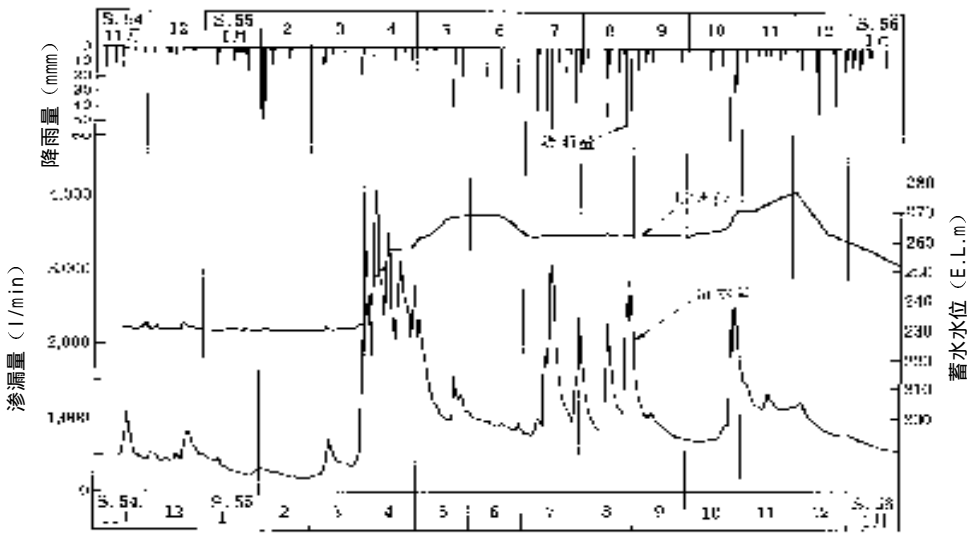


图 31-34 渗流量、蓄水位及降雨量（A 水库）

图 31-34 显示了在初次蓄水中 A 水库的蓄水位、渗流量、降雨量的关系。

该水库于 1980 年 3 月底开始蓄水，而在蓄水开始前就存在 250~1000l/sec 的“渗漏”。可以认为该渗漏是与水库蓄水无关的③、④以及未排放到上游一侧而蓄存起来的积水。在 4 月份水位上升过程中，渗流量的变化很大，这种渗漏主要是受降雨影响的④。1 月~3 月的降水量主要来自雪，不会马上转变成地表水径流。7 月~8 月的降雨对渗漏的影响也很大。12 月初到达蓄满水位时被确认有渗漏达 1250 l/sec。12 月以后降雨变为降雪，降雨产生的影响变小。



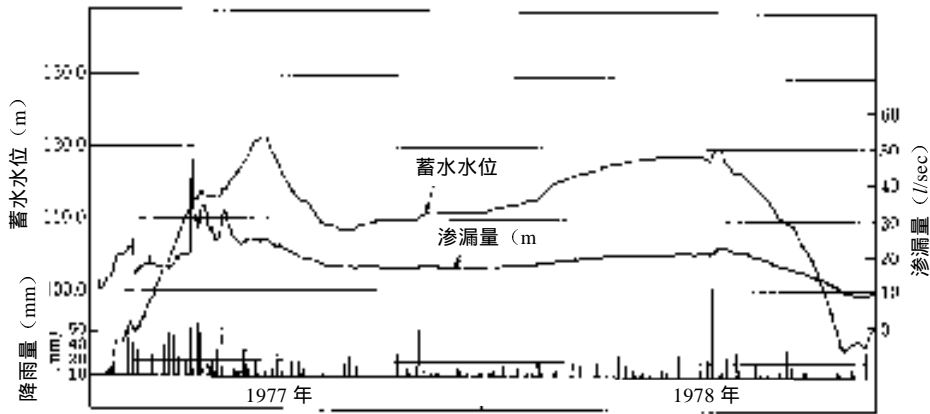


图 31-35 渗流量、蓄水位及降雨量 (B 水库)

图 31-35 显示了 B 水库渗漏测定的结果。由于该水库中降雨对渗漏影响很大，所以修建了防止下游池水从中途流入水库的工程。其结果，自 1977 年后半年开始，降雨产生的影响越来越小。

使用这种方法测量渗流量时，重要的一点就在于在蓄水开始前一年要测量出“渗流量”，并弄清楚与水库无关的池水、地下水的量。

### 5.1.2 渗流量测定方法的改进

使用 5.1.1 所述的方法进行测量时，渗流量易受降雨的影响，很难将真正想了解的坝体（防渗墙）的渗流量及流经岩基浅层部分的渗流分离开来并进行高精度的测定。所以最近，人们开始尝试利用分别测量各个渗漏处的方法测定填筑坝的渗流量。

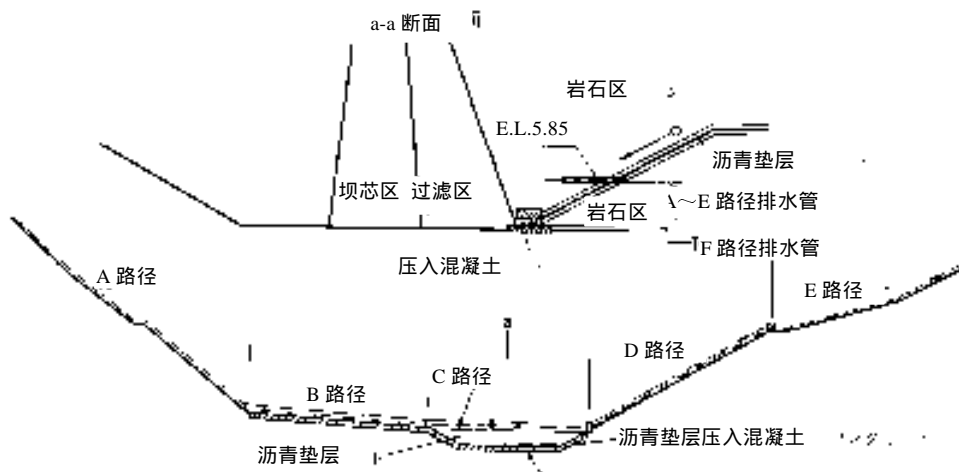


图 31-36 填筑坝渗流量测定方法的改良 (C 水库)

该方法如图 31-36 所示。以 C 水库为例，将渗漏分离成 A-F 六个地方的渗漏进行测定。其结果如图 31-37 所示。该图说明利用这种方法，可以不受降雨的影响，以极高的精度测定渗漏。可以推定 A-E 中防渗墙的渗漏占了相当一部分，而 F 则大部分是岩基浅层部分处的渗流。

这种方法可以测定每个防渗心墙的渗漏量，如果再设置检查廊道，万一渗漏出现异常也能够修理，在水库的安全管理上能发挥巨大的作用。

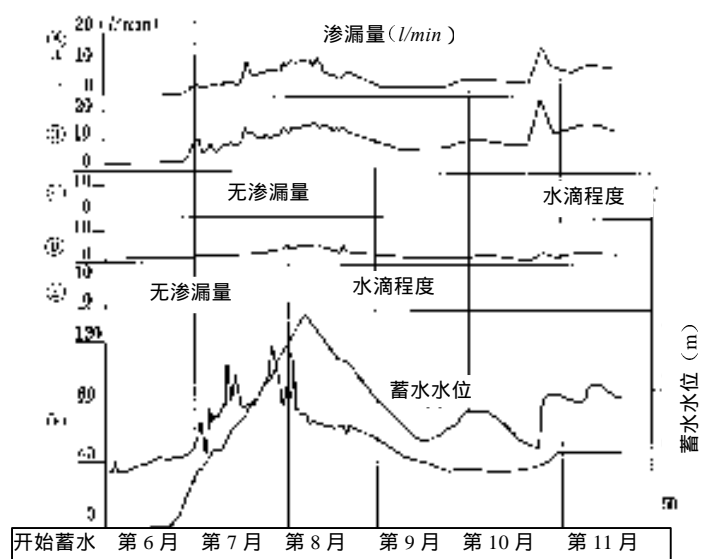


图 31-37 按各个部分测定的渗漏量

### 5.1.3 岩基渗漏

岩基渗漏分为流经岩基浅层部分的渗流和来自岩基深层部分的渗漏这两种。对水库的安全来说，重要的是前者。图 31-38 显示的是在 C 水库检查廊道内测定的岩基中的渗漏和孔隙水压力。测定的要领与重力坝中测定扬压力的方法相同，只是排水孔与重力坝相反，平常活塞是关闭的，只在测定时才打开活塞测定渗漏量。随着蓄水位的升高，孔隙水压上升，如果蓄水压力作用于整个测点，则测点 5-1、5-2 的压力应为  $8.6 \text{ kg/cm}^2$ ，而从该图上我们可以看出，实际上 NO.5-1 的压力是  $4.6 \text{ kg/cm}^2$ ，NO.5-2 的压力是  $3.5 \text{ kg/cm}^2$ ，分别只有 55%~43% 的水压力在起作用。同时我们还能马上了解到 NO.5-1、NO.5-2 的渗漏分别为  $1.5 \text{ l/sec}$ 、 $3.0 \text{ l/sec}$ 。孔隙水压力的大小与渗漏量的大小反过来了。象这样的例子有很多。渗流主要是流经岩基裂缝的水，如果流径的截面扩大，压力不上升流量也会变大。反过来说，只测定岩基中的孔隙水压力是无法推定渗漏量的。从 NO.5-1、NO.5-2 的孔隙水压力、渗漏量这两个方面的测定结果可以看出，帷幕式灌浆、固结灌浆效果极好，对于水库的蓄水是十分安全的。

图 31-39 显示的是 C 水库中渗漏量稍多的例子。水库蓄水后经过 7 个月到达满水位(83m)，这时确认 2-1 观测孔中有 60~70l/sec 的渗漏。这个量绝不是威胁水库安全的大渗漏量，但为保险起见，对其附近再次进行灌浆。此次灌浆非常成功，大概堵塞了此前灰浆未能到达的裂缝，渗漏显著减少到 2 l/sec。而孔隙水压在蓄水位同为 68m 时，再次灌浆前为 2.8 kg/cm<sup>2</sup> (整体压力的 41%)，再次灌浆后反而有所增加，为 3.5 kg/cm<sup>2</sup> (整体压力的 51%)。60 l/sec 的渗漏量虽然并不大，但再次灌浆后减少到 2 l/sec，对岩基渗流的安全系数大大增加。

图 31-40 显示的是 D 水库在初次蓄水过程中蓄水位与渗漏量的关系。蓄水开始后经过 2 个月蓄水位达到 51m，而渗漏量在此后急剧增加。从图 31-40 可以看出，以蓄水位 51m 为界，蓄水位和渗漏量的关系

近似于 2 条直线。这是因为在与蓄水位 51m 相对应的标高以上部分的岩基上，有的地方渗水性很强。渗漏量稍多，但蓄水位与渗漏量的关系稳定，未发现有增大趋势，所以在现阶段可以认为是安全的，但仍应继续进行仔细观测。

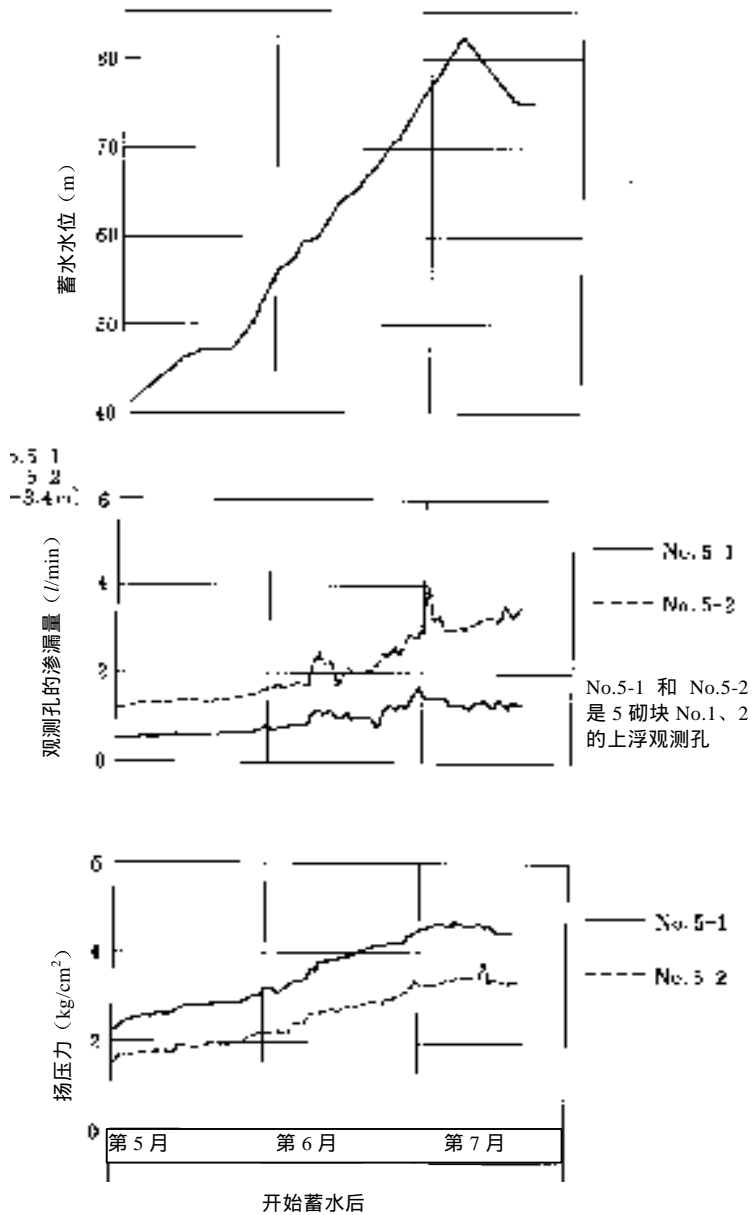


图 31-38 蓄水过程中岩盘内的渗流 (C 水库之

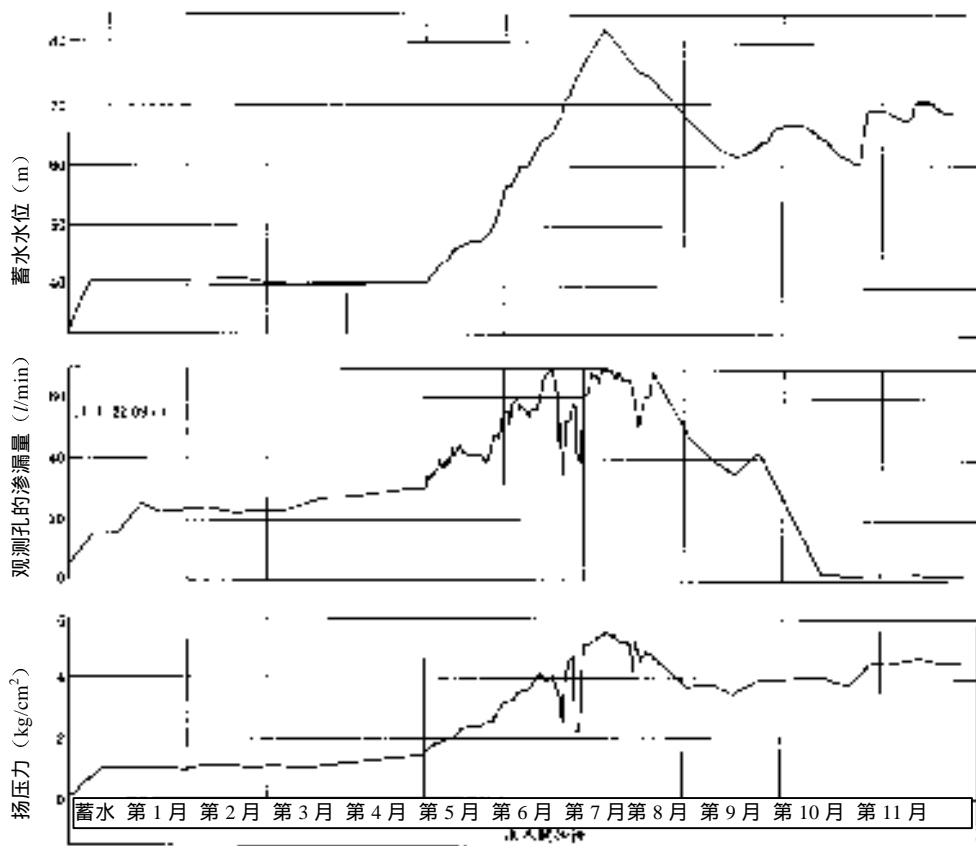


图 31-39 蓄水过程中岩盘内的渗流 (C 水库之二)

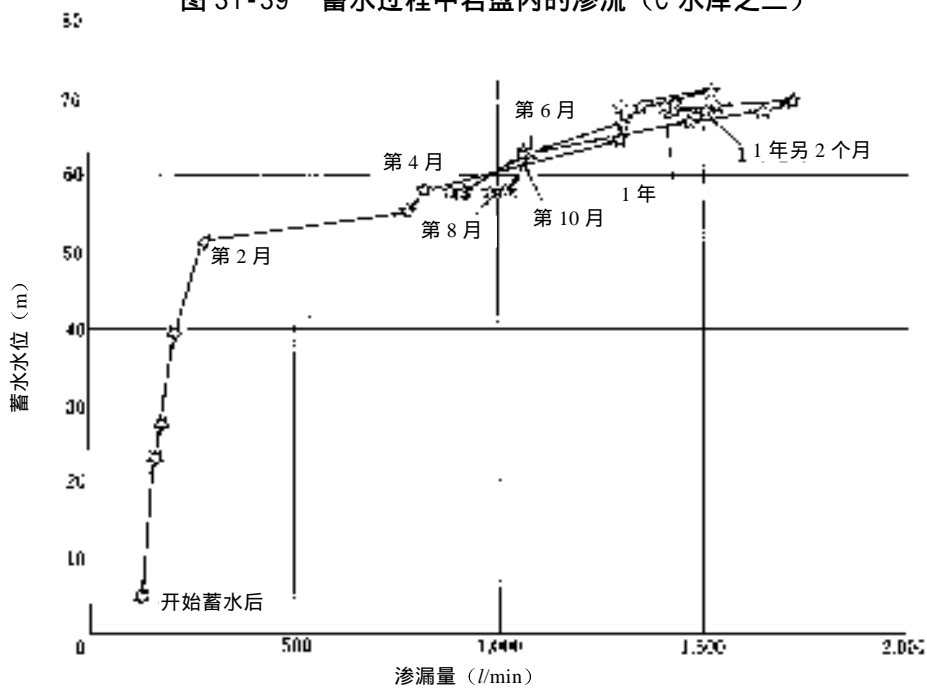


图 31-40 蓄水位与渗流量 (D 水库)

图 31-41 显示的是为确认灌浆效果，在宽 25m 的灌浆防渗墙的上游一方和下游一方分别设置孔隙水压测量定水压力的例子。该图显示出，上游一侧的孔隙水压力与蓄水位的相关关系较强，约为蓄水位水压的 85~90%，而下游一侧的孔隙水压只有 0.5~1.0 kg/cm<sup>2</sup>，几乎与蓄水位毫无关系。这表明 25m 的灌浆防渗心墙起到了极好的效果，抑制了岩盘中的渗流。

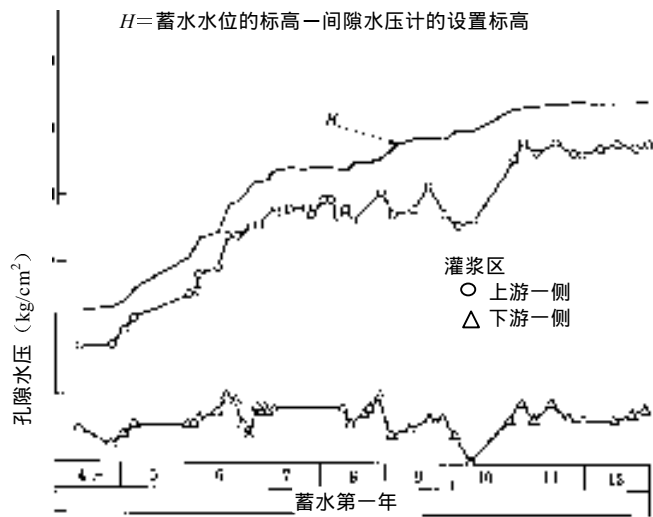


图 31-41 灌浆帷幕上、下游两端的孔隙水压

#### 5.1.4 防渗面板坝渗漏

一般来说，防渗面板坝渗漏量较多。尤其混凝土板表面隔水墙型坝的渗漏量大。过去，Salt Spring 坝曾在水深达 97m 时有近 566 l/sec 的渗漏量。而且隔水墙的龟裂不象岩盘的龟裂那样过一段时间后裂缝会闭合，所以多需隔一段时间就要进行修补。

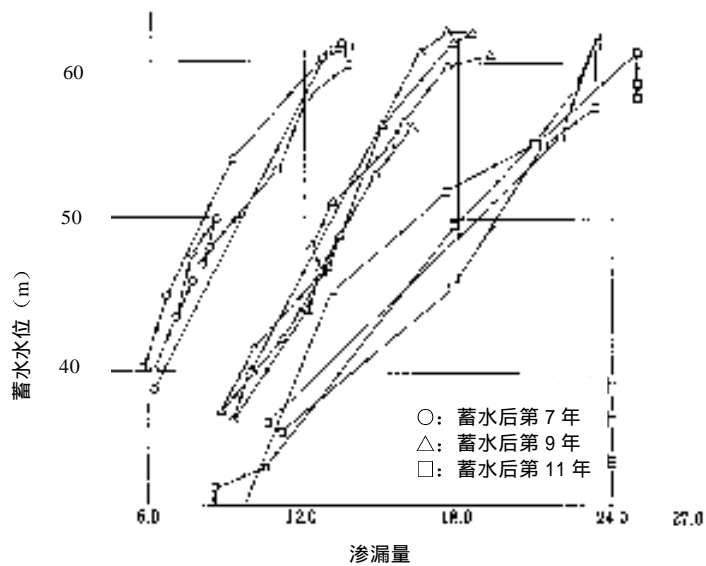


图 31-42 蓄水位与渗漏量（表面隔水墙型水库）

图 31-42 显示的是蓄水开始后第 7、9、11 年的蓄水位与渗漏量的关系。渗漏量年年都有所增加，其后便修补隔水墙。象隔水墙那样的混凝土或沥青构筑物，其渗漏量在水位相同的情况下夏天少、冬天多。其原因在于温度所造成的裂缝大小不同。

## 5.2 变形

在填筑坝中，变形的测定主要利用坝体内部的分层沉降仪或设置在坝体表面的外部标的。此外，有时也利用倾斜测量定坝体内部位移在水平方向上的分布。一般来说，内部变形从筑坝施工开始至施工结束期间发挥着巨大的作用，而坝体表面的外部变形是测定蓄水过程中水库动态时的十分必要的测定项目。外部变形的测定特点是精度高，测定值能反映坝体的宏观动态。分层沉降仪的测定值是与内部应变相对应的微观现象；而外部变形如坝顶中央的沉降或水平位移都是宏观现象，是大坝安全管理上最重要的指标。图 31-43 显示的是坝顶中央的沉降和水平位移的年际变化情况中最具代表性的例子。即沉降是压密性的，在第 1 年里下沉很多，其后渐渐减少，但沉降仍在持续。而水平位移则为因第一次蓄满产生的荷重而发生位移，其后变形很少发生变化，即水平位移更具可塑性。

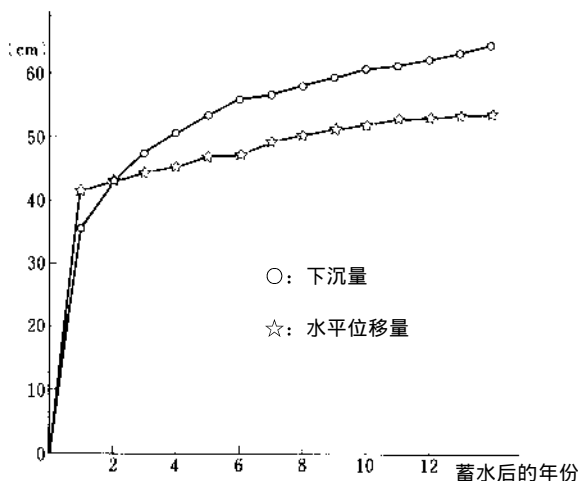


图 31-43 沉降量与水平位移量的经年变化

其他水库在初始蓄水过程中产生的沉降和水平位移的关系如图 31-44 所示。

该水库在筑填工程竣工后约 1 年的时间没有蓄水，所以在蓄水开始时沉降就已比较稳定了。沉降的进展情况较复杂，蓄水位上升时具有向垂直上方发生位移的倾向，而蓄水位下降时，又促进了沉降的发展。即蓄水位上升就是坝体中的孔隙水压力上升，这意味着坝体受到浮力，而

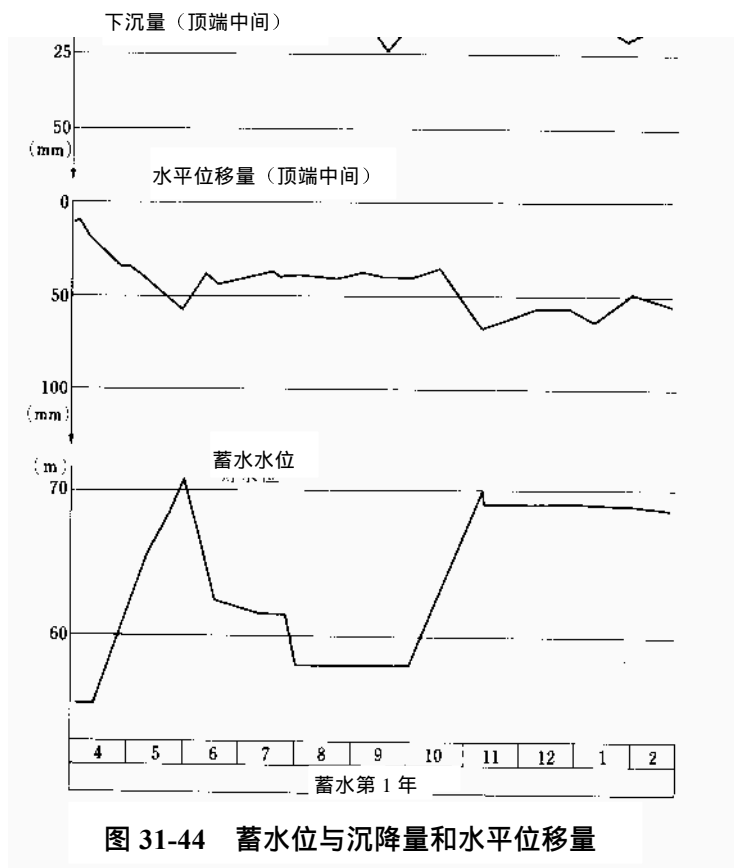


图 31-44 蓄水位与沉降量和水平位移量

促进了沉降的发展。即蓄水位上升就是坝体中的孔隙水压力上升，这意味着坝体受到浮力，而

蓄水位下降，浮力消失，载重增大，所以促进了沉降的发展。水平位移的情况是：蓄水位上升，水压增大，由此产生位移；蓄水位下降，水压减小，因此转而向上游一侧发生位移，水平位移中有约 40% 是弹性位移。

许多最近修建的填筑坝，其岩石区段也利用重型机械实施碾压施工。但无论填筑坝碾压得多么结实，其水平位移也是具有很大弹性的。

以上我们以坝顶中央的一个点的变化代表了坝体整体的动态，而变形的分布情况对

判断坝体是否安全也是非常重要的。图 31-45 显示了坝顶的沉降与水平移动的经年变化。

水平位移在经过数年后达到稳定状态。沉降量年年都有所减少，5 年后坝顶中央的沉降为约 10mm/年。

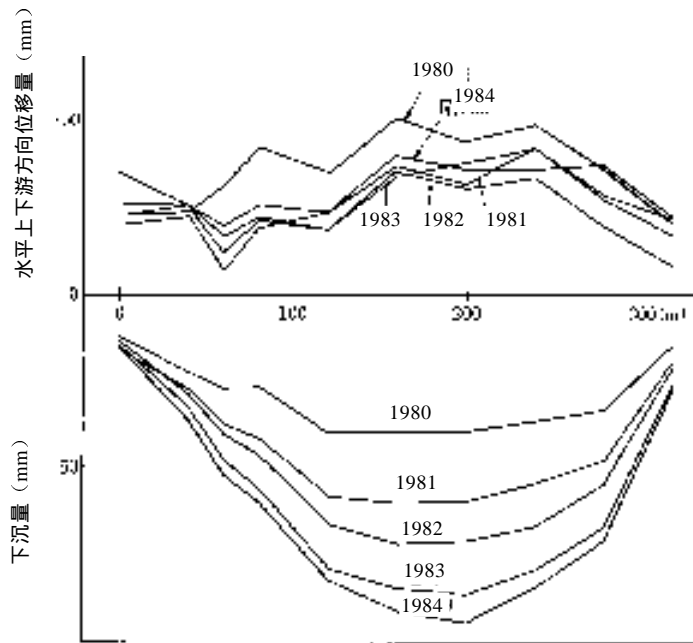


图 31-45 坝顶沿线水平位移的年际变化（白川水库）

### 5.3 孔隙水压

在 5.1 渗漏一节中我们已连带着介绍了岩基的孔隙水压力。在这里，我们主要说明坝体内的孔隙水压力。

防渗心墙材料是含水比较高的粘性土，象均一型大坝那种防渗心墙较宽的大坝，有时在施工过程中孔隙水压力上升，会造成滑坡。因此，孔隙水压力的测定是非常重要的。但是在日本，许多填石坝多使用含砂砾的防渗心墙材料，而且防渗心墙宽度较窄，所以施工过程中的孔隙水压力上升多不会造成什么问题。

在坝体中设置孔隙水压力计时，多设置在具有代表性的一个截面或两个截面上。因此，很多时候即使局部区域的孔隙水压力很高，也无法测定。反过来说，如果某一个孔隙水压力计的值较高，也难以判断是局部现象，还是仪器发生了故障。从这一点来说，利用坝体内的孔隙水压力计判断水库的安全性是有一定困难的。

### 5.3.1 二维渗流计算

首先，我们了解一下根据二维渗流计算，防渗心墙较窄的堆石坝在理论上会发生何种渗流。图 31-46 显示的是包括岩基在内的水压分布情况。与此相对应的流速分布情况如图 31-47 所示。岩盘部分本来应是流经裂缝的管式流量，此处以达尔西流离进行计算。当然，防渗心墙、灌浆帷幕、岩基的渗水系数之比不同，渗漏的情况也有所不同。此处计算中列举的被认为较平均的填石坝，其岩基渗漏比防渗心墙渗漏还要多。在防渗心墙与下游一侧的滤池之间的分界处，水压为零。

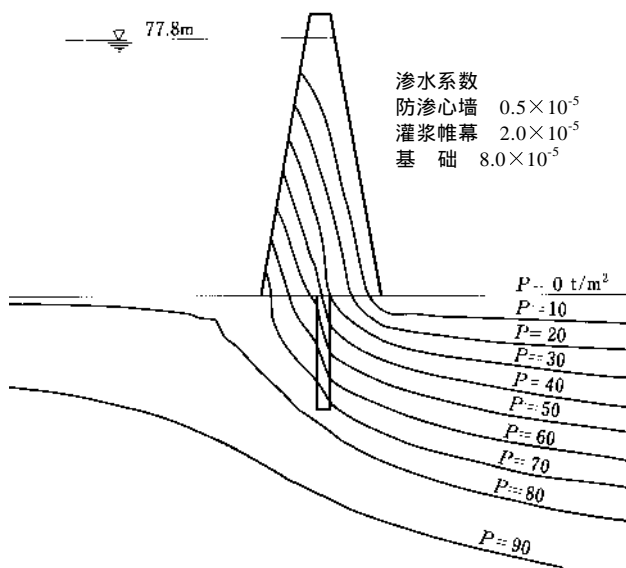


图 31-46 水压分布（二元渗流计算）

### 5.3.2 坝体内孔隙水压力的变化

图 31-48 是在图 31-46、图 31-47 列举的水库上进行实际测定的结果。防渗心墙底部高程下游一侧的实际测定结果表明，水力梯度比计算值大。

图 31-49 为另外一座堆石坝在蓄水后经过 1 年零 5 个月时的孔隙水压。从该图可以看出，此时防渗心墙底部仍有残余孔隙水压力，这说明防渗心墙材料的渗水系数极小。

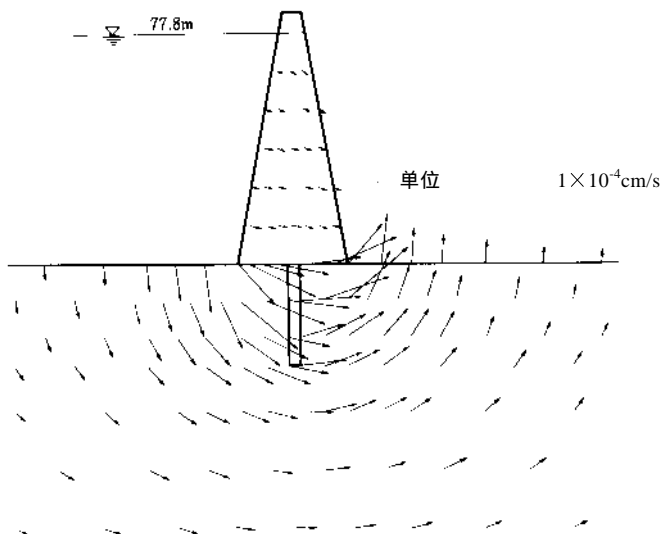


图 31-47 流速分布（二元渗流计算）



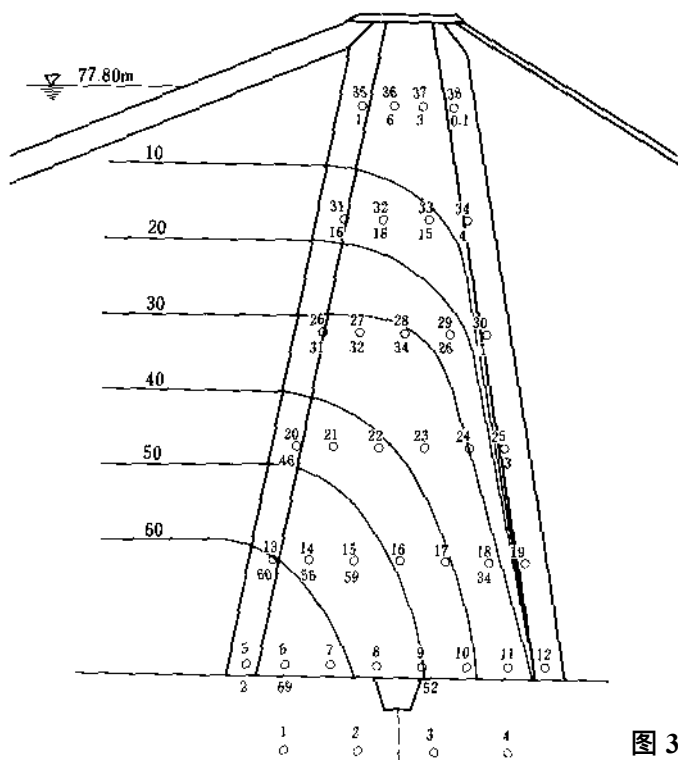


图 31-48 等水压线 (实测)  
蓄水后 8 个月

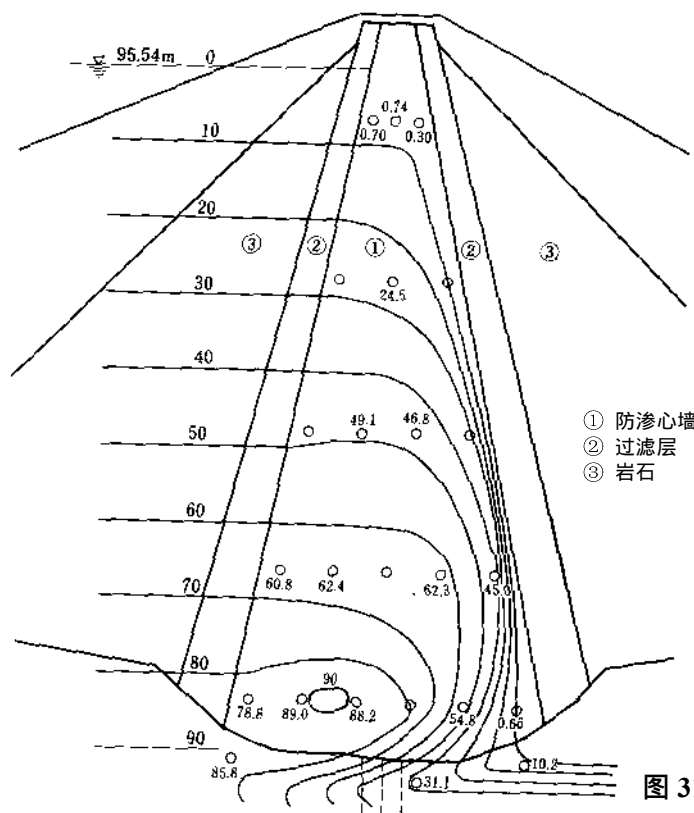


图 31-49 等水压线 (实测)  
蓄水后 1 年零 5 个月

### 5.4 蓄水大坝的其他变化

埋在填筑坝体内的仪表，除上述之外，还有土压计和地震仪。

我们将在第 27 章《水库的抗震设计》中叙述地震动的测量实例。

关于土压计的使用，如果是出于进行研究的目的，则还有一定的意义，如果是出于安全管理的目的，则重要性较低，其理由我们在孔隙水压的项目中已经讲述过了，在这里不再赘述。

下面我们介绍稍有些特殊的坝体内的温度分布情况。

最近修建的填石坝，使用的岩材称不上是坚硬的。人们担心在较长的时间里风化会越来越厉害。此时，应进行区域规划，在最易风化的坝体处配置坚硬的岩石。这就需要了解何处最易风化。对岩石的风化产生影响的因素主要有干燥、湿润的反复变化（水位变化）、温度、压力（应力状态）等，在这里我们首先介绍温度。

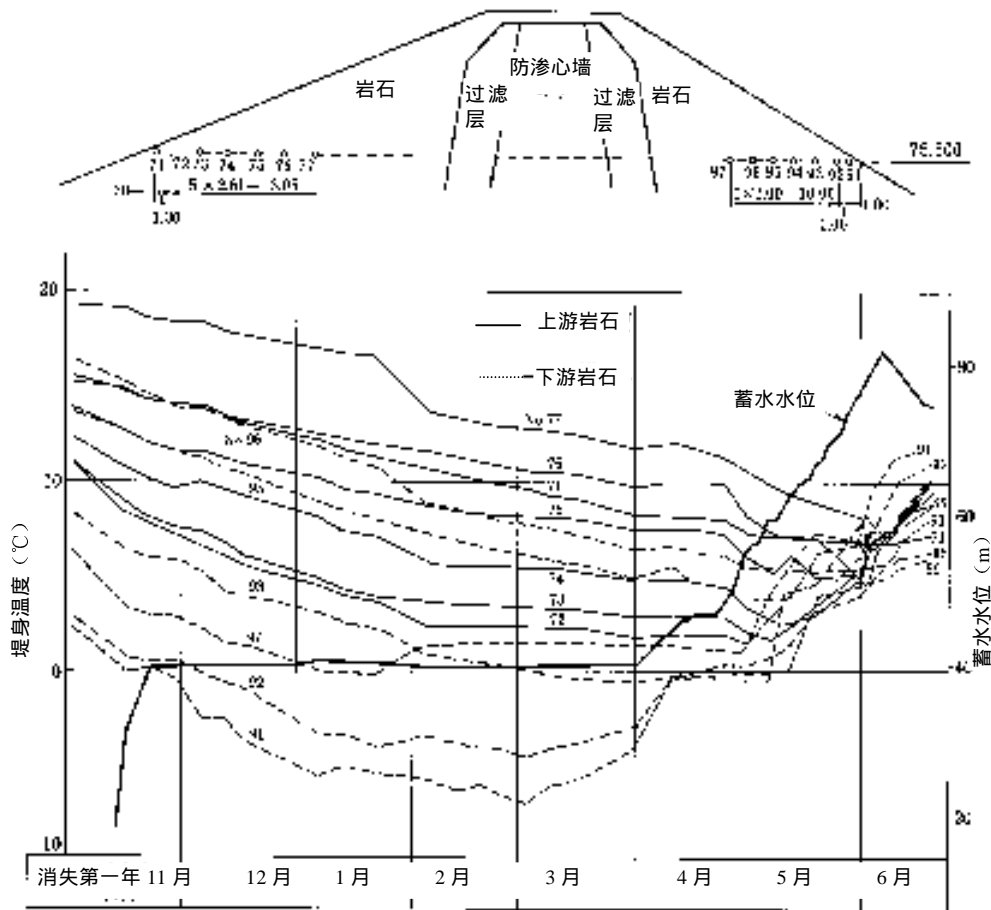


图 31-50 坝体内部的温度分布

图 31-50 显示了以时间为函数的坝体内的温度分布。值得注意的是，该水库地处冬季温度在零下  $30^{\circ}\text{C}$  以下的地方。在蓄水开始时期，越往外侧温度越低，越往内侧温度越高。而且上游与下游相比，上游一侧比下游一侧温度高。这是因为上游一侧日照时间比下游长，而且下游还受到山谷风的吹袭。蓄水开始后经过 5 个月的时间，蓄水位上升到埋设有温度计的标高处，上游一侧的温度计均达到与水温相同的数值。下游一侧的岩石温度其后一直受季节变化的影响。此时，内部温度的变化赶不上外部温度的变化，岩石区段上便产生了温度坡度。

因此，虽然由于坝址的气候、地形、坝轴线位置不同而不能对所有的水库一概而论，但一般来说温度变化激烈的区段如图 31-51 所示。应将这些情况反馈到设计中。

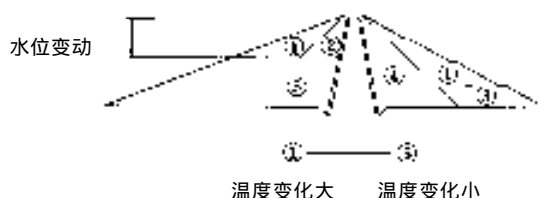


图 31-51 坝体内温度变化的大小

## 6. 检修

以上我们以建设省及府县的水库为例，讲述了水库在第 I 期及第 II 期的安全管理。

下面我们介绍水库在第 III 期的安全管理。当然第 III 期也必须利用上一节所讲述的监测方法实施安全管理。上一节中介绍的几个分析例子反应的就是第 III 期的情况。

如第二节所述，第 III 期是水库进入稳定状态以后的时期，根据监测进行安全管理的重要性较第 I 期、第 II 期有所减弱，而老化开始产生劣化，所以重要的是对劣化现象进行检查。

建设省自 1969 年开始对水利水库进行检修，指出的问题涉及坝体、渗漏、水库周边地山、排放设备等整个主要管理设施。一般来说，旧水库问题多，新水库问题少。这说明检查结果暴露了第 III 期中水库管理上存在的问题。

与坝体有关的问题表明，对修建在北海道、北陆、东北、中国地方、近几等日本海一侧寒冷地带的混凝土坝，重要的是监测冻害。此外，对修建在流砂较多的河流上的水库应注意磨耗、冲刷，对土坝应注意保护上游的坡面和下游的坡脚。

在渗漏问题上，对混凝土坝应注意接灌面、区段接缝及裂缝的渗漏；对土坝应注意坡脚渗漏。对这些渗漏必须掌握其渗漏量的年际变化。

除此以外，对旧水库应特别注意大坝周边地山、泄供设备的闸门、溢洪道所经受的冲刷。进入第 III 期后，水库虽呈现出稳定状态，但老化现象开始出现，在寒冷地带要监控冻害，对流砂较多的河流要监控积砂状况及满砂后的磨耗情况，这些都是很重要的。管理的重点要逐渐转为对老化现象的监控。

以上所述检修方法，请参考大坝构筑物管理标准。

#### ■参考文献

- 1) 土木研究所水库部 《水库的安全管理》 土研资料第 1834 号，建设省土木研究所 1982.5
- 2) 日本大坝会议 《大坝构筑物管理标准》 1986.5
- 3) 日本大坝会议译 《土坝便览》(日语版) P542 1977.4
- 4) 菅野进 《监测仪器的原理和结构》 地质与调查通卷第 19 号，1984.1
- 5) 饭田隆一·米道久 《混凝土坝安全手册》(修订版) 土研资料第 692 号 建设省土木研究所 1971.11
- 6) 松本德久·北村康雄 《蓄水过程中填筑坝的动态与安全管理》 土研资料第 1173 号 建设省土木研究所 1976.9
- 7) R. Iida, K.Hojo,N.Matsumoto "Safety Moniforing of Dams During First Filling of Reservoirs" ICOLD 13th Congress,New Delhi ,1979
- 8) 建设省土木研究所 《混凝土安全管理手册》(修订版) 1971.11
- 9) 前冈光明·齐藤孝三 《混凝土坝的动态 (1) 渗漏·扬压力》 大坝第 100 号 1982.6
- 10) 城岛诚之·齐藤孝三 《真名川拱形坝的动态与重回归分析》 大坝 No.112 1985.6