

日本国河流沙防技术标准

第3卷 设计篇 I

2001年03月

原版监修	日本国建设省河川局
原版编著	社团法人日本河川协会
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、社团法人日本河川协会的同意，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

序

近年来，高龄人口的比重显著增大，出生率逐步降低，社会的信息化程度以及经济、社会的国际化程度也日益提高。各种形势的变化，对传统的经济、社会体系提出了新的要求。

江河治理领域也是如此，除了传统的治水、利水的功能以外，要求水利工作者进一步更新思路，为社会各个领域提供更好的服务，比如为居民提供休闲娱乐的水际空间，创造多元化的生物栖息、生育的良好环境，甚至将视野扩大到作为社会风土文化的重要成分加以建设。

同时，在进一步促进水利建设的过程中，不仅对经济效益和社会效益，还对水利事业的客观性和透明度，也提出了更高的要求。

为了适应 21 世纪江河行政管理的需要，我们重新修订了河川砂防技术标准，期望广大水利技术人员能够充分学习和利用。

借此机会，谨向本次修订工作中付出辛勤劳动的全体编者以及有关人士表示诚挚的谢意。

日本国建设省河川局长

尾田 荣章

1997 年 9 月

《日本国河川砂防技术标准》参考目录

卷目	章 目	备注
第1卷 调查篇	第1章 降水量调查	
	第2章 水位调查	
	第3章 流量调查	
	第4章 水文统计	
	第5章 径流计算	
	第6章 水位计算和糙率	
	第7章 地下水调查	○
	第8章 内水调查	
	第9章 河口调查	
	第10章 滑坡调查	○
	第11章 陡坡调查	○
	第12章 雪崩调查	
	第13章 堆砂调查	○
	第14章 输砂调查	○
	第15章 海岸调查	
	第16章 水质·底质调查	○
	第17章 土质地质调查	
	第18章 河川环境调查	○
	第19章 河道特性调查	
	第20章 河川经济调查	○
	第21章 测量	
第2卷 调查篇	第1章 综合治水计划	○
	第2章 防洪计划的概要	
	第3章 低水计划的概要	○
	第4章 砂防计划的概要	○
	第5章 环保计划的概要	○
	第6章 海岸计划	
	第7章 滑坡防治计划的概要	○
	第8章 陡坡坍塌防治计划的概要	○
	第9章 雪崩防治计划的概要	
	第10章 河道以及河流工程计划	○
	第11章 多功能工程计划	
	第12章 水库计划	○
	第13章 砂防工程计划	○
	第14章 泥石流防治工程计划	○
	第15章 陡坡防护工程计划	○
	第16章 雪崩防治工程计划	
第3卷 设计Ⅰ	第1章 河流工程的设计	○
	第2章 水库的设计	○
	第3章 砂防工程的设计	○
第4卷 设计Ⅱ	第4章 滑坡防护工程的设计	○
	第5章 陡坡防护工程的设计	○
	第6章 海岸防护工程的设计	

注：○为中译稿节选部分，文件名称从fs101（第1卷第1章）到fs405（第4卷第5章）。

目 录

第 1 章 河流构筑物的设计

第 1 节 综述	3
第 2 节 堤防	3
2.1 堤防设计的基本要求	3
2.1.1 完工堤防的定义	3
2.1.2 堤防设计的基本要求	4
2.1.3 堤防的形态	5
2.1.4 堤防的断面形状	6
2.1.4.1 堤顶宽度	6
2.1.4.2 管理用道路	6
2.1.4.3 边坡坡度	8
2.1.5 受高潮影响的河段的堤防	8
2.1.6 湖岸堤	9
2.1.7 特殊堤防	9
2.1.8 参考：溢流堤等	10
2.2 结构细节设计	11
2.2.1 堤防的结构	11
2.2.2 堤身材料的选择	12
2.2.3 护坡工程	13
2.2.4 防渗施工	13
2.2.5 排水施工	13
2.3 设计细目	15
2.3.1 对冲刷的安全性的论证	15
2.3.2 对渗透安全性的论证	15
2.3.3 对地震的安全性	16
第 3 节 高标准堤防	18
3.1 高堤防设计的基本要求	18
3.1.1 高堤防设计的基本要求	18
3.1.2 高堤防设计的对象和前提	19
3.1.3 设计高堤防时采用的水位	19
3.1.4 高堤防的堤顶宽度	21
3.2 结构细节设计	22
3.2.1 堤身材料的选择	22
3.2.2 分汇流处的设计	22
3.2.3 高标准堤防的细部结构	23
3.3 设计细目	24

3.3.1	设计荷载	24
3.3.2	设计地震系数	24
3.3.3	对溢流水冲刷的稳定性	26
3.3.4	对河道内水流冲刷的安全性	27
3.3.5	对渗透的安全性	27
3.3.6	对滑移的安全性	28
3.3.7	对液化的安全性	29
3.3.8	对堤防下沉的考虑	29
3.3.9	阶段性施工时的注意事项等	30
第 4 节	护岸	30
4.1	护岸设计的基本要求	30
4.2	结构细节设计	33
4.2.1	护坡	33
4.2.2	护岸基础(坡脚防护)	34
4.2.3	护基	36
4.2.4	护岸顶、护岸顶保护	37
4.2.5	接合部	38
4.3	设计细目	38
第 5 节	丁坝	44
5.1	丁坝设计的基本要求	44
5.2	结构和设计细目	46
5.2.1	选择施工方法	46
5.2.2	方向	46
5.2.3	长度、高度和间隔	47
第 6 节	河床固定	48
6.1	河床固定设计的基本要求	48
6.2	结构细节设计	48
6.2.1	主体	48
6.2.2	防冲护床	51
6.2.3	护床	51
6.2.4	基础	51
6.2.5	截水	52
6.2.6	引堤挡水墙、护岸	52
6.2.7	河滩保护	53
6.2.8	鱼道	54
6.3	设计细目	54
6.3.1	主体	54
6.3.2	防冲护床、护床	57
6.3.3	截水	60
第 7 节	闸坝	60
7.1	闸坝的设计	60

7.2 结构细节设计	62
7.2.1 主体	62
7.2.1.1 活动坝	62
7.2.1.1.1 主体结构	62
7.2.1.1.2 底板	62
7.2.1.1.3 坝柱	63
7.2.1.1.4 门柱	63
7.2.1.1.5 闸门操作台以及操作室	64
7.2.1.1.6 闸门	64
7.2.1.1.6.1 门柱的结构	64
7.2.1.1.6.2 闸顶高	65
7.2.1.1.6.3 全开放时的闸门下部高度	65
7.2.1.1.6.4 操作方式	65
7.2.1.2 滚水坝主体结构及其高度	65
7.2.2 防冲护床	66
7.2.3 挡水	67
7.2.4 基础	70
7.2.5 护床	70
7.2.6 护岸	71
7.2.7 河滩保护	71
7.2.8 其他构筑物	72
7.2.8.1 工作桥	72
7.2.8.2 鱼道、排沙口、船闸	72
7.2.8.3 鱼道的规模和形式	73
7.2.8.4 附属设备	75
7.3 设计细部	75
7.3.1 设计荷载	75
[参考 1.1] 弹性系数、容许应力等	79
[参考 1.1.1] 弹性系数、地面支撑力和摩擦系数	79
[参考 1.1.2] 材料的容许应力度	80
[参考 1.1.3] 安全系数	82
[参考 1.1.4] 材料的单位体积重量	82
[参考 1.1.5] 构件的最小尺寸等	83
7.3.2 主体的设计	83
7.3.2.1 活动坝	83
[参考 1.2] 稳定性计算	89
[参考 1.3] 应力计算	90
[参考 1.3.1] 门柱	90
[参考 1.3.2] 坝柱	91
[参考 1.3.3] 底板	92
[参考 1.3.4] 防冲护床	92

[参考 1.4] 隔水的设计	93
[参考 1.5] 管理桥	93
7.3.2.2 固定坝	93
[参考 1.6] 稳定性计算	94
第 8 节 涵管	95
8.1 涵管设计的基本要求	95
8.1.1 设计概要	95
8.1.2 松软地面上的涵管的设计	96
8.2 结构细节设计	96
8.2.1 主体	96
8.2.1.1 主体结构	96
8.2.1.2 涵渠	97
8.2.1.2.1 涵渠断面	97
8.2.1.2.2 涵渠长	97
8.2.1.2.3 接头	98
8.2.1.2.4 涵渠端部的结构	98
8.2.1.2.5 门室	98
8.2.1.2.6 双排以上的涵渠	99
8.2.1.3 门柱	99
8.2.1.4 闸门操作台	100
8.2.1.5 不防渗墙	100
8.2.1.6 闸门	100
8.2.1.6.1 闸门的结构	100
8.2.1.6.2 完全提升时的闸门的下端高	101
8.2.1.6.3 操作方式	101
8.2.2 防浪墙及翼墙	101
8.2.2.1 防浪墙	101
8.2.2.2 翼墙	101
8.2.3 防冲护床	102
8.2.4 隔水	102
8.2.5 基础	103
8.2.6 护床	103
8.2.7 护岸	104
8.2.8 河滩保护	104
8.2.9 其他构筑物	104
8.2.9.1 管理桥	104
8.2.9.2 附属设备	104
8.3 设计细节	104
8.3.1 设计荷载	104
8.3.2 主体	105
8.3.2.1 涵渠	105

8.3.2.2	门柱	106
8.3.3	翼墙	107
第 9 节	水 闸	107
9.1	水闸设计的基本要求	107
9.1.1	水闸设计的基本要求	107
9.1.2	水闸的断面	108
9.2	结构细节设计	109
9.2.1	水闸的主体	109
9.2.1.1	水闸的主体	109
9.2.1.2	底板	110
9.2.1.3	坝柱	110
9.2.1.4	门柱	110
9.2.1.5	闸门操作台及操作室	110
9.2.1.6	闸门	111
9.2.1.6.1	闸门	111
9.2.1.6.2	闸门顶高	111
9.2.1.6.3	提升完毕时的闸门下端高度	111
9.2.1.6.4	操作方式	111
9.2.2	防浪墙和翼墙	111
9.2.2.1	防浪墙	111
9.2.2.2	翼墙	112
9.2.3	防冲护床	112
9.2.4	截水	112
9.2.5	基础	113
9.2.6	护床	113
9.2.7	护岸	113
9.2.8	河滩保护	113
9.2.9	其他构筑物	113
9.2.9.1	管理桥	113
9.2.9.2	附属设备	114
9.3	设计细节	114
9.3.1	主体的设计	114
9.3.1	荷载	114
第 10 节	隧道结构的河流	114
10.1	隧道结构河流设计的基本要求	114
10.2	结构细节设计	115
10.2.1	主体	115
10.2.2	进水口及入流设施	116
10.2.2.1	进水口	116
10.2.2.2	入流设施	116
10.2.3	排水口及排水设施	117

10.2.3.1	出水口	117
10.2.3.2	排水设施	117
10.2.4	维护管理的设施	118
10.3	设计细节	119
10.3.1	涵洞	119
10.3.1.1	设计流量	119
10.3.1.2	设计流速	119
10.3.1.3	断面	120
第 11 节	泵站	120
11.1	泵站设计的基本要求	120
11.2	结构细节设计	123
11.2.1	泥沙沉淀槽	123
11.2.2	泵站主体	124
11.2.2.1	泵站主体	124
11.2.2.2	吸水槽	126
11.2.2.2.1	吸水槽的形式	126
11.2.2.2.2	吸水槽的形状和结构	126
11.2.2.3	冷却水槽	126
11.2.2.4	燃油储藏槽	126
11.2.2.5	地下泵室	128
11.2.3	基础	128
11.2.4	泵站工棚	128
11.2.4.1	泵室	128
11.2.4.2	操作室、管理室等	128
11.2.5	水泵设备	128
11.2.5.1	水泵设备	128
11.2.5.2	水泵容量和台数	129
11.2.5.3	计划实际扬程	129
11.2.5.4	水泵形式的选择	130
11.2.5.5	主原动机种类的选择	130
11.2.5.6	水泵的运行范围	130
11.2.5.7	水泵的运行操作方式	131
11.2.6	屏蔽	131
11.2.7	闸板等	131
11.2.8	排出水槽	131
11.2.9	附属设备	133
11.2.10	泵站内的布置	133
11.3	设计细部	133
11.3.1	设计荷载	133
11.3.2	泥沙沉淀槽	133
11.3.3	吸水槽	134

第 12 节 倒虹吸涵洞	135
[参考 1.7] 倒虹吸涵洞	135
[参考 1.7.1] 倒虹吸涵洞的设计	135
[参考 1.7.2] 结构细节设计	136
[参考 1.7.2.1] 涵管	136
[参考 1.7.2.1.1] 涵管的方向	136
[参考 1.7.2.1.2] 涵渠的结构	136
[参考 1.7.2.1.3] 涵渠的长度和接头	137
[参考 1.7.2.1.4] 涵渠的深度	137
[参考 1.7.2.2] 检修孔	138
[参考 1.7.2.2.1] 节制闸门	139
[参考 1.7.2.2.2] 屏蔽	140
[参考 1.7.2.3] 翼墙	140
[参考 1.7.2.4] 截水墙	140
[参考 1.7.2.4.1] 截水墙	140
[参考 1.7.2.4.2] 截水	140
[参考 1.7.2.5] 基础	140
[参考 1.7.2.6] 护岸等	140
[参考 1.7.2.6.1] 水渠的护岸等	140
[参考 1.7.2.6.2] 河流的护岸等	141
[参考 1.7.3] 设计细部	141
[参考 1.7.3.1] 设计荷载	141
[参考 1.7.3.2] 涵渠	141
[参考 1.7.3.2.1] 涵渠断面的确定	141
[参考 1.7.3.2.2] 涵渠的横方向计算	141
[参考 1.7.3.2.3] 涵渠的纵向计算	141
[参考 1.7.3.3] 检修口	142
[参考 1.7.3.3.1] 荷载条件	142
[参考 1.7.3.3.2] 节制闸门及开关装置的计算	142
[参考 1.7.3.4] 截水	142
[参考 1.7.3.4.1] 水位条件	142
[参考 1.7.3.4.2] 所需埋入长度的计算	142

第 2 章 水库大坝的设计

第 1 节 总 论	145
1.1 适用范围	145
1.2 水库大坝各要素的定义	145
〔参考 2.1〕坝高	145
〔参考 2.2〕水库大坝轴面	145

〔参考 2.3〕坝顶长度	146
〔参考 2.4〕坝体和坝身体积	146
第 2 节 水库大坝的基本形状、型式和位置的确定	147
2.1 水坝的基本形状	147
〔参考 2.5〕坝身非溢流段的高度	147
〔参考 2.6〕水坝设计洪水流量	150
2.2 坝型	153
2.3 大坝位置的确定	154
2.3.1 混凝土重力坝	154
2.3.2 拱形混凝土坝	155
2.3.3 填筑坝	156
第 3 节 水库大坝设计的基本条件	157
3.1 设计的重要项目	157
3.2 设计的前提	158
3.3 设计水位等	159
〔参考 2.7〕下游段水位	160
〔参考 2.8〕淤沙高程	160
3.4 负荷的组合	160
3.5 负荷的计算方法	162
3.5.1 自重	162
3.5.2 静水压	162
3.5.3 泥压	163
3.5.4 扬压力	163
3.5.5 地震时的惯性力	164
3.5.6 地震时的动水压	167
3.5.7 温度负荷	168
〔参考 2.9〕冰压	169
第 4 节 水坝地基的设计	169
4.1 地基设计的基本原则	169
4.2 地基的特性	171
4.2.1 地基的剪切强度特性	171
4.2.2 地基的变形性	172
4.2.3 地基的防渗性	173
4.2.3.1 地基的防渗性	173
4.2.3.2 灌浆的改良特性	174
4.3 地基的处理方法	175
4.4 混凝土坝地基的设计	176
4.4.1 地基的稳定计算	176
4.4.2 地基的处理	178
4.4.2.1 地基的处理	178
4.4.2.2 固结灌浆	178

4.4.2.3 帷幕灌浆	180
4.4.2.4 排水孔	181
4.4.2.5 断层处理	181
4.5 填筑坝地基的设计	183
4.5.1 地基的处理	183
4.5.2 岩体地基	183
4.5.2.1 岩体地基的处理	183
4.5.2.2 固结灌浆	184
4.5.2.3 覆盖灌浆	184
4.5.2.4 帷幕灌浆	184
4.5.3 砾石地基	184
4.5.4 岩体和砾石以外的地基	186
第 5 节 混凝土坝的设计	186
5.1 设计的基本原则	186
5.2 坝身材料	187
5.2.1 对坝身混凝土的基本要求	187
5.2.2 混凝土的物理常数	187
5.2.3 混凝土的强度	188
5.3 混凝土重力坝的设计	189
5.3.1 形状和稳定计算	189
5.3.2 应力分析	197
5.4 拱形混凝土坝的设计	198
5.4.1 形状和稳定计算	198
5.4.2 应力分析	200
5.5 温度控制和砌块分割	201
5.5.1 温度控制	201
5.5.2 砌块分割	201
5.6 坝身各部分的设计	202
5.6.1 收缩缝的结构	202
5.6.2 截水装置	203
5.6.3 廊道	204
5.6.4 坝顶构筑物	205
5.7 监测装置	205
第 6 节 填筑坝的设计	208
6.1 设计的基本原则	208
〔参考 2.10〕填筑坝的类型	208
6.1.1 均质填筑坝	211
6.1.2 分区型填筑坝	211
6.1.3 面板防渗斜墙坝	214
6.1.4 混合坝	216
6.2 坝身材料	218

6.2.1 坝身材料	218
6.2.2 透水性材料	218
6.2.3 半透水性材料	219
6.2.4 防渗材料	219
6.2.4.1 土质材料	219
6.2.4.2 土质材料以外的防渗材料	221
6.2.5 坝身材料的试验	221
6.3 坝身的设计	224
6.3.1 对滑移破坏的安全性	224
6.3.2 对渗透破坏的安全性	228
〔参考 2.11〕填筑坝的动态性状	233
6.3.3 坡面坡度	235
6.3.4 坝顶宽度	236
6.3.5 超高填土	236
6.3.6 坡面保护	237
6.4 泄水设备和廊道	237
6.4.1 泄水设备	237
6.4.2 廊道	238
6.5 测量装置	239
第 7 节 溢洪道及其它泄水设备	240
7.1 泄水设备的设计	240
7.1.1 泄水设备的设计	240
7.1.2 构成和型式	241
7.1.3 溢洪道的设计	242
7.1.4 配置	243
7.1.5 形状	243
7.1.6 结构	244
7.2 进水段的设计	245
7.2.1 进水段的水道	245
7.2.2 进水段	245
7.3 导流段的设计	246
7.4 消能装置的设计	247
7.5 泄水管的设计	248
第 8 节 闸门	250
8.1 闸门的设计	250
8.2 预备闸门	251

第 1 章 河流构筑物的设计

第 1 节 综述

河流构筑物的设计,应根据河道及河流构筑物计划进行,不仅要使其具有恰当的功能和安全性,同时还要充分考虑到河流环境。

说 明

本章所述内容是根据计划篇第 10 章所制定的设计河流构筑物时的一般性规定和基本规定,因此,在应用这些规定时应按照各条款的具体规定,并根据实际情况作出正确的判断。

第 2 节 堤防

2.1 堤防设计的基本要求

2.1.1 完工堤防的定义

所谓完工堤防是指根据设计洪水水位的设计要求具有必要的高度和断面,并根据需要实施了护岸(护坡工程、护基工程等)等的堤防。

说 明

河流管理设施等结构令(以下简称为结构令)中有关堤防的标准,是针对比堤外地面高 0.6m 以上的堤防制定的,填土高度不到 0.6m 的堤防不适用于该标准。

堤防的高度及断面是针对设计洪水水位而修建的,但一般堤防都是用沙土建造的,因而必须充分考虑到溢流和渗水的影响。

因此需要有堤防超高,并且要有能够抵抗渗水的稳定的断面形状和结构,同时为了防止河水侵蚀所造成的破坏,还要根据需要设置护岸(加上护基的护坡)等,堤防的边坡则需用草坪覆盖。

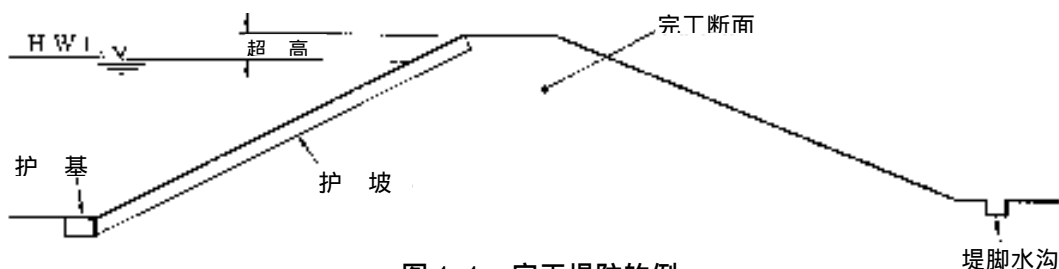


图 1-1 完工堤防的例

完工堤防在结构上必须具有相对于设计洪水水位的常规安全性。因此,要有一定的超高和断面,并根据需要,进行护岸等工程。但是工程改建时,为了逐步提高防洪能力,考虑到对岸或上下游的堤防高度及其他工程费用等,先不修建堤防的暂定断面和护岸等,或有时仅作护岸的护坡,而将护基的施工留到数年后再进行。这种情况下,堤防的强度对设计洪水水位的

水流来说, 难以达到完整的构筑物的功能, 但作为进行改建的方法来说是妥当的。这时的堤防称为临时堤防以区别于完工堤防, 临时堤防作为构筑物其所能达到的稳定程度当然不同于完工堤防, 但也必须具有临时堤防所应具有的安全性, 要有所需的断面, 顶冲部还应有护岸等工程。

2.1.2 堤防设计的基本要求

为防止河水流出河道之外, 修筑的堤防, 其在结构设计上应能保证在受到低于设计洪水位(高潮段为设计高潮位, 临时堤防为河流管理设施等结构令第 32 条规定的水位)水流作用时是安全的。

此外, 中水位时受到地震的作用, 原则上应具有一定的抗震性要求, 即使被地震损坏也不能引起漫水而造成继发灾害, 必要时应采取相应的对策。

说 明

广义的堤防, 除防止河水流出河道外的一般堤防及开口套堤外, 还包括溢流堤、围堤、导流堤等, 本节中的堤防指的是为防止河水流出河道以外的堤防(包括敞端堤)。

堤防原则上由填土建造。土堤一般具有施工费用低、不容易出现老化、容易加高、加宽和修补等、与地基结合牢固等优点, 而另一方面又有长时间浸泡时强度会降低、容易被水流冲刷、抗溢流能力低的缺点。

河流管理设施等结构令中的“水流”, 也包括河水的渗透水, 所谓水流的一般性作用, 除冲刷作用外, 还需考虑渗作用, 因此土堤在结构上应具有抗水流作用的安全性。

由于冲刷作用一般属于局部发生的现象, 因而必须在研究河流的弯曲特性、河床演变特性等的基础上, 考虑针对冲刷作用的堤防工程保护。在需要进行堤防保护的地方, 要进行护岸、丁坝等施工。关于护岸、丁坝等, 请参考本章第 4 节及计划篇第 10 章第 8 节。

堤防的决堤, 一般是由于堤身或堤基的渗水、水流等的冲刷, 以及超过设计洪水位时的漫水等原因造成的, 因此堤防必须具有一定的安全性。除高堤外, 一般堤防在设计上需要考虑抗渗透性和抗冲刷性, 在受到设计洪水位以下水流的作用时, 具有一定的安全性。此外, 根据堤后保护地的情况有时还需要研究抗震性。另一方面, 对堤身较长的堤防, 由于其结构及地基的不确定因素, 再加上自然现象的外力作用, 因此很难准确地评价堤防的安全性。此外, 现在的绝大多数堤防在其漫长的历史过程中, 都曾根据过去遭受灾害的状况, 反复进行过相应的加高、倍厚等修补、加固工程, 而成为今天的样子的, 因此对可能发生的洪水的渗透作用, 在经验上可认为是安全的。所以至今为止所进行的设计都是在调查过去的受灾历史、地面条件、堤后保护地情况的基础上, 根据过去的经验进行的。

尽管现在仍然很难准确地评价堤防的安全性, 但随着技术的进步, 土质结构的分析计算逐渐变得容易起来, 也能够通过理论性设计方法检验堤防的安全性。但是由于上述不确定因素依然存在, 在本标准中, 对针对水流作用而确定的堤防的断面形状、结构等和以前一样, 原则上仍要求考察过去的受灾情况、地面条件、堤后保护地情况等, 根据过去的经验等进行设计, 并应根据需要, 用理论性设计方法对照检验其安全性。

此外，对于软质地基，要认真研究其滑移特征，应按照调查篇第 17 章第 2 节的规定进行土质调查等，并根据需要研究有关管涌或沉降、滑移的情况。还必须确定考虑到堤身的压缩沉降、地基的压实沉降等后的堤防超高，以确保沉降后也能达到所计划的断面形状。

到目前为止土堤一般没有考虑对地震的安全性。这是由于考虑到地震与洪水同时发生的可能性很小，即使遭受地震灾害，土堤也比较容易修复，只要在洪水和高潮袭来之前修复，就可以保证最低限度的堤防功能，因而主要是防御频繁发生的洪水。根据过去堤防所遭受的地震灾害的调查，受灾程度往往取决于地基的好坏，特别是地基液化时受灾程度有更为严重的趋势，但即使是最严重的情形，也没有堤防全部坍塌的事例，至少还保留一定的高度（堤防高度的约 25% 以上）。

但是，在堤外地势较低的“零米”地带区，根据地震时的河流水位及堤防下沉的程度，河水有可能漫过受灾的河流堤防，造成继发的泛滥灾害，因而对有可能发生继发的泛滥灾害的土堤也需要考虑地震的影响。这时，作为土堤所应确保的安全性，不是要求堤防不会被地震所毁坏，而是即使被毁坏也不至造成继发性泛滥灾害，必要时应采取相应的对策。

在进行堤防设计时，应考虑的事项如表 1-1 所示。

表 1-1 影响堤防安全性的外力

作用	应确保的功能	影响安全性的外力
降雨及流水	抗渗透	降雨及流水的渗透
水流	抗冲刷	水流的流体力
地震	必要时抗震	大地震动造成的液化和惯性力

2.1.3 堤防的形态

1. 建造新堤防时应尽量避免软质地基等地基不稳定的地方。
2. 扩建旧堤防时应尽量从里面加厚，但根据堤防坡线情况及河滩较宽、河槽宽有富裕时等，也可以从外面加厚。

说 明

堤防的形态可大致分为新堤和旧堤扩建（包括加高）。

新堤的建造包括无堤处的新堤（包括泄洪渠、裁湾河道）和缩窄处的建筑堤，计划中堤防坡线除不得已的情况外，应尽量避免软质地基等地方。

在扩宽旧堤时也是根据计划坡线位置决定是从里面还是从外面加厚，但一般应保留稳定的外坡面而从里面加厚。很难得到用地或河滩很宽河槽宽有富余的时候，不得已也可从外面加宽。但是，堤防的坡脚接近低水位河道时即使河槽宽有富余也应避免从外面加厚。

2.1.4 堤防的断面形状

2.1.4.1 堤顶宽度

1. 除堤防高度与堤外地面高度的差不到 0.6m 的堤段外, 相对于设计洪水流量流量的堤顶宽度的值如表 1-2 所示。

但是, 堤外地面高度高于设计洪水位, 且地形等情况不影响防洪时, 可不考虑设计洪水位的流量定为 3m 以上。

表 1-2 设计洪水流量和堤宽度

设计洪水流量 (单位 m^3/s)	堤宽度
不足 500	3
500 以上 不足 2 000	4
2 000 以上 不足 5 000	5
5 000 以上 不足 10 000	6
10 000 以上	7

2. 对支流的回水河段, 规定堤防的堤顶宽度不应比合流处的干流的堤顶宽度更窄。

但是, 设置防倒流设施时, 或堤外地面高度高于设计洪水位、且地形等不影响防洪的河段不受此限。

说 明

本节的规定是根据结构令的内容而定的。

堤顶宽度与堤防超高相同, 本来对不同的河流、不同的河段应该根据其重要程度、堤身材料、洪水的持续时间等特性而定, 但如果堤顶宽度随河段不同而不同, 如同堤防断面一样, 会给当地居民造成心理上的影响, 因此包括平时巡视用的道路或汛期防洪活动等河流管理用的必要宽度在内, 要和堤防超高一样, 根据设计洪水流量而确定。但是, 堤顶宽度与堤防超高相同, 不一定能够在设计洪水流量变化的地方进行改变, 因此一般是在有山口等分隔的地方进行改变。

此外, 本节 1. 附款中对例外情形的规定, 是指即使堤高从堤外地面算起为 0.6m 以上时, 如果堤外地面高度高于设计洪水位, 且地形等情况满足条件时, 则不需要根据设计洪水流量来设定堤顶宽度。但是即使不需要考虑地形等情况, 如果管理用道路与上下游的堤顶宽度相连时, 最好也应与上下游的宽度相同。

本节 2. 附款中对例外情形的规定, 设置防倒灌闸门设施时 (半回水堤或自流堤), 因干流和闸门等水流被隔断, 故不需设置与干流同样的堤顶宽度, 它由支流设计洪水流量而定。

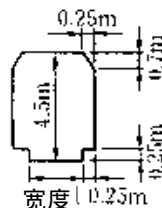
对小型河流等特殊情况, 可按照结构令实施条例第 36 条执行。

2.1.4.2 管理用道路

为了巡视河流、进行汛前的防洪活动, 堤防上应设置如下结构的管理用道路。

但是, 如果有可以取代管理用道路的适当的其他道路, 或堤防的全部或主要部分为混凝土、钢板桩或同类材料建造的结构, 或堤防的高度与堤内地面高度的差不到 0.6m 的河段不受此限。

1. 宽度为 3m 以上, 且为堤顶宽度以下的适当值。
2. 建筑上的限制如图所示。



说 明

管理用道路是为了巡视河流以及发生洪水时进行抗洪救灾活动等所必须的，建造堤防时一般建在堤防的顶部。在堤防顶部修筑管理用道路时有可能出现问题的是兼用道路。如果兼用道路的计划交通量在 6 000 台/日以上，那么除日常的河流巡视外，对发生洪水时的抗洪救灾活动会有影响，因此，应在兼用道路以外靠河一侧处修筑宽度在 3m 以上的管理用道路。

但符合下述情况的不在此限：

- ①每天的计划交通量在 6 000 台以上不足 10 000 台的道路，且最多有两条车道的道路。
- ②靠河一侧的路肩为 1.25m 以上时。
- ③上述靠河一侧的路肩处可以停放河流管理用车辆时。

此外，兼用道路的计划交通量不足 6 000 台/天的道路，或采取了措施使河流管理用车辆可以不受限制地通行的自行车步行者专用道路，可兼用作管理用道路。

管理用道路，一般设在堤防顶部，但设计洪水位流量在 $1\ 000\text{m}^3/\text{S}$ 以上，或其他架设在重要河段的桥梁的道路计划交通量，道路桥的情况下为 6 000 台/天以上，铁路桥的情况下为最大停车时间为 20 分/小时以上时，原则上除平面交叉外还要修建立体交叉。

但与公路桥相交叉的管理用道路与道路兼用，且为了防止交通堵塞，根据其计划交通量设置了右转车道时，或有可代替管理用道路的适当的道路时，不受此限。

此外，即使应同时设有平面交叉和立体交叉，但由于河流的堤防较低，为了保证修建立体交叉的建筑范围而采取地下道形式时，或如果修建立体交叉费用将明显增加时，可只设平面交叉。而有高速公路等道路限制时则只设立体交叉即可。

另外，对于本节附款中“堤防的全部或主要部分为混凝土、钢板桩或同类材料建造”的情况，一般为居民密集地区，修建管理用道路较为困难，因而不一定非要修建管理用道路。但即使无法修建宽 3m 以上的管理用道路，也应尽量修建适当宽度的管理用通路。

此外，没有堤防的河岸，也同样需要管理用道路。除平时的河流巡视外，防止护岸溃决的防洪活动或灾后重建施工，或用作堆土的场地等也需要在河岸有专用地。

特别是城市河流，在河岸设置公共空地，用作河岸的漫步道或自行车步行者专用道路提供给公众，不仅可以发挥河流本身的自然作用，还可以发挥河流本来所具有的福利作用和促进健康的作用，因而效果更好。这时，需要考虑设置更多的绿地在河岸植树等。

有关河岸植树请参考计划篇第 5 章环境保护计划的基本内容[参考 5.2]。

在河岸设管理用道路时，应遵循如下原则：

1. 河宽不足 5m 时，两岸均为 1m 以上；
2. 河宽为 5m 以上、不足 10m 时，一侧为 3m 以上，另一侧为 1m 以上。
3. 河宽为 10m 以上时，两岸均为 3m 以上。

但是由于地形情况或其他原因，遵循此原则有困难时可不必要遵循。这里所说的由于地形情况或其他原因有困难是指地形情况，以及岸边居民密集，或有名胜古迹等，按原则设置管理用道路有困难或不合适时，但即使有困难，也应尽量设置 1m 以上的适当宽度的管理用道路。

对小河流等特殊情况，可根据结构令实施条例第 36 条执行。

2.1.4.3 边坡坡度

堤防的斜坡坡度应为 2/10 以上的平缓坡度。但用混凝土或其他类似材料覆盖坡面时，不受此限。设定坡度时，堤防的底宽至少不应窄于设有平台断面时的底宽。

说 明

边坡坡度由堤身土质等决定，但从河流堤防坡面的稳定条件来讲一般不应比 2/10 更陡。以前小型堤防也有 1.5/10 的，但不仅是洪水，雨水的渗透也会造成滑移或坡面破坏等，2/10 应是最下限值。

堤防的平台有时反而会有助于雨水向堤身渗透，从渗透角度来看不设平台的缓坡面更为有利，从环境角度来看，有时也需要平缓的坡度坡面，除特殊情况外，一般应不设平台而只设单断面（参考图 1-2），并且坡度应尽量平缓。

设置平台时，当面向河流一侧的堤防高程在 6m 以上时，从堤顶每向下 3m 或 5m 处；背对河流一侧的堤防高程在 4m 以上时，从堤顶每向下 2m 或 3m 处分段，宽度为 3m。不设平台时，其坡面的平缓程度至少应能保证按上述标准设平台时的堤防底宽。通常，堤高 5m 左右时为 3/10，高 10m 左右时为 4/10 左右的坡度。

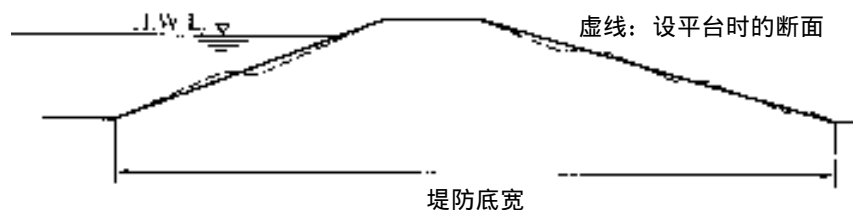


图 1-2 将设有平台的坡面改为无边坡的实例

2.1.5 受高潮影响的河段的堤防

受高潮影响的河段的堤防的坡面、平台和堤顶，应根据需要进行混凝土或其他类似材料的护坡工程。

说 明

受高潮影响的河段的堤防，考虑到越堤波，一般应混凝土全断面衬砌，并且，堤防应设排水沟，以排放越堤波的水。受高潮影响的河段的堤防的设计，在结构上应保证对水压、土压和波压的安全性。此外，断面形状等应考虑到与上游河堤的平整连接。

设置在高潮河段的堤防，为了防止向堤后保护地的越堤波，应根据需要设置防波墙。在高潮河段设置的堤防及潮岸堤，波浪的入射角大致为 30 度以上、浪高为 1m 左右以上时，或大致不到 30 度而浪高 1.5 米左右以上时，一般应设防浪墙。

当越波量每 1m 长有 $0.02\text{m}^3/\text{s}$ 左右以上时，在堤顶及内坡面应进行混凝土等的护坡，即使这样，也只适用于 $0.05\text{m}^3/\text{s}$ 左右以下的越波量。

2.1.6 湖岸堤

湖岸堤的堤顶宽应考虑堤高、堤后保护地情况，取 3m 以上的恰当值，坡面、堤顶应根据需要做成混凝土或其他类似材料的护坡。

说 明

湖岸堤的宽度，与河段不同，不能根据设计洪水位流量决定，因此应综合考虑水力条件、土质条件以及堤防的地基等条件，研究堤防的稳定性，从而确定堤防结构。但因堤顶也作管理用道路，因此需要 3m 以上的宽度。此外，还应根据需要设置防浪墙（参考本章 2.1.5）。

有关湖泊的风壅高、浪高的研究，可根据以往的风向、风速和水位的情况等进行研究。

2.1.7 特种堤防

由于地形情况及其他特殊原因，适用本章 2.1.4 的规程有明显困难时，可不考虑该规程而采用如下特殊结构：

设计洪水位（受高潮影响的河段的堤防则考虑计划高潮位）以上的高度，筑堤部分的上部应设防波墙。

但这也难以实现时，可采取混凝土及钢板桩等与此类似材料的独立结构。

特种堤防在综合河流的特性、地形和地质等因素进行形式选择的同时，应在结构设计上确保其作为堤防的功能和安全性。

说 明

堤防原则上应为土堤。因为采用土堤有不少优点，如材料容易得到；不会发生构筑物的损坏现象，受到地震灾害时也容易修复等。

但是，邻近市区或重要设施的堤防，很难争取用地时，不得已也要设防浪潮墙。此时，防浪墙的高度原则上应在超高范围内，但在大河流或浪高的河段，如果高过人的身高就无法看到河面，并且还有损于景致，因此一般应为 80cm 以下。这个高度在结构上也有稳定感。但书中所指的是特种堤防中的特例，只限于在东京和大阪等城市河流的高潮河段建造。

以下介绍几种典型的特种堤防。

1. 防浪墙结构的特殊堤防

由于土地利用情况及其他特殊情况不得已而必须采用防浪墙结构的特种堤防时，应把防浪墙设在土堤的设计洪水位（高潮河段的设计高潮位）以上高度，堤防的设计原则上按本章 2.1.1 进行。此外，防波墙的高度应尽量低一些，高度也只是 1m 左右，可能的话应控制在 80cm 左右以下。

防浪墙的高度如果过高，会遮挡视野，影响河流管理，同时还可能有损于周围的景色和河流环境。此外，防浪墙的高度越低，在结构上越可以增加抵御波压等的安全性。

2. 混凝土挡水墙结构的堤防

混凝土挡水墙结构的堤防，用于因特殊情况而难以采用防浪墙结构的情形。使用混凝土挡水墙结构的堤防，在发生洪水及低水位的荷载条件（地震时的土压及水压、地基的液化）下应能稳定自立，在结构上对沉降、滑动和倾覆等应具有安全性，同时还应保证对正

面冲刷的安全。采用钢板桩时也应满足同样要求。

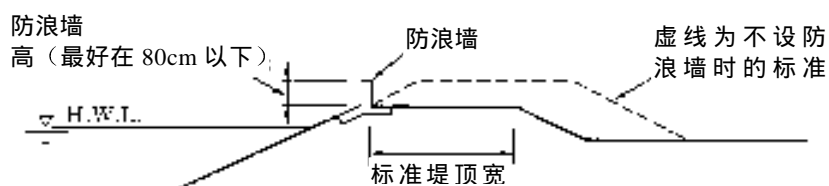


图 1-3 特种堤防

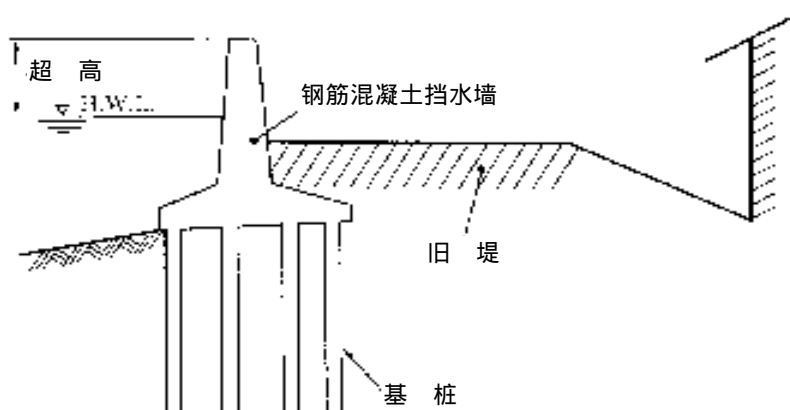


图 1-4 县臂挡水墙实例

2.1.8 参考：溢流堤等

1. 溢流堤

溢流堤在类型上可分为混凝土重力型、混凝土墙型和用土堤表面作护坡等形式。这些类型都各有优缺点，需要根据各种条件选择能发挥其优点的形式。

对土堤表面作护坡的溢流堤，设计断面形状和内部结构时，都需要进行仔细研究。因此要根据需要进行现场的土质调查和试验施工等。混凝土表面处理，施工较为容易，但接缝处易成为弱点，也难以适应不同的沉降。沥青表面处理优点较多，如不透水性、挠屈性、损坏的局部性和容易维护等。最近还采用挠屈性好、可减轻隆起压力的铅丝石笼和褥垫石笼进行表面处理。采取什么类型的溢流堤，具体地需要在仔细调查地基情况后选择施工方法。表面覆盖的厚度必须保证对隆起压力以及水流的负压、流木的冲击力等外力具有足够的安全性。此外，排水管、排气管的结构及位置，应充分研究堤身材料、透水性和最大隆起压力产生点等之后进行确定。另外，越过溢流堤的水具有相当大的流速，护坡要经受水流的负压，泄洪区内的冲刷等问题可能会发生，因此在确定断面形状时，应先通过水力实验研究坡度和消能等。

2. 导流堤

导流堤是为了在河流、湖泊和海里引导水流，避免泥沙堆积以及其带来的堵塞，并防止河流的过于冲刷而修建的。

其坡线和长度等基本要素的设定，需要根据设置地点和目的，按照各自的具体情况，在

水力和地形条件等的基础上，参考过去的实例和水力模型实验的结果等进行探讨。对为了防止河口堵塞而设置的导流堤，在设计时还应考虑到它具有冲走泥沙的作用，和利用波浪防止沙洲形成的作用。

此外，引水堤的结构，应保证在水流和波浪的作用下是安全的，而设置在急流河段时对水流的冲刷作用是安全的。必要时应作护岸和护基。

3. 分流堤

分流堤是为了在分流及合流处分离水流而设置的。

分流堤的坡线和长度等基本要素的设定，应根据河道计划及两条河流的设计洪水位进行探讨，必要时应进行水力模型试验等。

分流堤的结构设计，除通常的有关堤防的研究外，应考虑到堤防两侧水流的作用。

2.2 结构细节设计

2.2.1 堤防的结构

堤防的结构应按照本章 2.1.2 所述内容，考虑过去的受灾情况、地质条件和堤后保护地情况等，根据过去的经验进行，必要时应验证其安全性等。并且，需要采取地震对策时，在结构上应保证对液化等有足够的安全性。

说 明

河流堤防结构对设计洪水位或设计高潮位以下水位的水流的一般性作用(侵蚀、渗透等)，必须具有安全性，因此，对渗透作用，针对河水及降雨条件，堤防的断面形状以及结构应确保安全，必要时应采用相应的施工。即堤身结构，应尽量防止降雨和河水的渗透，并迅速排放渗水，避免发生管涌等，不被侵蚀，同时应保证对地震的安全性。有关侵蚀、渗透的安全性，应根据需要通过理论方法进行验证。需要采取地震对策的河段，应研究液化引起的堤防下沉等，在结构上确保所需的安全性。

此外，对建造在软质地基和透水性地基等条件不好的地方的堤防，应通过渗透流分析等，研究其对背水坡滑移及迎水坡剩余水位造成的滑移的安全性。

1. 确保抗冲刷功能的结构

河流堤防是以土结构为主的构筑物，所以为抵抗水的冲刷作用在结构上必须与河滩及护岸形成一体，以保证充分的安全。因此，应根据计划篇第 10 章第 8 节的与河滩等河道情况的关系，考虑作用于堤防的水流情况和发生洪水时的河岸冲刷情况，设置恰当的护岸和丁坝，并在此基础之上探讨堤防主体的抗冲刷性。特别是急流河段和没有河滩的河段，需要对构筑物周边的冲刷确保足够的安全性。此时，除加强护岸结构外，还可考虑用丁坝等降低作用于堤防的流速等方法。有关护岸和丁坝的设计请参照本章第 4 节、第 5 节的规定。

堤防主体一般用种植草坪、护岸和丁坝等进行保护，应考虑洪水时的流速，选择适当的形式和材料。最近从环境角度出发，也采用在护岸上盖土的方法。

2. 确保抗渗透功能的结构

(1) 抑制降雨和河流水渗透的结构

作为抑制降雨和河流水渗透的堤身结构,如果主要是防止降雨的渗透,可采用以足够结实的粘土等覆盖堤身表面,或铺砌堤顶防止雨水渗透的方法。

而如果主要是防止抑制河水的渗透,则可在外坡面用防渗薄膜挡水。

为了抑制地基的渗透,防止渗透侵蚀,一直采用①用板桩等的挡水结构;②用土料或人工材料的垫层结构。对于①的结构,在日本多采用钢板桩,但国外也采用泥浆开槽施工法和截水灌浆施工法。但它提高不透水性的同时,也会对堤内地下水等有影响,必须加以注意。

对②的垫层结构,为了发挥其功能,须确保必要的宽度,如使用土质材料,粘土要足够压实并保证有足够厚度。此外,使用沥青等人工材料时,在环保方面须给予充分考虑。

(2) 迅速排除渗透水的结构

直接或通过地基渗透到堤身内的河水和雨水,容易使背面坡脚不稳定,因此,需要迅速排除渗透水,其典型结构有在背面坡脚设置排水的方法。这种方法在日本作为加固堤防的手段正在推广。排水材料多用碎石等,使用碎石还可增加背面坡脚的强度,比较有利。

另一方面,作为排除地基的渗透水的结构,有排水竖井、透水性水沟等,日本基本上没有采用。

3. 确保抗震功能的结构

从以前地震造成的大规模灾害的情形来看,堤防受灾的情形基本上都是由于地基液化而引起的。因此,为了确保抗震性,主要应采用能防止地基液化的结构。防止液化的对策,有压实施工法、凝结工法和排水施工法等¹⁾。此外,作为抑制液化或液化造成的变形的对策,有压重填土、形成河滩和板桩等。

2.2.2 堤身材料的选择

堤防的填土材料,原则上应在附近可取的土中进行选择。

说 明

筑堤工程的土方量一般很大,从远处运土会大幅度增加费用,所以堤身材料通常最好利用施工现场附近的,如使用从河滩或低水位河道挖掘的土,以及附近土料的土等。此外,堤身使用粒径较小的材料时,不容易渗透,但如果渗透则强度会降低;而使用粒径较大的材料时,容易渗透,但渗透时强度不容易降低,应根据这些基本性质,对下列事项进行研究,选择适当的堤身材料。

1. 应对渗水、干燥等环境变化保持稳定;
2. 应不含有腐蚀土等高有机质成分;
3. 应在施工时容易压实。

难以得到合适的堤身材料时,可改良土质,或适当组合两种以上的土使用。

如果堤防附近有类似的土,则可参考该堤防在过去发生洪水时的情形,选择用土。此外,加宽已建堤防时,应在研究其堤身材料的基础上进行选择。

选择堤防材料时或研究压实方案时,可参考《河流土方施工手册》²⁾等。

2.2.3 护坡工程

为了使填土堤防的坡面（高堤防的内坡面除外）免受降雨和流水等造成的坡面坍塌和冲刷的影响，应用草坪等覆盖表面。

说 明

用作护坡的草坪，可根据实施的地点考虑选择直接植草或撒种。坡面易受流水或流木等侵蚀的地方，如急流部分、堤脚靠近低水位河道的地方及水冲地带等，需要在外坡面进行适当的护坡工程施工。

设计护坡时，应考虑到景致以及河流利用等的河流环境。

2.2.4 防渗水施工

为了阻挡渗透水及防止流沙和管涌现象，堤防应考虑堤身材料、地基材料、水位、高水位的持续时间等，根据需要进行防漏水施工。

说 明

渗水有堤身渗水和地基渗水，渗透水造成的堤身的泥沙流出和流沙及管涌现象是决堤的原因，因此，对堤身渗水需要考虑如下对策：

1. 选择堤身材料时应采用渗透性小的。使用沙土时，表面应用优质土充分覆盖，并充分压实；
2. 堤防断面应足够大；
3. 填土施工时，应均匀地压实；
4. 用不透水材料覆盖坡面；
5. 背水坡脚用透水材料进行干砌护坡，进行排水，加固坡脚。

此外，对地基渗水，应考虑如下对策：

1. 在靠河一侧的坡脚附近设置薄钢板或钢板桩等，或用粘土进行替换，遮挡渗透水；
2. 用透水性小的材料覆盖（垫层）堤外渗水地面的表面；
3. 在堤内一侧设置排水井，以降低浸润线。

2.2.5 排水施工

为了安全地排放堤防的渗透水，必要时应考虑进行排水施工。

说 明

渗透对策的基本要求是：①不让雨水或河水渗透堤防；②迅速排放渗透水；③增加堤防特别是背水坡脚部分的强度；④加大堤防断面，增长渗透的路径。排水施工中主要采用②及③的强化施工法。

排水施工法的抗渗透效果已通过实物大小的模型实验等进行了证实，下面介绍排水施工的有关计划、设计的基本要求。

1. 排水施工的计划

排水施工在抑制由降雨或河水渗透形成的堤身内浸润面从内坡面的渗出，降低堤身内浸

润面的同时，还通过将堤身的一部分替换为排水材料来提高剪切强度，确保堤防对渗透的安全性。应在研究堤防的纵横断面形状、堤身及地基的土质、堤内地面高等各项条件的基础上，计划其设置河段及基本结构。

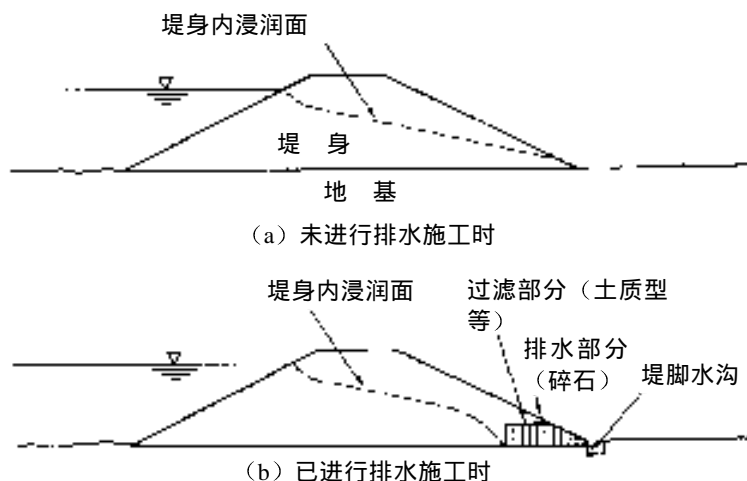


图 1-5 排水施工的结构及其效果

(1) 设置河段

排水施工的设置应以需要采取渗透对策的河段为对象，考虑效果的切实性和施工便利性等适当地进行选择。能够取得切实的排水施工效果的大多是由沙土构成的堤身土质，沙砾土堤身的透水性强，与排水施工本身的透水性的差较小，会降低集水效果和排水效果。相反地，如果堤身的透水系数非常小，可抑制降雨或河水向堤身渗透的河段，一般不需要采取堤身渗透对策。

此外，排水施工需要使排水通过堤脚水沟自然流走，因此在计划中应确保堤脚水沟及排水的出路。

(2) 结构的基本要求

排水施工应由排水部分、过滤部分以及堤脚水沟构成，结构设计上应能长期确保功能，并且不妨碍堤防的安全性。

2. 排水施工的设计

排水施工在设计上应能保证其长期发挥作用，并使堤防能放渗透。

排水施工在设计时应注意的是，应能长期保持最初的功能。排水施工的内部，要通过每次降雨或涨水时的渗透水，因而构成堤身的泥土容易发生移动，假如泥土的移动在长时间内反复发生，排水部分的缝隙就可能被堵住，造成功能的降低，引起堤防的不稳定。考虑到这一点，设计排水施工时充分注意保证其长期稳定性是很重要的。

设计排水施工时的研究方法原则上遵循本章 2.3.2 的规定，并且为了确保长期稳定性，排水部分的宽度最大应保证平均水力坡度在 0.3 以下，此外，排水部分的厚度应为 1m 以上。

2.3 设计细目

2.3.1 对冲刷的安全性的论证

论证冲刷安全性时，应考虑到堤防前面河岸（河滩）的情况、堤防附近洪水水流的水力条件、护岸和丁坝等的计划等。

说 明

堤防的结构应使其受到设计洪水位或设计高潮位以下水位的水流作用时具有安全性，有关水流对堤防的冲刷作用，应综合性地考虑堤防前面河岸（河滩）的洪水冲刷情况、堤防附近的水位和流速等水力条件、保护河岸或堤防本身的护岸和丁坝等的计划、堤防的土质条件等，论证其安全性。

因此，在河道计划的阶段，针对堤防对冲刷的安全性方面，如低水位河道坡线及河滩的宽度、高度、河道的横断面形状等，进行研究是十分重要的。对冲刷的安全性论证中，参照调查篇第 19 章等，探讨这种堤防前面的河岸（河滩）在发生洪水时的冲刷程度。论证后，要对河岸（河滩）被显著冲刷的河段，研究护岸及丁坝等对策，或修改河道计划。

关于堤防主体对冲刷的安全性，应根据作用于堤防的水流的水力条件，探讨堤防坡面对冲刷的安全性，并根据需要研究堤防护岸等对策。此时，对堤防坡面冲刷应考虑的外力有流水作用的剪切力、抗力、扬力等的流体力，以及泥沙和流木等的直接冲击等。此外，堤防坡面底部的冲刷和固基的流出也是影响冲刷安全性的决定性因素。有关这些堤防坡面的冲刷和底部的冲刷，主要可参照本章第 4 节护岸进行论证。

2.3.2 对渗透安全性的论证

对渗透的安全性的论证，应考虑水位、降雨、堤身土质、地基等进行。

说 明

基本上为土堤的河流堤防，当泥土间空隙被水充满后，就会增加空隙水压，降低土的剪切强度，从而降低堤防的安全性。此外，如果渗透水的水力坡度变大，泥土会由于渗透力而移动造成管涌，降低堤防的安全性。

对河流堤防的渗透安全性的论证，一般按如下步骤进行：

1. 设定研究断面

对堤防的断面形状和结构相同的河段，取水力条件、堤身土质条件和地基条件情况最严重的断面为研究断面。

2. 设定初始条件

论证堤防对渗透的安全性时，应根据该河段的降雨特性和地下水位，设定恰当的前期降雨量和地下水位为初始条件。此时，前期降雨的总雨量大致可按梅雨季节的月降雨量设定。

3. 设定堤身及地基条件

论证堤防的渗透安全性时使用的堤身材料及地基土质常数，可根据调查篇第 17 章第

2 节合理地进行。

4. 设定外力

评价堤防的安全性时,作为外力应考虑外水位和降雨量。外水位设定可综合考虑历史洪水过程线及设计洪水过程线等因素。这时,在防洪规划中,如果计算设计洪水流量时采用了多个洪水为研究对象,则可根据各洪水在标准站的水位过程线,求堤内地面高或平水位以上水位的持续时间,并将其替换为放大到设计洪水位的梯形波形,设定外水。

设定降雨时,可从安全论证对象河段附近测量站获得的未来降雨及历史降雨情况而加以综合考虑。

5. 安全性评价

对堤防的渗透安全性论证,应针对坡面的滑移破坏和地基的管涌进行。这时,通过用渗透流计算和圆弧滑移法的稳定分析来进行安全性评价。

滑移破坏的安全系数应超过 1.2,并考虑堤身土质构成的复杂性和堤后保护地的重要性等,根据需要增加。此外,对地基的管涌,应采用背水坡面附近的局部水力坡度 i 进行评价,应满足 $i < 0.5$ 。

2.3.3 对地震的安全性

对需要采取抗震安全对策的堤防,应考虑堤身土质和地基条件等,确保对地震的安全性。

说 明

1. 对土堤的抗震性要求及其评价方法

进行河流堤防的抗震性评价时,为了判断堤防遭受地震引起的二次灾害的可能性,最好应能评价地震后堤防的变形量。但是,现在还没有准确预测变形量的实用方法。因此,目前实际中可采用一般土质构筑物稳定性评价所使用的圆弧滑移法进行稳定计算,算出地震时的安全系数,并用堤顶的下沉量和地震时安全系数的关系(表 1-3),推算堤防的变形量。表 1-3 的数值,是根据过去发生地震时堤防受灾的事例而设定的堤顶下沉量的上限值与安全系数的关系。表中地震时的安全系数 F_{sd} ,可用上述圆弧滑移法求得只考虑堤内侧、堤外侧各自的惯性力时的安全系数 $F_{sd}(kh)$ 和只考虑超静孔隙水压的安全系数 $F_{sd}(\Delta u)$,取其中最小的安全系数。对发生二次灾害的可能性,可根据用上述方法等推算的堤防下沉量,并考虑外水位和堤后保护地的情况等进行研究。

表 1-3 堤顶高程的下沉量(上限值)与地震时安全系数的关系

地震时的安全系数 F_{sd}		下沉量(上限值)
$F_{sd}(kh)$	$F_{sd}(\Delta u)$	
$1.0 < F_{sd}$		0
$0.8 < F_{sd} < 1.0$		(堤高) $\times 0.25$
$F_{sd} < 0.8$	$0.6 < F_{sd} < 0.8$	(堤高) $\times 0.50$
—	$F_{sd} < 0.6$	(堤高) $\times 0.75$

2. 对悬臂式结构的特种堤防的抗震性要求及其评价方法

悬臂式结构的特种堤防遭受地震灾害时一般不容易快速修复,正式修复也需要很长时间,因而允许对地震有一些变形,但也需要一定的安全系数,以保证不会有导致二次水淹灾害的大变形,不至被损坏。在过去的地震中,悬臂式特种堤防受灾的情形较少,但受灾的主要原因均为地基的液化。因此,在评价抗震性时,考虑地震时的惯性力及地基的液化这两个方面是很重要的。独立式结构的特殊堤防在结构上类似于桥梁的地基,因此,可参照《公路桥规范 V 抗震设计篇(日本道路协会)》等的方法进行地震时稳定性的评价。地震外力,目前作为惯性力设计地震系数取 $K_{ho}=0.20$,作为对地基液化的设计地震系数取 $K_{ho}=0.15$,相应于特殊堤防的结构特性等,用容许应力或用屈服应力进行评价是妥当的。

3. 地震外力

过去地震造成的堤防灾害中,受灾较大的几乎都是由于液化引起的,因此河道堤防的地震外力,对有可能发生二次灾害的堤防应考虑液化后,进行抗震设计,并根据地基条件,在必要时也应将惯性力考虑在内。使用上述圆弧滑移法进行河流堤防的抗震性评价时的地震外力,可参考河流堤防的受灾特性及类似构筑物的各项标准,设定对液化的标准地震系数及必要时设定对惯性力的标准地震系数。

对液化的设计地震系数 (K_s) 可考虑不同地基的补偿系数采用下列数值

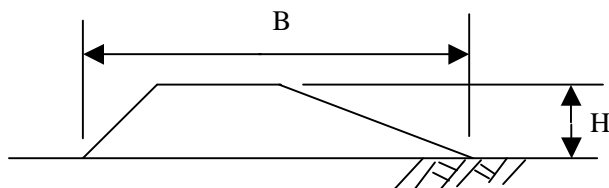
对液化的设计地震系数 (K_s)

地区划分	强震带地带	中震带地带	弱震带地带
液化判定用设计地震系数	0.18	0.15	0.12

对惯性力的设计地震系数 (K_h) 可根据地区划分考虑不同地基的补偿系数及不同堤防规模的补偿系数,采用下列数值。

对惯性力的设计地震系数 (K_h)

堤防规模 \ 地区划分	强震带地带	中震带地带	弱震带地带
B/H 10	0.18	0.15	0.12
10<B/H 20	0.16	0.14	0.11
20<B/H	0.15	0.12	0.10



4. 选择对策施工法的原则

当预计地震灾害将造成明显的二次灾害的堤段,需要采取对策,使地震时的下沉不会造成明显的二次灾害,但现实中严格控制下沉是极为困难的,因此一般认为若采取对策后的安全系数超过 1.0,就可以保证即使由于地震造成堤防部分受灾,也不会发生明显下沉。¹⁾

这时以什么原则在多种施工法中选择对策是十分重要的。因河流堤防受地震灾害的主要原因是地基的液化,因此根据液化发生的机制,选择抑制液化对策是最基本的。但防河道堤防地震的目的是防止二次灾害,故与抑制液化没有直接关系,但对提高堤防的稳定性有利的

施工法，如缓倾斜堤防和河滩、板桩等过去河流改造中实施的工程也可作为对策之一。

此外，比较和探讨符合现场条件的施工性、对周围环境的影响及施工法的安全性等，选择适当的对策施工法也是十分重要的。并且，作为提高抗震性的对策施工法，还应该在实施时考虑不能降低堤防本来的洪水防御能力，并充分考虑抗震性和抗渗透性，以保证堤防整体（包括纵断面方向）的协调一致。

第 3 节 高堤防

3.1 高堤防设计的基本要求

3.1.1 高堤防设计的基本要求

高堤防在结构设计上，应与护岸等设施成为一体，确保对高堤防设计洪水位以下水位下的河道内水流的渗透、侵蚀、溢流水造成的冲刷，以及设计洪水位以下水位的地震荷载的安全性。

说 明

高堤防在设计上应保证必要的安全性，对超额洪水及其前后可能发生的水流造成的各种荷载，堤防及其基础不会发生靠河一侧的侵蚀破坏、溢流水造成的冲刷破坏、滑移破坏和渗透破坏，并且在设计洪水位以下的水位情况下，能够抵御地震荷载造成的堤防及基础的滑移破坏和液化破坏。此外，由于是以超额洪水为对象，本设计中的破坏形态中还包括溢流水造成的河背面的冲刷破坏。

高堤防与通常的堤防不同，考虑河道内水位在设计洪水位以下时的地震荷载，是因为高堤防特别区域的土地是用于通常用途的，高堤防的修复，有时需要几年时间，其间将无法满足涨水时对它的要求，因此对土地利用者以及设施需要确保至少与通常的市区相同程度的安全性。但如果设想超额洪水与地震同时发生，则过高评价了堤防破坏的危险性，因而考虑地震荷载仅限于河道内水位为设计洪水位以下的情形。

由于对高堤防要求具有通常的堤防所没有的功能和对破坏的更大的抵抗力，在设计中无法适用通常的堤防的经验。并且，高堤防有时也是考虑超额洪水而设计的，因而也没有与设施的评价有关的包括受灾在内的涨水时的经验积累。因此，在高堤防的设计中，无法采用经验性方法，如根据经验决定堤防断面形状等，对渗透破坏和滑移破坏等稳定性问题必须通过结构计算进行研究。

高堤防是建造在其他河流管理设施等的近旁或建在一起的，并且高堤防特别区域必须具备适合通常利用的土地条件。

因此，必须使高堤防在建造中及建造后，其本身以及周边不会产生异常状况，以免影响其他的河流管理设施等的功能、高堤防特别区域内的土地利用、以及堤内的土地利用等，在设计时也必须注意这一点。

3.1.2 高堤防设计的对象和前提

高堤防设计的对象是，堤防形状、堤防材料及特性、堤防地基、靠河的护岸、丁坝及其他此类设施；设计前提是，高堤防特别区域内的土地将来应供各种各样正常用途使用。此外，在普通性土地利用中，其前提是以堤防的破坏为最为严重的情形。

说 明

高堤防的设计对象应包括堤防形状、堤防材料及其特性、堤防的地基、靠河一侧的护岸及其他此类设施；其设计的前提应是，高堤防特别区域内的土地是半永久性地供通常的用途使用。

所谓通常用途是指一般住房和大楼的建筑、设置道路和公园、以及农田利用等用途。

高堤防是永久性构筑物，而要想确定将来的高堤防特别区域的土地用途是不可能的，因此，在设计中，不管目前可以设想的土地使用状况如何，必须对每一项设计研究项目，设想可能对堤防造成破坏的最严重的土地使用状况。

对所设想的各种土地使用状况进行研究的结果如下：

1. 溢流水造成的冲刷破坏

最严重的是，建筑面积比高达 80% 的密集市区，这是假定一定区域内建筑物和道路（标准街区的最低道路面积比为 18%）等平均分布的情形。农田和公园各部分抗冲刷力不大，不象密集市区那样水集中流向街道，外力非常大，因而从整体看没有密集市区严重。

80% 的建筑面积比，一般来说是对市区是最大的数值了。就是在特别的区域，也极少认为有超过 80% 的建筑面积比，即使有这样的区域存在，也只是在一定长度的地段发生连续溢流时，几乎不会影响到局部的土地使用，因而没有研究的必要。

2. 渗透破坏

与溢流水的冲刷破坏相同以建筑面积比 80% 为前提。但与渗透有关的是地下利用的问题，设想的情况应是在堤防横断方向有地下利用的大楼等连续排列的情形。

此外，对渗透方面有问题的堤防横断方向的连续地下构筑物，可根据河川法第 26 条和第 27 条的规定，在布置上想办法或实施防渗透对策，因而在设计上可认为地下室等地下构筑物是平均布置的。

3. 滑移破坏等

堤内没有地下构筑物时，可设想在高堤防特别区域内没有设置个别的基桩等的三层木结构建筑，其建筑面积比为 80%。

3.1.3 设计高堤防时采用的水位

高堤防设计时采用的水位有高堤防设计洪水位、设计洪水位、平水位。
高堤防设计洪水位应根据流域的水文特性以及河道计划等设定。

说 明

设计时以这三个水位为标准，根据破坏形态和机理，假定河道合理水位给出设计荷载。

高堤防设计洪水位的设定，应根据由于超额洪水（包括超过计划规模的超额高潮）而产生的河道内平均最高水位进行。

高堤防是作为应实施超额洪水对策的堤段而设定的高堤防设置堤段，在设计上应保证超额洪水发生时，也不会决堤。

因此，虽然设计洪水位是以设计洪水流量为前提的，但高堤防设计洪水位却不是以超额洪水流量为前提的，而是可能发生的河道内平均最高水位，并在进行高堤防设计时使用。因为本来就不存在超额洪水流量的概念，用传统的概率方法和径流分析方法对超额洪水现象进行流量评价也是不合理的，因此，用它不是进行水系整体的流量控制，而是在堤防设计方面，在个别的堤段作为可能会发生的现象来理解应该是可行的。

发生超额洪水时，如果只在某个地方溢流，除溢流洪水外的部分则照原样流向下游河道，在没有陡峭的洪水过程线，不再溢流的情况下，基本上不会减少流量，在支流汇合处汇集流量继续流向下游。因此，设定高堤防设计洪水位时，应以计划堤顶高程（水位和堤防一样高）水位为基础，并可应付那时任何地点可能发生的河床变化等造成的水位变化引起的外力。

此外，对可确定位置的局部水位变化，在普通堤防设计中，或考虑某种对策，或设定加上其影响的设计洪水位，在高堤防设计中则不需要特别的考虑。另外，如果漫水现象过去曾出现过的那样，从堤顶流向上下游方向时，在相当长的距离内是平均的浅层，因此，许多设置高堤防的堤段，认为水是从与堤顶高程相同高度的水位流下的。

再有，这样设定的高堤防的设计洪水位，还没有考虑从山区向平原的出口等非溢流地段对溢流地段造成的影响、大支流汇流部分等产生多量的溢流的现象、以及河道形状带来的影响等，需要反映这些现象。对此，可设一定的降雨，进行径流分析，通过不稳定流计算等设想其状况。这也同前面讲到的一样，只是搞清某种倾向而已，因为实际上，即使改变降雨条件，除非溢流地段对溢流地段造成的影响外，其他地段的現象基本上不会有变化。

河道内的最高水位采用如下方法求得。

1. 不稳定流计算及高潮计算

首先，对该高堤防设置堤段，计算实际可能发生的最大规模的洪水流量，并同样对上述堤段的河口，用天文潮分析和高潮计算，算出可能发生的最高潮位。根据此潮位设定下游水位条件，考虑堤防的溢流，必要时还需考虑高潮在河道内的逆流而上，进行不稳定流计算，求出高堤防设置堤段内各地点的峰值水位。不稳定流计算所使用的溢流流量系数采用 $C=0.6m^{1/2}/s$ 。

2. 由于河床变化等造成的水位变化的叠加

高潮时不会受到从河口侵入河道的波浪影响的河段，在 1. 所求得的水位上叠加上洪水发生时因河床变化等造成的水位变化的影响，就是超额洪水时的河道内最高水位。这里所说的“发生洪水时河床变化等造成的水位变化”，其含义是指在不稳定流计算时不予考虑，虽可推测其变化的大小，但实际上却不可能确定其发生河段及控制其大小。此外，这个水位变化是对用于堤防溢流量计算的高堤防设计洪水位进行设定时所考虑的，与设定普通堤防的超高时所考虑的“由于洪水时的风浪、波浪、溅水等造成的一时性水位上升”性质不同。即后者是普通堤防在结构上留的超高，针对的是一时性水位上升的最大

值，而前者针对的是支配溢流量变化的平均值，一般前者要小于后者。

3. 高潮引起的侵入河道内的波浪

对受高潮时侵入河道内波浪影响的堤段，设有 1. 中用不稳定流计算的河道内水位和高潮计算时设想的风存在，考虑洪水时河道内的水流计算河道内的波浪分布，用所得的沿堤风浪求堤防的越波量。计算越波量时，应根据需要斜入射。使求得的越波量与不随时间变化的水位下发生的溢流量相等的水位为河道内的最高水位。此外，与 2. 中提到的水位变化量相比，高潮时风浪的高度通常要大很多，因此原则上在上述堤段不考虑 2. 的水位变化量。

在以上计算中，必须通过验证计算，确认采用的计算方法和各种数据是否恰当。高堤防的设计洪水水位，是根据计算出的河道内最高水位确定的，但需注意此时应充分考虑最高水位的计算精度和计算条件的不确定性，以保证用于高堤防设计的合理性。

3.1.4 高堤防的堤顶宽度

高堤防的堤顶宽度，至少应确保本章 2.1.4.1 中规定的普通堤防的堤顶宽度。

但如果普通堤防的堤顶宽度不能保证高堤防的功能，以及巡视河流、洪水时的抗洪活动、紧急车辆的畅通等时，应根据需要适当地加宽堤顶宽度。

说 明

高堤防也具有普通堤防的功能。普通堤防的堤顶，设计时要考虑到在结构上支撑靠河一侧的部分，万一洪水使护岸的一部分遭到破坏，也能防止堤防整体决堤，确保不渗水带等，同时还考虑到加固护岸等河流工程的实施、河流巡视、抗洪活动等的需要，因此高堤防的堤顶宽度，至少应保证普通堤防规定中所确定的数值。

但是，由于高堤防位于普通堤防的堤顶，堤内的部分被指定为高堤防特别区域，供通常用途使用的，所以原来可以利用的堤内护坡道等可能无法用于河流巡视、抗洪活动、紧急车辆通行等河流管理工作，或河道内水位超过设计洪水水位，水流的冲刷力增大，仅有普通堤防的堤顶宽度还不够，甚至有可能对河流管理造成重大影响。

另外，发生溢流等情况时高堤防是不允许决堤的，并且，由于是供通常用途使用，堤防完工后再加宽堤顶是不可能的，因此，在设定其堤顶宽度时，必须考虑该地区的重要性、水流造成的冲刷力增大、防洪活动中的技术革新、以及社会情况的变化给河流空间利用带来的新的要求等。

3.2 结构细节设计

3.2.1 堤身材料的选择

用于高堤防建造的材料，应具有适合用作高堤防的堤身材料的性质。

说 明

选择高堤防的堤身材料时，除本章 2.2.2 的内容之外，还必须注意如下高堤防有别于普通堤防的特殊性质。

1. 施工后堤防的过度非均匀下沉可能会局部增大超额洪水时的溢流造成的荷载，使其超过设计值。此外，高堤防应满足适用于通常的土地用途的条件，不允许施工后的过度下沉及不均匀下沉。因此，从确保一定高度的观点看，只进行施工管理是不够的。
2. 一般来讲，堤内用地用做高堤防用地时，因此高堤防的施工期不长，所以，为了抑制施工后下沉量而延缓施工进度那样的堤身材料及堤防地基是不合适的。
3. 对于高堤防特别地区的土地利用形态，如作为农田使用等来说，堤防表层或堤身的土质应具有特定的性质。

由于上述原因，高堤防的堤身材料要求具有同于或高于普通堤防材料的优良性质。

一般来讲，可依照本章 2.2.2 给出的堤身材料选择标准，但最好应考虑尽量抑制堤身的压缩下沉、以及地基的土壤承受力、确保施工上的运输能力，选择圆锥指数为一定数值以上的材料。此外，考虑到将来的土地使用形态，还应采用填土材料的最大粒径和沙砾等的混合比。但从表面不到 1m 的范围内不能含有粒径大的滚石等。而且还必须避免使用压缩性大的土以及含有冻土、冰雪、草木、根株、及其他各种有害物质的土。

3.2.2 分汇流处的设计

设计分汇流处高堤防必须充分注意分汇流处固有的荷载作用特性及堤防的形状。

说 明

设计建造在分汇流处的高堤防时，根据该分汇流处属于下面的类型 I 还是类型 II，设计上的注意事项有所不同。

类型 I：支流上有防倒流闸门或支流上有分流坝时等，超额洪水发生时干流和支流之间有水位差（干流水位高）。

类型 II：支流带自流河流；或分流支流的堤防为背堤，自然分流时，超额洪水发生时干流和支流的水位相等。

类型 I 的情况下，在支流上无法建造高堤防，支流将横跨干流上的高堤防。

类型 II 的情况下，支流上也可建造高堤防。

对各类型的设计必须注意以下几点。

1. 类型 I 时

(1) 在干流与支流所成角度为锐角的一侧（图 1-6 的①的部分），溢流水的收敛发生在背河一侧的堤防上，单位宽度的溢流量增大。为了应付这一荷载的增加，需要放缓堤防背河一侧的坡度，加大这部分堤防的宽度、并使其具有相应的形状。

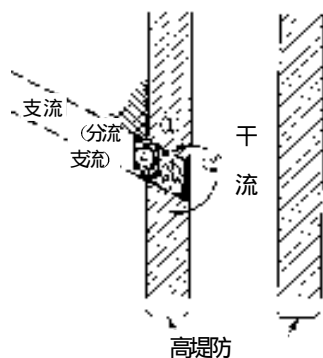


图1-6 类型 I

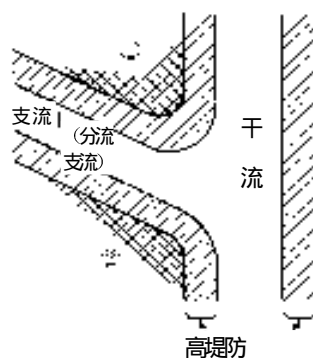


图1-7 类型 II

(2) 被干流和支流所包围的楔形的高堤防部分(图 1-6 的②的部分)的周围, 尽管是一段平面距离, 但有时也会产生很大的水位差, 因此必要时必须研究防止渗透破坏的对策。

(3) 在支流横跨高规格的部分(图 1-6 的③的部分), 溢流水流下支流时, 将破坏支流堤防的外坡面, 当这种破坏有波及到高堤防的危险时, 必须采取措施, 使支流堤防的外坡面不会被破坏, 或使溢流水不会流下支流。

(4) 在干流发生超额洪水之前, 支流先发生堤防溢流, 导致支流堤防及相连的高堤防的下部(图 1-6 的④的部分)有一部分被破坏, 且破坏部分对干流高堤防上的溢流水来说是可能是个薄弱点时, 必须采取必要的对策。

2. 类型 II 时

(1) 在干流与支流形成夹角的部分(图 1-7 的①的部分), 溢流水的收敛发生在背河一侧的堤防上, 单位宽度的溢流量增大。为了应付这一荷载的增加, 需要放缓堤防背河一侧的坡度, 加大这部分堤防的宽度、并使其具有适当的形状。

(2) 支流是背堤时, 可不必考虑发生在支流靠河一侧的冲刷破坏。

3. 类型 I、II 两者

研究被干流和支流所包围的楔形高堤防部分对各种荷载来说是否会成为薄弱点, 必要时应采取适当的对策。

3.2.3 高堤防的细部结构

对与高堤防有关的设置在宅基地等错层部的挡水墙等, 应根据可推测到的目前土地的使用状况适当地进行设计。

说 明

这里所说的细部结构, 是指对高堤防的、与土地使用没有直接关系的结构中公益性较高的, 且在设计上可不考虑高堤防对超额洪水的各种荷载的抵抗力的构筑物。如道路与宅基地间或宅基地与道路之间的错层部的挡水墙等就属于此。

细部结构在建造高堤防时也是设计对象, 但其后随着土地使用形态的变更而要改变细部结构时, 原则上由土地使用者(包括有关的国家和地方自治体等)进行。因此, 高堤防设计中的细部结构的设计, 只考虑目前的土地使用状况即可。

设计细节结构时, 应从目前的土地使用状况出发, 采取适当的方法, 考虑适当的荷载。

3.3 设计细目

3.3.1 设计荷载

作为高堤防设计上采用的荷载，需要考虑高堤防的自重、河道内水流的静水压的力、地震时高堤防及其地基的惯性力、孔隙压力（高堤防及其地基内部的渗透水造成的水压），溢流水的剪切力、河道内水流的剪切力等。

设计中，应根据破坏形态和机理的种类，确定所采用荷载的组合，假定河道内的水位给出设计荷载。

说 明

作用于高堤防上的荷载，除与水库大坝及普通堤防相同的堤防的自重、静水压力、地震时的惯性力外，由于高堤防的特性还应探讨对溢流冲刷破坏的稳定性，即溢流水的剪切力等。

1. 高堤防的自重

高堤防的自重应根据高堤防材料的单位体积重量计算，而单位体积重量原则上应对使用的材料进行试验，根据试验的结果确定。

2. 地震时的惯性力

地震时高堤防堤身的惯性力，是水平地作用在堤身上的，可用堤身的自重乘以设计水平地震系数求得。

3. 孔隙压力

孔隙压力是由于渗透流的孔隙水压和构成土质材料的泥土骨架的变形而产生的压力，如果有孔隙压力产生，对滑移破坏的滑面摩擦阻力就会相应地减少。

4. 溢流水的剪切力

高堤防上有溢流水流过时，剪切力水平地作用在与水流的接触面上，这个剪切力达到一定以上程度时，堤身表面就会被侵蚀，受到冲刷。

高堤防的破坏形态、破坏机理、设想的河道内水位和采用的荷载组合如表 1-4 所示。

此外，表中的荷载，是用于判定堤防安全性的荷载，就象判定公式不能直接表现物理现象那样，该荷载也不是直接表现物理现象的荷载。例如，溢流水的剪切力 τ ，作为物理现象处理成剪切力可能并不是最恰当的，但综合种种现象来看，以剪切力的形式构成判别公式作为结构标准是有用的，因而作为剪切力 τ 。

3.3.2 设计地震系数

高堤防及其地基滑移的结构计算所使用的设计地震系数，是与强地震带区域、中地震带区域和弱地震带区域相对应的，分别为 0.15、0.12 和 0.10。

有关高堤防的液体结构计算所使用的高堤防表面的设计地震系数，取上述数值乘以 1.25 所得的值。

说 明

用于高堤防结构计算的设计地震系数与本章 2.3.3 中的强地震带地区、中地震带地区和弱地震带地区的划分相对应，分别为 0.15、0.12 和 0.10。

此外，有关高堤防地基液化的结构计算所使用的高堤防表面的设计地震系数取

表 1-4 设想的河道内水位及荷载

堤防破坏形态	堤防破坏机理	设计中设想的河道内水位	采用的荷载
靠河侧的冲刷破坏	河道内水流对堤防靠河一侧的冲刷	高堤防水位、设计高水位、平水位、水位降低时	河道内水流的剪切力
溢流水的冲刷破坏	溢流水对堤防靠河一侧的冲刷	高堤防设计洪水位	τ
滑移破坏	水的渗透带来的孔隙压力的变化造成的堤防及地基的滑移	高堤防设计洪水位、设计高水位、平水位、水位降低时	W, P, P_p
	地震时惯性力产生的不稳定所造成的堤防及地基的滑移	设计洪水位、平水位、水位降低时（设计洪水位以下）	W, P, P_p, I
渗透破坏	渗透水从堤防背面流出造成的堤防的侵蚀（渗透水侵蚀破坏）	高堤防设计洪水位、设计洪水位、平水位、水位降低时	P, P_p
	渗透水造成管状的地基泥沙流动路径的形成和发育（管涌破坏）		
液化破坏	由于地震时的惯性力作用地基成为液状，导致堤防下沉、变形等发生	设计洪水位、平水位	随 W, P, I 而产生的 P_p

注 1) “水位降低时”是指河道内水位在高堤防设计洪水位以下，且水位迅速降低的情况。但如果说“（设计洪水位）”，则只限定为降低到设计洪水位以下的水位。

注 2) 荷载的记号如下：

W: 高堤防的自重

P: 河道内水流的静水压力

I: 地震时高堤防及其地基的惯性力

P_p : 孔隙压力（高堤防及其地基内部的渗透流导致的水压，以及地震时的超额孔隙水压）

τ : 溢流水的剪切力

上述数值乘以 1.25 所得的值。

河道内水位超过平水位时的设计地震系数，取上述值的二分之一。这里，取二分之一，是因为非汛期与洪水和地震同时发生时使用同样的设计地震系数，有些过大看待地震造成堤防毁坏的危险性，即使在假如毁坏将引起人工灾害的水库设计中，对相当于设计洪水位的的设计洪水位等，也只取平时的二分之一。

但上述设计地震系数，只是假设地质条件为三类地基（参照本章第 7 节表 1-14），且堤防宽度高度比在 20 以上时的系数，如果高堤防设置堤段的地震历史、土质、地基特性以及堤防规模等不同于此前提，认为需要采用比上述数值更大的设计地震系数时，应使用适当的方法，另行设定地震系数。

3.3.3 对溢流水冲刷的稳定性

高堤防在设计上应对作用于堤防上部的溢流水的冲刷，具有必要的剪切阻力，以避免溢流水造成的冲刷毁坏。

说 明

在通常土地使用情况下，高堤防的堤身必须在高堤防特别区域内，能够抵御溢流水的冲刷。因此，河道内水位为高堤防设计洪水水位时的溢流水的流速，应设计成不至产生堤身表面剪切破坏的流速，但溢流水的流速还取决与高堤防的背面坡度，因此，还应设定堤防背面的坡度，使溢流水导致的高堤防上部表面的剪切力能够满足下面的公式。

$$\tau = W_0 h_s I_e \quad (1-1)$$

$$\tau \quad \tau_a$$

这里， τ ：溢流水的剪切力 (tf/m²) {Kn/m²}

W_0 ：水的单位体积重量 (tf/m²) {Kn/m²}

h_s ：高堤防表面的溢流水的水深 (m)

I_e ：溢流水的能量坡度

q ：单位宽度溢流水量

I ：堤防背面的坡度 ($I=I_e$)

τ_a ：堤防表面的容许剪切力 (0.008tf/m²) {0.078Kn/m²}

上式中的 τ 和 τ_a 根据高堤防内的土地使用状况会发生很大变化，因此在设计上对各种情况的假设和根据其计算的 τ 和 τ_a 最为重要。

高堤防的设计中，必须对各个设计项目假设对堤防的毁坏来说最为严重的土地使用状况。针对溢流水的冲刷破坏来说，一般溢流水集中于道路部分时情况最为严重，因此需要用上式设定堤防背面的坡度，使作用于道路表面的剪切力要小于容许剪切力。

作用于道路表面的剪切力，可假定道路上的水流为均匀流，将上式变换为下式求出：

$$\text{作用于道路表面的剪切力} \quad \tau = W_0 n^{3/5} (q R_r)^{3/5} I^{7/10} \quad (1-2)$$

这里， $q R_r$ 为单位宽度的道路流量 (=道路流量/道路宽度)， q 为单位宽度的溢流量 (m³/s/m)。

$$q = C h_k^{3/2} \quad (1-3)$$

h_k ：以计划堤顶高程为标准的高堤防设计洪水水位 (m)

C ：流量系数

I ：堤防背面的坡度 (=与堤防法线成直角的内坡面道路的坡度)

R_r ：道路与溢流水有关的堤防坡线长度，与和堤防坡线成直角的一条背坡面道路的宽度的比

n ：相应于道路表面的糙率系数

以上式求得的 τ 比 τ_a 小的条件，设定堤防背坡面坡度 I 。 n 的值可设为 0.016 左右，根据各种研究结果 (参考文献：土木研究所资料《高堤防上的溢流水的动态》³⁾)，一般采用 $C=1.6$ ，即设计为：

$$\tau = 0.3446 q^{3/5} I^{7/10} \{ = 3.3794 q^{3/5} I^{7/10} \}$$

3.3.4 对河道内水流冲刷的安全性

高堤防, 应根据需要设置护岸、丁坝等, 以在结构上保证对高堤防设计洪水位以下的水流作用造成的冲刷破坏的安全性。

说 明

普通堤防, 如本章 2.1.2 所示在结构设计上应保证对高堤防设计洪水位以下的河道内水流的通常作用的安全性, 同时为防止对外坡面的冲刷破坏, 应与护岸或其他类似设施等形成一体, 以保证结构安全。高堤防, 除应具有普通堤防所应具备的条件之外, 在设计上还必须保证不被发生超额洪水时的荷载所破坏, 并且在受到超过设计洪水位且在高堤防设计洪水位以下的水位下的河道内水流的作用时, 不得导致高堤防毁坏的重大的外坡面冲刷破坏。因此, 在顶冲部分等处, 设计洪水向超额洪水过渡时, 流向堤防外坡面一侧的水流所造成的荷载(外力)增加量无法忽略的情况下, 在设计中必须针对该外力, 结合高堤防的设计采取相应的措施, 如根据需要设置护岸和丁坝等。此外, 这里所说的河道内水流的作用, 也包括了外坡肩附近的溢流水的作用。

3.3.5 对渗透的安全性

高堤防在设计上, 应保证对堤防及其地基上的渗透破坏和管涌破坏的结构安全性。

说 明

1. 渗透破坏

高堤防中, 如果浸润线从高于堤内侧堤身坡面的位置渗出, 堤身的坡面就会变成泥状, 从而堤身强度将明显降低, 堤身容易被渗透水等所侵蚀, 因此为了防止渗透水向坡面渗出, 造成堤防的侵蚀破坏, 浸润线不能与堤内侧的坡面相交。如果浸润线与堤内侧的坡面相交时, 则必须实施排水对策。

渗透线应根据有限要素法的非均匀渗透流分析等进行计算, 在这里, 堤内侧坡面的位置, 应为比除坡脚外的实际坡面位置低 1.5m。这是由于在高堤防特别区域, 从堤防表面到一定的深度为止, 可以灵活挖掘或回填(参照河川法第 27 条第 2 项)。

2. 管涌破坏

管涌是发生在堤身和其地基, 或构筑物和其地基的结合部及其附近的渗透现象。高堤防, 必须保证即使在高堤防特别区域内的土地用于通常用途时, 也能够抵御由于河道内水位与堤内侧地表面的差所导致的渗透力。

高堤防的堤身及其地基, 应确保必要的有效渗透道长, 以不至发生管涌破坏, 并用如下所示的道长的加权蠕变比进行评价。为了使管涌破坏不会发生, 荷载蠕变比 C , 不得小于表 1-5 所示的值。采用该道长的蠕变比, 是因为考虑到高堤防内会有建筑物或建筑物的地基等构筑物, 在泥土与建筑物的周围容易产生水沟。

$$C = (L_e + \sum l) / \Delta H = \{L_1 + L_2 / 3 + \sum l\} / \Delta H \quad (1-4)$$

这里, C : 道长的加权蠕变比(表 1-5)

L_e : 水平方向的有效渗透道长

L_1 : 水平方向的堤防与堤防地基的接触长度

L_2 : 水平方向的堤防地基与地下构筑物的接触长度

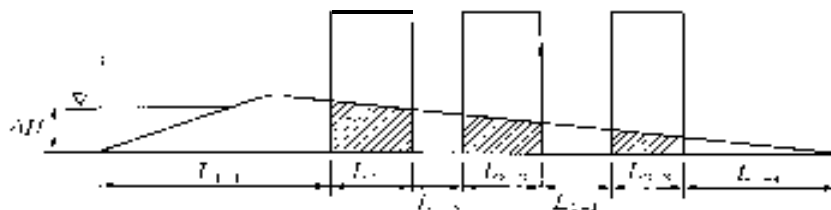
Σl : 垂直方向的堤防与构筑物的接触长度 (通常为 0)

ΔH : 水位差

这里, L_1 、 L_2 、 ΔH 如图 1-8 所示, L_2 为假定高堤防特别区域的建筑面积比为 80%, 并存在建筑物的地下构筑物等而设计的。

表 1-5 道长的加权蠕变比

地基的土质分类	C	地基的土质分类	C
特细沙或泥沙	8.5	粗沙砾	4.0
细沙	7.0	中沙砾	4.0
中沙	6.0	含有卵石的粗沙砾	3.0
粗沙	5.0	包括卵石和沙砾	2.5



上图中 $L_1=L_{1-1}+L_{1-2}+L_{1-3}+L_{1-4}$

$L_2=L_{2-1}+L_{2-2}+L_{2-3}$

图 1-8 有关对渗透破坏的稳定性的研究

此外, 构筑物与地基的铅直方向的接触长度, 认为是安全的, 通常不予考虑。

另外, 实施防止管涌破坏对策时, 从保护地下水环境的角度出发, 最好不要设置全段连续的水板桩等。

3.3.6 对滑移的安全性

高堤防应根据圆弧滑移法将最小安全系数设计为 1.2, 以保证对渗透及地震时的惯性力所造成的滑移破坏的结构安全。

说 明

有关高堤防对滑移破坏的稳定性, 应结合表 1-6 所示的水位、地震力等进行探讨。

对渗透造成的滑移破坏, 可根据渗透流分析算出浸润面, 用圆弧滑移法进行稳定计算。这里, 浸润面的计算, 应考虑河流水位和降雨的外力条件, 用非均匀渗透流分析进行。

对地震时的惯性力造成的稳定性问题, 目前还没有准确预测地震时堤防安全性或损坏变形量的实用方法, 因而现在使用的是, 过去通常使用的结合地震系数法的圆弧滑移法。

有关对滑移破坏的最小安全系数, 由于高堤防内的土地将用于通常用途, 对该土地使用者以及设施, 必须至少确保与通常的市区同等程度的地震安全性, 应为 1.2 (结构令实施条例第 13 条之 5)。

如此计算的安全系数小于 1.2 时, 应采取适当的措施, 如采用竖向排水法、震动压实沙桩法、凝固施工法等。

表 1-6 滑移破坏的稳定计算使用的外力条件

条 件	计划对象 坡面	地震力			水位	孔隙压力
		强	中	弱		
(1)超过设计洪水位 高堤防设计洪水位以下	内坡面	-	-	-	高堤防设计洪水位	渗透压力
(2)超过平水位 设计洪水位以下	内坡面	0.075	0.06	0.05	设计洪水位	渗透压力
(3)水位降低时	外坡面	0.075	0.06	0.05	高堤防设计洪水位 →平水位	剩余孔 隙水压
(4)平水位以下	内坡面 外坡面	0.15	0.12	0.10	平水位	渗透压力

此外，在松软地基上建造堤防，且已建堤防有可能对周围地基造成影响时，应另行研究，并根据需要采取适当的对策。

3.3.7 对液化的安全性

高堤防应根据考虑了超额孔隙水压的圆弧滑移法将最小安全系数设计为 1.2，以保证对地震时的地基液化破坏的结构安全。

说 明

这种河道堤防的堆土构筑物在发生地震时，多出现地基的液化而被毁坏，如本章 3.3.6 所述，现在还没有准确预测地震时堤防的安全性或损坏变形量的实用方法，因此目前可采用以前一般所使用的考虑了超额孔隙水压的圆弧滑移法¹⁾。

对液化造成的滑移破坏的最小安全系数，如本章 3.3.6 所述应为 1.2，算出的安全系数低于 1.2 时，应采取改良地基等适当的措施。

3.3.8 对堤防下沉的考虑

由于高堤防特别区域内的土地用于通常用途，所以高堤防除应在施工上考虑尽量不发生下沉，以避免影响土地的使用，同时还应在设计上考虑必要的超高筑堤。

说 明

高堤防上建造了构筑物等后，为了不至由于该堤防及构筑物的荷载，而造成可能影响土地使用的新的下沉，从高堤防的设计施工阶段起就需要考虑荷载。此外，对该荷载应考虑土地使用形态，以及建造在宅基地的建筑物的规模等设定恰当的荷载重量。考虑该荷载进行下沉计算，以及剩余下沉量的预测。允许剩余下沉量，应考虑目前的土地使用形态进行设定，在建造后不会对高堤防上的建筑物有所妨碍。

估计的剩余下沉量超过允许剩余下沉量时，应采取相应措施，如竖向排水法、超高施工法、固结施工法等。此外，在设计时就要考虑符合剩余下沉量的超高筑堤，《堤防超高修筑标准》（1969 年 1 月 17 日治水科长通知）不适用于高堤防。另外，设计时的下沉估计量有可能不同于实际的下沉情况，原则上应实施动态观测，据此调整预测对设计进行修改。

3.3.9 阶段性施工时的注意事项等

高堤防的建设, 如果由于开发计划以及与目前的土地使用情况的整合的原因, 无法在整个宽度上形成完成断面时, 应逐步实施。但在设计上, 必须考虑到高堤防特别区域内的土地是用于一般用途, 以及不应有损于目前的堤防功能、将来完成时尽量减少返工等。

说 明

这里所说的阶段性施工不是讲的高堤防建设地区的施工顺序, 而主要是由于开发计划以及与目前的土地使用情况的整合的原因, 高堤防的横断面在整个宽度内没能完成的部分的完成, 即所谓临时断面形状的设计思想等。

1. 阶段性施工中的临时断面形状

阶段性施工中的临时断面的高堤防, 一般是指比高堤防基本断面更窄的堤防宽度, 这时为了避免将来完成时再返工, 其内坡部分的高度应按照将来完成时的高度进行施工。

2. 阶段性施工时的设计

(1) 虽然是临时断面, 但既然是高堤防就要满足所需的稳定性, 关于与堤防密切相关的结构令实施条例第 13 条之 5 第 1 项 (冲刷) 及第 13 条之 5 第 4 项 (渗透), 应具有不影响完成后应确保的稳定性的临时稳定性, 同时对同条例第 13 条之 5 第 2 项、第 3 项 (滑移), 第 13 条之 5 第 5 项 (液化), 应具有与完工堤防同等的稳定性。

此外, 高堤防的设计, 除结构令外, 还需要参考《高堤防填土设计、施工指南 (案)⁴⁾》等进行。

(2) 临时断面特别要注意的是同条例第 13 条之 5 第 2 项、第 3 项、第 5 项的稳定性, 对此, 不仅是横断方向, 纵断方向也必须满足。

第 4 节 护岸

4.1 护岸设计的基本要求

护岸在结构上应与丁坝等构筑物以及河滩成为一体, 抵御设计洪水位以下水位情况下的水流的通常作用, 保护堤防, 或在人工开挖河道中能够保护堤外地的安全。此外, 设置在岸边的丁坝, 由于岸边是多种生物生息的地方, 其结构设计上应充分考虑自然环境, 同时考虑施工性、经济性等进行设计。

说 明

1. 基本方针

设置护岸的主要目的是抵御洪水冲刷作用, 保护堤防及低水河岸。护岸分洪水护岸、低水护岸, 以及二者合为一体的堤防护岸, 其构成如图 1-9、1-10 所示。

护岸的设计与设置地点的自然条件、外力条件、过去的受灾历史等各种因素有关。护岸的结构设计, 应考虑这些因素, 在参考类似河流或相邻河段的实际护岸的同时, 与丁坝等构筑物以及河滩形成一体, 抵御设计洪水位 (高潮河段则为计划高潮位) 以下的水流的通常作用, 保护堤防, 或在人工开挖河道中能够保护堤内地的安全。例如河滩较宽的河段的低水护岸与堤防护岸在护岸的安全性方面就有应不同的考虑。



图 1-9 高水护岸和低水护岸

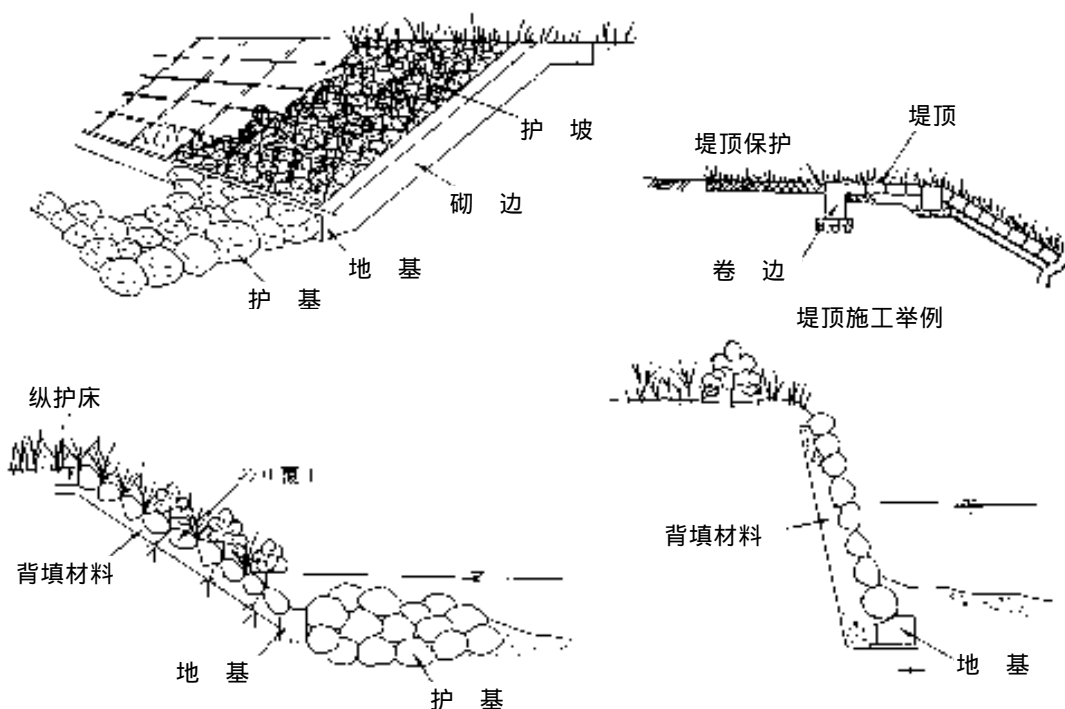


图 1-10 护岸的构成

作为护岸的设计条件，应考虑流体力、泥土压力等外力、洪水时由于河床变化造成的周围地形变化、流沙和沙砾的冲撞造成的磨损和毁坏、流水和降雨的渗透、自然环境、河流利用、施工性、经济性等（如下表）。

安全性设计	<ul style="list-style-type: none"> 流水作用的外力、泥土压力等外力、洪水时的河床变化 流沙和沙砾的冲撞造成的磨损和毁坏、变质 流水和降雨的渗透造成的吸出等
功能设计	<ul style="list-style-type: none"> 防止和减少冲刷 保护和建设河流环境
合理性设计	<ul style="list-style-type: none"> 经济性、施工性

要想对所有这些因素都给出理论上的解释进行设计还很难，目前可利用有关传统施工方法的经验以及类似河流的情况，或利用有关新方法的试验施工、模型实验、调查研究的成果

等进行设计。特别是有时需要从保护河流环境及减少成本等观点出发,更合理地设计护岸的结构,因此,要积极地有效利用试验施工、模型实验、调查研究成果进行设计研究。对于护岸的力学稳定性,有各种调查研究成果⁵⁾,可加以利用进行安全性检查。

护岸多设置在对河流环境至关重要的岸边,在结构上要求保护设置地点的生态环境和与周围景色的协调。因此,对各河流应使护岸的结构适应自然环境和景色,以达到创造自然型河流的目标。考虑生态环境和景色的护岸种类很多,使用的材料也有石材、木材、草坪等等多种多样。设计具有这种新功能的护岸时,应反复推敲其耐久性,进行充分研究,使其具有防止堤防及河岸的侵蚀的功能和对水流的结构安全。此时,不是要随意让耐久性和安全性有过大的余量,而是要考虑到护岸的目的,即在结构上应能适应河道的长期变化,与河滩及丁坝等形成一体保护堤防,进行设计。

2. 了解护岸的受损形态

进行护岸设计时,应调查以往的受损情况,充分了解各受灾部位的受损原因和各护岸结构受损形态的特点。

(1) 河床冲刷造成的受损

护岸受损最明显的就是因地基前面河床的冲刷,造成地基和护坡受损的情形。

地基前面河床的冲刷达到地基堤顶高以下的深度时,地基会从河床上浮,结果,失去支撑的护坡被毁坏。此时,如果背填材料被流水吸出,护坡将被明显破坏,进而破坏还向上下游方向传播,造成大范围的受损。即使地基前面设有护基,但如果护基的重量或敷设宽度不够,也会由于护基的流失,引起地基的流失,造成冲刷受损。

(2) 接合部的受损

设置在护岸与其上下游的未进行护岸施工的接合部的接合护岸的受损较多。接合护岸是为了保护主护岸的砌边而设置的。为了与未施工河段在坡线形状和糙度上相互适应,接合护岸一般具有挠曲性,且表面形状有凹凸,多采用连接块和石笼。由于这些结合护岸多在稳定性上没有足够的重量,或上游的砌边没有保护好,有时会从上游一侧被掀起。此外,连接块是由铁丝等连结的,所以掀起的现象还会传递到下游。采用石笼的情况下,如果笼的强度不够或中间装的石块太小,石笼就会变形或整个石笼流失。

(3) 护坡的受损

曾有过只是护坡受损的实例。对护坡,主要有流水的抗力和扬力对表面凹凸部分的作用,护坡靠自重抵御这些流体力。但流体力过大,就会受损。例如即使是砌边部分被保护,不会发生掀起现象的护坡,也会在抗力和扬力等的作用过大时,由于连接块自重的摩擦阻力,连接块开始向作用的外力方向滑动,导致护坡受损。

此外,如毛抛护坡那样,使用近乎小球状的材料护坡结构中,如果材料的直径和比重不够,也会由于水流的冲力,将护坡冲走。

护坡,除根据连接块和石材等使用材料的不同而形状各异外,还有用充入混凝土形成一体化的“搅拌”型,和不形成一体化的“干砌”型,这将在对水流作用力的承受能力上表现出差异。

(4) 堤顶及堤顶保护的流失

低水护岸堤顶部分受损的情况也较多,根据洪水时的流量、河道断面形状或平面形状,洪水可能从河滩落入低水位河道,或相反地,从低水位河道冲上河滩。

如果出现这样的现象,在堤顶部分就会产生很大的流速,堤顶和堤顶保护使用砌块的情况下,如果重量或敷设宽度不够,就会掀起或滑动。而堤顶或堤顶保护的流失,将导致护坡里面的背填材料的流失,最坏情况下将毁坏护坡。

(5) 背里面泥土的吸出

有时会由于护岸背面堤身泥土被吸出而导致护岸整个被毁坏。这多是由于防吸出材料的功能不够而造成的。如果防吸出材料的孔径、透水系数等材质对堤身泥土不适用,或敷设防吸出材料时重合部分有间隙产生,就会发生吸出现象。一旦发生吸出现象则有向周围扩散的危险,这将使护坡的里面出现凹凸,从而丧失护坡的稳定条件,护岸的受损将有大范围扩展的危险。

4.2 结构细节设计

4.2.1 护坡

护岸工程的护坡结构设计,应考虑河道特性、河流环境等,保证对流水、流木的作用及土压等的安全。

说 明

护坡是保护堤防及河岸的构筑物,在护岸结构中占主要部分,因此在结构设计上,除应保证对流水、流木的作用及土压等的安全外,同时由于其形状、结构大多与河流环境的保护和建设密切相关,设计时还应考虑生态环境和与周围景色的协调。

护岸有多种施工方法,各种文献中也有记载。护坡施工方法举例如图 1-11 所示。应考虑河道特性和作用的流速以及河滩的宽度等,选择适合河流环境的施工方法,进行护坡设计。

护坡的高度,堤防护坡(洪水护坡)原则上应达到堤顶。但应考虑表面植被的效果等,注意范围不要过大。此外,坡长超过 10m 时,应根据需要设长度在 1m 以上的平台。对低水护岸,应根据与水流作用情况及植被等有关自然河岸的耐侵蚀性等,在必要的范围内设置。

力学设计在反映取决于护岸结构和外力条件的破坏时的物理现象方面十分重要。护坡的稳定性,根据施工方法和设置状态等的不同而不同,应以过去的经验和实际已有的施工情况为基础,利用试验施工、模型实验、调查研究的成果等,并根据需要论证力学稳定性和耐久性,恰当地设计。此外,对采用新材料的施工方法等,特别是对于泥土移动较剧烈部位的磨损等的耐久性需要进行研究。

在平台上设置护岸时,在平台部位,砌混凝土砌块的情况下应设基础施工;敷石笼等的情况下应设隔桩。堆石或砌混凝土砌块的沙浆铺砌护坡,应用填充混凝土将石材连为一体。

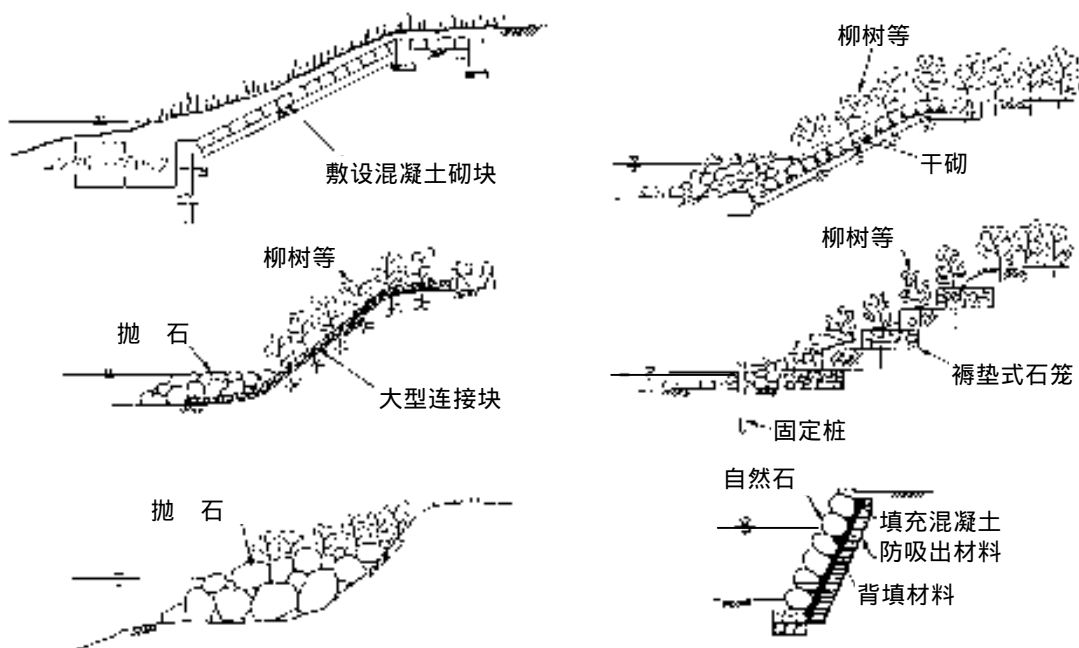


图 1-11 护坡施工种类举例

另一方面，河岸是由粘性土或沙砾土等各种土质材料以及成长在其上的植被所构成的。河岸本身也具有一定程度的抗侵蚀性，根据外力条件，有时只靠自然河岸，或稍微加固就可确保洪水时的安全。特别是，植被可通过地上部分的叶和茎而减轻流体力，通过覆盖在河岸表面而抵御流水对河岸的作用，通过根而直接保护（加固）河岸表面，可望具有相当程度的河岸保护作用。此外，河岸附近的树木有时也可以减低流速，从而对河岸具有保护功能。对这些作用目前正在进行调查研究，在设计中需要注意发现切实的效果并长期维持效果，并注意土壤、植被和辅助施工的复合状态。有效利用植被的河岸防护对今后的河流改造来说是一项重要方法，应有效利用各种调查成果积极地加以应用。

此外，根据需要有时还应设置背填材料，以使护岸不会受到剩余水压的影响。但背填土为沙砾质且透水性高时，就不一定需要设置背填材料。护岸一般不设排水，但人工开挖河道等，剩余水压较大的情况下，应根据需要设置排水。设计排水时，应考虑到堤身材料等的微粒子不会被吸入。

防吸出材料是为了当护岸里面的剩余水排出时，或高流速的水流作用于护坡时，防止里面的泥土从护坡的空隙等处被吸出而设置的。对沙浆铺砌护岸，有时为了防止细沙流入背填材料或考虑到施工性，也会设置护岸。

根据需要对护坡应设计如下的配表施工（参照图 1-11）：

- (1) 防冲桩：设置在护坡的上下游边缘，保护护岸。
- (2) 横护床：在护坡沿河方向每隔一定距离设置，作为防止护岸的变位、损坏等扩散。
- (3) 纵护床：使护岸的坡肩部分施工更加便利，并防止护岸坡肩的损坏。

4.2.2 护岸基础（坡脚防护）

护岸基础（坡脚防护）的设计，应考虑洪水的冲刷等，在结构上能够支撑护坡。

说 明

1. 堤顶高（埋入）

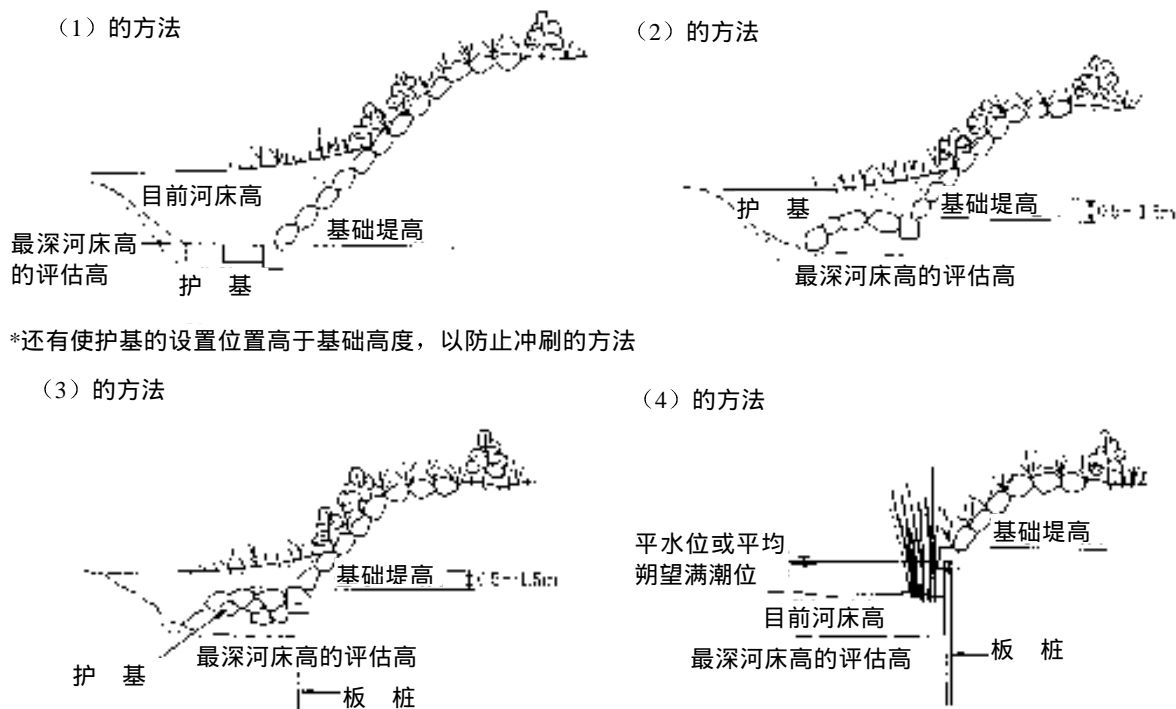
护岸受损情形中最明显的，就是由于发生洪水时的河床冲刷，护岸基础浮出，基础及护坡受损的情形。护岸基础受损，会引起背填材料的吸出，造成大范围的受损。因此，护岸基础的设计中，确定基础高度是最为重要的。

基础高度的设计应利用过去的实际应用及调查研究成果等，通过对最深河床高度的评估等进行设定，应保证发生洪水冲刷时，护岸基础不会浮出。此外，当埋入较深时，可通过设置护基来加高基础的高度。关于基础高度的基本考虑方法有如下 4 种（参照图 1-12）：

- (1) 以最深河床高的评估高为基础高度，并根据需要在前面设置最小限的护基的方法；
- (2) 基础高度高于最深河床高的评估高，并针对冲刷设置前面的护基的方法；
- (3) 基础高度高于最深河床高的评估高，并针对冲刷设置基础板桩和前面的护基的方法；
- (4) 感潮段等水深较大，基础埋入困难时，用可自立的板桩支撑基础的方法。

可从这 4 中方法中选择最适当的方法来确定护岸基础的高度。根据到目前为止的应用实例，(2) 和 (3) 的方法中，大多采用比计划断面的平均河床高与现在河床高中较低的深 0.5~1.5m 左右的数值为基础高度。此外，设置护基时，其敷设高度，最好应与基础高度相同。

在基础高度的设计中，基本上对一段护岸（河流的一处弯曲段），应采用对该河段的最深河床高所求得的基础高度，但如果该段护岸过长，且深冲刷位置不会移动的情况下，应根据河道特性相应研究各断面最深河床高的评估高度。



*还有使护基的设置位置高于基础高度，以防止冲刷的方法

图 1-12 基础高度与护基的组合

2. 结构

应根据土质、施工条件和河道特性选择护岸基础的结构。地面良好的情况下可采用直接基础，松软地面时则多用桩或板桩，有些平水位的高处和需要考虑冲刷的地方也采用板桩。

应考虑强度、耐久性，选择基础和坡脚防护的施工种类。酸性河流、感潮河流等如使用钢板桩将增加防腐成本，必须考虑腐蚀的问题。

基础和坡脚防护的实例如图 1-13 所示。

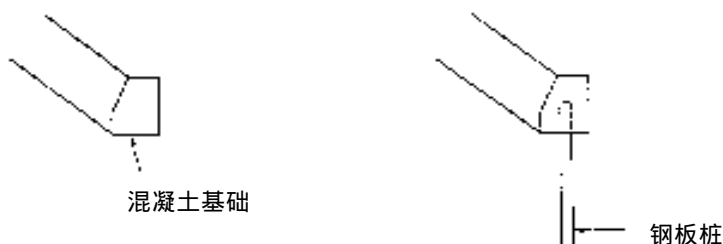


图 1-13 基础和坡脚防护的实例

4.2.3 护基

护基的结构设计应考虑河床变化等，保障护岸基础的安全。

说 明

护岸多由于基础部分的冲刷而毁坏。设置护基的目的，就是为了减弱该处的流势，并通过直接覆盖在河床上，减缓急剧的冲刷。

由于护基设置在有大流速作用的地方，因而在结构上需要能够抵御流体力的重量、使护岸基础正面不至被冲刷的敷设量、以及足够的耐久性、可追随河床变化的挠曲性等。一般护基的敷设高度应与基础高度相同，但有时也令护基高于基础高度，以防止冲刷。此外，如果护基与护坡间有孔隙产生，应进行适当的填补施工。

护基有两种敷设方法，一是不与冲刷前的河床重合而自然结合，另一种是重合设置在已有的被冲刷部分。沉排与深冲刷部位重合设置时一般每块宽度为 3~6m，阶梯状重叠。沉排重合宽度，多设为下段沉排宽度的 1/3 以上。急流河段多采用重合木工沉排的施工方法。

对估计周围将发生河床降低和冲刷的河段，需要确保足够的敷设宽度，以使护岸基础前面的河床不至降低。即使护岸前面河床降低，也需要确保至少一列或 2m 左右以上的平坦宽度。从几何学上来说，如果护基敷设高度与最深河床高的评估高的差用 ΔZ 来表示，则敷设宽度 B 为

$$B = L_n + \Delta Z / \sin \theta \quad (1-5)$$

这里， L_n ：护岸前面的平坦度（砌块一列或 2m 左右以上）

θ ：河床冲刷时的斜面坡度

ΔZ ：从护岸敷设高度到最深河床高的评估高的高低差

斜面坡度 θ 大致为河床材料的水下安息角大小，从安全方面考虑一般可设为 30° 左右。按上述方法设定基础高度后，可通过评估最深河床高，计算作为检查标准的敷设宽度。

护基的典型施工方法有如下几种（图 1-14）。

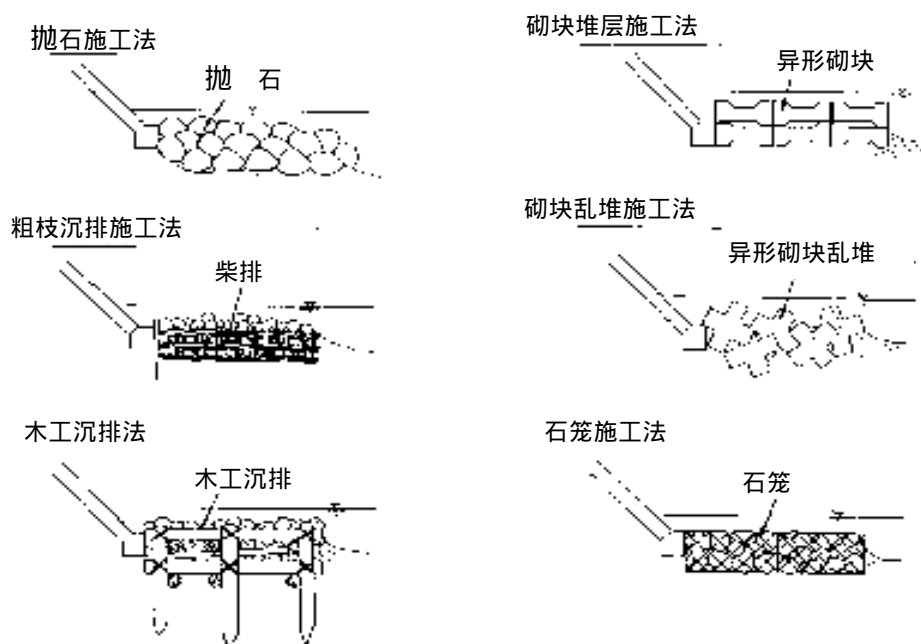


图 1-14 典型的护基施工方法

1. 抛石施工法：使用具有足够重量的毛石。
2. 沉排施工法：有柴排、木工沉排、改良沉排等，有柴排多用于缓流河段，木工沉排多用于急流河段。改良沉排的框架材料使用混凝土。
3. 石笼施工法：使用石笼、褥垫式石笼等。
4. 异形混凝土施工法：使用各种异形混凝土砌块，有堆层法和乱堆法。

砌块堆积施工法

护基应采用最适合于设置地点的河道特性的结构，与护坡相同，应根据以往的经验、类似河流的实际应用情况或试验施工、模型实验、调查研究成果等，必要时还要论证力学稳定性和敷设量等，进行恰当设计。

4.2.4 护岸顶、护岸顶保护

低水护岸中，为了防止流水从里面的侵蚀，应根据需要设置护岸顶和护岸顶保护。

说 明

需要保护低水护岸的顶部免受洪水侵蚀时，应设置护岸顶和护岸顶保护（参照图 1-12），有时护岸顶还设置卷边。

护岸顶与护坡相同，在结构上需要保证对洪水时的流体力作用的安全性，最好还应与护坡采取同样的施工方法。此外，其厚度的设计与护坡的设计方法相同，应具有可对流体力作用保证安全的厚度。

估计在护岸顶和背后地间将发生侵蚀时，应设置护岸顶保护。作用于护岸顶的流速超过 1~2m/s 左右时，发生冲刷的可能性较高，因此最好应设置保护。其结构应为具有挠曲性，厚度应保证对流体力作用的安全性。

护岸顶的宽度多为 1~2m 左右，护岸顶保护的宽度多为 1.5~2m 左右，但根据河道特性，如明显为来自低水位河道的水流上冲的地方等，应确保适当的宽度。

4.2.5 接合部

设置在护岸上下游两端的接合部，结构上应使上下游端的河岸侵蚀时不影响护岸。

说 明

接合部具有当护岸上下游发生侵蚀时，吸收该侵蚀的影响，防止护岸从上下游方向被破坏的功能。此外，还具有以糙度大的接合部减缓流速，使得从糙度小的主护岸产生的高速水流不至直接到达下游侧河岸，减少下游河岸侵蚀的发生的功能。为了满足这些功能的需要，接合部应具有挠曲性，采用一定程度上糙度较大的施工方法。

从功能要求上看，接合部的施工宽度应至少能覆盖护坡及护岸顶的范围，为了能防止坡脚的侵蚀，还应确保对河床面有适当宽度的垂下宽度。

施工长度，以往的实例一般多为 5m 以上，但还应根据河道特性探讨适当的施工长度。

接合部由于上游的侵蚀，因流体力而被掀起，造成破坏的情形较多，特别是急流河段的接合部受损的实例较多，对此应加以考虑。

接合部宽度的设计，应考虑到发生在渐变部的水流作用造成的掀起，设定安全的厚度。厚度过大而不够经济时，应采取防止掀起的措施（上游尖端部分埋入地下等）。

4.3 设计细目

护岸安全性的论证，应对护坡、护岸基础、护基等，考虑水流作用、土压、河床变化等进行。

说 明

1. 外力

护岸安全性论证中，有关力学稳定性论证的外力，主要有水流的流体力、土压和水压等，此外，有时还要考虑泥石流、高潮、波浪、冰水、荷载等，应根据需要进行研究。作用于河岸的侵蚀力的大小，以及作用于护岸的护坡的抗力、扬力等的流体力，与流速的大小密切相关。因此，在论证中对流速的评估十分重要。此外，护岸的设计中，洪水时的最深河床高是重要的设计条件。因为多数护岸受损的实例，是由于水流急剧冲刷河流导致护岸基础流失而造成的。另外，当设计为了防止基础的下沉和泥土从坡脚流出而设置的护基时，对最深河床高的评估也十分重要。

洪水时的流速，将受到护岸设置地点的最深河床高、低水位河道及河滩的糙度、坡面坡度等的影响。因此，对设计中所采用的流速及最深河床高等的设计条件，应从水力模型实验、数值计算、根据最新研究成果的理论计算方法等中间选择能反映护岸设置地点的河道特性的方法，进行评估。在这里，将作用于堤防、河岸的流速定义为代表流速 V_0 ，在给出其计算方法之一的同时，给出根据河道特性的最深河床高的评估方法³⁾。

堆积护岸、挡土墙护岸、板桩护岸中，一般流体力造成的土压和水压是决定稳定性的力。对土压及水压的稳定性，可使用一般用于道路构筑物设计的方法进行探讨。挡水墙和板桩的设计，必要时还要对地震时的土压和水压进行探讨。

2. 代表流速的求法

设计堤防及低水位河岸的护岸时采用的流速定义为代表流速 V_0 。本书给出的代表流速的

计算方法，是对用曼宁的平均流速公式求得的平均流速 V_m ，用水力学评估补偿其没有考虑的因素，求出补偿系数 α ，再用以下公式求得。

$$V_o = \alpha V_m \quad (1-6)$$

但是，低水位河道平面形状变化多时，或河滩上树木与堤防间有急流发生时，用这种方法就很难评估 V_o 。对这种水流复杂的情况，应根据二维平面流计算或水力模型实验计算 V_o 。

平均流速 V_m ，可根据护岸的设置位置，用曼宁的平均流速公式计算。

$$V_m = 1/nH_d^{2/3}I_c^{1/2} \quad (1-7)$$

式中，设计水深 H_d ，对低水护岸及堤防护岸，是指用于计算低水位河道内断面平均流速的水深，对洪水护岸，是指用于计算堤防附近流速的水深。

由于冲刷和弯曲等的影响，需要对用式 (1-7) 求得的 V_m 进行补偿时，可用式 (1-6) 的补偿系数 α 求代表流速 V_o 。进行补偿的因素有沙滩的产生、河宽的变化、低水位河道和河滩上水流的干涉、弯曲等河道特性方面的因素，以及护基、桥土敦、堰和护床上游部等构筑物周围局部的水流变化等。对具体的修正系数的数值应根据各种研究结果确定。

3. 最深河床高的评估方法

最深河床高的评估方法随洪水时的冲刷和回填而变化。变化的状态根据河道特性的不同而不同，进行定量评估所必需的数据的收集也较难，目前数据还不充分，因此很难对最深河床高作定量评估。所以，一般采用根据到目前为止的研究成果的如下方法进行推算⁵⁾。

- 方法 1：用年际河床变化数据进行评估
- 方法 2：用以往的研究成果进行评估
- 方法 3：用数值计算进行评估
- 方法 4：用移动河床水力模型实验进行评估

考虑河床变化数据的情况、河道特性、设计对象河段的重要性等，从上述方法中选用适当的方法。这 4 种方法中，“方法 1”对把握过去的受损情况、河床材料以及岩石的露出情况等河床变化因素较为有效。但有时没有经历过相当于设计洪水位的洪水，或由于洪水后的回填现象而不一定能了解洪水中的最深河床高，因此最好应结合“方法 2”的评估，对最深河床高作出评估。

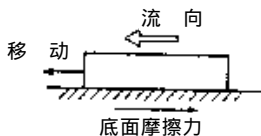
4. 护坡对流体力稳定性的评估方法

象混凝土砌块那样底面平坦、上下游用接合护岸保护的护坡，会由于流体力造成混凝土砌块的滑动破坏；使用天然石块等呈圆形的材料的护坡，会由于水流冲过而导致护坡的毁坏；没有砌边保护的护坡，会由于流体力造成护坡掀起而毁坏；是否采用填充混凝土等形成一体化的护坡，对水流的阻力也有差异，这表明即使使用相同材料的护坡，如果设置状态不同其稳定性也不同。同时，如果坡面较陡，还有可能由于背面的土压而倾倒。从这个观点出发，需要设定能够反映流体力或土压的破坏因素、滑动和掀起等破坏形态、防冲桩及一体性等设置状态的稳定性论证模型³⁾。

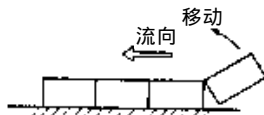
护坡的破坏因素是流体力、土压和水压，可根据坡面的坡度来区分哪一个是主要原因。一般坡度比 1: 1.5 要缓时为“铺砌”状态，流体力是破坏的主要原因，而坡度比 1: 1.5 要陡时为“堆积”状态，土压和水压是破坏的主要原因。

(1) 铺砌结构的破坏机理

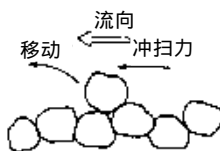
①滑动：作用于构件的流体力，超过底面摩擦力时发生的滑动现象。是空砌块铺砌等单个构件整齐排列的护坡和沙浆铺砌等构件形成群体的护坡的破坏形态。



②掀起：由于流体力的作用造成构件掀起的现象。发生于没有砌边的护坡端部等。如接合护岸的连接砌块端部的破坏现象。



③推移：天然石块等构件在水流作用下，滚动（滚动或小的跳跃）移动的现象。需要区分如抛石那样的构件间的一体性差，和干砌那样的构件间的一体性（结合）强，来研究流体力。对于石笼，由于笼中所装构件被冲扫导致石笼变形是破坏的主要原因。



上述护坡在流体力下的破坏形态可归纳为表 1-7。

表 1-7 护坡在流体力作用下的破坏形态

破坏形态	设置状态	稳定性论证模型
滑动	单体	“滑动—单体”模型
滑动	群体	“滑动—群体”模型
掀起	单体	“掀起”模型
推移	一体性差	“推移—一体性差”模型
推移	一体性强	“推移—一体性强”模型
推移	装笼	“推移—装笼”模型

(2) “滑动—单体”模型

假定护坡没有整体性，各个构件在水流中都处于单独放置的状态。干砌就属于此种状态。可作为单体处理的护坡对流体力的稳定性研究，应考虑滑动、水流方向的转动、坡面最大倾斜角方向的转动，但一般采用的护坡，比起滑动来对转动的稳定性要高一些，因此，一般可如式（1-8）所示，假定构件单体对抗力 D、扬力 L 的滑动，进行论证。

$$\mu (W_w \cos \theta - L) > ((W_w \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \tag{1-8}$$

$$L = 1/2 \rho_w C_L A_b V_d^2$$

$$D = 1/2 \rho_w C_D A_b V_d^2$$

式中的， μ ：摩擦系数（一般 $\mu = 0.65$ ）； W_w 护坡构件的水下重量； θ ：坡面坡度； ρ_w ：水的密度； g ：重力加速度； C_L ：构件的扬力系数； C_D ：构件的抗力系数； A_b ：构件上方

投影面积； A_0 ：构件流下方向投影面积。应用式（1-8）时，由于没有考虑周围对构件的约束效果，因此 W_w 可以认为是偏于安全的数值。根据以往的设置实例来看，多数情况下计算重量的 1/3 左右都没有发生安全问题，可以 1/3 左右的数值作为论证的目标值。对同一构件，用下面的“滑动—群体”模型论证，求得的 W_w 就是考虑了约束效果的数值，是 W_w 的下限参考值，最好相比较进行研究。

对式（1-8）所使用的抗力和扬力，可用护坡表面的相当糙率 k_s 高度的流速既附近流速 V_d 进行评估。

“滑动—单体”模型所使用的抗力系数 C_D 、扬力系数 C_L ，必须使用单独设置状态下的系数。一般，抗力系数 C_D 、扬力系数 C_L 应对各自的形状通过实验确定，但也可以根据水力公式汇编和以往的实验成果，使用形状类似的构件的数值。此外，作为扬力系数 C_L 的简便设定方法，还可用接近取值范围上限的 1.0 左右的数值，进行安全上的论证。

（3）“滑动—群体”模型

此模型是通过用填充混凝土或连接结实的钢筋等保证护坡的一体性，可忽略对邻接构件相接面的流体力作用的施工方法，浆砌、连接砌块护岸等就相当于此。对有关群体的、与单体同样的流体力安全性研究，针对滑动进行即可，以式（1-8）为基本公式进行研究。但评估扬力 L 和抗力 D 时投影面积的取法不同，为

$$L = 1/2 \rho_w C_L A_g V_d^2$$

$$D = 1/2 \rho_w C_D A_0 V_d^2$$

公式中的， A_g ：构件突出部的上方投影面积； A_0 ：构件突出部的流下方向投影面积。因此， C_L 、 C_D 采用对各个面积进行评估的系数。这样求得的 W_w ，适用于整齐地平面施工的具有一体性的护坡，实际中应该会有局部的高低差异，因此，论证中应采用比计算的护坡厚度增大 30~50% 左右的数值。

作为群体处理的护坡，采用护坡表面的相当糙率 k_s 高度的附近流速 V_d 进行评估，但这时与单体是不同的，不考虑零乱的影响。此外，抗力系数 C_D 、扬力系数 C_L 应与单体时同样，根据实验等确定。

（4）“掀起”模型

护坡的上游侧端部没有进行砌边保护时设置的干砌或连接块护岸等即相当于此模型。“掀起”模型中，对护坡构件的重量（或厚度）按下式所示，假设放置在上游端的构件不会由于流体力而转动进行论证。

$$W_w \cos \theta \geq l_b/2 (L l_L + D l_D) \quad (1-9)$$

式中， l_b ：上游段构件的流下方向的长度； l_L ：上游段构件对扬力的旋转半径； l_D ：上游段构件对抗力的旋转半径，扬力、抗力的取法与“滑动—单体”模型相同。这时求得的重量是接近于稳定条件界限的值，如果为了足够安全而增大数值则上游端部的构件可能会过重。因此，最好应采用使端部潜入或设置砌边等方法，减小端部流体力的作用面积。

对流体力，与“滑动—单体”模型相同，采用考虑了零乱的附近流速。此外，对抗力系数 C_D 、扬力系数 C_L ，应与其他模型同样，根据实验等确定。

（5）“推移—一体性差”模型

此模型为与相邻构件的一体性差、各构件单独排放敷设的护坡，抛石护岸就属于此。对单个构件的稳定性进行论证。具体方法可根据参照美国工兵队标准的抛石径的计算方法。即设作用于护坡构件的推移力不超过构件（天然石块）的移动限度，代表流速 V_0 与构件大小的关系如下式所示：

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right]} V_0^2 (m) \quad (1-10)$$

公式中的， D_m ：石块的平均粒径； ρ_s ：石块的密度； E_1 ：表示水流散乱强度的实验系数。通常多取 $E_1=1.2$ 。这个数值是水流散乱较小时的系数。水流散乱大时的系数应选 $E_1=0.86$ 。

式 (1-10) 是针对水平面上的抛石的计算公式，抛石设置在斜面角度为 θ 的坡面上时，对粒径 D_m 乘上斜面补偿系数 K ，以 $K \cdot D_m$ 为抛石径。这里， ϕ 为石块材料在水下的安息角（ ϕ ：天然石 38° 左右，碎石为 41° 左右）。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} \quad (1-11)$$

(6) “推移—一体性强”模型

一体性强的护坡是指，大小基本相同的构件（块石等），为加强结合效果，用碎石等填充缝隙，整齐排列的状态。干砌护岸就属于此。

与河床材料的推移为同样现象，一般推移力超过临界推移力时就会发生移动。临界推移力通过在 Sheels 公式的水平地面上的希尔滋实验公式求得。

$$\tau_{*d} = 0.05 \quad \tau_{*d}：作用与构件的无维剪切力 \quad (1-12)$$

设置角度为 θ 的斜面时，通过用下式进行补偿，论证构件的所需直径。

$$t_{*sd} = t_{*d} \times \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad (1-13)$$

求 τ_{*d} 时的相当糙率 k_s 可设为与 D_m 相等。求得的数值，如果由于某种原因结合效果不好时，在急剧水流下容易流出，作为论证的目标值，最好取增大 30~50% 的数值。

(7) “推移—装笼”模型

装笼状态的护坡是指，大致同一粒径的球状材料（石块等）装入笼状框中的状态，褥垫式石笼护岸和石笼护岸就属于此。装笼状态的护坡，对代表流速 V_0 ，原则上要求不允许造成可能使笼变形的装笼材料的移动，照此标准论证其稳定性，因此，按装笼材料可耐受无维冲扫力进行论证。这里无维临界冲扫力根据科罗拉多大学的实验结果，设

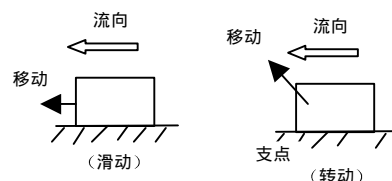
$$\tau_{*d} = 0.10 \quad (\text{不允许笼变形时}) \quad \tau_{*d} = 0.12 \quad (\text{允许笼有少许变形时})$$

进行构件所需直径的论证。但是，这里的数值是在水平地面上的数值，设置角度为 θ 的斜面时，用“推移—一体性强”模型中所给出的式 (1-13) 进行修正。但呈阶梯状设置褥垫式石笼，则可按平坦设置时的条件计算。所装石块的平均粒径 D_m ，作为求 τ_{*d} 时的相当糙率，按 $k=2.5D_m$ 计算。

对使用新材料等而强度较高的石笼等，需要针对各种情形，通过实验确定 $\tau \cdot d_0$ 。

5. 护基对流体力的力学稳定性的论证方法

流体力是护基毁坏的主要原因。此外，对冲刷造成的变形，可设定最深河床高的论证高度，使其具有足够的敷设宽度来对应。护基的主要破坏形态如下所示。



①滑动：作用在构件上的流体力超过底面摩擦力时产生

的滑动现象。发生于整体受到水流作用的构件，如由于护基的上游段或河床变化而变形突出来的构件，或凹凸大的混凝土砌块等。例如护基上游端部的异形砌块堆层、异形砌块乱堆等就会发生这种破坏现象。

②转动：由于流体力的作用，以一点为支点的构件被掀起、旋转的现象。例如，护基上游端部的异形砌块堆层、异形砌块乱堆等就会发生这种破坏现象。

③推移：构件受到水流方向的抗力和扬力的作用，反复在河床上转动或在河床附近作小跳跃而移动的现象。见于构件平坦排列敷设的施工方法中，发生于天然石块及凹凸少的混凝土砌块构件整齐设置时。例如，抛石护基、石笼护基等就会发生这种破坏现象。

此外，可根据砌块等的设置状态分为堆层、乱堆和装笼，设置状态不同对稳定性的考虑也不同。上述破坏形态可归纳为如表 1-8 所示。

表 1-8 护基的破坏形态

破坏形态	设置状态	稳定性论证模型
滑动、转动	堆层	“滑动、转动—堆层”模型
滑动、转动	乱堆	“滑动、转动—乱堆”模型
推移	乱堆	“推移—乱堆”模型
推移	装笼	“推移—装笼”模型
推移	填充	“推移—填充”模型

(1) “滑动、转动—堆层”模型

位于上游段的护基，由于流体力造成的滑动或转动使构件发生一连串的移动。此时假设设置面为平坦、有规则排列敷设的状态。异形砌块堆层的护基即属于此。

假定流体力几乎作用于构件整体，在上游段部的护基及凹凸较大部分的护基同时发生滑动和转动，进行论证。由于护基所需重量与流速的 6 次方成正比，因此需注意相对于流速的变化，重量的变化会很大。

根据对滑动及转动的稳定条件，护基所需重量由下式给出：

$$W > a \left(\frac{r_w}{r_b - r_w} \right)^3 \frac{r_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{b} \right)^6 \quad (1-14)$$

式中， V_d 一般可采用代表流速 V_0 。系数 α 、 β 根据布置形状的不同而不同。这些数值，应根据护基的形状、构件的方向和布置形态，通过水力模型实验和当地施工的实际情况求得。通过水力模型实验求得的几种异形混凝土砌块的 α 、 β 值，作为参考列于表 1-9。

构件的连接越结实， β 的值就可以取得越大。为了结实地连接，在结构上应使用其直径可以保证吊下异形混凝土砌块的钢筋，同时粘结在钢筋上的混凝土部分不会产生可导致破坏的拉应力。

表 1-9 异形混凝土砌块系数 α 的参考值⁴⁾

砌块类别	模型砌块的比重	α	β
对称突起型	$\rho_b / \rho_w = 2.22$	1.2	1.5
平面型	$\rho_b / \rho_w = 2.03$	0.54	2.0
三角锥型	$\rho_b / \rho_w = 2.35$	0.83	1.4
三点支撑型	$\rho_b / \rho_w = 2.25$	0.45	2.3
长方形	$\rho_b / \rho_w = 2.09$	0.79	2.8

(2) “滑动、转动—乱堆”模型

凹凸较大处于不规则堆积状态且应单独处理的上游端部构件，由于流体力而滑动、转动，进而移动。异形砌块乱堆的护基就属于此。

此模型的稳定性论证公式，与“滑动、转动—堆层”模型相同。式中所采用的 α 为基于抗力系数、扬力系数等的系数，和“滑动、转动—堆层”模型中的一样。 β 当可以认可其一体性时 $\beta > 1$ ，一体性差的乱堆则可设定 $\beta = 1.0 \sim 1.3$ 。敷设地点很可能比现在冲刷更厉害等的情况下，为提高安全性，可设 $\beta = 1.0$ 。

(3) “推移—乱堆”模型

作用于以面的形式设置的构件的流体力超过临界推移力，在推移状态（转动和跳动）下移动的现象。尽管是以面的形式紧密排列敷设，但由于与相邻构件的一体性差，假定其为单独设置状态进行稳定性研究。毛石护基即属于此。

稳定性论证的基本公式的原理参照了美国工兵队标准的抛石径的计算方法。具体内容与护坡的“推移—一体性差”模型相同。此时，流速采用设置地点的代表流速 V_0 。

(4) “推移—装笼”模型

以面的形式设置的基本上为同一粒径的球状材料（石块等）装入笼状物中，其中的构件由于冲扫而移动导致破坏。褥垫石笼的护基即属于此。

稳定性论证的基本公式，原则上不允许在笼状框内发生可能使笼变形的装笼材料的移动，具体内容与护坡的“推移—装笼”模型相同。

(5) “推移—填充”模型

所谓填充状态的护基，是指直径大致相同的构件（块石等），带有相互啮合的效果填充在框状物中，构件由于流体力被冲扫而破坏。粗枝沉排、木工沉排即属于此。

稳定性的论证，要求对于代表流速 V_0 ，构件不能进行移动。具体内容与护坡的“推移—一体性强”模型相同。

第 5 节 丁坝

5.1 丁坝设计的基本要求

丁坝在结构上应与河滩等成为一体，对设计洪水位（高潮河段则为设计高潮位）以下水位的水流的通常作用，能够保护堤防（开挖河道则为堤外地）的安全，并应随时注意河流环境的保护与建设，根据以往的经验、类似河流的实际应用或试验施工、模型实验的成果等，考虑施工性和经济性等进行设计，必要时还应根据施工后的经过情况进行改进。

说 明

丁坝设置的主要目的是保护堤防及河岸免受洪水时的侵蚀作用，也是为了维护航道和保护与建设河流环境而设置的。

丁坝分透水性丁坝和不透水性丁坝。透水性丁坝的结构可透过水流，丁坝成为糙率因素，可降低流速，防止冲刷，如恰当布置还可具有使泥沙淤积的效果。不透水性丁坝不能透过水流，又根据丁坝上是否溢流分为溢流性丁坝和非溢流性丁坝。不透水性丁坝弹水效果大，但丁坝尖端部和丁坝的下游部特别容易被冲刷，因而大多必须在丁坝周围设置护基。

丁坝的设计，与设置目的、设置地点的河道特性、外力条件、洪水特性等多种因素有关。应考虑这些因素，参考类似河流及相邻河段的实际应用情况，根据设置目的进行设计，并应使其在结构上与护岸等构筑物及河滩形成一体，针对设计洪水位以下水位的水流的通常作用，保护堤防，或在开挖河道中保护堤内地的安全。

丁坝在其周围形成多样的水环境，具有保护和建造河流自然环境的效果，在设计中应考虑到河道特性和自然环境探讨结构和材质，以有效发挥这些效果。

有关丁坝安全性的研究事项与护岸大致相同，但在给出理论上的解释进行设计方面，丁坝比护岸还要难，可利用以往的经验、在类似河流的实际应用、或有关新施工方法的试验施工、模型实验、调查研究成果^{6)、7)、8)}等进行设计。对丁坝的力学稳定性很难进行理论设计的原因是，河道变化大，很难确切地预测丁坝设置地点的种种特性（如洪水时的河床高度、流速），而且由于丁坝的设置将引起这些特性的变化，预测就更为困难。因此，为了更合理地进行丁坝的设计，需要注意下列事项，充分研究丁坝设置地点的种种特性和丁坝的水力学特性，并在必要时根据施工后的经过情况进行改进。

(1) 丁坝四周的局部冲刷

丁坝设置在河道内，对水流形成障碍，降低河岸靠近河岸的流速，并且弹开水流。这样，流水会在丁坝前部集中，在丁坝四周造成冲刷。这种冲刷具有确保丁坝前部水深的功能，但也是丁坝毁坏的原因，因此需要预先评估丁坝四周的冲刷有多深，冲刷范围有多大。

(2) 丁坝的降低流速效果

对丁坝的降低流速效果，有①将丁坝群作为相当糙率进行评估的方法；②计算作用于丁坝的抗力进行评估的方法。丁坝群对沿岸的降低流速效果，基本上可按上述方法评估，但还有如下问题存在。

- ① 对各种形状的丁坝，尚未进行实验性研究，丁坝的形状很复杂，需要用实验的方法计算理论上所采用的各种系数。
- ② 对丁坝区与干流部的交界附近的流速，还没有明确的评估方法。
- ③ 对丁坝的效果，不应用丁坝区的平均流速来评估，而应通过与丁坝群内的泥沙的作用的关联性来评估，但这个关系尚未明确。

(3) 丁坝区泥沙的淤积条件

随着丁坝的设置，丁坝区内有时会发生泥沙淤积现象，因此需要把握其效果和影响。此时，根据丁坝区内淤积的材料不同，泥沙的输送形式也不同，因此需要对每种泥沙的粒径集合（参照调查篇第 14 章输沙调查），评估其泥沙淤积量和冲刷量。

(4) 丁坝材料的移动临界流速

作为丁坝材料使用的卵石、碎石、混凝土异形砌块等，不得由于水流的作用而有位置、形状上的较大变化，以保持丁坝的功能。即构成丁坝的材料需要具有足够的重量、大小以及合适的形状，以保证不会由于水流而移动。

(5) 丁坝与河岸线

丁坝的高度较高，泥沙在丁坝间淤积形成河滩状时，或人为地填埋丁坝间的河床形成河滩的情况下，需要研究丁坝间河岸线的变化。

5.2 结构和设计细目

5.2.1 选择施工方法

丁坝的施工方法，应在充分研究河流平面以及纵、横断面形状、流量、水位、河床材料、河床演变等的基础上，根据目的进行选择。

说 明

根据本章 5.1 解说中提到的丁坝的作用，可选择如下结构的丁坝。

以降低流速为目的的丁坝：

- (1) 丁坝的高度较低；
- (2) 透水性，或相对于水深为低不透水性丁坝；
- (3) 主要是打桩等为较轻的工件；
- (4) 数根或数十根排列放置，作为一个整体起作用。

以弹开水流为目的的丁坝：

- (1) 丁坝的高度较高；
- (2) 半透水性或不透水性；
- (3) 主要是土石、混凝土等，形成体积大、重量重的结构物；
- (4) 单独或少数排列放置。

丁坝的施工方法如下：

- (1) 混凝土砌块、四连结构、三连结构、三字架杓杈
- (2) 三角框、支柱、框格坝、石笼坝、多架杓杈、档架杓杈、菱形杓杈、双人架杓杈
- (3) 木工沉排、改良沉排、人字框、加毛石卵石、石笼盖面沉排、打桩沉排丁坝、桩或

丁坝

一般从急流到缓流按次顺序采用。这些施工方法，大体上可分为靠桩来抵抗流水，还是靠丁坝本身的自重来抵抗流水两种，缓流河流多采用打桩丁坝，而急流河流从丁坝的强度出发，且由于河床材料的粒度大无法打桩，则多采用设置在河床上靠自重抵抗流水的砌块丁坝，或者是三字架杓杈。

5.2.2 方 向

丁坝的方向，一般与流向成直角或向上，应根据其设置目的、河流情况等个别设定。

说 明

丁坝的方向有从河流面向河心向上、成直角和向下的方向，二次世界大战前泥沙河流所采用的航道用丁坝以及护基丁坝多为向上 10~20 度角。这是由于认为向上的丁坝对减轻下游

的冲刷，以及丁坝间的泥沙淤积较为有利。

对高度较低的护基丁坝或不透水性丁坝，从经济性的角度出发，而且也不是特别需要预计泥沙，丁坝的方向应为直角较好。河段 1（扇形地带河流）且特别湍急的河流，有时设置不透水性或半透水性的挑水丁坝，使顶冲部离开河岸。此时为了减轻丁坝尖端部的局部冲刷，一般都设置向下的丁坝。

5.2.3 长度、高度和间隔

丁坝的长度、高度和间隔，应考虑河流状况、丁坝的目的、对上下游及对岸的影响、构筑物自身的安全而设定。

说 明

1. 防止河岸侵蚀的丁坝

一般如采用坚固的单独丁坝抵御水流，多会使水流更紊乱，导致丁坝附近冲刷较强，也不容易保护丁坝本身。因此，需要通过在一定区间内的丁坝群的综合效果，来降低流速，并且在丁坝群的结构和排列上，应使各个丁坝平均地发挥阻力。从上述观点出发，有时也令上游侧丁坝的长度短一些，以减轻上游丁坝的负担。

为减轻流速而设置的丁坝的长度多为河宽的 10% 以下，高度为计划高水流量水流时水深的 0.2~0.3 倍左右，间隔为长度的 2~4 倍、高度的 10~30 倍左右。弯曲部的凹岸处丁坝间隔多设为长度的 2 倍以下。沉沙河流中丁坝的高度，一般根部附近为高于平水位 0.5~1.0m 左右，且面向河心应有一个 1/20~1/100 的向下坡度。急流段有使用高丁坝的倾向。

一般丁坝不要伸出太长，这样丁坝与护岸一起设置，在维护上和施工成本上都较为经济。此外，丁坝将降低河岸附近的流速，这样会对过水能力有影响，因此特别是在设置长丁坝时，需要考虑其高度，进行河道计划研究。另外，不使用丁坝，仅用护岸护基也可对付河岸冲刷，因此需要从经济方面、环境方面、景致方面综合地进行研究，判断丁坝的设置。

2. 防止河岸侵蚀的挑水丁坝

设置高度较高、不透水性的丁坝时，不应将其定位为护基丁坝，而应将连接丁坝尖端端线的线定位到河岸防御的防护线上，作为防止冲刷的丁坝而定位。

在扇形地带河流的单断面河道上设置这种丁坝时，应把丁坝根部的高度设为设计洪水位左右，以使从丁坝溢流的水不至拍击河岸。丁坝前的水位，将出现与丁坝尖端部流水的流速落差大小相同的水位上升，因此应将丁坝前后的堤防护岸铺砌得足够高，用坚固的护岸来保护。这种丁坝中，丁坝的间隔应为该区间内形成的沙洲长度的 1/2~1/3 左右以下。此外，修建过长的不透水性丁坝在施工费用上不利，此时丁坝的方向，应与河岸成直角或稍微向下。

3. 维护航道的丁坝

维护航道的丁坝，设置在河床材料为中沙以下的河流上。不设置在沙砾河流上的原因是，在日本如果用长且大的丁坝控制河道宽度需要庞大的建设经费，而另一方面，由于坡度较陡，很难维持与沙土河流相同的确保水深，因此只有吃水浅的船才能通行。沙砾河流除非发生洪水时，河床不会有大的变化，为了利于游览船通行一般进行挖掘是较好的措施。

对维护航道用丁坝的长度、宽度和间隔，可参考文献和过去的实例确定。

4. 为保护与建设河流环境的丁坝

有利于生态环境的保护和建设的丁坝的功能有如下 3 点：①改变水流，为水体生物建立多样的环境；②发生洪水时为鱼提供躲避空间；③可以让河岸具有与自然河岸相同的环境。此时设计的要点如下：

(1) 丁坝的材料使用木材时，设计中应注意到水面附近的木材容易腐朽；

(2) 想办法采用多孔型材料（石材、石笼）设置丁坝；

(3) 有意用丁坝形成深潭时，应使深潭不会被泥沙埋没。

(4) 为了改善已有的护岸、护基周围的生态环境而设置丁坝时，与护岸的结合部周围流体力将增大，应注意护岸及其周围河岸的安全性。

(5) 在设计中应考虑到施工结束后丁坝周围将发生的泥沙淤积、冲刷、植被状态的变化等。为此，可对具有大致相同河道特性的河段进行实例调查。

第 6 节 河床加固工程

6.1 河床加固工程设计的基本要求

河床加固工程应对计划高水位(高潮河段则为计划高潮位)以下水位的水流的通常作用，具有所要求的功能及安全的结构，设计时应充分考虑鱼类逆流而上和顺流而下等河流环境。设计结构上应不会给河床加固工程附近的河岸及河流管理设施的结构等造成明显影响。

说 明

为了防止河床降低，使河床稳定，维持河流的纵断及横断形状而设置的横断构筑物称为河床加固工程。河床加固工程分为有落差的和没有落差的，有落差的称为护底固槽，没有落差的称为无落差护底固槽。本节所说的河床加固工程主要是指有落差的固床工程兵。

河床加固工程除应在平水时和洪水时发挥其应有的功能外，对设计洪水位以下的洪水等作用于构筑物的外力，也必须保证安全。特别是主体周围的堤防及河岸受灾时，可能会导致大的灾害，在设计中必须充分注意。河床加固工程由主体、防冲护床、护床等几种构筑物构成。对各种构筑物，都有流速、水压、土压、扬压力等外力作用，为了发挥河床加固工程整体的功能，保证安全性，需要对每个构筑物选择适当的外力，进行稳定性研究。

此外，设计河床加固工程时，重要的一点是在设计主体高度和上游河道的构筑物时，要充分注意到上游侧河床比主体高度要低。同时，河床加固工程将会妨碍鱼类等水生动物的逆流而上和顺流而下，结构设计上需要考虑生态系统，如设置鱼道等。另外，河床加固工程将成为河流景色的一大构成要素，设计中应考虑到与周围景色的协调。

6.2 结构细节设计

6.2.1 主体

河床加固工程的形状、结构，应考虑河道特性、落差部的水流、周围景色、鱼类的移动等确定。此外，还应通过端部处理使河床加固工程整体具有安全的结构。

说 明

1. 河床加固工程的构成

河床加固工程的主体一般有混凝土结构，和使用护基砌块等具有挠曲性的结构，本节中提到的设置实例多为一般的混凝土结构。设计具有挠曲性的河床加固工程时，对外力的稳定性研究，其原理与本节中对混凝土结构所采用的方法相同。具有挠曲性的河床加固工程，应考虑到作用于其上的扬压力不能过大，应与河床成为一体，容易追随河床的变化等，但如果上下游河床的变化没能被护床吸收，就会失去河床加固工程的功能，因此挠曲性结构的河床加固工程中，对护床的稳定性研究至关重要。

构成河床加固工程的构筑物各部分的名称如图 1-15 所示。一般本体与防冲护床成为一体，其划分并不明显，但在本节中还是从功能上将其分别处理为不同的构筑物。挠曲性的河床加固工程的例如图 1-16 所示。挠曲性结构的情况下，平水时的水流会发生渗流，对河流环境有影响，应加以注意。此外，应根据需要设置船道。

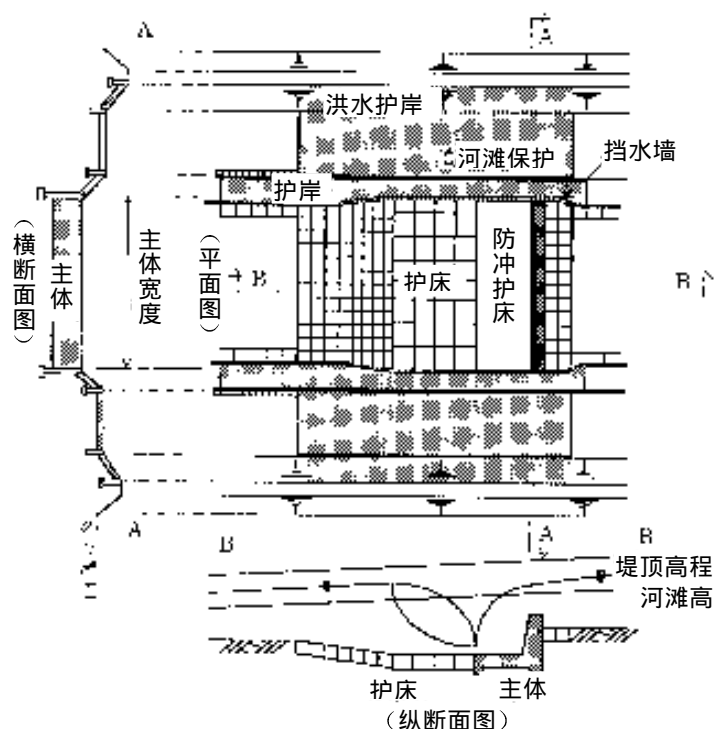


图 1-15 河床加固工程的各部位

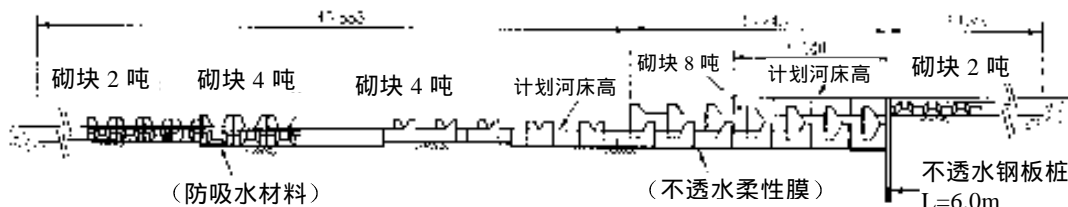


图 1-16 挠曲性河床加固工程的

2. 横断形状

河床加固工程的顶部，一般采用水平形状以免水流集中在某一个部位。但为了设置鱼道会在顶部开出缺口，或为了让水生生物来往，而将顶部设为 V 字形。这时，需要充分注意由于水流的集中而给河床变化和构筑物的安全带来的影响。

河床加固工程的端部处理，以往是嵌入堤身，但此时，会有在河床加固工程的主体与堤身之间产生水沟的危险，以及当河床加固工程主体受灾时，灾情会波及到堤身的危险。因此，为了在河床加固工程主体受灾时也要保证堤防的安全，河床加固工程的主体应与堤防绝缘。特别是对于多断面河道，河滩上水流的紊乱会在河床加固工程附近造成冲刷，导致堤防的溃决，因此为了防止这种情况发生，应如图 1-17 (a) 所示，在河床加固工程结合部设置挡水墙结构的护岸，在河滩设置保护。但河段 1 那样的急流河段，不仅洪水时河滩上的流速大，而且由于河床加固工程下游端从河滩流下低水位河道的水流容易冲刷河滩。因此，需要如图 1-17 (b) 所示让河床加固工程主体的两端嵌入堤防外坡脚，并用板桩与堤防绝缘，这样即便河床加固工程受灾，也不会影响到堤防。

此外，对单断面且河床坡度为 1/100 左右的急流冲刷河道，为了安全，可将河床主体嵌入河岸等。

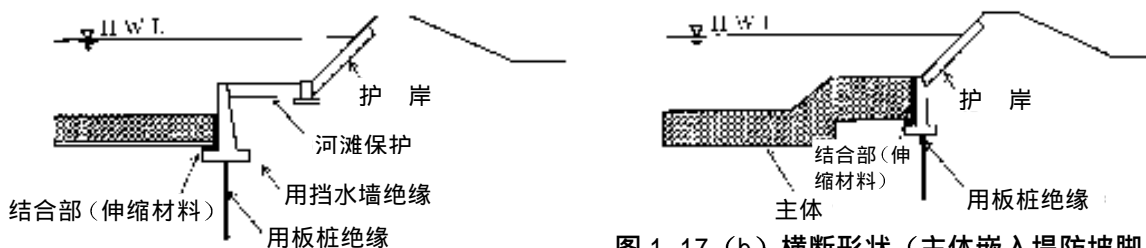


图 1-17 (b) 横断形状 (主体嵌入堤防坡脚)

图 1-17 (a) 横断形状 (挡水墙+河滩保护)

3. 纵断形状

主体的纵断形状，一般主体下游端坡面坡度多为 1/10~1/20，此外，为了防止由于流水的落下而可能造成的噪音，也为了具备鱼道功能，有时也使主体下游侧坡面坡度为 1/10 以下的缓坡。但需要注意落差大的情况下设缓坡度，流速大的范围可能会扩大到下游。

4. 考虑水生生物回游的形状

考虑水生生物回游的形状，有设置鱼道，并降低防冲护床的设计顶高的方式，和将落差固床主体设置为缓倾斜型结构的方式。采用何种方法，需要从河道特性、水利及河流环境方面的效果、施工性、经济性、维护等方面进行研究。

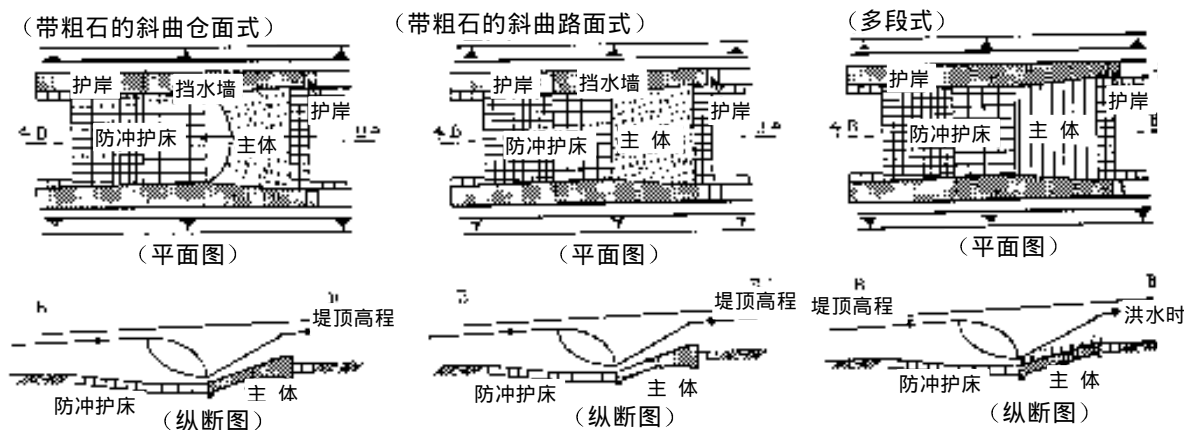


图 1-18 缓倾斜型河床加固工程的种类

固定缓倾斜型河床有多段式、粗石斜道式、粗石斜曲面式等类型。对缓倾斜型的坡度及表面形状，与鱼道的设计相同应考虑水生生物以及河道的特性及水流情况等进行研究。

6.2.2 防冲护床

防冲护床的标准为混凝土结构。防冲护床的结构设计，应能承受主体的溢流水的冲刷作用以及来自下面的扬压力。

说 明

河床加固工程的受灾形态有，由于主体、防冲护床等下面的管涌现象造成的地面支撑力下降；水流和滚石对防冲护床的直接撞击；由于水流造成的下流部的冲刷以及堤身下部的吸出；由于扬压力造成的移动等。因此，防冲护床必须具有足够的能够防止冲刷的长度和能够承受扬压力的重量（厚度）。

对从上游流下的水流和滚石对防冲护床的直接撞击和大规模的冲刷，防冲护床应具有坚固的结构和所需的长度，同时，对下游部的冲刷除应设置具有所需长度的护床外，还需要用填充石等防止吸出。有关管涌，请参照本章 6.2.5。

防冲护床的纵断形状，应考虑水流的势头趋减和鱼类的移动，采取比下游河床挖得更深的水褥池等的措施。

6.2.3 护床

护床在结构设计上，应具有防止河床加固工程上下游的局部冲刷所必需的长度，原则上应具有挠曲性。

说 明

除考虑河流状况等认为没有必要时外，原则上，河床加固工程本体的上下游端应设置护床。

护床的施工方法，应根据河床加固工程上下游的河床坡度、落差、洪水时的流速、平时水流状况对生态的影响，河床的地质等，进行选择。

护床的结构，对由于防冲护床下游发生跳水而水流明显减弱的河段，如用钢筋连接的砌块结构或混凝土结构等，其下游的整流河段，作为尽量减弱流势的施工方法，一般采用柴排、木工沉排、改良沉排、混凝土排板等，但应考虑到尽量具有挠曲性，可从硬的结构逐渐变软的结构，可与河床良好结合。

下游侧的护床的范围，应到落差固床对水流的影响基本消失为止的范围，上游侧的护床的范围应为设计洪水位时的水深以上。

特别是在急流河段，护床多设得较长，为了使其缩短，可将以减弱流势为目的的辅助构筑物设置在防冲护床或护床上，以此强制性地产生跳水，减弱能量。强制跳水所必需的辅助构筑物有消能槛、消能墩、台坎等。为了鱼类等，采用上升台加大消能池水深的方法较好。

6.2.4 基 础

基础的结构设计，应使上部荷载能安全地传递到优质的地面上。

说 明

河床加固工程主体的基础一般为直接基础或桩基。

地面为良好的岩石、沙砾或沙土等地方，可以得到足够的承受力时采用直接基础，桩基

有制成桩和现场打桩。作为制成桩采用 RC、PC 桩时，应对水平力的弯曲抵抗和接头的强度进行研究。此外，采用钢桩时，还应研究尖端封闭效果。

如果判断将来也不会发生不同下沉时，可采用摩擦形式的桩基。

这里，桩的允许水平变位以 1cm 为标准。此外，作为判断优质地面的标准，沙土层、沙砾层 N 值约为 30 以上，粘土层 N 值约为 20 以上。基础的研究方法根据《公路桥规范》、《公路桥规范解说》等。

6.2.5 截水

河床加固工程的截水，原则上应为钢板桩结构或混凝土结构的切块，其结构设计上，应能起到减弱由于上下游水位差而可能产生的扬压力和管涌现象的作用。

说 明

截水，是为了减弱由于上下游水位差而可能产生的扬压力和管涌现象而设置的。

但如果地基坚固管涌作用不会影响本体的安全性时，也可不设截水。截水一般多使用 II 型钢板桩，但由于土质等打桩困难时，有时也使用 III 型以上的钢板桩。

设置在主体及防冲护床端部的截水，应与挡水墙及护岸的基础相连。此外，挡水墙基础的板桩，最好应与隔水板桩同样规模。截水的设置平面图如图 1-19 所示。

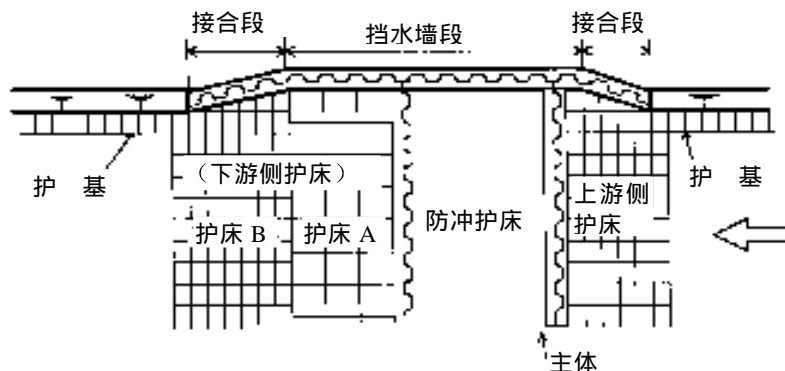


图 1-19 截水设置平面图

6.2.6 引堤挡水墙、护岸

挡水墙、护岸在结构上应能抵御流水作用，保护堤防和河岸，在设计上应考虑河流环境。

说 明

河床加固工程上的溢流水发生水跃的设置段，水流湍急，对河岸有较强的剪切力。同时，从河滩流下的水流还可能造成河岸冲刷，因此在这个河段作为河岸防护需要设置挡水墙。挡水墙的设置范围原则上为发生水跃的河段。此外，对上游侧，考虑到对由于降低回水造成的流速增加的安全性，设置范围应在主体上游方向 5m 左右。

河床加固工程的周围有大的流速产生，在有可能造成河岸及河滩的侵蚀的范围内，作为防侵蚀措施应设置护岸。特别是在河床加固工程的下游部，会有从河滩流下的水流以及从低水位河道涌上的水流，因此作为其对策需要设置河滩保护或在坡肩的同时设置护岸。护岸的

设置范围应根据水力模型实验等通过流速评估求得。设置范围的标准，河流管理设施等结构令第 35 条中规定，“与河床加固工程相接的护岸或堤防的护岸应设置在，上游侧从河床加固工程的顶部起 10m 处或护床上游端起 5m 处中更靠近上游的一处开始，下游侧到防冲护床下游端起 15m 处或护床下游端起 5m 处中更靠近下游的一处为止河段以上的河段”，但象河段 1 那样的急流河段就需要全段护岸，因此还应根据需要进行考虑。

挡水墙的结构原则上应不妨碍堤防功能的自立结构。河床加固工程主体以及防冲护床与挡水墙的接合部，如图 1-20 所示应绝缘，挡水墙的基础应设置在比防冲护床和护床的底面低 1m 左右的地方，同时护床下游的挡水墙及护岸前面应设置护基等以防止冲刷。

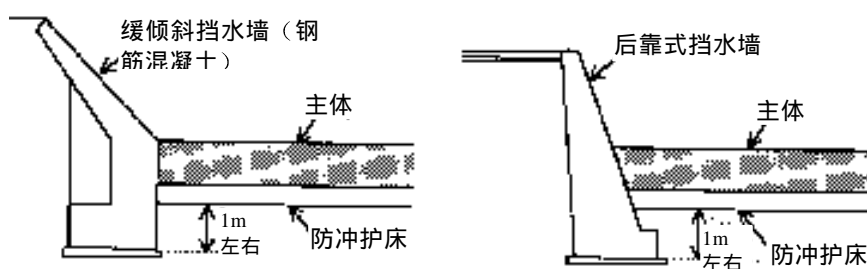


图 1-20 引堤挡水墙

挡水墙的坡面形状，考虑到周围景色等最好不要是直墙，而应想办法设计成斜面形状等。坡面设为直墙形状的情况，是为了减轻落差固床下流部的河岸侵蚀，作为加宽了的形状设置在低水河岸。这时，在挡水墙的河床加固工程正下游的河岸部，由于沿着挡水墙的水流和沿河床加固工程一直流过来的水流汇集，产生局部冲刷。对此，挡水墙与下游侧护岸的接合角度，应为不会发生剥离的角度。

护岸的结构应根据对象地点的特性确定施工方法和各要素。这时需要参考以往的调查研究成果等，屁股流速、冲刷深度等，进行稳定性研究。

6.2.7 河滩保护

河滩保护的结构设计，应能防止流水作用对河滩的冲刷。

说 明

河床受灾原因之一就是河滩的侵蚀。这是由于从河滩落入低水位河道的水流，以及相反地涌上的水流等的河床周围的局部水流所造成的。特别是在这种水流可能较强的地方，应设置护肩、河滩保护等保护河滩。

河滩保护的敷设范围，需要具有到落差固床的上下游护床位置的长度。其宽度，沙砾河流应为河滩整体，沙土河流应为 10m 左右以上。此外，在上下游护床的上下游所设置的上述 6.2.6 护岸上，应设置保护坡肩的护肩。其宽度为护岸顶部的宽度即可。

河滩有落差时应另行研究。

河滩保护以及护肩应为石笼、褥垫式石笼、连接块等具有挠曲性的结构。保护的厚度，应具有能够抵抗洪水时的推移力的厚度。此外，根据河滩的受灾状态，有时河滩保护或护肩与河滩表面的泥土结合差，在交界部会发生水流的冲刷，需要予以注意。

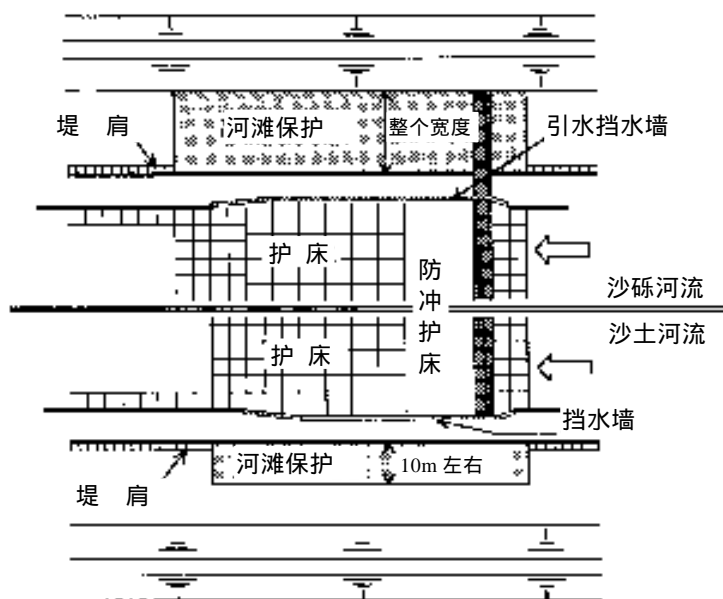


图 1-21 河滩保护敷设例

6.2.8 鱼道

鱼道的形状，应适合鱼类等的顺流而上和逆流而下，其结构上应能保证对计划高水位以下水位的作用的安全。

说 明

使鱼类易于攀高的河床结构有整个断面可用作鱼道的缓倾斜型的主体结构 and 鱼道等。在落差小的情况下，也可在落差固床的顶部开缺口，或将顶部设为 V 字形结构。由于切口的深度和宽度等，有可能在洪水时水流集中，导致河床上下游显著冲刷。认为影响可能较大时，需要用水力模型等研究对策方法。

选择鱼道的结构形式时，应根据具体的鱼道、设置位置、水流状况等进行。还应了解平时以及中小涨水时的水流状况，选择适合于鱼类回游特性的结构形式。

6.3 设计细目

6.3.1 主 体

河床加固工程主体的设计，应考虑自重、静压力、扬压力、地震惯性力、土压等，确保所需的安全性。

说 明

1. 设计外力

对静水压，平时采用上下游水位差最大的水位下的水压，地震时采用平水时河床上下游的水压。扬压力、地震时的惯性力、土压等参考本章第 7 节设定。

2. 安全系数、容许应力

对基础的安全系数以及对主体的翻倒、滑动的安全系数，根据本章第 7 节设定。

河床主体的混凝土，多为现场浇灌，由于现场施工条件差，难以确保混凝土的质量，因此一般多使用比通常要小的设计强度的 160kg/m^3 左右的混凝土。

但是,采用钢筋混凝土结构时,从粘附力和耐久性考虑,最好应采用设计强度为 $210\text{kg}/\text{m}^3$ 左右的混凝土。

3. 主体的设计

混凝土结构河床的设计,应保证对倾倒、滑动、地基支撑力具有所需的安全性。如果是无钢筋结构,即使主体和防冲护床在结构上成为一体,考虑到意外情况,应如图 1-22 (a) 所示以主体单独进行稳定计算。还应就倾倒对主体底面进行研究。

主体与防冲护床之间已进行必要配筋的钢筋混凝土结构,应视为整体结构,如图 1-22 (b) 所示对荷载进行稳定性研究。作为整体结构进行设计时,除一般的安全性考虑外,还应对接有钢筋的部分进行应力计算。

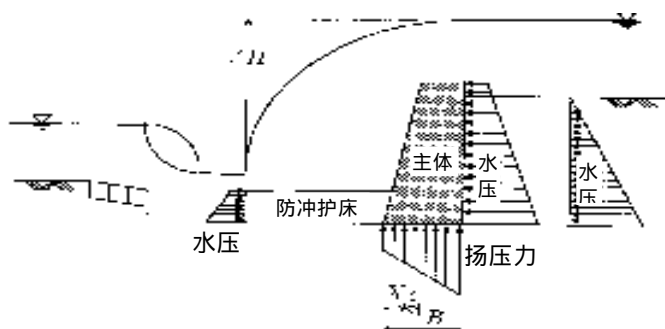


图 1-22 (a) 不视为整体结构时

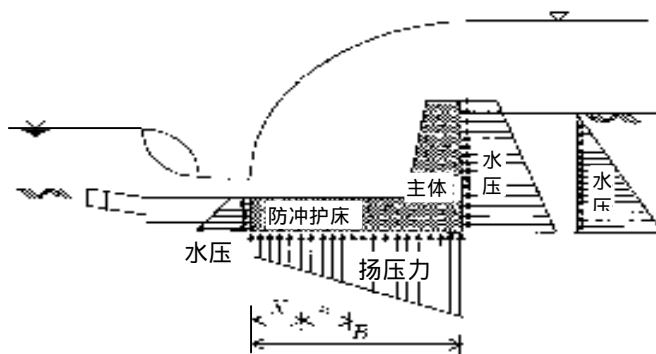


图 1-22 (b) 视为整体结构时

有关滑动和支撑力,对直接基础,应就地面与底面的摩擦阻力以及地面支撑力进行研究,对桩基等应就铅直支撑力和水平支撑力进行研究。

挠曲性结构的河床,对水流的作用必须是安全的。因此,构成河床主体的砌块和钢丝等必须具有适当的形状、重量和材质,以保证不会因水流而移动或产生太大的变形。为了防止泥沙的吸出和由扬压力造成的管涌,在向砌块结构体的下面敷设防吸出材料的同时,应使河床主体的下游测斜面坡度比排水的蠕变比 C 的倒数要更缓,以使基础的泥沙不会因扬压力而移动(参照图 1-23)。此外,对砌块的下端长,应作为渗透路径长进行评估。

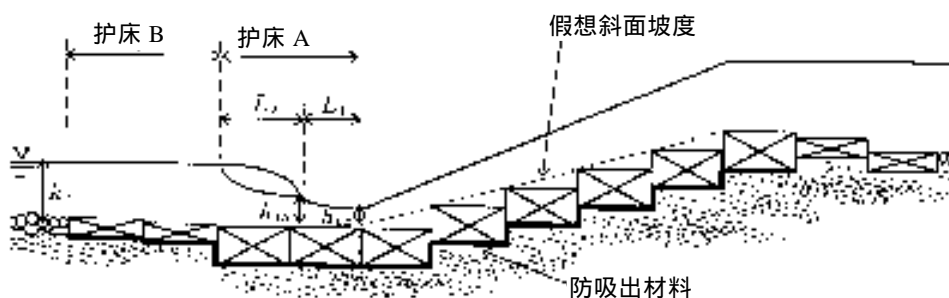


图 1-23 砌块结构的落差固床的示意图

混凝土结构的河床主体的稳定性计算方法如下。这是直接基础时的例子，分别就平时和地震时进行计算。

(1) 荷载

设计所采用的荷载包括自重、地震惯性力、土压（一般根据库仑公式计算平时、地震时的土压）、水压（平时：相应与流量规模的上下游侧的最大水位差；地震时：上下游均为平水时的水位差）和扬压力（图 1-24）。扬压力可根据防冲护床的长度和上下游水位差，用下面的公式进行计算。

$$U_{px} = (h_2 + \Delta h \frac{\sum l - l_x}{\sum l} + d)W_0 \quad (1-15)$$

- U_{px} : 任意点的扬压力
- Δh : 上下游最大水位差
- $\sum l$: 总渗透路径长 = $L_p + l_1 + l_2 + l_3 + l_4$
- l_x : 任意点的渗透路径长
- W_0 : 水的单位体积重量
- d : 护担顶高与主体底面高的差

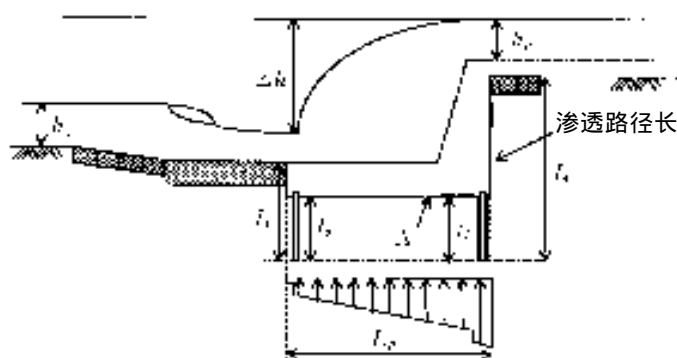


图 1-24 作用于河床加固工程的扬

(2) 对倾倒的研究

计算有关底面下游端部的平时、地震时的转矩，并计算合力的作用点求偏心距离，将对倾倒的安全系数设计为达到规定值以上[参考 1.1.3]。

(3) 对滑动的研究

直接基础时，将对滑动的安全系数设计为达到[参考 1.1.3]以上的数值。

(4) 对地面支撑力的研究

对直接基础，如[参考 1.1.1]所示，地面允许支撑力度不得小于铅直最大反作用力。

稳定性计算，采用作为重力挡土墙的稳定算法，按照框内的顺序进行。此外，对地面支撑力的研究中，应确认不会产生扬压力（水位为底面以下时）。

不把河床主体视为整体结构进行设计时，可不进行混凝土主体的应力计算。但对地面较松软的地方，或对堤后保护地影响较大的地方的河床，有时需要在表面附近以 30cm 左右的间隔布置直径为 13mm 的加固钢筋。视为整体结构时，应进行应力计算出必要的钢筋量。

6.3.2 防冲护床、护床

防冲护床在长度和结构上，应能防止主体溢流水和滚石直接冲击造成构筑物损坏，对扬压力也应该安全；护床在长度和结构上，应能防止在河床加固工程上下游的冲刷。

说 明

1. 防冲护床的长度

防冲护床的长度应为直接受到水与滚石冲击的范围。因此，长度计算可通过求主体溢流水的落下距离进行。对溢流水落下距离的计算有各种方法，也有以石田—井田公式为代表的流量公式结合自由落体现象的方法。下面给出可简单计算的 RAND（1955）的公式。

$$W/D = 4.3 (h_c/D)^{0.81} \quad (1-16)$$

公式中的，W：防冲护床长；D：落差高； h_c ：临界水深。公式适用于河床顶部发生临界水深的情况下。

河床上的溢流现象， $h_c+D < h_2$ 时是完全溢流， $h_c+D = h_2$ 的附近变为潜溢流，对防冲护床的落下冲击力减小。因此，防冲护床长度的计算，针对在低水流量到计划流量中，从完全溢流变化为潜溢流的边界条件（一般 $h_c+D = h_2$ 即可）进行。

溢流现象总是潜溢流的情况下，不一定需要防冲护床。实际中， $h_c+D = h_2$ 的附近为从完全溢流过渡到潜溢流的不完全溢流状态。因此，对防冲护床的落下冲击也比完全溢流时弱。但这里为了简化设计程序，以 $h_c+D = h_2$ 为边界，分完全溢流和潜溢流处理。

2. 护床的长度

(1) 上游侧护床

河床上游侧的护床，是为了防止发生在河床正上游的局部冲刷，保护主体以及河岸部的挡水墙而设置的，根据水力实验及已建实例，至少需要设计洪水位时的水深以上的长度。

(2) 下游侧护床

河床下游侧护床长度，可分两段求得，一是因防冲护床下游发生跃水，流势明显减弱的（护床 A）段，其二是下游的整流（护床 B）段（图 1-25）。各段的计算方法如下。

a) 护床 A

护床 A 的区间 L 可用 $L=L_1+L_2$ 表示。

L_1 ：从落下后到跳水发生的以射流流过的段；

L_2 ：水跃发生段

射流段 L_1 和水跃发生段 L_2 的计算，可通过对从低水流量到计划流量为止的流量，研究从护床固定主体落下的水流的水跃现象，用如下方法计算。

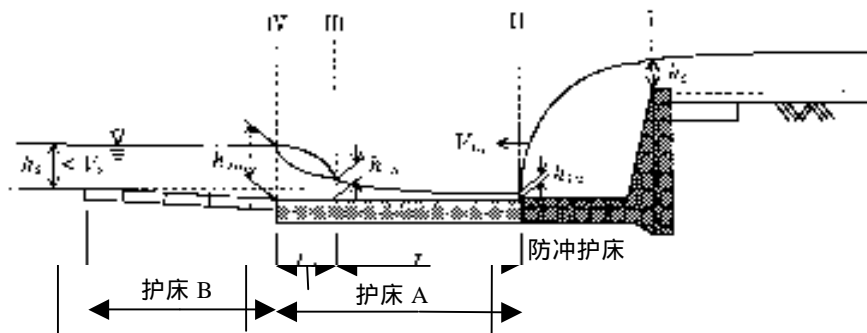


图 1-25 下游侧护床的划分

① 溢流落水深 h_{1a} 的计算

I—II 断面（参照图 1-22）间的关系，可向能量守恒公式代入 $V_{1a}=q/h_{1a}$ （ q ：单位宽度流量）作为 h_{1a} 的多项式，通过试运算，求溢流落水深 h_{1a} 。

② 水跃开始水深 h_{1b} 的计算

用河床下游部的水深 h_2 、河床下游部的流体数 F_2 求 III-IV（参照图 1-25）断面间发生的水跃的开始水深。

③ 主体正下水深 h_{1a} 与水跃开始水深 h_{1b} 的比较A. $h_{1a} = h_{1b}$ 时

$h_{1a} = h_{1b}$ 时，跳水发生于主体溢流落下正下游。因此，不会发生射流段 L_1 ，只计算水跃发生段长度 L_2 即可。跳水发生段的长度为下游水深 h_2 的 4.5~6 倍左右，因此护床 A 段长度 L 可用下式计算：

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \cdot h_2 \quad (1-17)$$

B. $h_{1a} > h_{1b}$ 时

$h_{1a} > h_{1b}$ 时，由于是淹没水跃，所以没有特意设置护床 A 段的必要。但河床上可能会有喷发流，因此护床 B 段应取得长一些。

C. $h_{1a} < h_{1b}$ 时

$h_{1a} < h_{1b}$ 时，将产生一个从防冲护床下游端开始到水跃发生为止的射流段，其位置从主体溢流落下点向下游移动，因此需要相应地加长护床 A 的长度。所以，护床 A 段长度 L 可用下式计算：

$$L = L_1 + L_2 \quad (1-18)$$

L_1 为 h_{1a} 上升到 h_{1b} 的水位之间的长度，可通过求水面形状而求得。因此所需的护床 A 段长度 L 与前面的跳水发生区间的长度公式合并，则为：

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.6 \sim 6) \cdot h_2 \quad (1-19)$$

在急流河段，有时跳水发生前的射流段过长，护床施工的总长度也随之变长。这时，通过消能槛、消能墩、坎等引起强制水跃，来缩短 L_1 段是一个有效的方法。

b) 关于护床 B

护床 B 是为了水跃结束后的整流以及与下游护床的结合而设置的。设置范围根据水力模型实验结果等，应为下游侧设计洪水位时的水深的 3~5 倍左右。

3. 防冲护床的厚度

防冲护床的厚度，应能保证对加到防冲护床上的扬压力的稳定性。但防冲护床的最小构件厚度，考虑到冲击和耐久性等，应设定在 35cm 以上。有关防冲护床厚度的计算，主体、防冲护床用钢筋结为一体时，可通过主体的稳定性研究求得。钢筋结构时，一般可用下式按加到防冲护床上的最大扬压力求得。

$$t = F_s \frac{U_{pm} - h_2 W_0}{g_c - 1} \left\{ = F_s \frac{U_{pm} - h W_0}{g_c - 9.8} \right\} \quad (1-20)$$

t: 防冲护床的必要厚度 (m);

U_{pm} : 作用于防冲护床的最大扬压力的值 (t/m^2) { kN/m^3 };

γ_c : 混凝土的单位体积重量 (2.35~2.45 t/m^2) {2.305~24.03 kN/m^3 };

F_s : 安全系数 (F_s 一般采用 4/3)。

4. 护床砌块重量

护床砌块的重量，应采用各段内作用于砌块的附近流速，从力学稳定性等出发进行设定 (参照护岸的护基等)。以下介绍有关流速方法的例子

(1) 上游侧护床

① 护床 A

护床 A 是水流湍急且流速高的地方。因此护床的 A 段一般是用钢筋连结砌块，使砌块以整体的形式对抗外力。A 段的附近流量可分两段进行研究 (参照图 1-26)。

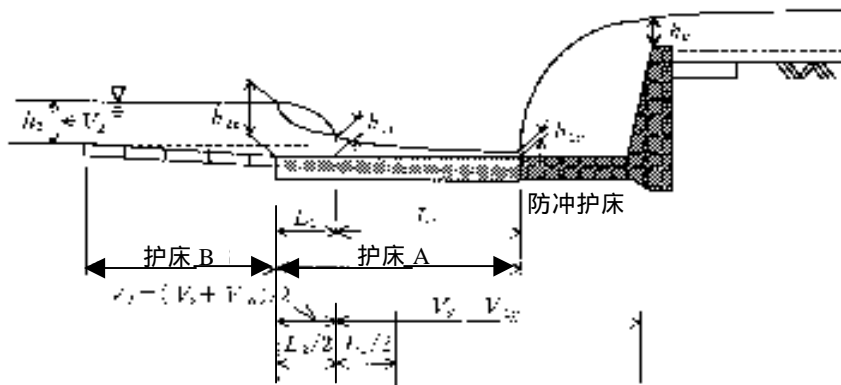


图 1-26 下游侧护床长度的分段

A. 主体正下游~水跃发生段的前半段 $L_2/2$

水流从主体正下游到水跃发生为止的 L_1 段，以很高的流速流过水跃发生段的前半段 $L_2/2$ ，因此，令设计流速 $V_d =$ 主体正下游流速 V_{1a} 。

B. 水跃发生段后半段

在水跃发生段的后半部分，流速比上述前半段要缓，但速度减缓的程度还无法确定。可大致估算为主体正下游和护床下游流速的平均值左右。

$$\text{设计流速 } (V_d) = \{ \text{主体正下游流速 } (V_{1a}) + \text{下游流速 } (V_2) \} \times 1/2$$

② 护床 B

采用护床 B 下游的水跃后的水位处的平均流速 ($V_d = V_2$)

6.3.3 截水

隔水的埋入长度应保证能缓解管涌作用。

说 明

截水的埋入长度，除下式（瑞因公式）外，还应根据过去的实例等综合研究确定。（蠕变比 C 参照表 1-5）

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

此外，隔水的埋入长度，应考虑河床基础部的河床材料，确保必要的渗透路径长度。

隔水的埋入长度，按铅直方向的渗透路径计算，但加两列隔水时，考虑到实际的流线，则一般以隔水间隔 1/2 以内的长度为宜。若长度设 1/2 以上，则多进行延长防冲护床长度等处理。此外，隔水多用钢板桩，从施工性、可靠性等方面考虑，其长度至少应在 2m 左右。

第 7 节 闸坝

7.1 拦河坝的设计

闸坝在结构设计上，应保证对设计洪水位（高潮河段则为设计高潮位）以下水位的水流作用的安全性。并且，闸坝应不会妨碍设计高水位以下水位的洪水的泄流，不会对附近河岸以及河流管理设施的结构及功能有明显的影响，同时其结构设计应适当考虑到防止与拦河坝相连的河床、河滩等的冲刷，并综合考虑操作性、景色的协调以及经济性等。

说 明

闸坝是为了取水、分洪、防潮等目的，横断河道而设置的构筑物，从结构上又可分为固定坝、可动坝或两者的组合坝。

取水坝是为了确保取水所需的水位而建造的闸坝。

分洪坝是为了按计划控制河水的分流而建造的闸坝。

防潮坝是设置在河口附近，为了防止盐水倒灌，防治盐害而设置的闸坝。

此外，还有调节河流水位和流量（流出）的坝及综合多功能闸坝。

根据需要，闸坝上还设置排沙道、船道（船闸等）、鱼道等设施。

河口坝多为具有取水及防潮功能的多功能闸坝，无论哪种情况都需要研究防止闸坝蓄水向堤内渗漏的方法。

带有提升式闸门的活动坝的各部分名称如图 1-27 所示。

除分流坝等特殊情况下不采用滚水坝。

滚水坝的各部分名称如图 1-27 所示。

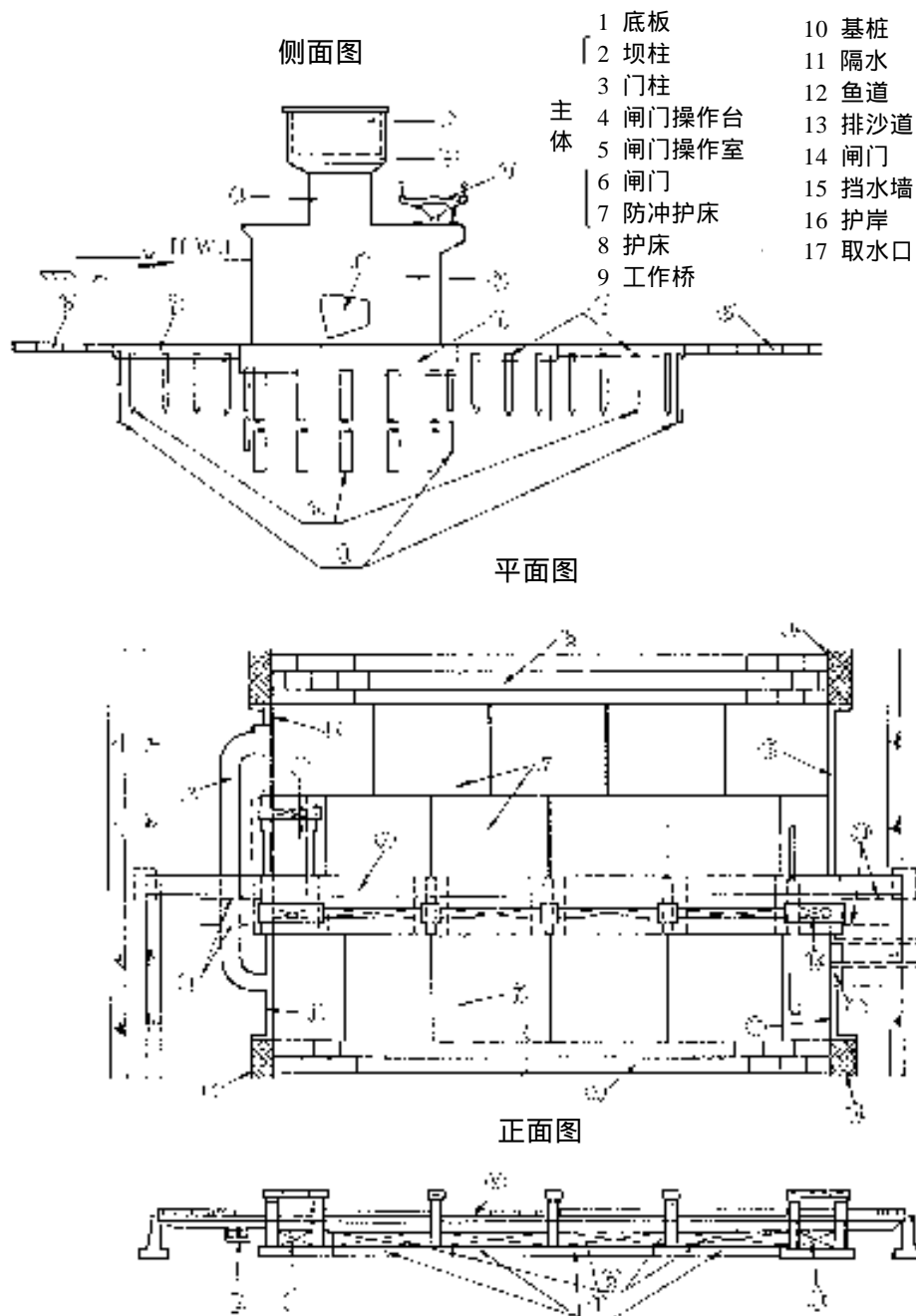


图 1-27 带有提升式闸门的活动坝的各部分名称

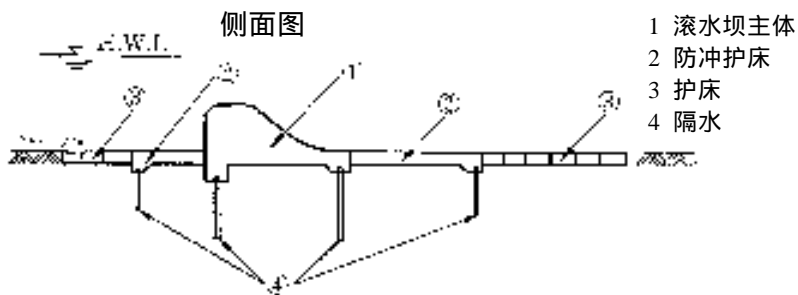


图 1-28 滚水坝的各部分名称

7.2 结构细节设计

7.2.1 主体

7.2.1.1 活动坝

7.2.1.1.1 主体结构

活动坝主体的主要构筑物中，底板、坝柱、门柱、闸门操作台，原则上应为钢筋混凝土结构，闸门原则上应为钢结构。

说 明

采用提升式闸门的活动坝的主体结构，除主要构筑物外，还包括闸门操作室、门挡、开关装置等。

采用提升式闸门的活动坝主体的形状，原则上应选择如图 1-29 所示中的一种。

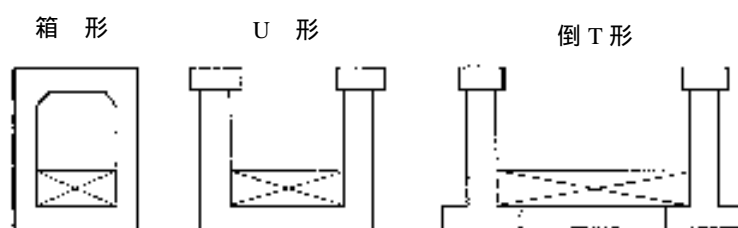


图 1-29 活动坝主体的形式

形状采用提升式闸门活动坝主体时，小跨度的多为箱形，大跨度的多为倒 T 形，中间多为 U 形，选择形状时，应考虑地基状况、工程费用、施工性（与临时围堰的关联）等。此外采用多个连接时，还需考虑由于地面不良引起的不均匀下沉和伸缩引起的接缝等。

提升式闸门原则上应为钢结构，但特殊情况下也使用铝制闸门等。

7.2.1.1.2 底板

活动坝底板的结构设计，应能支撑上部荷载，确保闸门的水密性，起到坝柱间护床的作用。

说 明

主体的形式为倒 T 形那样底板是分离的情形（参照图 1-30），有支撑坝柱的荷载的坝柱底板，和主要支撑闸门荷载的中间底板。中间底板的基础在结构上应对闸门荷载不会产生不均匀下沉，中间底板应能确保与闸门之间的水密性。此外中间底板还应对坝柱间的水平力兼具支撑材料的作用。用分期围堰等将坝柱兼用作临时围堰时，坝柱及坝柱底板应单独稳定。

底部门挡面，应与底板在同一平面内。



图 1-30 主体形状为倒 T 形时的底板

7.2.1.1.3 坝柱

闸坝坝柱的结构设计，应能将上部荷载以及蓄水时的水压安全地传递到底板。此外，起伏式闸门的坝柱顶高的数值，应为立起时闸门的顶高加上闸门的操作、门挡的安装等必要的高度后的数值。

说 明

提升式闸门的中央坝柱的断面形状，上下游端多为半圆形，以减小对水流的阻力，确保对水流的安全性（参照图 1-31）。

坝柱的宽度和长度，应根据管理桥的幅宽、闸门挡的尺寸、开关装置的尺寸和力学稳定性计算等确定。

门挡的提升机，应考虑使门挡材料安装时留有余地。

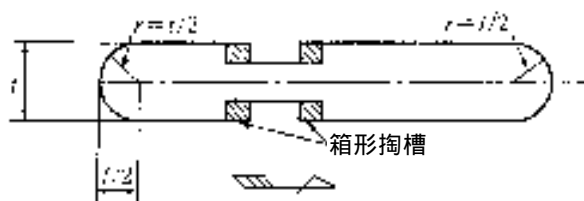


图 1-31 坝柱形状

7.2.1.1.4 门柱

采用提升式闸门的闸坝的门柱，在结构设计上应保证能使上部荷载安全地传递到坝柱。

采用提升式闸门的拦河坝的门柱顶高，应为闸门全开时的闸门下端高加上闸门高以及闸门管理所必需的高度后的数值。

说 明

门柱的断面，应考虑门挡、闸门的操作用阶梯等的设置，在充分研究的基础上进行确定。闸门管理所必需的高度，除提升超高外还包括滑轮等附属品的高度，为到闸门操作台下面的高度，应考虑闸门的规模、开关装置的结构、开关速度等决定。原则上，提升超高应为 1m 以上（参照图 1-32）。

门柱门挡，应可拆卸，以便于闸门检查和维修。

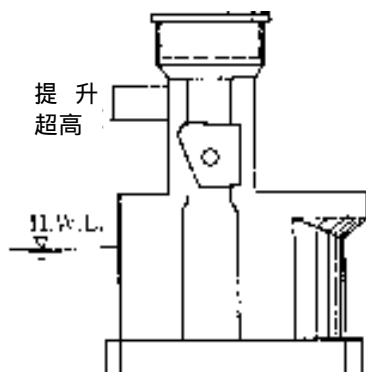


图 1-32 门柱

7.2.1.1.5 闸门操作台以及操作室

采用提升式闸门的拦河坝的门柱上部，应设置安放闸门操作开关机、控制柜等设备用的操作台。

此外，闸门操作台原则上应设置操作室。

说 明

操作台上是否设操作室，需要从开关机、操作装置的维护的角度考虑，但拦河坝的闸门操作，必须在各种气象条件下都经常保持能够确切操作的状态，因此原则上应设置操作室。

操作室必须具有安放上述设备的足够的空间，同时，还需要采取便于维修时设备搬进搬出的措施（如设置链式滑车用梁、适合设备大小的门等）。

7.2.1.1.6 闸门

7.2.1.1.6.1 闸门的结构

活动坝的闸门结构设计，应保证具有足够的水密性，并且不会对高水位时的水流产生显著影响。

此外，起伏式闸门伏下时上端的高度，应为可动坝基础部（包括底板）高度以下的数值。

说 明

活动坝的闸门有提升式闸门和起伏式闸门（不包括用中间轴的，下同）。

提升式闸门有允许溢流型和不允许溢流型，应研究河流的特性、拦河坝的功能、维护等，进行选择。对不允许溢流型的提升式闸门，最好还应研究万一发生溢流的情形。

设置在重要河流等处的可动坝原则上应为提升式闸门，其他中小河流等处，在研究河流特性的基础上，根据需要有时采用起伏式闸门。

起伏式闸门利用油压汽缸操作，但有时由于泥沙淤积而无法保证正常开关，考虑到这一点，重要河流原则上采用提升式闸门。



图 1-33 胶布制起伏闸门

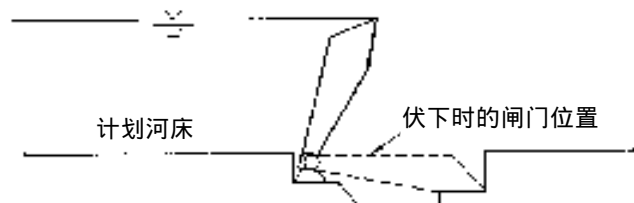


图 1-34 起伏闸门

此外，作为起伏式闸门，有时还使用橡胶拉布制起伏闸门（参照图 1-33）。

起伏式闸门伏下时的高度，不应超出设计河床的范围（参照图 1-34）。

有时为给闸门涂漆，要临时提升闸门，此时若需维持拦河坝功能，应设置备用闸门。

对本标准中没有明确说明的部分，可参考《水库、闸坝设施技术标准（案）》、《胶布制起伏坝技术标准（第二稿）》。

7.2.1.1.6.2 闸顶高

闸门顶部高度，应根据相应于闸坝功能的水位确定。

说 明

起伏式闸门（除以止潮为目的设置的闸坝闸门外）立起时顶部的高度，应为计划横断面的低水位河道河床高和设计洪水位之间的高度。但为了确保防洪安全而采取必要措施的情况下，闸门立起时顶部的高度，可为堤内地面高或设计高水位中，较低一方的高度以下。

此外，起伏式闸门立起时顶部的高度，除使用橡胶拉布时外，应为计划河床起 3m 以下。

7.2.1.1.6.3 全开时时的闸门下部高度

提升式闸门的提升完毕时的闸门底部高度，应为设计洪水位加上根据河流管理设施等结构令第 20 条的高度后的数值，在高潮河段应不低于计划高潮位，在其他河段应不低于河段两岸堤防（计划横断面形状已确定的情况下，计划堤防高度低于目前堤防的高度，且认为不会对防洪有所妨碍时，或设计堤防高度高于目前堤防的高度时，为设计堤防）的外坡肩连线的高度。

7.2.1.1.6.4 操作方式

闸门的启闭装置，原则上应为电机驱动，并备有备用动力装置。

闸门的操作，应根据其规模，采用机旁操作或远程操作。如果采用远程操作，应同时也可进行机旁操作。

说 明

开关装置原则上使用电机，是因为其只需较小的操作室即可，且动力转换比内燃机要容易，电源可使用常用（电力电源）和自行发电两种，遇暴风雨常用电源停电时，作为备用电力可使用自行发电。

但起伏式闸门或小型提升式闸门，可使用内燃机或手动油压汽缸。

起伏式闸门一般不设备用动力。

此外，应根据需要准备手动装置。机旁操作用于远程操作发生异常时，应能确实保证操作。从安全管理角度出发，机旁操作过程中，远程操作方式应无法工作。提升式闸门的开关速度，根据其使用目的而不同，原则上以 0.3m/min 为标准。

7.2.1.2 固定坝主体结构及其高度

滚水坝的主体，以混凝土结构为标准。滚水坝的坝顶高度，应按照河流管理设施等结构令第 37 条确定。

说 明

滚水坝的主体一般以混凝土结构为标准，在河床变化明显的地方，从河流管理考虑，有

时也可采用框架结构、混凝土砌块结构等具有挠曲性的结构。

混凝土结构的固定坝主体的横断面，其上游侧坡面应铅直或为近似于此的坡度，下游侧坡面应为缓坡度，坝顶为有一定宽度的梯形断面，且应满足力学上的稳定条件，在水力学上有利的断面。

7.2.2 防冲护床

防冲护床原则上应为钢筋混凝土结构，防冲护床与底板间的接缝，应为水密性且能防止不均匀下沉的结构。

说 明

由于拦河坝的溢流，或闸门部分开启引起的强水流，拦河坝的正下游将受到最大的冲刷作用。因此，防冲护床（参照图 1-35）是保护拦河坝主体的最重要的构筑物，原则上应采用钢筋混凝土结构。防冲护床和包括护床在内的长度，应根据需要，参考对水力计算、水力模型实验、河床材料、河道形状（单、多断面）、河床坡度、拦河坝总宽、对扬压力的稳定条件、隔水墙形状等的研究结果及以往实例进行综合判断后决定。防冲护床的施工范围，虽无法如上述那样一概而论，但可举出相对拦河坝总宽的防冲护床及护床长度的实例，如表 1-10 所示。

此外，除主体的防冲护床外，鱼道、排沙道、闸门等也应考虑其水力特点分别设置各自的护床。

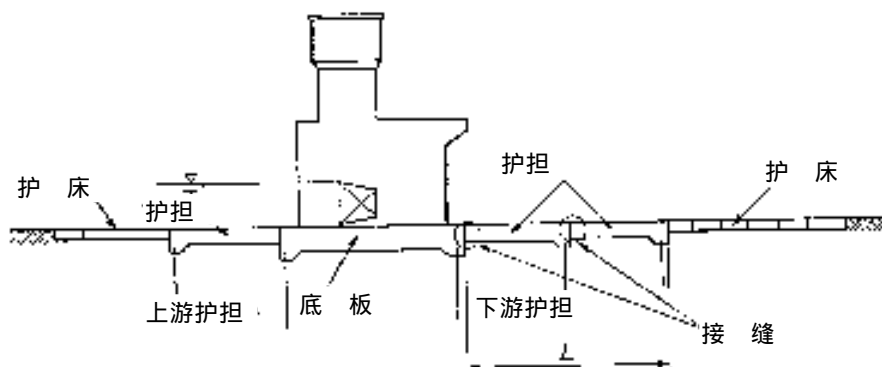


图 1-35 防冲护床

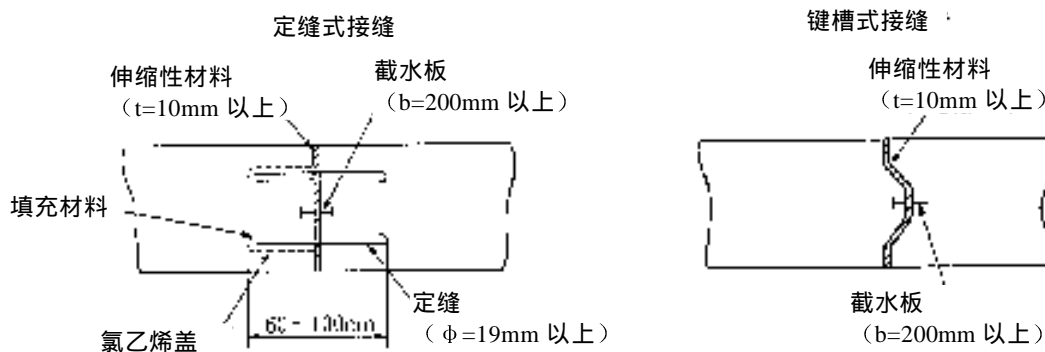


图 1-36 防冲护床的接缝

防冲护床与底板间的接缝，在结构设计上应为水密性，且可防止不均匀下沉（参照图 1-36）。因此截水板多采用具有可挠性材料（如氯乙烯板等），伸缩性材料多采用有弹性的材料（如泡沫树脂类等）。

接缝的结构一般采用定缝方式（滑动棒方式）或键槽方式。定缝方式施工复杂，但抗震性能和形变性能优异，最好采用插筋方式。

7.2.3 挡水

挡水原则上应为混凝土结构的切块或为钢板桩结构，其结构设计上应能减少由于上下游水位差造成的渗透水的水力梯度，防止泥沙流动及吸出。

说 明

挡水如图 1-37 所示，设置在底板、防冲护床下部、与拦河坝堤防等的结合部以及拦河坝上下游挡水墙的底板下部等处，对大型拦河坝，挡水还具有加长渗透路径、减少扬压力、减少底板或防冲护床厚度的作用，因此挡水的长度需要综合研究这些效果决定。挡水原则上不分担结构计算上的荷载。挡水一般多使用 II 型钢板，因土质坚硬难以打入时也采用 III 型钢板。

对挡水需要研究沿拦河坝挡水墙的渗透。

挡水的施工应对底板、防冲护床以及与拦河坝的结合部分全部连续进行。

此外，松软地面上的挡水板桩，其结构设计原则上应不脱离于主体以及防冲护床。

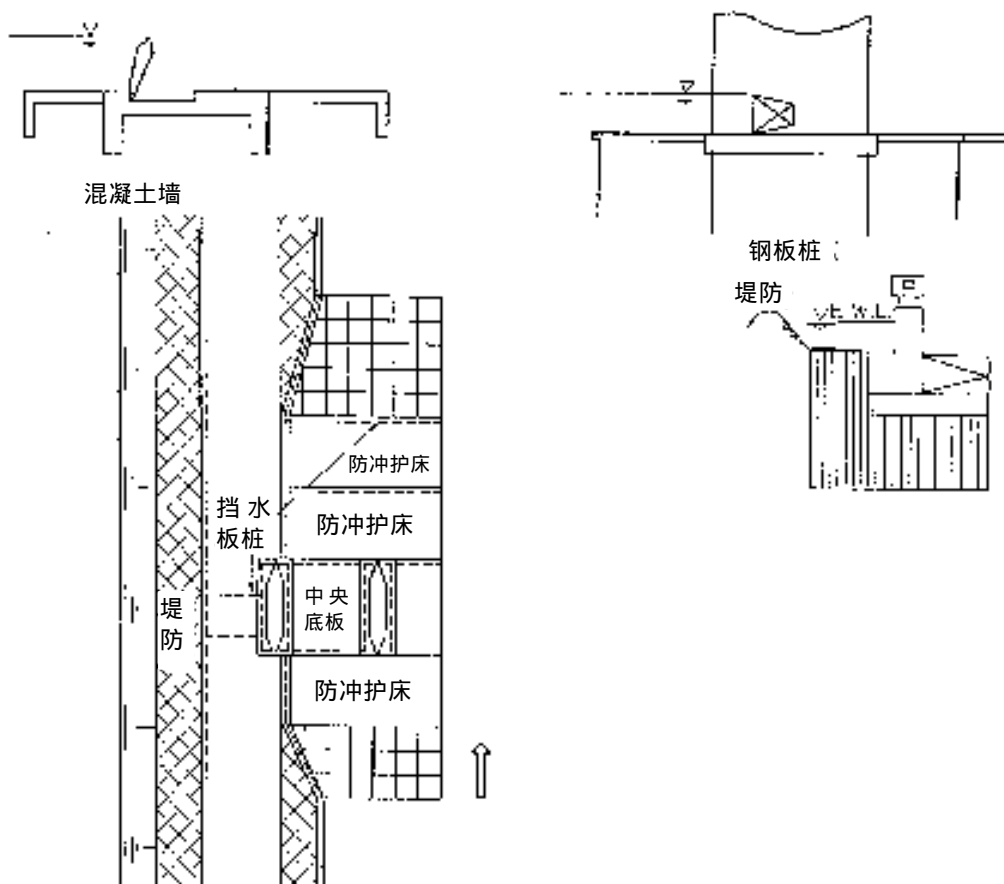


图 1-37 挡水

表 1-10 活动坝的护担

闸坝名称 (河流名称)	A 坝宽 (m)	防冲护床(m)		护床长度 (m)		D (B+C)/A	E C/B
		上游侧 下游侧	B 合计	上游侧 下游侧	C 合计		
名寄干渠首(塔尤洛玛河)	16.0	7.0 10.0	17.0	15.0 20.0	40.0	3.65	2.35
北上大闸坝(北上川)	346.3	10.0 50.0	60.0	60.0 40.0	100.0	0.46	1.67
阿武隈大闸坝(阿武隈川)	470	15 35	50	38 82	120	0.36	2.40
利根大闸坝(利根川)	691.7	13 34	47	20 60	80	0.18	1.69
利根川河口坝(利根川)	843.0	22.6 50.9	73.5	60.0 150.0	210.0	0.34	2.86
丰田(小贝川)	275.0	20.0 27.0	47.0	20.0 70.0	90.0	0.50	1.91
子矢部川大闸坝(子矢部川)	99	10 20	30	35 70	105	1.36	3.50
丰川泄洪道分流闸坝(丰川)	95	10 30	40	30 180	210	2.63	5.25
淀川大坝(淀川)	330	18.0 40.0	58.0	34.0 85.0	119.0	0.54	2.05
春日川井坝(纪之川、春日川)	10.8	2.0 8.5	10.5	4.0 30.0	34.0	4.12	3.24
高濂闸坝(太田川)	332.0	20.0 44.0	64.0	20.0 60.0	80.0	0.43	1.25
大桩坝(袋川)	30.2	- 5.0	5.0	22.0 43.5	65.5	2.33	13.1
土器川防潮闸坝(土器川)	80.0	10.0 20.0	30.0	20.0 40.0	60.0	1.12	2.00
远贺川河口坝(远贺川)	339.0	20 30	50	40 120	160	0.53	3.20
六角川河口坝(六角川)	225	15 25	40	8 30	38	0.35	0.95

及护床的长度

闸门形式 提升式 起伏式	设计洪水位 时流速 (m/s)	计划高水 流量 (m ³ /s)	河床坡度 (单/多断面)	河床土质分类及河 床材料平均粒径 (mm)	护床的种类及其 他	完成 日期
起伏式	2.16	100	1/583 (多断面)	沙砾土 11.2	异形混凝土砌块	77.2
提升式	2.8	8700	1/10000 (多断面)	沙土、粘土 0.05	十字砌块	78.3
提升式(10 座中 3 座带吊门)	2.13	9200	1/2040 (多断面)	沙 0.7	混凝土砌块, 上 下游端 6m 毛石	82.3
提升式	3.69(低水可道) 1.71(河滩)	14000	1/2790 (多断面)	沙 0.22	十字砌块及粗枝 沉排	68.3
提升式	1.40	5500 (将来8000)	1/36000 (多断面)	沙 0.13	混凝土砌块及粗 枝沉排	71.3
提升式(部分带 起伏闸门)	0.80	(将来1300)	1/3400 (多断面)	沙 0.3	混凝土砌块及粗 枝沉排	77.3
提升式(3 座中 2 座带吊门)	2.3	1300 (将来1800)	1/435 (多断面)	沙砾 31.5	十字砌块及被石 筐	83.3
提升式	2.5~3.5	1800	1/1328 (多断面)	淤泥 0.7	十字砌块	65.3
提升式	3.3	12000	1/4000 (多断面)	细沙 0.24	十字砌块及毛石	82.6
胶布起伏式	3.85	250	1/300 (多断面)	沙 7	混凝土砌块	76.3
提升式	4.1	7500	1/850 (多断面)	沙砾 13	混凝土砌块	75.10
橡胶拉布起伏式	3.1	550	1/390 (多断面)	沙 0.5	混凝土砌块	80.12
起伏式	3.18	1350	1/393 (多断面)	沙砾 11.0	异形混凝土砌块	79.3
提升式	1.8	5700	Level (多断面)	沙 0.4	混凝土砌块	80.3
提升式	1.39	2000	Level (多断面)	粘土 0.004	柴排	77.3

7.2.4 基础

闸坝基础的结构设计应保证不会因上部荷载而引起不均匀下沉,安全地将荷载传递到良好的地面上。

说 明

基础的种类有直接基础、桩基、沉箱基础。

地面为良好的岩石、沙砾或沙土等地方,具有足够的承受力,不会产生压实下沉时采用直接基础。

桩基有制成桩和现场打桩。

制成桩采用 RC、PC 桩等时,应对水平力引起的弯曲和接缝的强度进行研究。

采用钢桩时,则应研究先端封闭效果。

此外,采用桩基时,为了不引起不均匀下沉,应打到良好的地层为止。但这时计算支撑力之后,考虑摩擦力即可。

沉箱基础有开放方式和充气方式。

选择基础种类应考虑工期、作业场地面积大小、环境方面的限制和施工机械保有量等。

允许水平变位的标准为 1cm。

所谓良好的地面,其大致标准为沙土层、沙砾层的 N 值约为 30 以上,粘土层的 N 值约为 20 以上(根据《公路桥规范》《公路桥规范解说》)。

根据闸坝所处的地质条件,地震时地基有可能出现液化,应根据需要采取液化对策。

此外,桩基和沉箱基础,应对相当于按关东大地震及 1995 年兵库县南部地震的震级假定的设计水平地震系数的惯性力,不超出限定的损伤。

有关地震时的水平地震系数等,以《道路桥规范》为准。

7.2.5 护床

护床的结构设计,原则上应保证具有挠曲性。

说 明

拦河坝的主体以及与其相连的防冲护床的上下游原则上应设置护床。

护床应具有减弱流速、调整流水的作用,且具有保护主体及防冲护床的功能。一般使用的种类有混凝土砌块护床、抛石护床、柴排和改良沉排等。

选择护床的种类时,应在研究如下几点的基础上决定。

1. 刚性

随着离开闸坝主体,应从刚性的变化到柔性的。

例如 { 混凝土砌块和柴排
混凝土砌块和抛石床

2. 糙率

从小到大变化。

3. 稳定性

与混凝土底板连接的部分大多流速较大,因此需要考虑单体的稳定性以及防止河床材料的吸出等。

对设置在河口处的拦河坝，还特别要考虑对波浪的安全性。

4. 施工性
5. 适应河床变化
6. 腐蚀

木工沉排、柴排等，经常处于水下时耐久性较好，其他情况下则有腐蚀的问题，需要注意。

7. 吸出

河口处受到波浪影响的情况，应了解其特性，可研究加用沥青垫等。

7.2.6 护岸

护岸的结构设计应能抵御水流的作用，保护堤防或河岸。

说 明

与闸坝相连的河岸或堤防的护岸施工范围，在计划篇第 10 章中介绍。

此外，上游侧蓄水范围内都应设置护岸。

有关多断面河流的施工范围，应参考本章 6.2.6 确定。

除橡胶拉布闸门等特殊情况下，闸坝应设置挡水墙。

闸坝上下游挡水墙的施工范围取决于闸坝主体结构、堤防坡线的形状、护岸的形式、鱼道、排沙道、有无闸门及其位置等，但一般最低应包括到防冲护床（参照图 1-38）。河积应渐宽或渐窄，结合部在水力上不应负担过重。

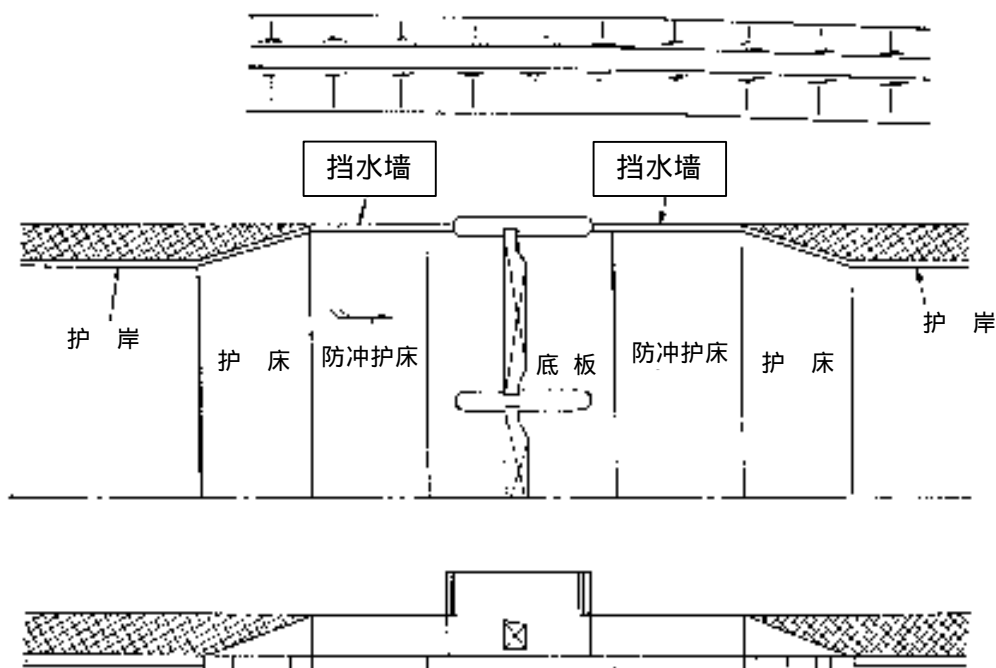


图 1-38 挡水墙

7.2.7 河滩保护

河滩保护的结构设计应能防止水流作用对河滩的冲刷。

说 明

一般水流流过河滩时，由于拦河坝附近水流的紊乱，护岸肩部以及河滩内设置的构筑物

的部分（例如遇到）特别容易被冲刷。因此，对河滩内的构筑物以及护岸肩部，应用混凝土砌块或混凝土底板等保护。此时，应注意不要有糙率的急剧变化。

河滩保护的施工范围与护岸的施工范围相同。

7.2.8 其他构筑物

7.2.8.1 工作桥

原则上闸坝应设管理桥。但起伏式闸门或认为不必要的场合可不受此限。

工作桥的宽度，应考虑拦河坝维护上所需宽度、堤防的管理用小路宽度等决定。

说 明

管理桥设计主要是宽度和设计荷载，但为了确定其数值，需要研究如下事项：

1. 管理桥是作为一般道路桥或堤防管理用小路使用，还是兼用。
2. 组装闸门时是否利用工作桥。
3. 维护方面可能有怎样的情形。

最近闸门不断大型化，一部闸门的重量不断增加。因此，尽管组装时增加分割数搬运，每块的重量也很大，仅为了组装而决定管理桥的宽度和设计荷载是不经济的。此外，大多数闸坝是在非洪水期施工，设置管理桥后再组装闸门工期上也很难实现。因此，作为决定管理桥的宽度和设计荷载的要素，除作为道路桥使用的情形外，一般只要能处理闸坝完工后的维护方面可能发生的事情就可以了。

闸坝完工后可能发生的事情有：

1. 通常进行检查的人和车辆的通行；
2. 若干混凝土修补施工；
3. 更换闸门、开关设备、控制柜等部件（闸门本身的更换另行考虑）。

一般来说，这里面 3. 是主要因素。即工作桥只要满足将需更换的闸门、开关设备和控制柜等部件拆卸成最小单位后重量最重者能够搬运的条件就可以了。

此外，利用管理桥安装或拆卸备用闸门的情形，也需要予以考虑。

更换部件中较重的一般有滚轮、滚筒等，一般多以可搬运这些部件的卡车、吊车（使用液压支腿时）为对象，确定宽度及设计荷载。

此外，还需设置从已有道路通向拦河坝管理桥的连接道路。

连接道路应从已有的堤顶道路、管理用通路或公用道路开始连接，连接道路的宽度和结构，应考虑工作桥的规模决定。

7.2.8.2 鱼道、排沙口、船闸

闸坝上设置鱼道、排沙道或船闸时，原则上应设置在河流的计划横断形状的过水断面以及目前的过水断面之外。

说 明

排沙口的规模和设置位置，应能防止非洪水时闸坝上游的泥沙淤积，并向拦河坝下游输送泥沙。船闸的规模和设置位置应考虑通过的船只种类决定。由于特殊原因，要在河流的计

划横断形状的过水断面内或目前的过水断面内设置鱼道、排沙口或船闸时，应参照河流管理设施等结构令以及结构令的施工条例，和有关施工的河流局长通知以及有关运用的水政科长、治水科长通知（1977年2月1日，建设省河政发第5号、河治发第6号）执行。

排沙口、船闸的跨度，如与可动坝的活动部的一部分兼用时，应根据上述通知决定，其他情况下，应根据所需功能研究决定必要的数值。

船闸应设置具有所需长度的导流壁，以不妨碍船舶航行。

船闸的闸室应根据需要设置如下设备：

1. 充水排水设备（闸渠）

充水排水设备的规模，应能保证在短时间内消除水位差，同时不给通行船只造成超过允许限度的摇摆。

2. 栓船设备

闸室、连接墙、连接护岸等应设置栓船设备，以使通行船只得以安全停船和操作。

3. 保安设备

应分别根据需要设置照明设备、水位计、CCTV、标识、信号灯、广播设备、防护栏等保安设备。

此外，船闸开关所需时间，应综合判断对通行船只通过时间的影响、开关装置的机理与大小、经济性等决定。

船闸开关的各行程所需时间，以 2~5 分钟以内为标准。

7.2.8.3 鱼道的规模和形式

鱼道的规模和形式应考虑对象鱼种及其习性、可利用的流量、鱼道上下游的水位变化等决定。

说 明

鱼类为了不被水流冲到下游，一般有头冲着流水的方向逆流而游的习性（逆流性），但其游水形态和游水速度当然因鱼的种类而异，即使同一种鱼类根据成长情况也不相同。确定鱼道的规模和形式时，需要充分考虑这些对象鱼种的习性以及通过鱼道时的生长阶段。

鱼道有阶梯式、纵缝式等泳池方式；粗石水路、旦尼尔式等水路方式；以及鱼闸方式等形式。形式不同鱼道内的流速分布和对水位变化的追随性等也有很大不同，进行选择时，需要在充分了解如下特点之后进行研究。

1. 泳池方式

(1) 阶梯式

如果上游侧水位发生变化，则鱼道内的流速和流量也有很大变化。因此，水位变化大时，应使用升降式闸门等保持隔墙上一定的溢流水深，使其具有对鱼道出口处等的水位变化的适应功能。此外，隔墙上端的形状应设计为圆形，且注意不要让溢流水离开隔墙的同时，还要注意不能让弯曲部发生波动。减少水位变化的影响，防止波动发生的形式之一有冰水避留方式。阶梯式是在日本采用最多的鱼道形式，在水力学上也有不少有利之处，所以应将其包括在鱼道形式研究对象之中。

(2) 纵缝式

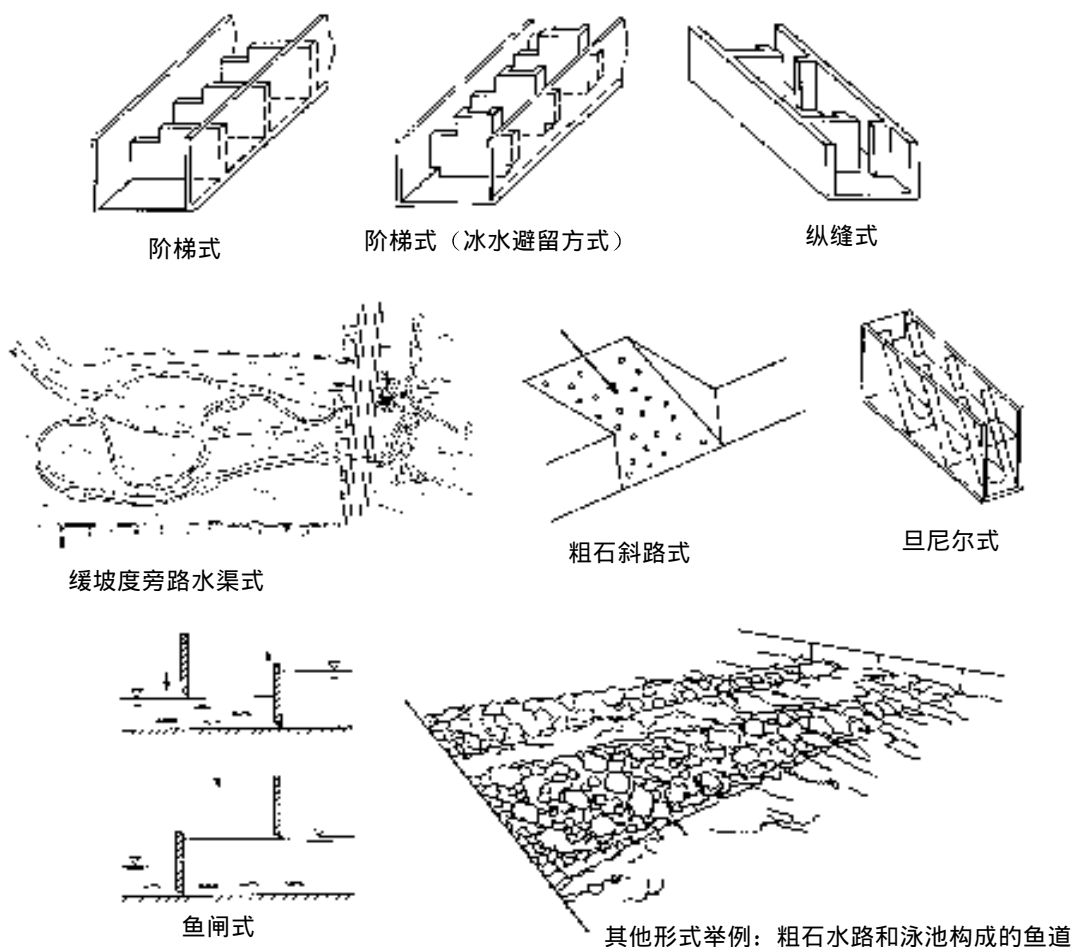


图 1-39 代表性鱼道的形式

根据水深流量发生变化，但流速主要决定于泳池间的水位差，水位变动的影晌小。

2. 水渠方式

(1) 缓坡度旁路水路式

上游侧的水位变化将引起流量、流速的很大变化。而且需要相当缓的坡度，形成浅而长的水路时，需要考虑鸟类对策。

(2) 粗石斜路式

粗石的阻力大多不甚明了，难以估计流量和流速，对粗石的大小和布置应进行充分的水力学研究。通过使斜路向横断方向倾斜，确保多种水深和流速，减轻水位变动的影晌，可满足包括河底鱼在内的多种鱼类的要求。

(3) 旦尼尔式

即使是比较陡的坡度，也可对一定程度的水位（流量）变化确保低流速区域，但阻流板间将形成明显的旋涡，水流状况较为复杂。

3. 船闸方式

日常需要进行鱼闸的操作。一次操作可使包括河底鱼以及游水能力小的鱼在内的许多鱼逆流而上。

对鱼道的入口标高，应研究下游水位变化范围以及将来的河床降低而确定。此外，还应

考虑不使鱼道内产生泥沙淤积。

为了将鱼诱导至鱼道入口处，应根据需要设置引导水渠。引导水的水流，应能形成从鱼道入口附近向外扩散的鱼所偏好的水流，以避免让鱼滞留的循环流等的发生，避免鱼游向其他路径或难以进入鱼道入口。此外，拦河坝主体的泄流水流量大时，应考虑其引导水效果。

7.2.8.4 附属设备

闸坝应设置维护用以及发生洪水时进行操作所必需的附属设备。

说 明

闸坝应根据需要设置如下附属设备：

1. 管理站

鱼闸的操作最好在管理站进行集中控制。管理站应根据需要设置办公室、动力设备室、操作室、值班室等。

2. 报警设备

可动坝闸门的开启对上下游造成明显影响时，应在必要的范围内设置报警设备。

3. 水位观测设备

水位观测设备应设在拦河坝的上下游，有船闸时也应设在船闸室。并且必要时应在管理站的操作室内显示水位。

4. 照明设备

管理桥应设置闸门兼用的照明设备。特别是在使用 ITV 时，应采用相应的照明设备。

5. 管理用阶梯

拦河坝左右岸的河堤外坡面，应设置管理用阶梯，阶梯的宽度应为 1m 以上。

6. 闸门操作用阶梯

阶梯的结构设计，应考虑到安全性（对使用人的安全性）、拦河坝设置位置的气象条件（盐害等）、与门柱及操作室的协调（景致）等。

7. 其他

为了防止事故的发生，应根据需要在挡水墙设置防护栏、舷梯等。

7.3 设计细节

7.3.1 设计荷载

闸坝的设计中采用的荷载主要是自重、静水压、泥压、扬压力、地震惯性力、地震时的动态水压、温度荷载、波压、剩余水压、土压、风荷载、雪荷载以及汽车荷载等。

说 明

闸坝设计中采用的荷载，应考虑拦河坝的规模、闸门和坝柱、门柱的形式、闸坝的位置等，根据本节中提到的主要荷载设定设计荷载，研究拦河坝的稳定性，但根据需要也应研究其他荷载（如冰压等）。

以下，介绍主要的设计荷载的求法。

1. 自重

根据闸坝材料的单位体积重量计算。

2. 静水压

对闸坝上下游水位，研究闸坝操作上可能的组合。

但一般认为地震惯性力及地震时的动态水压和设计洪水位时的水压不会同时发生。

应根据需要考虑闸门提升时受到的水流的作用力。

3. 泥压

研究由于泥沙淤积而产生的泥压。

泥压中的铅直力取泥沙在水中的重量，水平力可参考本篇第 2 章 3.5.3 求得。

4. 扬压力

扬压力可通过拦河坝操作上可能的使闸坝上下游水位差为最大的水位求得。

5. 地震惯性力

地震时的惯性力只考虑水平方向。考虑本章中规定的构筑物的设置地点，水平方向的地震惯性力可由下式的设计地震系数求得。

$$K_h = \gamma_1 \times \gamma_2 \times \gamma_3 \times K_0$$

K_h : 设计地震系数;

K_0 : 标准设计地震系数, 设为 0.2;

γ_1 : 各地区补偿系数, 根据表 1-11、图 1-40;

γ_2 : 各种地基补偿系数, 根据表 1-12;

γ_3 : 重要程度补偿系数, 设为 1.0。

但规模大并且影响显著以及有其他特殊原因时可设为 1.25。

表 1-11 各地区补偿系数

地区划分	强震带地区	中震带地区	弱震带地区
补偿系数 γ_1	1.0	0.85	0.7

表 1-12 各种地基补偿系数

地层类别	I 类	II 类	III 类
补偿系数 γ_2	0.8	1.0	1.2

公式的地层类别可根据下式计算的特征值 T_G ，按表 1-13 进行分类，除规模大且重要的特殊情况外，也可使用表 1-14。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

这里， T_G : 地基的特征值 (s);

H_i : 第 i 层地层的厚度 (m);

V_{si} : 第 i 层地层的平均剪切弹性波的速度 (m/s);

粘土层时: $V_{si} = 100N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 25$);

沙土层时: $V_{si} = 80N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 50$);

这里， N_i : 根据标准压入试验第 i 层地层的平均 N 值;

i: 该地基从地表面到基础面可分为 n 层时，从地表面到第 i 层地层的编号。

基础面是指粘土层时 N 值为 25 以上，沙土层时 N 值为 50 以上的地层的上表面，或剪切弹性波的速度在 300m/s 左右以上的地层的上表面。

表 1-13 抗震设计上的地基类别

地基类别	地基的特征值 $T_G(S)$
I 类	$T_G < 0.2$
II 类	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 类	$T_G \geq 0.6$

表 1-14 抗震设计上的地基类别

地基类别	对 象 地 基
I 类	冲积层厚度不到 25m, 且冲积层厚的 2 倍和洪积层厚的和在 10m 以下的地基
II 类	冲积层厚度不到 25m, 且冲积层厚的 2 倍和洪积层厚的和超过 10m 的地基
III 类	冲积层厚度为 25m 以上的地基

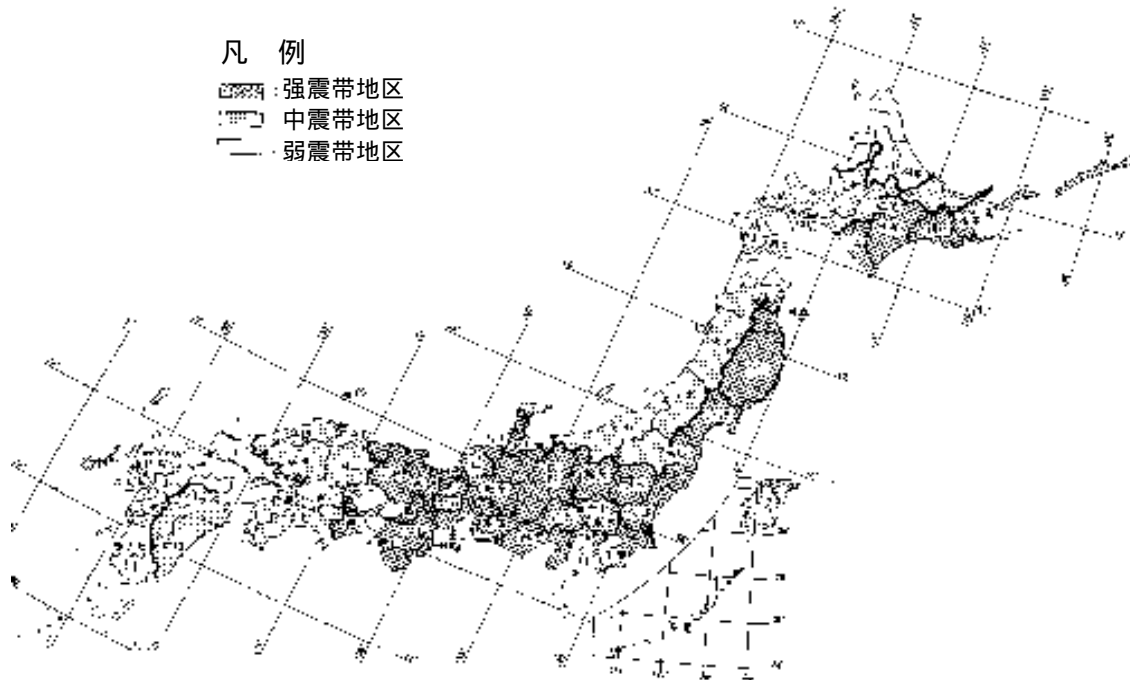


图 1-40 地震强度的地区划分

地区划分如图 1-40 所示。

图 1-40 的详细内容如下。

6. 地震时的动态水压

地震时的动态水压根据威斯特卡的公式计算（参照本篇第 2 章 3.5.6）

7. 温度荷载

温度荷载以温度变化为 $\pm 15^\circ$ ，膨胀系数钢为 0.000012、混凝土为 0.00001 计算。

8. 波压

波压应考虑风和地震造成的浪高进行计算。

按下面的方法分别求风造成的浪高和地震造成的浪高。

(1) 风造成的浪高

一般闸门不考虑，但防潮坝等要考虑。

浪高的推算参照调查篇第 15 章第 3 节以及本篇第 7 章第 2 节的规定。

(2) 地震所造成的浪高

$$h_e = \frac{Kh \cdot t}{p} \sqrt{g \cdot H}$$

地震的波高按下式计算

(1)强震带地区	(2)中震带地区	(3)弱震带地区
北海道的钏路市、带广市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、样似郡、幌泉郡、河东郡、川上郡（十胜支厅）、河西郡、广尾郡、中川郡（十胜支厅）、足寄郡、十胜郡、钏路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糖郡、野付郡、标津郡、目梨郡。 青森县的三泽市、十和田市、八户市、上北市郡、三户郡。岩手县全县、宫城县全县。 福岛县的福岛市、二本松市、相马市、原镇市、岩木市、伊达郡、相马郡、安达郡、田村郡、双叶郡、石川郡、东白川郡 茨城县全县、栃木县全县、群馬县全县、埼玉县全县、千叶县全县、东京都境内、神奈川全县、长野县全县、山梨县全县。 富山县的富山市、高冈市、冰见市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、妇负郡、东礪波郡、西礪波郡。 石川县的金泽市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加贺市、鹿岛郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡 静冈县全县、爱知县全县、岐阜县全县、三重县全县、福井县全县、滋贺县全县、京都府境内、大阪府境内、奈良县全县、和歌山县全县、兵库县全县。 鸟取县的鸟取市、岩美郡、八头郡、气高郡。 德岛县的德岛市、鸣门市、小松岛市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、名西郡、名东郡、那贺郡、胜浦郡、海部郡。 香川县的大川郡、木田郡。 鹿儿岛县的名濑郡、大岛郡。	(1)和(3)以外的地区	北海道的旭川市、留萌市、稚内市、纹别市、上别市、名寄市、七川郡(上川支厅)中的鹰栖镇、当麻镇、比布镇、爱别镇、相寒镇、剑渊镇、朝日镇、风连镇和下川镇、中川(上川支厅)郡、增毛郡、留萌郡、苫前郡、天盐郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、纹别郡。山口县全县、福冈县全县、佐贺县全县、长崎县全县。熊本县的八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、饱托郡、宇土郡、玉名郡、鹿木郡、芦北郡、天草郡。大分县的中津市、日田市、丰后高田市、杵筑市、宇佐市、西国东郡、东国东郡、速见郡、下毛郡、宇佐郡。鹿儿岛县的除名濑市和大都郡以外的地区。 冲绳县全县。

式中, h_c : 总浪高 (m)

K_h : 设计地震系数

τ : 地震周期 (s)

H: 从设计洪水水位到底板敷设高度的深度 (m)

9. 剩余水压

剩余水压应根据闸坝操作上可能出现的水位组合决定。为感潮部时, 以前面潮位差的 2/3 的水压差为对象。

10. 土压

土压原则上应利用库仑公式分别就平时以及地震时进行计算。计算地震时的土压时, 水下表观地震系数原则上应根据下式按各个地震系数 (通常每 2~3m) 计算。

$$K'_h = \frac{g \cdot h_1 + g \cdot h_2 + g_w \cdot h_2 + W}{g \cdot h_1 + g \cdot h_2 + W} \times K_h$$

式中, K'_h : 水下的表观地震系数

γ : 土在空气中的单位体积重量 (tf/m³) {kN/m³}

γ' : 土在水下的表观单位体积重量 (tf/m³) {kN /m³}

γ_w : 水的单位体积重量 (tf/m³) {kN /m³}

(通常, $\gamma' + \gamma_w$ 称为土的水饱和空气中单位体积重量 (湿润单位体积重量))。

h_1 : 水面上的土层厚 (m)

h_2 : 水面下的土层厚 (m)

W: 荷载 (tf/m²) {kN /m²}

K_h : 空气中的水平地震系数

(注) 一般给出的表观地震系数的公式 $K' = (\gamma_b / (\gamma_b - 1)) \cdot K$ 是上式中没有荷载 (W) 和水上土重 (γh_1) 时的式子。

11. 风荷载

设风荷载为 $300 \text{ kgf/m}^2 \{2942 \text{ N/m}^2\}$ 。

12. 雪荷载

雪荷载以 $100 \text{ kgf/m}^2 \{981 \text{ N/m}^2\}$ 为标准, 并根据地区特点进行相应的增减。

13. 汽车荷载

汽车荷载依情况而定, 大型汽车根据交通状况视为 A 活荷载或 B 活荷载。

[参考 1.1] 弹性系数、容许应力等

[参考 1.1.1] 弹性系数、地面支撑力和摩擦系数

1. 弹性系数如表 1-15 所示

σ_{cR} 为表中数值的中间值时, 可使用按比例求得的弹性系数。

表 1-15 弹性系数

材 料		弹性系数 $\text{kgf/cm}^2 \{ \text{N/mm}^2 \}$	
钢 材		2 100 000 { 206 000 }	
混 凝 土	决定断面或计算应力时	140 000 { 13 700 }	
	超静定力或 弹性变形时	$\sigma_{cR} = 180 \text{ kgf/cm}^2 \{ 17.7 \text{ N/mm}^2 \}$	240 000 { 23 500 }
		$\sigma_{cR} = 240 \text{ kgf/cm}^2 \{ 23.5 \text{ N/mm}^2 \}$	270 000 { 26 500 }
		$\sigma_{cR} = 300 \text{ kgf/cm}^2 \{ 29.4 \text{ N/mm}^2 \}$	300 000 { 29 400 }
	$\sigma_{cR} = 400 \text{ kgf/cm}^2 \{ 39.2 \text{ N/mm}^2 \}$	350 000 { 34 300 }	

2. 地面支撑力和摩擦系数除根据试验外, 可参考表-16 的数值确定。

表 1-16 地面支撑力和摩擦系数

地基的种类	允许支撑力度 (tf/m^2) { kN/m^2 }		摩擦系数 现场浇灌混凝土时的 拦河坝等的底面的滑 动稳定计算所使用的 滑动	备注		
	平时	地震时		$Q_u(\text{tf/m}^2)$ { kN/m^2 }	N 值	
岩 石	裂缝少较均匀的硬岩石	100 {981}	150 {1470}	0.7	1000 以上 {9810 以上}	-
	裂缝多的硬岩石	60 {558}	90 {883}	0.7	1000 以上 {9810 以上}	-
	软岩石、页岩	30 {294}	45 {441}	0.7	100 以上 {981 以上}	-
沙 砾 层	致密	60 {588}	90 {883}	0.6	-	-
	不致密	30 {294}	45 {441}	-	-	-
沙 土	致密	30 {294}	45 {441}	0.6	-	35~40
	中等	20 {196}	30 {294}	0.5	-	15~30
粘 土	非常坚硬	20 {196}	30 {294}	0.5	20~40 {196~392}	15~30
	坚硬	10 {98.1}	15 {147}	0.45	10~20 {98.1~196}	8~15
	中等	5 {49}	7.5 {73.5}		5~10 {49~98.1}	4~8

表 1-15 参考混凝土标准规范制作

表 1-16 根据道路土木工程挡土墙、涵洞、临时构筑物指南制作

[参考 1.1.2] 材料的容许应力

本章用于构筑物设计的材料的容许应力采用如下数值。

1. 容许应力

		(一般部件)	(接触水的部件)
普通圆钢	SR235 牵引力	1 400kgf/cm ² (137N/mm ²)	1 400kgf/cm ² (137N/mm ²)
异形圆钢	SD235 牵引力	1 400kgf/cm ² (137N/mm ²)	1 400kgf/cm ² (137N/mm ²)
异形圆钢	SD295 牵引力	1 800kgf/cm ² (177N/mm ²)	1 600kgf/cm ² (157N/mm ²)
异形圆钢	SD345 牵引力	2 000kgf/cm ² (196N/mm ²)	1 600kgf/cm ² (157N/mm ²)
钢管桩	SKK400 牵引力	1 400kgf/cm ² (137N/mm ²)	
钢板桩	(SY295) 牵引力	1 800kgf/cm ² (177N/mm ²)	
制成桩		根据 JIS	
吊杆 SS400	16mm<直径 40mm	900kgf/cm ² (88N/mm ²)	
	40mm<直径	800kgf/cm ² (78N/mm ²)	
SS490	16mm<直径 40mm	1 100kgf/cm ² (108N/mm ²)	
SS490	40mm<直径	1 000kgf/cm ² (98N/mm ²)	
高拉力钢	70	1 800kgf/cm ² (177N/mm ²)	
高拉力钢	75	2 200kgf/cm ² (216N/mm ²)	
钢材 SS400	抗拉	1 400kgf/cm ² (137N/mm ²)	

混凝土

kgf/cm²

{N/mm²}

混凝土的设计标准强度		210	240	270	300
应力的种类 (σ _{CR})		{20.6}	{23.5}	{26.5}	{29.4}
压缩应力	弯曲压缩应力	70 {6.86}	80 {7.85}	90 {8.83}	100 {9.81}
	轴压压缩应力	55 {5.39}	65 {6.37}	75 {7.35}	85 {8.34}
剪切应力	只靠混凝土承担剪切力时 (τ _{a1})	3.6 {0.353}	3.9 {0.382}	4.2 {0.412}	4.5 {0.441}
	与斜拉钢筋共同承担剪切力时 (τ _{a2})	16 {1.57}	17 {1.67}	18 {1.77}	19 {1.86}

2. 容许应力的加大

短期荷载的容许应力对“一般部件”的容许应力可按如下所示加大一定的比例。

表 1-17 容许应力的加大

短期荷载	加大比例 (%)
温度变化	15
地震	50
温度变化+地震	65

这些容许应力应根据混凝土标准规范的规定，考虑与道路桥规范等的整合确定。

设计洪水位以下的构筑物作为“接触水的构件”设计。

允许轴压缩应力用于仅有轴向力作用的构件。

不使用斜拉钢筋时的剪切容许应力以如下方法使用：

1. 剪切应力为剪切力除以构件宽度 (b) × 有效高度 (d) 所得到的平均剪切应力。
2. 剪切应力的论证, 支点为直接支撑的只对支点前面 $1/2h$ 内侧进行即可。(h: 梁高)
3. 已知剪切跨度的, 可根据剪切跨度 (a) 给容许应力乘上 α 倍。

在这里, $\alpha = 3 - a/d$, $1 \leq \alpha \leq 2$

使用斜拉钢筋时的剪切强度为:

$$1/2S_e + S_s \quad (S_e: \text{混凝土的剪切强度}; S_s: \text{钢筋所承受的剪切强度})$$

如果平均剪切应力超过使用斜拉钢筋时的容许应力, 则必须增加构件的断面, 使之保持在容许应力以下。

只有冲压剪切的计算中, 采用混凝土标准规范中的板的剪切容许应力的数值, 其他都使用梁的数值。

无筋混凝土的容许应力遵照混凝土标准规范的规定。

按一定比例加大钢筋的容许应力时, 一般可视为加大了容许应力。

钢筋混凝土构筑物所使用的混凝土的设计标准强度应为 $210 \text{ kgf/cm}^2 \{20.6\text{N/mm}^2\}$, 钢筋的材质以 SD295 为标准。

[参考 1.1.3] 安全系数

本章的结构计算的安全系数以表 1-18 所示数值为标准。

表 1-18 安全系数

项目	平时	地震时
基础	3	2
翻倒	合力的作用点在中央 1/3 以内	合力的作用点在中央 2/3 以内
滑动	1.5	1.2

1. 对使用桩基的情况下的滑动，取决于允许水平变位量和桩的允许弯曲应力，因此不适用于表 1-18。
2. 表 1-18 的数值是以以往的闸坝稳定性计算中一般所进行的二维计算（例如，进行水流方向的稳定性计算时，只考虑荷载）为对象的。
3. 研究基础时，如果使用[参考 1.1.1]所示的允许支撑力度，就已经考虑了安全系数，因此不需要适用表 1-18 的安全系数。

[参考 1.1.4] 材料的单位体积重量

材料的单位体积重量可参考表 1-19 的值确定。

表-19 材料的单位体积重量

材料名	单位体积重量 kgf/cm ³ {kN/m ³ }
钢筋混凝土	2 500 {24.52}
无筋混凝土	2 350 {23.05}
土（空气中）	1 800 {17.65}
土（水下）	1 000 {9.81}
钢、铸钢、锻钢	7 850 {76.98}
铸铁	7 250 {71.10}
沙土、沙砾、碎石	1 900 {18.63}
水泥砂浆	2 150 {21.08}
石材	2 600 {25.50}
木材	800 {7.85}
沥青	1 100 {10.79}
沥青敷设	2 300 {22.56}

上表中土的单位体积重量只是一般性的数值，有土质试验数据时，应使用该数值进行设计。对混凝土，应尽量采用实验数据。

[参考 1.1.5] 构件的最小尺寸等

构件的最小尺寸等，根据表 1-20 进行设计

表 1-20 构件的最小尺寸

项目	规定
构件的最小尺寸	35cm (操作室等除外)
钢筋的覆盖厚	7.5cm 以上 (底板为 10cm 以上。但操作室等除外)

7.3.2 主体的设计

7.3.2.1 活动坝

活动坝主体的设计应能确保在设计荷载下，对倾倒、滑动、基础支撑力具有所需的安全性。

说 明

表 1-21 和表 1-22 给出了进行活动坝稳定性计算时的荷载条件（不需要考虑上游侧的波压时的荷载条件）的一个例子。

除这里给出的荷载条件外，在设计上还应保证对可能发生的上下游水位组合的安全性。

荷载的组合中，认为洪水与地震、波压与地震、风荷载与地震不会同时发生。

此外，对坝柱、门柱，应论证其对相当于按关东大地震及 1995 年兵库县南部地震的震级假定的设计水平地震系数的惯性力，不超出限定的损伤。

有关地震时的水平地震系数等，以《道路桥规范》为准。

表 1-21-1 中央坝柱的荷载条件

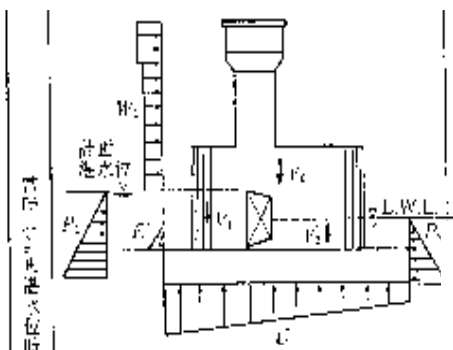
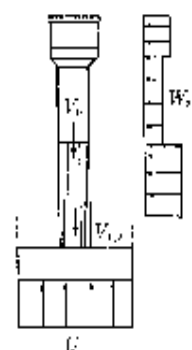
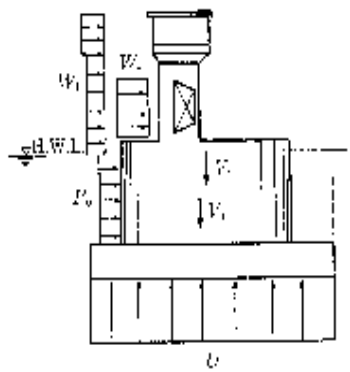
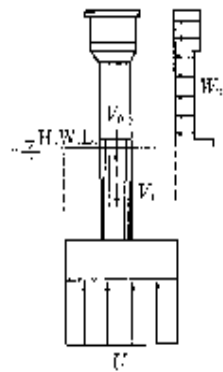
	水流方向	水流直角方向
平时 (设计蓄水位时)	 <p> V_0: 主体 (包括管理桥闸门) 的重量 V_1: 上游侧水重 V_2: 下游侧水重 P_1: 上游侧水压 P_2: 下游侧水压 U: 扬压力 W_1: 风荷载 (操作室、操作台、门柱、坝柱、管理桥) E': 泥压 (必要时) </p>	 <p> W_2: 风荷载 (操作室、操作台、门柱、坝柱) $V_1, 2$: 上下游水重 </p>
平时 (设计高水位时)	 <p> P_0: 所受流水的作用力 V_1: 水重 W_3: 风荷载 (闸门) </p>	

表 1-21-2

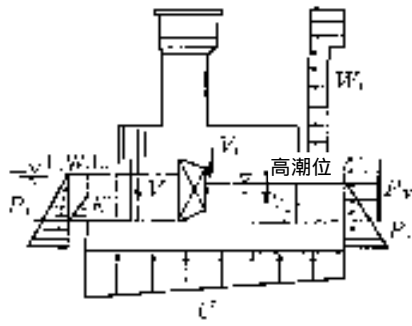
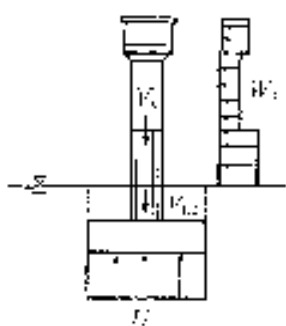
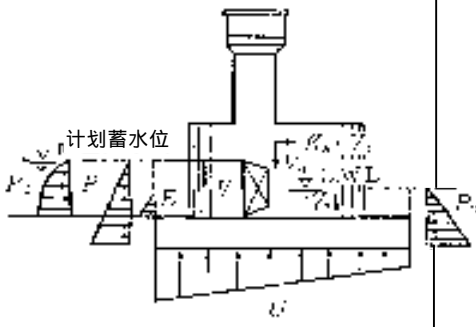
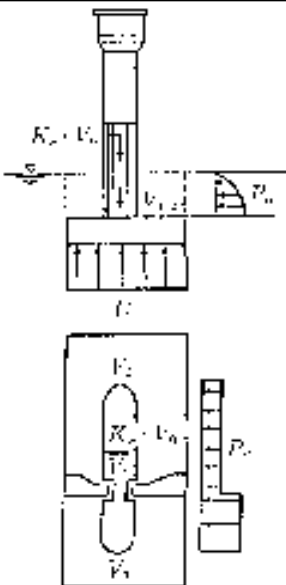
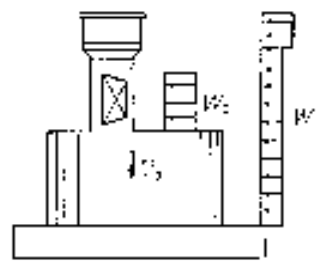
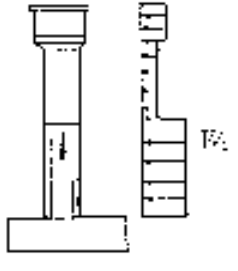
<p>平时 (高潮时)</p>	 <p>P_w: 下游侧波压 波压相应于设计波而求。</p>	
<p>地震时 (设计蓄水位时)</p>	 <p>P_d: 地震时的动态水压</p>	
<p>施工时</p>		

表 1-22-1 端坝柱的荷载条件

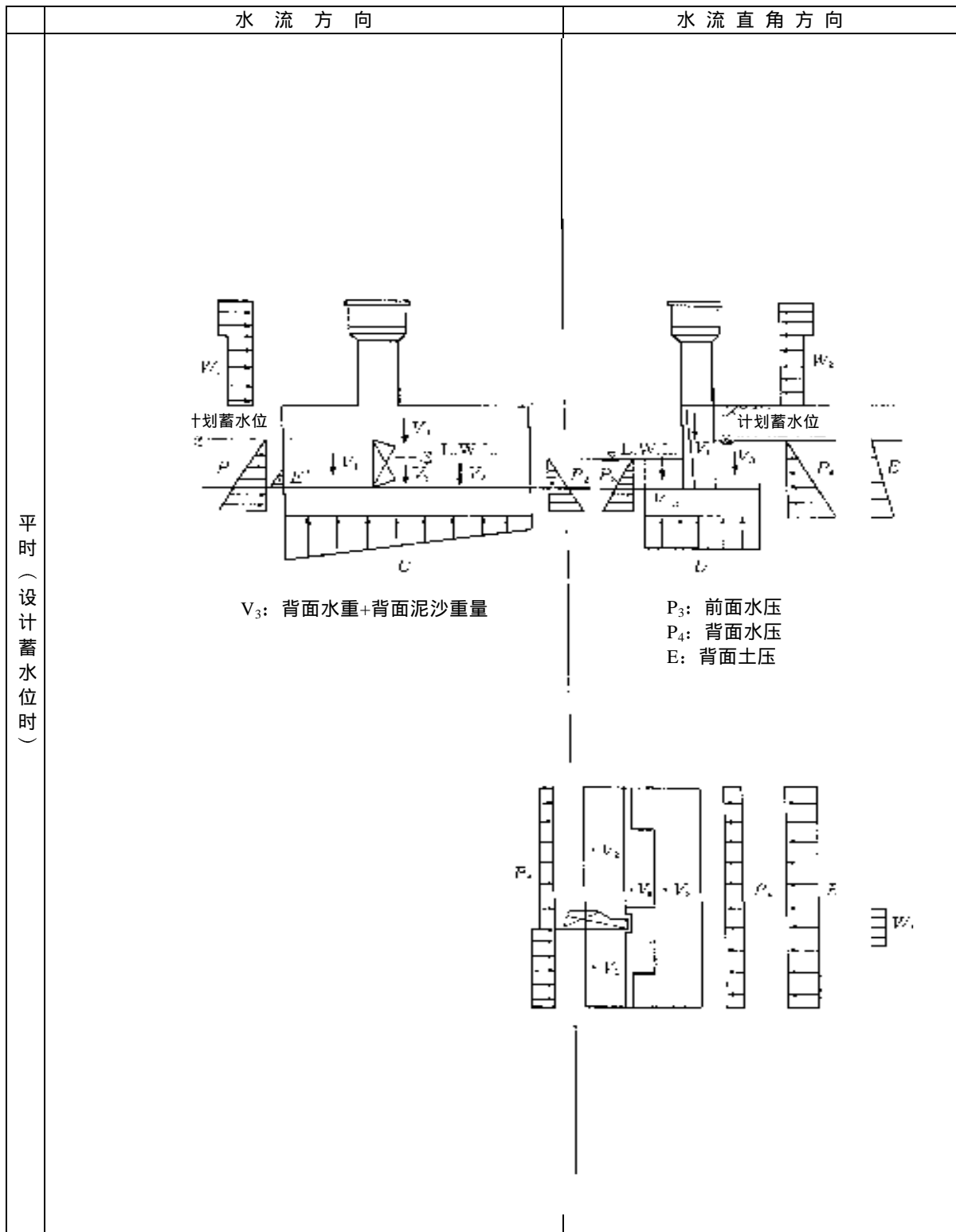


表 1-22-2

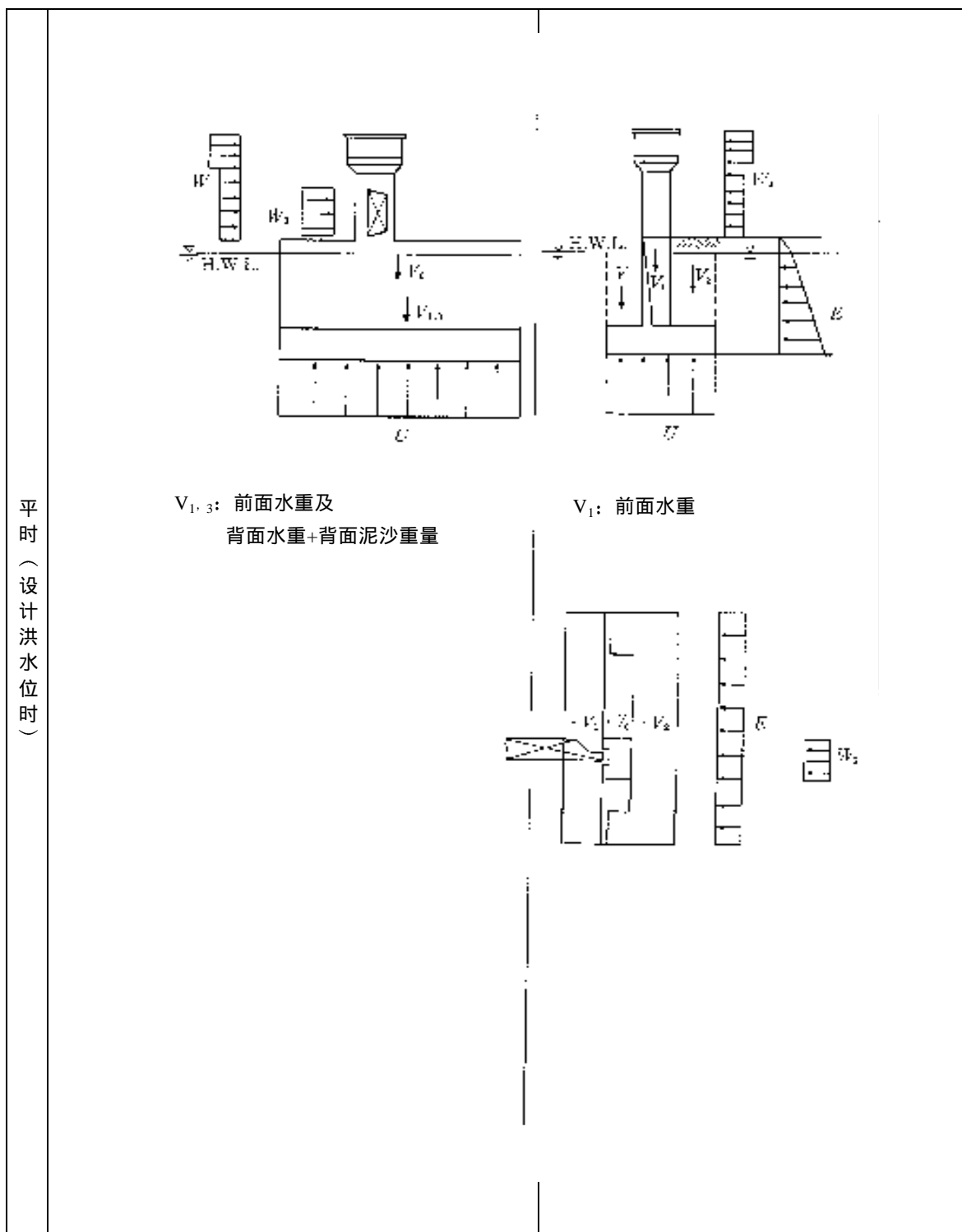
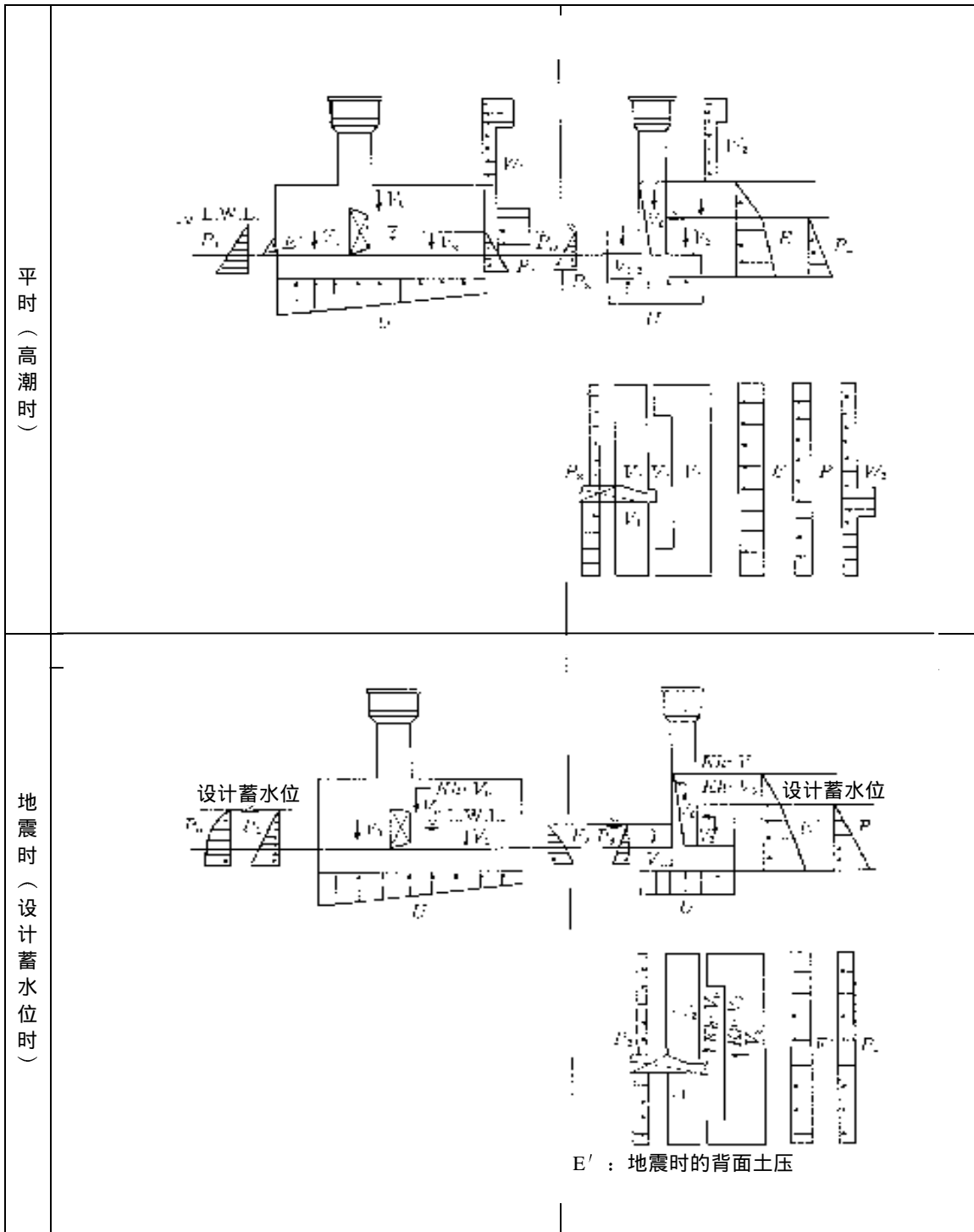
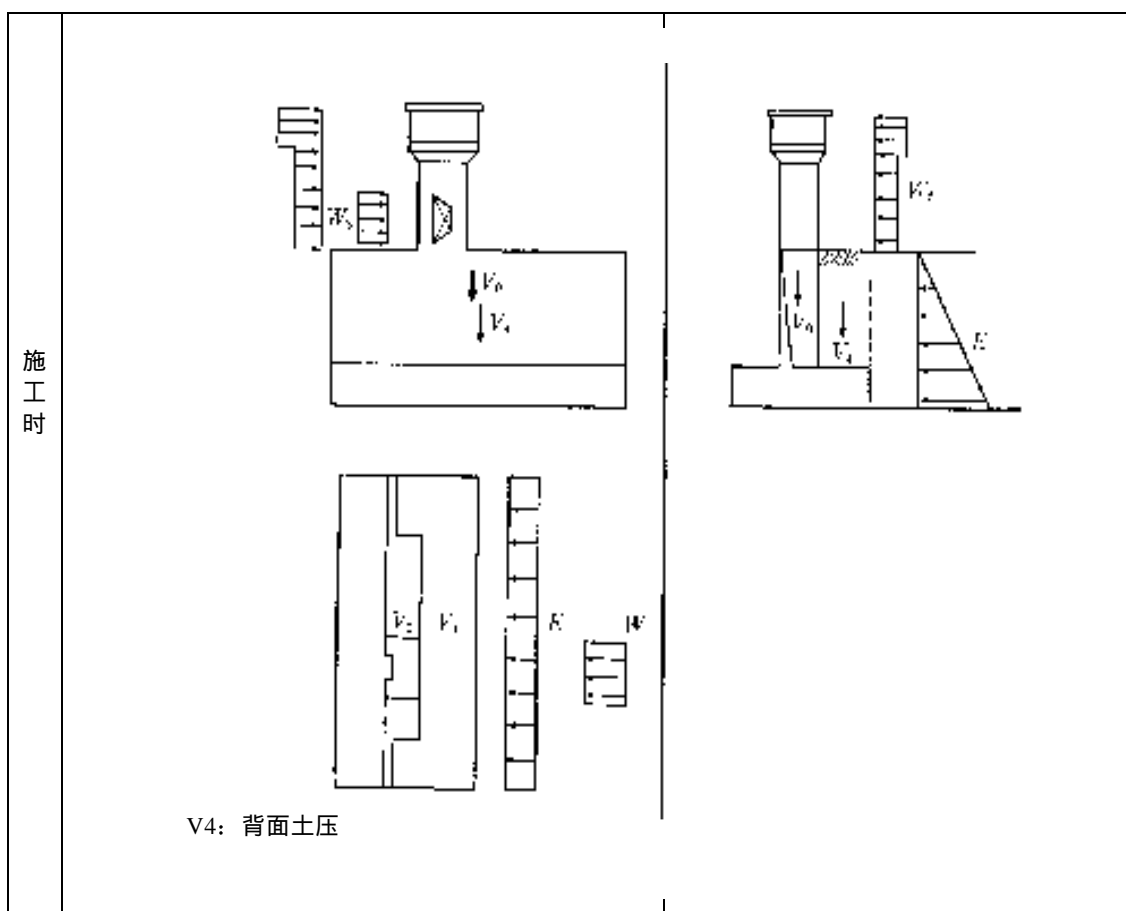


表 1-22-3





[参考 1.2] 稳定性计算

稳定性计算的顺序及计算方法，原则上按下列内容进行。

1. 假定形状尺寸

在满足已确定的敷设高度、跨度、门柱高、管理桥宽度等各要素要求的前提下，假定主体的闸门操作室、操作台、门柱、坝柱、底板等各部分的主要形状尺寸，求主体的重量。

2. 假定闸门、开关装置、门挡、管理桥及其他附属物的重量

闸门、开关装置、门挡重量的假定，相应于已确定的敷设高度、跨度、闸门高、设计水深，根据其他可动坝的实例以及其他参考文献计算。管理桥的重量，相应于已确定的宽度、跨度，根据其他桥梁的实例及标准设计等参考文献计算。对可能影响稳定性计算的其他附属物，也假定其重量。

3. 计算荷载

- (1) 铅直荷载：根据假定的设计尺寸计算活动坝主体、管理桥等的重量。此外，必要时还计算端坝柱的背面土重。
- (2) 地震荷载：用各部分重量乘以设计地震系数计算。
但动态水压用威斯特卡公式计算。
- (3) 土压：原则上用库仑公式分别计算平时和地震时的土压。
- (4) 风荷载：对水面以上或地表面以上的全部投影面考虑风压。
- (5) 扬压力：扬压力按下式计算（图 1-41）

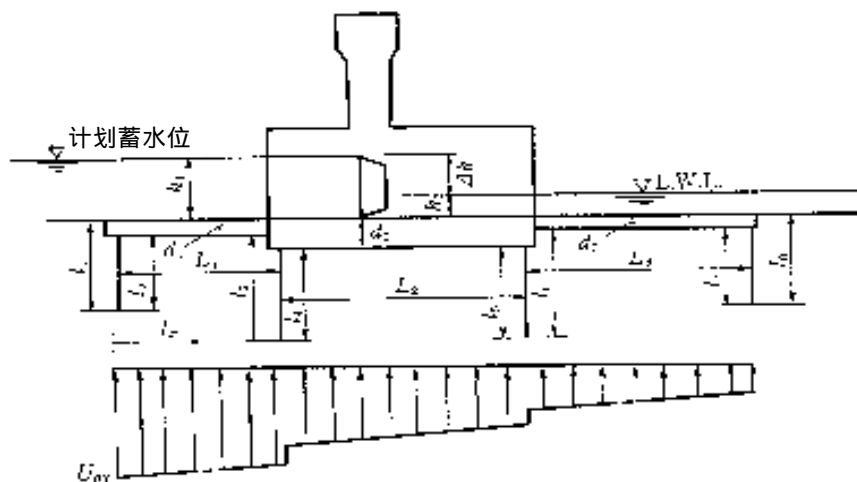


图 1-41

$$U_{px} = \left(h_2 + \Delta h \frac{\sum l - lx}{\sum l} + dl \right) \cdot W_0$$

U_{px} : 任意点的扬压力 (tf/m²) {kN/m²}

Δh : 上下游水位差 (h_1-h_2) (m)

l_x : 从上游端起到任意一点的渗透路径长 (m)

$\sum l$: 总渗透路径长 (m)

W_0 : 水的单位体积重量 (tf/m³) {kN/m³}

d_1 : 任意一点的底板或防冲护床的厚度 (m)

4. 对倾倒、滑动、地面支撑力的研究

对倾倒、滑动、地面支撑力的研究, 针对本章 7.3.2.1 的荷载条件进行, 设计中应使其安全系数达到[参考 1.1.3]的规定以上。

计算方法与本章 6.3.1 相同。

近年来活动坝的跨度, 与闸门的设计和制作技术的提高以及河流管理上的要求相互促进不断增加, 50m 以上的也不少见。这种大跨度的活动坝, 主体均采用倒 T 形, 这种主体的稳定性计算使用以往的二维算法时, 存在如下的缺点:

1. 地震力以与水流方向成直角地加到中央坝柱上时, 水流方向的水压也和与水流方向成直角的地震力同时作用。跨度大、闸门高的情况下, 忽略水流方向的成分可能会有危险。
2. 对端坝柱通常情况下背面土压是决定性的水平力, 但根据需要, 与 1. 同样原因, 也应研究水流方向的水压也同时作用时的情形。

考虑上述两点时, 对闸门高、跨度大的闸坝, 在必要时也应研究三维计算。

[参考 1.3] 应力计算

[参考 1.3.1] 门柱

门柱的应力计算应根据本章 7.3.2.1 中所规定的设计荷载, 按照不同的门柱形状, 作为悬臂梁或门形刚架求转矩及轴向力。

对门柱的有效断面, 不考虑门挡的箱槽部分的二次混凝土。

[参考 1.3.2] 坝柱

坝柱的应力计算应根据本章 7.3.2.1 中所规定的设计荷载, 作为固定在底板上的悬臂梁求转矩及轴向力。

1. 坝柱的应力计算中, 由于一般坝柱在水流方向具有足够的长度, 在应力方面, 对水流方向的荷载条件基本上没有问题, 因此大多数情况下, 只要进行与水流成直角方向的计算决定钢筋就可以了。坝柱先端部, 作为防护钢筋应布置与中间部相同程度的钢筋(参照图 1-42)。

2. 中间坝柱的对与水流成直角方向的转矩或轴向力, 多按地震时的荷载条件确定。对端坝柱则多通过对施工时和地震时的研究决定。

3. 坝柱的有效断面, 不考虑门挡的箱槽部分的二次混凝土。此外, 两端为圆弧状时, 对如下图所示的有效长度, 需将门柱的荷载等分(图 1-43)。

4. 为了避免应力集中在门柱与坝柱的结合部或坝柱与底板的结合部, 需要布置如图 1-44 所示的钢筋。

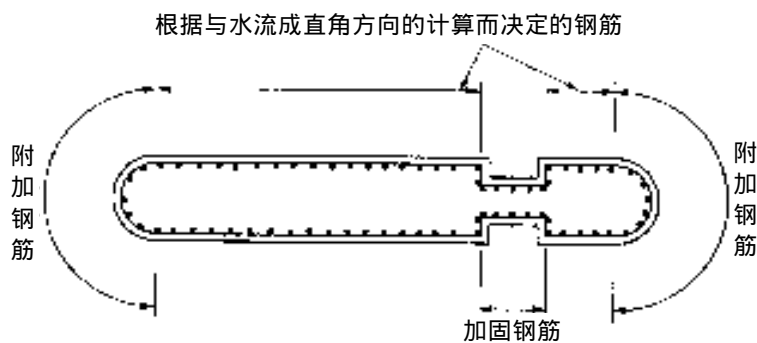


图 1-42 坝柱的钢筋布置

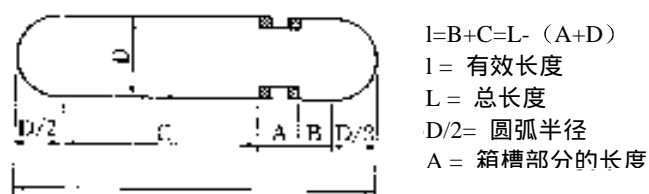


图 1-43

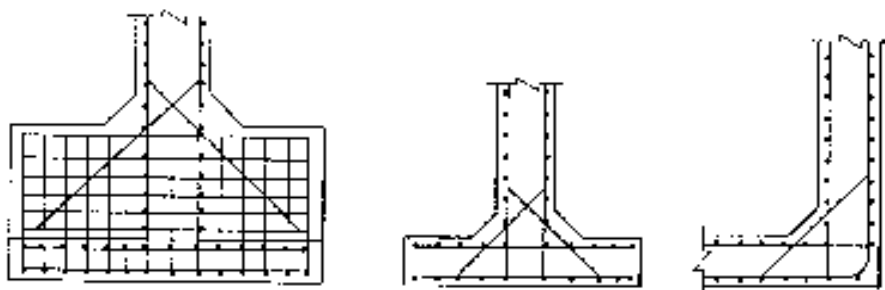


图 1-44

[参考 1.3.3] 底板

底板的应力计算应根据本章 7.3.2.1 中所规定的设计荷载，按照不同的主体形式，作为固定在坝柱上的悬臂梁或弹性底板上的梁，求转矩及轴向力。

1. 倒 T 形底板的应力计算

主体的结构形式为倒 T 形时，分坝柱底板和中间底板，根据本章 7.3.2.1 中的荷载条件进行应力计算。这里，对坝柱底板，作为固定在坝柱上的悬臂梁进行应力计算，对中间底板作为弹性底板上的梁进行应力计算。

2. U 形底板的应力计算

主体上部的结构形式为 U 形时，相应与本章 7.3.2.1 中的荷载条件（以下给出一例），原则上作为弹性底板上的梁进行应力计算。

(1) 与水流成直角方向

对如图 1-45 所示的荷载条件（荷载条件之一例），作为弹性底板上的梁求转矩及轴向力进行应力计算。

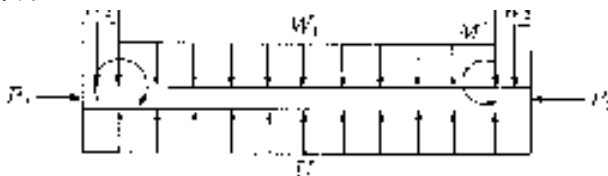


图 1-45 作用于底板的荷载（与水流成直角方向）

U: 扬压力;

P_1, P_1' : 坝柱的铅直力（闸门打开时包括闸门的重量）;

P_2, P_2' : 坝柱的水平力;

W_1 : 水重，底板的自重等（闸门关闭时包括闸门的重量）;

W_2, W_2' : 泥沙重量;

M_1, M_1' : 坝柱的转矩。

此外，采用桩基时，令桩作为弹簧作用于桩的布置点，假设各支点将由于反作用力而出现支点下沉，作为连续梁进行计算。

(2) 水流方向

对如图 1-46 所示荷载条件（荷载条件之一例），作为弹性底板上的梁求转矩及轴向力进行应力计算。

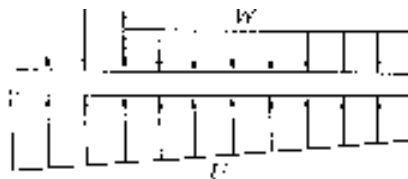


图 1-46 作用于底板的荷载（水流方向）

U: 扬压力;

W, W' : 闸坝上下游的水量;

P: 闸门重量。

[参考 1.3.4] 防冲护床

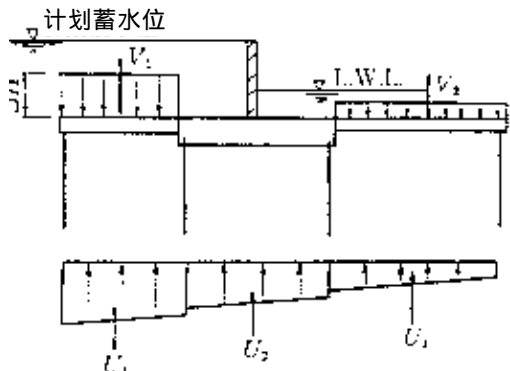
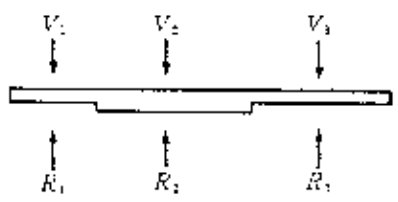
防冲护床的结构设计，应保证对水重、扬压力等荷载的安全。

表 1-23 给出用于防冲护床的稳定性计算的荷载条件的一个例子。

扬压力以及防冲护床的构件厚度，可按本章 6.3.2 介绍的方法求得。

防冲护床应视为由桩支撑的平板结构进行分析。对平板结构的分析可参考混凝土标准规范等进行。

表 1-23 用于防冲护床的稳定性计算的荷载条件

计划蓄水位等	施工时 (对基础支撑力的研究)
 <p>V₁, V₂: 水重, 防冲护床自重 U₁, U₂, U₃: 扬压力</p>	 <p>V: 防冲护床自重 (不计浮力) R: 基础的反作用力</p>

为了防止桩头部附近的裂缝，原则上应沿板的对角方向布置如图 1-47 所示的横向钢筋。

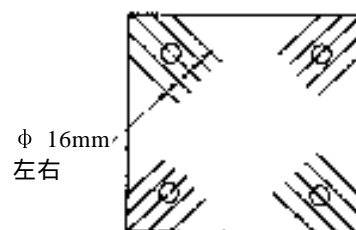


图 1-47 桩头部附近的横向钢筋

[参考 1.4] 隔水的设计

隔水的埋入长度原则上应根据本章 6.3.3 介绍的方法决定。

1. 埋入长度原则上应为板桩间隔的 1/2 以内，如果设为 1/2 以上时，应采取将防冲护床延长等措施。
2. 应尽量不要改变布置在各处的板桩长，但稍稍延长上游侧的隔水，使其更可靠地到达不透水层时不受此限。
3. 为到达不透水层而决定埋入长度时的扬压力，应根据需要递减 0~50%。
4. 对与地板的接合部的隔水，也应计算平面的渗透路径长，决定堤防方向的埋入长度。

[参考 1.5] 管理桥

管理桥的设计原则上以道路桥设计指南为依据。

对汽车的荷载，应按 TL-14 或 TL-20 进行结构计算。

7.3.2.2 滚水坝

滚水坝主体设计要符合设计荷载，以确保倾倒、滑动、基础支撑力所需的安全性。

说 明

表 1-24 给出了对闸坝上下游设有防冲护床的、一般形状的滚水坝主体应研究荷载条件的一个例子。

除这里给出的荷载条件外，还应根据需要，对上游侧没有泥沙淤积而有动态水压作用时，以及无扬压力作用时的荷载进行安全设计。

表 1-24 滚水坝的荷载条件

平时 (设计洪水水位时)	地震时
<p>V: 主体重量 E: 土压 P₁: 上游侧水压 P₂: 下游侧水压 W_E: 水饱和的泥沙重量</p> <p>W_w: 水重 U: 扬压力</p>	<p>K_s: 设计水平地震系数 E' : 地震时的土压</p>

[参考 1.6] 稳定性计算

<p>滚水坝的稳定性计算的顺序及计算方法，原则上按下列内容进行。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 假定形状尺寸 根据已确定的敷设高度、水力条件假定主要形状尺寸。 2. 计算荷载 <ol style="list-style-type: none"> (1) 铅直荷载 根据假定的设计尺寸计算与水流成直角方向每米的重量。 (2) 水压 根据拦河坝上下游水位可能有的组合进行计算。 (3) 土压 上游侧，对泥沙淤积到固定坝顶部的情形进行计算。 (4) 地震荷载 用铅直荷载中主体重量及主体上的泥沙重量乘以设计地震系数计算地震水平力。 (5) 扬压力 扬压力与[参考 1.2]相同。 3. 对倾倒、滑动、地面支撑力的研究 对倾倒、滑动、地面支撑力的研究，针对本章 7.3.2.2 的荷载条件进行，设计中应使其安全系数达到[参考 1.1.3]的规定以上。 计算方法与本章 6.3.1 相同。

第 8 节 涵管

8.1 涵管设计的基本要求

8.1.1 设计概要

涵管在结构设计上, 应保证对低于设计洪水水位 (高潮河段则为设计高潮位) 水流的通常作用的安全。并且, 涵管应不会妨碍设计洪水水位以下水位洪水的泄洪, 不会对附近河岸以及河流管理设施等的功能有明显的影晌, 同时其结构设计应恰当地考虑到水生动物的生息环境, 以及防止与涵管相连的河床、河滩等的冲刷的发生。

说 明

1. 涵管是横贯河堤而设置的涵渠 (包括管渠, 本节内下同) 构筑物, 同时还具有河流堤防的作用, 其设置目的是为了从河流取水; 将堤内土地上的雨水、工厂的排水排入河流; 以及船运等。本节中泄水管也包括在涵管之中。

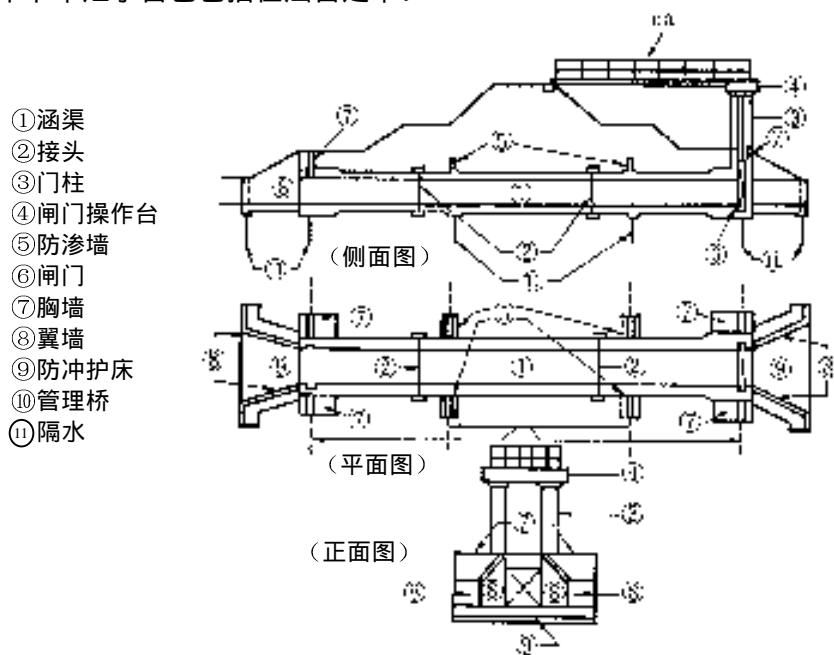


图 1-48 涵管的各部分名称

2. 涵管的结构应考虑水位、流量、地形、河床状况等, 必须能防止逆流, 并确保排水功能。还应根据需要, 在结构上考虑鱼类回游等水生生物等的生息环境。

3. 涵管的结构, 应保证对低于设计洪水水位 (高潮河段则为计划高潮位) 水流通常作用的安全。堤身上如有其他的河流建筑物, 容易造成漏水而成为堤防的隐患, 因此仅限于设置河流管理所必需的建筑物。只要防洪兴利是河流的一项功能, 就不能排除设置涵管的情况, 但在设计中必须充分考虑其结构以及施工, 以免涵管附近埋下堤防的隐患。此外, 其结构还必须能防止与涵管相连的河床或河滩的冲刷。

涵管各部分的名称如图 1-48 所示。除此之外，涵管还由门挡、开关设备、护床、护岸、管理用阶梯及其他附属设备的结构部分构成。防波墙还包括涵渠正上面的墙。

本节中均假定闸门为提升式闸门。

4. 为了回避作为河流构筑物的工期上的限制条件，使施工合理化、省力化，应考虑涵管的预制化和成套化。

8.1.2 松软地面上的涵管的设计

松软地面上设置的涵管，在设计中应考虑到涵渠设置后发生的地基剩余下沉对堤身以及主体的各种影响，以防止构筑物周围的堤身成为堤防的软弱部分。

说 明

1. 松软地面上的涵管的涵渠周围容易产生空洞，为了防止空洞的发展，在设计上应采用柔性结构，使涵轴方向的涵渠能够追随地层的下沉分布。

2. 让涵渠追随地层的下沉分布，不是说要求涵渠自身变形，而是通过接头等使涵渠具有容易弯折的结构。

3. 长时间持续的地基剩余下沉，会对主体的变位、断面力有很大的影响，应研究地层改善等对策，事先争取使剩余下沉为最小。

4. 事先进行的地层调查，应考虑固结试验等与下沉有关的调查项目，以便更精确地估计剩余下沉量分布。

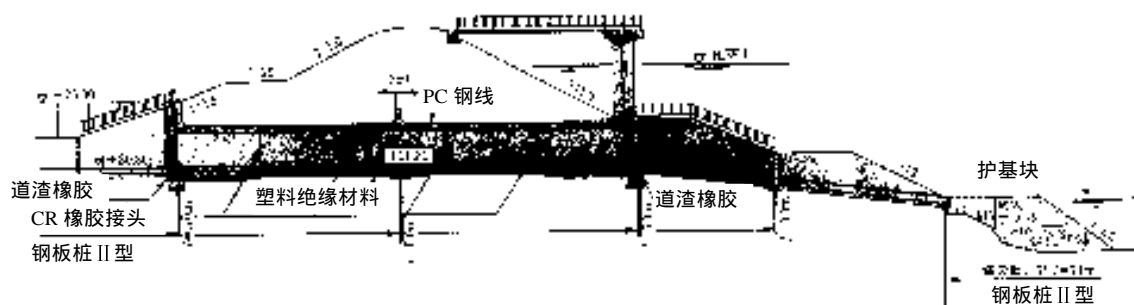


图 1-49 松软地面上的柔性结构涵管举例

8.2 结构细节设计

8.2.1 主体

8.2.1.1 主体结构

涵管的主体以及闸门的结构，应具有足够的强度和耐久性。

说 明

涵管主体包括涵渠、门柱、闸门操作台、不透水墙的各部分，多为钢筋混凝土结构，但也有使用预应力混凝土、钢、球墨铸铁等结构。闸门则多为钢结构，有时也用铝结构。

8.2.1.2 涵渠

8.2.1.2.1 涵渠断面

以用水为目的涵渠断面，应在取水计划上没有问题的范围内，在对象缺水期也能确保计划取水量。

以排水为目的涵渠断面，应为不妨碍设计洪水位以下洪水（对没有规定计划高水位的河道等，则为河道的设计流量或过水能力）的泄洪的断面。渠内流速应与其所连接的支流的流速相比没有明显的增减。涵渠的断面，原则上应最小直径为 60cm 以上，且形状上应考虑到水生生物的生息环境。

说 明

1. 涵渠一般多为钢筋混凝土形式，但由于与连接河道的关系等，有时也使用离心制钢筋混凝土管。此外，由于必要断面积的关系，有时采用多个连接的方式。

2. 小型涵管的最小断面，从施工性和维护等方面考虑最好应为内径 100cm 以上。但涵管的长度短，且堤内地面高为设计洪水位以上时，内径最小可为 30cm 左右。

3. 选择涵管的涵渠材质时，要考虑排水水质、河流状况、环境保护等情况。选定涵管的最小厚度时，要确保涵管材质的强度、耐久性、环境适应性以及良好的施工性等。

4. 涵管涵渠的断面，必要时其形状的设计应考虑到水生生物的生息环境。

8.2.1.2.2 涵渠长

涵渠长原则上应设计成延伸到计划堤防断面的迎水和背水面的坡脚。由于敷设高度、涵渠断面等不得已的情况下，也应尽量使缺口为最小。

说 明

涵渠的长度，标准是延伸到计划堤防断面的迎水和背水面的坡脚。上述不得已的情况是指由于涵渠断面大、涵管的敷设高度高，涵渠顶板的顶部高于坡脚高度时的情形。

此外，由于涵渠断面造成的堤防断面积的缺口，应限制到最小，以免降低堤身强度，从涵渠顶板的顶部到防波墙顶部的高度最好应为 1.5m 左右以下，考虑到防波墙的作为涵管上部堤防的挡土墙的功能，应设为 0.5m 左右。

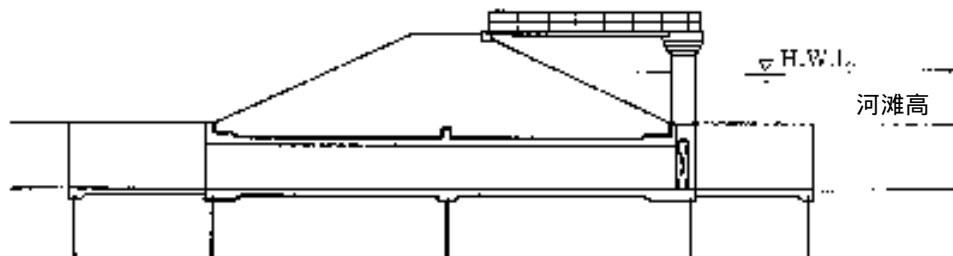


图 1-50 涵渠长

8.2.1.2.3 接头

主体的纵方向上，应考虑堤防的横断形状、涵管的结构形式、基础以及地层的变性特性、基础的形式等，按适当的跨度设置接头。

说 明

1. 接头应具有如下功能：
 - (1) 确保涵渠的水密性。
 - (2) 防止涵渠由于地基的不均匀下沉、地震、混凝土的收缩等的影响而损伤。
2. 接头的最大间隔应以 20m 左右为标准，但松软地层中的涵管，难免会受到不均匀下沉的影响，应考虑到地层条件以及结构特性，确定适当的接头间隔。
3. 接头的位置，应尽量避免开土压较大的中央部分。
4. 接头的结构应对应于可能的变形量，保证不出现超过一定限度的弯折、错位和封闭。

8.2.1.2.4 涵渠端部的结构

涵渠端部的结构设计应保证对门柱、防浪墙的荷载的安全。

说 明

涵渠两端，由于发生地震时门柱的荷载，以及作用于防浪墙的土压的荷载的作用，作为一般标准应如图 1-51 所示，增加涵渠两端顶板部以及堤外侧端部的侧墙的厚度，进行加固。但大规模涵管，顶板及侧墙厚度大时（50cm 以上），则不需要加固。50cm 以下时，加固后厚度的上限为 50cm。

涵渠端部底板的厚度，应考虑下部门挡的需要设定必要的厚度，还应与防波墙底板的厚度相同。

堤内侧应设置用于闸板的门槽，对由于门槽而减少的构件厚度，应根据需要加厚加固，或进行钢筋加固。此外设计上还应考虑水生生物的生息环境等，如不要使堤外侧、堤内侧的地板与河床之间有明显的差距等。

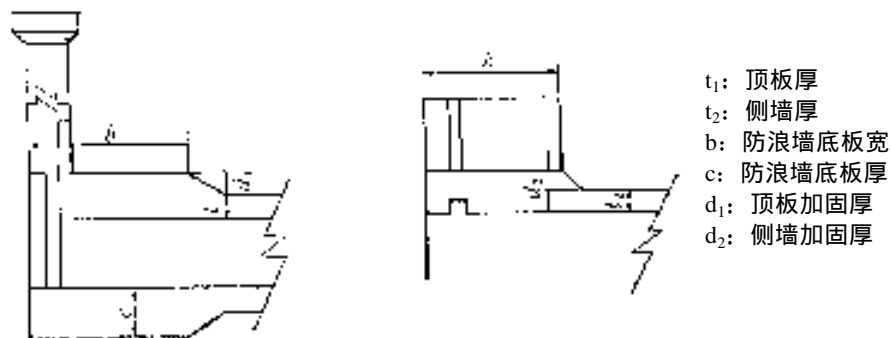


图 1-51 堤外侧涵渠端部

8.2.1.2.5 门室

堤外水道为暗渠结构时，应根据需要设置连接堤外水道的暗渠与涵管的涵渠的门室。门室的结构设计应与涵渠、门柱、防波墙形成整体结构。

说 明

取水用涵管，敷设高度低时或堤外水道的总长长、不容易维护时，或者是用于排水的涵管，河滩被公园等利用的情况下，堤外水道多采用暗渠结构（钢筋混凝土、离心制钢筋混凝

土管、波纹管等), 此时, 需要设置如图 1-52 所示的门室。

门室在结构上应与涵渠、门柱等成为一体, 尽量不妨碍主河道的水流。同时, 为了防止泥沙和污物等的流入, 作为一般标准, 门室应设顶板及维护用的进出口和梯子。门室与堤外水道的暗渠的结合部应具有水密性, 且能适应涵渠的变位。

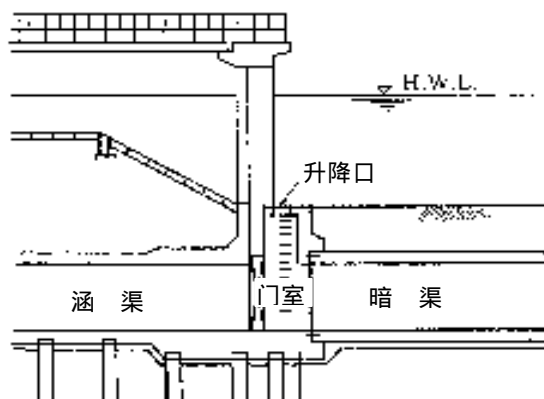


图 1-52 门室

8.2.1.2.6 双排以上的涵渠

双排以上的涵渠端部的过水断面, 原则上应与主体中央部的过水断面相同。

说 明

双连以上的涵渠的隔墙端部, 为了门档多比中央部的隔墙要厚, 但标准应如图 1-53 所示确保各部的过水断面, 以免涵渠端部的过水断面比中央部窄。

8.2.1.3 门柱

涵管的门柱的顶高, 应为闸门全开时的闸门下端部的高度加上闸门的高度以及闸门管理所必要的高度后的数值。

说 明

闸门管理所必要的高度是指考虑提升超高 (50cm 左右), 以及滑车等附属品的高度 (图 1-54)。柔性结构的涵渠等门柱部分估计会下沉时, 应加上估计的下沉量设定顶高。

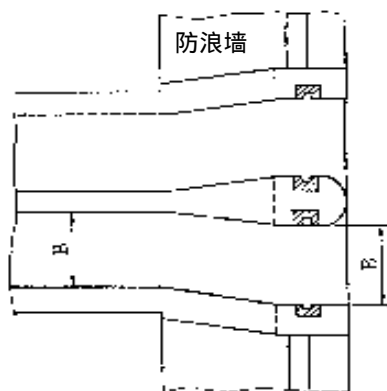


图 1-53 双排以上的涵渠端部

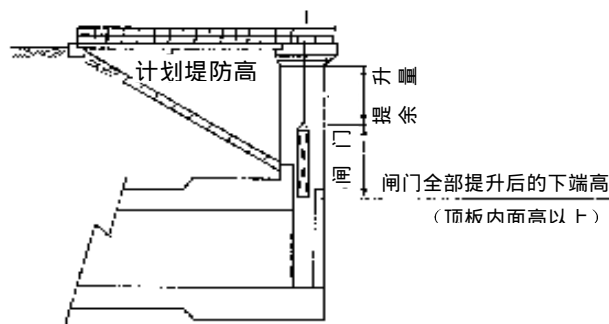


图 1-54 提升超高

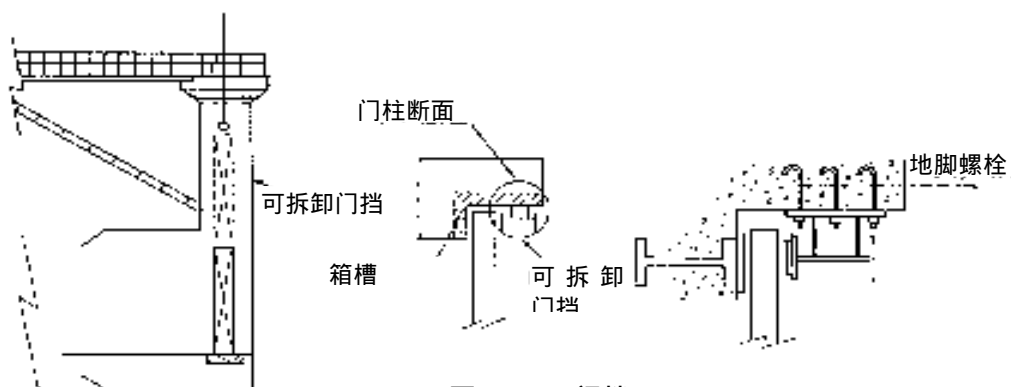


图 1-55 门挡

对门挡应考虑如下几点（参照图 1-55）：

1. 底部门挡面，应与涵渠底板在同一平面内。
2. 门柱断面应使门挡金属部件容易安装，且门柱门挡应可拆卸，使闸门能够卸下。

8.2.1.4 闸门操作台

门柱上部，应设置闸门操作的操作台。闸门操作台的结构设计应与门柱成为一体。

说 明

闸门操作台的设计中，应考虑到操作开关设备所必需的空间。

闸门操作台应设置扶手以及管理桥支撑。

此外，考虑到涵管的规模、开关设备的结构、维护、周围环境等，最好应设置工棚。

8.2.1.5 防渗墙

防渗墙在结构上应与涵渠成为一体，其宽度原则上应为 1.0m 以上。

说 明

为了防止由于渗透流造成涵渠的上面以及侧面发生管涌现象，应设置如图 1-56 所示的与涵渠主体成为一体的、宽度为 1.0m 以上的适当长度的不透水墙。

如果背面土地较高等，则也可不设不透水墙。

堤防断面积大、主体的长度长时，应设置两处以上的防渗墙。

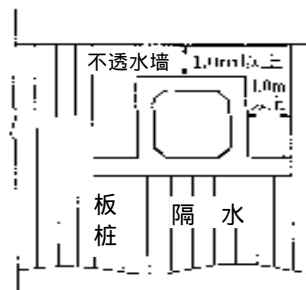


图 1-56 不透水墙

8.2.1.6 闸门

8.2.1.6.1 闸门的结构

设计涵管闸门结构时，应保证能可靠开关，具有足够水密性，对水流没有明显的影响。

说 明

在堤外的涵渠端部，应设置高水位时具有水密性、开关操作可靠的闸门，或与此具有同

等以上功能的设施。涵渠为柔性结构时，在选择闸门时应研究门柱倾斜的影响。

闸门的结构，在堤内侧最好应能根据需要设置闸板或备用闸门。

8.2.1.6.2 完全提升时的闸门的下部高

闸门完全提升时的闸门下部高，应不低于涵管的顶板高。

说 明

对提升式闸门来说，闸门下端高不低于闸门全开时的顶板高，是因为要使闸门不会吃进涵管的有效断面，以及修理时可将闸门从门沟拆下。

8.2.1.6.3 操作方式

闸门的启闭装置，除小型闸门外，原则上应为电机或内燃机驱动，所有的闸门都应配备手动装置等备用装置。

说 明

一般只在与泵站相连的涵管等情况下才会采用闸门的远程操作。

8.2.2 防浪墙及翼墙

8.2.2.1 防浪墙

防浪墙在结构设计上，应与主体成为整体，应能防止堤防内泥土的移动及吸出，同时可暂时防止由于翼墙的破坏而造成堤防的倒塌。

说 明

防浪墙应与主体形成整体结构，设置在涵管的堤外侧和堤内侧。

防浪墙的顶部应在计划堤防断面内。

8.2.2.2 翼墙

翼墙的结构设计原则上应与主体相分离。

说 明

1. 翼墙的结构应与主体分离，但其接头应使用软接头或有挠曲性的隔水板（铜板、氯乙烯板等）以及伸缩性材料，这样即使产生结构上的变位也能确保水密性。

2. 翼墙的标准平面形状如图 1-57 所示，但还应考虑主流与支流的河流状况决定。

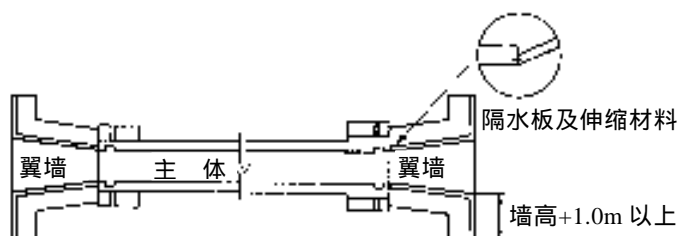


图 1-57 翼墙平面图

3. 从稳定性、经济性出发，翼墙的标准断面形状应为图 1-58 的 A 型，但河道较宽、底板较厚时应采用 B 型。必要时在形状、结构上还应考虑适合水生生物生息的设计。



图 1-58 翼墙标准断面图

4. 翼墙的顶宽, 除小型涵管外, 应为 35cm 以上, 并考虑与主体的平衡、结构、施工性等决定。

5. 翼墙的顶高应与设计堤防断面一致。

6. 翼墙的端部, 应考虑河道的冲刷等, 与堤防平行, 嵌入接合水道的护岸范围或翼墙端部的墙高加 1m 左右的数值。

7. 翼墙多为钢筋混凝土结构, 根据地形或相连水道的结构等, 需要采取其他结构时, 应研究对堤防的影响。图 1-59 为翼墙范围的一个例子。

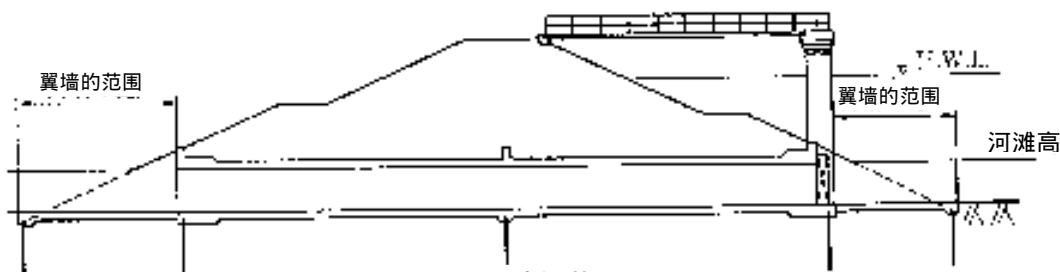


图 1-59 翼墙的范围

8.2.3 防冲护床

主体的吸入口和排出口, 应设置防冲护床。

防冲护床应具有保护涵管主体安全所必须的长度和结构。

说 明

防冲护床的长度, 应与翼墙的长度相同, 其结构设计上应考虑到水流的冲刷。

防冲护床与底板的连接, 应具有水密性且能适应不均匀下沉, 原则上应注意不要使表面产生较大的高低差距。

8.2.4 隔水

涵管应在适当的位置设置隔水, 以防止涵管下部泥沙流动和冲刷造成泥沙的吸出。

说 明

隔水一般应设置在如图 1-60 所示位置上。翼墙的 A 型、B 型的形式如本节 8.2.2.2 中的解说。其深度、水平方向的长度、设置位置, 应在综合研究不同降雨形式下的渗透路径长及过去的实例等的基础上决定。

此外, 隔水的深度应为底板下端起 2.0m 以上, 并考虑到不与主体脱离。此外, 根据需要隔水在结构设计上应具有挠性。

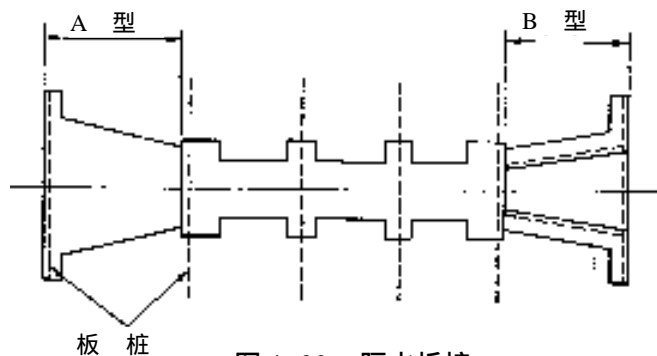


图 1-60 隔水板桩

8.2.5 基础

涵管的基础，应能对应涵渠的结构特点以及地层变位的影响，确保涵管的功能，且原则上应为直接基础。

说 明

涵管基础的结构设计，应能对应涵渠的结构特点以及地层变位的影响，确保涵管的功能，且不妨碍周围堤防的功能。也就是说，即使能够防止涵渠自身的变形，也会由于涵渠周围地层的下沉而使涵渠悬浮，成为堤防的薄弱之处，因此，基础的结构应该使涵渠与其周围的地面成为一体。

因此，涵管的基础通常为相应于地基残余下沉量以及涵管的结构形式的直接基础。与已建的桩基构筑物连接，需要减小涵渠的变形时，可在采取涵渠悬浮对策（地基处理）的同时采用桩基。

直接基础中，涵渠的涵轴结构必须与残余下沉分布相对应，如果是残余下沉量为 5cm 以下的良好支持层，则可采用刚性支撑时的涵轴结构。这里，良好支持层的一般标准是，沙土层、沙砾层的 N 值大致为 30 以上；粘土层的 N 值大致为 20 以上。

如上所述，基础的设计应根据残余下沉量与涵渠间的关系，并考虑包括地基改善等在内的经济性。此外，实施抑制下沉对策时，如果涵渠部分与其周围堤防的下沉量差距较大时，应考虑接合对策。

8.2.6 护床

护床的结构原则上应具有挠曲性，并应考虑到河流环境进行设计。

说 明

关于护床请参照本章 6.3.2 及 7.2.5。

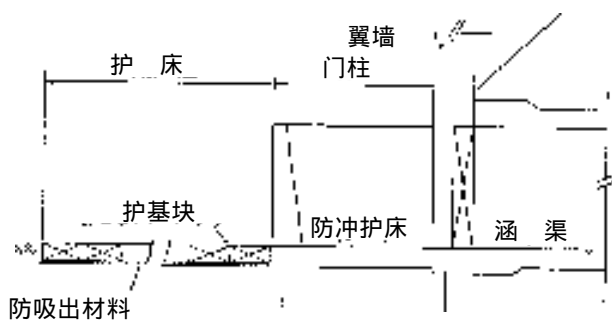


图 1-61 护床（护基块的例子）

8.2.7 护岸

护岸的结构应能针对水流等的作用保护堤防或河岸，并考虑到河流环境进行设计。

说 明

设置在有涵管横贯的堤防或河岸处的护岸的施工范围以及结构，根据河流管理设施等结构令以及本章第 4 节进行设计。

8.2.8 河滩保护

河滩保护的结构应能防止水流等对河滩的冲刷，并应考虑到河流环境进行设计。

8.2.9 其他构筑物

8.2.9.1 管理桥

管理桥的宽度应为 1.0m 以上。

说 明

管理桥的宽度应考虑涵管的规模等决定，这里规定的是其最小宽度。管理桥最好应为一个跨度，可动支撑的位置，应考虑门柱的倾斜及地震的影响等决定。此外应注意风的压力有可能造成管理桥的移动。

8.2.9.2 附属设备

为了维护以及操作的需要，涵管应设置必要的附属设备。

说 明

涵管应根据需要设置水位观测设施、船舶运行用信号指示器、栓船环、防舷材料、防护栏杆等。

迎水、背水的堤防坡面，应设置管理用阶梯。

水位观测设施，以分别设置在堤外侧和堤内侧为标准。

8.3 设计细节

8.3.1 设计荷载

涵管设计中采用的荷载主要应有：自重、地基变位的影响、静水压、扬压力、地震时的惯性力、温度荷载、剩余水压、土压、风荷载、雪荷载以及汽车荷载等。

说 明

涵管的设计荷载应参照本章 7.3.1 确定。

但对静水压，应就地震时干流和支流均为平水位的情形进行研究。对扬压力，应就干流水位为设计洪水位，支流水位为平水位的情形进行研究。

地基变位的影响主要是涵轴方向的地基残余下沉、侧方向变位等对主体的影响，设计上将这些分布换算为等价的地基变位荷载使用。

8.3.2 主体

8.3.2.1 涵渠

涵管涵渠的结构设计应能保证对设计荷载的安全。

说 明

涵管的涵渠，从横方向上作为埋设在地下的涵管框形或圆管进行研究，从纵方向上应相应于涵渠的结构以及支撑特性，作为弹性地板上的梁、弹性支撑上的梁，或考虑到地基变位后的弹性地板上的梁进行研究。

研究中应考虑如下几点：

1. 作为涵渠设计中的荷载条件，横方向仅就平时，总方向就平时和地震时进行研究。必要时还应就地震时的地基的液化进行研究。

标准的荷载条件如图 1-25 所示。

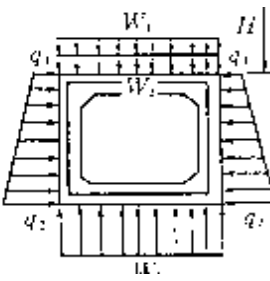
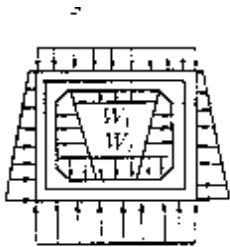
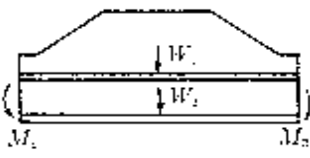
2. 涵渠横方向荷载条件的计算，使用施工断面作为堤防断面，并注意堤顶、坡脚以及断面变化较大的地方。为了确保所需的强度应适当地布置钢筋。构件的厚度除涵渠端部外，与荷载无关而一定。

3. 汽车荷载按接地宽度 20cm 成 45 度分布，并根据需要考虑冲击。

4. 对表 1-25 的情形 2，如涵渠与泵站相连，上部荷载值（不考虑汽车荷载）或侧面受动土压比从涵渠内侧作用的水压小时进行相应的计算，使钢筋布置能够得到所需的强度。此外，多个连接时，应在考虑泵站操作的基础上，确定作用在各断面的来自涵渠内侧的水压，进行计算。

5. 纵方向的计算中，一般将地基考虑成弹性地板，但对松软地基要考虑地基变位对荷载的影响。此外，根据需要应研究门柱等的端部转矩。

表 1-25 涵渠在通常情况下的荷载条件

		横方向		纵方向
		情形 1	情形 2	
荷载				
		W_1 =泥沙重量+雪荷载 +汽车荷载 W_2 =顶板自重 $W_3=W_1+W_2$ +侧墙自重 $q_1、q_2$ =土压	W_1 =作用于顶板的水压 W_2 =作用于底板的水压 在 $W_1、W_2$ 的同时有与情形 1 相同的外侧荷载作用。	W_1 =泥沙重量+雪荷载 +汽车荷载 W_2' =涵渠自重+涵渠内水重 $M_1、M_2$ =门柱等的端部转矩

8.3.2.2 门柱

门柱的结构设计应保证对设计荷载的安全性。

说 明

门柱应固定在涵渠顶板上，与操作台成为一体，横方向上作为门形框，纵方向上作为悬臂梁研究。

研究中应考虑如下几点：

1. 门柱的断面、钢筋量，一般应针对地震时的荷载决定，但如果门柱的宽度和厚度较大时或闸门的面积较大，则平时（闸门提升状态）的风荷载影响将起到决定性的作用。

此外，门柱及操作台的设计中，应考虑到闸门提升时来自闸门的荷载、来自管理桥的荷载、自重（有工棚时包括其重量）等进行设计。

2. 标准的荷载条件如图 1-62 所示

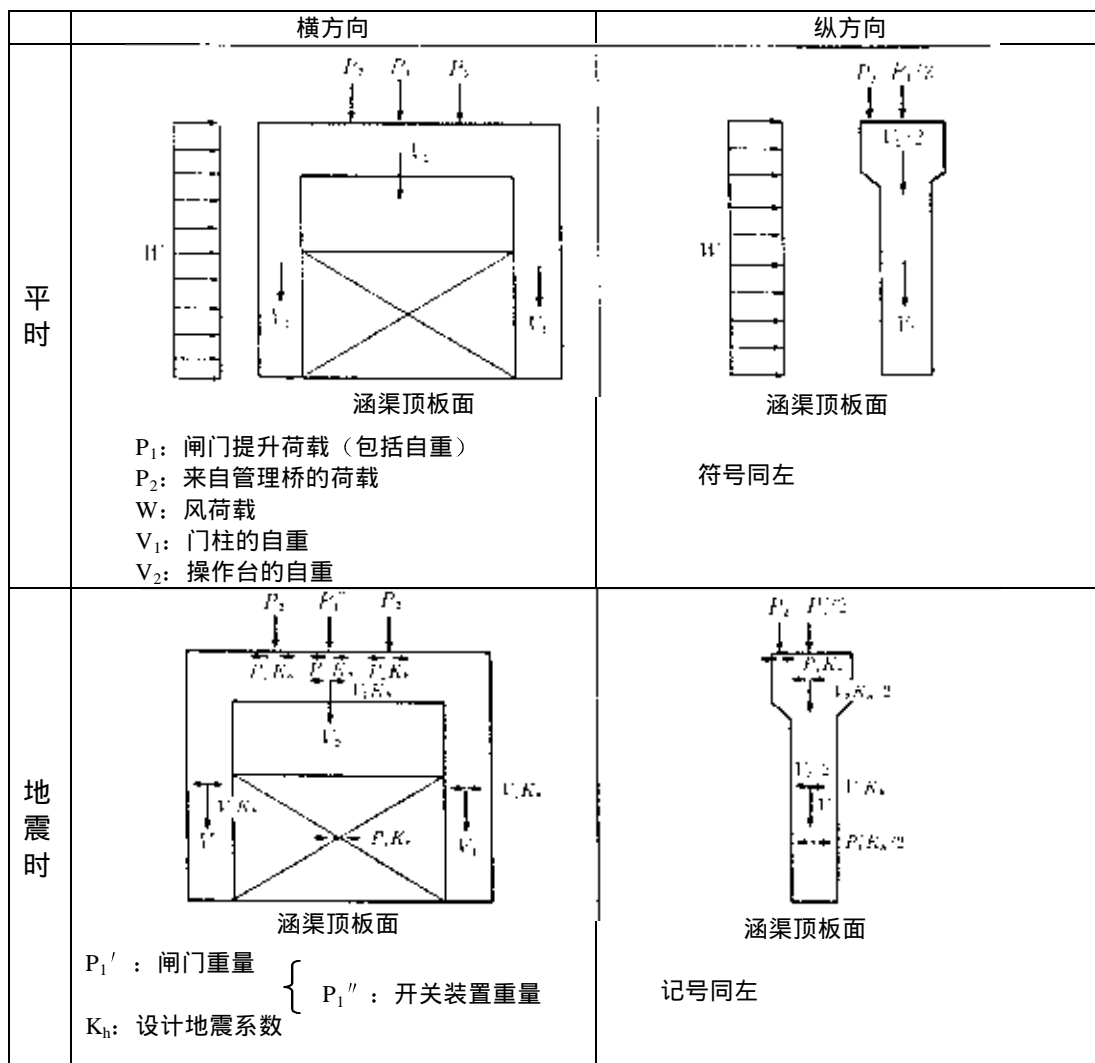


图 1-62 标准荷载条件

3. 门柱与涵渠的连接部, 是应力集中之处, 应如图 1-63 所示加设钢筋。

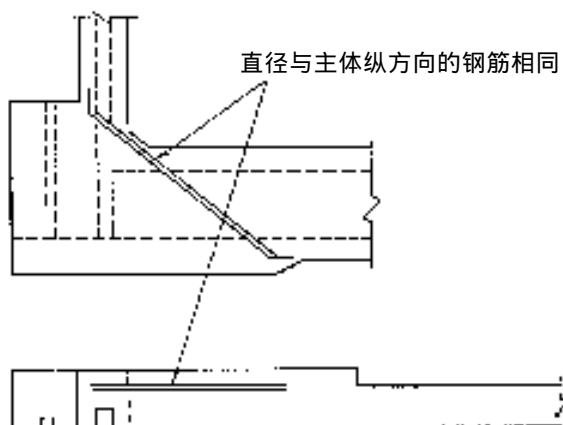


图 1-63 门柱与涵渠连接部的钢筋布设

8.3.3 翼墙

翼墙的设计对设计荷载应确保对翻倒、滑动、地震支撑力等所需的安全性。

说 明

翼墙稳定性计算中的土压, 应考虑背面手动土压。

U 字形结构时, 如荷载左右对称, 则除地震支撑力的计算外不需要进行稳定性计算。

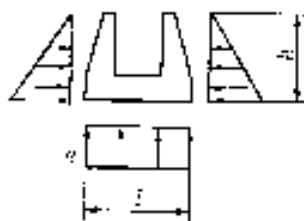


图 1-64 U 字形翼墙

第 9 节 水 闸

9.1 水闸设计的基本要求

9.1.1 水闸设计的基本要求

水闸在结构设计上, 应保证对设计洪水位 (高潮河段则为设计高潮位) 以下水位的水流通常作用的安全性。并且, 水闸应不会妨碍计划高水位以下水位的洪水的泄流, 不会对附近河岸以及河流管理设施的结构有明显的影响, 同时其结构设计应适当考虑到防止与水闸相连的河床、河滩等的冲刷。

说 明

水闸是为了减轻河口部位高潮的影响, 减轻在支流的汇流点处干流回水的影响等而设置闸门将堤防分隔, 使该部分能够确保多项堤防功能的河流建筑物, 其形状以及断面积, 应满足根据所横贯河流的设计洪水位流量或过水能力等而定的过水要求。

由于堤身内如果包含性质不同的构件，就容易造成漏水，形成堤防的隐患，所以只有在河流管理上必要的情况下才设置水闸。只要人们还需要河流的防护兴利功能，就不能排除设置闸门的情况，但在设置中，必须充分考虑其结构和施工，不能在水闸附近留下堤防隐患。

此外，同时用于船运的水闸，除上述内容外，其形状和断面积还应满足其目的的需要。

本节中主要介绍的是目前采用较多的提升式闸门的水闸，使用其他形式的闸门时，应充分考虑本节中所介绍的内容的意义，在设计上确保所需的功能与安全性。

水闸的形状，应考虑到与周围景色相协调。

水闸各部分的名称如图 1-65 所示。这里给出的是水闸结构中主要的部分，其他还有门挡、卷扬机、护岸、管理用阶梯、附属设备等各结构部分。

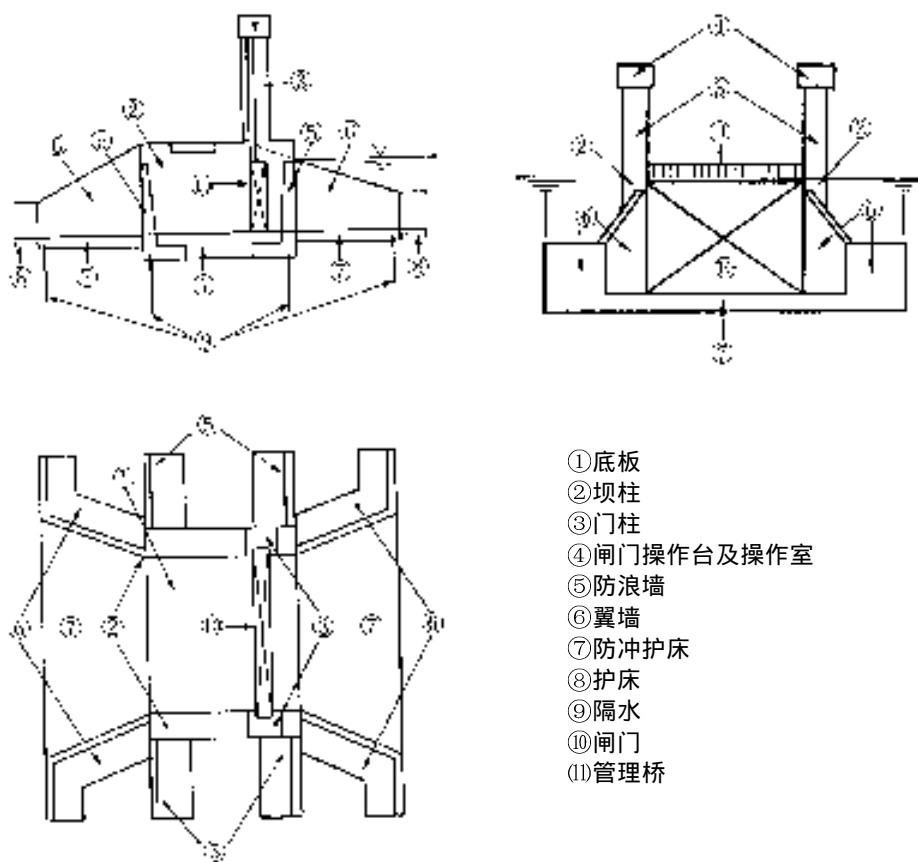


图 1-65 水闸的各部分名称

9.1.2 水闸的断面

为减少干流回水的影响而在支流设置的水闸，其断面应根据如下几点进行设计：

1. 水闸的设置地点，不修建水闸时该河流的计划高水位以下的计划河道断面积与水闸断面积相比，为 1: 1.3 以内时，则两端部支柱的内侧，应位于该河流的计划高水位与堤防的交点的位置。

2. 与上述情况相同，但比例大于 1: 1.3 时，水闸宽度应能缩小到使该比例成为 1: 1.3。

此外，如果该河流的计划高水位与干流的计划高水位或计划高潮位相比相当低，不会影响船只通行时，可设置幕墙。

说 明

从过水能力这一点来讲，水闸的有效断面可以与河道的计划断面相等，但如果按两者相等的条件来确定水闸宽度的话，有时水闸部分的河宽可能会过于狭窄，此处水流缩小造成的能量损失可能会影响洪水的顺畅泄洪。

设置帷幕墙的规定，是因为如果水闸的顶高设为本章 9.2.1.6.2 所示的高度，则可能闸门制作成本及开关装置等的费用会相当大。帷幕墙的下端高度，根据本章 9.2.1.6.3 的规定设计。此外，在高水位或高潮位时，帷幕墙与闸门将成为一体起到堤防的作用，所以应注意帷幕墙与闸门间的水密性。

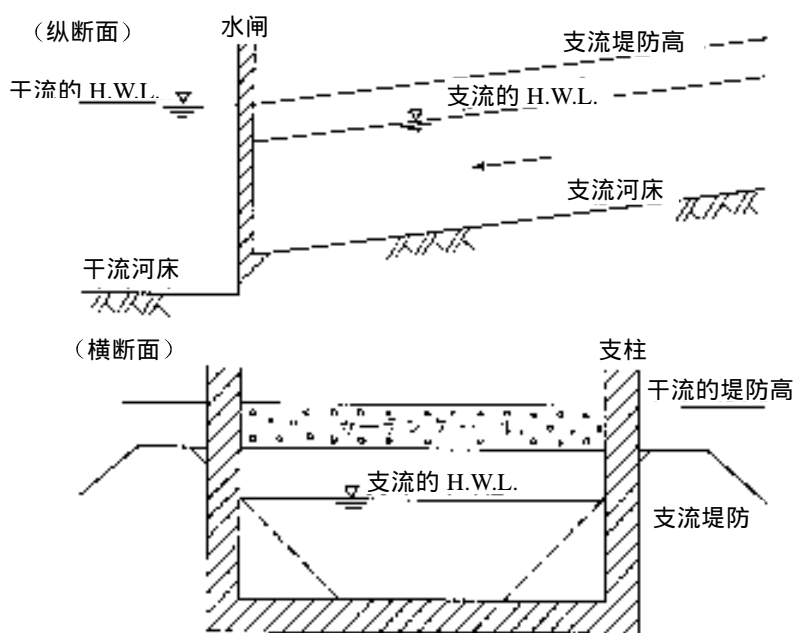


图 1-66 水闸断面示意图

9.2 结构细节设计

9.2.1 水闸的主体

9.2.1.1 水闸的主体

水闸主体以及闸门的结构应具有足够的强度和耐久性。

说 明

水闸的主体中，底板、坝柱、门柱、防浪墙、闸门操作台的各个部分，多为钢筋混凝土结构，但有时也使用预应力混凝土、钢、球墨铸铁等结构。闸门则多为钢结构，但有时也使用铝结构。

水闸的主体，一般采用如下所示的形状（图 1-67）。

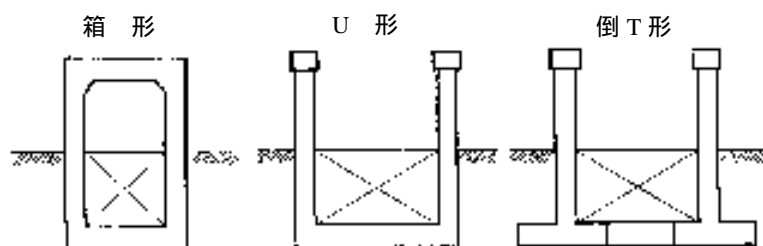


图 1-67 水闸主体的形状

水闸主体的形状，一般小规模采用箱形，大规模的采用倒 T 形，中间的采用 U 形，选择结构形状时，还需要考虑地基状况、施工性（与临时围堰的关联）、工程费用等。

9.2.1.2 底板

水闸底板的结构，应能支撑上部荷载确保闸门的水密性，起到坝柱防冲护床的作用。

说 明

水闸底板的设计，参考本章 7.2.1.1.2 进行。

9.2.1.3 坝柱

水闸坝柱的结构设计应能保证将上部荷载以及水压安全传递到底板上。

说 明

水闸坝柱的设计，参考本章 7.2.1.1.3 进行。

对水闸坝柱的顶高，应考虑闸门关闭时的顶高、管理桥等的条件决定。一般多设为计划堤防高，但根据河流的情况，也可采用加上余量后的高度。

稳定性计算应针对高水位时、地震时的支撑力、倾倒、滑动等进行，计算所得到的坝柱长小于堤顶宽度加上门柱宽和闸板用门槽宽的数值时，应设定为该数值以上。

此外，坝柱与底板应为相同长度，但对中间坝柱，根据需要其坝柱长可短于底板长。

9.2.1.4 门柱

水闸门柱的顶高，应为闸门全开时的闸门下端高加上闸门高以及闸门管理所必需的高度后的数值。

说 明

水闸门柱的设计，参考本章 7.2.1.1.4 进行。

门挡的计算，参考本章 8.2.1.3 进行。

9.2.1.5 闸门操作台及操作室

水闸门柱的上部，原则上应设置安放闸门操作作用开关机、控制柜等设备用的操作台。闸门操作台原则上应设置操作室。

说 明

闸门操作台及操作室的设计，参考本章 7.2.1.1.5 进行。

9.2.1.6 闸门

9.2.1.6.1 闸门

水闸闸门的结构设计，应保证可在高水位时可靠开关，具有足够的水密性，并且不会对高水位时的水流产生显著影响。

9.2.1.6.2 闸门顶高

水闸闸门关闭时的顶部高度（有帷幕墙时为幕墙的上端高度），原则上应不低于与水闸相连的堤防高度（计划横断面形状已确定的情况下，计划堤防高度低于目前堤防的高度，且认为不会对防洪有所妨碍时，或计划堤防高度高于目前堤防的高度时，为计划堤防高度）。

说 明

如高潮段等，认为不会由于水闸背后土地的情况或其他特殊原因而对防洪有所妨碍时，可考虑水闸的结构、浪高等，将闸门顶高设定为计划高潮位以上适当的高度。

9.2.1.6.3 提升完毕时的闸门底部高度

水闸闸门提升完毕时的闸门底部高度（有帷幕墙时为提升完毕时的闸门底部高度及帷幕墙的下端高度），应不低于水闸所横贯河流的计划高水位，加上根据结构令第 20 条所规定的高度后，不低于该河段两侧堤防（计划横断面形状已确定的情况下，计划堤防高度高于目前堤防的高度时为计划堤防）中较高一侧的高度。

说 明

这里给出的是，有关水闸闸门提升完毕时的闸门下端高度及幕墙的底部高度的至少必须确保的标准。在设定时必须考虑如下事项：

1. 本节 9.1.2 所示的水闸断面积。
2. 有船只通行时，其高度应不会影响船舶航行。但当通行船只是桅杆较高的观光船时，应在经济性、景致等方面与有关部门进行充分的协调与研究。
3. 对预计可能发生下沉的地区，应根据需要预测未来的地基下沉量。

9.2.1.6.4 操作方式

水闸闸门的启闭装置，原则上应为电机驱动，并备有备用动力装置。

闸门的操作，应采用机旁操作或远程操作。如果采用远程操作，应同时也可进行机旁操作，操作以机旁操作为优先。

说 明

有关操作方式，参照本章 7.2.1.1.6.4。

9.2.2 防浪墙及翼墙

9.2.2.1 防浪墙

防浪墙的结构设计，应能防止主体和堤防内泥土的移动及吸出，同时可暂时防止由于翼墙的破坏而造成堤防的倒塌。

说 明

防浪墙是为了延长渗透路径，防止主体和堤防内泥土的移动及吸出，同时暂时防止由于

翼墙的破坏而造成堤防的倒塌而设置的。

防浪墙应与主体形成整体结构，并设计成对土压等可以自立的结构。

防浪墙的顶部以在计划堤防断面内为标准，但根据河流的情况等可在施工断面内。

防浪墙的长度，应考虑泥沙的吸出、临时防止倒塌等，设为防波墙高度的一半以上，确保必要的长度。

9.2.2.2 翼墙

翼墙的结构设计原则上应与主体相分离。

说 明

1. 翼墙的结构应与主体分离，但其接头应使用有挠曲性的隔水板以及伸缩性材料，这样即使结构上发生变位也能确保水密性。

2. 翼墙的平面形状，标准应为如图 1-65 所示的形状，但还应考虑干流与支流的河流状况决定。

3. 翼墙的顶高应与计划堤防端面或施工断面一致。翼墙的顶宽，应为 35cm 以上，并考虑与主体的平衡、结构、施工性等决定。此外，翼墙的端部，应考虑河道的冲刷等，与堤防平行嵌入接合水道的护岸范围或翼墙端部的墙高加 1m 左右的数值。

9.2.3 防冲护床

主体的上下游，应设置防冲护床。

防冲护床应具有保护水闸主体安全所必需的长度和结构。

说 明

1. 防冲护床一般多为钢筋混凝土结构，但扬压力较大，明显不经济的情况下，可采用较轻的结构（利用护基等）。此时，应确保必要的渗透路径长。

2. 防冲护床的长度，考虑到翼墙为堤防的一部分，应与翼墙的长度相同，以避免由于内外水位差造成的渗透水、闸门操作的影响造成的冲刷等使翼墙损坏。

3. 钢筋混凝土结构的防冲护床与底板接缝结构的设计，应具有水密性且能适应不均匀下沉。

9.2.4 截水

水闸应设置适当的截水，以防止水闸下部泥沙流动和冲刷造成泥沙的吸出。

说 明

为了减小内外水位差造成的渗透水的水力梯度，防止水闸下部泥沙流动和冲刷造成泥沙的吸出，隔水所用的板桩应如图 1-68 所示设置。其深度、水平方向的长度、设置位置，应在充分研究渗透水及开挖宽度等的基础上决定。此外，板桩不分担结构计算上的荷载。

水闸的隔水板桩一般多使用 II 型，但由于土质等打桩困难时，根据需要应使用 III 型以上的钢板桩。

此外，隔水板桩还应考虑到不与主体脱离，水平方向设置的隔水板桩根据需要结构设计上应具有挠性。

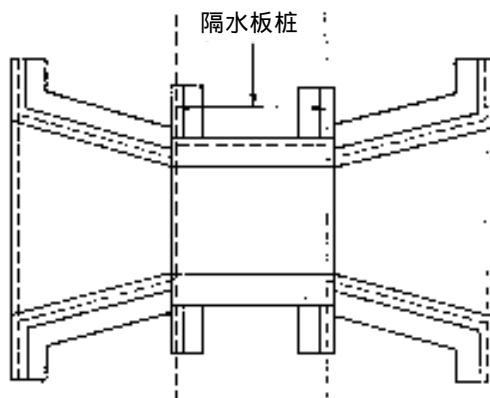


图 1-68 水闸隔水板桩的布置

9.2.5 基础

水闸基础的结构设计，应能保证将上部荷载安全地传递到良好的地基上。

说 明

有关基础请参照本章 7.2.4 的规定。

9.2.6 护床

护床的结构应具有挠曲性，并应考虑到河流环境进行设计。

说 明

如果防冲护床直接与河床相连，会产生由于冲刷造成的深度冲刷等的危险，因此应设置与防冲护床相连的具有挠曲性的护床。此外，请参照本章 6.3.2、7.2.2、7.2.5 的规定。

9.2.7 护岸

护岸的结构应能针对水流等的作用保护堤防，并考虑到河流环境进行设计。

说 明

有关护岸请参照本章 8.2.7。

9.2.8 河滩保护

河滩保护的结构应能防止水流等对河滩的冲刷，并应考虑到河流环境进行设计。

9.2.9 其他构筑物

9.2.9.1 管理桥

管理桥的宽度应考虑闸门维护所需的宽度、堤防管理用通路宽度等决定。

说 明

管理桥的宽度应考虑与其相连的道路的宽度、交通量、重要性以及水闸管理及防洪时的交通进行确定。但如果是兼用道路，则应与道路管理者协商。桥面高度的确定，应研究接合道路的结构等，路面高度应不在计划堤防断面内。此外，管理桥的梁下高度应不低于提升完毕时的闸门下端高。

9.2.9.2 附属设备

为了维护以及操作的需要，水闸应设置必要的附属设备。

说 明

作为附属设备，水门应设置水位观测设施、照明设施以及在迎水、背水的堤防坡面，设置管理用阶梯。还应根据需要设置船舶运行用信号指示器、栓船环、防舷材料、防护栏杆等。

堤外侧、堤内侧的管理用阶梯应成一条直线。大型水闸的情况下，以设置在水闸的上下游为标准。

水位观测设施，设置在水闸前后，操作室应可显示水位，以便于闸门操作。

9.3 设计细节

9.3.1 主体的设计

水闸主体的设计应能确保对倾倒、滑动、基础支撑力具有所需的安全性。

9.3.2 荷载

水闸设计中采用的荷载主要应有：自重、静水压、扬压力、地震时的惯性力、温度荷载、剩余水压、土压、风荷载、雪荷载以及汽车荷载等。

说 明

水闸的设计细节，参照本章 4.3、8.3 的规定。

其中静水压等的荷载，应根据表 1-26 的水位条件确定。

表 1-26 水闸设计的水位条件

设施的种类、区分		设计洪水位	
		外水位	内水位
水 闸	用半回水堤的支流处理方式设置的水闸	外水位的 H.W.L. (高潮区间为计划高潮位)	闸门敷设高度或内水位的 H.W.L.
	用自流堤的支流处理方式设置的水闸	外水位的 H.W.L. (高潮区间为计划高潮位)	闸门敷设高度或内水位的 H.W.L.
	在分洪点等设置的水闸	外水位的 H.W.L. (高潮区间为计划高潮位)	闸门敷设高度

第 10 节 隧道结构的河流

10.1 隧道结构河流设计的基本要求

隧道结构的河流，应保证对设计流量水流作用的安全性，应不会对附近河岸以及河流管理设施的结构产生明显影响，同时其结构设计应适当考虑到防止与隧道结构河流相连的河床及河滩的冲刷。

说 明

隧道结构河流是指根据水系的河流改造规划而安排的、为了使河流流量的部分或全部流过，或者是减少河流流量而设置的隧道结构的河流。本标准对隧道结构的河流中具有入流设施或排水设施的称为地下河流，其他的则称为隧道河流。

设计隧道结构的河流时，应考虑其特殊性进行设计。隧道主体应尽量设计成具有自由水面的断面，不得已而采用压力隧道时，应根据水力实验等进行研究。

隧道河流的各部分名称如下。

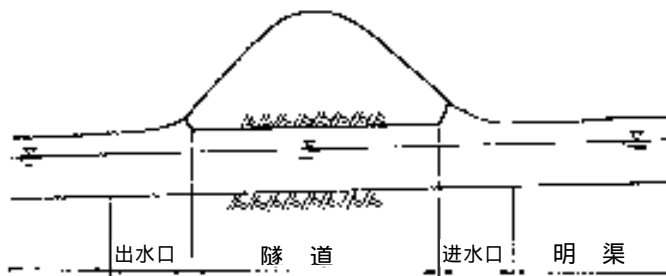


图 1-69 隧道河流的各部分名称

地下河流的各部分名称如下，但有些地下河流，根据地形条件等，入流设施为与隧道河流相同的进水口，或排水设施为出水口。

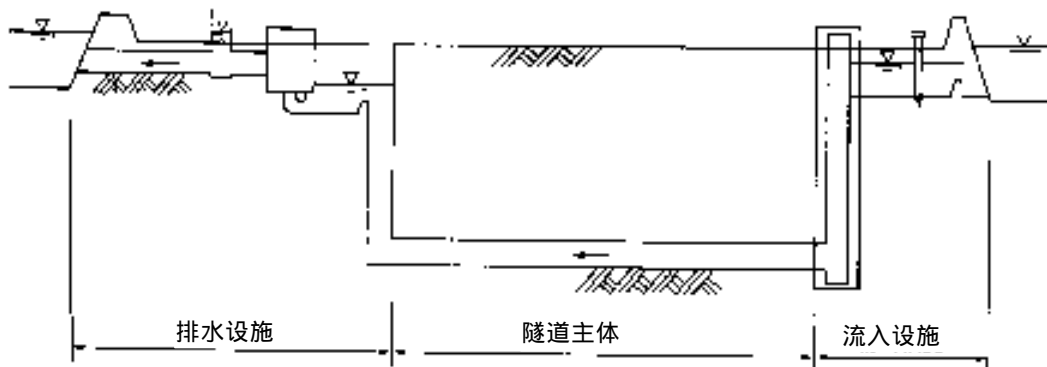


图 1-70 地下河流各部分名称

隧道结构河流的设计中，考虑噪音、振动、恶臭等周围地区的生活环境，或与相接河流的自然环境十分重要。此外除这里特别提出的要求外，还应参考《隧道标准规范（开挖篇）、（山岳篇）及（盾构篇）》（土木学会）等进行设计。

10.2 结构细节设计

10.2.1 主体

隧道的主体，应为全断面混凝土衬砌或其他类似的结构，应能对流出的泥沙造成的磨损具有所需的安全性。

说 明

隧道主体内侧，应为全断面混凝土衬砌或其他类似的结构，并采取磨损对策，如加厚混凝土厚度、表面采用耐磨材料等，以防止由于流水、泥沙等的磨损而降低结构上的安全性。

采用何种磨损对策，应考虑泥沙夹杂情况、流速、水质、隧道主体的规模、施工方法、

维护等决定。

10.2.2 进水口及入流设施

10.2.2.1 进水口

隧道河流的进水口的形状，应使流水可以平稳流入，并应采取适当的对策，以防止水流中夹杂的泥沙、浮夸风木等造成堵塞。

此外，与隧道河流的进水口相接的河道，在必要的范围内应设置护岸及护床。

说 明

水流中夹杂的泥沙、流木等造成堵塞对隧道河流来说最为危险，因此必须根据河流状况采取适当的防治对策。夹杂泥沙量大的河流，应研究设置适当的沉砂槽。对浮木等，应根据需要采用防治屏蔽、除尘机、防治桩等。

进水口是形状等有突变的地方，其水流比其他地段更紊乱，应设置护床及护岸，以保护隧道主体。设置范围应根据土质、水深、流速、流量、周围情况和隧道主体规模等确定。

隧道主体的断面一般多为马蹄形，相连的明渠多为矩形，因此应设置转移段（过渡），以使水流可以顺畅流过。

特别是，隧道主体为两条以上时，为了均匀平稳地分流，需要设置导流墙。

设计导流墙时，必要时最好应实施水力模型实验。

进水口与隧道主体的连接处，应设置伸缩性接口。

除采取防止落水事故对策外，还应在隧道河流进水口的结构上做相应的处理，使无关人员无法入内。

10.2.2.2 入流设施

地下河流入流设施的形状，应使水流能够平稳入流。入流设施应根据河流状况，对夹杂的泥沙、浮木等采取适当的防治对策。

采用压力管方式时，其形状应能尽量减少空气混入量。

说 明

地下河流需要将干流河道的洪水分流，使之流入地下的设施，称为入流设施（图 1-71）。

地下河流的流入设施的形状，在中小洪水时应能保证使水流平稳入流、在异常涨水时应能确保地下河流整体的安全性。水流中夹杂的泥沙、流木等造成堵塞对隧道河流来说最为危险，因此应根据河流状况采取适当的防治对策十分重要。夹杂泥沙量多的河流及夹杂泥沙粒径大的河流，应设置适当的泥沙沉淀槽。

此外，对有可能发生流木的河流，需要设置清除流木类的屏蔽。对可能有流木或被冲毁房屋流入的河流，有的还确保了流木有效面积的 20 倍以上的清除屏蔽面积。

通过拦河坝分流计划流量的方法中，有正面溢流方式和横溢流方式，而结构上的分类又可分为活动坝和滚水坝。安排这些设施时，必须能够保证对通过水力研究而确定的计划流量实现分流。

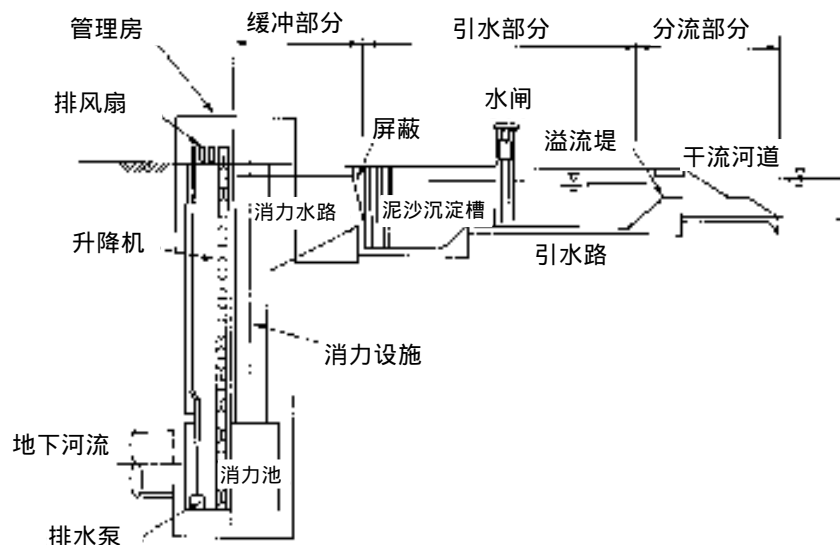


图 1-71 流入设施举例

从流入设施进入地下河流的水流是落下形式时，需要设置削减水流能量的设施。消力设施的形式应根据占地的限制、水流状况、空气的混入、消力效果等进行综合判断决定。

采用压力管方式时，由于进入隧道主体内的空气引起压力变化、落差损失等发生，因此需要通过模型实验等了解空气混入情况，研究流入设施的合适的形状。

10.2.3 出水口及排水设施

10.2.3.1 出水口

隧道河流的出水口的形状应使水流能够平稳流出。

与隧道河流的出水口相接的河道，在必要的范围内应设置护岸及护床。

说 明

从隧道河流流出的水流可能对附近河道及河流构筑物有明显影响时，应研究适当的消力措施。

此时水流能否平稳流出，取决于隧道河流与相连河流的断面形状，因此需要充分研究接合部的形状。

此外，出水口与隧道主体的连接处，应设置伸缩性接口。

10.2.3.2 排水设施

进行地下河流排水设施的设计时，除考虑对地下河流整体的影响如吸水槽的规模、水泵的大小、压力波动现象等外，同时还应充分考虑对排水区域的影响。

说 明

地下河流大都需要能够将落入地下的水迅速排出的设施，一般由排水部分、设备部分、出水口组成。

通过排水设施的水流入海时，需要考虑水面的利用和出水口的堵塞等，水流入河时，需要考虑使合流不会对河床及河流构筑物有影响。

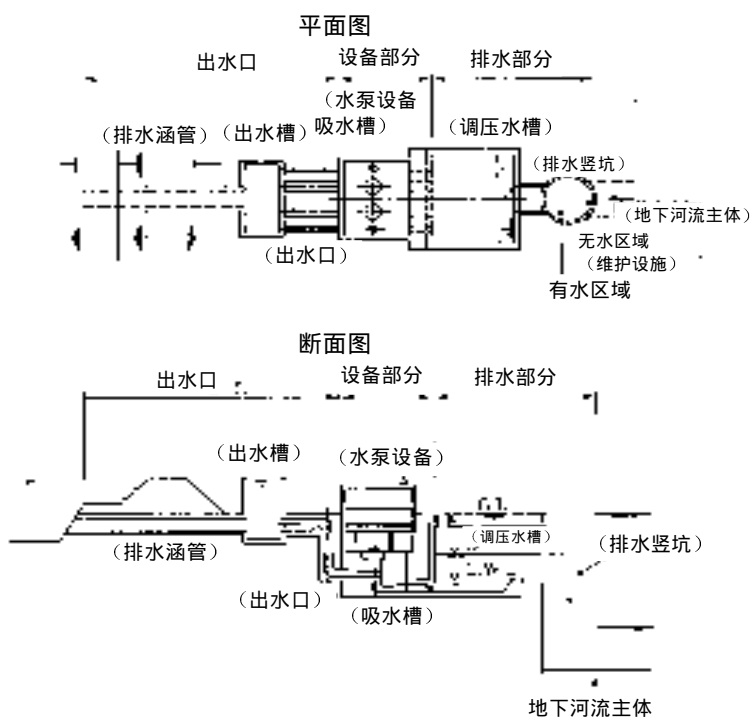


图 1-72 排水设施举例

10.2.4 维护用设施

隧道结构河流的结构应能保证在非洪水时能够安全便利地进行巡视，同时，在非汛期能方便地截断上下游河流的来水，并能确保维修施工用资材的搬入通路。

说 明

隧道结构河流必须能经常进行巡视，检查有无衬砌的剥落、裂缝的发生、渠底的损坏和顶部坍塌的征兆等。因此，其结构应能保证在非汛期很快使隧道内成为无水状态，以安全方便的巡视隧道。

为此，必须将上游河道的水流切换到旧河道、其他水路、湖泊等。因此要设置水闸或固定坝等，以截断非洪水时的流量。此时，要注意普通的闸板是无法拦截水流的。

非汛期下游河道的水流有可能倒灌进隧道内时，必须设置水闸及排水孔（为排除隧道内的涌水等而设置）。但下游入海，且隧道的下游端敷设高度高于平均满潮位时不受此限。

此外，还应确保必要的空间，以确保进行维修施工时从上游或下游搬入资材用的通路。

洪水过后，隧道内有剩余水时，需要设置维护用水泵来排水。此时，在城市地区有时剩余水会是 SS 值高的悬移水，需要进行沉淀等处理。剩余污水有时可能产生臭气，为了保护设施内的工作环境及周围的生活环境，需要对设置通风设备、除臭设备等进行研究。

10.3 详细设计节

10.3.1 隧道

10.3.1.1 设计流量

隧道的设计流量原则上应不小于计划中分配的设计洪水位流量的 130%。

隧道结构的河流，与其他明渠河道相比更难增加过水能力，且由流过物造成堵塞的危险性也更高。考虑到这些不利的地方，用于隧道断面设计的设计流量就需要比计划中设定的流量增加一定的比例。

这个增加的比例，应就隧道结构河流的形式（明渠方式、压力管方式、自然流下方式、兼用水泵方式）、所在地点的河道特点及流域特点，以及给断面带来影响的垃圾和泥沙等阻碍通畅的问题按各具体地点进行研究设定，但一般明渠方式的隧道，应不小于计划中分配的设计洪水位流量的 130%。此外，最好应根据计划篇第 10 章第 7 节的规定，确保目前的河道，但由于不得已的情况而不得不废除目前的河道时，隧道的设计流量在不小于计划中分配的设计洪水位流量的 130%的基础上，还不应小于如下流量中数值较大者。

1. 隧道上游目前的河道有堤防时，其泄洪能力的 130% 的流量；
2. 隧道进水口或流入设施的超过概率 1/100 流量的 130% 的流量。

压力管方式的隧道内的过水量，由于水力梯度比断面积设定得大，所以设计流量大多与计划流量相同，此外，对压力管方式时的垃圾、泥沙等对断面的阻碍，应另行通过增大断面面积（参照计划篇第 10 章 3.2.2）来处理。

10.3.1.2 设计流速

隧道内的设计流速对隧道主体的维护来说应是一个安全的流速。

说 明

隧道内的设计流速过大时，衬砌的损耗会更厉害，水流的能量也更大，对安全来说不利。而流速过小时，会导致隧道内泥沙淤积等也有不少缺点。

一般地，隧道内的设计流速多采用 7m/s。

决定流速时应考虑如下事项：

1. 对糙率，按每条具体的河流，综合考虑：

- 使用频率
- 流入泥沙及垃圾的特点
- 由于管内流速等造成的磨损程度
- 墙面的维护方法等

并参考以往的计划和糙度的观测资料，设定适当的数值。

混凝土的抹面和维护良好的情况下，多采用 $n=0.015$ 。此外，明渠方式下，决定洪水量全部泄流时的隧道断面所使用的糙率，多采用 $n=0.023$ 。

2. 适用于平时过水的水路内流速，以 2~5m/s 为宜，而适用于一时的大流量过水的水路，流速可设为 4~7m/s。

10.3.1.3 断面

隧道断面的设计应考虑安全性、施工性等，且不会对水流的流过产生影响。

说 明

隧道断面的设计，不仅要考虑地质条件、地下水位及水力条件等，还应充分研究安全性、施工性等，不对水流的流过产生影响。

对明渠方式的隧道，应进行充分研究，避免隧道内产生跳水现象，并根据需要用水力模型实验进行验证。

隧道内的曲线部分，一般为相当于 v^2/gR (v : 流速; R : 曲率半径; g : 重力加速度) 的横断面坡度 (正常逆流时)，因此，特别是涵洞型的隧道时，应设计成顶部不与水面接触。而且，由于是水路隧道，与地质情况是否良好无关，必须设置渠底，其厚度应为 35cm 以上，隧道的施工接缝应设置挡水板。

此外，比起断面积来水力坡降在更大程度上左右着泄流量的大小，因此决定泄流设计流量所需要的断面积时，需要设定水力坡降线。采用兼用水泵式的情况下，还需要考虑水泵突然停止时的压力波动现象等进行设定。同时，由于水力坡降会随着断面和水泵扬程而变化，计划断面还需要一并研究水泵的扬程。也就是说，明渠方式时的设计洪水位，应以考虑了下游段条件的非均匀流水位和均匀流水位中较高者为标准，并将其包括在内考虑。

第 11 节 泵站

11.1 泵站设计的基本要求

泵站的设计应能实现排除涝水或河水所需要的功能，且不会给河岸及河流管理设施等的结构造成明显的影响，同时还应考虑到保养运行进行设计。

说 明

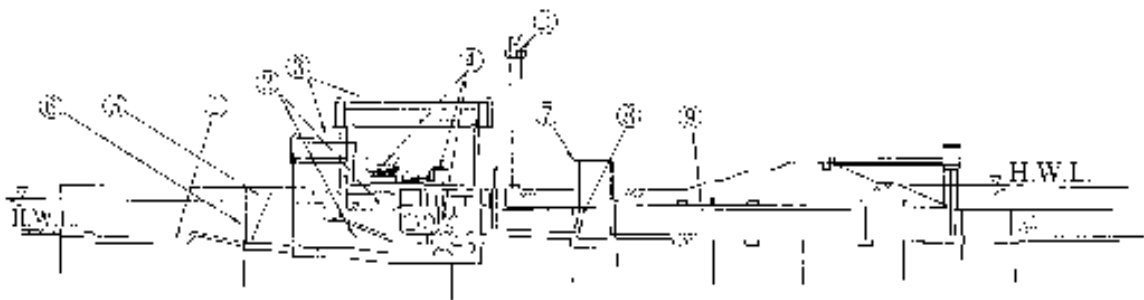
泵站是用水泵横贯堤防，为了排除内涝水或河水而设置的设施。排涝包括支流汇流点的防倒流水闸及用于防御高潮的河口部防潮水闸等闸门关闭情况下的排水等。

泵站原则上应与堤身分开适当的距离设置。为了发生洪水时泵站能顺利运行，需要进行日常检查和维修，因此设备结构也应能满足这一要求。特别是泵站如果长期不用，其功能容易降低，因此作为定期试运行需要进行保养运行 (管理运行)。

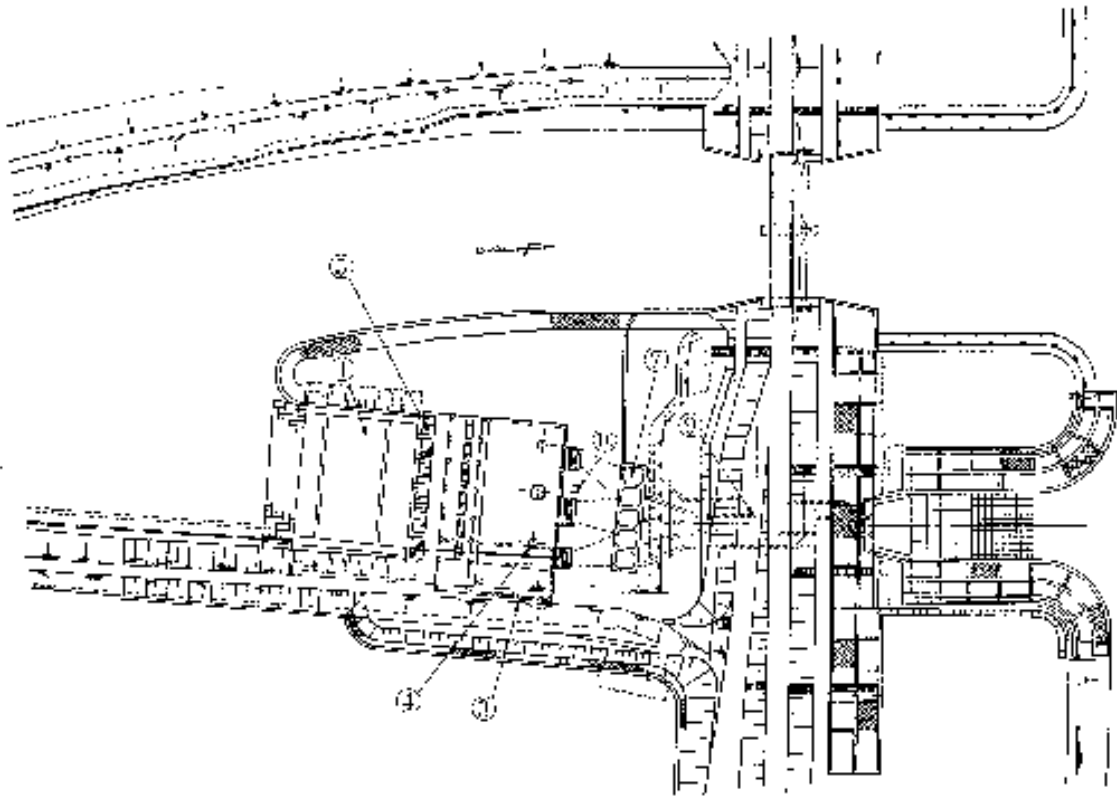
有关水泵设备的详细内容，根据《建设省扬排水泵设备技术标准 (案)》、《扬排水泵设备设计指南 (案): 建设省》。有关小型水泵、抢险排水泵站，分别根据《扬排水泵设备技术标准 (案: 建设省)》、《扬排水泵设备设计指南 (案): 建设省》。此外，在设计中还要考虑到与周围景色的协调。

泵站主要由如下几部分组成: ①沉沙槽、②泵站主体、③泵站、④泵站工棚、⑤屏蔽、⑥闸板或调节闸门、⑦排出水槽、⑧逆止阀、⑨涵管、⑩通风烟筒。其布置一般如图 1-73 所示。

泵站的构造根据其规模及水泵的形状而不同，但一般构成都如图 1-74 所示。近来，有些泵站也采用了新的结构，如水闸兼设小型水下泵等。

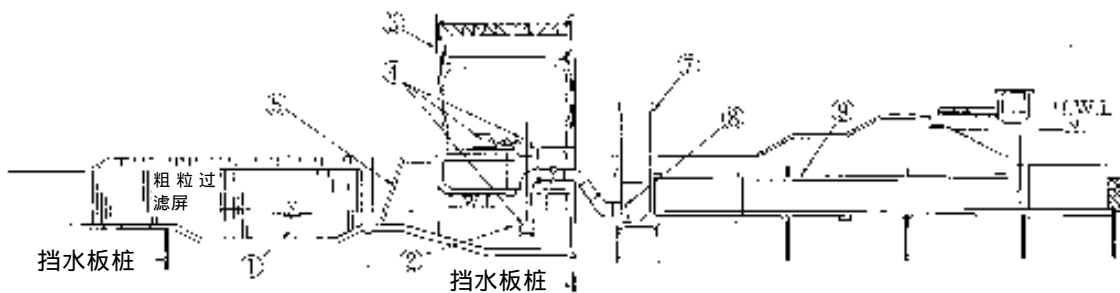


(a) 混凝土箱式泵站举例

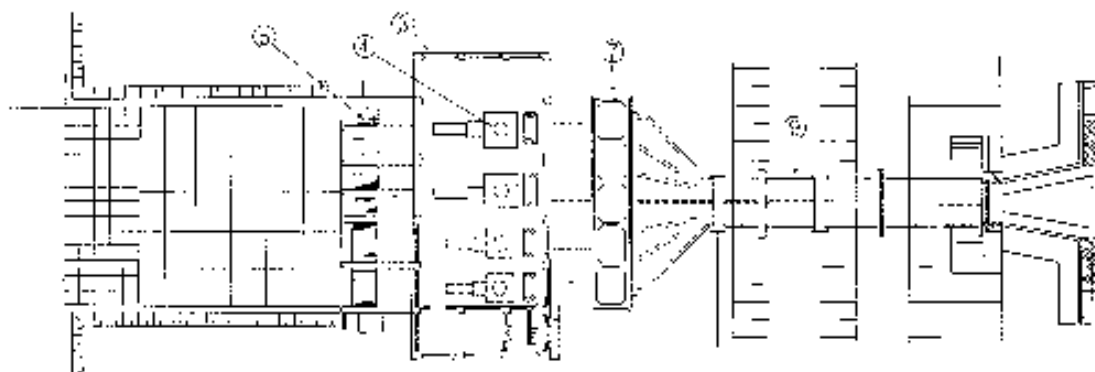


(b) 混凝土箱式泵站举例 (平面图)

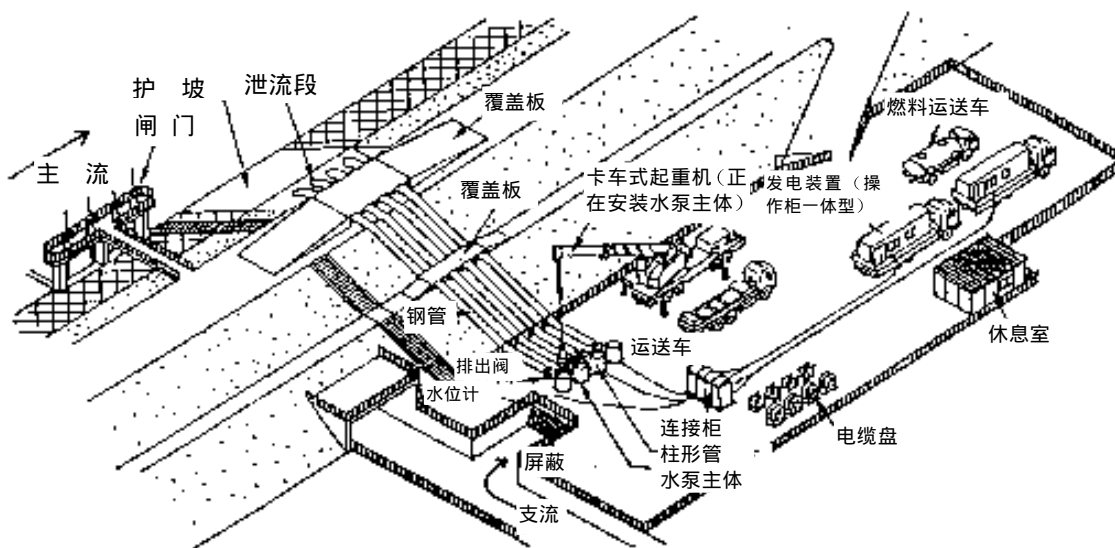
图 1-73 泵站各部分名称 (号码与正文相对应)



(c) 立轴双地板式泵站举例



(d) 立轴双层式泵站举例 (平面图)



(e) 紧急排水泵 (水下泵) 举例

图 1-73 泵站各部分名称

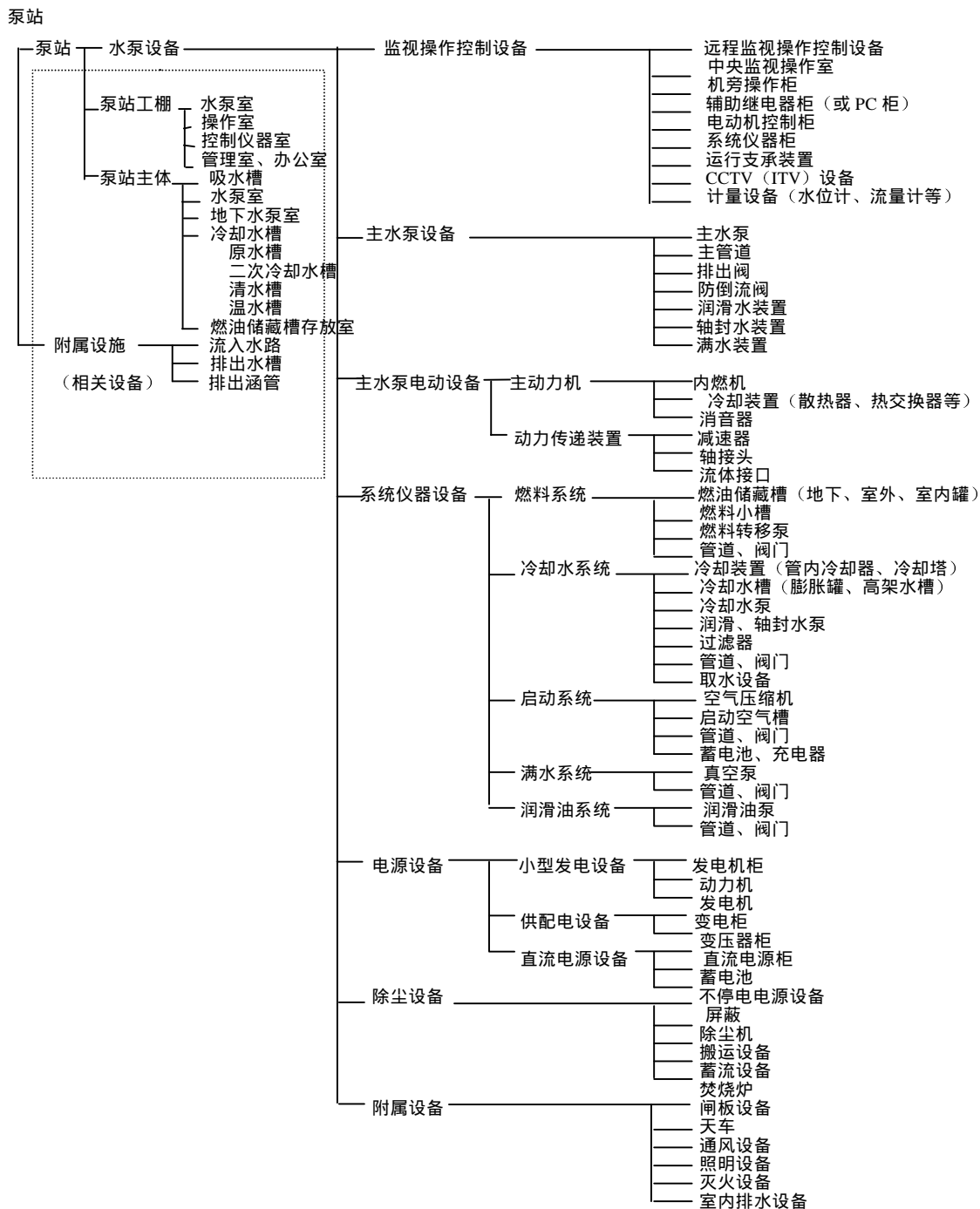


图 1-74 泵站的构成

11.2 结构细节设计

11.2.1 沉沙槽

为了沉淀流水中的泥沙，防止水泵的磨损，必要时应在吸水槽前设置泥沙沉淀槽。泥沙沉淀槽的流入部应注意避免偏流。

说 明

河水中的泥沙是缩短水泵主要部件寿命的原因，特别是沙砾质的泥沙有可能流入水泵时，

根据河流情况必要时应设置沉沙槽。

泥沙沉淀槽的形状，取决于占地的形态和设施的配置等，但原则上应为长方形。沉沙槽还兼作吸水槽的进水口，所以应研究其方向和大小等，避免水流方向和流速的剧变，保持均匀流速，避免产生偏流和死水。此外其各项要素的设定还应考虑到水流状况、流入泥沙的粒度等，注意不要给水泵造成磨损。

沉沙槽建造在地表面下深处，会受到土压、扬压力等荷载的作用，有时还有不均匀下沉的影响，因此原则上应为坚固的水密性钢筋混凝土结构。沉淀槽较长、地基较弱或荷载及支撑层有变化时，应根据需要以适当的间隔设置伸缩接缝。

11.2.2 泵站主体

11.2.2.1 泵站主体

泵站主体的结构应具有对设计荷载的安全性和对涝水的水密性。

说 明

泵站主体由吸水槽、冷却水槽（或冷却水槽存放室）、燃油储藏槽（或燃油储藏槽存放室）、地下泵室等构成。

泵轴的形式大致可分为横轴型和立轴型，立轴性又分为单地板式、双地板式及混凝土箱式。此外，还有管状式和水下式等特殊形式。

选择水泵设置方式时，由于其各有优缺点，需要进行充分研究后决定。根据单机水泵容量选择水泵的设置方式时应以表 1-27 为标准。

表 1-27 水泵设置方式的选择

水泵设置方式 水泵 典型口径(mm)		横轴	立轴			管状式 水泵	水下 水泵
			单层 式	双层 式	混凝土 箱式		
1.0	最大 700						○
到 5.0 左右	最大 1 500	○	○	○		○	
大于 5.0 到 10.0 左右为止	大于 1 500 到 2 000	○	○	○		○	
大于 10.0	超过 2 000		○	○	○		

立轴水泵的设置方式如表 1-28 所示。

选择单层式、双层式及混凝土箱式时的注意事项如下：

1. 单层式、双层式

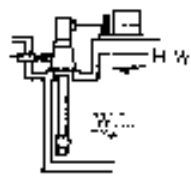
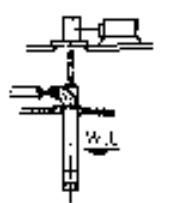
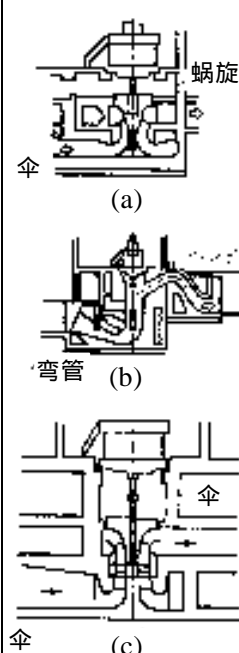
研究设备重量、水位条件、仪器的配置、保养和经济性等决定。

在一个泵站内同时安排大、小容量水泵时，原则上应按大容量水泵的设置方式进行。

2. 混凝土箱式

排水水泵一般都设计成从设计条件到计划运行开始堤内水位附近的实际扬程为 0m 也可以运行。因此，考虑到减少土木基础挖掘量、降低土木构筑物整体的高度等，对吸入形状，轴流和斜流泵均设为伞形；对排出形状，轴流泵设为伞形，而斜流泵设为蜗旋形较为有利。

表-28 水泵的设置方法

吸入直管型	单地板式		<ul style="list-style-type: none"> • 中小口径用。 • 与双层式相比，土木结构较简单。 • 水泵的地板下的尺寸较短即可。
	双地板式		<ul style="list-style-type: none"> • 与口径无关可广泛采用。(特别是大口径、大容量时在土木结构上有利) • 机械荷载可由两个层分担。 • 适合吸水位低、希望降低安装水泵层的情况。 • 适合堤内水位高、需要保护原动机不被水淹的情况。
混凝土箱式		<ul style="list-style-type: none"> • 管道的一部分或全部为混凝土结构，可节约设备经费。 • 管道设计自由度大。 • 按吸水槽的形状和结构可分为如下两种 	
		伞型	弯管型
		<ul style="list-style-type: none"> • 高度方向尺寸小。 • 土木结构较为复杂。 • 排出侧需要逆止阀和闸门等。 	<ul style="list-style-type: none"> • 高度方向尺寸大。 • 土木结构比伞型简单。 • 排出侧为虹吸时，不需要逆止阀和闸门，但有时需要除真空装置及洗气装置。
		• 吸入和排出形式的各种组合如下。	
		水泵形式	混凝土箱型
	吸入形式	排出形式	
轴流泵	伞型 (a) 弯管型 (b)	伞型 (c)、弯管型 (b) 伞型 (c)、弯管型 (b)	
斜流泵	伞型 (a) 弯管型 (b)	螺旋型 (a)、弯管型 (b) 螺旋型 (a)、弯管型 (b)	

泵站从其用途考虑多设置在低平地面上，且为了确保紧急情况下的运行，需要到对蓄水位保有余量的高度为水密性结构，以保护设置在泵站内的各种仪器以及线路等不受涝水（包括地下水）的影响，避免造成无法运行的情况发生。此外，地下的仪器室等，还需要有用来换气的通风孔。

泵站内的最深部位，应根据需要设置排水槽，并设置适当容量的水泵，以便能随时排出由于漏水等而进入排水槽之上部分的水。

11.2.2.2 吸水槽

11.2.2.2.1 吸水槽的形式

吸水槽的形式应考虑水泵容量、水泵形式等决定。

说 明

吸水槽的形式，一般水泵容量较小时采用吸入直管型泵，因此，吸水槽与水泵的吸入管是分离的。而对口径超过 2 000mm 的大容量水泵，如果设置适合水泵大小的大容量吸水槽则经济性较差，因此采用吸水槽本身即是吸入管的形式。此时，应采用流速相同、不容易吸入空气的伞型或弯管型结构，同时还应通过研究高流速化，争取减小设施规模。对 2 000mm 以下的水泵也应充分研究采用何种形式更为有利。

水下泵应采用水泵本身就安装在吸水槽内的形式。

11.2.2.2.2 吸水槽的形状和结构

吸水槽的形状，应不会造成水流紊乱，避免断面的急剧变化，同时应考虑流入口的位置、吸水槽的容量、水泵配置等决定。吸水槽的结构应保证对设计荷载的安全性。

11.2.2.3 冷却水槽

冷却水槽应考虑内燃机的冷却方式，根据需要而设置。

说 明

1. 原则上应采用不需要冷却水槽的水泵驱动方式。此种方式，根据管内冷却器、陶瓷轴承、燃气轮机、空气冷却减速器等组合有不同形式。

2. 冷却水槽一般由各种原动机的冷却（一次冷却）、对叶轮的轴承部分及其周围的密封部分部分进行润滑的清水槽、以及一次冷却水的冷却（二次冷却）、对减速器和流体接头的润滑油等进行冷却的原水槽构成。一此冷却水使用自来水或井水的常温清水。二次冷却水设泥沙沉淀槽和除尘设备，将河水用自动过滤器过滤后使用。这些水槽与泵站地下的吸水槽设置在一起。

清水槽应与原水槽集中在一起，这样进行水泵的保养、运行、组装、解体等较为容易，且布置上与主内燃机的距离应较短。为了有效利用泵站内的空间，冷却水槽原则上应设在搬运入口的地下等。小规模泵站时，根据需要应利用水泵排出管地板下面的空间进行设置。

11.2.2.4 燃油储藏槽

燃油储藏槽的布置应有效利用泵站内的空间，同时应设置在容易加油、离原动机近的位置。

燃油储藏槽的形式以地下罐储藏室、室外罐储藏室、室内罐储藏室为标准。

燃油储藏槽的容量应根据原动机的种类、输出、连续运行时间等决定。

说 明

1. 燃油储藏槽应在消防法规定的范围内有效利用泵站内场地，考虑补充燃油方便的基础上，设置在离内燃机近的地方为宜。

此外，设计燃油储藏槽时，应充分研究地面支撑力等。

2. 形式的说明

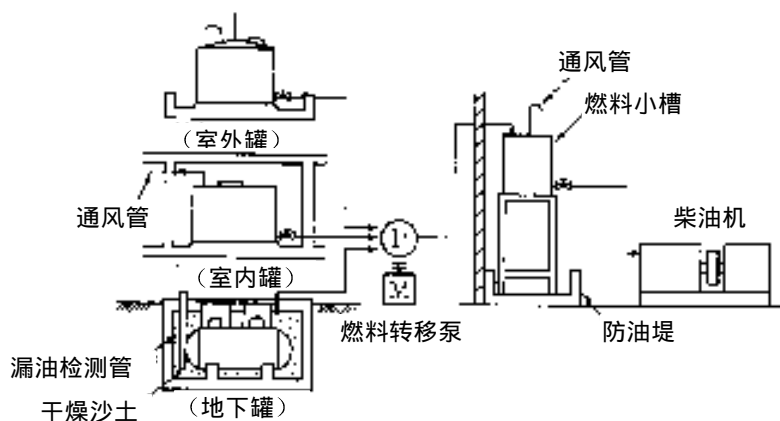


图 1-75 燃油储藏罐的形式

3. 燃油达到一定容量一般就属于消防法所规定的危险物品，因此需要加以注意。

(1) 危险物品与指定数量的关系等如表 1-29 所示。

表 1-29 与内燃机有关的危险物品（参照消防法第 9 条之 3）

种类	品名	指定数量	起火点	例
第 4 种	第 1 石油类	200 (1)	不到 21℃	汽油
	第 2 石油类	1 000 (1)	21℃以上、不到 70℃	轻油
	第 3 石油类	2 000 (1)	70℃以上、不到 200℃	重油
	第 4 石油类	6 000 (1)	200℃以上	汽缸油

(2) 达到指定数量以上时（参照消防法第 10 条及第 11 条）

- ① 储藏及使用指定数量以上的危险物品时，应执行《有关危险物品限制的政令》等。
- ② 在同一地点储藏及使用品名不同的 2 种以上的危险物品时，将各种品名的危险物品的数量用各自的指定数量去除，其商之和在 1 以上时与①相同。
- ③ 设置要经过消防署的批准。

(3) 未达到指定数量时（参照消防法第 9 条之 3）

- ① 储藏及使用未达到指定数量的危险物品时，应符合根据《关于火灾预防条例准则》制定的市镇村《火灾预防条例》。
- ② 储藏及使用指定数量的 1/5 以上，但未达到指定数量的危险物品（少量危险物品）时，与①相同。
- ③ 在同一地点储藏及使用品名不同的 2 种以上的危险物品时，将各种品名的危险物品的数量用各自的指定数量的 1/5 去除，其商之和在 1 以上时与②相同。
- ④ 各市镇村的火灾预防条例都是考虑该地区的情况而制定的，因此即使未达到指定数量的 1/5 时，也需要提出申请，与所属的消防署商谈（相当与燃料小槽）

4. 排水泵燃油储藏槽的容量应考虑必要连续运行时间的富余，一般应有 2~3 成的富余。

5. 计划连续运行时间的计算，根据泵站的场地条件（燃油补充条件等）而不同。一般应

以计划洪水量时进行一次以上排水运行所需的总运行时间为标准，并应考虑场地空间及土木结构的制约等进行决定。

11.2.2.5 地下泵室

双层式时的地下泵室应考虑如下内容设定：

1. 地下泵室的结构应能将上部荷载安全传递到下方。
2. 地下泵室的结构应便于辅助仪器的安装、保养、检查，应设置设备搬运口、通风口、用于保养检查的阶梯、走道、进出口等。

说 明

地下泵室的结构应保证在水泵运行时不会发生共振现象。

11.2.3 基础

泵站基础的结构设计应能保证将上部荷载传递到良好的地基上。

说 明

有关泵站的基础参照本章 7.2.4。

11.2.4 泵站工棚

11.2.4.1 泵室

在有特别需要时应设置泵室。

说 明

考虑如下内容，在有特别需要时应设置泵室。

1. 水泵运行时需要采取防湿对策、噪音对策等时，应设置具有适当的通风和隔音结构的泵室。
2. 卡车型吊车无法接近泵站、且设有 2 台以上大于 600mm 口径的水泵或设有安装重量在 5t 以上的设备、需要天车的情况下，应设置泵室。
3. 泵室应合理整齐地布置主水泵、附属设备、设备搬运口等。

11.2.4.2 操作室、管理室等

泵站应设置适当的操作室和管理室等。

说 明

操作室原则上应设置在可以清楚地看到泵站内全部设备的位置。放置配电柜等的电气室应位于通风和采光良好并且干燥的地方，还应具有足够的面积以便于进行干燥、器具的检查和调整工作等。

管理室应设置在可以观察到操作室、电气室和泵室的适当位置。

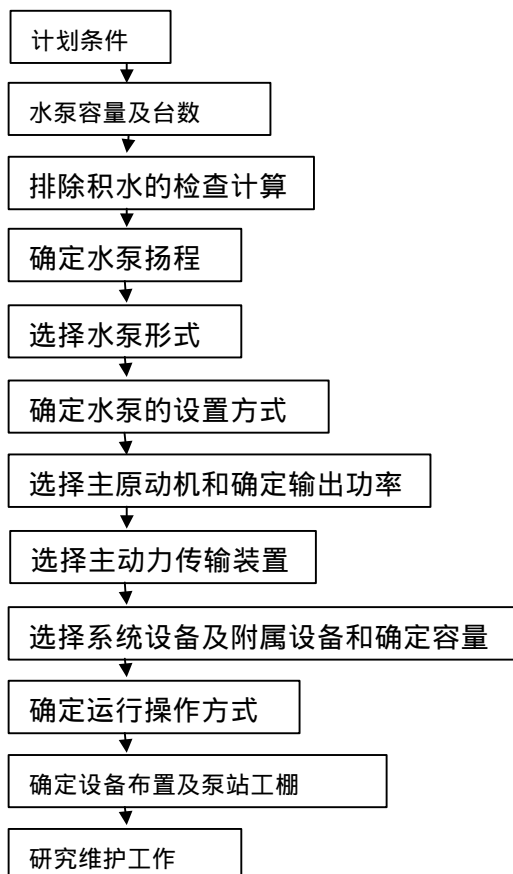
11.2.5 水泵设备

11.2.5.1 水泵设备

水泵设备的设计，应能保证其发挥排除涝水所需的功能。

说 明

泵站水泵设备的设计步骤如下：



11.2.5.2 水泵容量和台数

单机水泵的容量应考虑计划排水量、涝水的径流特点、中小洪水时的操作、与泵站相连的水路的特点、堤内土地的蓄水形态等决定。

说 明

1. 水泵的设置台数标准为 2~10 台，不设置备用泵。各计划排水量的标准泵设置台数如表 1-30 所示。

表 1-30 各计划排水量的标准泵设置台数

计划排水量	设置台数
30m ³ /s 以下	2~4 台
30m ³ /s~100 m ³ /s	3~5 台
100m ³ /s~200 m ³ /s	4~6 台
200m ³ /s~300 m ³ /s	5~7 台
超过 300m ³ /s	6~10 台

2. 对单机水泵的容量，应研究积水径流量的变化及水泵的 H-Q 特性等进行容量分配，使排水可以顺利进行。从水泵功能上讲，多采用不超过大小两种左右的机型。

此外，水泵容量的分配，还应在小规模涨水时也能确保与集水状况相对应的排水量。

11.2.5.3 计划实际扬程

水泵的排水量是根据扬程而变化的，因此计划实际扬程，应研究干流的外水位变化和内水位变化的关系及水泵特点等决定。

说 明

实际扬程是指外水位和泵站屏蔽前内水位的差。在实际扬程和排水量曲线上，对应于计划排水量的点称为计划点，计划点上的实际扬程称为计划实际扬程。

决定计划实际扬程时，应根据内外水位波形、积水径流量的变化等假定适当的计划实际扬程，用与该计划实际扬程和计划排水量相对应的水泵的实际扬程和排水量曲线进行积水排除验证计算，确认没有超过允许蓄水位及允许蓄水时间。

实际计划扬程为外水计划最高水位与内水允许蓄水位或允许水位之差的 70~80% 左右。

水泵设计中所采用的计划全扬程，应在确定计划实际扬程后，再加上从泵站屏蔽到排出口的损失扬程（包括排出速度落差）求得。

11.2.5.4 水泵形式的选择

水泵的形式应能发挥所需的功能。

说 明

水泵的形式有机型形式、轴形式、安装形式等，一般在叫法上取这些形式的组合。

1. 机型形式表示水泵主体的基本形状，可分为斜流型、轴流型、涡旋型等，低扬程的扬排水泵原则上采用斜流型和轴流型。
2. 轴形式表示水泵的轴方向，可分为横轴型、立轴型、斜轴型等，原则上采用横轴型和立轴型。
3. 安装形式表示安装水泵的构筑物的形状，立轴泵有单地板式和双地板式。
4. 小规模排水泵站（大约 $1\text{m}^3/\text{s}$ 左右）和紧急排水泵站，原则上使用水下泵。但在海边经常有海水倒灌的地方或水质明显较差的地方，水下泵的主体容易被腐蚀，一般不采用。

11.2.5.5 主原动机种类的选择

驱动主水泵用的主原动机，标准为内燃机。

说 明

排水泵要在台风和暴雨等造成异常涨水时运行，为保证可靠运行，排水泵设备的主原动机，标准上采用内燃机。

内燃机又以燃气轮机为标准，但根据现场条件，采用柴油发动机有利时也采用柴油机。水下泵的标准为电动机，电源来自小型发电机。

11.2.5.6 水泵的运行范围

水泵的运行范围，应考虑干流河道改造计划、未来的地基下沉量、支流河道及与泵站相连水路的断面特点等，以如下规定为标准决定。

根据地形状况，运行范围明确，或其他原因，不适于遵守如下规定时不在此限。

1. 内水位和外水位均等于计划运行开始内水位时，以及内水位为计划运行内水位、外水位为计划高水位时，水泵都应能够运行。
2. 水泵的最低可运行内水位应考虑设备维护而决定。

11.2.5.7 水泵的运行操作方式

水泵以及辅助设备的运行操作方式，标准应为中央操作，同时机旁也可单独优先操作。小规模设备只有机旁操作也可。

说 明

用机旁操作运行时，从安全管理的角度出发，应无法进行中央操作。

11.2.6 屏蔽

根据需要在水泵的吸入侧应设置除尘用一次屏蔽。

说 明

水泵运行时可能有浮游物流入而影响水泵运行，因此作为水泵的保护和安全对策，应在水泵吸入槽入口处，根据需要设置屏蔽。但只有在难以进行人力除尘的情况下才设置除尘器。

在有除尘器无法排除的大型流下物体及园艺用塑料布等的地方，根据需要应在屏蔽前设置桩和浮标。

11.2.7 闸板等

为了进行清扫、检查、修理等，在吸水槽的流入口应设置闸板等。

说 明

在吸水槽的流入口处，应设置闸板，以便于为吸水槽除沙、检查修理屏蔽和水泵设备，修理土木构筑物。在流入口还应设置闸板的门槽。

11.2.8 排出水槽

泵站和排水涵管之间，应设置兼作调压水槽的排出水槽。但对涵管横贯的河岸或堤防的结构不会有影响时不受此限。排出水槽的结构应与其前后的构筑物绝缘。

排出水槽上端的高度原则上应能保证水槽可能出现的最高水位时的安全。并且不低于排水涵管所横贯堤防（计划横断面形状已确定时，计划堤防高度低于目前堤防的高度、且不会对防洪有所妨碍时，或计划堤防高度高于目前堤防的高度时，为设计堤防）的高度。

说 明

排出水槽是用来保护排水涵管的，通过它将水泵排出的水先装入自由水面的水槽，再利用静水压将水排出堤外，在水泵突然停止或突然启动时吸收水击作用（管内压力的急剧上升和急剧下降）。

为了阻断泵站的振动，同时防止受到地震影响时与地下埋设的排出管道及排水涵管产生不同的变动，防止排水涵管等的不均匀下沉等造成的损坏，排出水槽与两端的排出管道及排水涵管的接合部，原则上应设置水密结构的接头。

从排出管道排出的水流，在槽内流速急剧下降而产生水流的紊乱，从而造成波浪和振动，因此水槽的侧壁和底面的形状应使水流能够平稳地流入排出水槽。一般排出水槽的平面尺寸，多取决于排出管道的安装。这是由于一般排出管道的根数、大小等所要求的尺寸要比压力波动研究所要求的尺寸大。排出水槽的一般形状如图 1-76 所示。此外，用其他方法吸收水击作用不设排出水槽的举例如图 1-77 所示。

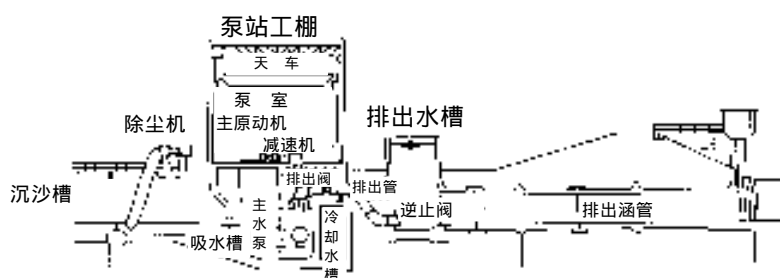


图 1-76 排水槽的一般形状

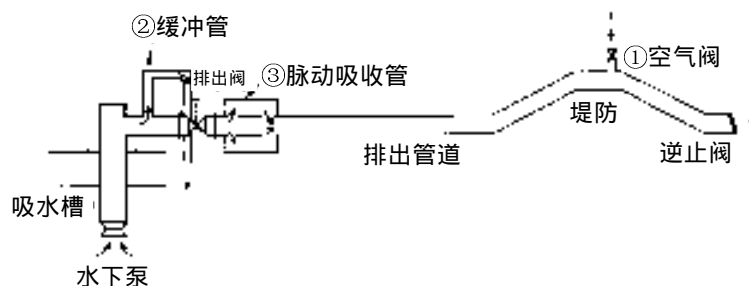


图 1-77 不设排水槽的例

排水槽上端的高度，应对水泵同时启动时产生的最高上升水位保证安全，并且，考虑到水泵突然启动时的水振动现象、异常洪水等，应不低于排水涵管所横断的堤防（设计堤防）的高度。

但目前堤防的高度明显超过设计堤防高度时，排水槽上端的高度可设定为不低于干流设计洪水位的适当高度。

此外，为了减少水流对排水槽的冲击和落差损失，水泵和排水槽连接的管道（包括管道和混凝土涵渠）端部应逐渐扩展，开口部水平安装，同时还要考虑排水槽的安装方向。

排水量很小，通过排出管（一般不到 500mm）在堤防的规定断面外穿过堤防从泵站直接排水的情况下，不设排水槽及其他调压部分。

排水槽应设置在离开堤防坡脚至少有其深度的 2 倍或 5m 中数值较小者的位置。

受地形条件制约或排水涵管断面较大、且自然排水路包括在泵站内时，排水槽有时也可与自然排水路相接（参照图 1-78）

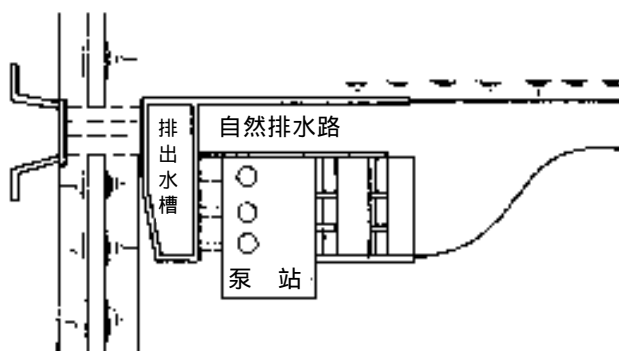


图 1-78 与自然排水路相接的排水槽

11.2.9 附属设备

泵站根据需要应设置水位计、照明灯、灭火设备等附属设备。

说 明

1. 为了检测和监视水泵运行所必要的水位，在吸入侧和排出侧的水路，应设置水位计和照明灯等。
2. 除尘机、闸板等的存放库房、吸尘槽、储油槽不在泵站主体内时，应在室外设置地下储油槽等。
3. 泵站内应设置通风设备、饮水设备、灭火设备、空调设备、避雷针设备等。
4. 大容量泵站且有公害限制的地区，应设置内燃机排气用的集中烟筒。

11.2.10 泵站内的布置

泵站内各种设备的布置，应考虑水泵占有面积、运行操作、维护等进行决定。

说 明

泵站内各种设备的布置应注意如下几点：

1. 便于保安、运行和操作；
2. 便于解体 and 维修；
3. 设备容易搬入泵站内；
4. 注意吸入管的位置和辅机的位置，以充分发挥各水泵的性能；
5. 水泵相互间的间隔，原则上应为普通水泵口径的 3 倍（水泵的中心间）以上。

11.3 设计细节

11.3.1 设计荷载

泵站的吸水槽、排水槽等设计中采用的荷载主要是自重、静水压、扬压力、地震惯性力、土压、风荷载等。

说 明

有关泵站吸水槽、排水槽等的设计中采用的荷载，参考本章 7.3.1 中的解说设定。

11.3.2 泥沙沉淀槽

泥沙槽的结构设计应保证对设计荷载的安全。

说 明

大型泥沙槽通常采用挡土墙与底板组合的结构，计算时应将挡土墙和底板分开。

挡土墙应针对倾倒、滑动、支撑力进行研究。对滑动及支撑力，直接基础时，应就地基与地板间的摩擦阻力及支撑力进行研究，桩基时，应就桩的铅直及水平支撑力进行研究。

底板应针对施工时的自重及基础对扬压力的安全进行研究。

挡土墙原则上应为自立结构，以免底板受到冲刷及其他破坏影响。但沉淀槽的宽度较小，挡土墙和底板为整体结构时，可作为一个整体研究。

底板的厚度应为 35cm 以上，当底板的厚度难以抵抗扬压力时，应研究让基础桩的拉拔力抵抗扬压力。

进行分块划分时，应考虑根据荷载条件所安排的的桩的布置情况及板的应力状况等，保证结构的稳定性。

此外，为了防止桩头部的裂缝，原则上应沿地板的对角线方向加入钢筋（参照图 1-79）

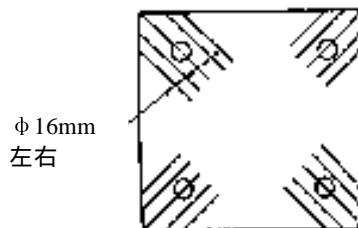


图 1-79 地板的钢筋配置

11.3.3 吸水槽

吸水槽的结构设计应能保证上部荷载安全传递到下方。

说 明

吸水槽的结构应保证在水泵运行时不产生共振现象。

图 1-80 所示为作用于吸水槽的荷载的一个例子。

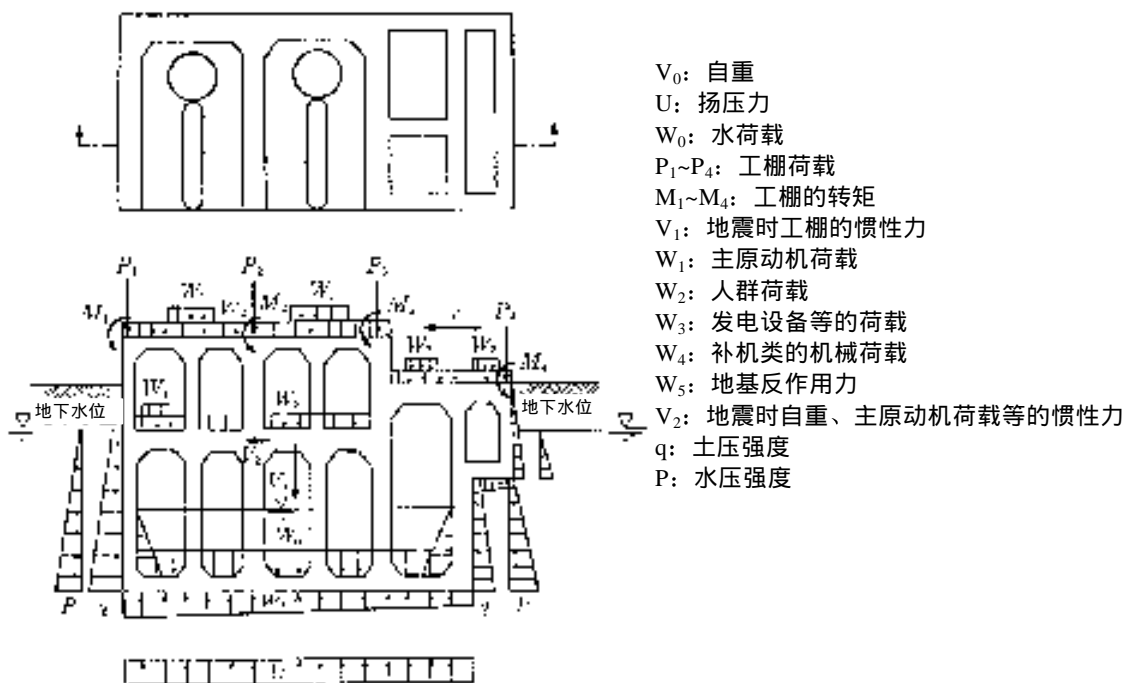


图 1-80 作用于吸水槽的荷载

在吸水槽的设计中应注意如下几点：

1. 吸水槽的计算，一般作为连续箱形刚架进行，但对大型泵站，必要时应组合梁、板、墙进行计算。
2. 人群荷载标准为 $350\text{kg}/\text{cm}^2\{3\ 430\text{N}/\text{cm}^2\}$ 。
3. 作用于搬运口底板的汽车荷载，原则上为 TL-25。
4. 对水重及扬压力，考虑其在最坏的水位条件下的作用，因此有时为了检修水泵等，需要将吸水槽内的水排出，所以对吸水槽中没有水的情形也应进行研究。
5. 加在吸水槽上的水平力，在土质良好的情况下，由吸水槽与土的摩擦承受，不够时有基础桩承受；土质松软时由基础桩承受。

吸水槽稳定计算中，水流方向的允许水平变位以 1m 为标准。

桩的水平变位量计算，采用如下公式：

$$e = \frac{bH}{KD}$$

ε : 水平变位量 (cm)

b : 特性值 = $\sqrt[4]{\frac{KD}{AEI}}$ (cm⁻¹)

K: 横方向地基系数 (kg/cm³) {N/cm³}

D: 桩的直径 (cm) {N/cm²}

E: 桩材料的弹性系数 (kg/cm²)

I: 桩的断面二次弯矩 (扣除腐蚀容许值断面) (cm⁴)

H: 每根桩的最大水平反作用力 (kg) {N}

桩头按固定在吸水槽底板上进行计算。

泵站基础桩的断面及根数的设计, 应使根据铅直荷载决定的桩和水平荷载决定的桩能够取得平衡。基础桩一般主要发生水平变位, 此时, 可采用对水平变位可靠而有效的斜桩, 或进行地基的土壤置换改善 K 值 (参照图 1-81)。

水平反作用力的计算, 根据《公路桥下部结构设计指南》(日本道路协会) 进行, 但泵站规模较小, 只用直桩即可时, 可用下式计算:

$$H = \frac{(\sum V) \cdot K_h}{N}$$

H: 每根桩的最大水平反作用力

$\sum V$: 加在泵站的总铅直力

N: 桩的根数

K_h : 设计地震系数

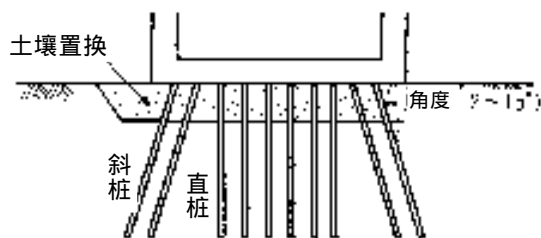


图 1-81 吸水槽的基础

第 12 节 虹吸涵洞

[参考 1.7] 倒台虹吸涵洞

[参考 1.7.1] 倒虹吸涵洞的设计

虹吸涵洞在结构设计上, 应保证对低于设计洪水位 (高潮河段则为设计高潮位) 水流作用的安全, 并且, 应不会妨碍设计洪水位以下水位的洪水泄流, 且不会对附近河岸以及河流管理设施有明显的影。

倒虹吸涵洞是引水、排水渠等与河流交叉时, 横贯河流埋设在河床下的水路构筑物。

倒虹吸涵洞由于其性质而长度较长时, 引起不均匀下沉的要素会较多, 如给河床带来的变化、扬压力的影响, 穿过堤防部分和河床部分的挖土厚度的不同等, 同时在有地基沉降的地区埋设支撑桩时, 地表面的下沉量和支撑层下沉量的差将会对堤身及河床有影响, 因此, 在虹吸涵洞的设计中需要考虑到这些方面。穿过堤防设置的虹吸涵洞, 其设置在堤防下面的部分与其他部分原则上应当为分离结构。

倒虹吸涵洞主要由涵渠、伸缩性接头、进出口、调节闸门、屏蔽、翼墙、防冲护床、挡水墙、挡水板桩、基础、护岸、护床等构成。其各部分名称如图 1-82 所示。

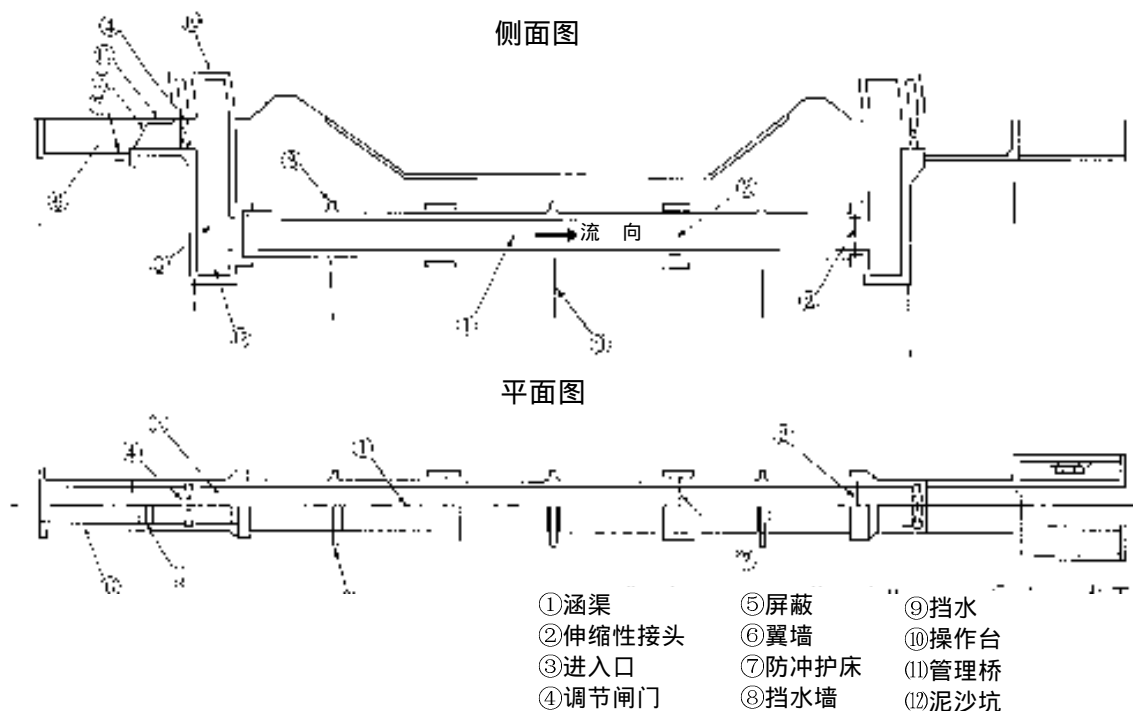


图 1-82 虹吸涵洞的各部分名称

倒虹吸涵洞在结构上近似于涵管，其设计准照涵管进行。

[参考 1.7.2] 结构细节设计

[参考 1.7.2.1] 涵管

[参考 1.7.2.1.1] 涵管的方向

倒虹吸涵渠的方向原则上应相对于堤防面成直角。
但由于地形情况及其他原因达不到要求时，不受此限。

倒虹吸涵洞的方向原则上应相对于堤防坡面成直角。

明显斜着横穿，或河流的左右岸堤防不平行时，穿过堤防部分的方向，原则上应与堤防坡线基本上成直角。

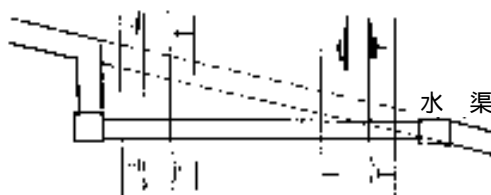


图 1-83 涵渠的方向

[参考 1.7.2.1.2] 涵渠的结构

倒虹吸涵洞的涵渠原则上应为钢筋混凝土结构，倒虹吸涵洞的涵渠断面的大小原则上应为内径 1.0m 以上。倒虹吸涵洞的涵渠断面的最小构件厚度原则上应为 35cm 以上。

倒虹吸涵洞的结构原则上应为钢筋混凝土结构或以此为准的结构，涵渠断面原则上应为矩形。由于断面大小等原因而采用离心制钢筋混凝土管等时，其外侧应包裹钢筋混凝土，并忽略离心制钢筋混凝土管等的强度进行设计。

但使用有挠曲性和水密性的接头连接铁管时，穿过河床的部分，可不用钢筋混凝土包裹。

涵渠内泥沙等容易淤积，过水能力会受到影响，加之考虑到清理涵渠内淤积的泥沙等的维护工作，虹吸涵洞的涵渠断面的内径应为 1.0m 以上。

但小型涵渠难以做到时，内径可为 60cm 以上。

[参考 1.7.2.1.3] 涵渠的长度和接头

倒虹吸涵洞的涵渠长度在 30m 以上时，应设置接头。倒虹吸涵洞的涵渠穿过堤防下方时，原则上穿过堤防的部分和穿过河床的部分应分离，用接头连接。虹吸涵洞的涵渠的接头在结构上应具有足够的挠曲性及水密性。

1. 倒虹吸涵洞的涵渠较长时，引起不均匀下沉要素增多，河床的变化、扬压力的影响，穿过堤防部分和河床部分的挖土厚度不同等，因此长度为 30m 以上时，应设置伸缩性接头。

对松软地基或可能出现地基沉降的地区，应以 20m 左右为限度。

2. 倒虹吸涵洞全长中穿过堤防的部分，由于荷载条件不同，建造后由于不均匀下沉等原因发生断裂的情形较多，因此，即使涵渠长度不到 30m，也应将穿过堤防的部分和穿过河床的部分分开，用伸缩性接头连接。

但根据堤防地基的地质条件、虹吸涵洞的深度等，不会影响到堤防结构时，不受此限。

3. 虹吸涵洞涵渠的伸缩性接头的结构，应使用具有挠曲性的挡水板，这样即使发生变位也能确保水密性，同时，其周围应用钢筋混凝土的套环包围。

涵渠与涵渠的接触面、涵渠与套环的接触面，应使用有弹力的填缝料填充(参照图 1-84)。

接头的位置与河流的规模有关，但标准应设置在离开堤防坡脚 6.0m 左右的河床侧。

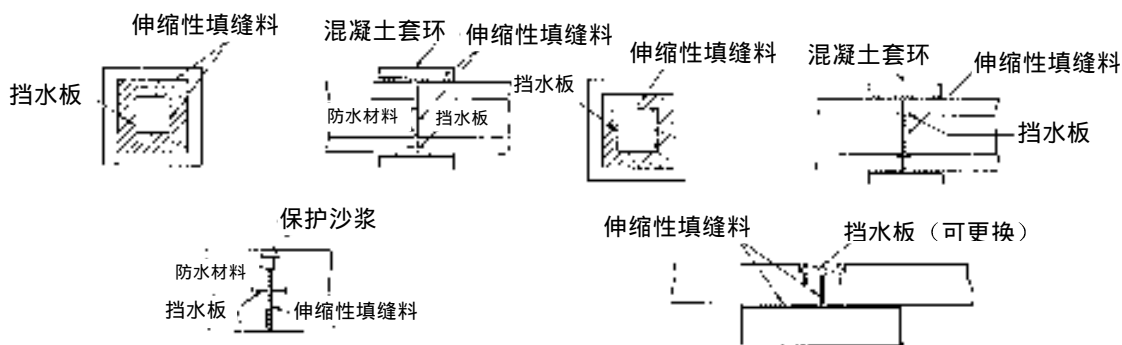


图 1-84 涵渠的接头

[参考 1.7.2.1.4] 涵渠的深度

倒虹吸涵洞应设置在从低水位河道(设计横断面形状已确定的情况下，包括与计划横断面形状有关的低水位河道)、在距低水位河岸坡肩 20m 以内的河滩时从低水位河道的河床起、其他河滩则从河滩(计划横断面形状已确定的情况下，包括与计划横断面形状有关的河滩)起、在堤防(计划横断面形状已确定的情况下，包括与设计堤防横断)下面的部分时从堤防的地基面起各深度在 2m 以上的地方。

但是，迫不得已时，河床变化很小或由于河流情况或其他特殊情况，根据需要可分别设置在低水位河道河床的表面、河滩的表面或堤防地基表面以下的地方。

倒虹吸涵洞深度的规定是由于如果随着河床冲刷的发生，倒虹吸涵洞的涵渠从水下露出将引起水流紊乱，进而会引起异常冲刷，在危害周围的河流管理设施及其他河流建筑物的同时，对其自身也有危险。

倒虹吸涵洞的涵渠距其上面河床的深度，原则上应从计划横断面形状或目前横断面形状中较低者算起 2.0m 以上。

但是若河床基本上没有变化、改造规划中也未计划挖掘时，或虹吸涵洞的涵渠上面有护床保护时，根据需要虹吸涵洞的涵渠距其上面河床的深度应河流规模大小设为 2.0m 以下。

[参考 1.7.2.2] 检修孔

倒虹吸涵洞的检修孔应为钢筋混凝土结构，且原则上其断面积应不小于涵渠的断面积，高度应不小于设计堤顶高。此外，倒虹吸涵洞检修孔的底部高度，应低于涵渠的敷设高度，并可固定住沙土；倒虹吸涵洞检修孔的最小构件厚度，原则上应为 35cm 以上。

1. 倒虹吸涵洞的检修孔，多兼用倒虹吸涵洞的纵导水管，此时应与最低限涵渠为同一断面积。

同时考虑到清除倒虹吸涵洞涵渠中淤泥等维护方面所要求的断面积，内径应为 1.0m 以上。

但小型虹吸涵洞，认为没有必要时，内径可为 60cm 以上。

倒虹吸涵洞检修孔的高度原则上应不小于设计堤防高，但由于调节闸门的高度的关系，闸门的提升高度加上超高后的高度，超过设计堤顶高或目前堤防高中较高者时，为该高度。

此时调节闸门超高，取决于调节闸门的结构、提升速度等，但以 0.5m 左右为标准（参照图 1-85）。

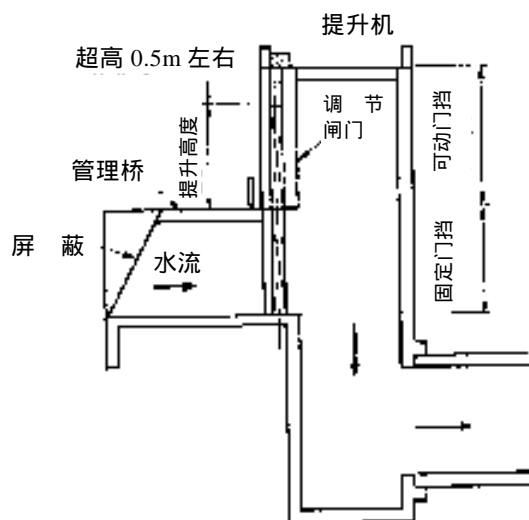


图 1-85 进口

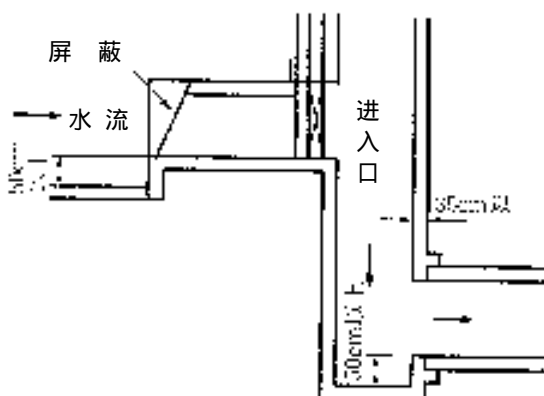


图 1-86

2. 倒虹吸涵洞检修孔的底部以及屏蔽前部应设置泥沙坑, 以免涵渠被泥沙埋没。

泥沙坑的深度取决于引水、排水渠等的性状, 但原则上为 50cm 以上。

3. 倒虹吸涵洞检修孔的最小构件厚度应为 35cm 以上。

4. 倒虹吸涵洞检修孔应设置上下用阶梯及调节闸门开关用的操作台, 操作台的周围应设置扶手, 开口部应设置筛条等防护盖。

检修孔内部还应设置通往涵渠的上下扶梯。

根据需要还应设置操作台工棚、照明设施、水位观测设施等。

倒虹吸涵洞检修孔的设置位置, 距堤防坡脚的距离不小于其深度的 2 倍或 5m 中数值较小者。

此外, 由于堤内侧有障碍物等原因, 不得不将调节闸门或倒虹吸涵洞的进出口建在堤外侧时, 应与涵管同样, 其结构不应对高水位水流有影响, 且应设置在不明显切入堤防的位置。

[参考 1.7.2.2.1] 节制闸

1. 倒虹吸涵洞应在其两端设置节制闸。

但根据地形情况等认为没有必要时, 不受此限。

2. 倒虹吸涵洞的节制闸应能可靠开关, 并设置必要的管理设施。

1. 洪水时虹吸涵洞断裂、河水喷向堤内等事态发生时, 为了能迅速阻断水流, 并为了清除倒虹吸涵洞中淤积的泥沙等维护方面的工作, 倒虹吸涵洞的两端应设置节制闸。

但书中指的是堤内地面高度高于设计洪水位等的地形条件。

小型倒虹吸涵洞, 或设置在堤内地面高不小于设计洪水位河段的倒虹吸涵洞的节制闸, 应根据需要设置闸板等。

2. 倒虹吸涵洞的调节闸门设置在堤外侧时, 其结构应不会对洪水时的水流有明显影响。此时, 应设置具有计划堤防高以上的梁下高度的管理桥和操作台等。

3. 倒虹吸涵洞的调节闸门的门挡断面, 应保证能轻松自如地考虑用于安装门挡金属部件。调节闸门全开时的门挡应为可动门挡, 以便拆卸使调节闸门。

[参考 1.7.2.2.2] 屏蔽

倒虹吸涵洞原则上应在上游侧检修孔附近设置屏蔽及管理桥。

但小型倒虹吸涵洞，或设置在垃圾较少的引水、排水渠的虹吸涵洞，认为没有必要时，不受此限。

1. 倒虹吸涵洞的屏蔽是为防止垃圾流入虹吸涵洞，且防止人员落水而设置的安全设施。
2. 倒虹吸涵洞的管理桥是为清除屏蔽垃圾的工作而设置的，其有效宽度应为 1.0m 以上。
3. 设置在受干满影响的引水、排水渠等处的虹吸涵洞，其两端应设置屏蔽等。
4. 倒虹吸涵洞的屏蔽的构件间隔应以 20cm 左右为标准。

[参考 1.7.2.3] 翼墙

翼墙应为自立结构，且与检修口分离。

有关翼墙可参考本章 8.2.2.2 的解说进行设计。

[参考 1.7.2.4] 截水墙**[参考 1.7.2.4.1] 截水墙**

倒虹吸涵洞的隔水墙，在堤身下涵渠的每个跨距处至少应设置一处。

倒虹吸涵洞的隔水墙，可参考本章 8.2.1.5 的解说进行设计。

[参考 1.7.2.4.2] 隔水

倒虹吸涵洞应设置隔水。

1. 倒虹吸涵洞的隔水，可参考本章 8.2.4 的解说进行设计。
2. 对倒虹吸涵洞翼墙前的隔水，在水流的冲刷和地基沉降较剧烈的地区，应考虑其影响。此外，必要时，检修口纵导水管的基础部分也应设置隔水。

[参考 1.7.2.5] 基础

倒虹吸涵洞基础的结构设计应能保证将上部荷载安全传递到优良的地基上。

由于地基条件或其他不得已的原因，可仅在穿过堤防的部分设基础桩，而穿过河床的部分可以采用直接基础。

此时，穿过堤防的部分和穿过河床的部分，结构上应分离，采用接头进行连接。

[参考 1.7.2.6] 护岸等**[参考 1.7.2.6.1] 水渠的护岸等**

与倒虹吸涵洞相连的水渠应在所需的范围内设置护岸和护床。但小型倒虹吸涵洞，且考虑地形情况等认为没有必要时不受此限。

[参考 1.7.2.6.2] 河流的护岸等

倒虹吸涵洞所穿过的堤防的坡面，应在必要范围内设置护岸和护床。

倒虹吸涵洞所穿过的堤防的坡面，原则上应在上游及下游各 10m 以上的范围内设置护岸。护岸的高度应不低于设计洪水位，护床的宽度应根据河流的性状决定。

[参考 1.7.3] 设计细节

[参考 1.7.3.1] 设计荷载

设计荷载准照本章 8.3.1 的内容。

[参考 1.7.3.2] 涵渠

[参考 1.7.3.2.1] 涵渠断面的确定

倒虹吸涵洞的涵渠断面，应以该虹吸涵洞的计划流量、倒虹吸涵洞上下游水位差等为基本条件，考虑由于屏蔽的损失、流入损失、断面变化带来的损失、弯曲损失、摩擦损失等各种损失确定。

1. 管内流速应以 1.5~3.0m/sec 为标准。
2. 屏蔽上多会附着垃圾，需要考虑由于垃圾的附着而造成的损失。
3. 屏蔽上游侧的平均流速应设计为 0.5~1.0m/sec。

[参考 1.7.3.2.2] 涵渠的横方向计算

倒虹吸涵洞涵渠断面的荷载条件如下：

1. 穿过堤防部分应准照本章第 8 节的内容。
2. 穿过河床部分，应针对涵渠内无水而河流为计划高水位的情况，和涵渠内有计划流量流过而河流为低水位的情况进行计算。

1. 倒虹吸涵洞涵渠断面的横向计算，应就堤防施工断面进行。
2. 倒虹吸涵洞涵渠断面的横向计算，至少应按每个断面变化点进行计算，适当地布置钢筋。

此时，混凝土的构件厚度原则上不变。

3. 倒虹吸涵洞涵渠断面的横向计算中，穿过堤防部分应按照准照本章 8.3.2.1 说明 4 进行计算。

4. 倒虹吸涵洞涵渠断面的横向计算中，对穿过河床部分，应根据内压进行计算。

这时，内压对通过倒虹吸涵洞的引水、排水渠为 H.W.L.，对河流侧的水位以 L.W.L. 为标准。

5. 倒虹吸涵洞涵渠断面为两个以上相连时，对一个以上的过水断面由于维修等而无水的情况也应进行计算。

6. 根据需要，对施工时的条件也应进行计算。

7. 其他准照本章第 8 节的内容。

[参考 1.7.3.2.3] 涵渠的纵向计算

倒虹吸涵洞涵渠的纵向计算，应使其保证对设计荷载的结构安全。

1. 倒虹吸涵洞涵渠断面的纵向计算，对堤防施工断面进行。
2. 进行倒虹吸涵洞涵渠断面的纵向计算时，涵渠的自重应考虑浮力。
3. 倒虹吸涵洞涵渠断面的纵向计算中，需要研究扬压力时，也要进行计算，布置钢筋。此时对河流侧的水位，应研究可能的最低水位后确定。
4. 其他准照本章第 8 节的内容。

[参考 1.7.3.3] 检修孔

[参考 1.7.3.3.1] 荷载条件

倒虹吸涵洞检修孔的结构设计应保证对设计荷载的安全。

对水压，应就检修孔中无水的情况下，地下水的最高水位和引排水渠的最高水位中水位较高者进行研究。

倒虹吸涵洞的检修孔一般多埋在土中，因此大都不需要对倾倒和滑动的进行稳定性计算。

对地基反作用力的计算，应加上构筑物整体的自重及水的重量（检修孔内的水位设为河流的设计洪水位）。

但地下水位以下的部分应考虑浮力。

[参考 1.7.3.3.2] 节制闸门及开关装置的计算

倒虹吸涵洞调节闸门的计算，应就水渠侧为其计划水位而检修孔无水，或水渠无水而检修孔侧为河流的设计洪水位的情况进行计算。

倒虹吸涵洞节制闸门的提升力、关闭力的计算，应研究水位条件、操作方法等决定。

倒虹吸涵洞的闸门，通常是在进行涵渠的维护检查等时避免水从水渠流入，河流侧的倒虹吸涵洞被破坏时防止水流倒流进堤内侧而使用的设施，因此设计上必须保证具有足够的安全性。

[参考 1.7.3.4] 截水

[参考 1.7.3.4.1] 水位条件

计算倒虹吸涵洞的隔水埋入长度时使用的条件如下：

1. 河流侧水位为计划高水位，引排水侧水位为低水位时。
2. 河流侧水位为低水位，引排水侧水位为计划水位时。

[参考 1.7.3.4.2] 所需埋入长度的计算

倒虹吸涵洞隔水的所需埋入长度计算，准照本章第 8 节的内容进行。

参考文献

- 1) 河堤的液化对策施工法设计施工手册（案）：土木研究所资料、第 3513 号。
- 2) 河流土工手册：（财）国土开发技术研究中心、1993 年 6 月。
- 3) 高堤防上的溢流水动态：土木研究所资料、第 3220 号。
- 4) 高堤防堆土设计施工指南（案）：（财）河前治理中心、1996 年 9 月。
- 5) 护岸力学设计法：（财）国土开发技术研究中心、JICE 资料第 197004 号、1997.3。
- 6) 日本的丁坝：山本晃一著、山海堂、1996.1。
- 7) 有关丁坝的研究：土木研究所报告第 102 号之 6、1960。
- 8) 日本丁坝工程论：真田秀吉、岩波书店、1932。

第 2 章 水库大坝的设计

第 1 节 总 论

1.1 适用范围

本章的规定适用于坝高在 15m 以上的混凝土重力坝、拱形混凝土水坝和填筑坝。

说 明

本章在计划篇第 12 章的基础上给出进行水坝设计时的一般性基本规定,因此在实际应用中要根据各条的规定,作出切合实际的判断。此外,特别是对高坝或条件特殊的水库大坝,有时还需要给予特别的考虑。

坝高高于 15m 的混凝土宽缝重力坝和拱形混凝土重力坝,也应按本章规定进行设计。

水坝是由上述各种水库大坝组合而成时(即所谓的混合结构坝),对其属于本标准规定的水库大坝种类的部分,应分别适用相应的条款。

1.2 水库大坝各要素的定义

(参考 2.1) 坝高

所谓坝高,系指从地基到非溢流段坝顶的高度。

作为坝高基准的地基系指防渗墙(包括帷幕灌浆)或者截水墙正下游的地基。

当没有这些防渗墙时,系指通过坝顶上游一侧的铅直面和地基面相交的堤身最低高程部分(请参照下图 2-1)。

所谓坝顶,系指非溢流段的坝顶面,包括填筑坝防渗区上部保护层的厚度在内,不包括围栏和铺路。水坝在坝顶设有防波用的护墙、或非溢流段坝顶面不明显时,应以(参考 2.5)所规定的高度为坝顶。

坝高系指坝顶高程和地基标高的差。

(参考 2.2) 水库大坝轴面

所谓水库大坝轴面,系指在横跨河流的方向上作为水库大坝设计标准的垂直面。

水库大坝轴面是水坝结构设计中作为标准的铅直面,它表示在横跨河流的方向上水坝的大致中心,对于混凝土重力坝,为连接基本三角形顶点的连线所在的铅直面,对于拱形混凝土水坝和填筑坝,为连接坝顶横断方向中点的连线所在的铅直面。另外,对于表面截水墙型的填筑坝,则是连接顶端上游一侧的连线所在的铅直面。

水库大坝轴面是对坝身部分的定义,一般不特意对坝身以外的两岸岩体部分定义,但为了使用方便,通常也以帷幕灌浆为水库大坝轴面。

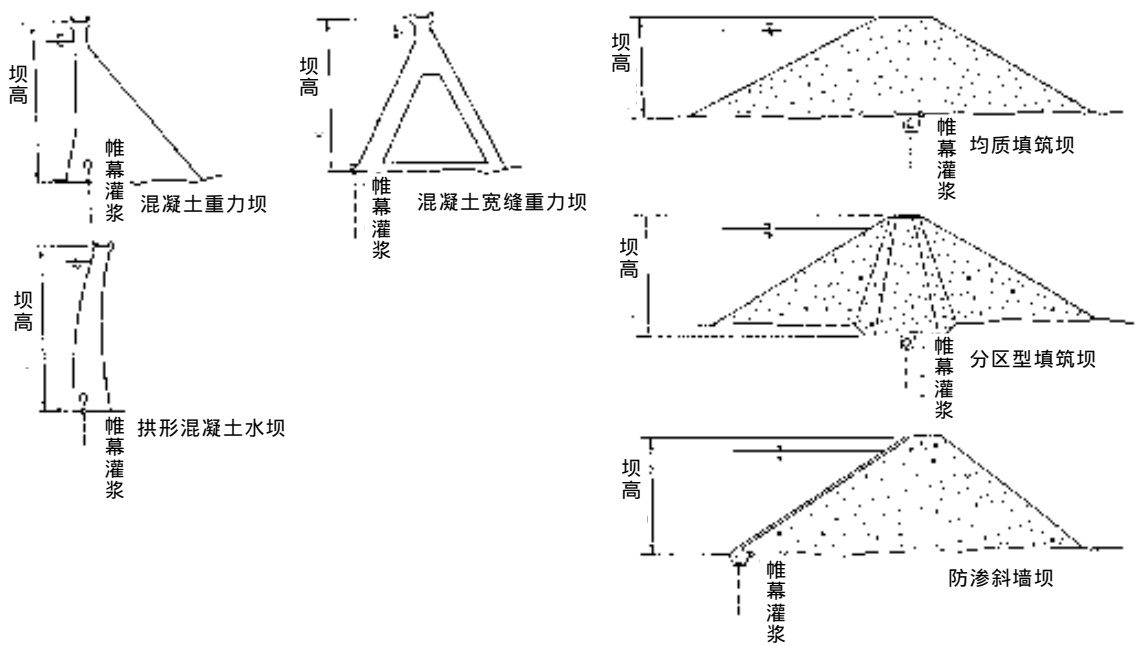


图 2-1 各种水库大坝的高度

拱形混凝土水坝结构设计的基准线随着设计手段的进步而不断变化。最开始是手工计算为主，设计水库大坝时，因其作为外力的水压容易计算，一直采用上游面作为基准面。到现在利用电子计算机进行分析时，与上游面相比，采用构筑物的中心、即水库大坝的中心线为基准对分析更有利，因此就采用它作为基准线了。

(参考 2.3) 坝顶长度

所谓坝顶长度，系指水坝轴面和坝顶高程的水平面的交线上水坝坝身的长度。

坝顶表示坝身的顶部，坝顶长度中不包括与坝身相邻的道路部分，填筑坝的溢洪道混凝土部分。对于复合水坝，坝顶长度为坝身的混凝土部分和填筑部分坝顶长度的总和。

(参考 2.4) 坝体和坝身体积

所谓坝体，系指横断河流为蓄水而设的构筑物以及与之成为不可分割的一体而发挥作用的部分（除去设在地基内的构筑物部分）。坝身体积则是指坝身的实际体积。

1. 对于混凝土坝，坝身包括坝踵贴块 (fillet)、基脚等在坝身稳定上成直线而相互关联的部分以及保护它的部分，还包括防冲铺砌、副堤等在水力稳定上必须的与坝身成一体化结构的部分。

坝身体积表示了混凝土的实际体积。对于混凝土宽缝重力坝，原则上表示混凝土的实际体积，同时在书写上要加上带括号的、包括中空部分的体积。

2. 对于填筑坝，坝身不包括检查廊道、溢洪道、消能设施等混凝土部分。超填包括在坝体中但不包括在坝身体积中。此外，坝体中还不包括用于基础处理的断层置换、防渗垫层、平衡填方等在坝身自体的稳定上不必要的部分。

第 2 节 水库大坝的基本形状、型式和位置的确定

2.1 水库大坝的基本形状

水坝的基本形状要通过分析必要的非溢流段高度和溢洪道能力等而决定。

说 明

1. 所谓水库大坝的基本形状系指水库大坝的高度、横截面的形状、左右岸坝头接合部的深度以及溢洪道的形状。

水库大坝的高度，以水库计划所定的正常满水位、超高水位、设计洪水位为基础，并根据用本章（参考 2.5）规定的方法求出的非溢流段的高度而定。

确定坝身横截面厚度，应保证对本章 3.4 中所计算的组合负荷具有必要的稳定性。

水库大坝坝身左右岸坝头接合部的深度，要根据地基状态而定，要保证地基对计算的组合负荷、渗流具有充分的强度、变形性能、防渗性能。

2. 水库大坝必须配置溢洪道，其泄流能力应保证可以安全地排放预计最大规模的流量。预计最大规模流量采用水坝的设计洪水流量。

〔参考 2.5〕坝身非溢流段的高度

坝身非溢流段的高度，根据其有无溢洪道闸门，对于混凝土坝，不小于表 2-1 中所列的最大值；对于填筑坝，不小于表 2-1 中所列的最大值再加 1m。

表 2-1 坝身非溢流段的高度

项	分类	坝身非溢流段的高度（单位：m）
1	有溢洪道闸门的坝	$H_n + h_w + h_e + 0.5(h_w + h_e < 1.5 \text{ 时为 } H_n + 2)$ $H_s + h_w + \frac{h_e}{2} + 0.5(h_w + \frac{h_e}{2} < 1.5 \text{ 时为 } H_s + 2)$ $H_d + h_w + 0.5(h_w < 0.5 \text{ 时为 } H_d + 1)$
2	没有溢洪道闸门的坝	$H_n + h_w + h_e (h_w + h_e < 2 \text{ 时为 } H_n + 2)$ $H_s + h_w + \frac{h_e}{2} (h_w + \frac{h_e}{2} < 2 \text{ 时为 } H_s + 2)$ $H_d + h_w (h_w < 1 \text{ 时为 } H_d + 1)$

备注：

表中 H_n 、 h_w 、 h_e 、 H_s 和 H_d 分别表示下列数值。

H_n : 正常蓄满水位（单位：m）

h_w : 在设计洪水位下因风力造成的水库水面以上的波浪高度（单位：m）

h_e : 该水坝的结构计算中，正常蓄满水位时采用的设计地震系数的地震所造成的水库水面以上的波浪高度（单位：m）

H_s : 超高水位（单位：m）

H_d : 设计洪水位（单位：m）

如果某没有溢洪道闸门的填筑坝，当有相当于设计洪水流量的水流通过溢洪道泄流时，其溢流水深在 2.5m 以下，则对其适用上述规定时，应将表 2-1 的 2 项中的“ $h_w + h_e < 2$ 时为 $H_n + 2$ ”改为“ $h_w + h_e < 1$ 时为 $H_n + 1$ ”；将“ $h_w + h_e / 2 < 2$ 时为 $H_s + 2$ ”改为“ $h_w + h_e / 2 < 1$ 时为 $H_s + 1$ ”。

说 明

坝身非溢流段的高度，应不小于正常满水位、超高水位和设计洪水位分别加上各自的规定附加高度后的最高值，并根据该水坝的实际情况确定。

风引起的波浪高度，本来的意义上应该采用分别在正常满水位、超高水位和设计洪水位状态下的水库水面以上的波浪高度，但为了方便起见，一般采用设计洪水位状态下水库水面以上的波浪高度，并将其视为超高水位和正常满水位状态下的水库水面以上的波浪高度。

对于地震情况下波浪在水库水面以上的高度，本来也是应该分别采用正常蓄满水位和超高水位状态下的水库水面以上的波浪高度，但这里我们以正常蓄满水位时波浪在水库水面以上的高度为标准，超高水位时的波浪高度规定为正常蓄满水位波浪高度的 1/2。

风引起的浪高多采用 S.M.B 法中的 Wilson 改良公式求得，在坝身上游面基本上是铅直的情况下，考虑到反射波，水库水面以上的波浪高度为 2 倍半波高、即全波高，所以由下式进行计算（请参照图 2-2，2-3）。

$$h_w = 0.00077V \cdot F^{0.5}$$

V: 10 分钟平均风速 (m/s) (一般情况下多取 30m/s 或 20m/s)

F: 设计洪水位下，坝身处的最大对岸距离 (m)

另外，当像填筑坝那样上游面倾斜时，考虑到波浪沿坝身的爬升高度，多采用 Saville 的方法。

图 2-4 所示的曲线图，是将采用 S.M.B 法求得的浪高和采用 Saville 法推导出的上游面斜面坡度、斜面保护材料与爬升高度、浪高之间的关系组合起来，从而可由对岸距离及风速求出包括波高在内的爬升高度 (R)。

地震造成的波浪高度，多采用佐藤清一的如下公式计算：

$$h_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{K\tau}{p} \sqrt{gH_0}$$

K: 正常蓄满水位状态下的设计地震系数

τ : 地震周期 (s) (多设为 1 秒)

H_0 : 正常蓄满水位状态下水库的水深 (m)

g: 重力加速度 9.8m/s²

例如，当 K=0.15、 $\tau=1$ 秒、 $H_0=60\sim 100$ m 时， $h_e=0.6\sim 0.7$ m。

另外，在决定分区型填筑坝和均质填筑坝的附加高度时，如图 2-5 所示，将防渗区的顶部作为非溢流段的高度，即不把顶部的保护层算在附加高度中。

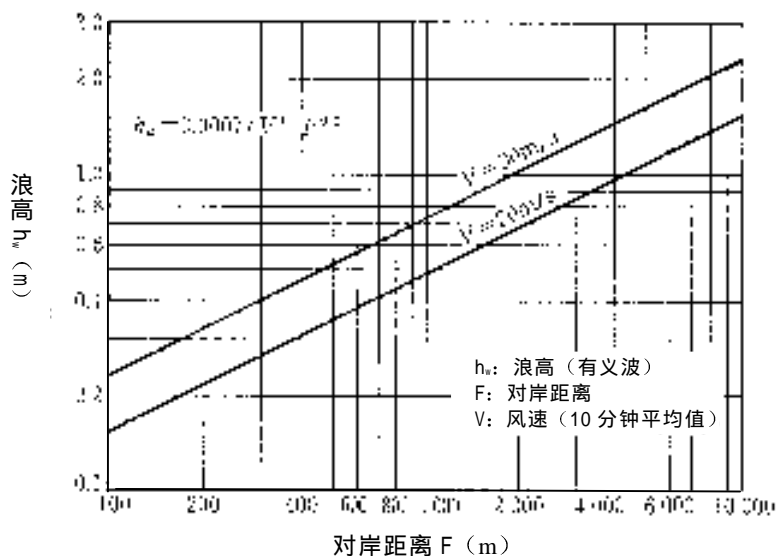


图 2-2 用 S.M.B 法中 Wilson 的改良公式求得的浪高

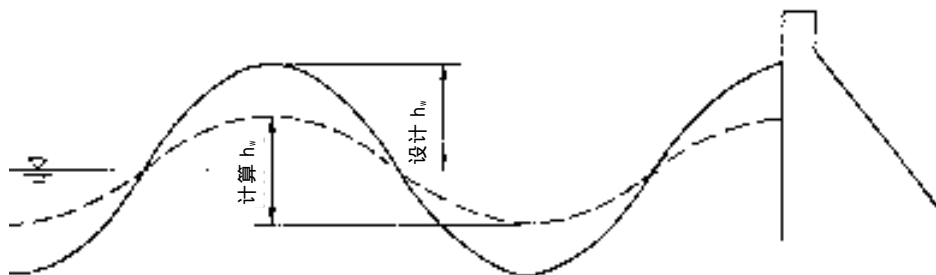


图 2-3 水库水面以上的波浪高度

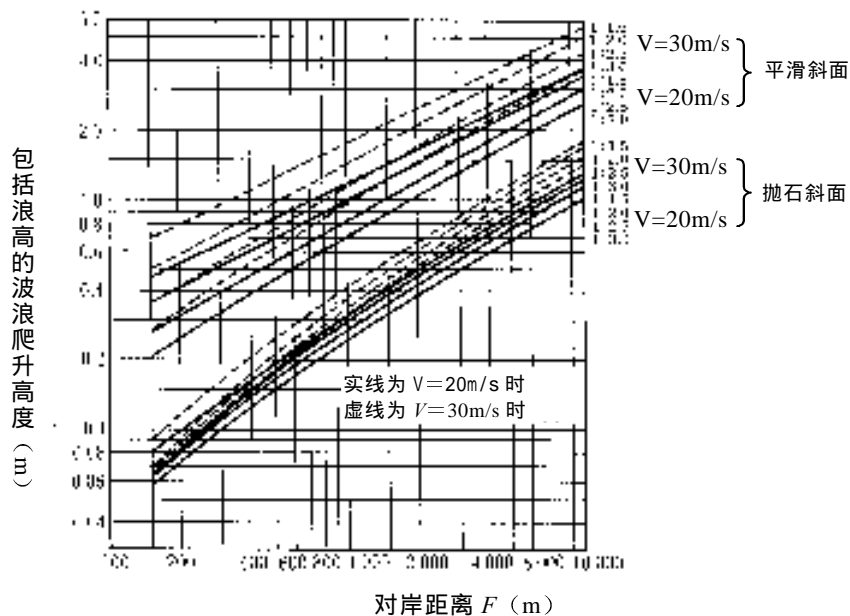


图 2-4 将 S.M.B 法的 Wilson 改良公式和 Saville 的方法组合起来求得的爬升高度 (包括浪高)

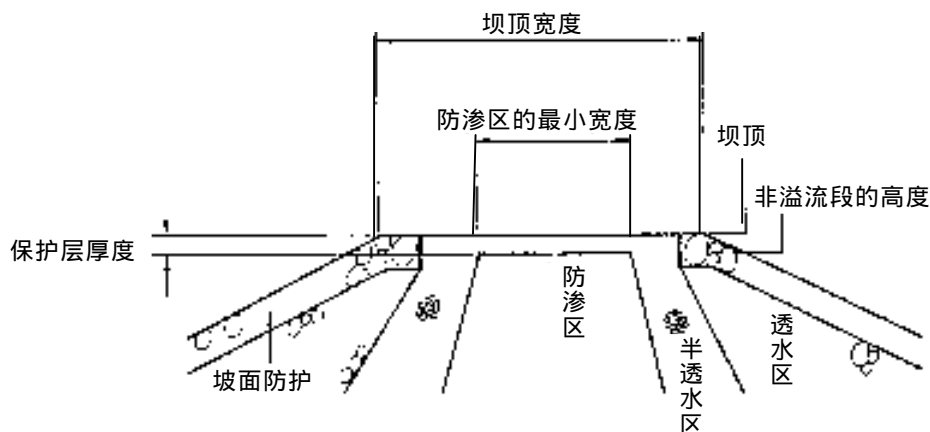


图 2—5 坝顶附近的标准图

〔参考 2.6〕大坝设计洪水流量

设计大坝坝身和溢洪道时,对作为基本量的大坝设计洪水流量,采用如下方法确定。

1. 混凝土大坝的设计洪水流量,在下列洪水流量中选取最大的流量。

- (1) 坝址处 200 年一遇的洪水流量
- (2) 在坝址处曾发生过的最大的洪水流量
- (3) 对照分别发生在坝址流域和水文现象、气象与其相类似的流域的最大洪水的有关水文现象、气象观测结果,预料在该坝址有可能发生的洪水流量。

2. 填筑坝的设计洪水流量,取混凝土坝的设计洪水流量的 1.2 倍。

说 明

大坝设计洪水流量和在计划篇第 12 章 3.3 中所规定的设计洪位,是为了确保水坝的安全性而针对坝址洪水规定的最大基本量。

在大坝的计划中,这一基本量用来决定水坝坝身非溢流段的高度、在水坝坝身和地基稳定计算中使用的水位以及溢洪道的泄流能力。

对照坝址流域和类似流域的洪水观测结果,预料在该坝址有可能发生的洪水流量,目前一般根据不同地区的比流量图(图 2—6)计算出的流量而定。

不同地区比流量图的数值表示的是各流域的下限值,所以在应用该数值时,要使用该水坝流域和与其水文现象、气象条件相类似的流域所发生的异常气象观测资料,进行适当的径流分析,以确认其是否妥当。

当该大坝的流域面积为 20km^2 以下时,必须采用根据不同地区比流量图求得的流量以上的、且符合该水坝流域实际情况的数值作为水坝设计洪水流量。但当流域面积不到 1km^2 时,用不同地区比流量图所求解的流量应为按 1km^2 比流量值所求出的流量。

对于填筑坝,考虑到万一洪水溢过坝身时的危险性,以 1.2 倍的混凝土坝的设计洪水流量作为大坝设计洪水流量。

对于坝身是由混凝土坝和填筑坝两者构成的混合坝的坝身和溢洪道设计中所用的设计洪水流量,采用填筑坝的设计洪水流量。但对于以混凝土坝为主要坝身构成成分的混

合坝，在混凝土坝的坝身设计中可以采用混凝土坝的大坝设计洪水流量。这就是说，在设计中，对混凝土坝和填筑坝可分别按计划篇第 12 章 3.3、3.4 的规定设定不同的设计洪水位和非溢流段高度。这时，混凝土坝身要设置溢洪道，而且判断 1.2 倍流量的泄流所导致的溢流段和消能设施导流墙的溢流、及消能设施泄流处流量特性的恶化，不会危及填筑坝身的安全时，在设计作为溢洪道构成要素的溢流段和消能设施时使用的洪水流量，可采用混凝土水坝的设计洪水流量。另外，在设计混合坝的溢洪道时，应根据计划篇第 12 章 4.6 的规程进行。

水库有引水的间接流域时，应以对直接流入水库的直接流域按上述方法求得的流量（直接流域水坝设计洪水流量），加上由间接流域引水的流量后得到的数值，作为大坝设计洪水流量。间接从流域引水的流量根据引水地点的洪水流量和取水、引水设施等的结构等而设定，引水地点的洪水流量原则上以间接流域为对象，采取与大坝设计洪水流量相同的方法求取（间接从流域水坝设计洪水流量）。但是，如不同地区比流量图所示的，当集水面积增大时，比流量具有变小的趋势，发生直接流域水坝设计洪水流量时的引水地点洪水流量，比用上述方法求得的间接流域水坝设计洪水流量要小。因此，在能够适当评价这种影响的情况下，可以降低作为研究对象的引水地点的洪水流量。

另外，在间接流域引水地点下游设置大坝时，由于上述引水流量一般为取水、引水设施计划以上的流量，还不能完全肯定其为确切的引水流量，所以原则上对下游大坝的大坝设计洪水流量不进行因引水的降低处理。此外，在取水、引水设施中设置闸门进行操作时，除非设施的结构计划、防洪计划和管理计划，能够保证对于可能产生间接流域水坝设计洪水流量的涨水，进行可靠的闸门操作，就应按闸门全开的状态，计算从间接流域引水的流量。

比流量曲线公式

$$q = C \cdot A^{(A^{-0.05} - 1)}$$

q: 比流量 (m³/sec/km²)

A: 集水面积 (km²)

C: 地区系数

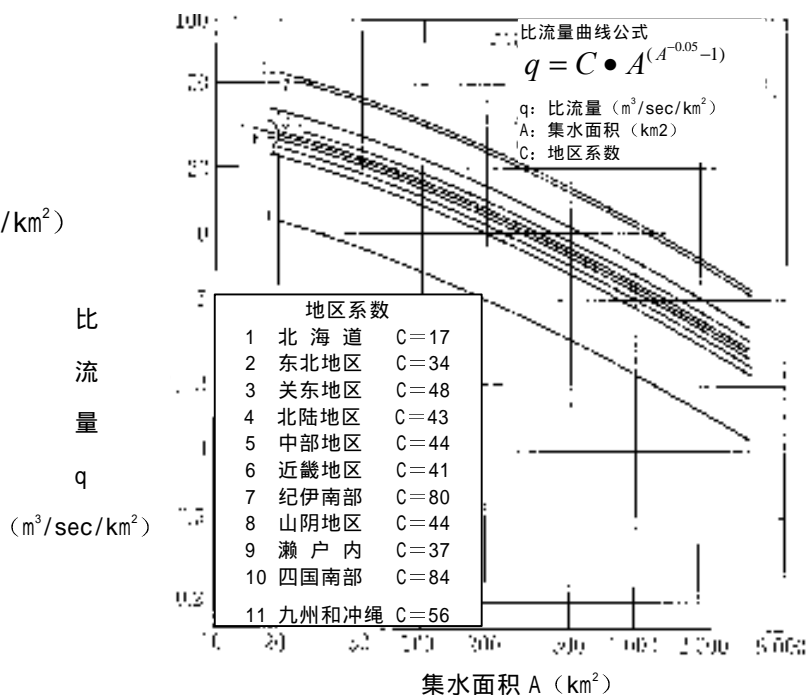
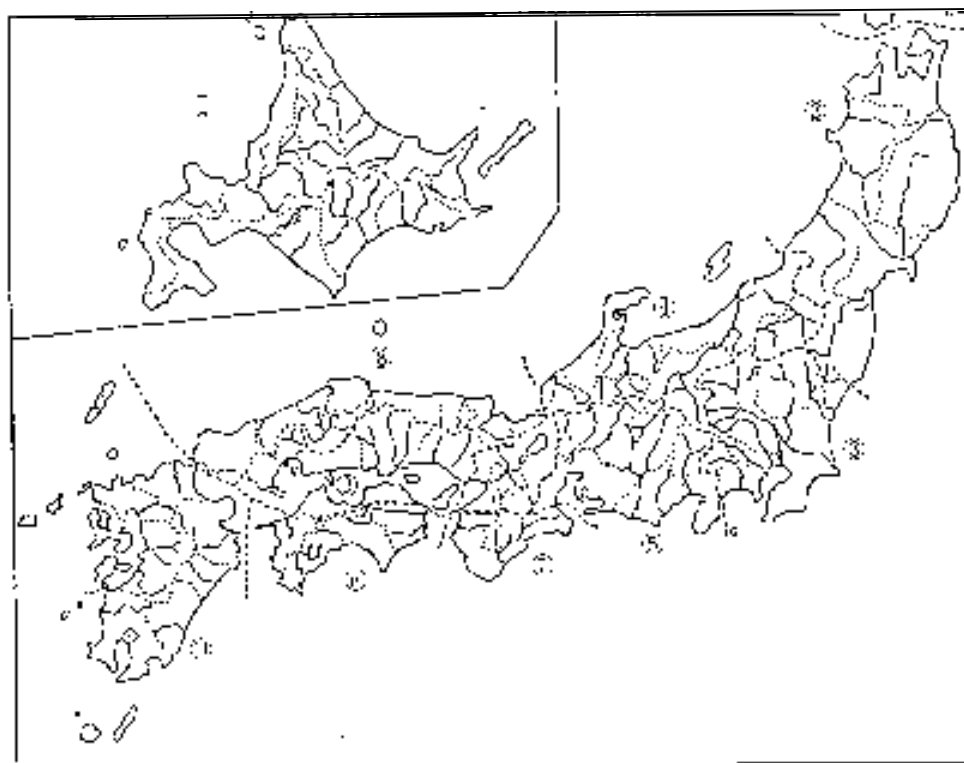


图 2-6 不同地区的比流量图

地 区	地区系数 C	适 用 地 区
(1)北 海 道	17	北海道全境
(2)东北地区	34	青森、岩手、宫城、秋田、山形、福岛（除阿贺野川流域）各县
(3)关东地区	48	茨城、栃木、群马（除信浓川流域）、埼玉、东京、千葉、神奈川的各都县、山梨县的多摩川、相模川流域和静岡县的酒匂川流域
(4)北陆地区	43	新潟、富山、石川各县、福岛县的阿贺野川流域、群马县的信浓川流域、长野县的信浓川、姬川流域、岐阜县的神通川、庄川流域、福井县的九头龙川流域以北的地区
(5)中部地区	44	山梨县和静岡县中属于(3)地区以外的地区、长野县和岐阜县中属于(4)以外的地区、爱知县和三重县（淀川流域和榑田川流域以南的地区除外）
(6)近畿地区	41	滋贺县、京都府的淀川流域、大阪府、奈良县的淀川流域和大和川流域、三重县的淀川流域和兵库县的神户市以东的地区
(7)纪伊南部	80	三重县的榑田川流域以南的地区、奈良县中属于(6)以外的地区和和歌山县
(8)山阴地区	44	福井县中属于(4)以外的地区、京都府中属于(6)以外的地区、兵库县中在日本海有河口流域的地区、鸟取、岛根各县、广岛县的江川流域和山口县的佐波川流域以西的地区
(9)濑 户 内	37	兵库县中属于(8)以外的地区、冈山县、广岛县和山口县中属于(8)以外的地区、香川县、爱媛县中属于(10)以外的地区
(10)四国南部	84	德岛县、高知县、爱媛县的吉野川、仁淀川流域和肱川流域以南的地区
(11)九州和冲绳	56	九州各县和冲绳县

注：地区(4)、(5)中属于长野县的信浓川流域和天龙川流域，其地区系数 C 可取为 35 以上。



2.2 坝型

大坝的型式要根据大坝的规模、坝址的地形、地质、溢洪道的规模、坝身材料等各种条件进行综合研究后决定。

对于坝高在 30m 以上的大坝，原则上不采用坝身由基本均质的材料构成的填筑坝。

说 明

1. 一般混凝土重力坝受地形、地质、溢洪道规模等的制约比较小。

在山谷宽度窄、平面形状可安全支持拱形推力的地形、地质时，拱形混凝土坝比较有利。

与混凝土坝相比，填筑坝受地形、地质制约较少，但溢洪道必须与坝身分开设置，故洪水规模较大时，不如混凝土坝。此外，由于坝身体积较大，还必须能够从坝址周围开采坝身材料。

2. 不同坝型的特性

(1) 混凝土重力坝

混凝土重力坝是将蓄水的水压等负荷通过坝身的自重传递给地基的构筑物，必然要求具有较大的坝身截面。为此，作用于地基单位面积上的负荷要比拱形混凝土坝小，地基的岩体必须具有与水坝高度相适应的剪切强度，同时要充分注意是否存在水平方向或接近于水平方向的断层或软弱层。

坝身截面大，坝身所产生的应力就小，因而除了上游面所产生的铅直方向拉伸应力外，在坝身强度方面一般不存在什么问题。

(2) 拱形混凝土坝

拱形混凝土坝，主要是由坝身的拱形作用将水压等负荷传到左右岸地基上，只要适当地选定坝身截面，即可最大限度地利用混凝土强度，减小坝身截面。但另一方面传到地基单位面积上的负荷将变大，与混凝土重力坝相比，容易受地基地形、地质的制约。

另外，由于拱形作用的负荷要求一定厚度的地基给以支撑，拱形混凝土水坝拱座的下游要求有足够厚度的地基，而且要充分注意在地基内受到拱形作用时容易滑移的方向是否存在软弱层。

(3) 填筑坝

填筑坝与混凝土坝相比，它可将所受到的负荷传播到范围更广的地面，所以在地基强度方面所受到的制约条件较少。

作为地基的必要条件，对防渗区基础来说，要求具有所需的防渗性能和剪切强度，而对防渗区以外的地基，要求剪切强度和抗管涌性。

对于岩基来说，只要没有特别的缺陷，强度上一般不存在问题。另外，防渗区地基一般要挖掘到与坝身的渗透系数大致相同的深度，或者必须是能够进行灌浆处理的地基。

砾石地基，除了形成层状构造外，一般具有足够的剪切强度，但其防渗性能较差，必须根据水坝高度和地基的透水性采取防渗措施。

土质地基的防渗性能较好，但一般剪切强度低，存在容易滑动、下沉或变形等问题，不适宜作为高坝的地基。

2.3 大坝位置的确定

2.3.1 混凝土重力坝

混凝土重力坝位置的确定，要考虑到坝的高度、地形、地质和防洪方法等因素。

说 明

决定坝位置的工作一般称为选址。

选址要根据坝高、地形、地质、防洪方法以及施工设备等条件进行综合研究后决定。

1. 地形

- (1) 山谷宽度：山谷宽度直接影响水库的体积，经济性上是最需要重视的因素。
- (2) 尖山脊：从中位标高到高位标高，需要特别注意，透水性和风化等会带来问题。
- (3) 下游下坡：施加最大负荷时会有损于坝身的安全，很小的下游下坡都需要很大的岩体强度。
- (4) 上游下坡：当水库腾空时和蓄水位较低时对坝身的稳定会造成问题。
- (5) 长大坡面：施工时和完工后坡面斜面的稳定与地质条件有关，有时会出现较大问题。

2. 地质

- (1) 硬岩线：根据坝高而分别需要相应的岩体强度，决定了与此相适应的硬岩线，但其深度受自地表面开始的风化程度影响很大。这种情况下问题是岩体的剪切强度，压缩强度一般不会出现。
- (2) 断层：会给坝和地基的稳定带来问题的、地基中存在的断层是，低角度断层和下游一侧附近的上游下陷断层。而具有接近铅直倾斜度的断层则问题比较少，但当断层规模大、宽度达 10m 以上时，很难建造高坝。一般，断层规模不大而断层和硬岩有明确的分界面时容易处理。关于断层的透水性，一般断层粘土透水性低，而周围的破碎部分透水性高，必须有可能改良到 1~2 吕荣左右。另外，在上游一侧附近存在与水坝轴线平行的断层时，有时会妨碍帷幕灌浆的施工。

3. 防洪

混凝土重力坝一大特点是可将溢洪道设置在坝身以内。所以，有必要考虑如下事项。

- (1) 溢流型溢洪道：有必要考虑容量、位置、方向而研究如何满足其水力学条件。
- (2) 泄流管的布置：泄流管和操作室，需要结合坝的形状、接缝的位置等研究其布置问题。
- (3) 消能设施：在考虑到对象流量消能所必需的地形条件的同时，还需要考虑到对其他构筑物应没有影响。

4. 施工设备

在主要的施工设备中，特别是混凝土运输设备与坝的选址关系最大，必须根据地形、

地质条件的限制而考虑包括选择机型在内的基本配置。对于混凝土坝常采用的缆索起重机，需要考虑如下事项：

- (1) 山谷宽度：山谷宽度越狭窄，缆索起重机越有利。
- (2) 负荷：行驶速度越快，径间越大，传递到基础的力、特别是水平力将变得相当大，所以缆索起重机的基础必须具有所需的强度。
- (3) 活动端：考虑到为了覆盖浇筑领域，应根据地形和地质条件，使其一端或两端都能够移动。

2.3.2 拱形混凝土坝

拱形混凝土坝位置的确定，应考虑到坝的高度、地形、地质、地基的强度以及防洪方法等。

说 明

如本章 5.4.1 说明中所讲解的，选址要综合考虑判断坝的高度、地形、地质、防洪方法和施工设备等条件，对于拱形混凝土坝，因为作用于左右岸地基的负荷较大，水坝位置的确定特别要保证地基肩部的厚度。

1. 决定能够确保地基肩部稳定性的水坝位置和探讨坝埋入深度时，应对所需的硬岩线进行研究。

所需硬岩线可由下式求得。首先，取任意水平断面，假定从水坝上游一侧任意方向的剪切面为 S_i ，通过计算出作用于这一剪切面的岩体内扬压力和来自水坝的力，即可由 Henny 公式求出为满足所需剪切摩擦安全系数所必需的硬岩线长度 l_i 。

$$l_i = \frac{nH_i - f_i(V_i - U_i)}{\tau_i}$$

式中， l_i ：沿假定剪切面 S_i 所需的硬岩线长度 (m)
 τ_i ：沿假定剪切面 S_i 的剪切强度 (tf/m²) {kN/mm²}
 f_i ：沿假定剪切面 S_i 的内部摩擦系数
 H_i ：来自拱形混凝土坝的、铅直方向单位宽度负荷的与假定剪切面相平行的成分 (tf/m) {kN/mm}
 V_i ：来自拱形混凝土坝的、铅直方向单位宽度负荷与假定剪切面相垂直的成分 (tf/m) {kN/mm}
 U_i ：作用于剪切面扬压力的铅直方向单位宽度的合力 (tf/m) {kN/mm}
 n ：剪切摩擦安全系数

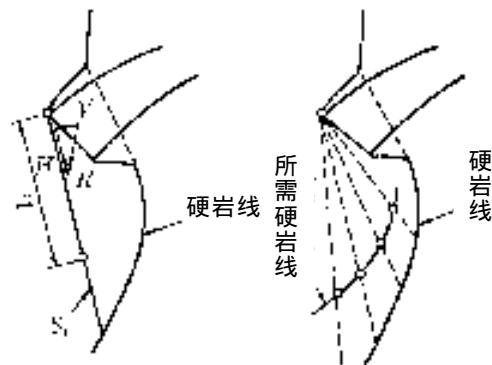


图 2-7 所需硬岩线

扬压力根据本章 3.5.4 的方法，相对于假定剪切面而确定。

改变假定剪切面的各种方向计算其所需的硬岩线长度，就可求得如图 2-7 所示的包络所需硬岩线长度的曲线，这个曲线即称为所需硬岩线。

所需硬岩线是为确保地基的安全性所必需的最低限度的肩部范围，当它与地基内的实际硬岩线交叉时，则表示不具备地基所需的安全系数，反之，当两者的间隔非常大时，表示大坝的埋入深度过深，不经济。

计算硬岩线时所使用的剪切摩擦安全系数为 4 以上，但在地基易产生剪切破坏的方向上存在断层等软弱层时，需要另行根据该软弱层的位置、方向和规模而研究安全性。

2. 考虑到坝身和地基接触面以及地基内部的断层、节理等弱点，其安全性应根据 4.4.1 说明中所述的方法进行计算，同时必须具有 4 以上的安全系数。特别是拱形混凝土水坝，当存在接近铅直的上下游方向的软弱层时，在安全性上产生的问题就多一些。另外，必要时，要进行三维剪切破坏的安全系数的研究，这种情况下的安全系数，考虑到分析的精确度，大体取 6 左右为宜。

2.3.3 填筑坝

填筑坝位置的确定，应考虑坝高、坝型、地形、地质和溢洪道的位置等。

说 明

1. 在确定坝位置时，应考虑坝高、坝型、地形、地质和溢洪道的位置等，综合判断其基础处理、挖掘量、坝体积、施工的难易等因素。

但是，在地质情况较差时，能否防渗往往是选定坝轴的决定性因素。

当地形为极端的 V 字型山谷时，如果在陡峭倾斜部分设置防渗区，就可能因不均匀下沉而造成剪切变形，引起龟裂，甚至造成浸透破坏，需要引起重视。

填筑坝在坝身内不设置溢洪道，所以必须从地形和地质方面研究能否在附近的山体设置。将溢洪道设置在陡峭的山腰时，需要注意其挖掘量大，且对长大坡面难以维护管理，可能会影响到作为坝轴的妥当性。

2. 坝轴的平面形状一般为直线，在上游一侧也可采用凸型曲线。采用曲线的目的是当防渗区向下游变形时对坝身的应力状态有利，但没有定量的证明。

日本把坝轴设计为曲线的水库大坝实例如表 2—2 所示。

表 2—2 日本坝轴为曲线的水坝例 (单位: m)

水坝名称	坝高	坝顶长(l)	弦长(L)	半径(R)	矢高(d)	d/L(%)
水洼	105.0	253.0	252	350	23.5	9.3
福地	91.5	260.0	259	1000	8.4	3.2
大雪	86.5	440.0	440	6000	4.0	0.9
岩屋	127.5	366.0	363	800	20.8	5.7
广濑	75.0	255.0	250	1565	5.2	2.1
南原	85.5	305.0	305	5626	2.1	0.7
高濑	176.0	362.0	361	1625	10.1	2.8
七仓	125.0	340.0	339	1500	9.6	2.8
手取川	153.0	420.0	414	700	31.3	7.6
玉原	116.0	600.0	596	1500	29.9	5.0
四时	83.5	300.0	296	500	22.3	7.5
上市川第二	67.0	205.0	204	500	10.5	5.1
奥野	63.0	323.0	320	650	20.0	6.2
七宿	90.0	565.0	563	2000	19.9	3.5
御所	52.5	210.0	210	1000	5.5	2.6
阿木川	101.5	362.0	359	800	20.4	5.7
下汤	70.0	366.0	360	600	27.7	7.7
寒河江	112.0	510.0	504	1000	32.3	6.4
三国川	119.5	419.5	412	650	33.6	8.1

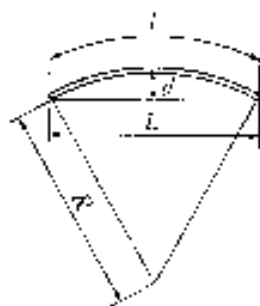


图 2-8

第 3 节 水库大坝设计的基本条件

3.1 设计的重要项目

大坝结构设计时，要保证其对于设计负荷具有安全性、必要的耐久性和抗渗性，并综合考虑其操作性、景观和经济性而进行设计。

说 明

1. 大坝是为了通过蓄水而调节洪水，同时对水资源进行各种利用而建设的构筑物。水坝的设计必须保证能够长期可靠地发挥其兴利除害的功能。

水库大坝是将坝身和基础做成一体阻止流水流动的构筑物，因此，水坝坝身和地基的结构应该具有所需的抗渗性和对设计负荷的安全性，同时还必须具有在一定期间内可靠发挥效益的耐久性。此外，大坝设有可泄流的泄流设备，并能保证易于管理、操作可靠。再者，设计时还必须考虑库区周围环境的协调。

2. 以上内容按坝型区分，具体如下：

- (1) 水库大坝坝身和地基（包括地基与坝身的接合部，下同）应具有必要的抗渗性和耐久性，对设计负荷具有必要的强度。
- (2) 混凝土坝坝身的结构要保证不会因设计负荷而产生滑动或倾倒。
- (3) 填筑坝坝身的结构要保证不会因设计负荷而产生滑动破坏或浸透破坏。

此外，填筑坝的坝身不得设置泄流设备以及其他渠道类构筑物。

- (4) 大坝的地基应不会因设计负荷而产生滑动、滑动破坏或浸透破坏。

3. 大坝位置一般因计划和自然社会条件等因素无法自由选择。因此，对已决定好的坝址，要通过综合研究水库规模、坝址的地形地质条件、水文条件、坝身材料的条件、工期、气象、施工性能等，决定坝型及其基本配置，然后再进行详细的设计。

3.2 设计的前提

大坝的设计，要综合研究其设计负荷状态及其大小、坝身和地基的物理特性、所使用的分析方法、所要求的安全系数等，以确保其安全性。

说 明

1. 为了确认大坝的安全性，必须确认坝身对设计负荷是否安全。特别是大坝规模较大时，万一发生破坏，造成的影响很大，所以从社会方面也要求具有绝对的安全性。水坝的种类可大致分为混凝土坝和填筑坝，混凝土坝属于弹性构筑物，而填筑坝则是非弹性构筑物，两者的结构力学体系完全不同。

2. 为了确保大坝的安全性，必须运用与各种水坝型式相适应的合理设计手法，使水坝具有不同种设计手法以及各自的安全系数。

大坝坝身和地基的稳定性只有通过正确掌握坝身和地基的物理特性，综合评价设计负荷状态及其大小、所使用的分析方法种类和假定条件、求得的安全系数的大小，才能进行正确的研究。因此，如果使用的分析方法和材料的物理特性不同，安全系数的值当然也就不同，所以在设计时必须对此给予充分考虑，慎重行事。

3. 作用于大坝和地基的负荷和负荷的组合已在本章 3.4 中予以说明。此外，有关每种型式水坝的设计手法，总结列于表 2-3 中。现对各种坝身材料的物理特性其设计上的特点和使用的分析方法与安全系数说明如下：

4. 混凝土坝

在设计混凝土重力坝时，采用垂直于坝轴的铅直断面进行二维设计。在这种情况下，一般采用保持平面原则的悬臂梁理论，这时相对于无限楔的 Levy 的应力解和铅直应力的分布是一致的，这个方法可视为弹性理论的变形。

拱形混凝土坝的设计采用三维分析方法进行，一般采用由拱形要素和悬臂梁要素组合求解的负荷分割法或有限元法进行分析。对于混凝土重力坝和拱形混凝土坝，考虑到坝身混凝土的容许应力，其安全系数均采用 4 以上。

对于混凝土坝地基的设计，一般设计混凝土坝时把坝身与地基作为一体化的刚体来处理，并使作用力和阻力对二维断面的比（Henny 公式）能够保证安全系数在 4 以上。此外，在地基的稳定性存在问题时，也一并考虑内部应力进行分析。在这种情况下，地基一般作为弹性体处理，并使单位面积的剪切摩擦安全系数（局部剪切摩擦安全系数）大约应为 2 以上进行设计。

5. 填筑坝

填筑坝的最大特点是，坝身是由岩石、砾石和土质材料等塑性或具有粘弹性的材料构成。而且，填筑坝可追随地基或坝身本身的下沉，从而保持非常稳定的状态，这是混凝土水坝所不具备的特点。此外，可通过它的底面积来减小作用于水坝基础的应力，地基条件对大坝设计的制约比混凝土水坝通常要小得多。

填筑坝与混凝土坝相比其非弹性性质显著，对这种非弹性性质的理论研究比较落后，

难以在弹塑性分析基础上建立起理论设计体系，这也是其特点之一。此外，与一般材料相比，填筑坝身材料的破坏定义比较为模糊，也使这一问题更加复杂化。

根据以上的情况，现在对填筑坝的设计，规定对斜面滑移的稳定性是作为二维圆弧滑移面，采用薄层法进行研究，对作用力和阻力的比，应使断面形状能够使安全系数为 1.2 以上。将相对于设计外力的变形和应力、应变的分析融汇于坝身设计中的手法还处于研究阶段，必要时可在设计中加以参考。

表 2-3 各种类型式大坝设计方法的差异

坝型	基本假定	大坝基本设计条件	设计数值
混凝土重力坝	二维弹性体	1) 将外力的合力加入到坝身水平断面的 Middle Third 中 2) 在 Henny 公式中安全系数应为 4 以上 3) 坝身中产生的应力不能超过容许应力	由原位试验求出 岩体的剪切强度 τ_0 岩体的内部摩擦系数 f 由配合试验求出 混凝土的物理特性值 混凝土的强度
拱形混凝土坝	三维弹性体	1) 坝身中产生的应力不能超过容许应力 2) 在 Henny 公式中安全系数应为 4 以上	
填筑坝	二维非弹性体	1) 对圆弧滑移面采用薄层法，安全系数应为 1.2 以上	由室内三轴试验等求出 填筑坝材料和基础的 粘结力 C 内部摩擦角 ϕ

3.3 设计水位等

标准坝身设计的水库水位等，要根据流域的水文特性和水库的运行计划等来决定。

说 明

用于大坝的坝身设计等的水位标准，包括以下内容：

1. 正常蓄满水位：大坝计划中，处于大坝非溢流段的正上游部分的、非洪水状态下水库蓄水的最高水位。这个水位是相应于由水资源利用为目的而蓄流的各种库容、死库容、淤积库容组合决定的库容的水库水位。具有调洪功能的水坝，有时需要在洪水期保持正常蓄满水位以下的水位，该水位称为汛限水位。

2. 超高水位：水坝计划中，处于水坝非溢流段的正上游部分的、洪水状态下暂时蓄流的最高水位。

具有防洪功能的水库，必须确保防洪计划中的基本洪水所必需的防洪库容，相应于这个库容与供水库容、死库容、淤积库容组合决定的库容的水库水位就是超高水位。

同样，对用于水资源利用水库也要确定超高水位。这时的超高水位，是根据水库运行中的洪水初始水位、对象洪水以及溢洪道结构而研究确定，此时采用的对象洪水，在该水库地点的基本洪水在年超过概率为 1/100 以上的规模时，以该水坝地点的基本洪水为标准加以确定；而当基本洪水位在年超过概率为 1/100 以下的规模时，或未能确定基本洪水位时，以该水库地点混凝土坝的大坝设计洪水流量的 80% 为标准加以确定。

3. 设计洪水位：处于大坝非溢流段的正上游部分的、本章〔参考 2.6〕中所示大坝

设计洪水流量的流水在通过溢洪道泄流时水库的最高水位(对于水库蓄流效果大的水坝,为从该水位减去考虑到蓄流效果而得到的数值后的水位)。

另外,在确定水资源利用水库的设计洪水水位时,除非是没有溢洪道闸门、且水库面积明显比流域面积大的水坝,否则不能考虑水库的蓄流效果。

4. 最低水位:这是水库运用计划中最低的水位,最低水位以下的库容作为淤积库容或死库容,在通常的计划中不加利用。

5. 淤沙高程:根据水库流域的地形、地质、气象、水文情况等推算水库的比淤沙量,并根据在此基础上求得的大约 100 年的淤沙量确定淤沙高程。

6. 其他水位:对于其他水位,在与本章 3.4 规定的负荷组合可能会发生危险的情况下加以确定。

(参考 2.7) 下游段水位

坝身的下游段水位的确定,要研究设计中所使用的各种水库水位与其同时发生的可能性,在大坝构筑物的稳定计算中,保证设计的安全性。

在设计大坝时,坝身下游侧水位所导致的静水压等作用于水平方向的力,一般在坝身的稳定计算属于安全性作用,而孔隙水压力、扬压力等作用于垂直方向的力则属于危险性作用。因此,下游侧水位应取设计中所使用的各种蓄水位中与其可能同时发生的、且在大坝构筑物的稳定计算中,最具危险性的水位状态。

(参考 2.8) 淤沙高程

大坝结构设计中所使用的淤沙高程,为预计 100 年的淤沙量水平淤沙所形成的高程。

决定水库淤沙层的因素包括地形、地质、气象、水文、其他流域特征和水库特性等,这些因子相互关联复杂,需要根据附近类似水系现有水库的淤沙实际情况和各种公式进行准确的推算。

淤沙形状受河流和水库形状、流入泥沙的粒度特性、水库的年变化形态、洪水规模和频度、淤沙的进展状况等因素的影响,通常呈现倾斜形状,但在水坝坝身的稳定计算中可考虑作为安全一方,按水平淤沙处理。

3.4 负荷的组合

对大坝的坝身和地基(包括与坝身的接合部)进行结构设计时应考虑的负荷种类及其组合,应根据水库的水位和坝型而定。

说 明

大坝坝身和地基的安全性必须由具体的结构计算来确定,现将进行结构计算时需要使用的负荷种类及其组合,按水库的水位和水坝的种类列于表 2-4。

1. 混凝土重力坝和拱形混凝土水坝在正常状态下,如能确认高水位状态下的安全性,则低水位状态下的安全性也可得到保证。但是,对于混凝土坝,在低水位状态下受朝向上游地震时惯性力作用时,水位越低危险性越大,对于这样的水位必须加以注意。

对于填筑坝来说，有时会出现正常蓄满水位以下、对于滑移破坏属于危险因素的水位状态，对这种水位（即所谓中间水位状态）必须进行研究。对于中间水位，必须经过计算求出安全系数的最小值。

表 2-4 负荷的组合

水坝的种类 水库水位状态	混凝土重力坝	拱形混凝土水坝	填筑坝
正常满水位 和 超高水位	自重 静水压力 地震时动水压（冰压） 扬压力 地震时惯性力	自重 静水压力 地震时动水压（冰压） 扬压力 地震时惯性力 温度负荷	自重 静水压力 地震时惯性力 孔隙水压力
设计洪水位	自重 静水压力 扬压力	自重 静水压力 扬压力 温度负荷	自重 静水压力 孔隙水压力
最低水位	自重 静水压力 地震时动水压 扬压力 地震时惯性力	自重 静水压力 地震时动水压 扬压力 地震时惯性力 温度负荷	
水位急剧下降时			自重 静水压力 地震时惯性力 孔隙水压力
中间水位			自重 静水压力 地震时惯性力 孔隙水压力
水库水空 （填筑坝为坝 身刚建成后）	自重 地震时惯性力	自重 地震时惯性力 温度负荷	自重 地震时惯性力 孔隙水压力

备注：自重：坝身的自重
 静水压：蓄积水的静水压所造成的作用力
 泥压：水库内淤积的泥土的作用力
 地震时惯性力：地震时水坝坝身的惯性力
 地震时动水压：地震时蓄留水引起的动水压的作用力
 扬压力：蓄留水造成的扬压力
 孔隙水压力：孔隙水压力（水坝坝身内部和水坝地基的浸透水的水压）的作用力
 温度负荷：坝身内部温度变化所产生的作用力

2. 对浸流，通常研究其正常状态时的情况，所以对填筑坝来说，要求出所定水位状态长期保持下的水位，结果对于比正常状态的浸润线更低的坝身部分，视为处于饱和状态进行研究。

3. 填筑坝中所谓“水位迅速降低的情况”，一般指水库水位从正常蓄满水位到水库运行计划的最低水位的范围，由于水库运用计划的执行而水位迅速降低，孔隙水压力残存在坝身以内的情况。

此外，在超高水位和正常满水位之间的水位时，根据该水坝的实际情况，必要时也

需进行补充研究。

4. 对如下情形, 应进行填筑坝的结构计算:

- (1) 正常蓄满水位下浸流处于恒定状态
- (2) 超高水位下浸流处于恒定状态
- (3) 设计洪水位下浸流处于恒定状态
- (4) 水库的水位在正常蓄满水位和最低水位之间、对水坝安全性最不利的水位(即所谓中间水位)下, 且浸流处于恒定状态
- (5) 出现水位迅速降低的情况
- (6) 刚建成后还残留建设时的孔隙水压力

特别是对均质坝和使用细颗粒防水材料较多的水库, 因为其孔隙水压力的影响较大, 即使是在刚建成后的状态下, 确认其安全度也是极为重要的。对于这种情况下地震时的惯性力, 一般可以使用表 2—6 所示值的 1/2 求取。

3.5 负荷的计算方法

3.5.1 自重

坝身的自重根据坝身材料的单位体积重量来确定。单位体积重量原则上对实际使用的材料进行试验决定。

说 明

大坝的自重是设计上的重要因素。这里所使用的单位体积重量原则上要对实际使用的材料进行试验后决定, 详细情况将在混凝土水坝和填筑坝的各节中加以说明。

3.5.2 静水压

静水压是垂直作用于坝身表面的水压, 其值可由下式求出。

$$P = W_0 h$$

P : 静水压 (tf/m²) {kN/m²}

W_0 : 水的单位体积重量 (tf/m³) {kN/m³}

h : 水深 (m)

说 明

非地震时大坝稳定计算所使用的静水压, 用设计时采用的不同水位加上风力所引起的水库水面以上波浪的高度来计算。

地震时大坝的稳定计算中, 与本章 3.5.6 中规定的地震时动水压组合使用的静水压, 还要再加上地震所造成的水库水面以上波浪的高度来计算。

对于填筑坝, 作为用薄层法进行稳定计算时所使用的外力的水压, 垂直作用于薄层的滑移面和侧面。在这种情况下坝身内的水压起到孔隙水压力的作用。作用于坝身表面的水压作为水重, 包括在薄层的自重之中。

在正常蓄满水位、超高水位和设计洪水位的情况下, 孔隙水压力是考虑各自水位下

的恒定渗透压，在水位急剧降低时是考虑残余孔隙水压力的压力，在刚建成之后是考虑建设时孔隙水压力的压力。计算方法将在填筑坝一节中详细说明。

3.5.3 泥压

水库内淤积泥土造成的垂直方向泥压为泥土在水中重量，水平方向泥压由下式计算。

$$Pe = CeW_1d$$

Pe : 水平方向泥压 (tf/m²) {kN/m²}

Ce : 土压系数

W_1 : 泥土在水中的单位体积重量 (tf/m³) {kN/m³}

d : 泥土的深度 (m)

说 明

设计所使用的水库内淤积的泥土（以下简称为“淤泥”）的深度，根据大约 100 年的淤泥量，一般考虑到河性、水库面积的宽窄、水深的大小等水库状况而推算。

淤泥的重量按下式计算：

$$W_1 = W - (1 - v) \cdot W_0$$

式中， W_0 为水的单位体积重量 (tf/m³) {kN/m³}， W 为淤泥的表观单位体积重量 (tf/m³) {kN/m³}， v 为淤泥的空隙率。

这些数值的常用近似值如下：

$$W = 1.5 \sim 1.8 \text{ tf/m}^3 \quad \{14.7 \sim 17.7 \text{ kN/m}^3\} \quad v = 0.3 \sim 0.4, \quad Ce = 0.4 \sim 0.6$$

$$W_0 = 1.0 \text{ tf/m}^3 \quad \{9.81 \text{ kN/m}^3\}$$

另外，地震所造成的动泥压由于其与后述的地震时动水压的关系，一般不予考虑。

3.5.4 扬压力

扬压力为垂直作用于大坝坝身和地基的接触面的压力，要考虑地基处理的情况、排水孔的位置等适当地加以确定。

说 明

1. 作用于混凝土重力坝底面的扬压力，表现为作用于坝身和地基接触面的垂直负荷。进行了适当的地基处理时，在水坝的上游端，设有排水孔时扬压力分布于该位置，在下游端扬压力的分布如表 2-5 所示，各区间均视为直线变化。

另外，对于混凝土坝，除了根据地基情况等认为不适于设置地基排水孔的情况外，基本原则是要设置地基排水孔。当基础比较软弱时，有时这个值会过小，需要引起注意。

再者，作用于坝身内断面扬压力的分布也要根据上述原则加以确定。

2. 作用于拱形混凝土水坝底面的扬压力，视为与混凝土重力坝同样作用的压力。

3. 可认为扬压力的值不受波浪或水库水位短时间变化的影响。

表 2—5 扬压力的值

有无排水孔	扬压力		
	上游端	排水孔的位置	下游段
有排水孔的情况	上游水压	上游和下游水压差的 1/5 以上加上下游水压后的值	下游水压
无排水孔的情况	上游和下游水压差的 1/3 以上加上下游水压后的值	—	下游水压

3.5.5 地震时的惯性力

地震时大坝坝身的惯性力为水平作用于坝身的力，由下式求取：

$$I = W \cdot k$$

I : 地震时坝身的惯性力 (tf/m³) {kN/m³}

W : 坝身的自重 (tf/m³) {kN/m³}

k : 设计地震系数

设计地震系数要考虑到坝址的地区划分、基础状态和大坝的种类等加以确定。

说 明

设计地震的系数一般要考虑本篇第 1 章图 1—40 所示的地区划分、地基状态以及水坝类型，通常以表 2—6 所示的值为标准。对于与坝体分开的相邻型溢洪道和分离型溢洪道的混凝土重力坝，按表 2—6 的混凝土重力坝取值。但坝址附近曾发生过大地震或地质存在问题时，要考虑地区的地震史和坝身动力学特性将设计地震系数取为高于表 2—6 所示的值。另外，大坝非溢流段的正上游部分的水位为超高水位时，除了计算〔参考 2.5〕中 h_e 的情况外，可取表 2—6 所示值的 1/2。另外，上述水位为设计洪水位时，按照本章 3.4 的规定，不把地震时的惯性力和地震时的动水压列为负荷的对象。这就是说，在坝身的稳定性计算中，不管是地震还是平时，都认为相应于水坝的型式具有同一安全系数进行计算，所以要考虑各种水位的发生频度等，确定坝身所承载的负荷大小。

当对混凝土坝研究水库放空时的稳定问题时、对填筑坝研究刚建成后的稳定问题时、以及对平时不出现水位急速降低的大坝进行水位急速降低时的稳定计算时，可以取表 2—6 所示值的 1/2 值。

图 2—9 的详细情况如下所示。

表 2-6 设计地震系数

	大坝的基础条件	混凝土重力坝	拱形混凝土坝	分区型填筑坝	均质填筑坝
强震带地区	通常的岩体地基	0.12~0.15	0.24~.030	0.15	0.15~0.18
	土质地基	—	—	0.18	0.20
中震带地区	通常的岩体地基	0.12	0.24	0.12~0.15	0.15
	土质地基	—	—	0.15~0.18	0.18~0.20
弱震带地区	通常的岩体地基	0.10~0.12	0.20~0.24	0.10~0.12	0.12
	土质地基	—	—	0.15	0.18

这些值仅为大致标准，要考虑该地区的地震历史、地质条件、坝身动力学特性，取不低于这些值的数值。

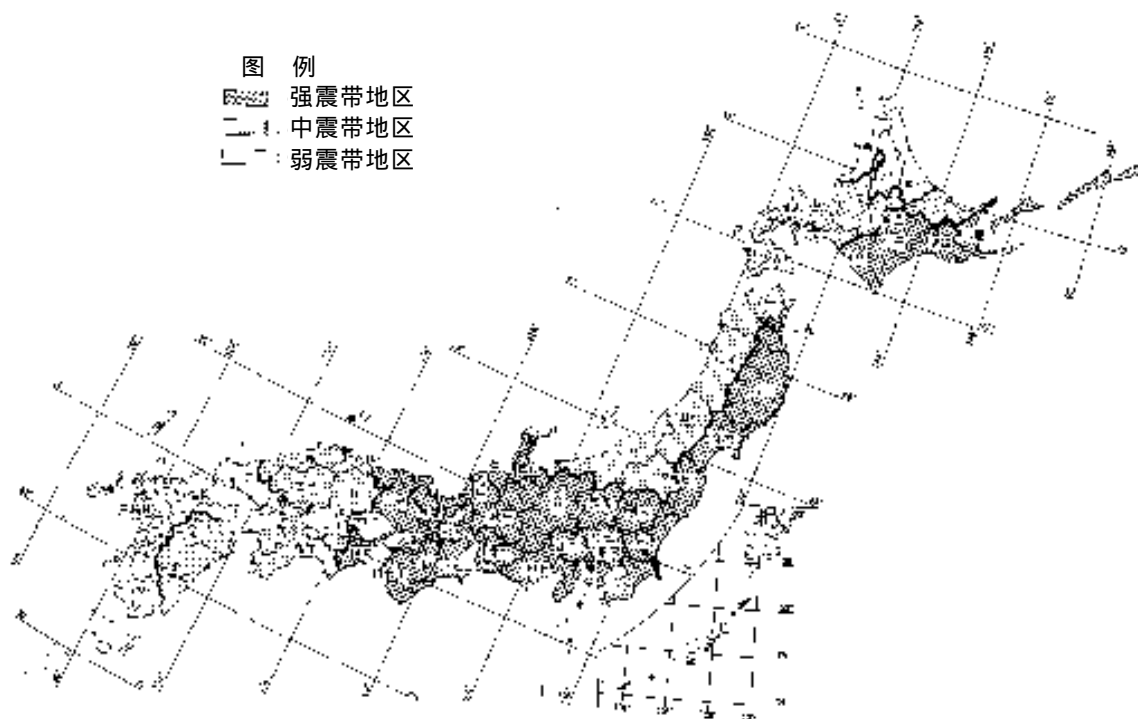


图 2-9 地震强度的地区划分

地区划分	对 象 地 区
(1) 强震带地区	北海道的钏路市、带广市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、样似郡、幌泉郡、河东郡、川上郡（十胜支厅）、河西郡、广尾郡、中川郡（十胜支厅）、足寄郡、十胜郡、钏路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糖郡、野付郡、标津郡、目梨郡 青森县的三泽市、十和田市、八户市、上北郡、三户郡 岩手县全境 宫城县全境 福岛县的福岛市、二本松市、相马市、原镇市、岩木市、伊达市、相马郡、伊达郡、田村郡、双叶郡、石川郡、东白川郡 茨城县全境 栃木县全境 埼玉县全境 千叶县全境 东京都全境 神奈川县全境 长野县全境 山梨县全境 富山县的富山市、高冈市、冰见市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、妇负郡、东砺波郡、西砺波郡 石川县的金泽市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加贺市、鹿岛郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡 静冈县全境 爱知县全境 岐阜县全境 三重县全境 福井县全境 滋贺县全境 京都府全境 大阪府全境 奈良县全境 和歌山县全境 兵库县全境 鸟取县的鸟取市、岩美郡、八头郡、气高郡 德岛县的德岛市、鸣门市、小松岛市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、名西郡、名东郡、那珂郡、胜浦郡、海部郡 香川县的大川郡、木田郡 鹿儿岛县的名濑市、大岛郡
(2) 中震带地区	(1)和(3)以外的地区
(3) 弱震带地区	北海道的旭川市、留萌市、稚内市、纹别市、士别市、名寄市、上川郡（上川支厅）的鹰栖镇、当麻镇、比布镇、爱别镇、和寒镇、剑渊镇、朝日镇、风连镇和下川镇、中川郡（上川支厅）、增毛郡、留萌郡、苫前郡、天盐郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、纹别郡 山口县全境 福冈县全境 佐贺县全境 长崎县全境 熊本县的八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、饱託郡、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡 大分县的中津市、日田市、丰后高田市、杵筑市、宇佐市、西国东郡、东国东郡、速见郡、下毛郡、宇佐郡 鹿儿岛县除名濑市和大岛郡以外的地区 冲绳县全境

3.5.6 地震时的动水压

地震时作用于水坝坝身的、任意蓄水深处的动水压为垂直作用于水坝坝身的压力，除了由适当的工程试验求取外，一般由下式计算。

$$pd = 0.875W_0k\sqrt{H \cdot h}$$

pd : 动水压 (tf/m²) {kN/m²}
 W_0 : 水的单位体积重量 (tf/m³) {kN/m³}
 k : 设计地震系数
 H : 从水库水面到地基的水深 (m)
 h : 从水库水面到动水压的作用点的水深 (m)

说 明

在地震时作用于坝身的外力中，除地震时的惯性力之外，还有水库蓄水的动水压。

求取动水压时常用 Westergaard 公式或 Zangar 的实验公式，这里说明 Westergaard 的简化公式。Westergaard 公式原来是在上游面为铅直的条件下推导的，但在上游面的 1/2 以上的高度部分接近铅直时可以采用 Westergaard 公式。

Westergaard 公式中的总动水压 $Pd (= \sum pd)$ 总动水压作用点离地基的高度 Hd 由下式表示 (图 2-10 (a))。

$$Pd = \sum pd = 7/12W_0kH^2$$

$$Hd = 0.4H$$

当上游面梯度平缓，需要对动水压进行特殊探讨时，有时要使用 Zangar 公式。

$$pd = C \cdot W_0 \cdot k \cdot H$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right]$$

C_m : 根据给定的大坝上游面坡陡而确定的常数 (图 2-10(b))。

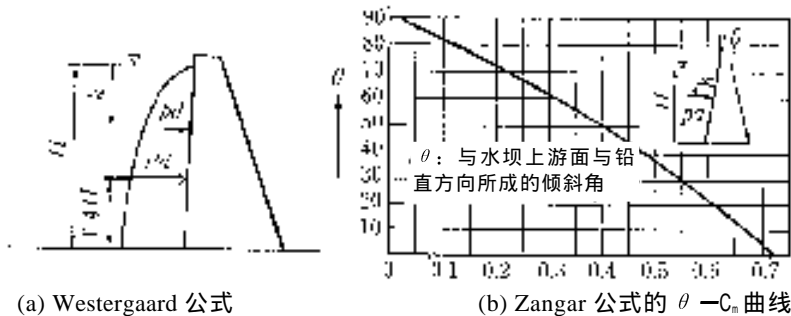


图 2-10

Zangar 公式中，从水深 h 以上的总动水压 $\sum pd$ 、和从水深 h 的位置到 $\sum pd$ 作用点的高度 hd 由下式表示。

$$\sum pd = a \cdot \frac{C_m}{2} W_0 k H^2 \sec q \quad hd = \beta h$$

本式中的 a 、 β 可由图 2-11 求取。

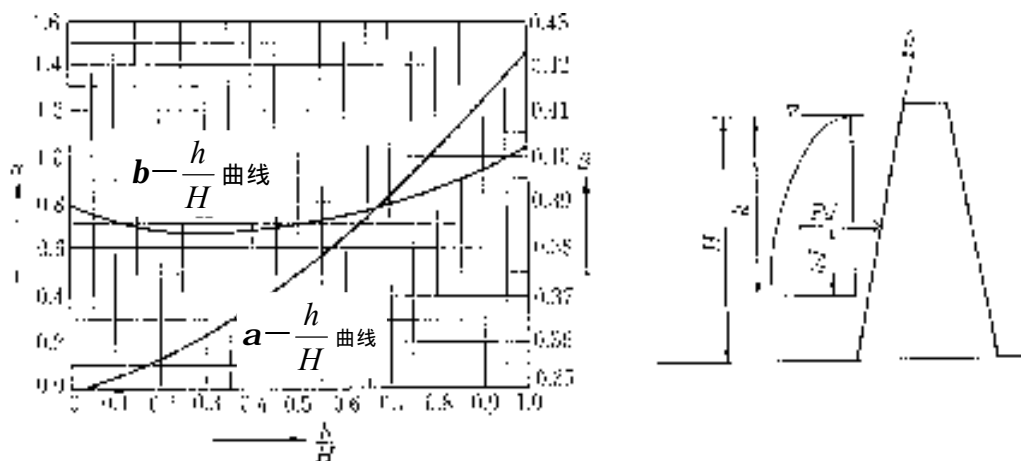


图 2-11 h/H 和 a 以及 β 的曲线

此外，当水库上游面由铅直面和倾斜面组成时，Zangar 公式中的 θ 可按如下考虑。

1. 水库上游面铅直部分的高度为大坝高度 $1/2$ 以上时，全部上游面均视为垂直。
2. 水库上游面铅直部分的高度不到大坝高度 $1/2$ 时，对大坝横截面，采用连接上游面与蓄水面的交点和上游面与地基的交点间连线的梯度。

3.5.7 温度负荷

拱形混凝土坝的温度负荷，根据收缩接缝灌浆后坝身内部温度可能的变化来决定。

说 明

除拱形混凝土坝外的其他型式的大坝，由温度负荷所产生的应力较小，可以忽略。

对于拱形混凝土坝，由温度上升引起的弯矩和半径方向的剪切力，因为与水压负荷等引起的弯矩和半径方向的剪切力朝向相反，在坝身设计上属于安全因素。此外，由温度上升所造成的拱形推力，虽与水压负荷等引起的拱形推力为同一方向，但其数值一般不会威胁到坝身内部应力的安全性。由温度降低引起的弯矩和半径方向的剪切力，与水压负荷等引起的弯矩和半径方向的剪切力为朝向相同，而且拱形推力作用于产生拉应力的方向上。因此，进行大坝坝身应力计算时，一般可以仅考虑确保拱形作用后的温度降低即可。但在研究地基岩体的稳定性时，必须讨论拱形推力增加所造成的温度上升。

求坝身内部温度所引起的应力时一般必须考虑以下因素：

1. 断面内平均温度的变化
2. 上下游方向温度比降的变化
3. 上下游面表面附近形成的温度比降的变化

其中，断面内平均温度的变化将给水坝的挠度、拱形推力、拱形扭矩和悬臂梁的扭矩以很大的影响。上下游方向温度梯度的变化虽对拱形扭矩产生很大影响，但对水坝的扭矩和拱形推力影响却不大。

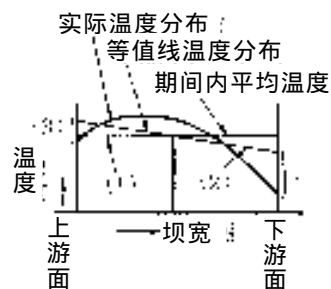


图 2-12 水坝断面内温度分布

说 明

1. 所谓大坝的地基，不论是岩体地基，还是土质地基，均系指处于大坝坝身正下方及其附近的地面，它必须对通过水坝坝身传递而来的外力产生工程力学上的抗力，同时必须具备工程上的抗渗性。

2. 为了确保坝身触岩部和对基础的剪切、变形和浸透破坏具有充分的安全性，在设计时需根据地基的地质状况、坝型和规模等，采取适当的基础处理。

3. 基础处理的目的是改良其防渗性。防渗性的改良程度，一般对岩体地基要掌握其吕荣值，对砾石地基要掌握其渗透系数。这是基于各种地基对渗流的特性而提出的要求，并且与此相关的以往资料也较为齐全，容易得出判断的标准。改良的目标是，对于在坚硬地面上建造的混凝土坝，使吕荣值达到 1~2，对于填筑坝使吕荣值达到 2~5。对于在砾石地基上建造的填筑坝，渗透系数的目标值为 $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 。

4. 当地基在强度和变形性上具有明显的不一致性或弱点时，必须采取改良等的对策。

混凝土重力坝中，由于强度不一致而造成问题时，例如坝身下游端附近存在软弱岩体时，这一部分的安全系数会明显降低，设计上需要考虑采取用混凝土替换等措施。

变形不一致可能造成问题，并需要研究的事项有：对拱形坝为坝身及地基内的应力分布，混凝土重力坝主要是地基内的应力分布，填筑坝则为坝身和溢洪道的下沉等。

5. 灌浆具有改善岩体密度或变形性的效果，但对岩体强度起决定作用的裂缝中的粘土等，则会残留于其中而得不到改善，这样，就难以定量地掌握改善程度，所以在强度和变形性的设计上，一般不采用灌浆改良后可能达到的预期值。

6. 现将地基的剪切强度、变形性、防渗性的试验方法、评价方法、处理施工方法总结在表 2-7 中。

表 2-7 地基的试验方法、评价方法和处理施工方法

	试验方法	评价方法	处理施工方法
强度	原位砌块(岩石)剪切试验、三轴试验、单面剪切试验	剪切强度 τ_0 ，内部摩擦系数 f ，粘结力 C ，内部摩擦角 ϕ	断层处理 岩体预应力施工法等
变形性	原位岩体载荷试验 三轴试验	弹性系数 E 变形系数 D	固结灌浆 接触灌浆 断层处理等
透水性	吕荣试验 基于达西定律的渗透试验	吕荣值 Lu 渗透系数 R	帷幕灌浆，覆盖灌浆，接触面灌浆，断层处理，表面层减压井，排水沟，连续截水墙等

4.2 地基的特性

4.2.1 地基的剪切强度特性

地基的剪切摩擦阻力原则上根据原位试验的结果，考虑地基的性状等加以决定。

说 明

1. 在进行混凝土坝设计时所需要的参数，一般是地基的剪切摩擦阻力，除了岩体较好而且可以采用适当的方法推算之外，原则上要通过原位试验决定。

试验需要相应于地质图所示的岩体等级划分来进行。同时，由于剪切摩擦阻力因岩体的种类、风化的程度、裂缝的状况、试验的状态等而异，所以还应考虑到这些因素进行试验。

对填筑坝，地基一般受剪切强度制约较少，但对软岩或土质、砾石地基等，需要考虑坝身以及地基形成一体后的滑移稳定性时，也可参照填筑坝的材料试验进行室内试验，以决定地基的剪切强度。

2. 剪切摩擦阻力的试验的方法是：如图 2-14 所示，在岩体上浇注高强度标准 60×60cm 的混凝土砌块，在其上面和斜面同时施加垂直力，在底面造成剪切破坏。

改变作用于岩体表面的垂直应力，按图 2-15 整理不同情况下的单位面积剪切摩擦阻力 τ ，由下式计算出各个常数。此时，破坏时的作用应力最好应考虑到作用于该水坝地基的应力范围进行选择。

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

τ_0 ：岩体的剪切强度 (tf/m²) {kN/m²}

f：岩体的内部摩擦系数

σ ：垂直应力 (tf/m²) {kN/m²}

试验剪切面必须没有因挖掘水平坑道而产生的人工松动的影 响。通常在水平坑道的底面，一直到深度 30cm 都可能 有这种影响，可采用人工挖掘以去除松动部 位，并仔细地 进行清扫。另外，剪切试验要使用如图 2-16 所示的、包着被切出的岩块而浇筑的砌块进行试验。

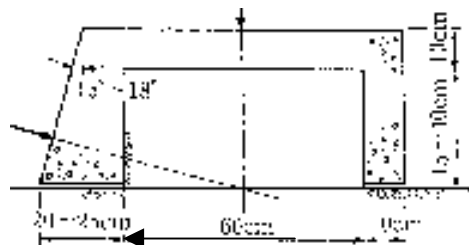


图 2-16 岩石的剪切试验

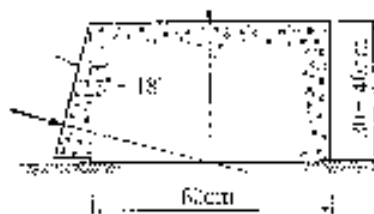
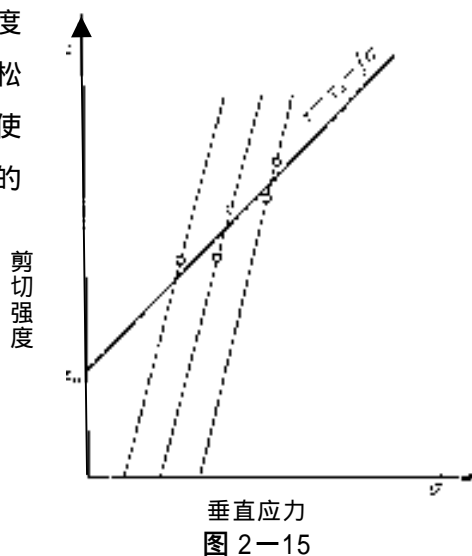


图 2-14 砌块的剪切试验



垂直应力
图 2-15

4.2.2 地基的变形性

考虑地基的变形进行设计时，原则上要通过原位试验来决定弹性系数及变形系数。

说 明

1. 设计大坝时，特别是考虑到地基的变形进行分析时，需要使用弹性系数或变形系数。原则上要通过原位试验来决定。

此外，进行试验时需要注意的事项以本章 4.2.1 的说明为准。

2. 求取岩体弹性系数的原位试验通过千斤顶试验进行。千斤顶试验是由液压千斤顶将载重通过载重传递板作用于岩体面，测定岩体的位移。这种载重传递板可使用能形成等位移载荷的刚体圆盘，也可使用能形成等分布载荷的扁千斤面与剪切试验同样必须去除人工松动。

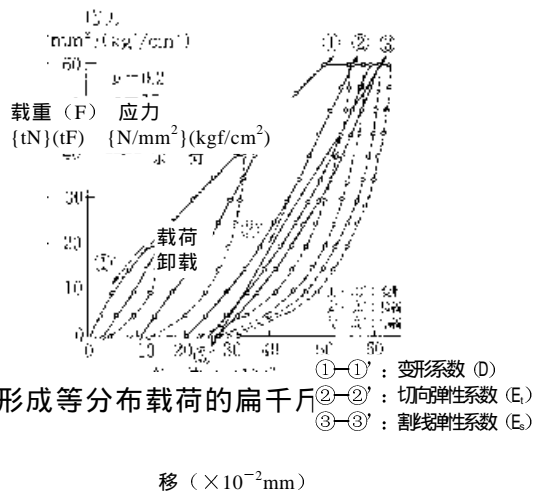


图 2-17 载重位移曲线的例

$$\begin{aligned}
 \text{(1) 变形系数 } ①-①' \quad D &= \frac{(1-n^2)}{2a} \cdot \frac{F_1-F_1'}{d^{1-1'}} = \frac{(1-0.2^2)}{2 \times 15} \cdot \frac{(42-14) \times 10^3}{(49.0-12.8) \times 10^{-3}} \approx 24800 \text{ kgf/cm}^2 \{2432 \text{ N/mm}^2\} \\
 \text{(2) 切向弹性系数 } ②-②' \quad E_t &= \frac{(1-n^2)}{2a} \cdot \frac{F_2-F_2'}{d^{2-2'}} = \frac{(1-0.2^2)}{2 \times 15} \cdot \frac{(42-21) \times 10^3}{(55.5-41.9) \times 10^{-3}} \approx 49400 \text{ kgf/cm}^2 \{4844 \text{ N/mm}^2\} \\
 \text{(3) 割线弹性系数 } ③-③' \quad E_s &= \frac{(1-n^2)}{2a} \cdot \frac{F_3-F_3'}{d^{3-3'}} = \frac{(1-0.2^2)}{2 \times 15} \cdot \frac{(42-0) \times 10^3}{(61.4-27.0) \times 10^{-3}} \approx 39100 \text{ kgf/cm}^2 \{3834 \text{ N/mm}^2\}
 \end{aligned}$$

采用千斤顶试验求取弹性系数时，由图 2-18 所示的载荷法所得到的图 2-17 所示陡斜率直线形线上点的值，由下式进行计算。

(1) 使用刚体圆盘时

$$E_r = \frac{(1-n^2)(F_2 - F_1)}{2a(W_2 - W_1)}$$

(2) 使用扁千斤顶时

$$E_r = \frac{2(1-n^2)(r_2 - r_1)(P_2 - P_1)}{W_2 - W_1}$$

式中， E_r ：弹性系数 (kgf/cm²) {N/cm²}

a ：刚体圆盘的半径 (cm)

ν ：泊松比

F_1 、 F_2 ：载重位移曲线上 2 点的载重值 (kgf) {N}

P_1 、 P_2 ：应力位移曲线上 2 点的压力值 (kgf/cm²) {N/cm²}

如反复时的最大载荷为 P_1 ，则 P_2 通常为 $0.7P_1$ 。

W_1 、 W_2 ：分别与 F_1 和 P_1 ， F_2 和 P_2 相对应的位移值 (cm)

r_1 、 r_2 ：分别是隔膜的内半径和外半径 (cm)

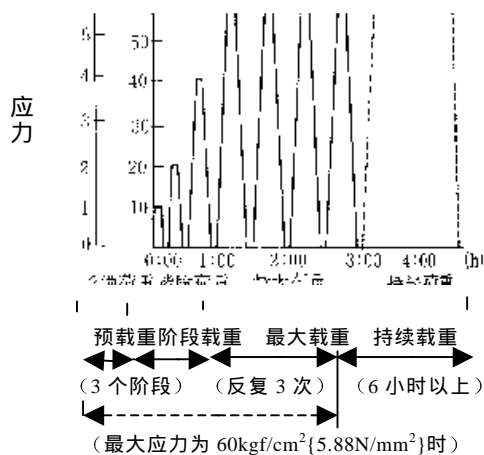


图 2-18 荷载方法的例

此外，关于地基的变形性，作为辅助手段，可以通过弹性波试验求得。

弹性波试验是测定由冲击性负荷产生弹性波的传播速度，由此求出岩体的弹性系数，它对于掌握山体总体的状态是有效的，但对于掌握细部的地质状况精度不高。

4.2.3 地基的防渗性

4.2.3.1 地基的防渗性

设计地基的截水工程和判断防渗性的改良程度时，必须根据地基的地质状况进行适当的渗透试验，在试验结果的基础上进行设计。

说 明

1. 在基础处理中设计和施工灌浆时，掌握地基的透水性是必不可少的。

求取地基透水性的方法一般采用吕荣试验，它的试验比较简便，可测得实用上的透水率大小，通过直接向钻孔压入水容易得到灌浆所需的资料，同时可简单地从测定值求出透水率。此外，一般还利用钻孔进行地下水位观测。有时根据情况为了掌握灌浆的改良程度还必须进行灌浆试验。

2. 吕荣试验是以钻孔底部数米（通常为 5 米）为一段，其上塞上密封垫，在这一区间压入水，根据注入压力和送水量求出透水率，规定当对每 1 米钻孔以 $10\text{kgf/cm}^2\{0.981\text{N/mm}^2\}$ 的注入压力注入 1l/min 的水时，岩体的透水率为 1 吕荣，例如在同一 $10\text{kgf/cm}^2\{0.981\text{N/mm}^2\}$ 的压力下，注入 9l/min 时为 9 吕荣。此外，有的吕荣试验先钻到最后一段，然后在每一段上下塞上密封垫分开，但这样做试验结果可能不可靠，尽量不要采用这种方法。

建设初期进行的吕荣试验必须在帷幕灌浆的预定范围内，在河床部分和左右岸至少要达到水坝最大水深的深度进行（图 2—20）。这是因为河床部分水压较高，上部岩体较缓，风化较快。此外，即使在帷幕灌浆的计划深度附近吕荣值也较大时，还需要进一步延长。一般如产生漏水后很难处理，有时甚至可能导致水坝的事故，在比较恶劣的岩体情况下，这一试验尤其重要。孔的间隔标准是 1~2 个砌块为 1 个孔。进行吕荣试验时，良好的岩体处，如图 2—19 所示的曲线①，注入压力与注入量将成正比，直到注入压力达到 $10\sim 15\text{kgf/cm}^2\{0.981\text{N/mm}^2\}$ 以上，但此后进一步提高注入压力将不成比例，注入量将急剧增加；在软弱岩体处，注入压力常常达不到 $10\text{kgf/cm}^2\{0.981\text{N/mm}^2\}$ 以上，成为曲线②的情况。这样，在注入压力不能采用 $10\text{kgf/cm}^2\{0.981\text{N/mm}^2\}$ 时，如图 2—19 的虚线所示，外插到 $10\text{kgf/cm}^2\{0.981\text{N/mm}^2\}$ 以求取吕荣值（换算吕荣值）。

一般对正在风化的岩体采用很大的注入压力时，可能导致岩体产生有害的位移，必须在 $10\text{kgf/cm}^2\{0.981\text{N/mm}^2\}$ 以下的压力下进行试验。这种在极限压力较低情况下，将 $P\sim Q$ 曲线极限压力以下的直线延长到 $10\text{kgf/cm}^2\{0.981\text{N/mm}^2\}$ 的压力来求取吕荣值，是一种合理的方法。

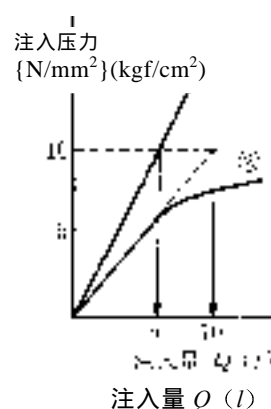


图 2—19 吕荣值的确定方法

得到各钻孔不同段的吕荣值后,应该记入坝址断面图,作出吕荣值分布图(吕荣图)。它将成为以后灌浆设计和施工的有用资料。当然还应与吕荣图一起准备好同一比例尺的地质图。

当显示出有数十吕荣的较大透水性时,由于试验用管道内产生急速的水流而使水头损失增大,注入的压力低于管道管口的压力,应该用更大的吕荣值适当地进行修正。

此外,当岩体表面部分极限压力低时,有时可以只用静水压进行吕荣试验,或采用地坑法进行渗透试验。

3. 地下水位的观测

与水库的水位有关,当确定所谓的边缘灌浆范围时,地下水位是极其有用的信息。这是因为当通过分析山体的渗流以确定其范围时,难以将实际条件全部正确地输入,结果没有足够的可靠性,所以对没有进行灌浆施工的区域,需要使山体的渗流条件与水库没有建成之前相同,以确保安全。

地下水位反映了地基的透水性,透水性较低的地层地下水位是稳定的。相反透水性高的地层,地下水位多易受降雨等的影响,为此,需要对地下水位进行历时观测。

另外,当在不透水层的下面有透水层时,上部的不透水层中有时存在表观地下水位,这被称为上层滞水,必须注意它并不是真正的地下水位。

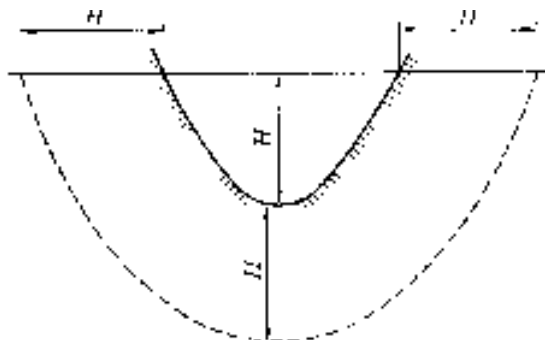


图 2-20 吕荣试验的范围

4.2.3.2 灌浆的改良特性

地基的灌浆要根据坝型和规模、地形、地质结构、基础的透水性、灌浆试验的结果等进行设计。

说 明

大坝地基钻很多孔,通过这些孔向地基注入浆液,这种改良地层的施工法称为灌浆。

1. 灌浆设计的一大特点是与其他施工的计划相比具有极大的流动性,这是因为作为对象的岩体条件多种多样,地下状况又难以用数值表达。为了进行有效的灌浆,应该进行地质调查、吕荣试验、灌浆试验等的调查,同时当进入施工阶段后,仍要整理和分析资料,以确证当初计划的妥当性,必要时还要修改计划。因此,对于重要的水库大坝,其地基的灌浆设计、施工和管理,必须专门由高水平的技术人员和熟练的技术工人来进

行。

2. 即使吕荣值相同, 因岩体种类和状况, 其灌浆效果也会大同。就是说, 当硬岩体上存在大裂缝时, 只要不是特别大的开放式裂隙, 一般改良效果是好的。而对于软岩和破碎风化岩, 有时整体上存在小缝隙, 能通过水, 但浆液灌不进去, 一般不能期望通过灌浆进行改善。因此, 在这种情况下就需要进行灌浆试验, 以掌握岩体的改良特性。

3. 进行灌浆试验时, 必须预先充分掌握对象岩体的性状。

一般可根据过去的类似实例进行灌浆设计。但是, 对象岩体的注入特性多种多样, 当认为现有实例不能照搬照套时, 必须进行灌浆试验, 进行适宜的灌浆设计。

4. 与灌浆特性有关的、注入浆液时的注意事项有:

- (1) 地基的地质状况, 孔的配置和间隔
- (2) 注入压力、注入速度、浆液的切换标准和初期配料
- (3) 注入材料

因此, 基本原则是对某一因素进行试验时要尽可能保持其他事项条件不变。

5. 灌浆采用中央内插法施工, 即依次在每两个孔的中央进行灌浆(图 2-21), 与此平行进行压水及吕荣试验, 确认中央孔的吕荣值和水泥注入量的降低, 并由此评定注入效果。注入效果可根据吕荣值的降低、极限压力的上升和水泥注入量的减少等来判断。

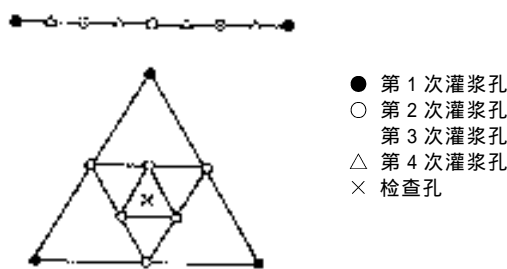


图 2-21 中央内插法的例

4.3 地基的处理方法

地基处理施工法是根据类型、规模、地形、地质结构、基础透水性等来决定。

说 明

1. 以改良地基为目的的基础处理方法必须根据地基的剪切强度、变形性和防渗性的各种试验结果, 准确评价地基的物理特性。

2. 基础处理的施工法, 如果为了改良透水性, 最常用的是水泥稀浆的基础灌浆。必要时可采用混凝土等的连续截水墙、混凝土置换等施工法。对砾石地基, 可采用土质材料的垫层。

3. 灌浆与其他的基础处理方法比较具有如下优点:

①许多施工实例其技术已普及; ②一般适用于龟裂性岩体的透水性改良; ③容易进行大范围施工; ④在施工的过程中, 比较容易在一定程度上验证其效果。

4. 采用通常的灌浆难以改良时, 或施工比较困难时, 可根据水坝的类型、地基的地质特性单独采用其他适宜的施工法或与其他施工法并用。

5. 灌浆改良效果可能不好的强风化部分等, 可尝试采用混凝土连续截水墙等措施。

6. 可根据透水层厚度, 采用心墙齿槽、土质材料垫层、连续截水墙等来防止砾石地基的渗透。为处理地基渗透压, 可在坝身下游端附近设置表面层减压井、排水沟等设施。

7. 为改进断层等软弱部分的强度和变形性而修改设计值时, 原则上采用混凝土置换法。这时为了改进周围岩体的防渗性和变形性, 一般并用灌浆法。

4.4 混凝土坝地基的设计

4.4.1 地基的稳定计算

混凝土坝的地基设计, 应能防止载重导致的剪切和变形, 确保所需的安全性。

说 明

1. 为了确保地基对剪切的安全性, 对混凝土重力坝, 可设置增厚部分、采用特殊断面等; 对拱形混凝土坝, 必须采取改变选址和中心角等措施。这样, 地基的稳定性就与坝身形状关系密切, 通常将坝身与地基作为一个整体进行分析。

因此, 本条要与本章 5.3.1 和 5.4.1 的标准并行使用。

2. 对剪切稳定的条件

对剪切的稳定, 在坝身与地基的接触面和地基内, 采用下列 Henny 公式进行探讨, 必须具有 4 以上的安全系数。

$$n = \frac{t_0 l + fV}{H}$$

H : 作用于单位宽度剪切面的剪切力 (tf/m) {kN/m}

V : 作用于单位宽度剪切面的总垂直力 (tf/m) {kN/m} (包括扬压力)

t_0 : 坝身及地基的剪切强度 (tf/m²) {kN/m²}

f : 坝身及地基的内部摩擦系数

l : 剪切面的长度 (m)

在地基内容易产生剪切破坏的方向上存在断层等软弱层时, 应研究软弱层的剪切摩擦安全系数和局部剪切摩擦安全系数。当不能确保所需的安全系数时, 可改变坝身的选址或形状, 或者进行地基的处理以确保所需的安全系数。

计算时, 认为岩体的剪切破坏服从库仑土压公式, 可以按下式求取沿剪切面的局部剪切摩擦安全系数 (以下简称为局部安全系数)。一般应具有 2.0 以上的数值。

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

式中, n' : 局部安全系数

t_0 : 局部剪切强度 (tf/m²) {kN/m²}

f : 局部内部摩擦系数

σ : 沿局部剪切断面的垂直应力 (tf/m²) {kN/m²}

τ : 沿局部剪切面的剪切应力 (tf/m²) {kN/m²}
 u : 沿局部剪切面的孔隙水压力 (tf/m²) {kN/m²}

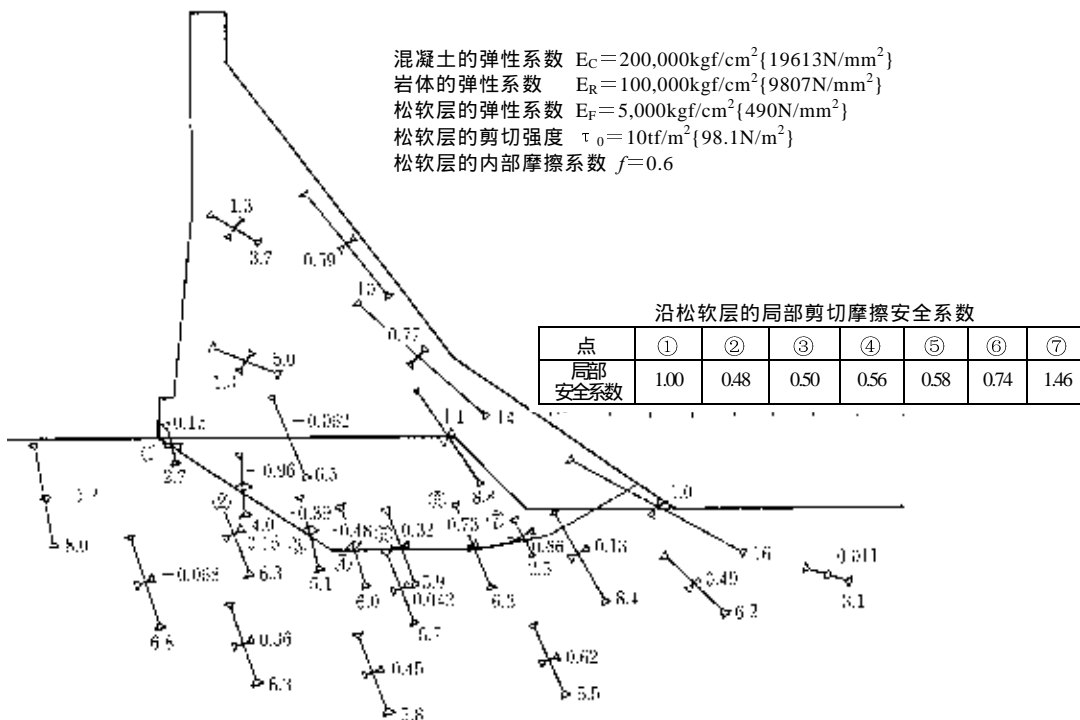


图 2-22 有接近水平的松软层时的混凝土重力坝的应力和局部安全系数

对于混凝土重力坝，当存在接近水平的断层等松软层时，多数情况下需要探讨其对于剪切的安全性。图 2-22 就是针对这种沿松软层的剪切，探讨安全性的一个例子。此时，局部安全系数、剪切摩擦安全系数均变小，需要用混凝土置换软弱层。

作为拱形混凝土水坝地基的岩体，其自身强度发生问题是极其少有的，对大坝的载荷容易发生滑移的方向上存在连续断层等软弱层时，其对剪切破坏的安全度的值最低。一般如图 2-23(a)所示，与来自水坝的作用力成锐角相交的松软层在水坝

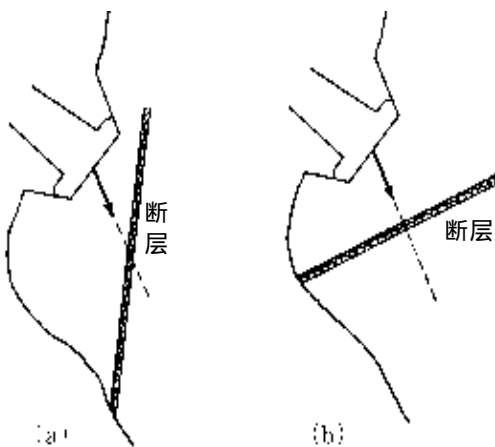


图 2-23

的正下游穿地表面而出时，地基岩体对剪切破坏的安全系数极小。但是，如图 2-23(b)所示，当松软层与来自水坝的作用力所成的角度增大时，剪切方向力的成分将变小，安全系数就会增大。此外，当软弱层离水坝而去时，作用的应力将变小，抵抗剪切的长度变长，所以安全系数也会得到提高。但是需要注意，当承受荷载的岩块在松软层中被分割而容易与山体分离时，即使增大这一距离，整体上安全系数也不会变大。

3. 对变形保证安全的条件

混凝土坝的地基一般很少因变形性而出现问题，但当坝身和地基的接触面或地基内存在强度或变形性大不相同的部分时，就需要探讨对变形和应力集中的安全系数。

图 2-24 所示为地基内存在铅直软弱层时的应力分布。此时，应力明显集中在与坝身下游端附近的地基接触的部分，这是由于所谓的搭桥作用，大部分荷载从软弱层传递到下游一侧的地基。此外，地基内的应力分布也表明，作用于坝身的水平力大部分由软弱层传递到下游一侧的地基，这一部分的局部安全系数变小。在这种情况下，为了改良变形性或应力集中，有时需要对软弱层采取混凝土置换等处理措施。

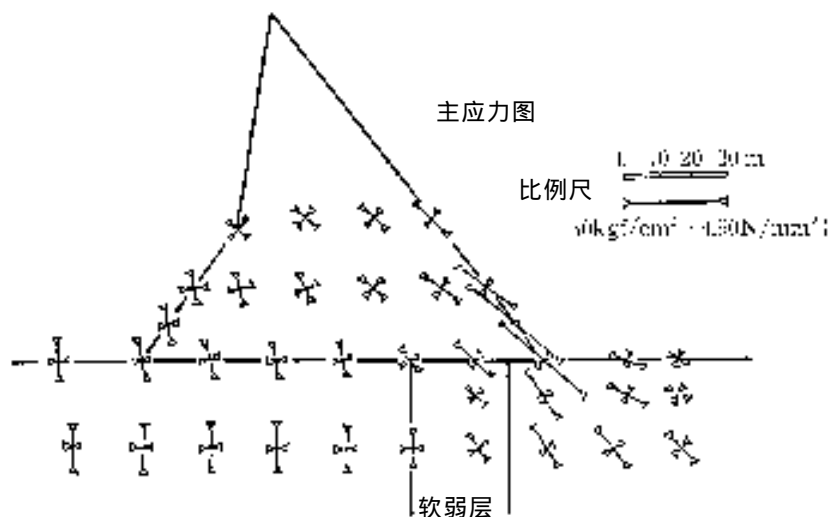


图 2-24 存在垂直的软弱层段时地基内的应力

4.4.2 地基的处理

4.4.2.1 地基的处理

混凝土水坝应对地基进行处理，以确保对剪切、变形和蓄水渗透等的安全性。

说 明

水坝的地基，必须对由坝身传递下来的力所造成的剪切和变形，保证其安全，同时对来自水库的渗流具有所需的防渗性。

为此，原则上地基要一直挖掘到稳定的岩体上。地基存在软弱层或断层等、对 4.4.1 中所说的剪切不具备所需的安全系数时，要改变坝身的形状或对地基进行改良，以确保达到所需的安全系数。有可能产生过度的变形或渗流时，也需要改良地基。对地基进行改良有灌浆、对断层的混凝土置换处理、排水措施以及其他方法。

4.4.2.2 固结灌浆

固结灌浆的设计，应能保证坝身和地基的接触部附近具有所需的变形性和防渗性。

说 明

1. 固结灌浆是为了抑制坝身接触部附近地基内的渗流和改良因地基的一体化导致的变形性而进行的处理措施。

坝身接触部附近的岩体，受地表附近的松弛和开挖松动的影响，开始蓄水后，是渗透流速最大的部分，但在灌浆时由于岩体的覆盖面小，难以施加很大的注入压力。因此，这一部分必须设计成固结灌浆并加以施工，以保证具有充分的防渗效果。另外，开挖时由于爆破产生的岩体松动，即使进行仔细的灌浆也难以完全复原，所以在爆破时要采取不会导致岩体松动的爆破方法。

固结灌浆是用浆液把原来岩体内存在的空隙填上，一般无法期望因此岩体的强度会有本质上的提高。特别是目前还无法确认能否使沿岩体裂缝的剪切强度也得到改良。但是，从地基岩体总体来考虑，通过用浆液填充空隙使其总体形成一体化，应力的分布变得平缓一些，作为地基的性状在某种程度上还是得到了改善。

2. 灌浆孔深度一般为 5~10m，孔的配置因岩体性状而异，如图 2-25 所示，一般分成格子状，采用中央内插法施工。孔的间隔，大多一次孔为 5~10m，最终为 2.5~5.0m 左右。对陡斜面，难以采用上述的施工法，但仍然要尽可能采用内插方法。灌浆孔的方向，可与对注入对象裂缝成 $45^\circ \sim 90^\circ$ 角钻孔，但应按裂缝的间隔、性质和施工条件等具体确定。裂缝多的岩体、接缝多的地方、松动明显的地方等岩体的不良部分，需要考虑坝规模等载荷大小，增加灌浆孔间隔的密度，以确保一致性。

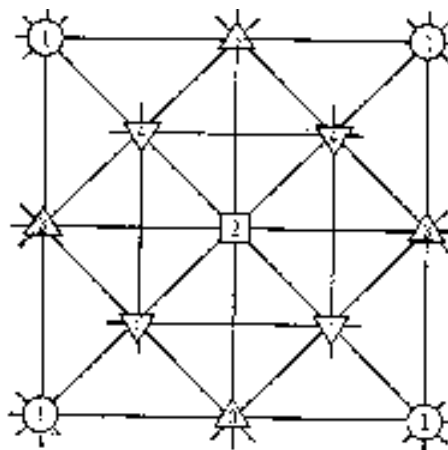


图 2-25 孔的布置图

3. 固结灌浆的施工时期有岩体浇注混凝土前施工和坝身达到一定高度后施工两种情况，可根据岩体的状态和工程的具体情况来决定，这一决定在设计上特别重要。

大坝混凝土浇注前从岩体表面直接进行固结灌浆时，要确认岩体的状态，判断是否有接缝，并确认岩体软弱部各孔有否漏水进行施工，这是它的优点。另外，在浇注混凝土后施工时，基本上不需要对浆液的泄漏进行处理，注入的压力也可提高。其优点是，在进度上，可提前对大坝混凝土进行施工，以防发生洪水时因泥沙流入而掩埋地基岩体。

地基不太好的大坝，有时可在浇注大坝混凝土之前进行一次固结灌浆，待大坝达到充分的高度后，以更高的注入压力进行二次固结灌浆。

对于拱形混凝土大坝，因为在坝顶附近的触岩部作用有很大的应力，必须加深固结灌浆的深度。根据地基状态和应力状态，有时还需要在坝身下游的肩部进行施工。

与混凝土重力坝比较，拱形混凝土坝作用于地基岩体的应力大，而且坝身的厚度一般也很薄，很多情况下与地基接触部分附近的岩体，整体性和透水性存在问题。为此，可进行放射性钻孔，钻到距上下游面的基脚及坝内廊道 20m 的深度，用比较高的压力进

行二次固结灌浆，以确保地基岩体的一体化和防渗性。

4.4.2.3 帷幕灌浆

帷幕灌浆的设计，应考虑到大坝的类型和高度、坝址的地形、地质以及地基等，保证其具有所需的防渗性。

说 明

1. 来自水库的渗流为水深的函数，抑制其渗透的帷幕灌浆的深度，随坝高而增大。

决定施工范围时，以前常采用经验公式来决定深度。但是，近年来的水库，并不因为坝高的增加岩体就会更好，而且地质结构比较复杂的情况很多，因此现在是对水库的地基进行充分的调查，利用这些调查结果来决定施工范围。

2. 对于吕荣试验的结果，深度越深吕荣值越小的一般岩体，根据大坝的高度、类型和岩质而有所不同，但多数情况下，混凝土坝的帷幕灌浆施工范围确定到灌浆前岩体的透水性为 1~2 吕荣左右的部分为止。

远离坝身的部分，考虑到岩体内渗透路径长度，有时要采用更高一些的吕荣值。另外，当深度加深而吕荣值并不减少时，就需要进行特别的研究。

帷幕灌浆的施工，原则上由中央内插法进行到所需的防渗性即可。注入压力的确定，以岩体不产生有害的变形为限。

3. 帷幕灌浆的施工范围，原则上根据吕荣试验的结果和试验孔的施工结果来决定。

另外，左右岸大坝轴向的帷幕灌浆（即所谓的边缘灌浆）的范围，在考虑山体吕荣值的基础上，一般确定为到蓄水前地下水位和水库超高水位的连线处。

靠薄山脊建设的水库，标高比较高的部分地质状况大多比较差，决定施工范围时需要注意留有充分的渗透路径长度。

即使在决定好的范围内开始施工时，有时在施工范围的末端附近吕荣值会变高或注入量增多。在这种情况下不要拘泥于原来的计划，应立即进行修正，扩大施工范围。

另一方面，最近有的施工根据渗流分析来决定帷幕灌浆的施工范围。由于计算时的假定条件可能和实际渗流的状况差别较大，利用计算结果时需要加以注意。

4. 混凝土坝帷幕灌浆孔的间隔，从实际施工效果看，多为 0.5~3m 左右 1 列或 2 列，仅用开始灌浆前的吕荣试验结果难以确定灌浆孔的间隔。因此，除了吕荣值之外，还要考虑岩质、裂缝间隔均类似的其他大坝的灌浆结果加以决定。与此相反，已注入的两孔间的灌浆孔的吕荣试验，直接有助于决定注入孔间隔。在决定灌浆孔的间隔时，最好在施工初期在实际帷幕灌浆的部分预定施工区域进行灌浆试验，以最终决定孔间隔。

5. 对检查孔进行吕荣试验可评定帷幕灌浆的效果。检查孔的布置要能够大致平均地覆盖帷幕灌浆的施工范围，孔的间隔为 15~20m，一般作计划时使其与灌浆孔斜向相交。此外，在地质条件较差的部分，检查孔要布置得密一些。检查孔的吕荣试验结果，最好在总段数中有 85~90% 达到目标吕荣值以下。混凝土坝的目标吕荣值通常多为 1~2 吕

荣左右。再者，最终次段的孔也可作为评定效果的参考，应该仔细地压水。

4.4.2.4 排水孔

为了降低作用于大坝底面和地基内的扬压力，在帷幕灌浆的下游侧原则上要设置排水孔。

说 明

地基内的扬压力可减少垂直应力，同时还能减少岩体分离面的摩擦角。

其结果，有时会损害坝身的稳定，所以需要尽可能降低扬压力。

一般，为了降低扬压力，需要在帷幕灌浆的下游一侧适当地布置排水孔。排水孔的设计要注意下列事项：

1. 布置在靠近水库的位置可加宽扬压力降低的范围，较为有利；但另一方面，离水库越近，水力比降越陡，有可能诱发管涌，所以在决定位置时需要留意。一般距上游端的距离为水深的 5~10% 左右，孔数大体为 1 个砌块 2~3 个。

2. 必要时设置压力计和流量计。

管涌容易发生在较弱的岩体上，设置排水孔会进一步破坏地基，所以排水孔设置过多会产生问题。为此，水坝设计时的扬压力应该按本章 3.5.4 所给出的值并留出余量。

3. 从维护管理的角度看，排水处理最好是能够做到自然排水。

4.4.2.5 断层处理

对于地基中的断层以及其他软弱层，必要时采取混凝土置换处理等适当的处理措施，以使其具有必要的强度和防渗性。

说 明

1. 处理大坝的断层或其他软弱层时，一般采用混凝土置换处理措施，小规模断层也可以采用灌浆的方法。

对断层进行混凝土置换处理时，要把断层挖掘到充分的深度，置换混凝土施工之后，在与硬岩的接触部周围要进行灌浆。

2. 一般断层会扰乱地基内的应力分布，特别是如图 2-26 所示，断层位于混凝土重力坝的坝身下游端附近，其倾斜向上游降低时，断层下游一侧传递到地基的力受到阻碍，地基的安全性会明显降低。

这样的断层需用混凝土进行置换，其置换深度应通过分析大坝的高度、断层的位置和规模、水坝混凝土、置换混凝土和断层的变形特性来决定。

3. 当断层与混凝土重力坝的坝轴成近似于直角相交、断层上的砌块和地基接触面的剪切摩擦阻力不足时，必须用混凝土置换，直到必要的深度，这样才能用与岩体接触面的剪切摩擦阻力补充其不足。

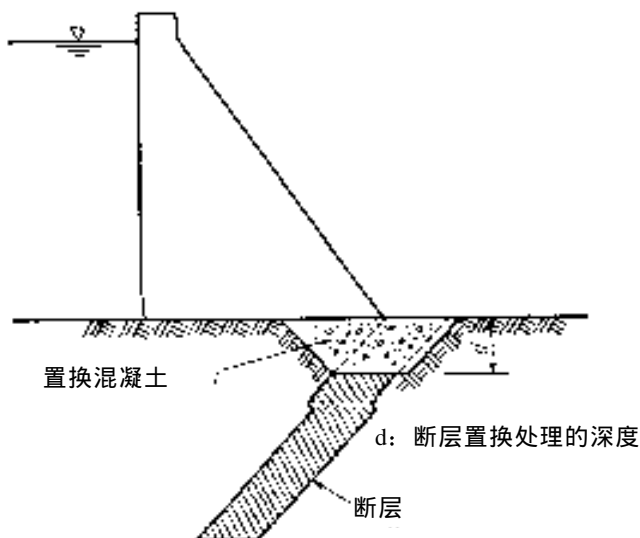


图 2-26 坝身下游端附近对断层进行混凝土置换处理

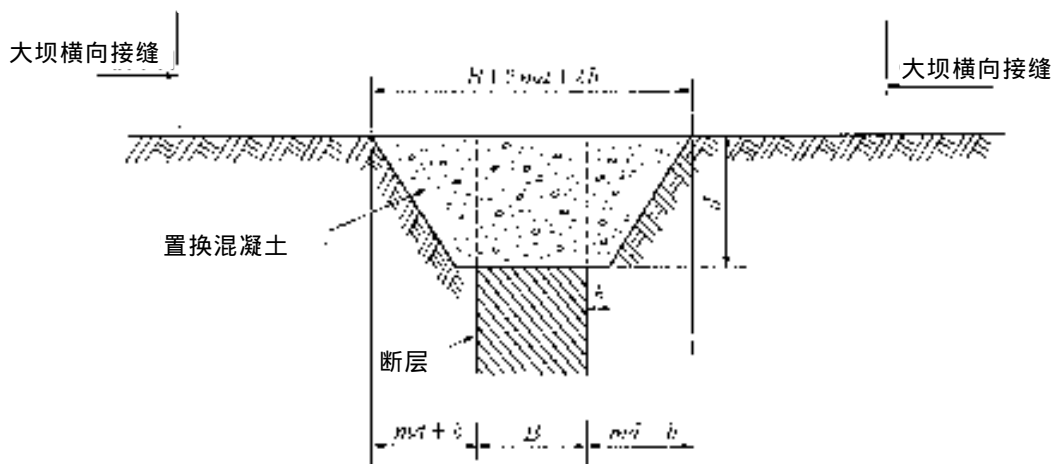


图 2-27 对与坝轴成近似直角相交的断层进行混凝土置换处理

断层的宽度为 1~2m、狭窄硬岩的分界面很清楚，同时硬岩线的梯度并不很陡时，进行如图 2-17 所示的置换，其深度由下式计算。此外，断层宽度较宽时，可另行采用有限元法分析其应力状态等。

$$d = \frac{nH - fV}{2\sqrt{1 + m^2 t_0 l}} \quad (m)$$

d : 置换的深度

n : 剪切摩擦安全系数

H : 作用于 $(B+2md+2b)$ 区间的水平力 (tf) {kN}

V : 作用于 $(B+2md+2b)$ 区间的铅直力 (tf) {kN}

B, b : $(B+2md+2b)$ 所示的各自长度 (m) (b 通常为 0.5~1.0m)

f : 内部摩擦系数 (岩体的 f 和混凝土的 f 中较小的值)

τ_0 : 剪切强度 (tf/m²) {kN/m²} (岩体的 τ_0 和混凝土的 τ_0 中较小的值)

l : 混凝土置换长度 (m) (通常为坝底宽度)

对于断层的处理方法，除上述之外，还有下述的特殊基础处理方法，可单独或两种以上组合应用。

(1) 推力传递构筑物方法

为了穿透断层将推力传递到深处的硬岩而设置混凝土的柱或墙的方法。

(2) 混凝土塞抗剪切法

为改善断层等弱层的剪切阻力，用混凝土将软弱部分置换以增加剪切阻力的方法。

(3) 岩体 PS 施工法

特别是拱形混凝土坝，为了抑制肩部向山谷一侧鼓出、加固地基，在岩体上凿孔，孔中插入钢条、钢丝、或钢丝绳，将前端固定在岩体上，拉紧钢材给岩体以预应力。

4. 通过断层的渗流有可能太多时，可采用灌浆进行处理，但这一方法不能充分处理时，一般也可采用置换混凝土塞。

4.5 填筑坝地基的设计

4.5.1 地基的处理

填筑坝应进行地基处理，以确保对滑移、变形、渗透、地震时的液化等的安全性。

说 明

与混凝土坝相比，填筑坝传递到基础的应力较小，在一定程度的也可适应下沉情况，所以受地基的条件限制较少。但是，地基的好坏是决定大坝成败的关键，对建设费用起着很大影响，在进行水坝设计时必须慎重研究。

地基的设计因大坝的高度、类型（分区型坝时为分区的种类）和地基的种类等而异，应注意滑移、变形、渗透、地震时的液化等，从与坝身的关联上进行安全性研究。当得不到所需的安全性时，必须下挖到良好的地基，或进行充分的地基处理。

此外，填筑坝的地基为岩体地基或砾石地基的情况下，处理的内容、方法和规模不同，设计时要采用适应地基条件的地基处理。

4.5.2 岩体地基

4.5.2.1 岩体地基的处理

岩体地基要下挖到稳定的岩体，为了确保对渗透和变形具有必要的安全性，应对地基进行处理。

说 明

岩基只要没有特殊缺陷，作为填筑坝的基础就比较安全，可以建高坝。但是，通常多数岩体龟裂、节理、缝隙等较发达，岩体表层还会有风化和松动现象。因此，挖掘的目标，对防渗区地基，要下挖到良好的岩体以保证能够对透水性进行改善；对透水区地基要下挖到不产生滑移的范围。通常，对岩基主要通过灌浆改进其透水性。

有时岩基会含有断层或破碎带等弱层，或由层状结构而形成弱层。前者存在不均匀下沉和断层材料的管涌等问题，后者则会沿层理面产生滑移问题，需要引起重视。

岩体地基中也包括新第三纪以后固结度低的堆积岩、透水性高的火山岩、以及像花

岗岩风化残积土那样的风化岩等所谓的软岩地基。这些软岩地基大多变形量大，强度低，透水性高。而且，它与坚硬的岩体不同，由于应力的释放，含水比的变化，干湿的反复循环等，性质在发生着变化。软岩地基的性质因岩石的种类和生成的时代而异，需要根据适当的试验结果进行设计和施工。

4.5.2.2 固结灌浆

固结灌浆设计，要保证混凝土构筑物 and 地基接触部附近具备所需的变形性和防渗性。

说 明

为了抑制地基和混凝土构筑物接触部附近的渗流和通过地基一体化而改进其变形性，需要进行固结灌浆。对于填筑坝坝身的地基，这种灌浆又称为覆盖灌浆，填筑坝的固结灌浆多指在溢洪道的地基部分所进行的灌浆。因此，通常可直接适用 4.4.2.2 项中的关于混凝土坝的规定。

4.5.2.3 覆盖灌浆

覆盖灌浆的设计，要保证坝身和地基接触部附近达到所需的防渗性。

说 明

对填筑坝来说，为了抑制岩体表层部分的渗流所进行的灌浆称为覆盖灌浆。

抑制填筑坝的地基和坝身接触部的渗流，对于防止地基的管涌和防止坝身防渗材料的流失也非常重要，改良目标值定为 10 吕荣左右，很多情况下为达到目标值补加小间距灌浆。施工方法与混凝土坝的固结灌浆没有多大区别，一般深度为 5~10m，最大注入压力为 $2\sim 5\text{kgf/cm}^2\{0.20\sim 0.49\text{N/mm}^2\}$ 。

另外，由于是在岩体表面施工，对裂缝多的岩体、脆弱的岩体等，有时可能因浆液的渗漏或岩体位移而无法提高注入压力，达不到改良的目的。这时可采取适当的措施，如留出 1~3m 左右的覆盖岩，喷灌 5~7cm 左右的灰浆，或者在覆盖 10~39cm 左右的混凝土后再施工等。

4.5.2.4 帷幕灌浆

帷幕灌浆的设计，要考虑到大坝的类型、高度、地形、地质和地基等，保证达到所需的防渗性。

说 明

为抑制渗流而进行的灌浆称为帷幕灌浆，对透水性较大的地基必须进行这种灌浆。

对填筑坝，帷幕灌浆的最终目标是使 85~90% 的检查孔达到 2~5 吕荣以下。有关灌浆的详细内容，请参照本章 4.4.2.3 的说明。

4.5.3 砾石地基

对砾石地基必须进行地基处理，以确保其对渗透破坏具有必要的安全性。

说 明

这里所说的砾石地基系指以砾石为主的基础。

砾石地基的防渗性存在问题，对于防渗区，即使采取防渗措施，目前也难以建设高坝。在设计低水坝时，除通常的灌浆之外，还要采取如下的截水工程：

1. 截水墙

包括开挖透水性部分，用混凝土置换的方法、特殊灌浆的方法等，但在实际设计中，需要充分考虑防渗的可靠性和抗震性能等。

2. 表面垫层

当大坝的高度较低时，在坝身的上游一侧设置抗渗性的垫层以延长渗透路径长度，结果可减少水力梯度，以减少渗透水量，这就是表面垫层方法。

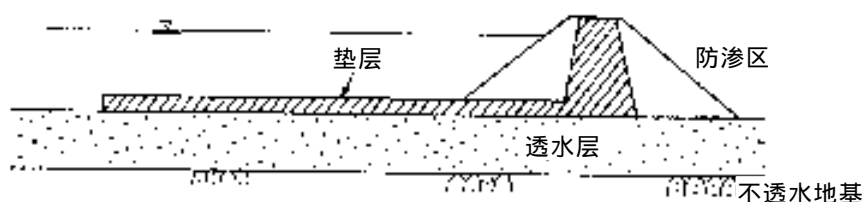


图 2-28 采用垫层的砾石地基截水工程

3. 排水沟和减压井

对粒度均匀难以压实的砾石地基，一般在坝身的下游侧与基础相接的部分设置排水沟，减少基础内的孔隙水压力以防止发生渗透破坏。

在透水性地基上的坝，上层覆盖不透水层时，在坝身下游附近渗透水压将增大，不仅威胁下游坡面的稳定，还将成为渗透破坏的导火线，为了减轻渗透水压，有时要配置减压井。减压井是设置在坝趾部分的 $\phi 15\sim 60\text{cm}$ 的井，但要在透水层内部设置孔隙水压力计，不断研究其测定结果布置减压井。另一方面减压井会增加渗透流量，一般要配置过滤器，以防止坝身材料和地基的管涌。

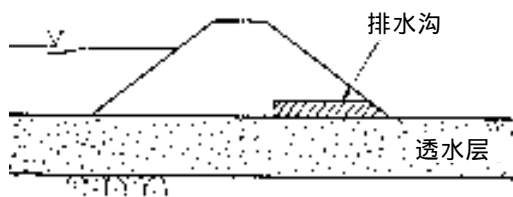


图 2-29 排水沟的位置

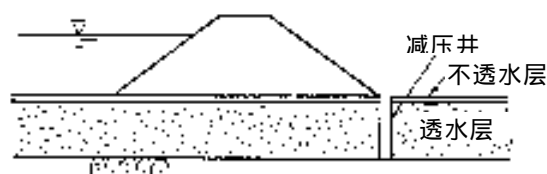


图 2-30 减压井的配置

4. 压边填土

在坝身下游压边填土，可防止因渗透水压造成的地基抬升，并增强坝身防滑动破坏的安全性。

如果是防渗区的地基，砾石层一般已被压实，只要除去表层附近的松弛部分，剪切强度和变形方面就很少出现问题，可以作为建设高坝的地基。但是，当含有砂和粉砂等细粒成分的交叉层时，最好是挖掘并予以除去。

4.5.4 岩体和砾石以外的地基

对岩体和砾石以外的地基，要进行地基处理，以确保其防渗性和对滑移、变形、地震时的液化、渗透等的安全性。

说 明

这里所说的岩体和砾石以外的基础系指以锥形岩堆的堆积物、砂、粉砂、粘土等细粒材料为主体的土质地基。

非岩体和砾石地基作为填筑坝的基础时，其稳定性较差，往往不适宜作高坝的基础。

像锥形岩堆那样松弛堆积层的地基作防渗区基础时，其防渗性较差，即使加固基础也难以改善，一般要加以去除；作透水区基础时，需根据堆积层分布的调查结果和对地基性质的试验结果，在对滑移和变形进行研究后决定是去除，还是采取其他必要措施。

以砂、粉砂、粘土等细粒材料为主体的地基，需根据相应试验结果进行设计和施工。

可从室内试验和现场试验的结果得到用于安全性研究的各种数据。力学试验要采集未经扰乱的试样，特别是剪切强度，受试验方法和采样技术的影响很大，需要加以注意。

以粉砂和粘土为主体时，防渗性很好，但必须注意坝身的自重所造成的地基变形和滑移。变形的关键因素是压缩，可通过压密试验加以推算。由试验值求取设计值时，考虑到试验的精度和偏差，必须采用安全性更高的数值。

地基以砂层为主体时，除进行上述的研究外，对地震时的液化也需要进行研究。关于液化问题，请参考本章〔参考 2.11〕的说明。

研究的结果，如果认为安全性不够时，需要采取必要的对策。对这些类型的地基进行灌浆处理往往比较困难，应该根据不同的目的，采用不同的方法，一般而言，本章 4.5.3 说明中所述的施工法是有效的。

此外，采用细粒材料时，为了促进固结，有时也采用夯实桩的施工法。

另外，限制填方速度的缓速施工法也是有效的手段。但是，采用这些施工法时都要慎重对待。

第 5 节 混凝土坝的设计

5.1 设计的基本原则

混凝土坝的设计，应考虑到结构上的特性和地基的特性，对可能的载荷组合确保足够的安全性。

说 明

1. 混凝土坝坝身的设计，必须对荷载的组合确保充分的安全性。设计混凝土坝坝身时应满足如下各个项目的要求。

- (1) 坝址地基应对水坝所传递荷载具有充分的承载力，或处理后达到这种承载力。
- (2) 坝身要充分贴附在地基上。

(3) 水坝混凝土应是均质弹性体。

(4) 坝身要符合设计条件，接缝经过灌浆处理，形成一体化结构。

2. 混凝土坝坝身的设计，必须对可能的荷载组合确保足够的安全性，并根据这一要求来确定其断面和形状。此时应按本章 5.3 及 5.4 所述方法进行设计。

3. 设计混凝土坝的坝身时，前提条件是满足如下各项目的要求。因此，进行设计时必须注意以下几点：

(1) 混凝土坝的坝体和地基将设计成相互联系的整体，坝体的设计和地基的物理特性无法分开考虑。因此，混凝土坝的地基要有充分的强度支撑坝身，可抵抗变形，而且还必须对渗透破坏具有充分的抵抗性，以免由于管涌等使地基松软层发生变化，堆坝身的支撑力造成影响。为此，当大坝地基中直接接受坝身传递载荷的部分或可能受蓄水渗透水压影响较大的部分不能满足上述条件时，必须采取灌浆等适当的地基处理措施，使其具有充分的强度，对变形、渗透破坏具有充分的抵抗性。

(2) 坝要与地基充分贴附，这是运用 Henny 公式计算安全系数时的基本条件，对基础表面必须进行完善的加工，以使基础表面能够确保这种状态。

(3) 在设计混凝土坝时，是将坝混凝土作为均质各向同性的弹性体来处理的。因此，混凝土坝内产生的应力必须近似弹性体的应力范围。对施工接缝、收缩缝等进行处理时也必须满足近似均质各向同性材料的条件下进行施工。

(4) 坝身要符合设计条件，对收缩缝进行灌浆处理，形成一体化结构。必须考虑到通过对没有包括在设计条件中的收缩缝进行灌浆处理，使坝身作为一个整体发挥作用。这就是说，在二维设计的混凝土重力坝中对纵向接缝、在三维设计的拱形混凝土水坝中还包括横向接缝，都要进行充分的接缝灌浆。

5.2 坝身材料

5.2.1 对坝身混凝土的基本要求

坝身混凝土必须具有所需的耐久性、抗渗性、强度和单位体积重量，并保证均质性。

说 明

1. 坝所用的混凝土需要耐久性强、抗渗性高，具有所需的强度和单位体积重量，质量偏差小，不容易产生裂缝。

2. 按通常的配料进行设计时，混凝土的抗渗性不会发生特别的问题。

3. 混凝土的耐久性，特别是外部混凝土，在进行了规定的引入空气时不会发生问题，但对骨料担心时，需要进行必要的耐久性试验。

5.2.2 混凝土的物理常数

混凝土设计时所用物理常数，原则上由实际使用材料和配料通过试验加以确定。

说 明

1. 设计所用混凝土的物理常数包括混凝土的单位体积重量、弹性系数、泊松比和热膨胀系数，用实际使用的材料和配料通过试验决定这些数值。

混凝土的弹性系数随压缩强度的增加而增大，除残余应变外的、材料龄期为 91 天的应力应变曲线，在通常容许应力的范围内基本上接近于直线，其附近的弹性系数一般为从 $300,000\text{kgf/cm}^2\{29,400\text{N/mm}^2\}$ 到 $400,000\text{kgf/cm}^2\{39,200\text{N/mm}^2\}$ 的值。但是，设计所用的弹性系数的值，考虑到受持续载荷时的蠕变，一般采用 $200,000\text{kgf/cm}^2\{19,600\text{N/mm}^2\}$ 到 $300,000\text{kgf/cm}^2\{29,400\text{N/mm}^2\}$ 。

混凝土的泊松比因材料、配料、材料龄期和载荷的大小而异，热膨胀系数则受材料和配料所左右。

2. 在预备设计等阶段中通常采用下列数值：

单位体积重量 = $2.30\text{tf/m}^3\{22.56\text{kN/m}^3\}$

泊松比 = 0.2

热膨胀系数 = $0.00001/^\circ\text{C}$

弹性系数 = $200,000\text{kgf/cm}^2\{19,600\text{N/mm}^2\}$

3. 为了限制混凝土温度，最好通过实验决定混凝土的热扩散率、热传导率和比热等。

5.2.3 混凝土的强度

混凝土的强度以材料龄期 91 天的强度为标准，所需强度要对设计应力具有必要的安全系数。

混凝土的配料强度，考虑到压缩强度的变动，在所需压缩强度的基础上增加一定比例而确定。对拱形混凝土坝，还要考虑到组合应力的效果，进行适当的修正。

说 明

1. 大坝所承受的设计载荷，要在浇注混凝土后很长时间才能体现出来。在设计混凝土时，为了方便起见，混凝土的强度以材料龄期 91 天的强度为标准。但是，在这以后强度还会逐渐增加，应该选择到材料龄期 365 天时的强度比材料龄期 91 天的强度增加 10% 左右的材料及其配料。

2. 采用标准养护的直径 15cm、高度 30cm 的试件，通过试验确定其压缩强度时，所需压缩强度对设计压缩应力应有 4 以上的安全系数。

3. 配料强度用所需压缩强度乘以根据变动系数所定的附加系数，由下式确定。

$$(\text{配料强度}) = (\text{设计压缩应力}) \times (\text{安全系数}) \times (\text{附加系数})$$

附加系数在现场根据预料的混凝土压缩强度变动系数而定。在工程的初期，缺乏充分的资料，难以确定适当的变动系数。在这种情况下，可考虑施工设备、以往的实际经验等推算变动系数，并据此确定附加系数。随着工程的进展，要根据施工的实际情况进行研究，必要时加以修正。

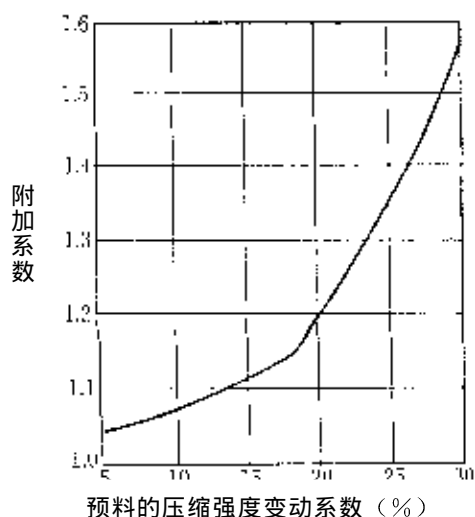


图 2-31 一般情况下的附加系数

图 2-31 是在现场根据从预料的混凝土压缩强度变动系数求取附加系数所使用的一般性图表。这是按两个条件求得的，一是现场压缩强度的试验值低于所需压缩强度的 80% 的概率在 1/20 以下；再一个是低于所需强度的概率在 1/4 以下。

但是，对于拱形混凝土坝，坝身的组合应力状态将明显影响强度，所以设置一个考虑这一影响的修正系数，然后确定配料强度的计算公式。对拱形混凝土水坝来说，如果从水平和铅直方向的应力求取所需强度，则应估计 5 左右的安全系数。

$$(\text{配料强度}) = (\text{容许应力}) \times (\text{安全系数}) \div (\text{修正系数}) \times (\text{附加系数})$$

计算配料强度的修正系数，通过探讨水坝表面所产生的主应力状态按如下方法确定。

在坝身下游面，垂直于此面方向的应力为 0，即处于二维应力状态。在水坝上游面，垂直于此面方向的应力等于水压，但将其视为 0，对拱形坝一般也可视为处于安全状态。因此，上下游面均可在主应力 σ_1 、 σ_2 和表面的垂直方向应力 σ_3 中，仅考虑 σ_1 和 σ_2 。将 σ_1 设为最大压缩应力， σ_{c1} 设为 σ_1 方向的压缩强度， σ_c 设为单轴压缩强度，则由 σ_1 和 σ_2 的合力状态所规定的修正系数 σ_{c1}/σ_c 的值，可以参考图 2-32 求得。这时，当 σ_2 压缩时横轴为 σ_2/σ_c ，当 σ_2 拉伸时横轴为 σ_1 与单轴压缩强度 σ_c 的比 σ_1/σ_c 。

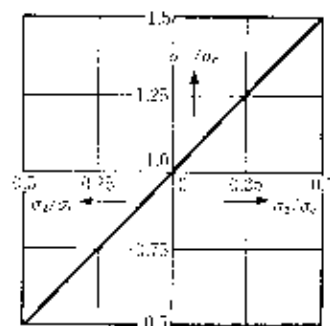


图 2-32 修正系数

4. 拉伸强度以由所需压缩强度所定的配料混凝土的拉伸强度为标准。

对拱形混凝土坝，拉伸应力的容许值因该应力产生的部位和应力分析法的精度而异，要考虑到这些因素加以确定。

5. 对于地震荷载，与标准试验相比，其应变速度非常大，因此压缩强度也随之变大，所以基本上可以在标准试验值的基础上再增加 30% 作为强度标准。

5.3 混凝土重力坝的设计

5.3.1 形状和稳定计算

混凝土重力坝坝身形状的设计，要考虑山谷的形状、岩体性状和防洪的方法，确保坝身和地基的安全性。

进行稳定计算时，必须满足如下条件。

1. 在坝身的上游面不产生铅直方向的拉伸应力。
2. 坝身、坝身与地基的接触部以及地基对剪切应是安全的。
3. 坝身内的应力不超过容许应力。

说 明

在适当的选址之后，进行坝身的稳定计算。进行稳定计算时，一般将坝身结构视为单位宽度的悬臂梁分别与相邻的悬臂梁独立，并通过二维设计来确定横断面的形状。

这时用基本三角形决定断面，对溢流段修正后设计出具有规定安全度的水坝形状。

设计的步骤为，首先按 1. 的条件决定基本三角形断面。由此决定最经济的上下游面

梯度。然后，对确定的基本三角形断面研究 2. 的条件。这里如得不到必要的剪切稳定性，则应适当地增厚以达到所需的稳定。这时，由于具有下游面梯度的基础三角形不是最经济的断面，所以需要在对 1. 的条件求取的基础上，进行适当修正，决定上下游面坡度。

接着考虑 3. 的条件，一般混凝土重力坝和混凝土宽缝重力坝所产生的应力较小，基本上不会产生问题。

1. 在坝身的上游面不产生铅直方向拉伸应力的条件

将坝身作为悬臂梁，根据保持平面的原则求取边缘应力时，载荷合力的作用点距中立面有断面的 $1/6$ 距离时，其相反一侧的边缘应力为 0。因此，对 1. 条件载荷的合力在中央三等分二点内即可。为此，这个条件通常被称为中三（middle third）条件。

对水库空时或处于最低水位状态下，且受到朝向上游的地震力情况下的稳定问题，也就是在下游面产生的拉伸应力问题，需要进行研究，但一般严格限制上游端的拉伸应力。这是因为当上游面产生拉伸应力时，容易发生混凝土浇筑接缝面的开裂，或地基岩体的松弛，在缝隙处存贮水渗透，使扬压力增加，在很大程度上改变了设计时的条件，可能造成危险。下游面的拉伸应力之所以宽限到在混凝土的容许拉伸应力范围内左右即可，是因为下游面产生拉伸应力有时间限制，对扬压力的条件，也比上游一侧明显缓和。

2. 对剪切的安全条件

在坝身与地基的接触面、地基内，剪切的稳定应具有 4 以上的安全系数，并采用下述的 Henny 公式进行探讨。

$$n = \frac{\tau_0 l + fV}{H}$$

H : 作用于单位宽度剪切面的剪切力 (tf/m) {kN/m}

V : 作用于单位宽度剪切面的总垂直力 (包括扬压力) (tf/m) {kN/m}

τ_0 : 坝身或地基的剪切强度 (tf/m²) {kN/m²}

f : 坝身或地基的内部摩擦系数

l : 剪切面的长度 (m)

3. 坝身内的应力不超过容许应力的条件

混凝土重力坝中的压缩应力必须小于容许压缩应力。但在混凝土重力坝内的压缩应力一般较小，除了坝高超过 150m 或地基显著不均匀时，这一数值几乎不会成为问题。

另外，当满足中三条件时，根据保持平面的原则，在坝身内应不会产生拉伸应力，但是，例如像水库空而受到朝向上游的地震力时，会在下游面产生拉伸应力那样，坝身的一部分有时会产生拉伸应力。这样的拉伸应力在容许拉伸应力范围之内，可以容许。容许拉伸应力大体可以容许压缩应力的 10% 为标准。

地基明显不均匀，坝身与地基内的应力发生问题时，还需要进行更严密的分析。

{参考}

1. 计算坝身上游端不产生铅直方向拉伸应力的基本三角形断面

混凝土重力坝最经济的断面一般可通过数值计算求取，当蓄水水位和基本三角形断

面的顶点一致时，由数学方法决定断面。具体设计时的计算方法如下所示。

此外，关于形状和外力如图 2-34 和表 2-8 所示。

现在，让我们如图 2-33 所示确定 X_0 ，则有

$$X_0 = \frac{2}{3}(m+n)h$$

$$X_0 = \frac{\text{水平和垂直力所产生扭矩的总和}}{\sum V}$$

在上式中代入表中所示的外力和力矩，两边乘以 $6/h^3$ ，对 $(m+n)$ 加以整理，则得到

$$\begin{aligned} & (m+n)^2(W_c - W_w U_p) - (m+n) \\ & \{ (W_c - 2W_w - 2W_s(h_s/h)^2)m + W_c k \} \\ & - \{ (W_s(h_s/h)^3 + W_w)m^2 + W_w + W_s C_e(h_s/h)^3 + (5/7)W_w k \} = 0 \end{aligned}$$

求取满足这一公式的 m 和 n 。

式中，令 $A(m+n)^2 - B(m+n) - C = 0$

$$\text{则 } m+n = \frac{B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A}$$

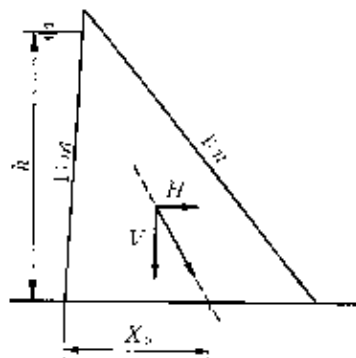


图 2-33 作用于混凝土重力坝上的合力作用点

表 2-8 外力和由外力产生的力矩

	载荷	符号	外 力	从上游端到作用线的距离	由外力所产生的力矩
水平力	静水压	H_w	$\frac{1}{2}W_w h^2$	$\frac{1}{3}h$	$\frac{1}{6}W_w h^3$
	水平施工法泥压	H_s	$\frac{1}{2}W_s C_e h_s^2$	$\frac{1}{3}h_s$	$\frac{1}{6}W_s C_e h_s^3$
	地震时惯性力	H_c	$\frac{1}{2}(m+n)W_c k h^2$	$\frac{1}{3}h$	$\frac{1}{6}(m+n)W_c k h^3$
	地震时动水压	H_{kw}	$\frac{7}{12}W_w k h^2$	$\frac{7}{5}h$	$\frac{7}{30}W_w k h^3$
				$\sum H_i = \frac{1}{2}W_w h^2 + \frac{1}{2}W_s C_e h_s^2 + \frac{1}{2}(m+n)W_c k h^2 + \frac{7}{12}W_w k h^2$	
垂直力	上游面水重	V_w	$\frac{1}{2}mW_w h^2$	$\frac{1}{3}mh$	$\frac{1}{6}m^2W_w h^3$
	垂直方向泥压	V_s	$\frac{1}{2}mW_s h_s^2 s$	$\frac{1}{3}mh_s$	$\frac{1}{6}m^2W_s h_s^3 s$
	坝身自重	V_c	$\frac{1}{2}(m+n)W_c h^2$	$\frac{2m+n}{3}h$	$\frac{1}{6}(m+n)(2m+n)W_c h^3$
	扬压力	V_u	$-\frac{1}{2}(m+n)U_p W_w h^2$	$\frac{1}{3}(m+n)h$	$-\frac{1}{6}(m+n)^2 U_p W_w h^3$
				$\sum V_i = \frac{1}{2}mW_w h^2 + \frac{1}{2}mW_s h_s^2 s + \frac{1}{2}(m+n)W_c h^2 - \frac{1}{2}(m+n)U_p W_w h^2$	

式中 h : 蓄水深度
 h_s : 泥土深度
 m, n : 上下游面梯度
 W_s : 混凝土的单位体积重量
 W_w : 水的单位体积重量

W_s : 泥土在水中的单位体积重量

k : 设计地震系数

U_p : 扬压力系数 (上游端扬压力的值与静水压的比)

C_e : 土压系数

此时泥压为: $P_e = C_e W_s H_s$

地震时动水压为: $P_0 = \frac{7}{8} W_{wk} \sqrt{Hh}$ (Westergaard 的近似公式)

并有: $A = W_c - W_w U_p$

$$B = \{W_c - 2W_w - 2W_s (h_s / h)^2\} m + W_c k$$

$$C = \{W_s (h_s / h)^3 + W_w\} m^2 + W_w + W_s C_e (h_s / h)^3 + (5/7) W_w k$$

求取最经济断面只有求取满足条件的 $m+n$ 的最小值。这里除 m 外 A 、 B 、 C 等对要设计的水坝都是已知的, 所以只要决定可以使 $m+n$ 为最小值的 m 即可。即求使

$$m+n = \frac{B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A}$$

为最小的 m 。因为 $2A$ 为常数, 所以设

$$f(m) = B + \sqrt{B^2 + 4AC} = \mathbf{a}_1 m + \mathbf{a}_2 + \sqrt{(\mathbf{a}_1 m + \mathbf{a}_2)^2 + 4A(\mathbf{a}_3 m^2 + \mathbf{a}_4)}$$

式中: $\mathbf{a}_1 = W_c - 2W_w - 2W_s (h_s / h)^2$

$$\mathbf{a}_2 = W_c k$$

$$\mathbf{a}_3 = W_s (h_s / h)^2 + W_w$$

$$\mathbf{a}_4 = W_w + W_s C_e (h_s / h)^3 + \frac{7}{5} W_w k$$

$$A = W_c - W_w U_p$$

求 $f(m)$ 对 m 的微分, 则得到:

$$\frac{df(m)}{dm} = \frac{\mathbf{a}_1 (\mathbf{a}_1 m + \mathbf{a}_2) + 4A \mathbf{a}_3 m}{\sqrt{(\mathbf{a}_1 m + \mathbf{a}_2)^2 + 4A(\mathbf{a}_3 m^2 + \mathbf{a}_4)}} + \mathbf{a}_1$$

式中 \mathbf{a}_2 、 \mathbf{a}_3 、 \mathbf{a}_4 、 A 常为正值。

当 $\mathbf{a}_1 > 0$ 时, m 为正数, 则 df/dm 为正, $m=0$ 时, $m+n$ 为最小值, 即为最经济断面。

当 $\mathbf{a}_1 < 0$ 时, m 取为某一值时, $m+n$ 为最小值。但是, 这仅限于泥土的深度与蓄水深度相比较大的情况, 一般认为上游面铅直时为最经济断面。

2. 计算坝身内, 坝身与地基的接触面上对剪切的安全断面

对于由中三条件决定的基本三角形断面, 为了确保剪切摩擦公式的安全系数, 必须具有图 2-35 所示岩体的剪切强度。水坝设计得较高时, 有时很难获得由中三条件所决定的基本三角形断面所需要的岩体设计阻力。这时如图 2-36 所示, 一般设置加厚部分 (坝踵贴块), 加大与岩体的接触面, 以确保必要的剪切阻力。设置加厚部分时, 要考虑荷载的传递、应力集中、施工性能等, 通常其比降取为 1: 1 左右以下。

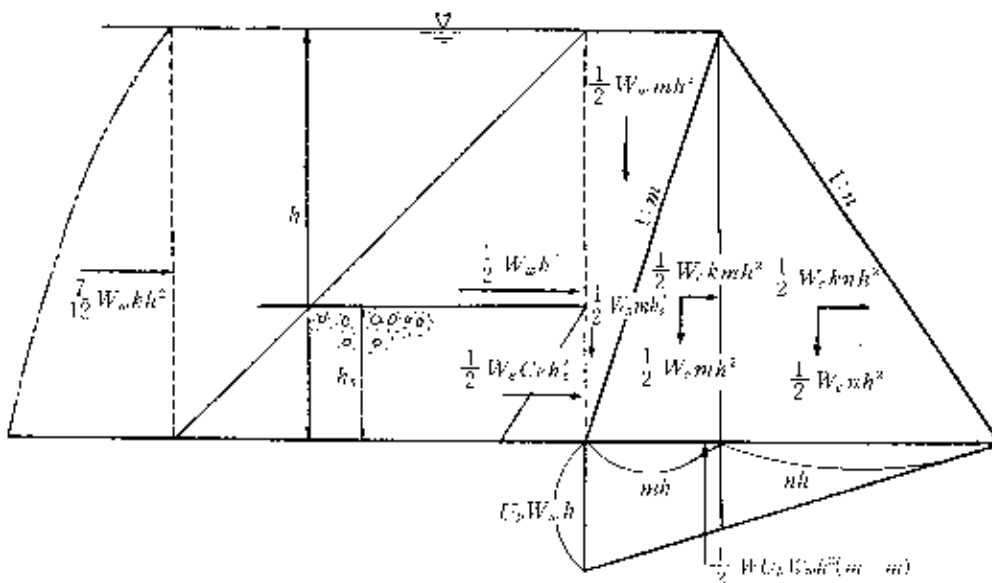


图 2-34 外力

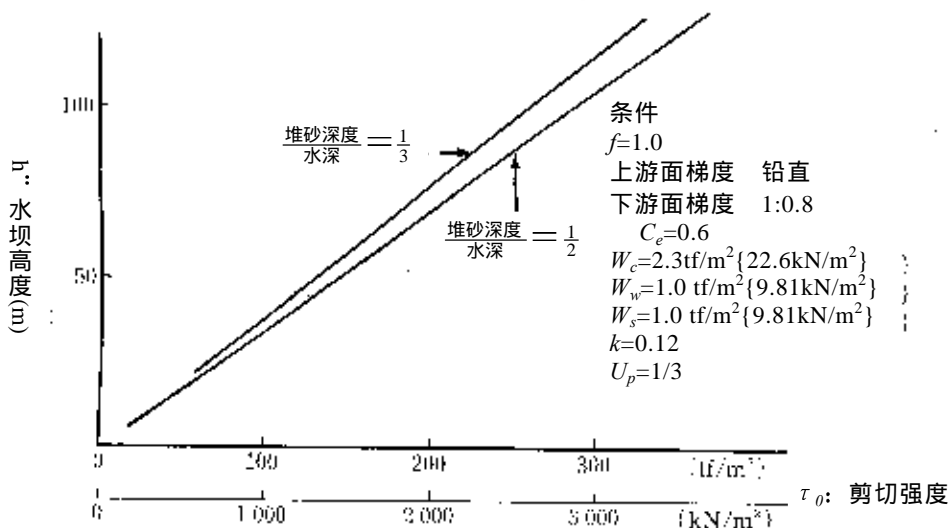


图 2-35 坝高和岩体所需的剪切强度

(由 Middle Third 条件决定设计断面时的情况)

有坝踵贴块时对剪切的安全系数，根据上述计算公式很容易计算出来，由于安装了坝踵贴块，上游端产生垂直拉伸应力的条件得到缓和，所以照搬 1. 条件下求得的下游面坡度就不经济了。在这种情况下，上下游面坡度可以通过试行来决定，但在坝踵贴块安装高程的基本三角形断面，多采用由 1. 的条件所决定的上下游面梯度。

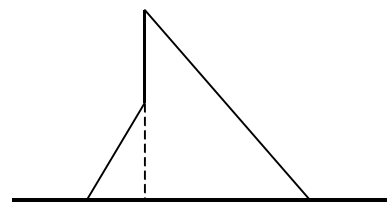


图 2-36 坝踵贴块的设置方法

3. 沿剪切面的剪切摩擦安全系数与局部安全系数的关系

沿剪切面的剪切摩擦安全系数与局部安全系数关系的分析示例如图 2-37 所示。

进行岩体剪切试验时，在 60~70% 的破坏荷载下，出现垂直方向的上浮，从该点起

水平方向的变形也增大。因此，该点可以说是有关岩体弹性极限的奇异点。在该奇异点施加 60% 的破坏荷载，局部安全系数达到 1/0.6 ~ 1.7 时，该处即达到奇异点。考虑到这种分析方法和强度评价的不可靠性，局部安全系数的大体目标可定为以 2 为标准。

在地基内容易产生剪切破坏的方向上存在断层等松软层时，有时沿这些断层的剪切摩擦安全系数比坝身与地基接触面的剪切摩擦安全系数还要小。因此，有这样的松软层存在时，对沿松软层的剪切摩擦安全系数和局部安全系数需进行研究。当不能确保所需的安全系数时，需要改变坝身的形状，或进行地基的处理，以确保所需的安全系数，

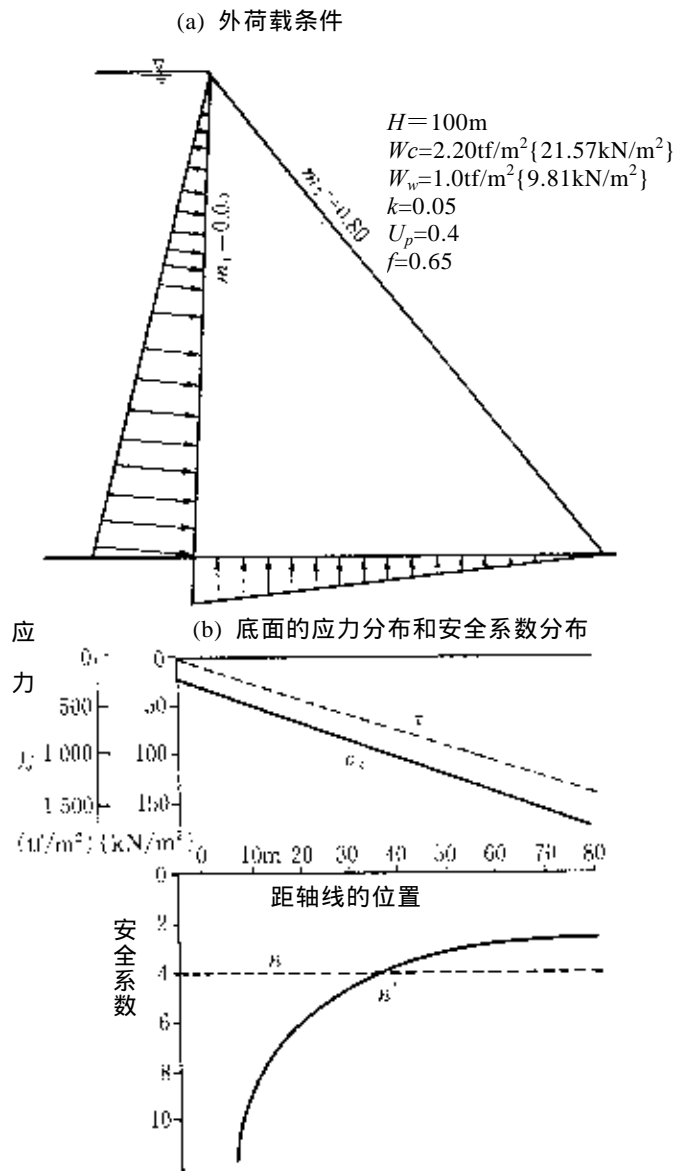


图 2-37 大坝坝身与地基接触面处的局部安全系数的分布例

考虑了局部安全系数的、对坝身稳定的评价，以及与此有关的设置一般性加厚部分和使用特殊断面的情况如下所述。

(1) 局部安全系数和坝身安全性的评价例

图 2-38 表示均匀地基内局部安全系数的分布情况。由图可知，地基内部的局部安全系数比坝身与地基接触面的要低，而且它的方向也不一定是水平方向。但是，从宏观上看，将局部安全系数低的部分连接起来的形状，和坝身与地基的接触面的没有太大差别。这表明，当地基一样时，对剪切采用 Henny 公式进行研究是十分妥当的。

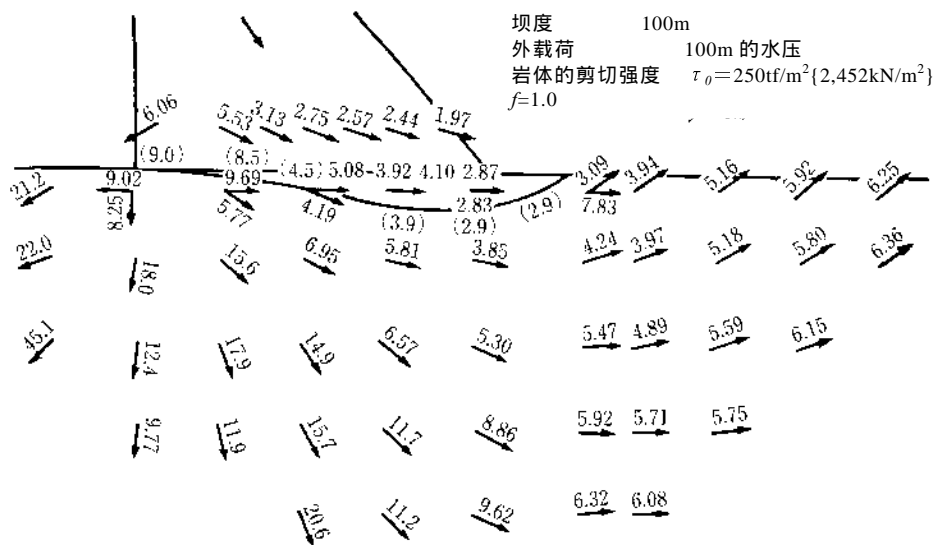


图 2-38 混凝土重力坝地基岩体内的局部安全系数的分布

(2) 设置加厚部分

为了确保对剪切的安全而设置加厚部分时，由于下列理由，通常设置在上游一侧。

- ① 设置成向上游一侧突出，可垂直施加位于突出部分正上方的水重和淤积荷载。
- ② 可减少坝身应力的偏移。

剪切阻力取决于，分别与岩体的剪切强度和内部摩擦系数具有线性关系的某一剪切面积、以及垂直于剪切面荷载的大小。因此，在设置加厚部分，增加剪切面积的同时，还要增加垂直荷载。由此如果能够尽量使加厚部分的坡度变缓，则坝体积会减少，是有利的。但是，这种情况下存在下述问题。

- ① 以较缓的坡度安装加厚部分时，坝上游侧相当于附着了薄的构筑物，有可能无法与大坝成为一体而发挥作用。
- ② 以较缓的梯度安装加厚部分时，水坝上游一侧的梯度和加厚部分的梯度之差增大，安装部分容易产生应力的集中。同时，这种情况下安装点变低，该应力集中容易影响触岩部的应力分布，可能给触岩部的局部安全系数分布带来不好的影响。就此，对如图 2-39 所示的三个形状，改变加厚部分的坡度，求取大坝基础上的应力分布和局部安全系数分布，据此探讨了加厚部分的有效性和可把梯度缓到多大程度。其结果得到了如图 2-40 所示的铅直应力分布和剪切应力分布。此外，图 2-41 表示了大坝地基的局部安全系数分布。

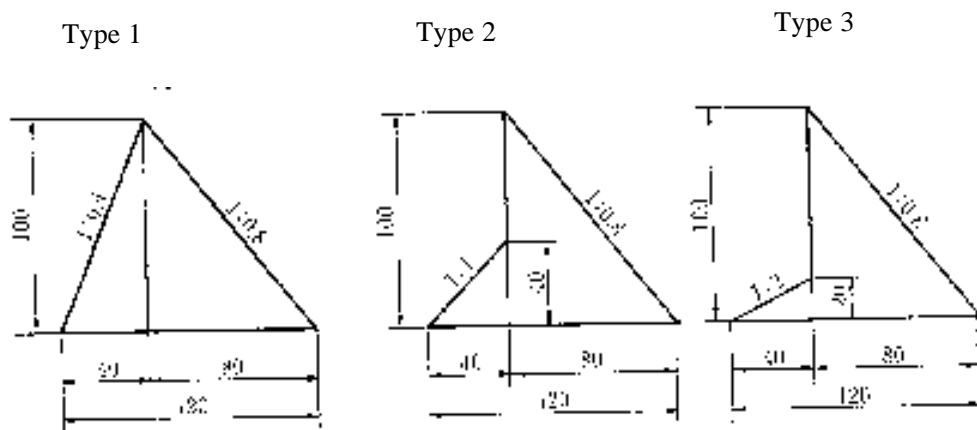


图 2—39 加厚部分的形状

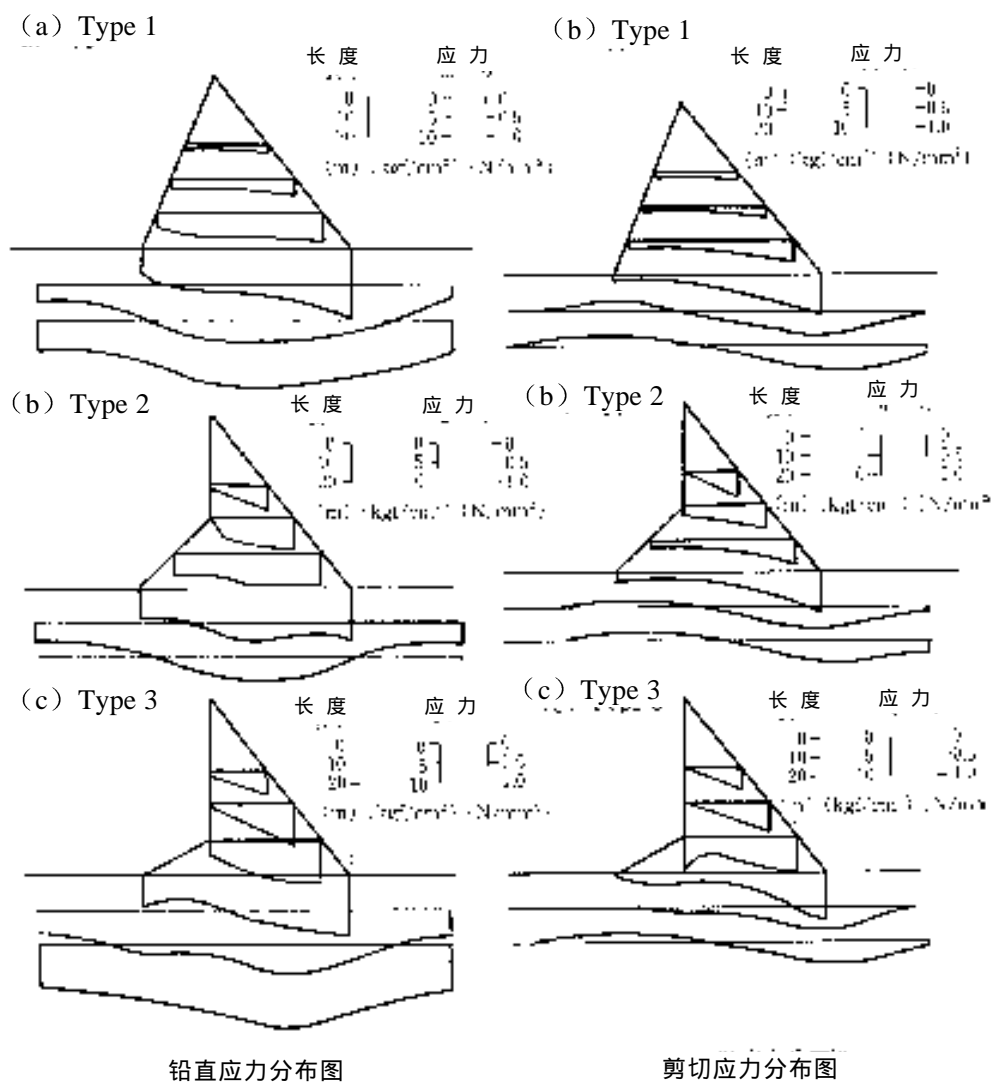


图 2—40 加厚部分的形状和应力分布

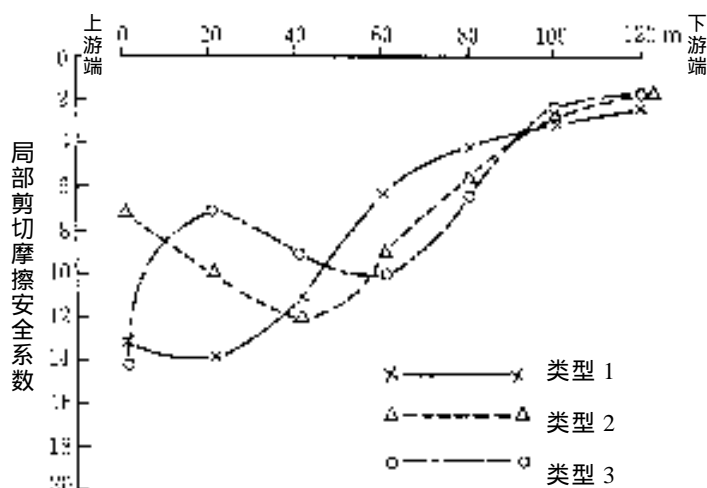


图 2-41 大坝基础的局部安全系数分布

以上结果表明，加厚部分的比降为 1: 0.4 和 1: 1 时应力分布较好，但 1: 2 时在加厚部分安装部位的应力集中影响到水坝地基，为此地基的应力分布也变得相当的不规则。

加厚的坝基础及地基内的局部安全系数分布，有时比普通的混凝土重力坝更均匀。

(3) 用特殊断面确保坝身安全

由于地形和地质条件不适宜设置加厚部分时，可通过在水坝之下开挖楔形掏槽，加深剪切断面的位置，加大剪切面的长度，以增大剪切摩擦阻力，其效果有下面两种情况。

- ① 在上游侧深挖，使剪切面在下游上抬，尽可能增大作用于大坝的合力与滑移面的交角，使滑移成分减少，以增加剪切摩擦阻力。
 - ② 在下游端挖成楔形，由这一楔形使来自大坝的力传递到下游一侧，使滑移面向下游一侧延伸，以增加剪切摩擦阻力。
- ①的方法有可能增大静水压，外载荷增大的结果，抵消了效果。
②的方法剪切面被挤压到楔形的下方，特别是在水坝下游的岩体良好的情况下是一种较好的方法。

地基恶劣到普通状态以上时，有时可取基脚形状，但这需要作为加厚部分的变形，对应力分布进行研究。

5.3.2 应力分析

混凝土重力坝的应力分析，应采用可适当判断应力状态的方法，原则上通过与坝轴成直角方向的二维应力计算进行。

说 明

1. 坝身的应力分析

混凝土重力坝的应力分析，一般应通过与坝轴成直角方向的二维应力计算来进行。对混凝土重力坝所产生的应力进行分析时，通常采用悬臂梁理论。

根据保持平面的原则，所研究的断面的垂直应力和弯曲应力可由下式表示。

$$\text{垂直应力} = \frac{V}{B}$$

$$\text{弯曲应力} = \frac{M}{I} y = \frac{V_e y}{I}$$

式中, V : 作用于底面的总铅直力

M : 作用于底面中心轴的单位宽度的力矩

I : 对底面中心轴的单位宽度的断面二次力矩

I : $B^3/12$

e : 从底面中心到合力作用点的距离

B : 底面的长度

y : 由底面中心到要求取弯曲应力点的距离

这时, 下游端应力 σ_d 、上游端应力 σ_u 可由下式求出。

$$s_d = \frac{V}{B} + \frac{V_e}{I} y = \frac{V}{B} + \frac{V_e}{B^3/12} \cdot \frac{B}{2} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$s_u = \frac{V}{B} + \frac{V_e}{I} y = \frac{V}{B} + \frac{V_e}{B^3/12} \left(-\frac{B}{2}\right) = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

上式所表示的最大垂直压缩应力不是构筑物的最大应力, 最大应力在水坝的下游端, 作用于与坝下游面垂直的面内, 其值可用下式表示。

$$s_1 = s_d(1 + n^2)$$

式中 n 为下游面梯度。

2. 坝身内部的应力分析

坝身附近和坝身内有排水管道、水压管道、廊道等开口部分时, 对其附近的拉伸应力和应力集中须进行局部应力分析, 研究是否需要进行钢筋加固。

坝身内设置排水管道时, 原则上仅由排水管道承受内压, 孔洞周围应力由周围混凝土部分承受。对于排水管道周围应力集中的分析, 当排水管道规模较小, 参照本章 5.6.3 的内容进行分析; 当排水管道直径超过砌块宽度的 $1/3$, 要采用有限元法进行严密分析。

5.4 拱形混凝土坝的设计

5.4.1 形状和稳定计算

拱形混凝土坝坝身形状的设计, 应考虑到山谷的形状、岩体形状、防洪的方法, 能够确保坝身和地基的安全性。

在稳定计算中, 必须满足下列条件。

1. 坝身内的应力不能超过容许应力。
2. 坝身与地基的接触部以及地基, 应对剪切保证安全。

说 明

拱形混凝土坝在坝身内和支撑它的地基岩体内产生较大的应力是其一大特点。因此, 水坝的形状必须在综合判断坝身的选址和地基岩体特性的基础上进行设计。

1. 拱形混凝土坝设计中,存在着坝身和地基岩体稳定性间相互矛盾的因素。即,拱形中心角大,对坝身应力有利,但作用于地基岩体的载荷朝向下游,有时不能确保所需的肩部。因此,对于水平断面拱形的曲线形状,考虑到调整拱形应力和作用于地基岩体推力的方向,与其采用单心圆,不如采用拱顶附近曲率小的三心圆、抛物线等。此外,采用不等厚拱形对调整拱形应力也十分有效。一般采用抛物线拱形时,拱形的中心角最好采用 $70\sim 75^\circ$,拱座和拱顶处的水坝厚度比多采用 $1\sim 2$ 。

2. 拱形混凝土坝中段铅直断面的形状,应为向下游一侧突出的形状。这是为了减少靠近两岸处水坝铅直断面向上游侧的突出部,以利于对大坝水平断面给出适宜的中心角。此外,由于自闭作用(自重使接缝闭合),可望获得施工中大坝的稳定性。采用抛物线拱形时,大坝中央垂直断面突出部的大小,一般取为水坝高度的 10% 左右。

3. 拱形混凝土坝一般将溢洪道设置在坝身内,但这时坝身内会产生局部应力,同时因其规模而影响到总体的应力状态,所以需要考虑这一影响,进行应力分析。同时还必须考虑到接缝以及其对地基岩体的影响,确定其位置。

4. 拱形混凝土坝所产生的应力比混凝土重力坝明显要大,这是它的一大特点,决定坝身形状时要满足由实际可能施工的配料而定的混凝土容许压缩应力。通常,容许压缩应力设计为正常状态下 $80\text{kgf/cm}^2\{7.85\text{N/mm}^2\}$ 左右。另外,拉伸应力按 5.2.3 的说明中所讲述的方法进行计算。另外,在决定拱形混凝土坝形状时,还需要对拱形的中心角、突出部的大小、坝身的厚度作各种改变进行研究,以决定出最安全又经济的断面。

拱形混凝土坝,其坝身内剪切的安全性基本上没有什么问题,但对与地基岩体的接触面,则需要确认其剪切安全性。

有关地基岩体内安全性的研究,请以本章 5.3.1 和 2.3.1 的说明为准进行。

5. 为了弥补地基岩体的地形或地质上的缺陷,或者为了改善水坝的稳定性,有时在拱座处设置补充构筑物。这时必须研究其稳定性之后再决定其形状。拱形混凝土坝的拱座补充构筑物有如下类型。



图 2-42 推力砌块

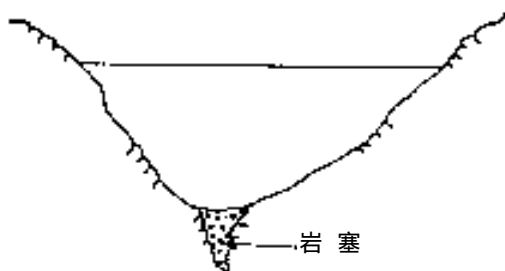


图 2-44 岩塞

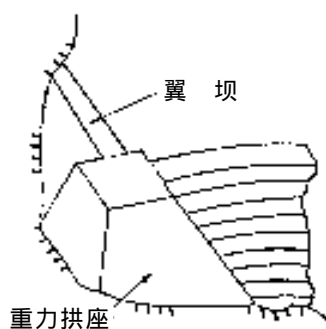


图 2-43 重力式拱座和翼坝

(1) 推力墩

在坝顶附近山谷突然张开, 或存在地质上的缺陷时, 可在坝身和地基岩体之间设置人工构筑物, 以将来自坝身的推力传递到坚硬的地基岩体上, 这种构筑物就称为推力墩。通过采用推力砌块, 可不受地形或地质上的局部缺陷的影响而决定坝身形状。

(2) 重力式拱座

重力式拱座是在坝顶附近山谷突然张开的情况下设置的补充构筑物, 其原理是利用重力作用将来自坝身的推力传递到正下方的地基岩体。重力式拱座经常与翼坝同时采用。

(3) 翼坝

翼坝是与重力式拱座同时采用, 并设置在上游一侧的构筑物, 其作用是确保重力式拱座和其上游一侧的地基岩体之间的防渗性。

(4) 插块

有时河床附近地形险峻, 同时为了确保坝身的适当形状又不得不深挖河床附近两岸的岩体。此时, 可在这一部分设置人工地基, 从而避免过深挖掘。与坝身的基本形状相区别, 将该人工地基部分称为岩塞。

5.4.2 应力分析

坝身的应力分析应采用能够掌握坝身形状和地基对坝身应力的影响、且可适当判断坝身应力的方法。

说 明

1. 拱形混凝土坝身应力受地基岩体变形影响很大, 分析时要考虑地基岩体的变形性。

在研究拱形混凝土坝的形状时, 一般采用比较容易计算应力、且已有充分经验的载荷分割法进行分析。载荷分割法是将拱形混凝土水坝分割为悬臂梁因素和拱形因素进行分析的方法, 有两种计算方法, 一是仅考虑半径方向位移进行调整半径方向的计算, 二是考虑到半径方向和切线方向位移的扭转角进行的完全调整计算, 但由于难以判断分析的假定条件哪一个更精确, 应综合判断两者的分析结果而选定截面形状。

2. 载荷分割法计算过程中做了简化, 如地基岩体的条件、坝身形状的模型化等方面作了很多假设, 因此仅用载荷分割法的应力分析结果验证坝身应力是不行的。此时, 必须利用具有高精确度的合理模型, 或采用有限元法进行三维解析来验证应力。

3. 对于拱形混凝土坝的自重所造成的应力, 由于相应与接缝灌浆施工时期, 悬臂梁因素和拱形因素的载荷分配有所不同, 最好根据施工方法和施工时期进行应力分析, 但即使认为全部自重都由悬臂梁承担进行分析, 也没有太大差别, 因此一般多采用这种(由悬臂梁全部承担的)分析方法。

4. 在坝身中有溢洪道等切槽时, 不考虑这一部分的拱形作用。此时, 将不考虑拱形作用的坝顶附近部分作为悬臂梁进行应力分析。

5. 排水管道、水压铁管等坝内构筑物, 特别是其规模较大时, 可以将其作为因开口部分而减少了刚性的水坝进行应力分析, 或通过模型实验加以研究。

5.5 温度控制和砌块分割

5.5.1 温度控制

对混凝土坝，要考虑到最高上升温度和温度滞变，进行温度控制以避免产生裂缝。

说 明

1. 混凝土在固化时，由于水泥的水合作用而发热。像大坝这种大体积混凝土蓄积的热量将增多，会造成各种约束而产生裂缝等缺陷。因此，必须计算最高上升温度和各种材料龄期的温度滞变，在设计和施工中对裂缝采取必要的措施。

2. 大坝混凝土的温度上升是产生裂缝的原因，所以不仅要适当地设置收缩缝，还必须通过温度控制以降低最高上升温度和低材料龄期的温度上升幅度。

3. 温度控制的方法

(1) 当环境温度高时，避免浇注混凝土

(2) 使用水和热较小的水泥，或降低单位水泥量以抑制其发热。

(3) 冷水管冷却法

所谓冷水管冷却系指浇注混凝土时在预埋的钢管内通入冷水，吸收水泥的水和热量，以抑制混凝土温度上升和最高上升温度的方法。另外，进行接缝灌浆时，需要把混凝土降低到最终稳定温度，这时也要进行冷水管冷却。

(4) 预冷却法

夏季等在气温高的情况下浇注混凝土时，把一部分或全部混凝土材料预先冷却，通过降低混凝土的浇注温度而抑制最高上升温度，同时减少初期材料龄期时与环境温度的差，降低温度梯度。材料的冷却方法，可使用冷气或冷水。

使用冷水时，从配料水管理出发，一般不冷却细骨料，而主要冷却粗骨料，这样效果较好。

对混凝土坝，当通过接缝灌浆而使其结构在功能上一体化时，必须在接缝开口最大的状态下进行灌浆。这时必须用冷水管冷却法将混凝土的温度降低到通常能发生的最低温度以下。此外，接缝灌浆如在混凝土的温度最低的初春进行，也有利于降温。

5.5.2 砌块分割

为了防止混凝土的裂缝，混凝土水坝要以适当的间隔设置收缩缝。

说 明

为了防止温度应力所造成的混凝土的裂缝，或者为了符合混凝土的浇注设备的能力，混凝土坝一般要以适当的间隔设置收缩缝。与坝轴成直角方向的接缝称为横缝，与坝轴平行的接缝称为纵缝。

与坝轴成直角方向出现的不规则的裂缝对坝身的防渗是关键性的障碍。因此，为了

防止温度应力所造成的裂缝，原则上沿坝轴每间隔 15m 设置横缝。但在确保混凝土的质量和温度控制进行严密管理的基础上，有的水坝也可把间隔扩大一些。此外，根据坝身的稳定性、或施工性能，如配置排水设备、与地基内存在的断层等的位置关系、其他如坝身的弯曲或左右岸的衔接等，有时也要扩大横缝间隔。

对混凝土重力坝，从稳定分析的基本思路出发，一般对横缝不进行接缝灌浆。但是，对拱形混凝土坝，因为要使坝身具备功能上的整体化结构，横缝一定要进行接缝灌浆。

另一方面，与坝轴成平行方向出现的不规则裂缝，对坝身的稳定性将产生很大的影响。为此，在像混凝土重力坝那样沿上下游方向加长坝身的情况下，有时要设置与坝轴平行的纵缝。但是，最近如 RCD 施工法或扩张层施工法那样，对坝身的温度应力进行充分研究后而省略纵缝的情况逐渐多了起来。

纵缝的间隔由冷水管冷却等温度控制的方法而决定，有时也受混凝土浇注设备能力的制约，一般施工中采用 20~60m 的情况较多。

混凝土重力坝一般采用如图 2-45 所示的铅直纵缝，极少采用向下游降低的倾斜缝。向下游降低的倾斜缝其上端未到达上游面便在中途中止，因此需要采取措施防止自其上端产生裂缝。一般可在上端设置廊道，或对开管消除接缝。在坝身内消除铅直缝的时候也需要采取同样的处理。

对于铅直缝，为了求得坝身的一体化，原则上要进行接缝灌浆。混凝土重力坝的倾斜缝，因为其方向与坝身内部所产生的主应力方向一致，认为没有剪切应力作用，所以一般不进行接缝灌浆。

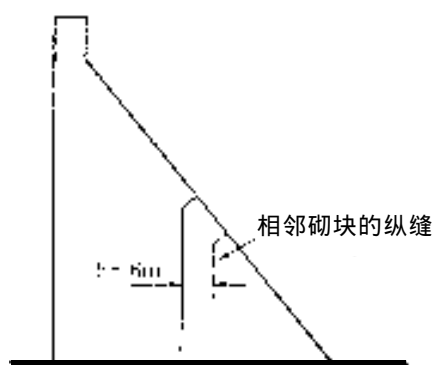


图 2-45 混凝土重力坝的铅直纵缝

5.6 坝身各部分的设计

5.6.1 收缩缝的结构

收缩缝原则上设计成齿形，必要时还应进行接缝灌浆。

说 明

为了可靠地传递应力，收缩缝原则上要设计成齿形。横缝设计成如图 2-46 所示的纵齿形。对于混凝土重力坝，横缝虽没有必要设计成齿形，但为了利用接缝剪切阻力形成坝身的一体化，一般也要设计成齿形。

纵缝要设计成如图 2-47 所示的横齿形。纵缝的齿形面的型式，应与蓄满水时坝下游端附近产生的主应力方向成垂直相交。

把接缝设计成齿形时，其形状和大小要注意下列事项：

1. 能够传递作用于接缝的应力。
2. 进行接缝灌浆时，不防碍注入材料的流动。
3. 不产生由应力集中和表面的温度梯度所导致的裂缝。
4. 施工时不破损。

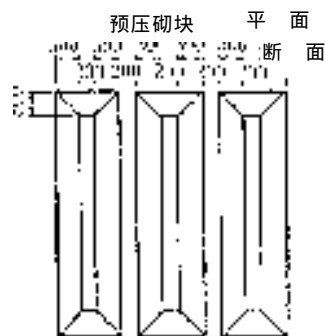


图 2-46 标准齿形略图

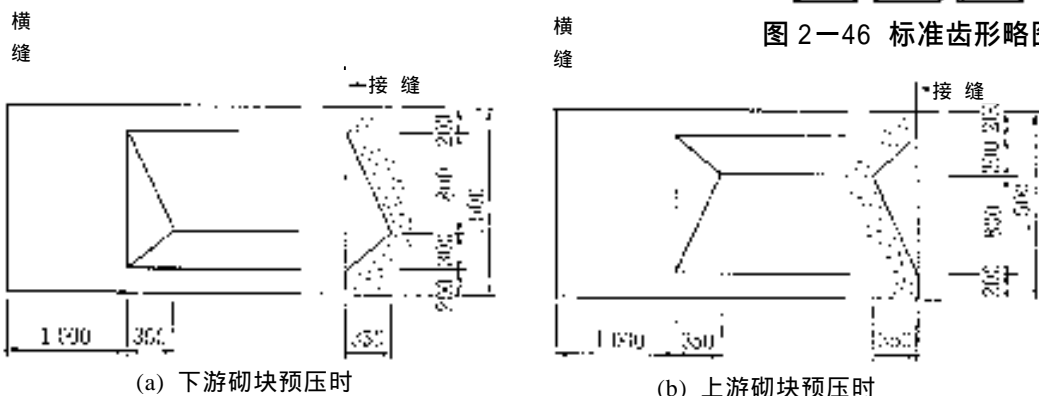


图 2-47 纵缝齿形标准图

5.6.2 截水装置

截水装置要使用具有充分抗渗性和耐久性的材料，结构可适应接缝的伸缩，并设置在靠近横缝上游面的位置处。

说 明

图 2-48 所示的截水装置是一种标准结构，主止水板的设置在位于离上游面 1m 以上的内部，主止水板和副止水板的埋深均在 15m 以上，并要牢固地连接在地基的不透水部分。主、副止水板之间有时可填充水泥浆液、沥青等以提高其截水效果。另外，还要在止水板后部设置排水管，用它来监视有无漏水。

止水板有聚氯乙烯板、不锈钢板、铜板等。

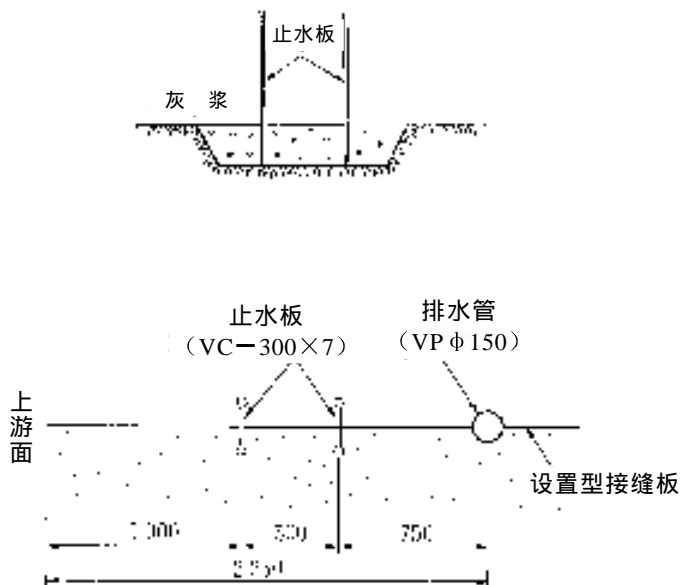


图 2-48 截水装置的设置图

5.6.3 廊道

坝身内设置廊道是为了便于大坝的管理、设置排水沟的孔及帷幕灌浆的施工等。

说 明

廊道必须根据其目的而设置在适宜的位置。一般其设置目的如下：

1. 观察和检查渗水量、埋设仪表等；
2. 操作和检查排水管道和闸门；
3. 设置排水孔；
4. 进行帷幕灌浆施工。

以 3 和 4 的目的设置廊道时，要尽可能靠近上游面和河床，但因为空洞部分会影响到孔坝身应力分配的变化和应力集中，所以标准做法是使其距上游面的距离为水坝高程的 5~10% 左右，当然这个标准根据水坝的高度也有所不同，而且如果地基的性状不好，距离可以更大一些。

即使是坝高较低时，原则上也要距上游面 3m 以上，距河床 2m 以上。

一般对空洞部分需要采用钢筋进行加固，当空洞部分的截面为圆形时，应力如图 2-49 所示，可据此确定必要的钢筋量。

图中所示为无限平板在 y 轴方向上受到均匀压缩力时的应力分布，如将 x、y 轴线上且与两轴垂直相交方向的应力设为 σ_x 、 σ_y ，则

$$\sigma_y = \frac{1}{2}S \left(2 + \frac{g^2}{x^2} + 3\frac{g^4}{x^4} \right), \quad \sigma_x = \frac{1}{2}S \left(\frac{g^2}{x^2} - 3\frac{g^4}{x^4} \right)$$

由此可知，拉伸应力在 y 轴上离开圆周 $\sqrt{3r}$ 的位置处为 0。

特别是坝高较高时，或需要考虑特殊的应力集中时，需要采用有限元法等进行计算，对应力进行研究。

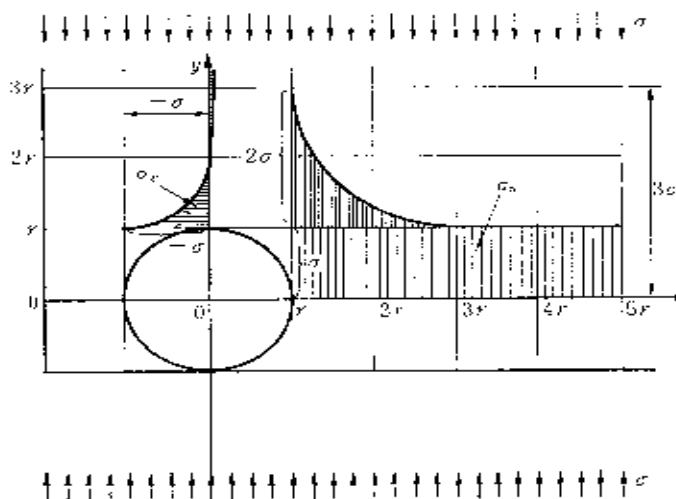


图 2-49 空洞周围的应力

5.6.4 坝顶构筑物

根据需要，坝顶要设置坝顶闸门用的桥脚、坝顶桥梁、栏杆等坝顶构筑物，其配置要考虑到相互位置及其安全性加以决定。

说 明

坝顶构筑物要考虑与其他构筑物的关联、相互位置而决定其配置。

特别是坝顶闸门用的桥脚，形状要满足所定的水力学条件，并对表面的损伤和大的外部载荷要具有稳定性。

坝顶桥梁位置要满足所定的水力学条件，决定结构时要考虑将来的维护和管理。

栏杆的强度应以道路桥为标准。

5.7 监测装置

对混凝土坝坝身和地基，要根据使用目的制定合理配置计划，设置适当的测量装置。

说 明

1. 监测的目的

大坝的测量目的有三：施工管理、建成后的安全管理和调查研究。

(1) 施工管理

以施工管理为目的的监测内容主要有为混凝土温度控制进行的监测、为进行接缝灌浆的水坝选择灌浆施工时期、为掌握施工中接缝的开合状况而进行的接缝开度测量。另外，在进行高压灌浆施工时，有时还利用逆铅垂测线等对岩体位移等进行管理。

(2) 安全管理

测量对象如下：

- ① 坝身和地基的位移
- ② 坝身和地基的渗水量
- ③ 坝身和地基的应变（应力）
- ④ 扬压力

在进行大坝的安全管理时，首先必须从宏观上了解大坝是否安全，为此就需要着眼于表示大坝整体现象的测量值，看是处于稳定状态还是处于步入危险状态的阶段。整体现象可通过总漏水量和位移来判断。

每个排水孔的渗水量、扬压力、应力、应变等局部现象的测量值与整体现象的异常相对应，有助于研究其原因和对策。

应力可由应变仪或应力仪进行测量，考虑到混凝土重力坝的应力范围，应力测量并不显得那么重要。

温度、接缝开度不需要像施工管理那样详细测量，对于温度，进行应力测量的范围内的测量已经足够，接缝开度则只需要了解灌浆施工后的状况即可。

(3) 调查研究

大坝是在很多假定条件下进行设计的，为了确认这些假定条件是否妥当，以求使设

计更加合理，必须对实际大坝的工作状态进行测量和分析。

根据分析的目的，要进行位移、应力和应变等的测量。

2. 配置计划

(1) 施工管理

以施工管理为目的的测量需设置温度计和接缝计。

测量温度对于防止因混凝土的水合热而造成裂缝、以及进行接缝灌浆时掌握水坝的最终稳定温度是不可缺少的。这种目的下理想的配置为，对每一砌块和每一灌浆层高，在上下游方向设置数支温度计。根据测量的繁简程度减少设置数量时，可在水坝最大截面的 3~5 个标高处求取上下游方向的温度分布，其他的砌块和灌浆层高则可通过设置在中央的温度计的温度加以推算。

测量接缝开度，对于选择接缝灌浆的施工时期和了解施工时接缝的开合状况是不可缺少的。接缝计要设置在接缝灌浆的接缝各层高的上部，而且要在其厚度的中央。

图 2-50 表示了以施工管理为目的的仪器配置情况。

(2) 安全管理

为了进行水坝的安全管理，需要从宏观上迅速了解大坝是否处于安全状态，为此要测量渗水性和位移。漏水量根据 4.4.2.4 所示的排水孔法进行测量。

测量总漏水量时，将河床部分和左右岸部分分开测量，对于掌握漏水部位比较方便。

采用铅垂线法和逆铅垂线法测量位移。铅垂线应至少在最大截面处设置一处。逆铅垂线最好设置在河床部分或断层等软弱地盘部分。

特别是拱形混凝土坝，位移和应力的分布不仅随水库水位的变化而变化，同时受温度变化的影响也很大，所以需要在测量位移和应力的同时，也测量温度分布。

局部测量包括测量每个排水孔的漏水量、扬压力、应力、应变、温度和接缝开度。

通过廊道内的排水孔测量漏水量和扬压力，特别是在测量下游方向扬压力的分布时，应在交叉廊道（与坝轴成直角方向的廊道）内设置排水孔进行测量。

图 2-51 和图 2-52 所示的是安全管理用仪器配置。

3. 仪器的种类

(1) 温度计

一般采用将测温体的热膨胀变换为电阻变化进行测量的温度计型式。

(2) 应变仪

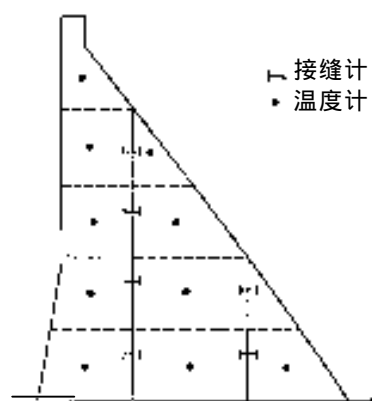


图 2-50 以混凝土重力坝的施工管理为目的的配置例

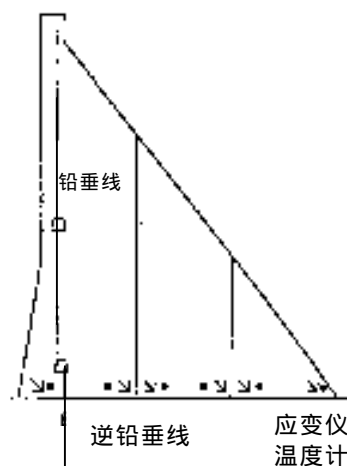


图 2-51 以混凝土重力坝的安全管理为目的的配置例

一般采用通过与应变相对应的桥路电阻变化进行测量的应变仪型式。

(3) 接缝计

接缝计的原理与应变仪相同，但测量长度比应变仪大，所以可以测量较大的位移。

(4) 应力计

应力计是将作用于受压面的压力传递到密封的水银上，并浆水银上的压力变换为小圆盘的变形，然后以与应变仪同样的原理进行测量。

(5) 铅垂线

在坝身内垂直埋设直径 30cm 左右的防腐管，用高强钢丝悬吊铅锤，测量移动量。

(6) 逆铅垂线

在水坝的基础上钻直径 220mm 左右的孔，将高强钢丝固定在底部，在上部测量水槽中浮起的浮标的移动量。

(7) 扬压力的测量

有在排水孔中安装伯尔顿管式压力计进行测量的方法和采用孔隙水压力计的方法，一般多采用前者。

(8) 渗水量的测量

一般用量筒进行测量，渗水量小时精度比较高，达到每分钟 50 立升以上时，测量精度变差，应采用流量计进行测量，但需要注意，压力小时可能测出来的流量要小一些。

(9) 总漏水量的测量

总漏水量的测量方法有三：1. 通过各排水孔的漏水量之和来求；2. 用三角堰进行测量；3. 通过集水槽的水位上升进行测量。一般 2. 的方法简单，且可得到稳定的测量值。3. 的方法容易测量，精度也高，是较好的测量方法，但需要充分研究水槽和水泵的容量。

(10) 地震计

当发生震级在 4 级以上的地震，或地基的加速度在 25gal 以上的地震后，需要确认水坝是否产生了异常现象，在这种情况下，预先设置地震计是一个有效的办法。此外，地震计可测量地震时的振动特性，在用于结构分析的测量中也是非常重要的一个工具。

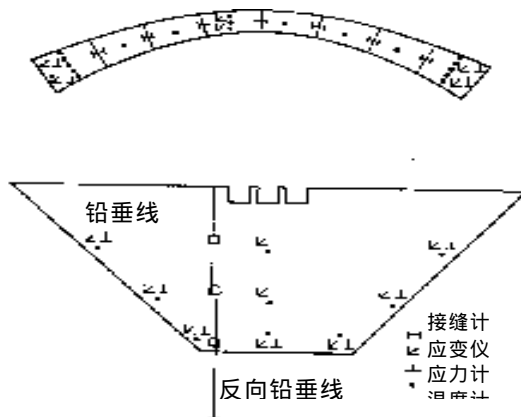


图 2—52 拱形混凝土坝测量仪器的配置例

第 6 节 填筑坝的设计

6.1 设计的基本原则

填筑坝的设计，要考虑坝身材料和结构上的特点，对于坝体和基础的滑移破坏或渗透破坏，确保足够安全性。

说 明

填筑坝的设计，必须对于坝身和基础的滑移破坏或渗透破坏，确保足够的安全性。

填筑坝对于变形性具有比较柔软的结构，同时，在用土质材料构成防渗区时，由管涌等造成渗透破坏的危险性要比混凝土水坝大。因此，在设计中应该采用具有充分防渗功能的材料作为坝身材料，同时还要充分注意坝身和地基接触部分附近的防渗性能，要对与坝身接触部分附近的地基进行充分的灌浆，并选择优质的岩石附着材料。

填筑坝工程是一种大规模的土方工程，坝身材料可使用坝址周围的自然材料，这一点与混凝土水坝有很大不同。因此，比起地基的力学条件来，更多的是通过对坝身材料的取土计划、运输计划、填筑计划等的综合性研究，确定最佳的坝身材料运用计划和坝身的分区、即坝身的断面，在设计坝身时需要经常与施工计划同时研究。

填筑坝的坝身材料主要采用坝址周围所能得到的材料，必要时则需要对粒度和含水量进行调整。因此，在设计填筑坝时，需要调查从各个水坝所得到的材料，根据材料的特性进行设计。

填筑坝对万一可能发生的溢流缺乏抵抗力，所以溢洪道的容量要具有充分的余量，对集流时间较快的水库，在设计上需要考虑采用自由溢流堤方式。另外，在坝身上不设置溢洪道或自由溢流堤等水工建筑物。同时，为了对坝身进行检查和修理等，对填筑坝要设置可降低蓄水水位的排放设施。

〔参考 2.10〕填筑坝的类型

填筑坝有均质填筑坝、分区型填筑坝和防渗斜墙坝，选定填筑坝时结合水库的运用计划等，考虑坝身材料的性质和取土量、水坝地点的地形和地质、气象条件。

1. 填筑坝的型式

填筑坝根据其发挥防渗功能部分的结构分为三种型式，如图 2—53 所示。

(1) 均质填筑坝

所谓均质填筑坝系指大部分坝身基本上是由均匀细粒的土质材料所构成的填筑坝。所谓细粒土质材料系指 50% 粒径在 5mm 以下，或者渗透系数在 $1 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 以下的材料。另外，所谓 50% 粒径系指比该粒径更细的材料重量占全部重量 50% 的粒径。这种型式的水坝用于 30m 以下的低水坝。

均质填筑坝具有下列特性。

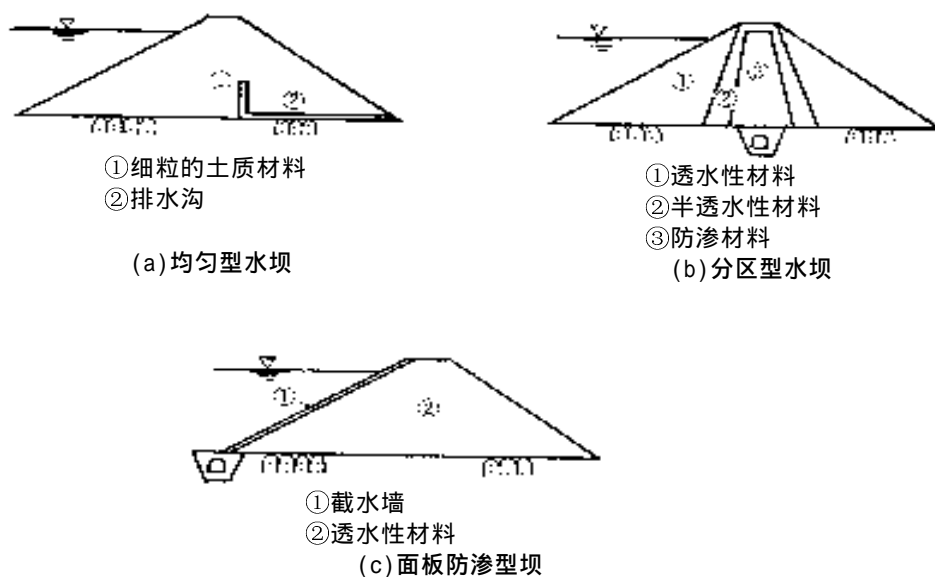


图 2—53 填筑坝的型式

- ① 坝身材料基本上是单一而大致均匀的材料所构成，施工单一。
- ② 防渗区的幅度较大，水力梯度较缓。
- ③ 坝身内部如不设置排水沟，下游坡面将可能出现浸润线，损害大坝的稳定性，所以必须设置适当的排水沟。
- ④ 土质材料在施工中坝身内部产生的孔隙水压力较难消散，剪切强度也较小，所以稳定性比一般相同形状的其他型式的水坝要低。

(2) 分区型填筑坝

所谓分区型水坝系指由不同透水性的几个分区所构成的填筑坝。在分区型填筑坝中，防渗区在坝身的大致中心位置的称为心墙型，向上游倾斜的称为斜墙型。

为了使渗透系数和材料的粒度不发生急剧变化，分区型填筑坝以防渗区为中心，在其两侧配置半透水区，再在其外侧配置透水区，可以构筑 100m 以上的高坝。

分区型填筑坝具有如下特点。

- ① 防渗区的幅度较小，施工不太受天气限制。
- ② 大部分坝身由剪切强度较大的透水性材料所构成，稳定性较高。
- ③ 当防渗区的幅度较薄时，孔隙水压力的消散较快，可提高筑坝速度。
- ④ 由于与水压相比防渗区较薄，因而渗透水的水力梯度变大，需要对过滤层的粒度进行严密研究。

其次，说明心墙坝和斜墙坝的特点。

心墙坝

- ① 最大载荷加在地基和防渗区的接触面上，对渗透破坏的安全性高。

- ② 水力坡度比斜墙坝缓和。
- ③ 拱座倾斜度很大时，与斜墙坝相比，防渗区基础较易施工，下沉的适应性较大。

斜墙坝

- ① 可以从下游的透水区首先开始进行填筑施工。
- ② 基础的透水性较大，必须施工覆盖层时，覆盖层和防渗区容易对接。
- ③ 由于上游的透水区较薄，所以对上游坡面滑移的稳定性需要引起重视。

(3) 面板斜墙坝

所谓面板防渗斜墙坝，系指在透水区上游具有用沥青混凝土、钢筋混凝土或其他面板防渗材料构筑截水墙的填筑坝。从下沉和抗震角度看，这种型式的水坝最高可筑到 70m 左右。

防渗斜墙坝具有如下特点。

- ① 大部分坝身剪切强度较大，可以使用不产生孔隙水压力的透水性材料，所以与相同高度的其他填筑坝相比，上游坡面坡度可以做得陡一些，坝身断面也可做小一些。
- ② 由于天气变化、滚落石块、地震、透水区不均匀沉降等，有时可能损坏截水墙。
- ③ 因为是表面防渗，所以对水位的急速降低，稳定性较大。
- ④ 与其他型式的填筑坝相比，可缩短工期。
- ⑤ 截水墙和地基为线接触，所以与其他型式的水坝相比，基础中的水力比降要求最为严格，必须进行可靠的防渗处理。

钢筋混凝土防渗斜墙坝，特别是其截水墙容易受到损坏，所以最近基本上不太采用。

2. 坝型的选择

(1) 大坝的高度

低坝在型式上限制较少，但多采用施工简单的均质填筑坝。这种型式的水坝高度以 30m 为限，高水坝一般采用分区型水坝。

防渗斜墙坝高度增加时，由于坝身的下沉而对防渗功能产生较大影响，与分区型水坝相比，一般难以适用于高水坝。

(2) 坝身材料的性质和取土量

在坝址周围，如果能够比较容易地得到防渗材料、透水性材料和半透水性材料，一般要设计为分区型填筑坝。而对于低水坝来说，难以得到透水性材料而土质材料丰富时，一般设计成均质填筑坝。

只有透水性材料而难以得到土质材料时，可以研究采用防渗斜墙坝。

(3) 地形和地质

拱座倾斜度较大时，容易产生坝身的不均匀沉降，适宜采用分区型大坝中的心墙坝。地基为坚硬岩体时，选择型式的限制较少，当为土质地基时，多采用均质填筑坝。

(4) 气象条件

土质材料的含水比对工程性质和施工性能影响很大，因气候、气温、降雨量等气象

条件对施工期限会产生限制。因此，在多雨地区，适宜采用土质材料使用量较少的型式，从这一点来看，不适合于采用均质填筑坝。

(5) 水库的运用计划

像抽水蓄能电站的调节池那样水位降低速度较大的水坝，考虑到对上游坡面滑移的安全性，一般采用心墙坝或防渗斜墙坝较为有利。

上述填筑坝型式及其应考虑的因素归纳如表 2-9 所示。

表 2-9 填筑坝的类型和应考虑的因素

因素	均匀型	分区型	表面截水墙型
坝高	30m 左右以下	无特殊要求	70m 左右以下
坝身材料	土质材料	土质材料 透水性材料 透水性材料	透水性材料 其他的过渡性材料
坝址地形	—	拱座倾斜度较大时心墙坝有利	拱座倾斜度较大时不利
坝址地质	多为土质地基	多为岩体地基	多为岩体地基
气象	寒冷和多雨地区不利	在寒冷和多雨地区，防渗区较薄的水坝有利	在多雨地区有利
水库运用计划	水位急速降低时不利	当水位急激降低时，斜墙坝不利	水位急激降低时有利

6.1.1 均质填筑坝

均质填筑坝的设计，要使下游坡面不出现浸润线。另外，必要时为了消散坝身内产生的孔隙水压力，必须设置适当的排水沟。

说 明

均质填筑坝因为坝身材料是由难透水性和半透水性的大致均匀的材料所构成的，如果不设置排水沟，浸润线将在下游坡面出现，损害大坝的稳定性。另外，在建设过程中，孔隙水压力不容易消散，有时会时坝身内部积聚很高的孔隙水压力而降低其稳定性。因此，需要在坝身内部设置适当的排水沟。

排水沟的配置因大坝高度、预计的孔隙水压力高低以及渗透流量而异，代表性的配置例示于图 2-54。(1)、(2)多适用于低大坝，(2)还有降低地基内部孔隙水压力的效果。同时，有时(2)也可设计为带状排水沟。

对于高度将近 30m 的水坝，为了降低其浸润线，多采用(3)的型式。同时，也有像(4)的型式那样在(3)的型式中组合有数条水平排水沟的情况。此时，各个排水沟将对消散建设过程中的孔隙水压力发挥作用，上游水平排水沟对水位急速降低时的残留孔隙水压力发挥作用，而下游纵向排水沟则对降低浸润线发挥作用。

排水沟材料的渗透系数至少应为坝身材料的 10~100 倍。另外，在排水沟的材料与坝身之间，应该设计适当的过滤层。

6.1.2 分区型填筑坝

设计分区型填筑坝时要适当地配置防渗区、半透水区 and 透水区，同时应避免使各分区的粒子产生移动现象。

说 明

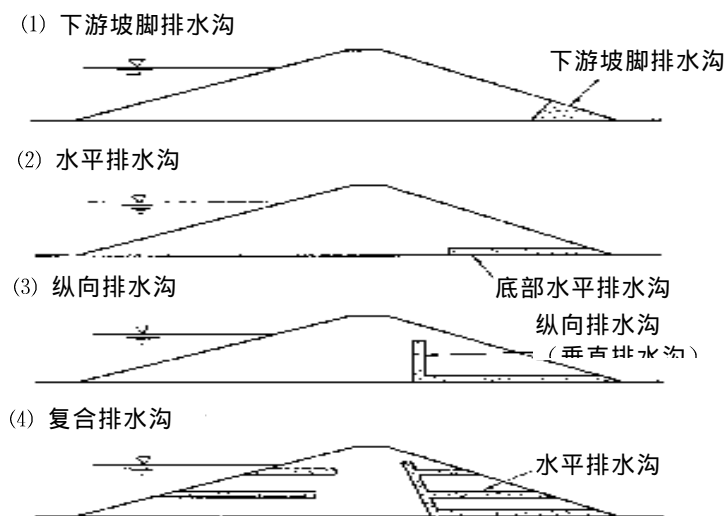


图 2—54 均质填筑坝排水沟的配置

分区型填筑坝一般以防渗区为中心，其两侧配置半透水区，再在其外侧配置透水区。各分区在设计上的注意事项如下所示。

1. 防渗区

一般防渗区使用土质材料。

决定防渗区厚度时，请注意以下几点。

(1) 材料的渗透系数

防渗区所要求的渗透系数标准为 $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下，但考虑到试验方法和试验值的偏差，室内试验中最好在 $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 以下。

(2) 对渗透破坏的抵抗性

充分压实的材料、塑性指数大的材料 ($I_p > 12 \sim 15$ 左右)、相邻区间适当的粒度合适的材料等，均对渗透破坏具有较大的抵抗性。填土面的凹凸较大时以及斜面坡度较陡时，压实的程度往往不够，需要予以注意。

(3) 龟裂

当地基的压缩性不同时，局部出现凹凸时，以及拱座倾斜度较大时，防渗区内有时会发生龟裂。为此，要采用质量良好的材料认真施工，同时对预料会发生龟裂的大坝，应采用适当的措施，如把防渗区稍微加厚等。

(4) 防渗区的厚度

关于防渗区的厚度，根据以往的经验，如果具有水深 30%~50% 的厚度，则认为在相当恶劣的条件下也不会发生安全上的问题。

防渗区的最小宽度由施工条件决定，如表 2—10 所示，多数采用 4~6m。

表 2-10 分区型填筑坝坝身结构示例

水坝名称	业主名称	竣工年	坝高 H (m)	坝顶长度 (m)	坝顶宽度 (m)	防渗区		过滤层最小厚度 (m)		B/H	超高填土 (m)	坡面坡度		备注
						最大宽度 B (m)	最小宽度 (m)	上游	下游			上游	下游	
大雪	北海道开发局	1974	86.5	440.0	12.0	37.32	6.0	4.00 (等厚)	4.00 (等厚)	0.43	2.0	2.65	1.9~2.1	心墙坝
广濑	山梨县	1974	75.0	255.0	10.0	48.7	4.0	3.00	3.00	0.65	1.0	2.5	2.0	"
岩屋	水公团 (中部电力)	1976	127.5	366.0	10.0	42.25	4.0	10.25 (等厚)	9.775	0.33	2.0	2.5	2.0	斜墙坝
寺内	水公团	1977	83.0	420.0	10.0	79.25	5.0	8.00 (等厚)	8.00	0.95	1.5	2.7	2.1	心墙坝
高濑	东京电力	1978	176.0	362.0	14.0	94.0	6.0	2.00 过渡材料	细 2.00 粗 2.00	0.53	3.0	2.6	2.1	"
七仓	东京电力	1978	125.0	340.0	12.0	62.0	6.0	细 3.00 粗 2.00	细 3.00 粗 2.00	0.50	1.5	2.7	2.0	"
濑户	关西电力	1978	110.5	342.8	11.0	37.15	4.0	2.00	2.00	0.34	1.0	2.5	2.0	"
三保	神奈川县	1978	95.0	590.0	15.0	39.25	6.0	3.00	3.00	0.41	2.0	3.4	2.8	斜墙坝
手取川	电源开发	1978	153.0	420.0	12.0	67.5	6.0	6.00 (等厚)	6.00 (等厚)	0.44	4.0	2.6	1.85	心墙坝
漆泽	宫城县	1979	80.0	308.4	10.0	35.0	4.0	5.00 (等厚)	5.00 (等厚)	0.44	1.0	2.8	2.5	"
渔川	北海道开发局	1980	45.5	270.0	10.0	21.4	5.0	4.00 (等厚)	4.00 (等厚)	0.47	1.0	3.2	2.1	"
白川	东北地建	1981	66.0	348.2	10.0	31.0	5.0	2.00	2.00	0.47	1.0	2.5	2.3	"
前川	山形县	1982	50.0	265.5	10.0	24.5	4.5	3.00	3.00	0.49	1.3	3.0	2.40	"
御所	东北地建	1982	52.5	210.0	10.0	23.0	4.0	2.13	2.13	0.44	0.5	3.3	2.5	混合型
十胜	北海道开发局	1984	84.3	443.0	12.0	46.0	6.0	6.00 (等厚)	6.00 (等厚)	0.55	2.0	2.6	2.0	心墙坝
七北田	宫城县	1985	74.0	420.0	10.0	41.0	4.0	1.00	1.00	0.55	1.0	3.0	2.2	"
寺山	栃木县	1985	62.2	260.0	10.0	31.0	4.0	2.00	2.00	0.50	1.5	2.5	2.0	"
奥野	静冈县	1989	63.0	323.0	12.0	34.13	6.0	2.00	2.00	0.55	1.0	3.6	2.2	"
寒河江	东北地建	1990	112.0	510.0	14.0	49.20	5.0	细 5.00 粗 2.50	细 5.00 粗 2.50	0.44	1.5	2.9	2.1	"
奈良俣	水公团	1990	158.0	520.0	14.0	68.92	6.0	12.00 (等厚)	12.00	0.44	2.0	2.7	2.05	"
阿木川	水公团	1990	101.5	362.0	11.0	54.75	4.0	5.00 (等厚)	5.00	0.54	1.5	2.6	2.0	"
七宿	东北地建	1991	90.0	565.0	12.0	45.48	5.0	2.50	2.50	0.51	1.0	2.6	2.0	"
山濑	秋田县	1991	62.0	380.0	10.0	29.7	5.7	3.00	3.00	0.48	1.0	2.9	2.1	"
三国川	北陆地建	1992	119.5	419.5	10.0	51.4	4.0	5.00 (等厚)	5.00	0.43	1.5	2.4	1.9	"
味噌川	水公团	1996	140.0	446.9	12.0	61.0	5.0	2.50	2.50	0.44	2.0	3.0	2.2	"

注：1. 在备注中，心墙坝中包括倾斜缓和的斜墙坝。

2. 坝高 H 和防渗区的最大宽度 B 请参照图 2-55。

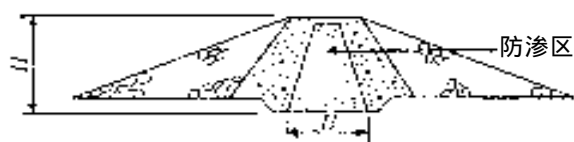


图 2—55 分区型填筑坝

2. 半透水区

半透水区配置在防渗区和透水区之间，起着避开两区材料性质突变的作用。为防止防渗材料流失和排出渗透水而设置的半透水区又称为过滤层。

过滤层的材料必须与所保护材料的粒度相应，达到过滤层有关标准的材料。

一般从施工角度希望采用单层过滤层，但过滤层材料的粒度分布不能达到标准（细粒）时，可设置粗细两层。

根据施工条件和抗震安全性，过滤层的最小厚度多采用表 2—10 所示的 2.0~4.0m。在设计中需要充分考虑到防渗区的渗透破坏、龟裂和抗震安全性，设置过滤层区。

在岩体地基上沿河流方向有断层等软弱层时，或者预料到地基的细粒成分会流失时，也可在透水区的这一部分设置水平过滤层，以防止渗透破坏。

3. 透水区

透水区严重影响坝身对滑移破坏的安全性，应考虑配置岩石、砾石等剪切强度大的材料。特别是在表层和坝顶附近，最好用大颗粒且粒度均匀，较易压实的材料。透水区应具有排水性，能迅速排除防渗区的渗透水、雨水和水库水位急速降低时剩余的孔隙水。

6.1.3 面板防渗斜墙坝

面板防渗斜墙坝的设计，应保证截水墙不能产生损害防渗功能的裂缝。

说 明

这种型式的填筑坝，由填筑坝身、截水墙、隔墙所构成，在只能获得岩石、砾石等良好的透水性材料，而没有适用于截水墙的土质材料时，可采用该型式。截水墙可使用各种材料，但一般多使用钢筋混凝土，最近沥青混凝土也较多。

1. 填筑坝身

填筑坝身的材料最好是采用透水性良好的材料，填土时要铺成薄层夯实，以防产生压缩变形。

采用沥青混凝土截水墙时，要在截水墙背面设置过渡区。这是为了使水压荷载向坝身平均传递，防止回压、冻害和沥青混凝土渗入本体。过渡区材料可采用细粒岩石或砾石，对材料的选择、铺垫和夯实必须十分慎重。

2. 截水墙

沥青混凝土截水墙一般由上层、中层和下层所构成，并应具有所需的抗渗性、挠曲性、强度和耐久性。下层的底部设置底层，底层由 1~2 层的沥青混凝土构成。

此外，为了增大表面的耐久性，应设置保护膜。上层和下层采用致密沥青混凝土以增强其防渗功能，中层采用粗粒沥青混凝土，便于排水。底层采用贫配比沥青混凝土，使其可与本体能够充分紧密接合，同时进行整平等。整体厚度为 30~40cm 左右，一般要浇筑 4~6cm。施工接缝的间隔根据施工机械的种类和能力来决定。

沥青混凝土防渗斜墙坝的实例如表 2-11 所示。

设计钢筋混凝土截水墙，应保证坝身不因不均匀沉降、温度和水压变化而产生裂缝。

只要填筑坝身稳定，截水墙的厚度可以设计为水深的 1%，但大坝的顶端附近，考虑到施工所需的最小厚度和气象条件，应为 30cm 左右。另外，还要设置接缝，以防止坝身下沉和截水墙收缩所造成的裂缝或压曲。

在接缝处插入阻水板以确保抗渗性，同时应充填沥青或其他适当的接缝填充材料。

沥青混凝土截水墙的实例如图 2-56 所示。

3. 隔墙

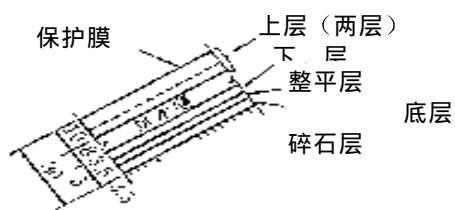
设计隔墙时要保证对来自水压或坝身荷载的安全性，同时，隔墙作为连接岩体和截水墙的构筑物，应设置在良好的岩体上，以免产生不均匀沉降，同时在结构上要保证能够与截水墙紧密接合。

隔墙内部原则上设置检查廊道。检查廊道可与本体填土并行进行帷幕灌浆，在安全管理上预先用管道与截水墙的排水层连接，可测知来自上层的漏水量。隔墙的施工接缝间隙为 10~15m 左右。

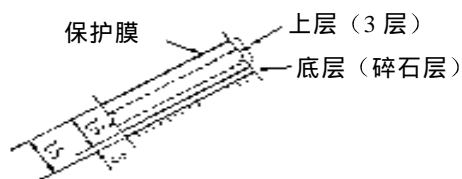
隔墙的实例如图 2-57 所示。

表 2-11 日本沥青混凝土面板防渗斜墙坝之实例

大坝或水库名称	竣工年	坝高(m)	截水墙厚度(m)	截水墙坡度	排水层
大津歧	1968	52	30	1:1.7	有
二仓	1970	37	27	1:2.0	有
东富士	1970	22	24	1:2.5	有
高野山	1971	33	18 23 28	1:1.8	有
深山	1973	75.5	35.5	1:1.9	有
沼原	1973	38	30	1:2.5	有
多多良木	1974	64.5	33	1:1.8	有
双叶	1987	61.4	30.5 40.5	1:1.85	有
八汐	1994	90.5	37	1:2.0	有
万场	正在建设	28.6	26	1:2.7	有



设置中间排水层的例



不设置中间排水层的例

图 2—56 沥青混凝土截水墙的实例 (单位: cm)

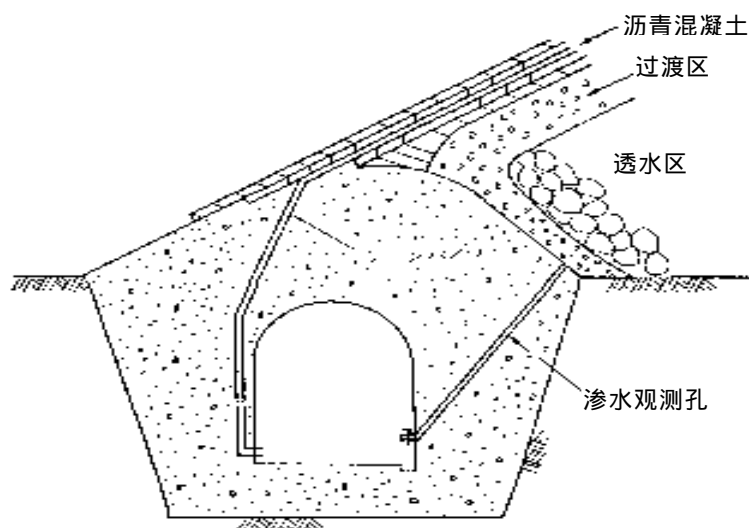


图 2—57 隔墙的实例

6.1.4 混合坝

混合坝的设计, 要充分考虑其接合部分的防渗性能和抗震性能。

说 明

1. 所谓混合坝, 系指因地形、地质条件等将两个以上不同型式的坝结合起来组成的坝, 其典型的代表例就是在溢流段设置混凝土重力坝, 在非溢流段设置填筑坝。大多是在大坝基础的地质条件明显不同, 而且需要大规模溢洪道的情况下采用混合坝。

2. 对于混凝土坝部分与填筑坝部分防渗区的结合面的设计, 尚未确立一定的设计方

法，但从到目前为止的设计、施工实例，可知如下几点。表 2—12 则给出了混合坝接合部的各种要素。

(1) 防渗区与混凝土坝的结合面的坡度，一般应尽可能缓和一些，坡度也要根据坝高来决定，但一般采用比 1: 0.5 更缓的坡度。

(2) 结合面防渗材料的施工与一般拱座部分的施工思路相同，即在混凝土面用凿岩锤砍出粗糙的面，再用富有塑性的高含水量细粒材料粘附上，然后铺设防渗材料，仔细夯实。防渗材料最好使用下沉少而对渗透破坏抵抗性大的材料。

(3) 填筑坝和混凝土坝的振动特性不同，因此在设计接合部时要充分注意抗震性能。为了提高接合部的抗震性能，应使用富有塑性、粒度好的防渗材料，并充分夯实。接合部的高度，从以往的实例看，一般在 50m 以下。

(4) 在混合坝中，包括填筑坝卷入混凝土坝的型式和在填筑坝与混凝土坝之间设置隔离墙的类型。一般隔离墙的设计应根据混凝土重力坝的设计（第 5 节）来进行。

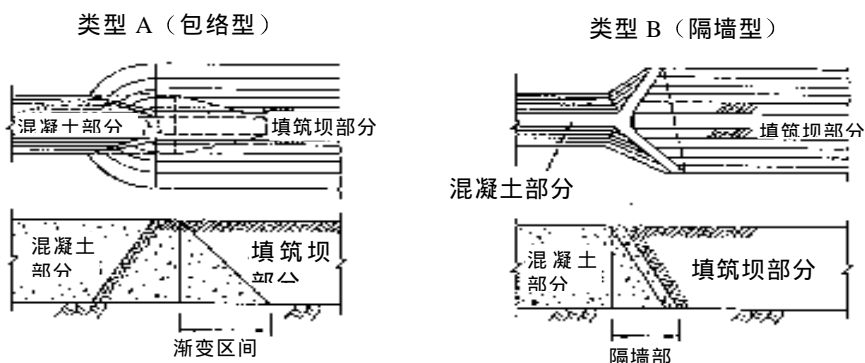
3. 根据以往的实际施工事例，接合部的高度为 50m 以下，但正在建设的大坝也有高 70m 左右的。

表 2—12 建设省所辖混合坝的接合部形状

	大坝名称	竣工年度	类型	接合部高度	纵断面梯度	心墙结合面底边的形状
混合水坝	(左岸) 四十四田	1968	B+A*	12.5m	1:0.5	包住填筑坝的形状
			B	24.0m	1:0.5	包住填筑坝的形状
	御所	1981	B	43.5m	1:0.65	从坝轴正交方向向上游倾斜约 10°
	边野喜	1986	A	35.0m	1:0.65	从坝轴正交方向向上游倾斜 10°
	美利河	1991	A	22.0m	1:0.5	与坝轴正交
	龙门	正在施工	B	31.4m	1:0.7	与坝轴正交
	忠别	正在施工	A	76.0m	1:0.7	从坝轴正交方向向上游倾斜约 3°

注：1. *：A、B 类型如下图所示。

2. 四十四田大坝左岸填筑坝在上游是 B 型，在下游是 A 型。



6.2 坝身材料

6.2.1 坝身材料

要根据使用目的选择使用具有相应性质的坝身材料。

说 明

填筑坝的坝身材料通常使用坝址周围可获取的土质材料、砾石材料、岩石材料等。

均质填筑坝坝身的大部分材料是土质，对分区型填筑坝来说，土质仅作为防渗区材料使用。砾石材料主要用于分区型填筑坝的半透水区，大粒径的砾石有时也用于透水区。

岩石料主要用于分区型填筑坝和防渗斜墙坝的透水区，小粒径岩石料用于半透水区。此外，防渗斜墙坝的防渗材料使用沥青混凝土或混凝土等防渗材料。

所使用的各种材料必须具有相应于其使用目的的力学特性、对渗透破坏的安全性、防渗性能和排水性能等特性。

所用土质材料或开挖废渣等，有的材料特性不固定，不能用作坝身材料，但有时可用作坝身上下游的压边填土。

6.2.2 透水性材料

作为透水性材料，要使用具有所需的剪切强度和排水性能、坚硬而有耐久性、而且在夯实状态下变形小的材料。

说 明

透水性材料采用岩石、开挖废渣、砾石等具有所需排水性能的粗粒材料，主要作用是增强力学稳定性。

透水性材料的剪切强度对坝身的稳定性有很大影响，剪切强度与材质、粒子形状、粒度分布、密度、含水量以及应力应变状态等有关，但一般材料越是坚硬、粒度分布越好、夯实度越强，则材料的剪切强度越大，填土后的变形就越小。

透水性材料要求不能妨碍自由排水，使用施工时被破碎粒度变细的材料、或有风化危险的材料时，在设计上需要采取特别的措施。

在坝身表层附近配置的材料最好是选择粒径大、容易夯实、耐久性好的材料。一般比重大以及单轴压缩强度大且吸水量小的材料耐久性较好。

不同种类的岩石作为透水性材料的适应性归纳如表 2—13 所示。

表 2—13 不同岩石种类作为透水性材料的一般适应性

比较适合的岩石种类	使用时需要注意的岩石种类
深成岩 花岗岩、闪绿岩、辉长岩等	超碱性岩 蛇纹岩等
半深成岩 石英斑岩、玢岩、辉绿岩等	变质岩 片理发达的结晶片岩、片麻岩等
火山岩 流纹岩、安山岩、玄武岩等	火山岩 受温泉作用的岩石、熔岩的自破碎部分
中生代以前的堆积岩 除页岩、泥板岩等层理较密的岩石以外的砂岩、辉绿凝灰岩、石灰岩、燧石等	堆积岩 页岩、泥板岩、新第三纪以后的凝灰岩、新第三纪以后的砂岩、以及隆起珊瑚礁石灰石等

6.2.3 半透水性材料

在半透水性材料中,要使用具有所需的粒度分布、排水性能和剪切强度、容易夯实、而且在夯实状态下变形小的材料。

说 明

半透水性材料采用比透水性材料粒度稍细且没有粘结性的材料,其作用是使防渗区和透水区之间产生渐变,并防止防渗材料渗透破坏等。半透水性材料也称为过渡性材料。

半透水性材料作为过滤层材料使用时,与被保护的材料之间的关系必须满足下述的有关过滤层的标准。另外,河床砾石一般说是较好的过滤层材料。

1. $\frac{\text{过滤层材料的15\%粒径}}{\text{被过滤层保护的材料的15\%粒径}} > 5$
2. $\frac{\text{过滤层材料的15\%粒径}}{\text{被过滤层保护的材料的85\%粒径}} < 5$
3. 过滤层材料的粒度曲线与被保护材料的粒度曲线最好应基本上平行。
4. 过滤层保护的材料含有粗粒材料时,则粒径在 25mm 以下的部分应符合 1.或 2.。
5. 过滤层材料应该没有粘结性,0.074mm 以下的细粒成分含量必须小于 5%。

另外,当被保护材料富有粘结性时,这些条件可以缓和一些。

如果满足上述标准,就可以认为该材料具有足够的排水性能,且对被保护材料渗透破坏的抵抗性也较大。过滤层材料的渗透系数一般为被保护材料渗透系数的 10~100 倍左右比较恰当。

半透水材料的剪切强度、变形性、夯实的难易等与 6.2.2 中所述的相同。

6.2.4 防渗材料

6.2.4.1 土质材料

土质材料应该采用容易夯实,在夯实状态下变形小,具有所需的防渗性能和剪切强度,且不含有有机物等有害物质的材料。

说 明

土质材料使用含有 10% 以上的风化残积土、崩落岩土堆积等的粉砂以下的细粒材料,主要起到防渗作用。

土质材料的渗透系数和剪切强度受土的种类、夯实密度等所影响,当夯实能量相同时,如图 2-58 所示,夯实密度受夯实含水量影响,有一个使干燥密度为最大的含水量(最佳含水量)。一般渗透系数在含水量比最适含水量偏湿 1~2% 时为最小;粘结力在比最适含水量稍稍偏湿时为最大;内部摩擦角在稍稍偏干时为最大。当夯实含水量超过最适含水量时,孔隙水压力将有急剧增大的趋势。

如图 2-59 所示,夯实能增大,同一材料的夯实密度也相应增加,最适含水量减小。此外,将土质材料夯实到最适含水量时,越是细粒材料,剪切强度越小,渗透系数也小。

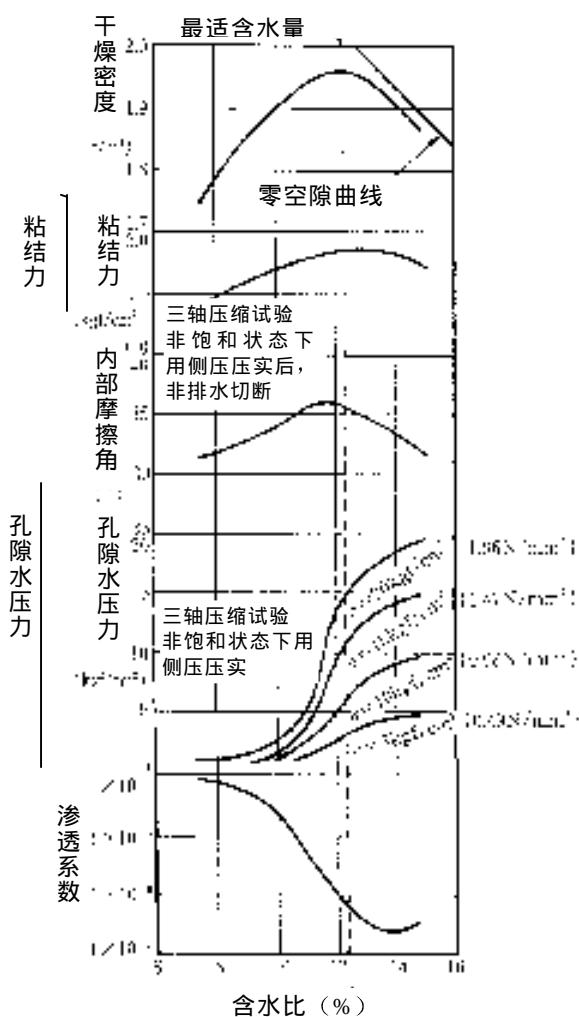


图 2-58 不同含水量下土质材料性质的变化

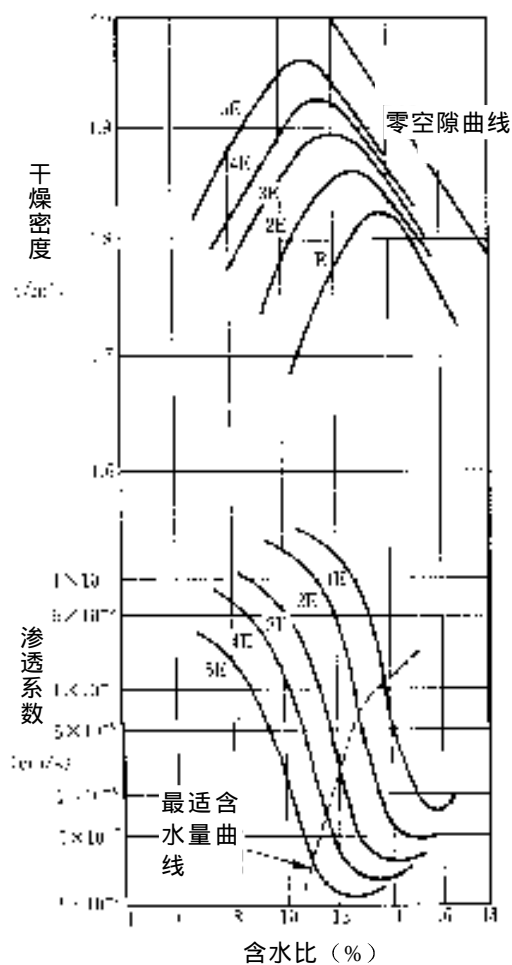


图 2-59 改变夯实能量时的干燥密度、渗透系数—含水量曲线

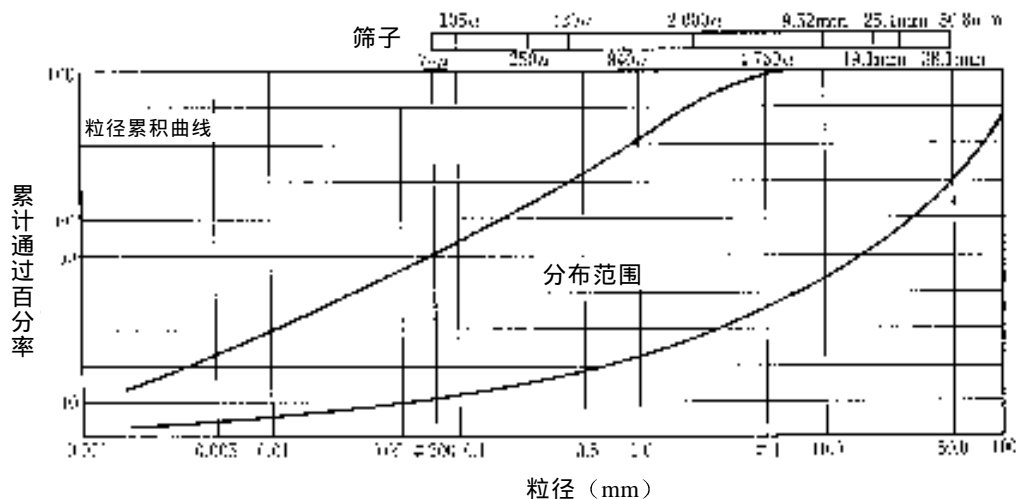


图 2-60 土质材料粒度分布的范围

一般越是含粗粒多的材料越容易夯实，比最适含水量偏湿几个百分点时，夯实较为困难。而越是细粒多的材料变形就越大，夯实越充分，变形才能越小。

土质材料常用的粒度范围如图 2-60 所示。

夯实时含水量比最适含水量稍微偏湿或者塑性指数大的材料，变形量虽较大，但更容易追随变形，所以不太容易发生龟裂。

需要注意的是，土质材料中含有的有机物会发生腐烂，溶出等而使材料内部产生空隙，或因化学变化使材料性质产生变化。含有机物等有害物质的材料不能用作坝身材料。

6.2.4.2 土质材料以外的防渗材料

土质材料以外的防渗材料应采用具有所需防渗性能、强度和耐久性的材料。

说 明

土质以外的防渗材料主要是用于防渗斜墙坝截水墙的沥青混凝土和钢筋混凝土。

1. 沥青混凝土

所谓沥青混凝土是由沥青、骨料和填充料组成的，根据使用目的有时会加入添加物。将沥青混凝土用作截水墙材料时，必须具有所需的防渗性能、排水性能、强度、挠曲性、稳定性和耐久性，而这些性质受组成材料种类和配比的影响，所以必须慎重研究以决定配比。在截水墙表面要铺设由沥青和填充料组成的沥青胶砂保护膜。

沥青一般使用直馏沥青，质量标准是 JIS K 2207 1969。但用于截水墙时，需要考虑水坝地点的气象状况、斜面坡度、施工条件等，进行慎重的研究。

粗骨料采用天然砾石、破碎岩石以及矿渣等；细骨料采用天然砂和碎砂等。其性状应坚硬而有耐久性，具有适当的粒度分布，加热后质量不发生变化，吸水量小，与沥青粘结性能良好，不含有粘土、粉砂和有机物等有害物质。

填充料一般指水泥、石灰石粉末和消石灰粉末，但必须不含垃圾、粉砂及团粒状。

填充料的添加量根据材料的特性和施工性能来决定。

2. 钢筋混凝土

根据混凝土标准规范（土木协会），钢筋混凝土必须具有所需抗渗性、强度和耐久性。

6.2.5 坝身材料的试验

坝身材料原则上要进行试验，以明确其性质。

说 明

表 2-14 所示为对坝身材料应进行的一般性试验。当明确知道材料具有所需的性质时，可以省略这些试验中的一部分。

根据材料的情况，如果仅进行这些试验还不够时，应进行追加试验。

试验方法以 JIS 或有关学会制定的试验为标准，当没有相应的标准时，要采用能够掌握材料性质的适当方法进行试验。

在这种情况下，最好是参考其他试验方法所得到的结果。

试验的主要项目包括如下几种。

1. 土质材料

在土质材料的夯实试验中，材料的各种性质会根据粗粒的含量发生变化时，如图 2-61 所示，需要研究粗粒含量与材料整体性质之间的关系。渗透试验为室内试验，目标是 $1 \times 10^{-6} \sim 10^{-7} \text{cm/s}$ 。

剪切试验原则上采用三轴压缩试验，排水条件则根据非固结非排水试验（UU 试验）或固结非排水试验（ \overline{CU} 试验）来决定。

土质材料一般含最大粒径 10cm 左右的粗粒较多。此时，取最小尺寸为材料整体的 85% 粒径的 5 倍以上的材料，作为试验的试样，有时也对试样的最大粒径达到材料整体的 80% 粒径以上的材料进行试验，将得到的结果视为材料整体的性质。

土质材料室内试验的夯实机构与实际施工时的设备不同，所以最好应进行碾压试验研究它们之间的关系。进行试验时应改变碾压机的种类、摊铺厚度、碾压次数、含水量等，分别观察密度、含水量、渗透系数、下沉量、碾压后粒度的变化等。

2. 粗粒材料（透水性料和半透水性料）

在粗粒材料的夯实试验中，需要注意不同材料因夯实而产生的粒度变化，特别是用作过滤层的材料，由于其与土质材料的关系，粒度组成是一个重要的因素。

此外，粗粒料最好有高耐久性，耐久性可由比重、吸水量、单轴压缩强度和冻结融解等试验结果推测出来。通常比重、压缩强度小而吸水量大的材料，其耐久性较差。

粗粒料剪切试验一般用大型三轴压缩试验（直径 30cm 以上）。这时试样的最大粒径为试样直径的 $1/5 \sim 1/6$ 。剪切强度受材料的压实度、粒度分布、风干和饱和下的试样状态、试验时的侧压范围等条件影响，所以必须将这些因素适当组合起来进行试验。其中，对压实度最好取两、三个密度条件，对侧压最好应根据水坝的高度，取五种以上的条件进行试验。

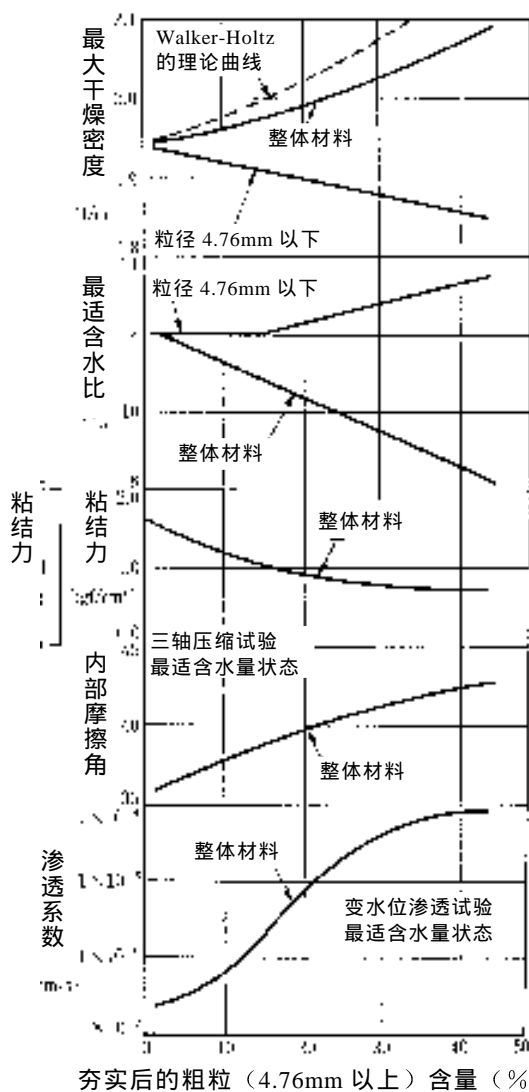


图 2-61 土质材料的粗粒（4.76mm 以上）含量引起的性质变化

表 2-14 填筑坝的材料试验一览表

	第 I 期 调查、选择材料		第 II 期 确定设计和施工计划	
	土质材料	粗粒材料	土质材料	粗粒材料
无论何 种材料 都必须 进行的 试验	粒度 含水量 比重 稠度 夯实 (标准) 透水 (标准)	粒度 比重和吸水量 单轴压缩强度	粒度 含水量 比重 稠度 夯实 (能量变化) 透水 (能量变化) 剪切 (\overline{CU} 饱和) 现场取土和填土	粒度 比重和吸水量 大型剪切 (CD 不饱和) 夯实
根据需 要进 行的 试验	夯实 (能量变化) 透水 (能量变化) 有机物含量 水溶性成分含量 吸水膨胀 固结 剪切	耐久性 有机物含量	大型夯实 (能量变化) 大型透水 (能量变化) 剪切 (UU 不饱和) 固结 剪切 (\overline{CU} 不饱和)	单轴压缩强度 大型剪切 (\overline{CU} 、CD 饱和) 现场取土和填土 耐久性 大型透水

另外，试样的粒度应该与实际所使用的材料相似。但是，使用相似粒度的试样时，如果出现由于细粒多而剪切面产生孔隙水压力，影响到试验进行时，有时也只限制最大粒径。试验原则上采用排水性大的材料，通过固结排水试验（CD 试验）来进行。

对于含有细粒、透水性小的材料，有时要使试样饱和并进行固结非排水试验（ \overline{CU} 试验）。粗粒材料的压实度可通过适当组合粒度、夯实能量等的室内试验来决定，并由填土试验加以确认。

一般透水性材料的排水性出现问题的情况较少，但当粉砂含量在几个百分点以上时，或者容易变成破碎的细粒时，渗透系数将变小，自由排水有可能受到阻碍。如果采用这种材料，必须预先进行填土试验，或采用大型试样进行渗透试验而推测其透水性。

3. 土质材料以外的防渗材料的试验

(1) 沥青混凝土

沥青混凝土试验包括针对沥青和针对沥青混凝土的试验。针对沥青的试验要对质量符合 JIS K 2207 的沥青进行针状度、比重、软化点等的试验以确认其性质。针对骨料的试验包括粒度、比重、单轴压缩强度、吸水量等。

此外，在沥青混凝土中混合有填充料，因此需要分别进行试验以确认其性质。

沥青混凝土试验包括密度、稳定性、透水性、强度、变形性、挠曲性和耐久性等。

(2) 钢筋混凝土

钢筋混凝土根据 JIS 进行质量试验，但如因使用条件而所需性质不同时，需要增加必要的试验。

6.3 坝身的设计

6.3.1 对滑移破坏的安全性

设计坝身和地基的设计，必须确保对滑移破坏的安全性。研究滑移破坏时，原则上视为圆弧滑移进行处理，安全系数要在 1.2 以上。

说 明

1. 设计载荷

在研究对坝身和地基滑移破坏的安全性时，所考虑的载荷包括自重、静水压、孔隙水压力和地震时的惯性力。

(1) 自重

均质填筑坝和分区型填筑坝，在研究其刚建成后的稳定性时要使用湿润重量。当研究正常蓄满水位、超高水位、设计洪水位和中间水位时的稳定性时，在坝身浸润线以上的部分采用湿润重量，浸润线以下的部分采用饱和重量。当水位急速降低时，防渗区水位降低前的浸润线以上部分采用湿润重量，以下部分采用饱和重量。而对透水区，水位降低后的浸润线以上部分采用湿润重量，以下部分采用饱和重量。对于防渗斜墙坝，对防渗区采用截水墙的重量，对其他材料则采用湿润重量。

(2) 静水压

用薄层法进行稳定计算时，水压将为外力垂直作用于薄层的滑移面和侧面，此时，作用于坝身内的水压是孔隙水压力，作用于坝身表面的水压是水重，也括薄层自重。

(3) 孔隙水压力

在采用薄层法的计算中，孔隙水压力是垂直作用于薄层侧面和滑移面的，在研究刚建成后的稳定性时，应考虑施工过程中的孔隙水压力，对正常蓄满水位、中间水位、超高水位和设计洪水位，应考虑蓄水渗透造成的孔隙水压力，而对于水位的急速降低，应考虑残留孔隙水压力。

刚建成的孔隙水压力根据下一条 2.设计值确定。正常蓄满水位、超高水位、设计洪水位、中间水位和水位急速降低时的孔隙水压力，根据本章 6.3.2 规定的方法确定。

(4) 地震时的惯性力

地震时的惯性力为自重乘以坝身设计地震系数的值，水平方向设为均匀作用，设计地震系数根据本章 3.5.5 和表 2—6 确定。

(5) 其他

地震时所作用的动水压力作为外力是比较小的，同时泥压对于此时的安全性来说又是好的作用，所以均可不予考虑。

2. 设计值

研究安全性时，要确定密度、剪切强度、孔隙水压力和渗透系数等设计值。坝身材料和基础的性质多种多样，即使是同一类材料也缺乏一致性，而且因设计和施工条件或气象条件，其性质也会发生很大变化。因此，必须考虑到这些条件，进行本章 6.2.5 所

规定的试验，根据不同试验结果的偏差和材料的不一致性等留出余量，决定设计值。

(1) 粗粒材料（透水性材料和半透水性材料）

粗粒材料密度的设计值根据室内固结试验结果来决定，并通过填土试验加以确认。

剪切强度的设计值原则上要进行大型三轴压缩试验，来决定与设计密度相对应的值，根据至今为止的实例，内部摩擦角的设计值为 $35\sim 43^\circ$ 左右。有时会采用试验结果中的表观粘附力成分，但对粗粒材料的粘附力成分，在设计上不予考虑。

一般如果渗透系数达到 $1\times 10^{-3}\text{cm/s}$ 以下，在水位急速降低时会剩余孔隙水压力，所以需要根据渗流分析来评价剩余孔隙水压力。

(2) 土质材料

一般土质材料密度的设计值，先通过固结试验和填土试验确定固结能，再取由固结能算出最大干燥密度的 $90\sim 98\%$ ，有时也根据 JIS 第 1 法的能量确定最大干燥密度。另外，密度还可以由材料整体的比重、含水量和间隙比求出。

剪切强度的设计值，相应于施工含水量下所固结的密度，以剪切强度的下限值为标准决定。

对于分区型填筑坝，土质材料剪切强度的设计值对安全的影响较小，但相反，对防渗区的宽度较大的心墙坝、极端的斜墙坝和均质填筑坝，土质材料的剪切强度对滑移破坏来说，却是重要的因素。

对于稳定性，原则上采用有效应力法进行分析，设计值通过 \overline{CU} 试验求取。在这种情况下，需要推算出坝身的孔隙水压力。对正常蓄满水位和水位急速降低时的孔隙水压力，应按本章 6.3.2 规定的方法求取。

通过试验求取刚建成后的孔隙水压力时采取下述方法。

- ① 在固结非排水条件下进行三轴压缩试验，直接测定的方法（ \overline{CU} 试验）。
- ② 进行固结试验由如下的 Hilf 公式求取的方法。

$$U = \frac{F_a \Delta}{V_a + hV_w - \Delta}$$

式中， U ：孔隙水压力

F_a ：大气压

Δ ：固结量对原容积的百分比

V_a ：固结后间隙内自由空气容积对原容积的百分比

h ：空气在水中的溶解度（为亨利常数， 20°C 下为 0.0198）

V_w ：固结后孔隙水容积对原容积的百分比

在用①、②两法计算时，要考虑坝身内的位置、施工后的经过时间、填土速度、防渗区的宽度等将得到的孔隙水压力适当减少后作为设计值。

如果不进行试验，则多通过滑移面的荷载重量推算，此时的孔隙水压力取荷载重量的 $20\sim 100\%$ 的值。

渗透系数的设计值一般在 $1\times 10^{-5}\text{cm/s}$ 以下，当不能确保这一数值时，要对渗透系

数在 $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下的土质材料进行改良，或者在设计上采取特殊措施。

也可以通过总应力法讨论稳定性。所谓总应力法就是不通过孔隙水压力而通过剪切试验由总应力确定剪切强度的方法，这时的剪切试验一般采用三轴压缩试验，在非固结非排水条件（UU 条件）下进行。试验值因材料的性质和含水量等变化很大，所以在设定设计值时要进行慎重的研究。

3. 稳定计算

研究坝身和地基对滑移破坏的稳定性，原则上应采用圆弧滑移面的薄层法，在表 2—15(1)~(6)的所有条件下进行。

安全系数用下式表示，必须确保在 1.2 以上。

$$n = \frac{\sum \{cl + (N - U - N_e) \tan f\}}{\sum (T + T_e)}$$

式中， N ：作用于各薄层滑移面上载荷的垂直分力

T ：作用于各薄层滑移面上载荷的切线分力

U ：作用于各薄层滑移面上的孔隙水压力

N_e ：作用于各薄层滑移面上地震时惯性力的垂直分力

T_e ：作用于各薄层滑移面上地震时惯性力的切线分力

ϕ ：作用于各薄层滑移面上材料的内部摩擦角

c ：各薄层滑移面上材料的粘附力

l ：各薄层滑移面的长度

其中， N 、 T 、 N_e 、 T_e 、 U 分别用下面的公式表示，式中符号的定义如下所示。

γ_w ：水的单位重量

γ_t ：材料的湿润重量

γ_{sat} ：材料的饱和重量

γ_{sub} ：材料的水中重量

k ：坝身震度

u ：单位长度的孔隙水压力

表 2—15 稳定计算的条件

条件	计算对象的坡面	坝身震度	水位	孔隙水压力
(1)正常蓄满水位时	上下游	100%	正常蓄满水位	恒定渗透压
(2)刚建成后	上下游	50%		施工时残存的孔隙水压力
(3)中间水位时 ^{注)}	上游	100%	正常蓄满水位和最低水位之间的水位	恒定渗透压
(4)超高水位时	上下游	50%	超高水位	恒定渗透压
(5)设计洪水时	上下游	0%	设计洪水位	恒定渗透压
(6)水位急速降低时				
a)日常水库运用中会出现水位急速降低的水库	上游	100%	正常蓄满水位→最低水位	剩余孔隙水压力
b)其他的水库	上游	50%	超高水位→洪水期限制水位 正常蓄满水位→最低水位	剩余孔隙水压力

注) 正常满水位和最低水位之间的水位中，最危险时的水位。

(1) 水库空时 (图 2-62)

$$N = W \cos \theta = bh \gamma_t \cos \theta$$

$$N_e = kW \sin \theta = kbh \gamma_t \sin \theta$$

$$U = ul$$

$$T = W \sin \theta = bh \gamma_t \sin \theta$$

$$T_e = kW \cos \theta = kbh \gamma_t \cos \theta$$

(2) 蓄满时 (静水压分布的情况下) (图 2-63)

$$N = W \cos \theta + \Delta E \sin \theta$$

$$= (W_s + W_w) \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta$$

$$= (\gamma_{sat} h_s + \gamma_w h_w) b \cos \theta + \gamma_w h b \sin^2 \theta / \cos \theta$$

$$= \gamma_{sub} \cdot h_s b \cos \theta + \gamma_w h b / \cos \theta$$

$$N_e = k W_s \sin \theta$$

$$= k \gamma_{sat} h_s b \sin \theta$$

$$U = ul = \gamma_w h b / \cos \theta$$

$$T = W \sin \theta - \Delta E \cos \theta$$

$$= (W_s + W_w) \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta$$

$$= (h_s \gamma_{sat} + h_w \gamma_w) b \sin \theta - \gamma_w h b \sin \theta$$

$$= b h_s \gamma_{sub} \sin \theta$$

$$T_e = k W_s \cos \theta$$

$$= k h_s \gamma_{sat} b \cos \theta$$

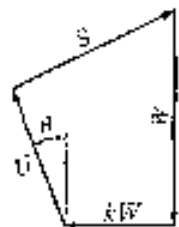
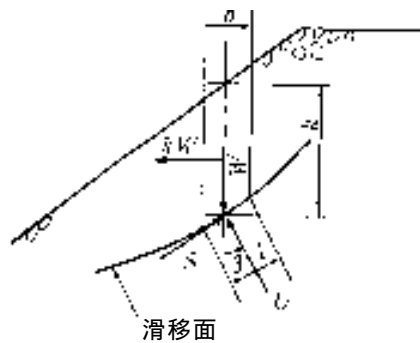


图 2-62 薄层法求取载荷 (水库空时)

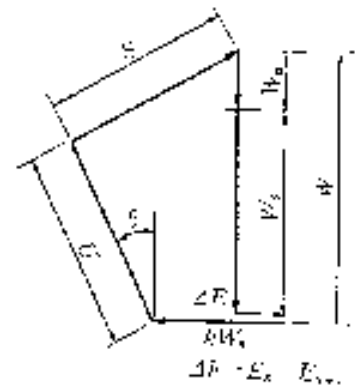
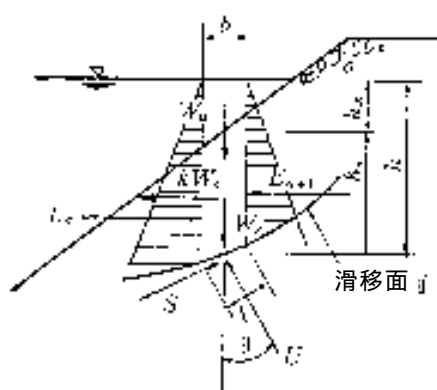


图 2-63 薄层法求取载荷 (满水时)

① 渗流遵从下述的 Darcy 法则。

$$Q=kiA$$

Q : 渗流量

A : 断面面积

i : 水力比降

k : 渗透系数

② 坝身和地基为非压缩性的，具有规定的透水性。

③ 坝身和地基的饱和度不变，即对任意的要素，进流量和出流量是一致的。

下面说明渗流分析的主要方法。

(1) 图解法

其他的方法分析起来都比较麻烦，而本法如熟练的话，做起来很简单，而且也可以得到一定程度的精确度，所以常常使用。

① 流网

流网由两个曲线群组成，一个是图 2—65 所示的流动方向的线，称流线；另一个是连接压力和位置水头势能相等点的连线，称等势线。一般有无数等势线和流线，为方便起见，选择其中几组作为流网，使该流网形成近似正方形的形状。流网性质如下。

- (a) 流过各流线的渗透水量经常相等。
- (b) 相邻的等势线之间的水头损失恒定。
- (c) 流速和水力梯度与流网的间隔成反比。

描画流网时一般采用 Forchheimer 的图解法。这个方法是观察类似的流网，先进行粗描，形状应像抛物线或圆，同时一边注意整体的平衡一边进行修正，直至描出完整的流网。此时，要利用流网的如下性质。

- (a) 流线和等势线相互正交。
- (b) 相邻的势能线之间的水头差相等。(Δh)
- (c) 与浸润线和不透水层的边界线为流线。
- (d) 在坝身和地基，流入面为等势线。

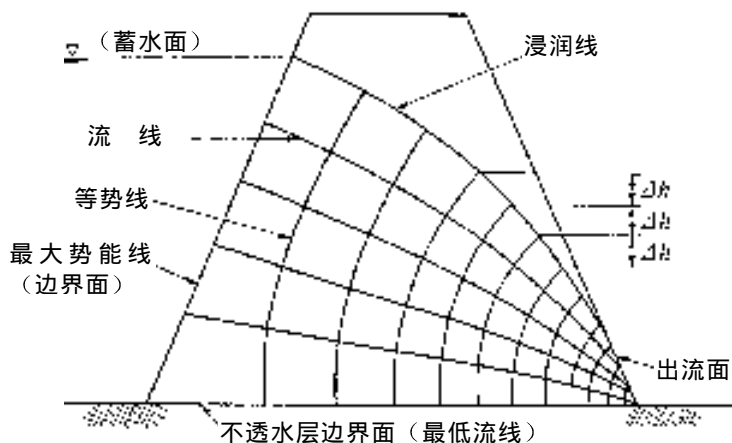


图 2—65 流网

② 浸润线

所谓浸润线系指坝身内渗流的自由水面。

假定浸润线为抛物线描画时,一般采用 A. Casagrande 方法。浸润线的基本形状可由下式表示。

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

图解法本来是以恒定渗流为前提下的一种解法,有时也可以近似地扩展到非恒定渗流的分析中。

坝身和基础多具有各向异性,一般水平方向的渗透系数 (K_h) 比垂直方向的渗透系数 (K_v) 大,在这种情况下,可对将水坝水平方向的尺寸缩小 $\sqrt{K_v / K_h}$ 倍后的变形面积描画流网,再将其扩大到原形后使用。

(2) 模型实验的方法

图解法比较困难时,或者在特殊目的的情况下,也可以通过模型实验进行分析。模型实验有砂型法、Hele-Shaw 模型法、电气相似模型法、网格模型法等,各有其特点,要根据它们的特点选择适当的方法。

(3) 数值分析方法

数值分析法主要采用差分法和有限元法。差分法是将渗流的方程式(Laplace 方程式)变换为差分方程式,然后再进行数值计算。这种方法也可适用于非恒定渗流。

最近采用有限元法进行分析的实例较多,这一方法也适用于非恒定渗流,而且可以考虑各向异性和复杂的边界条件,进行三维解析,但一般多作为二维问题进行处理。

2. 渗透破坏的研究

坝身和基础并不要求把漏水完全堵死,而是要将漏水量控制到容许限度之内,因此需要预先研究渗透水压、水力比降等,采取预防流沙、涌砂、管涌等渗透破坏的措施。渗透水压即渗透水作用于粒子的力,可用下式表示。

$$P = ir_w (i = \Delta h / l)$$

Δh : 进水段和出流段的水头差

l : 进水段和出流段之间的距离

r_w : 水的单位体积重量

i : 水力比降

因此,水力比降大时,渗透破坏的危险性将增加,需要慎重对待。渗透破坏往往产生于坝身材料或地基的不均匀部分和裂缝部分、以及坝身和地基岩体的接触面,在设计和施工时应采取对应措施。

渗透破坏的理论上的处理比较困难,可参考下面的研究方法。

(1) 极限流速的方法 (Justin 方法)

Justin 方法中,对土粒子的直径求出其渗透流速的极限值,认为粒子超过其极限值

时将会移动而产生管涌现象。这时的流速称为极限流速，可用下式表示。

$$V = \sqrt{\frac{W_g}{Ar_w}}$$

式中， W ：土粒子在水中的重量 (gf) {mN}

A ：粒子接受水流的面积 (cm²)

r_w ：水的单位体积重量 (gf/cm³) {mN/cm³}

g ：重力加速度 (cm/s²)

由上式所求得的粒径与极限流速的关系示于表 2—16。

表 2—16 极限流速和粒径的关系

粒径(mm)	极限流速(cm/s)
4.0~4.8	20.0
2.8~3.4	17.0
1.0~1.2	10.0
0.7~0.85	8.5
0.4~0.7	7.0
0.25~0.5	4.2
0.11~0.25	3.5
0.075~0.11	2.5
0.044~0.075	2.0

天然土粒子是由各种粒径的粒子混合而成的，因此这一方法存在着难以确定粒径标准等问题。

对土粒子直径 d 与该土粒子移动而发生管涌时的渗透实际流速、即极限流速的关系已经进行了大量的研究，图 2—66 总结了这些研究的成果。由图可知，不同的试验或分析条件下所得到的同一粒径的极限流速大不相同。同时因为天然土粒子是由各种粒径的粒子混合而成的，存在着难以确定粒径的标准等问题，所以在应用过去的研究成果时，应充分考虑试验及分析条件，并留有充分的余地。

(2) 极限水力比降的方法

水在静止时作用于土粒子的水压只有孔隙水压力，但在流动时土粒子还受到渗透水压的作用。这就是说，水力比降超过一定限度时，渗透水压将超过作用于土粒子之间的抵抗力而使土粒子移动。此时的水力比降就称为极限水力梯度。

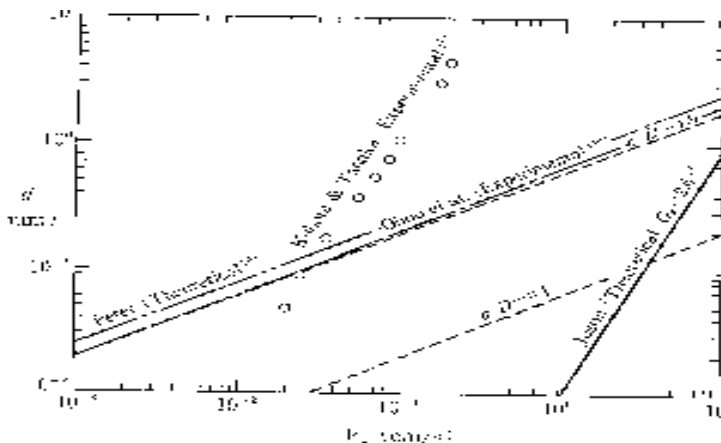


图 2—66 砂或砂质土的实际极限流速

Terzaghi 提出在接受向上的渗透水力时, 极限水力梯度可用下式表示。

$$i_c = r'/r_w = (1-n)(G_s-1) = \frac{G_s-1}{1+e}$$

式中, r' : 土在水中的单位体积重量

n : 土的间隙率

e : 土的间隙比

G_s : 土粒子的比重

r_w : 水的单位体积重量

土粒子间的抵抗力因土粒子的粘附力和啮合状态而异, 定性地说, 土的塑性指数越大则抵抗力越大, 塑性指数越小则抵抗力也就越小。没有粘附力的细粒土, 其极限水力梯度约为 0.5~0.8。

根据过去的研究成果来评价对象地基、坝身的极限流速和极限水力梯度, 很难得到较高的精度, 为此, 必要时要采用未扰动试样或再构成试样进行管涌试验, 求出极限流速和极限水力梯度。但是, 即使这样, 也必须充分注意试验结果的偏差。

为了增加坝身对渗透破坏的抵抗力, 应在极力控制渗透水的同时, 使一旦渗透进来的水安全地排出到坝身以外。因此, 应该采用透水性小、对渗透破坏抵抗力强的防渗材料; 扩大防渗区的宽度以延长渗透路径的长度; 使防渗区充分固结; 设置粒度适当的宽过滤层; 并设计上保证不产生龟裂和下沉等。对地基应采取的对策已在本章 4.5 中作了说明。

特别是坝身与基础或与构筑物的接触面附近, 是填筑坝结构上的弱点, 特别要对管涌慎重考虑。为此, 应采用对抗管涌性强的富有塑性的细粒材料, 并仔细进行压实。

渗水量受坝身和地基的性质、坝型、规模所左右, 容许漏水量无法一概而论, 但最好将渗水量尽可能控制得小一些。坝身的单位宽度漏水量可由下式计算。

① 由流网求取

$$q = k \frac{N_f}{N_p} h$$

式中, N_f : 流线的分割数

N_p : 势能线的分割数

h : 总水头

k : 渗透系数

② 由计算求取

$$0 < a < 30^\circ, q = k \sin^2 a (\sqrt{d^2 + h^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 a})$$

$$30^\circ \leq a < 180^\circ, q = k \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

式中, d : 图 2-67 中的 $\overline{B_1'A}$

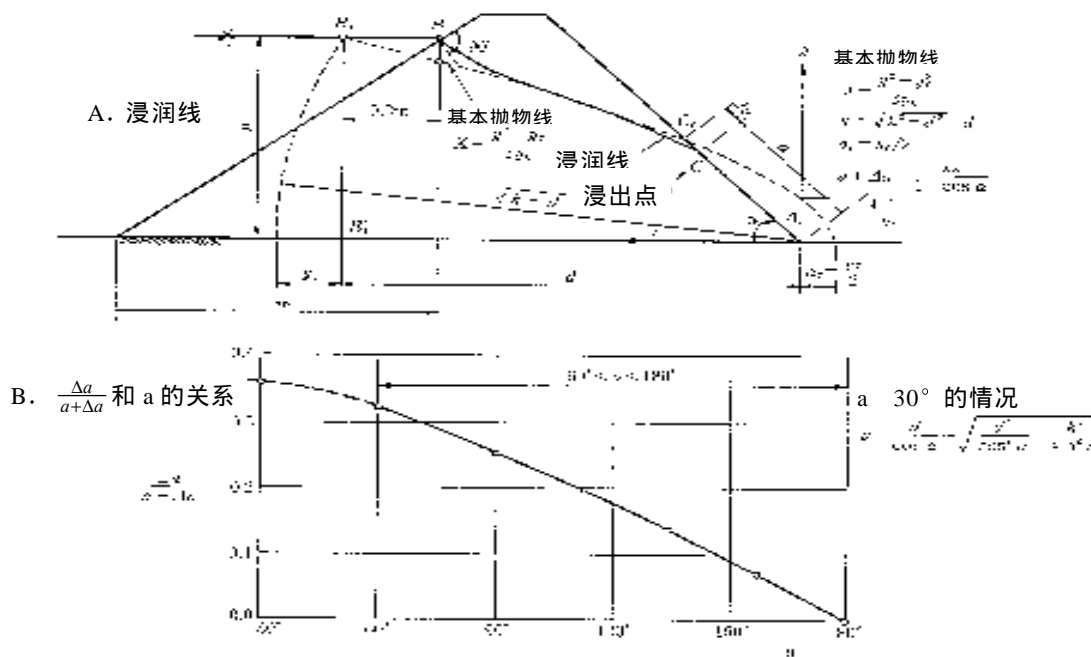


图 2-67 浸润线的描画方法

(参考 2.11) 填筑坝的动态性状

设计时要确保坝身和地基在发生地震时具有所需的安全性。

发生地震时，填筑坝所受到的损害包括坝身的滑移、下沉、龟裂、坡面鼓出以及由于地基或坝身的液化破坏而造成的损害等。另外，由于水力设施遭到损坏，还会使填筑坝的坝身发生管涌。因此，在设计填筑坝时，必须采取抗震措施，避免发生上述损害。

研究发生地震时坝身稳定性的方法大体可分为①地震系数法、②修正地震系数法、③动态分析法（经时响应分析法）等三种。

高度为 100m 以下的分区型填筑坝和均质填筑坝，应采用修正地震系数法以确认其稳定性，防渗斜墙坝也可以采用此法。高度在 100m 左右以上的大坝或特殊设计的大坝，应采用动态分析法或通过振动模型实验来评价其稳定性。

1. 防止液化破坏的措施

地基为砂质时，需要采取防止地震时液化破坏的措施。N 值为 15 以下，均等系数为 6 以下且平均粒径 (D_{50}) 为 0.074~2mm 时，发生地震时可能会引起液化破坏，除了通过实验证明不可能发生液化之外，还需要再次研究坝址位置，或将砂质地盘挖掘除去。

另外，当坝身材料在上述粒度范围内时，如果固结不充分，也可能引起液化，所以必须充分压实。对分区型填筑坝，在分区时应考虑到避免液化的发生。

2. 细部设计

(1) 避免变形性的不连续

一般刚性明显不同的材料相连接的结构，由于发生地震时其变形性也不同，变形能力小的材料容易发生龟裂。因此，以混凝土墙作中央截水墙的填筑坝，混凝土墙和填筑坝在发生地震时变形量不同，抗震效果差。分区型填筑坝，从透水区到防渗区之间，应

设置过渡区，使变形性逐渐变化，以提高抗震效果。

此外，不要在坝内埋设泄水管等，岩体内设置检查廊道等构筑物时应尽量减少突起。

(2) 强化坝顶部分

填筑坝的坝顶部分，上面荷载少，地震时最容易发生龟裂。在过去曾经发生过大规模地震的地区建设填筑坝时，应加大坝顶宽度，同时充分固结，提高其抗震性能。

(3) 强化表层部分

表层（10~15m）要配置坚硬而啮合好的材料，坚固压实，增加地震时表层对滑移的安全性，同时要坡面保护和在表层附近配置适当的材料。

(4) 选择材料

选择塑性防渗材料和适当的半透水材料（粒度适当的半透水材料相组合）可增加对管涌的安全性，间接提高抗震性能。

3. 修正地震系数法

目前所使用的地震系数法是把地基的地震振动同样地加到坝身上，从力的平衡来判断安全性的方法，根据这一方法设计的水坝，没有发生过因地震而遭受很大的损害的情况，所以从经验上已证明了它的有效性。

但是，近年来，随着在大坝的地基和坝身进行的地震观测、模型振动实验等数据的积累，又有了新的了解，如搞清了坝身的摇动方式与基础不同；即使遭受超过设计地震系数的加速度也不会发生多大的变形等。

在这种情况下，结合对在建填筑坝抗震性能的评价结果和有关抗震设计的技术见解，考虑到观测到的地震振动和坝身的响应特性，制定了“填筑坝抗震设计指南（草案）”，提出了规定地震载荷的修正地震系数法。

该修正地震系数法中提出，作用于坝身的地震力为滑移土块的重量乘以地基的设计地震系数（ k_H ）和图 2-68 所示的坝身震力系数。

另外，设计所用的剪切强度，对粗粒材料，考虑到内部摩擦角对约束压的依存性，要通过三轴压缩试验适当决定。

高度在 100m 以下的填筑坝，关于材料的物理特性值和实际地震时的现象的经验积累较多，而 100m 以上的填筑坝，坝身的固有周期变长，考虑到岩体在遭受地震加速度时的频率特性，上述指南（草案）所给出的地震力有可能减少等，目前图 2-68 的适用范围只限于 100m 以下的填筑坝。

4. 动态分析

动态分析和振动模型实验是更加忠实地再现填筑坝在地震时的表象的方法。动态分析尚处于研究阶段，还不能充分定量地判断水坝的抗震性能，多数情况下，是在设计高坝和特殊结构的水坝时，作为现行设计方法的辅助手段来使用。在进行动态分析时，需要充分考虑(1)地震振动的特性，(2)材料的物理特性，(3)分析方法，(4)分析结果的评价。振动模型实验要严格满足相似规则是比较困难的，但可用来定性地了解破坏等的性状。

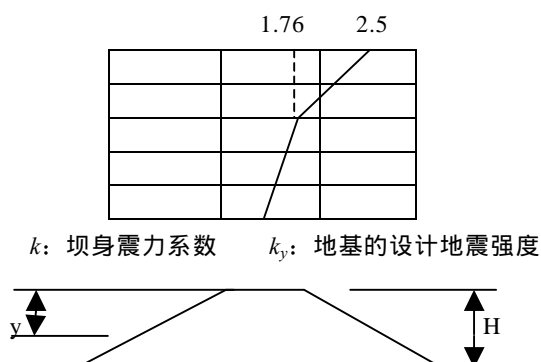


图 2-68 坝身震力系数

6.3.3 坡面坡度

在设计坝身上下游面的坡面坡度时，要考虑坝的类型、坝身材料、地基、蓄水水位、抗震性能、施工条件等，使其具有所需的安全性。

说 明

确定坡面坡度时要保证本章 6.3.1 所规定的安全系数，一般要考虑以下几个方面。

1. 均质填筑坝

均质填筑坝的材料一般为较细的细粒材料，其剪切强度低，产生的孔隙水压力也大，坡面坡度比其他型式的水坝要缓。

在土质地基上构筑均质填筑坝时，应注意坡面坡度在很大程度上将取决于地基的性质和软弱层的分布。

上游的坡面坡度因坝身材料的性质、蓄水水位的变动范围、水位降低速度等而异，一般比下游坡面坡度缓。下游坡面坡度可以通过有效地配置排水沟，以减弱孔隙水压力，从而降低浸润线，在这种情况下坡面坡度可以陡一些。

大坝较高时，坡面坡度应趋缓，一般上游坡面为 1: 3.0~1: 4.5，下游坡面为 1: 2.0~1: 3.5 左右。

2. 分区型填筑坝

关于上游坡面坡度，对斜墙坝来说，剪切强度小的防渗区距上游坡面近，所以坡面较缓。

心墙坝或接近心墙坝的斜墙坝，受防渗区的影响小，透水区的剪切强度是关键因素，可以比斜墙坝坡面坡度陡一些。

蓄水位变动大、且水位降低速度也比较大的水坝，透水区的材料为细粒材料、且排水性较差时，一般上游坡面坡度较缓。

对于下游坡面坡度来说，斜墙坝和防渗区比较薄的心墙坝处于同等条件，一般上游坡面坡度为 1: 2.5~1: 4.0，下游坡面坡度为 1: 2.0~1: 3.5 左右。

3. 防渗斜墙坝

防渗斜墙坝，其上游坡面坡度因水压的作用属于安全因素，同时坝体内不产生孔隙水压力，一般可以设计得较陡。当为沥青混凝土截水墙时，坡面坡度多由施工条件来决定，一般为 1: 1.7~1: 2.0 左右。但是，当坝身材料的剪切强度较小时，应根据材料的性质设计得缓一些。

对于钢筋混凝土防渗斜墙坝，当截水墙的背面设置有毛石砌体层时可以陡一些。

下游坡面坡度的设计条件与分区型水坝相同。

6.3.4 坝顶宽度

设计坝顶宽度时，要考虑到施工所需要的宽度以及建成后的使用目的等因素。

说 明

坝顶宽度根据施工所需要的宽度以及建成后的使用目的等因素来决定，但考虑到坝身的安全性，应留有余量。施工例如表 2-10 所示，低坝为 6~9m，高坝为 10~15m 的实例较多。

坝顶附近的标准结构如图 2-69 所示。防渗区顶部应超过非溢流段的高度，并用过滤层保护，同时为了防止波浪侵蚀，要设置由岩片和砂石充分压实而成的坝顶保护层。另外，当坝顶部分兼作一般道路使用时，要在坝顶保护层上面铺设路基。

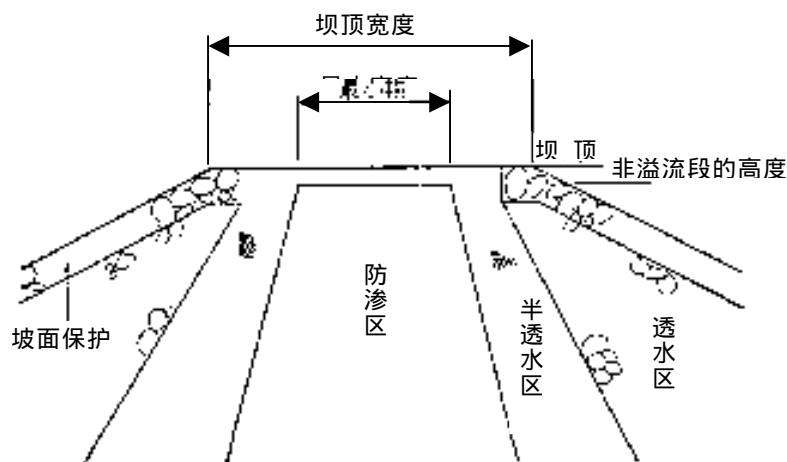


图 2-69 坝顶附近标准图

6.3.5 超高填土

坝身的超高填土高度，要考虑坝身和地基的下沉等因素确定。

说 明

在进行坝身施工时，为了使水坝建成后，即使坝身和地基因自重、水压或地震等因素下沉也能确保所需的断面，要进行超高填土。

超高填土的形状，由坝轴方向的曲线或直线组合而成，中央部分稍高。在横断面方向，原则上利用坡面坡度加以修正，使坝址附近的位置与超高填土顶部的坡肩相连接。

坝顶部分的超高填土高度要在坝身建成后预计的下沉量以上，下沉量因地基的地质、

坝高、坝身材料的性质、施工方法等而异。粒度分布较好、含有大粒径的材料充分压实的情况下，坝身建成后的下沉量一般为 1% 以下。因此，坝顶部分的超高填土高度，一般为坝高的 1.0~2.0%，以细粒材料为主的坝，则为 3.0~5.0%。

6.3.6 坡面保护

为了防止坝身的侵蚀和风化，坝身的上下游坡面要采取适当的坡面保护措施。

说 明

坝身的上下游坡面要受到波浪、风、雨、气温变化、蓄水水位变动等的侵蚀作用和风化作用，为了防止侵蚀，必须采取坡面保护措施。

防渗斜墙坝以外的坝，其上游坡面保护为抛石、铺石、铺设混凝土块等，下游坡面则采用抛石、铺石或铺设草坪。

一般施工采用抛石施工法，只有无法得到良好的抛石材料或为获得抛石代价太高以及与周围景观不相符合时，才考虑采用其他施工方法。这是因为铺设抛石一般成本较低，用在上游坡面时，由于波浪的爬升高度较低，可降低坝高，且对下沉的顺应性较好。当无法获得适当的碎石材料时，或者在下游坡面为了美观时，也可采取铺石施工。铺石厚度可比抛石薄一些，但成本高，同时在上游坡面波浪的爬升高度较高，需要注意。

上游坡面受波浪的作用，应配置不会因波浪而移动的粒径大的材料，并保证其足够的厚度。铺设范围为自坝顶到最低水位以下 2.0~3.0m。抛石的铺设厚度因抛石的岩质、波高和坡面坡度而异，使用粒度分布较好的抛石时为 0.5~1.0m。

均质添筑坝，应在坝身和抛石之间设置适当的过渡层。

6.4 泄水设备和廊道

6.4.1 泄水设备

填筑坝必须设置可降低水库水位的泄水设备。同时，泄水设备等水工建筑物不能设置在填筑坝的坝身内。

说 明

1. 为了对坝身进行检查和维修，初始蓄水时控制水位，以及紧急情况下的处置等目的，填筑坝需要设置可降低蓄水水位的泄水设备。但是，当已有水利上的泄水设备等时，可以使其兼具降低水库水位的功能。

泄水设备的规模和降低的水位，要根据水坝的型式、有无其他的泄水设备、降低水库水位的目的等适当决定。

由于蓄水位的降低，可能出现本章 6.3.1 所规定的稳定计算条件以外的条件时，必须根据其条件确认稳定性，这时可以不考虑地震力的影响。

2. 为避免填筑坝建成后下沉，以及在不同刚性地基上设置构筑物时可能出现的不均匀沉降，要在够充分支撑的地基上设置溢洪道、泄水设备、自由溢流堤等构筑物，而不能设置在坝身内。此外，这些构筑物与坝身相接时，设计上要保证坝身载荷的安全性。

设计水工建筑物时要尽可能避免挖掘长大坡面。产生长大坡面时必须研究坡面的稳

定性，必要时采取坡面保护措施。

泄水设备的壁部分因地质、地形条件而异，一般设计为重力式钢筋混凝土构筑物或铺面混凝土。采用铺面混凝土时，较好的岩体比较适合，但有时也需要设置岩石锚。

进水渠底部因地质条件而异，当可能有流水侵蚀、风化等问题时，最好铺设混凝土。

溢流段一般流速很高，要注意接缝的施工，使其难以受动水压力的影响，且不会产生气蚀损害。底部铺设钢筋混凝土，厚度因地质条件而异，一般标准为 1.5m 左右。

消能装置底部厚因地质条件、流态和扬压力而不同，一般下游水位浅的水跃式消能工程，除了溢流段与防冲铺砌的接触部和副坝上下游部外，均以 1.5~2.0m 为标准。

壁部和底部必要时设置排水沟。

溢流段设计为隧道式时，必须在坚硬的岩石内部选择通道。隧道要采用钢筋混凝土衬砌，衬砌周围要进行灌浆。

水工建筑物所用的混凝土要遵照混凝土标准规范。

但是，当为大体积混凝土时，要遵照水坝混凝土标准规范。

6.4.2 廊道

在防渗区的下部原则上要设置廊道。廊道要设置在地基内。

说 明

为了对填筑坝进行安全管理和维修，在防渗区下部设置廊道（检查廊道），并同时填土和帷幕灌浆。另外，防渗区填土后进行灌浆，可使接触岩石部分的施工安全可靠。

如图 2-70 所示，廊道原则上要对岩体进行露天开挖，设置在岩体内，当岩体不均匀、变形性明显，或有大规模断层时，需要对廊道的截面、施工接缝间隙等慎重考虑。通常，廊道的施工接缝应在 10m 左右以下。岩体不好，设置露天开挖的廊道强度不够时，或因挖掘面坍塌或变形过大而难以施工时，需要在山体内设置隧道式廊道。

另外，有时也可与进行帷幕灌浆时使用的灌浆隧道相连而设置在拱座上。

廊道所用的混凝土要遵照混凝土标准规范。

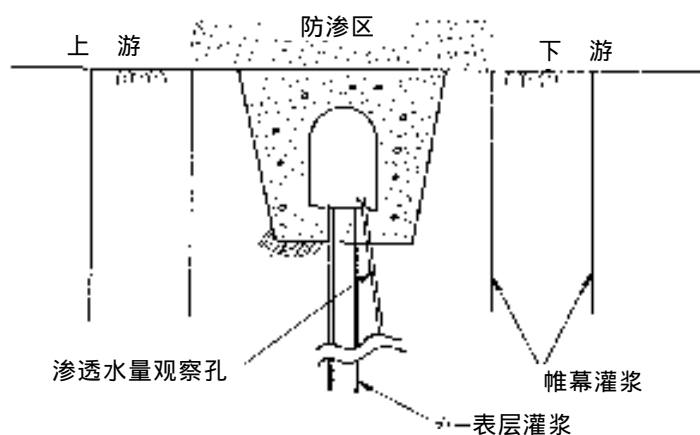


图 2-70 廊道剖面图

6.5 监测装置

在填筑坝的坝身和地基，要根据需要制定相应的配置计划，设置相应的监测装置。

说 明

1. 监测的目的

填筑坝的监测目的，大致上可分为施工管理、建成后的安全管理和调查研究三种。

(1) 施工管理

对施工管理进行的监测，包括防渗区较宽填筑坝和均质填筑坝孔隙水压力的测量。

(2) 建成后的安全管理

测量对象如下：

- ① 坝身和地基的渗水量
- ② 坝身和地基的位移
- ③ 坝身和地基的孔隙水压力
- ④ 坝身的浸润面（均质填筑坝）
- ⑤ 坝身和地基的地震时的表象

对大坝进行安全管理时，测定与大坝的安全有直接关系的数据至关重要。判断填筑坝的安全性主要通过漏水量和位移来进行。这时测定各孔隙水压力对渗水量的测量具有辅助性意义。

(3) 调查研究

大坝是在很多的假定条件下设计的，为了确认这些假定是否妥当，设计是否合理，必须对实际的大坝监测并分析其表象。

根据分析的目的，需要监测土压、孔隙水位、地震时的表象（主要是加速度、有时测量速度、位移）等。

2. 配置计划

(1) 用于施工管理的测量设备

对于均质填筑坝和防渗区较宽的分区型填筑坝，施工时孔隙水压力难以消散，填土速度在很大程度上受孔隙水压力的限制。为了施工管理而配置孔隙水压力计时，标准做法是在典型的一、两个断面处，以约 10m 的间隔配置一个。

(2) 用于安全管理的测量设备

① 渗水量

填筑坝的渗水量多在坝身下游坡脚处设置围堰进行测量。采用这一方法时，测定的是地表水、涌水、坝身渗水和基础渗水的总量，如不在蓄水前预先测定降雨造成的地表水和涌水的量，则难以掌握由蓄水造成的渗水量。另外，当下游的水位较高时，这一方法测定渗水量比较困难。在这种情况下也有一种测定方法，就是将渗水暂时集中在坡脚围堰附近的进水井中贮存，每隔一定时间进行强制排水以测定渗水量。另一方面，为了掌握从坝身的哪一部分渗水，可在防渗区的下游（过滤层的一部分）设置几个小围堰，

将渗透水集中，通过管道向廊道或坡脚排水进行测定。

设置廊道的填筑坝并为岩体地基时，在帷幕灌浆的下游设置渗流观测孔也可以测量漏水量。掌握地基的漏水量对安全管理意义极为重大。

② 位移

位移测定分坝身内部的位移测定和表面的位移测定。

坝身内部的位移测定需在施工阶段依次设置分层沉降计、岩体位移计等，在施工过程中进行测定。分层沉降计通常在设有孔隙水位计、土压计等的一、两个断面处设置一、两个。岩体位移计则锚定在坚硬岩石上，引出到廊道，或与分层下沉计连接。特别是应设置在地基的薄弱部位、设计上下沉量可能较大的部分。

表面位移由视准线法测量进行，比较可靠，而且可测定坝身的宏观表象。表面测点在坝身顶端布置 10~15 点（测点间距小于 15m 时以 15m 间距为准），以几乎是等间隔的网格形状，布置在下游面和水位下降范围的上游面上。

安全管理中所进行的监测，往往都需要测定表面位移，必要时测定内部位移。

③ 孔隙水压力

孔隙水压力对均质填筑坝和日常出现水位急速降低的一般水坝较为重要，但在通常的情况下，对蓄水后的安全管理来说，并不显得十分重要。

地基的孔隙水压力，对于掌握帷幕灌浆的效果和地基的渗流情况是很有用的。

④ 浸润线

对均质填筑坝，为了确认排水沟作用正常，浸润线没有出现在下游坡面，要设置水位观测孔。

⑤ 地震时的表象

地震计要设置在可正确测定地震时坝身地基部分和顶部的加速度的地方。需要注意如设置在墩部等容易变形的位处，则无法正确测定顶端的加速度。

为了便于发生地震后的临时检查，地震计均采用以最大加速度显示的型式。

(3) 用于调查研究的测量设备

根据调查研究的目的，要测量土压、孔隙水压力、内部位移等。

为了获得抗震设计的重要数据，对大规模填筑坝要设置可记录经时波形的地震计。在这种情况下，地震计的机型要选择符合配置目的的机型。

第 7 节 溢洪道及其它泄水设备

7.1 泄水设备的设计

7.1.1 泄水设备的设计

大坝泄水设备的配置、型式和规模，要充分考虑操作和维护管理而进行设计。

说 明

1. 在设计大坝的泄水设备时，要对泄水设备的各部分配置、型式、规模进行调整，以使其符合计划意图。这些均应在水库设施规划的阶段进行研究，但不少情况下，也需要在设计阶段进行配置、型式和规模的变更，所以应相应于坝身的设计和水库周边治理计划的再次进行研究。

2. 在设计泄水设备等的水工建筑物时，需要进行有关作为形状和尺寸基础的水力功能的设计和结构的设计。对这两者要在所给的设计条件下，注意适当保持协调，不要使某一方面负担过大。一般说，在所给的设计条件下，要首先进行水力功能的设计，再进行符合其功能的结构设计，但要注意不要因过于重视水文功能的改善而使结构设计变得很困难，或使制作、施工、操作和维护管理变得很困难。

3. 泄水设备的设计仅仅决定构筑物的形状、尺寸和结构等是不够的，为了使建成后稳妥可靠地进行操作和维护管理，还需要制作相应的资料。另外，对于所设计的泄水设备，需要利用过去的流量记录等进行操作模拟，确认能够顺利发挥其功能。

4. 对于本标准没有明确提到的内容，请参照水库、闸坝设施技术标准（草案）执行。

7.1.2 构成和型式

水坝的泄水设备分为溢流型和管路型，溢流型由进水段、导流段和消能装置构成，管路型由泄水管和消能装置构成。另外，溢流型的泄水设备，原则上由溢流式进水段、坝身泄流式或水渠式溢流段、水跃式或自由跌落式消能装置所构成。但是，当不适于这种构成时，或采用这种构成明显有困难时，也可采用孔板式进水段、隧道式导流段或滑雪道式消能装置。

说 明

1. 水坝泄水设备的构成已在计划篇第 12 章第 4 节中作了叙述，即泄水设备由发生洪水时将流入水库中的水泄流的溢洪道、非洪水时为维持河流的正常功能或用于水利目的而放水的设备（低流量泄水设备）、为维持蓄水水位而设的泄水设备以及大水坝的安全管理降低水库水位而设的泄水设备等所构成。溢洪道又分为在超高水位以下的水位下调节洪水的泄水设备（调洪泄水设备）和排除除此以外的洪水的泄水设备。这些设备通常是一个设备兼用于多种用途。

2. 大坝的泄水设备从功能上区分，可分为溢洪道和其他泄水设备；从结构上可分为溢流型泄水设备和管道型泄水设备。

溢流型泄水设备包括溢流型溢洪道（包括锐孔型溢洪道）和溢流型的“其他泄水设备”，通常后者在与前者兼用时采用。

管道型泄水设备包括泄水管型溢洪道和管道型的“其他泄水设备”，后者用作底水泄水设备或用来降低填筑坝等的蓄水水位。

3. 对溢流型溢洪道来说，溢流式进水段、坝身泄流式或水渠式溢流段、水跃式消能装置是最好的组合。而拱形混凝土坝的消能装置采用自由跌落式。但正常蓄满水位时的泄流能力过大时，也可采用孔口式进水段，由于地形的制约难以采用水渠式时，在充分

确认安全性的基础上，也可采用隧道式溢流段。另外，滑雪道式消能装置仅限于没有下游河床的冲刷等下游河流管理上的问题时可以采用。

水坝的泄水设备

功能 \ 结构	溢流型泄水设备	管道型泄水设备
溢洪道 调洪泄水设备 调洪以外的泄水设备	溢流型溢洪道 锐孔型溢洪道	泄水管型溢洪道
其他的泄水设备 底水泄水设备 维护水库的泄水设备 安全管理上降低水位的泄水设备	溢流型的“其他泄水设备”※	管路型的“其他泄水设备”

※ 通常与溢流型溢洪道兼用。

4. 泄水管分大容量和小容量泄水管，从结构上分压力管路和无压管路。另外，选择取水设备等也包括在泄水管中。一般底水泄水设备由具有选择取水设备的小容量泄水管和消能装置构成，降低蓄水位的泄水设备由小断面或大容量泄水管和消能装置所构成。

为了满足洪水调节计划的要求，调洪泄水设备一般由具有大容量泄水管的溢洪道或具有锐孔式进水段的溢洪道所构成。

7.1.3 溢洪道的设计

溢洪道的结构设计，要使得不超过设计洪水位下的泄流流量的流量能够安全排放，不会损害水坝坝身和地基。

另外，进水段和溢流段的结构设计，要使得不超过超高水位的可泄流量、或年最大值为 1/100 规模的洪水流量、或者在水库地点的基本高水位峰值流量中数值最大的流量，能够保持安全而稳定的流态泄流；而消能装置的设计，要对不超过设计洪水位下的泄流流量的流量，能维持河流过去的功能。

说 明

1. 如计划篇第 12 章 4.2~4.4 所述，溢洪道由进水段、溢流段和消能装置所构成，其结构要保证对于水库设计洪水流量时，不超过设计洪水位下的泄流流量的所有流量，能安全泄流，不会损害大坝坝身和地基。另外，溢洪道还要求不会影响水坝坝身的安全。

2. 除消能装置以外，溢洪道的设计条件是，要使不超过超高水位的可泄流量、或年最大值为 1/100 规模的洪水流量、或者在水库地点的基本高水位洪峰流量中数值最大的流量，能保持安全而稳定的流态泄流。这里所谓的可泄流量系指，大坝设计洪水流量对设计洪水位下的泄流量进行排放时的闸门状态下，在超高水位下泄流的流量。而所谓稳定流态是指水流水文量的时间变化比较小的流态，是可作为水力学设计的判断标准的流态。在无法确定大坝地点的基本高水位的峰值流量时，或者这一流量在年最大值为 1/100 规模的洪水流量以下时，作为第 2 项和第 3 项的基本高水位洪峰流量，可采用该水坝地点的混凝土坝的水坝设计洪水流量的 80% 流量。

3. 溢洪道的消能装置，分为到防冲铺砌下游端的消能池、和其下游设置了护岸、护

床等的河段，其设计标准是，不超过设计洪水水位下的排放流量的流量泄流时流水的状态，在消能装置内可恢复到建造大坝之前的状态。

消能池虽因其型式而有所不同，但一般都是在比较大的流量范围内具有消能效果，如果在消能池内能够迅速消能的流量作为消能池的对象流量，则在超过这一对象流量的流量时，也可发挥一定程度的消能效果。为此，消能池的对象流量，通常比设计洪水水位下的泄流流量设定得要小，对于超过对象流量的流量，一部分消能效果一般由河段分担。此时，消能池的对象流量，必须根据超过对象流量泄流时消能装置内的流态，下游河道所需的护岸、护床等的规模和型式等情况来决定。这些事项的情况因与对象流量的流量比、以及消能型式、溢洪道的配置等而异，但消能池对象流量的大体标准，包括设计最大泄流量、年最大值概率为 1/100 规模的洪水流量、水库地点的计划高水位峰值流量等。最常采用的带副坝直线等幅水平防冲铺砌式消能装置，其设计洪水水位下排放量与消能装置的对象流量的比为 1.4: 1.5 左右，这可作为水力学上的大致标准，同时用水坝地点的设计洪水水位峰值流量作为消能池的对象流量的情况也较多。

7.1.4 配置

水库泄水设备的配置，应考虑到坝型、地形、地质、排放量等，并保证不会妨碍到水坝的坝身。

对于填筑坝来说，应在坝身之外设置泄水设备。

说 明

1. 根据与坝身结构上的关系，泄水设备分为附属型、相邻型和分离型。

2. 混凝土坝一般采用的附属型泄水设备，在结构上构成了坝身的一部分，其结构和形状直接影响坝身的结构，设计时必须满足坝身的条件。

对于填筑坝的坝身，由于为了避免建成后的下沉，不适宜以水工建筑物等刚性构筑物作基础；坝身与构筑物维持密切结合比较困难，存在渗流造成管涌的危险；且由于地震时的振动特性不同而难以维持其整体性，所以，不能采用附属型泄水设备。

3. 对于坝身内不得设置水工建筑物的填筑坝和与发电设施难以共用泄水设备的混凝土水坝，可设置相邻型或分离型泄水设备。

与相邻型或分离型泄水设备的防渗功能有关的结构，要以混凝土坝为准进行设计。

此时，因构筑物地基也是坝身的地基，所以与坝身相接的泄水设备的地基处理要调整到与坝身地基的处理相适应。另外，坝身与泄水设备的接合部容易形成弱点，特别要引起重视。另外，与填筑坝身接合部的设计，应以复合水坝的设计为标准进行。

与坝身独立而设置的分离型泄水设备，要作为独立的混凝土构筑物进行设计，要特别注意符合周围的地形、地质和环境。

7.1.5 形状

水库泄水设备的形状，应保证在设计条件下有稳定的流态。

说 明

1. 泄水设备的形状，原则上应保证在设计条件下获得稳定的流态。构筑物的总体规模必须在考虑流态的基础上决定，流态欠缺稳定性时，在结构上要采取必要的措施。

2. 同时，泄水设备因流水的磨损和侵蚀，难以维持所设计的形状，所以其形状要能够保证在发生微小变形时，功能和流态不致发生急剧变化。

对于与泄水设备的流水相接的构筑物表面，设计上要采取措施减轻流水造成的冲刷和磨损。

进水水渠等流速较小的情况下，只要没有流线的集中等现象，不实施保护工程也不会有多大侵蚀的危险，但必要时还是要实施抛石工程或混凝土衬砌，以增加水渠的稳定性。当流速较大时，需要采取措施防止由流水和气蚀造成的磨损和侵蚀。施工时产生的混凝土仓面的不整齐和高低不平将会成为气蚀的原因，设计时混凝土仓面的容许压力应保持在 -0.3kgf/cm^2 { -0.029N/mm^2 }大气压以上。此外，在流速超过 20m/s 的压力管路中，容许压力应设计为大气压以上，并且一般要衬钢板。

7.1.6 结构

水库泄水设备的主要结构，除闸门等可动部分和泄水管或排水渠等之外，原则上应为混凝土结构，除了属于混凝土水坝坝身的部分以外，结构上要保证与相应的地基紧密连接。

说 明

1. 水库的泄水设备是与坝身一起构成水坝的重要构筑物，对于其耐久性和稳定性，必须考虑到应与坝身具有同等的安全性。

因此，水库泄水设备的主要结构、特别是溢洪道的主要结构应为混凝土结构，除了混凝土坝身部分以外，均要设计成与地基紧密连接的结构。溢洪道的主要结构包括进水段、溢流段和会对水坝坝身具有重大影响的其他部分。其中与坝身分离设置的填筑坝溢洪道，进水段和溢流段的坝身一侧原则上要设计成与混凝土重力坝具有同等的安全性。

在溢洪道的主要结构中，存在要求采用钢结构的闸门和泄水管部分，其结构设计也必须与其他混凝土结构具有同样的耐久性和稳定性，同时建成后也应便于管理。

2. 水库泄水设备的各部分结构，必须保证承受载荷时的稳定和安全。这时的载荷因其状态而有所不同，但一般包括自重、蓄水和排放水造成的内水压（含波压）、外水压（含扬压力）、土压、冰压、地震时惯性力、地震时动水压力、施工时作用的混凝土压等暂时载荷、温度载荷以及其他载荷。

这里，内水压是作用于与流水相接的构筑物表面的压力，外水压和土压是直接同地基、山体或填筑坝坝身相接时起作用的载荷。

在内水压中，排放水造成的水压可根据水力功能设计计算。有与构筑物相接的蓄水水面时，必要时应考虑冰压、波压或地震时的动水压力等。

施工时的临时荷载有施工机械等造成的附加载荷，混凝土压或灌浆注入压等也会起作用，应根据其状态适当加以考虑。

除上述荷载以外，有时还需要考虑因结构型式或状态造成的温度荷载、风压、雪荷载等，对荷载的组合，需要考察其影响，进行充分的研究。

此外，本条中的平时是指除地震时以外的状态，水库水位应以设计大坝坝身时使用的水位为准确定。此时，对有闸门的泄水设备，必须研究闸门打开（泄水）时和全关时荷载的组合情况。

荷载的计算方法，对于与作用于坝身的荷载相同种类的荷载可以采用其计算方法，对于其他的荷载，有的可适用于一般的公式，有的可利用过去的试验或实验资料决定，否则应通过试验或实验求取。

3. 水库泄水设备各部分的应力，应相应于其结构和型式，采用能够适当判断其应力状态的方法进行应力分析加以研究。

7.2 进水段的设计

7.2.1 进水段的水渠

设计进水水道时要加大水深，减小流速，尽量使平面形状平缓变化，使流速分布均匀，不扰乱水流。

说 明

1. 减小进水水道溢流顶的高度以下的深度 W ，减少与设计溢流水深 h 的比 W/h 时，流量系数将变小。为了不损害泄水能力，一般将 W/h 取为 $1/5$ （请参照图 2-71）。

2. 此外，如果溢洪道入口的形状扰乱水流，将增大进水水头损失，并降低疏通能力。扰乱水流继续存在溢流段将使流量分布不均匀，损害消能装置的消能能力。

另外，从泥沙流入的角度看，并不希望增加接近流速，接近流速的极限一般定为 4m/s 以下。

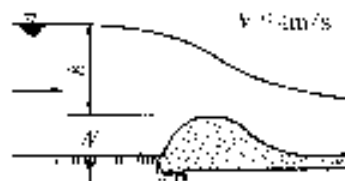


图 2-71 进水水渠的水深

7.2.2 进水段

进水段的形状和流量系数，除了其特性已经查明者，可以采用该流量系数外，其余均应通过实验确定。

设计进水段时要确保排放时不致产生诱发气蚀、或危险振动的负压。

说 明

1. 进水段有溢流式和锐孔式两种型式。溢流式进水段又大体上分为正面溢流型和横向溢流型两种。喇叭口型进水段也是溢流式的一种。锐孔式进水段系指不属于使用水头在 25m 以下的高压泄水管管路型式的进水段，一般出口断面高度 d 和最大使用水头 h 的比 d/h 为 $1/4$ 以上，且出口断面高度和管长基本上相等。

2. 在溢流的进水段，必须尽量加大流量系数以确保在溢流顶不产生负压。为此，顶部的纵断面形状一般要设计成刃形堰的自由水舌下侧的形状。

横向溢流型进水段，根据侧面水道的水文条件可产生完全溢流、不完全溢流和淹没溢流的流态。当发生淹没溢流时，流量系数骤减，溢流方向的水流将变成侧水道方向的

水流，从而产生一种螺旋水流，该螺旋水流将导致水面激烈摇动，设计时应引起注意。

当下游水位高而可能发生淹没溢流时，像拱形坝那样为曲线溢流顶时，或者其特性尚未查明、而进行闸门半开操作的，应通过模型实验确定流量系数。

另外，当水库的淤沙达到溢流顶附近时，进水段的排放能力要降低，对于预计处于满砂状态的水库，必须预先考虑好应采取的对策。

3. 对于孔口式进水段，根据上游的水位情况可从自由溢流态转变为管路流态，在两者的过渡区间管内的水流不稳定，流量也不稳定，因此在配置和设计锐孔时，最好应尽量使其在平时使用的状态下不产生上述的流态。流态不同，其出流机理也不相同，所以锐孔的流量系数无法统一表示，要通过模型实验或根据实例确定。

4. 考虑到流速变动和混凝土面的微小凹凸，气蚀容许负压定为 -0.3kgf/cm^2 { -0.029N/mm^2 } 左右。

对于拱形混凝土坝的自由落体式溢洪道，在这一负压以下时水脉也有诱发振动的危险，而且并不仅限于拱形混凝土坝，进行半开闸门操作时也比自由溢流时容易发生负压，所以宁可牺牲一点流量系数，也应保持安全的形状。

7.3 导流段的设计

导流段的平面线形状原则上应为直线，以避免纵向断面形状的急剧变化。另外，溢流段的断面变化也应该尽量平缓一些。

导流段的侧壁高度应能保证将设计洪水水位下的泄流流量顺利泄下，对坝身和地基的安全性不产生不良影响。对隧道式导流段，则应设计为常开水道。

说 明

1. 导流段有明渠和暗渠两种型式，明渠型式的导流段又分为坝身下游式和水道（溜槽）式。暗渠型式的溢流段又被称为隧道式导流段。

2. 导流段的平面线形状之所以为直线，是因为这可使流速和流量分布均匀，从而获得稳定的流态和有效的消能效果，不得已要插入平面弯曲时，需要考虑到冲击波、水位上升、水流不均匀等问题。

在纵断面弯曲中插入凸型铅直曲线时，为了防止水流从水道底部剥离，采用以断面平均流速为初速度的自由落体轨道曲线；插入凹型铅直曲线时，为了减少水流离心力所造成的对水道底部的动水压力，要采用曲率半径足够大的曲线。

隧道式导流段的平面形状原则上为直线。这是由于隧道内的水流能量高度集中，平面内的弯曲会导致激烈的搅动，使水流不稳定。另外，万一有漂流木流入时，采用直线所受到的损害也较小。

导流段受高速水流磨损而变形时，流态会发生明显变化，设计时要注意保护其功能。

3. 关于导流段的侧壁高度，一般高速水流下空气混入现象很严重，此时空气混入会导致水面上升，因此要在通过模型实验或计算求得的水位上再加上因空气混入导致的水位上升，采用修正的水位设计侧壁高度。

有平面弯曲时，水道弯曲部分外侧壁的水位上升，为由离心力和重力平衡条件计算值的 2 倍左右。因此，不得已使水路弯曲时的侧壁高度，应保证对这一水位上升的安全。

4. 隧道内的水流要设计成明渠水流。水流从明渠水流转移到管路水流时，在隧道内产生的脉动和有危险的压力，最好应避免。但是，当为喇叭口型进水段时，仅在进水段容许为管道水流态。

洪水位排放流量的过水面积 A_w 和隧道截面积 A_o 之比 A_w/A_o 在设计时以 3/4 为上限。

为了保持隧道内水流稳定的明渠水流，需要向其供给空气，目前根据经验，可在喇叭口型进水段和隧道的连接点、梯度的变化点、过水面积增大导致气流阻碍点的下游等根据需要设置规模适当的进气孔。

隧道式溢流段的中心线高程原则上在下游水位以上。隧道中心线不得已低于下游水位时，也至少要使出流端部在下游水位以上。此时，泄流初期在管内产生水跃时会伴随过度的气锤现象，所以出流段形状的设计上要予以适当考虑。

7.4 消能装置的设计

消能装置的型式、规模和形状应考虑水坝坝身及地基的安全性、排放流水的性状以及下游部分的状况等来决定。另外，除对其特性已经查明，应根据实验决定。

说 明

1. 溢洪道的消能装置有水跃式、滑雪道式和自由跌落体式等三种型式。此外还有可利用于小型泄水设备的冲击型、消能闸等型式。

选择溢洪道消能装置的型式、设计其规模和形状，很重要的一点是要考虑确保水库坝身和地基的安全性，并考虑到下游存在的水力势能的程度、水流性状和下游部分的状况等来进行。

2. 设计水跃式消能装置时要确保在防冲铺砌处能形成稳定的水跃。水跃式消能装置的型式由水跃曲线和下游河流的水位流量曲线的关系来决定，但两者一致的情况极为少见，当下游水深不够时，必须降低防冲铺砌面或由副坝增加水深。另一方面，当下游水深过大时，可以考虑抬高防冲铺砌面或采用斗式防冲铺砌、或者顺倾斜防冲铺砌。

为了缩短水跃长度和降低水跃水深，有时可同时使用逆倾斜防冲铺砌或溜槽块、消能墩、消能槛，采用强制水跃的消能方法。

关于防冲铺砌部分的断面形状，为了防止流水的横向振动，应尽可能使侧壁铅直。此外，如果不是等幅直线水道则无法形成稳定的水跃，所以应尽量避免防冲铺砌宽度的变化和中心线的弯曲。不得已而使防冲铺砌宽度有变化或发生弯曲，或者采用其特性未定的特殊防冲铺砌时，原则上要通过模型实验决定其形状。

防冲铺砌的长度以水跃表面漩涡的长度为标准加以确定，但根据下游河床的状态、防冲铺砌末端的消能槛的形状，可以适当缩短。

设置副坝时，要注意通过副坝而壅高的能量，必要时可考虑在副坝下游附加二次消能装置。另外，根据防冲铺砌末端附近的结构、河床的状况，有时可能因在其附近发生

的平面漩涡而卷入砾石，必要时要在正下游的河床实施固床工程。

3. 滑雪道式消能装置是使水流弹起到空中向下游河床排放，由其冲刷形成的自然水垫而发挥消能效果。为了确保坝身安全，并不至于使冲刷从下落点扩大到下游河流，设计时，原则上让水脉下落点尽可能离水坝身远一些，而且使水脉在大范围扩散开。

为了有效地控制下落点和扩散范围，一般在水脉喷射端要设置导流板或齿形装置。

在水脉下落点的河床冲刷，因形成水垫而可较快达到平衡状态，但为了避免下游冲刷过度，应考虑实施所需的护床工程。

由于必须绝对避免因扩散水脉的直接、间接影响或河床冲刷的二次影响造成山体坍塌，所以对滑雪道式消能装置的采用要加以限制。

4. 跌落式消能装置要保证减轻水脉下落点的动水压力，且下落后能迅速消能。

为了扩散下落水脉的能量，自由落体式消能装置的溢流宽度应尽可能宽一些，但应避免使水脉下落宽度宽于防冲铺砌的宽度而使水脉直接与没有水垫的斜面相冲突。

因此，使防冲铺砌宽度与其水脉下落宽度基本上相等，从保护水脉下落点和能量处理上都是合理的。

防冲铺砌的水流因下落水脉而与上下游隔断时，从下游一侧没有壅高的露出的防冲铺砌，也会在水脉下落点和坝身之间形成自然的水垫，对下落水具有消能效果。

防冲铺砌的长度，标准是在下落后立即发生水跃时为一个表面漩涡的长度，根据下游河床的状况也可以适当缩短。

承受自由下落水脉的防冲铺砌部分，不管有无水垫，都将有动水压力的作用，地基有可能受到冲刷，原则上要使用混凝土加以保护。

7.5 泄水管的设计

为了以稳定的流态排放所定的流量，泄水管的形状应尽可能简单，管内压力要保持正常，同时要便于维护管理。

说 明

1. 泄水管在考虑如下事项的基础上加以选定。

- (1) 设置目的（调洪、保证大坝安全、水流管理、其他）
- (2) 使用范围（泄流量、操作水头）
- (3) 使用频率（全年放水时间和平均排放量、连续排放时间及其平均流量）
- (4) 使用条件（流量调节方式和调节精度）
- (5) 进水条件（入口周围的结构、形状等）
- (6) 放水条件（出口周围的结构、形状，特别是消能处理方式）
- (7) 放水的性质（酸等的含量、流沙、漂流木的情况等）
- (8) 预计将来的淤沙、淤泥的状况
- (9) 泄水管设置条件（泄水管设置周围的结构、形状，特别是应力状态、载荷状态、接缝位置等）
- (10) 闸阀的型式和位置的选择
- (11) 制造、运输和安装上的问题
- (12) 维护和管理上的问题（包括检查廊道、管理所的配置等）

2. 泄水管是为调洪、大坝安全、流水管理等而设置的具有压力管路部分的泄水设备。泄水管因其设置目的和使用范围分为大容量泄水管和小容量泄水管。此外，根据使用的主闸阀的型式和位置，有时可由压力管路和无压管路构成。

3. 一般调洪用泄水管为大容量泄水管，而水坝保安、流水管理或其他补给用水等的泄水管为小容量泄水管。

4. 泄水管的根数在制定水坝设置计划时确定，但根据使用频度和使用条件等，有时也需要在大容量泄水管上设置分支管，或同时设置小容量泄水管。

5. 为了流水管理或补给用水而使用的泄水管的入口，通常设置选择性取水设备。另外，填筑坝的泄水管为压力隧道。

6. 从泄水管排放的水，根据水道的特性，有时需要在短区间内进行消能处理，有时需要使用特殊的消能阀。

7. 根据流沙、漂浮木的状况以及预计将来淤沙、淤泥的状况，对于泥沙流入可能会造成重大影响的泄水管，入口的结构应能防止泥沙流入，还需要考虑尽可能让因磨损需频繁维修的区间短一些。另外，根据设置的目的，用于调节流量等用途而采用阀门的型式时，可采取开口面积小的筛网结构以防止垃圾的流入。

8. 泄水管的水力学功能由压力管路出口断面的形状、位置和设置的闸阀的功能决定，因此泄水管设计的基本原则是要能够发挥正常的功能。

9. 泄水管是拥有闸门类等大型规模的钢构筑物，工厂制造、运输和安装的自由度与混凝土构筑物相比明显受到限制。特别是水坝地点多为山区，有时这会成为重大的制约条件，需要预先进行充分调查。同时，泄水管需要进行定期检查和喷涂，设计时考虑到这方面的便利性，同时还要考虑到包括制造成本和维护修理成本在内的总成本的经济性。

下面对大容量泄水管进行说明。

1. 大容量泄水管系指用于调洪泄流设备的出口截面积在 $3\sim 4\text{m}^2$ 以上的泄水管。

2. 进行调节流量操作的大容量泄水管，在压力管路下游设置闸门。最大操作水头为 25m 左右以上时，闸门一般使用高压径向闸门或高压圆辊闸门。在泄水管入口处，为了维护、检查管路和主闸门，要设置备用闸门。备用要具有可阻断流水的功能。

3. 为了使备用闸门具有阻断流水的功能，需要使入口周围具有可阻断流水的形状，因此要考虑在泄水管入口上部设置凹槽，在管内入口处配置给气孔。另外，在压力管路入口处设置的吸排管内空气和阻断流水用的给气孔，应能使管内压力维持在较高的范围，并在通常泄水时不发生空气混入问题。

4. 大容量泄水管的压力管路，通常流速在 20m/s 以上，因管壁表面不整齐而易发生气蚀等问题，设计时须使管内压力保持在大气压以上。对无压管路，为了稳定流态，将气压的降低控制在容许范围内，需要设置与隧道式溢流段目相同的大口径供气设备。

5. 管道墙壁面的转换形状，必须能够防止流线的剥离所造成的压力降低，在流速急速加速的范围内特别要注意形状的变化，直接面对水库的泄水管，其入口形状应取为钟

形。

6. 大容量泄水管应尽可能缩小其管路截面积以求其经济性,但因不容易调节管内压力,有时缩小截面积会明显地使形状变得复杂。在这种情况下,缩小截面积达不到经济性的目的,所以多数情况下设计时要在缩小截面积之上优先考虑形状的简单化。

下面对小容量泄水管进行说明。

1. 所谓小容量泄水管系指小型调洪泄水设备和用于水坝保安或流水管理的、出口截面积在 $3\sim 4\text{m}^2$ 以下的泄水管。

2. 进行排放量调节操作的小容量泄水管,在其压力管路下游设置闸门或阀门。最大操作水头在 25m 以上时,可采用高压滑动闸门、射流闸门、空心喷射阀、锥形阀或套筒阀等。以全开全关操作方式进行流量控制时,有时可在压力管路中途设置高压滑动闸门或环形密封闸门。

3. 管长较长且使用频度高的泄水管,一般在这些主闸阀的正上游设置可阻断流水的备用闸门。副闸门则使用高压滑动闸门、环形从动闸门或闸阀等。另外,在泄水管的最上游,除这些闸阀之外,还需要设置维护修理管路所需的检修闸门。

使用阀门时,或对于小口径泄水管,应在泄水管入口设置网目适当的筛网。

4. 小容量泄水管的截面一般为圆形截面,因为管长比较长,阀门的水头损失比较大,管内压力比大容量泄水管容易调节,只要注意入口部分、弯曲部分和截面转换部分的局部压降,即可选定相当自由的线形。

但是,设置在终端的闸门或阀门一般使流线平行于管轴进行设计,在其正上游如果是弯曲管路,则必须采取修正流线的措施。

5. 对于管长较长而截面较小的管路,设计时必须充分考虑维修措施,最好不要设计大比降管路等,同时应配置必要的工作口。埋设在坝身内的管路口径以 800mm 以上为标准,不到 800mm 的管路要设计成露天管路。但是如果不会发生管路阻塞,或者泄水设备能够充分确保其功能时,也可选择 800mm 以下的管路。

6. 小容量泄水管有时在管路中途设置闸门等而在其下游设计为无压管路。在这种情况下,闸门等下游的水流将有大量空气混入,呈现空气和水的混相流的流态,因此必须选择合适的管路线形,设置充分的供气设备,以求得流态的恒定。

第 8 节 闸门

8.1 闸门的设计

闸门(包括阀门,下同)的设计,要采用具有所需强度的材料,并符合如下条件。

1. 闸门的结构要保证具有充分的抗渗性和耐久性。
2. 设计载荷下的应力不能超过材料的容许应力,结构要保证载荷不产生压曲。
3. 闸门的高度和扬程对于水流的下泄是安全的。
4. 闸门的开关容易且可靠。
5. 闸门的开关速度适合于其使用条件。

6. 闸门在使用时不产生有害的振动。
7. 闸门的辊轴、耳轴轮毂等支撑部分可安全地将闸门载荷传到门挡或固定部分。
8. 门挡或固定部分的结构, 可承受闸门载荷, 并安全地传到坝身等处。
9. 闸门必须设置可开关闸门的动力设备及备用动力设备。
10. 闸门应能简便并安全地进行操作和维护管理。

说 明

本条规定了闸门的设计条件。闸门的结构, 要保证载荷所产生的应力不能超过材料的容许应力, 同时这一载荷也不能造成压曲。此外, 闸门的高度、扬程、抗渗性、开关速度等闸门的基本性状、尺寸和功能必须符合其用途。

有关坝顶闸门的高度, 过去, 辊轴闸门为设计最高水面之上 0.3m, 径向闸门为留出 0.5m 的富裕高度, 并据此确定闸门的型式; 而目前, 一般要根据闸门的型式, 考虑蓄水水位下的风所引起的浪高和地震导致的波浪高度来决定。

闸板的启闭速度一般以 0.3~0.5m/min 为标准。

溢洪道闸门的结构要保证不能因闸门的使用而产生振动、容易开关且可靠, 同时具有耐久性和充分的刚性。此外, 因为这些溢洪道闸门是在洪水发生时使用, 原则上应具有备用动力设备, 以保证其在输电线路发生故障而常用动力停止时也不会影响操作。

备用动力设备必须保证快速而可靠地对闸门进行操作。

对于本标准没有提到的内容, 请参照水库、闸坝设施技术标准(草案)执行。

8.2 预备闸门

主闸门根据需要应配备备用闸门或其代用设备, 以备闸门的维修。

说 明

对有闸门的泄水设备要设置备用闸门, 以备主闸门万一发生故障或进行维护检修等。但如果维护检查和修理时如能很容易地降低水库水位, 也不一定非要设置备用闸门。

另外, 作为备用闸门的代用设备有溢洪道闸门的闸板用门挡等。