

2. 上流坝址候选地的地质

① 调查内容

确定坝址之后，为了取得在设计上需要的资料，进行了更详细的钻井调查，以便掌握地质特性。

自第1次调查起至第4次调查的全部调查内容如下：

调查地点，如附属图面乘所示。

表 6.(6) 钻井调查详细内容

№	调查深度	地盘	位置	№	调查深度	地盘	位置
1	30.00 ^m	130.51 ^m	水坝轴	B-3	40.00 ^m	146.15 ^m	分路
2	40.00	108.26	"	构-1	20.05	133.49	构造物
3	37.92	107.40	"	构-3	30.00	132.11	"
4	40.00	108.19	"	构-5	20.01	113.56	"
5	50.05	109.64	"	4-1 ※			水坝轴
6	30.05	128.66	"	4-2	35.00	108.11	"
7	43.06	133.11	鞍部	4-3	50.00	108.47	"
8	35.97	132.23	"	4-4	50.00	107.94	"
9	40.02	140.12	"	4-5	35.00	108.14	"
10	30.08	108.23	水坝副轴	4-6	35.00	106.40	"
11	30.06	108.34	"	4-7	35.00	107.41	"
12	30.00	108.70	"	4-8	30.10	108.09	"
13	50.00	108.40	水坝轴	4-9 ※	40.02	121.53	"
14	50.00	107.87	"	4-10 ※	40.03	132.34	"
15	50.00	107.85	"	4-11	35.00	108.69	水坝副轴
17	27.63	108.25	水坝副轴	4-12			"
19	30.07	134.32	鞍部	4-13			鞍部
20	36.14	132.19	"	4-14	47.75	144.70	"
21	40.02	135.00	"	4-15	51.00	148.88	"
B-1	20.00	125.87	分路	4-16	25.00	134.78	构造物
B-2	20.01	122.58	"	计	(41孔)		

注) ※号表示倾斜孔

表 6.(7) 弹性波探查内容

测线	测线长度	位置
D'	500m	水坝轴
D	1,000	鞍部
D1	300	"
A	230	右岸
B	230	"
C	300	"
计	2,560	

② 调查结果

a. 坝址地质

坝址的地基，在两岸处和河床部都是粗粒花岗岩。左右两岸的地基，都被一层较薄的崖锥层覆盖着，右岸覆盖着层的厚度为 2~3 m，左岸覆盖层的厚度为 1~2 m。

右岸坝台的花岗岩里，有脉岩或破碎带，分布情况复杂，花岗岩本身也有龟裂或裂缝，经风化以后脆弱的部分很多。

岩脉是辉绿岩，硬质的部分不多，粘土化进展的部分不少。硬质的部分也有不少裂缝，钻取的样岩会碎裂成为 3~5 cm 大小。破碎带的厚度多为 30 cm~1 m，但也有数米厚。

岩脉和破碎带的分布情况是不规则的，较为复杂，很难掌握各钻井点的相关关系和分布情况以及它的厚度。

关于左岸坝台地基，花岗岩的岩质与右岸差不多，大多都经风化以后变质了，不坚固。

破碎带，没有象右岸那样那么显著，只在山复和河床部地形变化的地点发见岩脉，发见沿着岩脉的破碎带，地基比右岸良好。

河床部的地基，覆盖一层厚 22~25 m 的河床堆积层。岩质比左右两岸良好。值得一提的是，从中心处至右岸的部分，龟裂和裂缝很少，都是新鲜的花岗岩。

发见有问题的，只有靠左岸处的 № 13 号孔。这里，风化相当严重，几乎到深处，一直呈风化砂土状。

河床堆积层的表层部是 1~2 m 厚的主要由腐植土组成的粘性土，其下层是含有大量粘土和粉砂的砂砾层。砾子，主要是粒径 5~15 mm 的园砾或亚园砾。砂，多为中砂或粗砂。

虽在一些地点发见，挟有一层 50 cm~1 m 厚的含砂、砾很少的粘土、粉砂层。但是，这是局部情况，不是连续的。

b. 鞍部地质

如前所述，鞍部基岩是与坝址基岩相连的粗粒花岗岩，覆盖一层较厚的洪积

层。花岗岩虽有较多的龟裂和裂缝，但是岩质是硬质的，风化情况不那么严重。

地基在 EL100 m 深处是几乎水平的。覆盖在地基上面的洪积层，可以自上而下划分为：

1. 粘土层；
2. 玄武岩（熔岩）；
3. 老表土（上面为粘性土，下面为砂砾）

粘土层的粘土是较硬的，在一些地方含有花岗岩和玄武岩的小角砾。厚度大约为 20 m，在中心处为 30 m 左右。

玄武岩是熔岩流，虽上面的气孔较为发达，但是岩质是硬的，是新鲜的，龟裂很小，是良好的岩基。玄武岩的厚度是 5~15 m，两侧（东侧和西侧）厚，中心处薄。中心处的一些地方，甚至没有玄武岩。

老表土是直接覆盖在花岗岩上面的。上面是腐植土为主的粘性土，下面是砂砾层。

砂砾层是含粗砂、小圆砾的多；含粘土、粉砂的少。砂砾层的厚度是 2~5 m。

c. 地基的透水性及其 N 值

1) 岩基（花岗岩）

一般说，Lu 值 = 10~50 的地点多。在坝址左右两岸表层部（深度约为 20 m 处），则 Lu 大于 100 的居多。在河床部深处，则 Lu = 50 的居多。（详细情况，参看所附 Lu 图）

2) 河床堆积层

河床堆积层的主要成份是砂砾，是含有许多粘土和粉砂的坚实的砂砾层，除了表层部之外，N 值都大于 30，达到 50 以上的居多。砾石少、以粘土和粉砂为主要成份的堆积层的 N 值为 10~20。

透水系数为 $10^{-3} \sim 10^{-5}$ (cm/s)，大多数是 10^{-4} cm/s，数值较为平均。

3) 鞍部洪积粘土层

一般都属于均质的坚实粘土，5 m 左右深处的 N 值为 10~15，再深处的 N 值，几乎都达到 30~45。

深度 5 m 左右处的透水系数为 $10^{-4} \sim 10^{-5}$ (cm/s)，再深处为 10^{-6} cm/s。

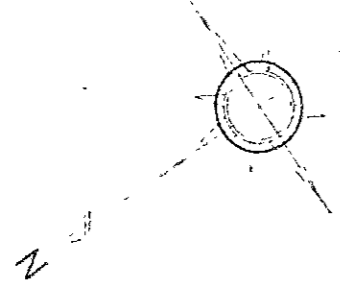
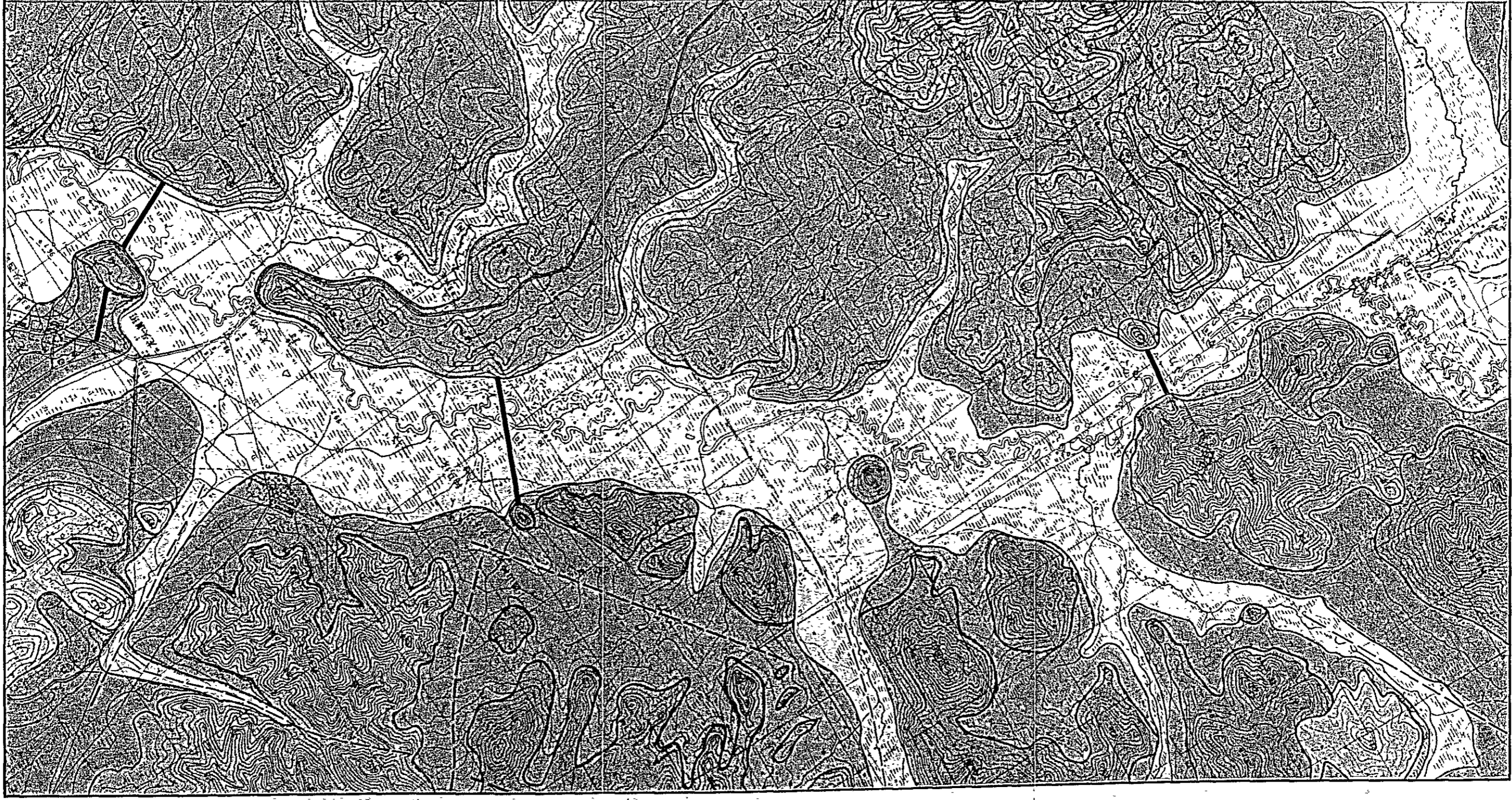
一般说，都属于非常坚实的粘土。

d. 关于坝址右岸的破裂带

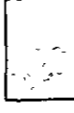





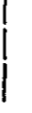

如前面所述，水坝计画地点的基盘，是由粗粒的花岗岩所构成。在基盘岩之中，辉绿岩类的侵入，已由钻井结果获得确认，尤其是在坝址右岸部的脉岩的发

达更是显著。从钻井的结果看，这些脉岩倾斜陡峻，看不到对侧方的连续性。还有粘土化的地方不少、龟裂发达，同边的花岗岩受到热变质而变成脆弱。从以上的状态看，这些辉绿岩类是沿着花岗岩的纹理或裂痕，树枝状地侵入的，不能认为是断层。还有，从兰洛沙特卫星的照象（人造卫星照象）或空中照片的分析，也不能确认和线型性有所关连。

但是，因为脉岩龟裂的发达有的地方已达到数公尺，所以需要灌浆的处理。另外，左岸也可以看到和右岸一样的辉绿类岩的脉岩，不过是规模比右岸的小而已。



图例

-  现河床沉积物
-  扇状、台地堆积层
-  玄武岩
-  安山岩类
 - 安山岩
 - 安山纹岩
 - 安山角砾凝灰岩
-  沉积岩类
 - 粗屑岩、泥岩
 - 砾岩、凝灰岩
-  花岗岩
-  推测断层
-  坝址侯补地

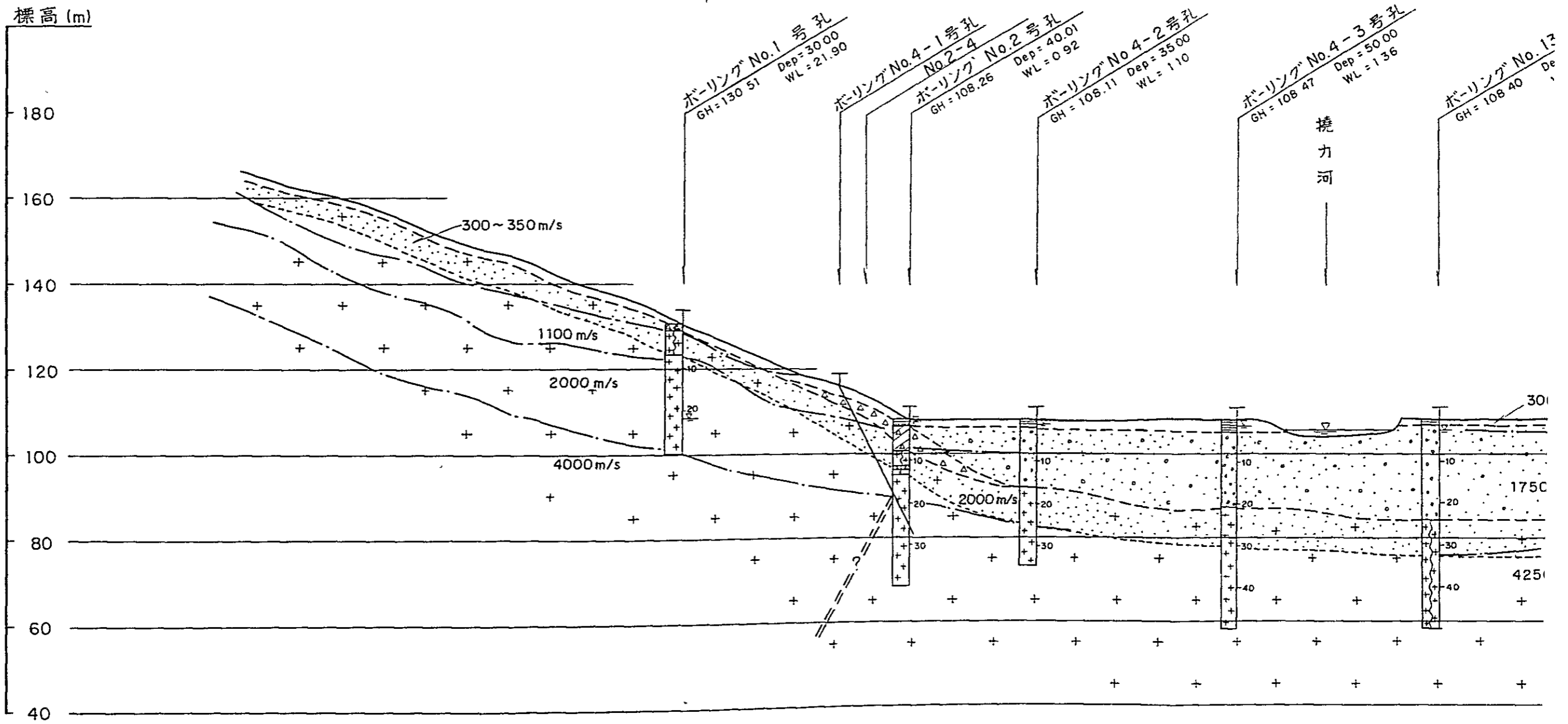
1:50,000



图 6. (2) 筑坝计划地区地质平面图

A

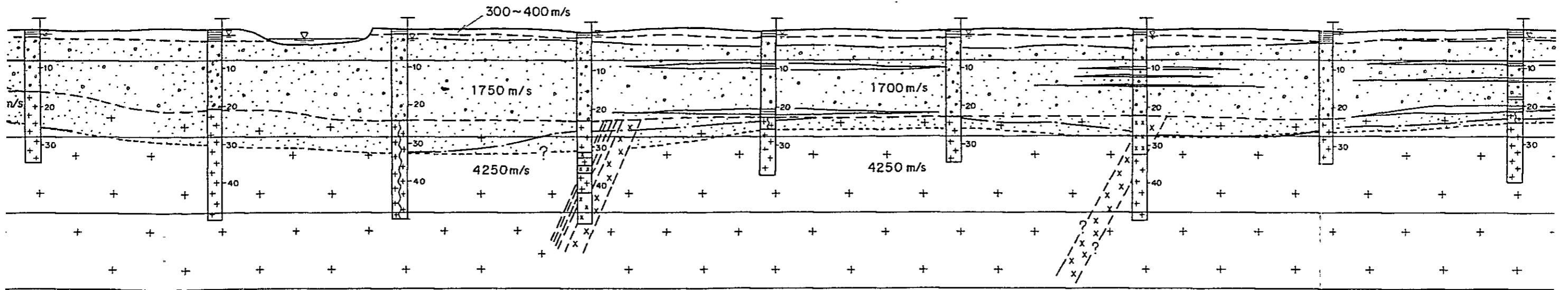
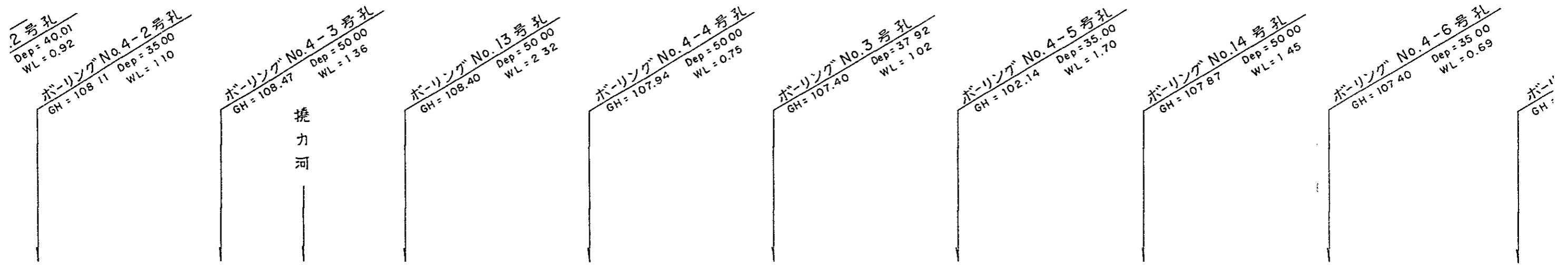
(左岸)



弾性波 C 測線 (投影)

迎面山 ダムサイト地質断面図 (A-A')

縮尺 1

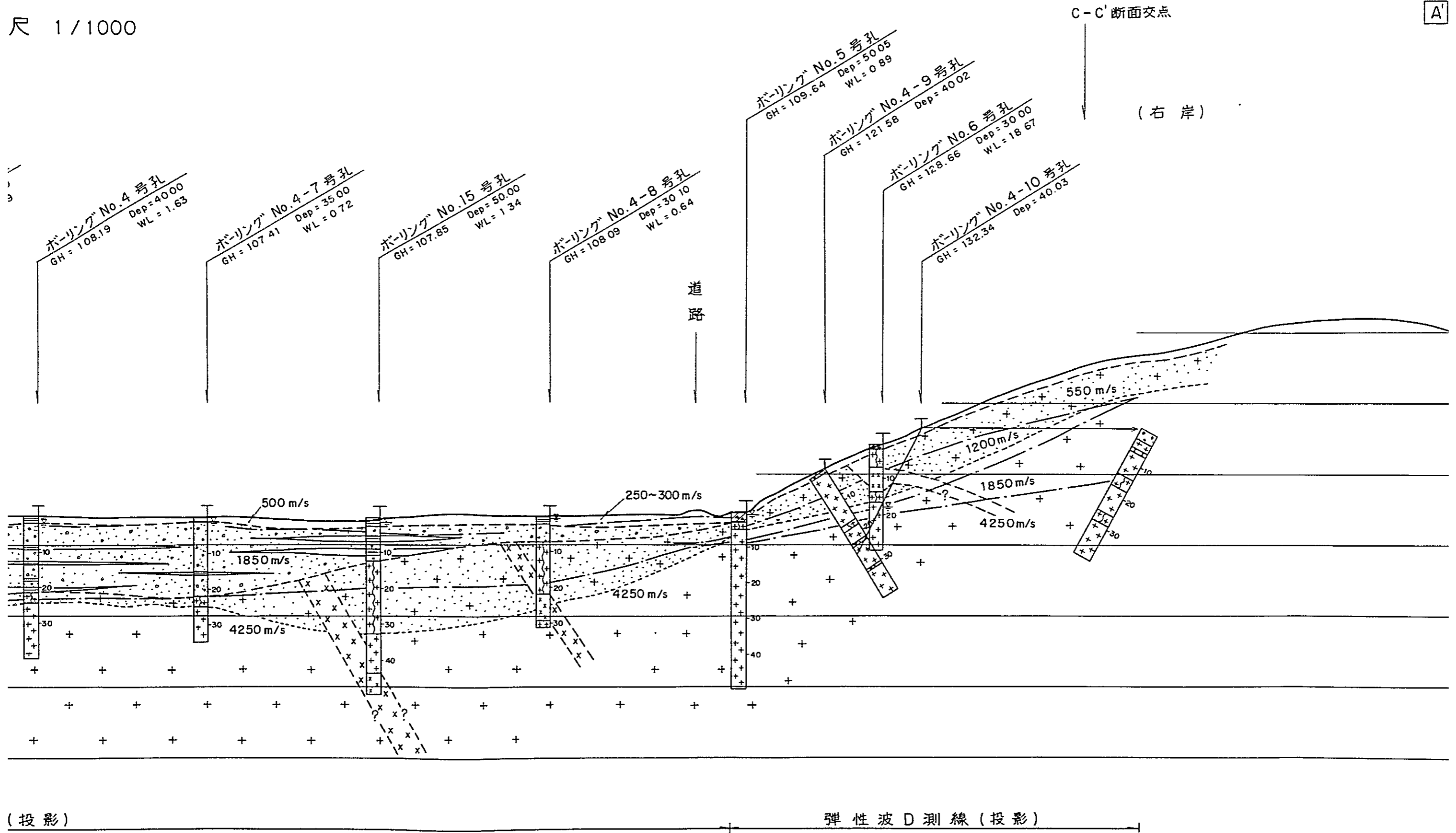


弾性波 D' 測線 (投影)

- A' 断面)

尺 1/1000

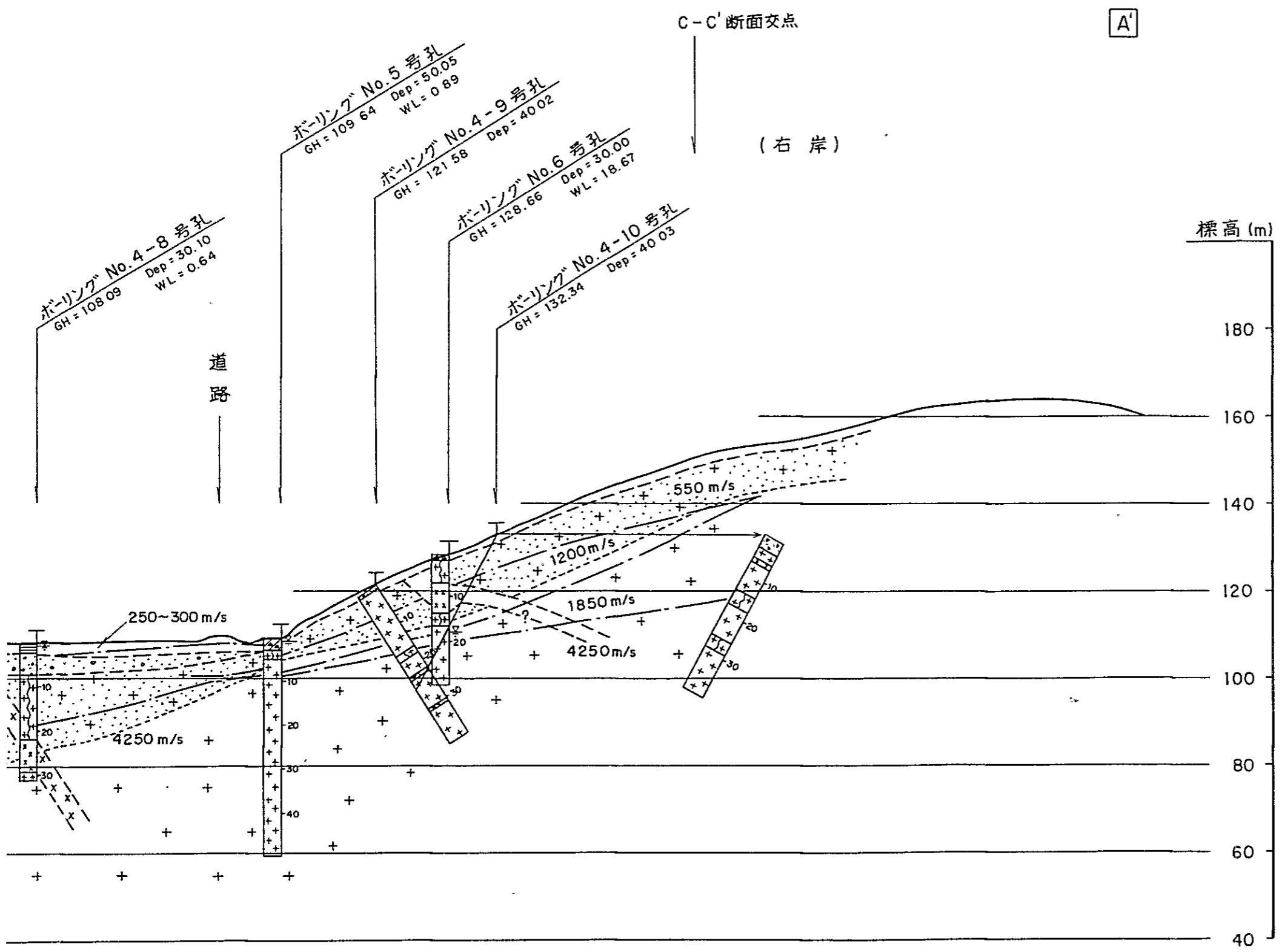
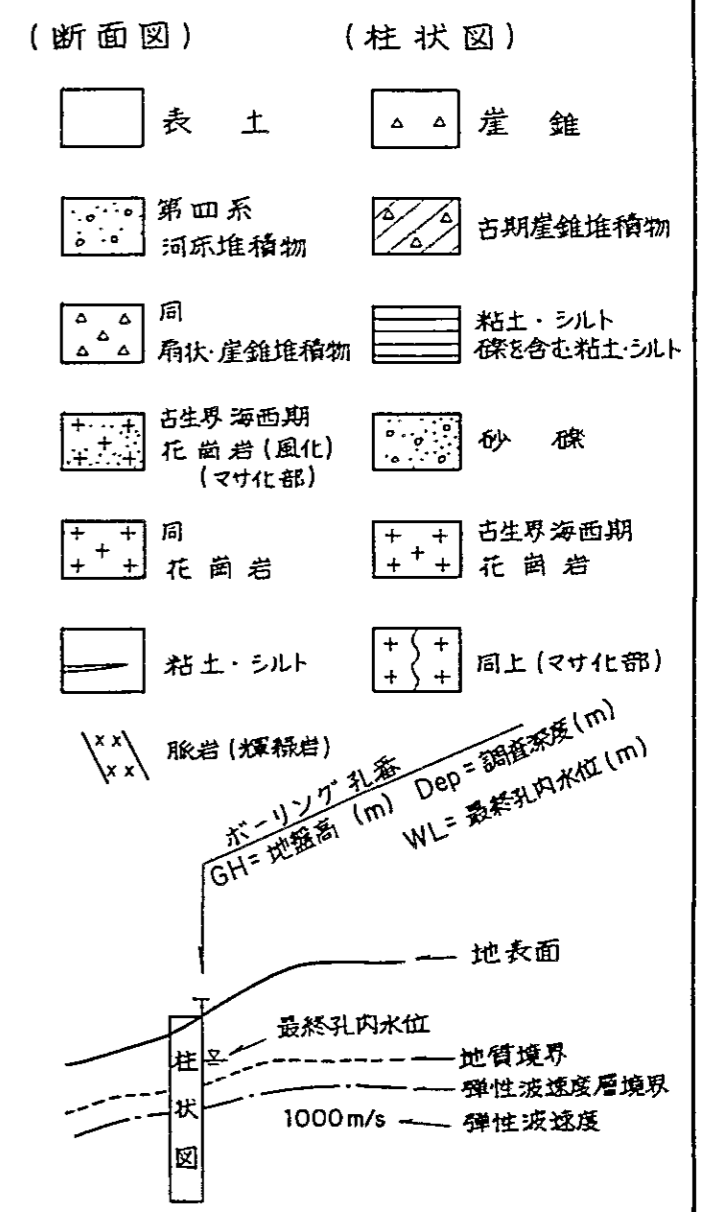
A'



(投影)

弾性波 D 測線 (投影)

凡例



弾性波 D 測線 (投影)

6. (3) 迎面山水庫地質縦断面図

中国三江平原
竜頭橋典型区農業開発計画
国際協力事業団
迎面山ダムサイト
地質断面図(A-A')

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

(2) 筑堤材料

1. 概 要

① 调查经过

第一次调查时典型区工程的坝址候选定了上游案（迎面山），中游案（兰花）及下游案（龙头桥）等三处地方。无论哪个候补地，从基础的地质条件来看，都适合做填筑式土坝。

第二次调查时，于三处候选地的周围进行了土质材料、砂砾材料及岩石材料等筑堤材料的调查和实验工作。

二次调查时的土质材料均为细粒状的洪积粘土层（以下通称为细粒土质材料）。这种材料系完全不透水性，但细粒子含量高，因此，对于各种力学性及填土工程的施工性等，不能认为是合适的材料。

第三次调查时，重点对含砂和砾，力学性好的粗粒状土质材料进行了贮存量及材料试验等调查工作。粗粒土质材料相当于分布于坝址周围的崖堆性土。那时候，根据各方面的比较和探讨，坝址确定设在被认为最有希望的上游案的迎面上处。因此，有关粗粒土质材料的调查、试验工作，就在迎面山坝址周围进行。

从各种土质调查及试验的结果判明：粗粒土质材料，在适当的施工管理下，变为不透水性材料将有较多的分布。而且，即使不变成不透水性的材料，只要在压力、剪切等力学性上留意，作为保持堤体安定性的半透水材料，还是有充分的利用价值的。当时并没有确认有相当于筑堤量的粗粒土质材料的贮存量。

第四次调查时，在迎面山坝址周围，以前三次尚未调查过的地区为对象，进行了粗粒土质材料贮存量的扩大调查。总的说来，根据大型力学试验（击实试验、透水试验）及辗压试验等，对粗粒土质材料的力学性进行了精密检查。另外，亦进行了砂砾材料及细粒土质材料的物理性数值和力学性的确认试验。

② 调 查

对各种筑堤材料的观察、采样及确定深度等调查工作，采用了探坑或试钻。调查地区的位置图如图 6.(3)所示调查数量如表 6.(8)所表示。

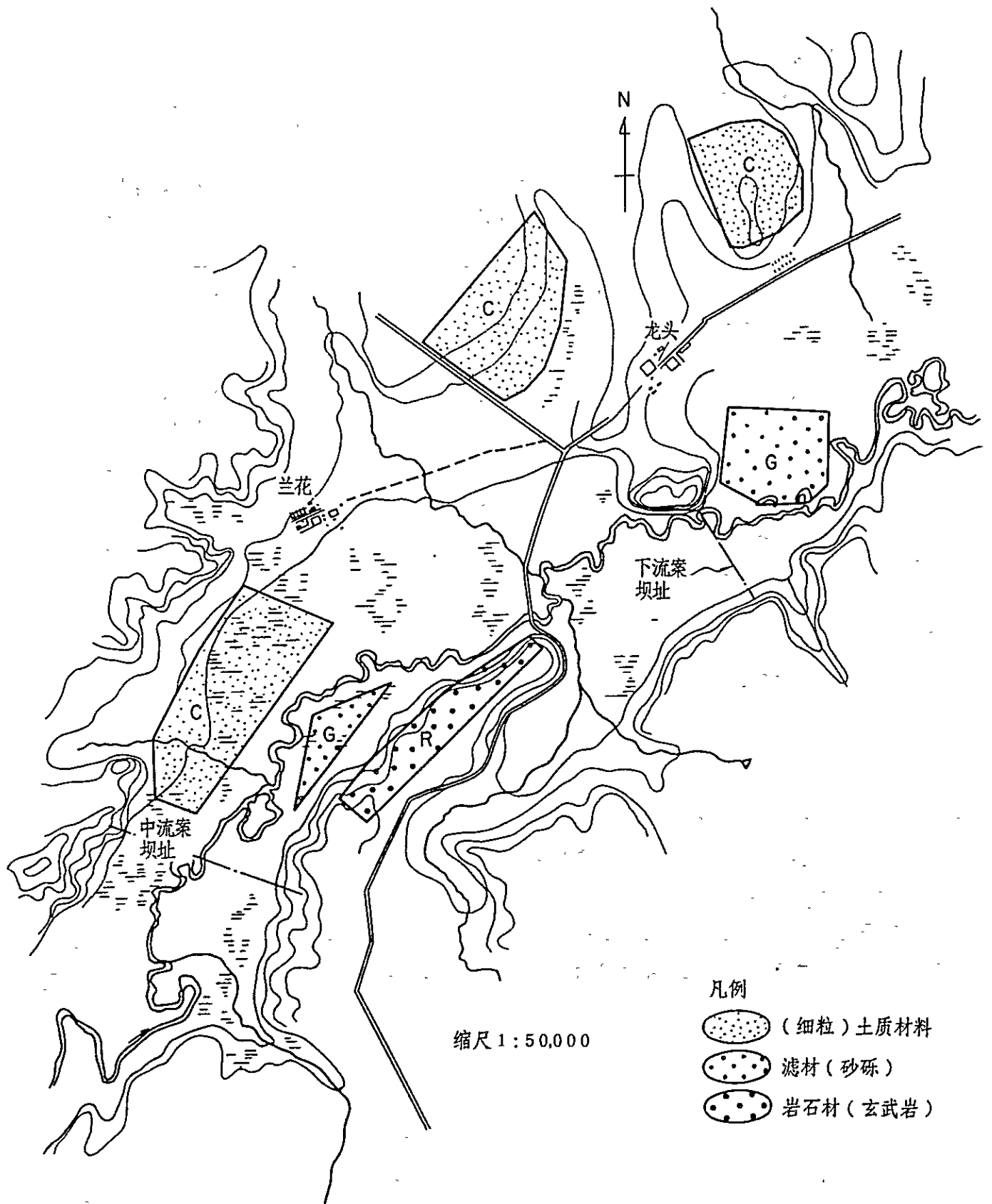


图 6. (3) 中游(兰花)下游(龙头桥)坝址
周围筑堤材料调查位置图

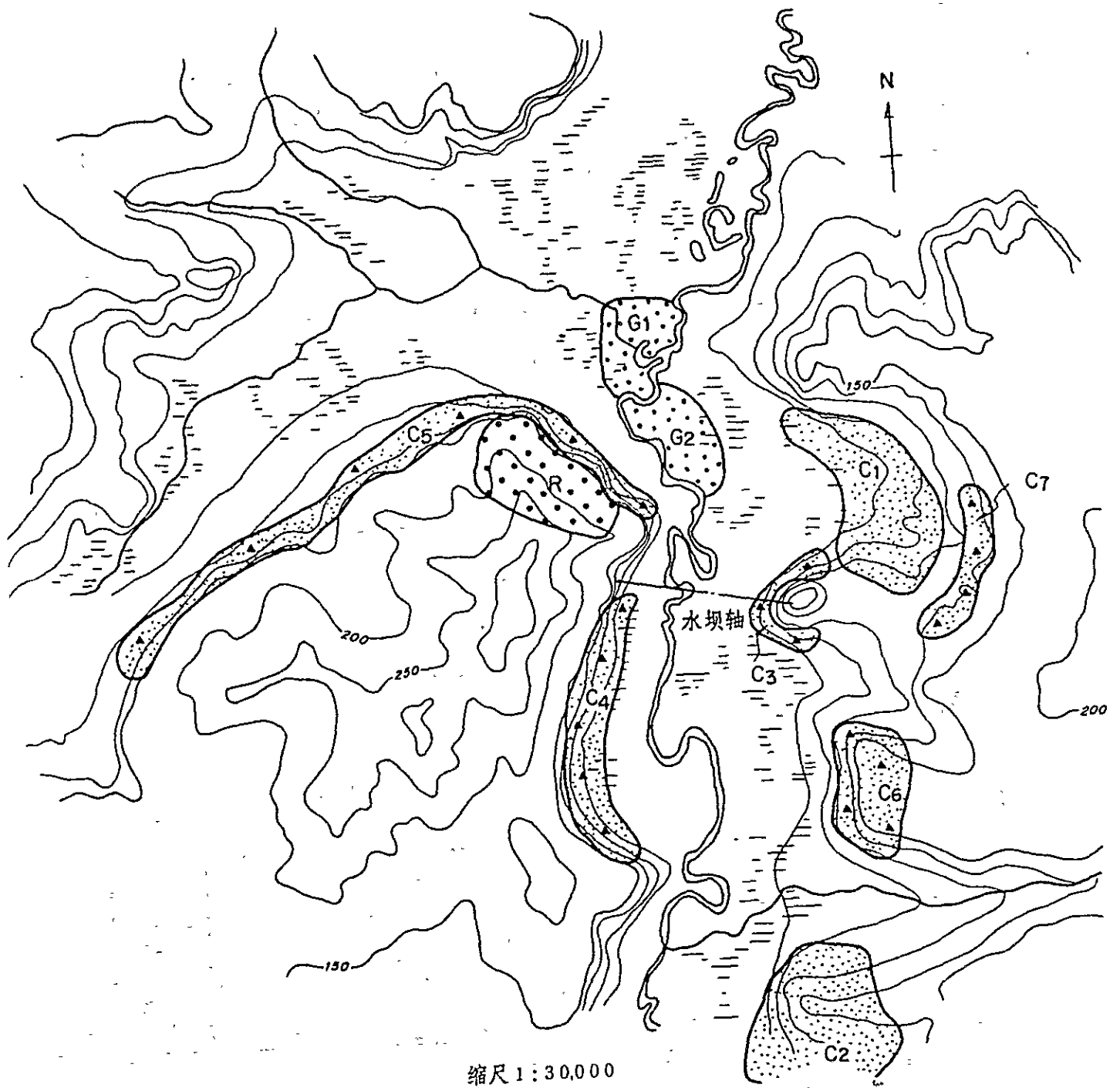


图 6. (4) 上游 (迎面上) 坝址筑堤材料
调查位置图 (二次~四次调查)





- 图例
-  细粒土质材料
 -  粗粒土质材料
 -  透水材料 (砂砾)
 -  岩石材料 (花岗岩)

表 6. (8) 筑堤材料调查数量表

坝址	名称	调查方法	调查次			数量计
			第二次	第三次	第四次	
下流	C (土质材料)	人力试钻	C -1~6	—	—	6孔 (73.4m)
	G (透水材料)	"	G -1~4	—	—	4孔 (31.8m)
中流	C (土质材料)	"	C -1~6	—	—	6孔 (66.9m)
	G (透水材料)	"	G -1~3	—	—	3孔 (18.8m)
上流	上C ₁ (土质材料)	"	C ₁ -1~3	—	—	3孔 (29.9m)
		探坑	—	—	右边尽头 №6 ~7 2孔	2坑
	上C ₂ (土质材料)	人力试钻	C ₂ -1~2	—	—	2孔 (7.8m)
	上C ₃ (土质材料)	探坑	—	TP-2, 3, 7, 8 R-1~9	—	13坑
	上C ₄ (土质材料)	"	—	TP-4~6 L ₁ -1~8	—	11坑
	上C ₅ (土质材料)	"	—	L ₂ -1~5	L ₃ -3, 5~16	18坑
		人力试钻	—	—	R ₂ -2~3	2孔 (20m)
	上C ₆ (土质材料)	探坑	—	TP	—	1孔
	上C ₇ (土质材料)	"	—	—	右边尽头 №1 ~5 5孔	5孔 (15m)
G ₁ G ₂ (透水材料)	人力试钻	G ₁ -1~2, G ₂ -1~3 5孔	—	—	5孔 (11.8m)	

注 1) 探坑的挖掘深度定为 3 m。

2) 除了上表中的人力试钻孔、探坑外, 有关露头部位的土质材料、渗滤材料等亦进行了材料试验。

3) 用作材料试验试样的岩石材料均从露头部位采取。

③ 各取土场状况

第三次调查时,综合考虑地形、地质、经济性 & 社会影响等各种因素后,决定在本典型区的上游案(迎面山)址筑坝。本节即对有关迎面山水坝的筑堤材料候选地等各项要点叙述如下。

a. 上C₁采取地

为位于坝址右岸、鞍部下游的平坦地形的采取地。这里分布着洪积层的粘性土,对大多数为粉砂以下细粒子的细粒土质材料进行了采乘。虽然含水率高于最优含水率,但乃是截水性良好的材料。

分布深度相当厚,为7~15m,估计有充分的贮存量。另外,离水坝的平均搬运距离约为1Km左右,作为覆盖层的填土材料,乃为最合适的采取地。

b. 上C₂采取地

位于坝址的右岸上游,为由缓斜面构成的丘陵地带。目前作为耕地被利用,邻近18连队的宿舍房。这里的材料和上述C₁一样为细粒土质材料,但分布深度变浅,约为3~5m。另外离水坝的搬运距离为2~3Km,较远。用作细粒土质材料的备用采取场是可以的。

c. 上C₃采取地

是位于右岸阶地山麓的采取地。为混有粘土的棱角性砂砾土材料,堆积深度在3m以下,不太厚。河床平坦部的粘土含量高,近似于第二次调查的细粒材料。然而丘陵斜坡的岩层较薄,1~2m深度即达到母岩风化层。此风化层板状龟裂较发达,利用人工也可采取,但细粒子含有率很低,不适用作不透水性材料,可作为半透水性材料。

山麓部的崖堆性土,可以判断是具有很好力学性的不透水性材料,但贮量少。

d. 上C₄采取地

是位于坝址左岸上游的形成阶地面的采取地。为混有粘土的砂砾材料,按统一分类相当于SC~GC,堆积深度达3m以上。接近河道的平坦地,地下水位浅,含水率高,但其他阶地面总体来说,处于最佳含水率状态。虽然部分地区的细粒分量含水量少,只能作为半透水性材料,但从整个采取地来看,是可以采取符合最初目的的粗粒不透水性材料的场所。面积也较大,是很合适的采取地。

e. 上C₅采取地

是位于坝址左岸下游,形成山麓部的缓坡面及阶地面的粗粒土质材料的采取地。这里的材料主要是以花岗岩为母岩的角砾土为主。材料以100~300m的宽度沿山脚部约3Km左右细长地分布着。材料的粒径,从粉砂以下的细粒子含量为60%左右,到含较多人头大孤石,其组成范围很广。其中,分布于近水坝处的材料其粉砂以下为50%左右,相当于砾率(4.76mm以上)20%,满足不透水性的粗粒土质材料。

鉴于离坝址近及分布范围广、贮量多之点，同上C₁，乃为合适的粗粒土质材料的采取地。不过，如是呈扇状地形的平坦面的话，那么和上C₁相同，以洪积世粘性土的细粒土质材料为主。

f. 上C₆

是位于坝址右岸上游与上C₂采取相邻的近水坝的丘陵缓坡面带区。除了粘性土外，还富含玄武岩的巨石，故不适用作筑堤材料。

g. 上C₇

位于水坝右岸鞍部的深部，为花岗岩山体的山脚部。和上C₅相同，为田崖锥性土形成的粗粒土质材料的采取地。材料的分布范围和上C₅差不多。可作为粗粒土质材料的备用采取地。

h. 渗滤材料采取地G₁, G₂

位于坝址下游，沿现挠力河的平坦地为其候选区。由最大粒径5 cm以下的，粒度良好的砂砾材料及不含砾分的砂材料构成。地表面由1~2 m的冲积粘土层覆盖着。

在G₁地区，由西方流下的盆河汇流于挠力河中。沿盆河上游区域无砂砾的露出，覆盖着很厚的冲积粘土层。因此，渗滤材料的采取地考虑定在挠力河沿途。

i. 岩石材料采取地

接续于坝址左岸桥台的花岗岩的山体是候选地。据推测，表土、强风化粘性土的上层土质材料除去2~3 m后即可。

由于新鲜的岩石具有充分的耐久性，故认为能在堤体上游斜面的保护层充分利用。

④ 土质材料的贮量

细粒及粗粒土质材料的贮量估算如下：

粗粒土质材料内的不透水材料，考虑除去超过容许径的砾及细粒分的不足材料，定为计算土量的1/3。

渗滤材料，堆积在挠力河岸的河床砂砾有较丰富的分布，贮量方面没有问题。

⑤ 筑堤材料试验

从第二次至第四次实施了筑堤材料试验。有关表6.8所示各用土采取候选地的试钻孔、探坑的试样及露显场所的试样，均进行了作为筑堤材料的各种物理试验及力学试验。

第二次的岩石材料是在日本国内进行试验的，除此之外的土质材料及渗滤材料的试验均在中国的试验站由中国技术人员进行。二次是在黑龙江省水利设计院的试验室，第三次和第四次是用日本生产的仪器在三江水利试验场进行的。

试验方法原则上是根据日本的标准进行的，其中也有一部分是按照中国的标准

做的。(例如:液性界限试验,二次的土质材料,渗滤材料的各种试验)。一致认为没有必要对试验结果特别地予以标明以区别之。

试验结果如表 6.00 ~ 20 所示表。另外,在第三次调查时,有关水坝敷河床部的冲积及洪积世堆积物,进行了作为具体基础的土质试验,如表 6.04。

表 6.09 迎面山水坝采取地贮量

采取地名称	粗粒土质材料		细粒土质材料 (不透水)	备注
	不透水	半透水		
上 C ₁	—	—	2.5 百万 m ³	0.5 Km ² × 5m = 2.50 百万 m ³
上 C ₂	—	—	1.5 "	0.5 Km ² × 3m = 1.50 "
上 C ₃	0.05 百万 m ³	0.11 百万 m ³	—	0.08 Km ² × 2m = 0.16 "
上 C ₄	0.17 "	0.33 "	—	0.2 Km ² × 2.5m = 0.50 "
上 C ₅	0.60 "	1.2 "	—	0.6 Km ² × 3m = 1.80 "
上 C ₇	0.13 "	0.27 "	—	0.2 Km ² × 2m = 0.40 "
計	0.95 ÷ 0.9 "	1.9 "	4.0 百万 m ³	

表 6.00 上游方案迎水面水坝二次调查土质试验结果一览表

上C₁、上C₂、G₁、G₂ 采取地

名称	取 样 深 度	物理指标										力学指标										土质化学分析					
		天然状态物理值					土 粒 子 化 重					坚 固 性					粒 度 组 成					土质化学分析					
		含水量 W(%)	湿密度 γ _w (t/m ³)	干密度 γ _d (t/m ³)	γ _s (t/m ³)	GS(ΔS)	WL(WL)	WP(WP)	IP(W _n)	塑性指数	砂	细 砂	粘 土	塑性界限	液性指数	砂	细 砂	粘 土	天然状态 粘聚力 C(C)	内摩擦角 φ(φ)	直接剪断定数 粘聚力 C(C)	内摩擦角 φ(φ)	安息角 水中时	安息角 干燥时	盐 分 含 有 量	有 机 质 含 有 量	
G ₁ 表土层	G-1-1-1	07~1.0	2827	162	126	269	2803	1912	9	464	335	201	20	0.074	<0.005												
	G-2-1-1	0.5~0.8	2828	161	126	270	4062	2372	17	36	615	349	0.074	0.005													
	C-1-1-1	2.2~2.5 2.7~3.0	2969	191	147	269	4151	2396	18	120	555	325	2.00														
	C-1-1-2	5.3~5.6 5.7~6.0	2437	190	153	268	3970	2314	16	101	610	289															
	C-1-2-1	1.9~2.2 2.35~2.65	3200	191	144	272	4807	2672	21	34	556	410															
	C-1-2-2	3.87~4.17 4.40~4.70	2972	189	146	263	4380	2625	18	42	638	320															
	C-1-3-1	2.10~2.40 2.50~2.80	3300	190	143	272	5268	3168	21	24	465	511															
	C-2-1-1	1.90~2.20 2.40~2.70	2854	194	151	271	4733	2726	20	20	501	479															
	C-2-2-1	1.96~2.26	2561	200	159	270	4001	2242	18	155	459	386															
	G-2-2-1	1.80~2.10	1850	200	169	268	2607	1664	9	770	90	140															
	G-1-1-2	1.80~2.30								460	494	46															
	G-1-2-1	0.30~1.00								68	914	1.8															
	G-2-2-2	2.20~3.20								542	452	0.6															
	G-2-3-1	0.50~1.00								149	840	1.1															
	G _{n-1}									360	610	30															

(注) 1) 内为中国沿用名称

表 6.11 中游方案兰花水坝二次调查土质试验结果一览表

C, G 采取地

名 称	采 取 深 度	天然状态物理值				物理指标				物理指标				力学指标				土质化学分析				
		含水量 Wt (W) %	湿相密度 γ _t (γ) g/cm ³	干相密度 γ _d (γ _d) g/cm ³	土 粒 子 比 重 G _s (G _s) —	塑性界限		液性指数 IP (W _p) —	粒度组成		击实特性		垂直渗透系数 K _v (K _v) cm/s	压缩系数 a _v (a _v) cm ² /kg	天然状态 粘聚力 C (C) kg/cm ²	天然状态 内摩擦角 φ (φ) 度	饱和状态 粘聚力 C (C) kg/cm ²	饱和状态 内摩擦角 φ (φ) 度	安息角 水中时 度	安息角 干燥时 度	盐 分 含 有 量 %	有 机 质 含 有 量 %
						液性界限 WL (WL) %	塑性界限 WP (WP) %		砾 %	砂 %	细 %	粘 土 %										
C-1-1	06~09	2729	196	154	267	4894	2540	24														
	10~13																					
C-1-2	33~37	2477	198	159	267	3934	2227	17														
	38~41																					
C-2-1	035~065	2529	200	160	268	4835	2583	23														
	085~115																					
C-3-1	180~210	1480	215	187	267	2426	1487	9														
C-4-1	160~190	2651	196	155	268	4538	2422	21														
	210~240																					
C-5-1	190~220	2597	196	156	268	4107	2142	20														
	240~270																					
C-6-1	210~240	2594	195	155	269	4678	2575	21														
	255~285																					
G-2-1	160~190	2865	192	149	267	4077	2278	18														
G-3-1	110~140	2663	195	154	269	4162	2225	19														
	160~190																					
G-1-1	125~370				266				79.3	19.4												0.981
G-1-2	370~600				265				66.8	30.9												1126
G-2-2	250~510				266				71.5	26.8												
G-3-2	270~450				266				64.3	34.5												

表 6.02 下游方案龙头桥水坝二次调查土质试验结果一览表

C, G 采取地

名	取 样 深 度	物 理 指 标										力 学 指 标										土质化学分析							
		天然状态物理值		土 粒 子 比 重		液 性 限 界		塑 性 指 数		粒 度 组 成		击 穿 特 性		垂 直 透 水 系 数		压 密 试 验 体 积 压 缩 系 数		直 接 剪 断 定 数		安 息 角		盐 分 含 有 量	有 机 质 含 有 量						
		W (%)	γ ₁ (T)	γ ₁ (T)	γ ₁ (T)	GS (ΔS)	WL (WT)	WP (WP)	IP (Wh)	>200	20	0.074	0.005	<0.005	W _{opt} (W _{opt} ~W)	W _{opt} (W _{opt} ~W)	K _v (K _v)	a _v (a)	C (C)	φ (φ)	τ (τ)	α (α)	α (α)	α (α)	多	多			
C-1-1	120~150	1817				271				482	198	202	118																
C-2-1	160~190																												
C-3-1	140~170	2743	197	155	266	266	5106	2656	25		10	462	528														0.728		
C-4-1	190~220																												
C-5-1	190~220	3054	189	145	267	267	4788	2633	22		15	527	458														0.699		
C-6-1	240~260																												
C-7-1	180~210	2637	195	154	267	267	4847	2586	23		20	571	409																
C-8-1	200~230	2759	196	154	267	267	4766	2353	24		48	502	450																
C-9-1	250~280																												
C-10-1	210~240	3009	194	149	267	267	4829	2626	22		10	510	480															0.706	
C-11-1	270~300																												
C-12-1	110~140	2886	192	148	267	267	5089	2572	25		86	456	458															1.174	
C-13-1	150~190																												
C-14-1	160~190	3069	188	144	269	269	3646	2191	15		100	560	340															0.515	
C-15-1	150~390									613	370	17																	
C-16-1	390~550									130	822	48																	
C-17-1	160~550									509	472	19																	
C-18-1	550~790									447	518	35																	
C-19-1	330~650									490	490	20																	
C-20-1	310~550									671	320	0.9																	

表 6.03 岩石调查试验结果一览表

试样、编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	玄武岩类					花岗岩类				
密度 $\rho_t g/cm^3$	2795	2843	2835	2805	2789	2556				① 2474 ② 2595
比 重	2819	2865	2874	2813	2806	2563	2590	2617	2590	2593
表现比重	2868	2908	2924	2908	2881	2637	2651	2722	2688	2661
吸水量 %	0.93	0.79	0.92	1.80	1.43	1.79	1.44	238	229	1.60
耐压强度 (Kgf/cm ²)	1233	794	1821	852	1201	167				① 146 ② 709
静弹性系数 (Kgf/cm ²)	6.95×10^4	1.02×10^5	7.46×10^4	1.32×10^5	4.11×10^4	1.98×10^4				① 2.16×10^4 ② 1.06×10^5
超声波 (VP) 传播速度 (Km/s)	5.5	5.7	5.8	4.9	5.0	3.7	2.6	3.0	2.4	3.2
动弹性系数 (Kgf/cm ²)	8.63×10^5	9.43×10^5	9.73×10^5	6.87×10^5	7.11×10^5	3.57×10^5	1.81×10^5	2.38×10^5	1.52×10^5	① 2.57×10^5 ② 2.71×10^5
安定性 损失百分率 (%)	0.5	0.6	0.8	2.7	19.3	64.1	73.6	54.8	53.3	72.1

注 1) *1 : $V_p^2 \times 1 \times \rho_t \times 10^7$ (cm/sec)

2) *2 : 以表干比重代替 ρ_t

3) * : 7.8.9 样品于成形过程中由龟裂处引起破裂。

表 6.00 迎面山上游方案地区三次调查土质试验结果一览表

名 称	取 样 深 度	物理指标						物 理 指 标				力 学 指 标				备 注							
		天然状态物理值			土 质 比 重			界限性		粒 度 组 成		志 集 特 性		压 密 试 验			三 轴 试 验						
		含 水 量 (W)	液 限 (L)	塑 限 (P)	GS	WD	WP	WL	WP	砂	粘 土	Wopt	Wopt-W	Wopt	Wopt-W		粘 结 力 (Cu)	内 磨 擦 角 (δu)	粘 结 力 (Ccu)	内 磨 擦 角 (δcu)			
TP-1	10	289	147	120	259	30.4	168	136	0	0	760	240					0.14	170	0.05	170	有		
TP-1	15				262				538	459	0.3	0									0.5	389	有
BM3	4									64	32	4											
"	6									35	54	11											
"	8									47	49	4											
"	10									74	15	11											
"	12									56	34	10											
原 址 河 底 淤 泥	14									78	18	4											
原 址 河 底 淤 泥 粘 土 质 粉 土	16									68	23	9											
原 址 河 底 淤 泥 粘 土 质 粉 土	2									73	13	14											
"	4									78	11	11											
"	6									61	35	4											
"	8									71	26	3											
"	10									68	28	4											
"	12									61	35	4											

注
 1) TP-1、2 系冲积层样品
 2) BM3、4 系洪积层样品
 3) 三轴试验中的[有效应力]表示“有效应力”
 4) TP-1、d-10m 样品之三轴试验采用未搅碎天然状态样品。
 5) TP-1、d-1.5 样品之三轴试验采用天然密实未搅碎样品。

表 6.09 上游方案迎面山水坝三次调查土质试验结果一览表
(右岸采土上 C₃、粗粒材料)

名称	采取深度	物理性质				击实特性		土质组成	土质分类及注法(中国分法名称)	力 学 指 标				三轴U-U		三轴C-U		备 注		
		天然状态物理值		土 粒 子 比 重		湿 固 性				渗透性		压缩系数	内部摩擦角	内部摩擦角	内部摩擦角	内部摩擦角	内部摩擦角		内部摩擦角	内部摩擦角
		含水量 (W)	液限 (WL)	塑限 (PL)	收缩系数 (Sh)	Gs	Wp			Wc	Wp/Wc									
τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)	τ (g/cm ²)			
TP-2	露头	9.3	24.8	14.5	10.3	600	235	76	89	89	105									
TP-3	露头	13.7	26.6	13.1	8.9	39.3	40.4	98	10.5	10.5										
TP-7	0.8-1.0	7.2	26.5	19.2	4.84	4.56	20	40												
TP-8	1.0-1.3	12.8	27.0	39.3	24.2	15.1	232	218	300	250										
TP-8	1.8-2.1		27.0	33.4	20.9	12.5	17.0	280	340	220										
R-1		16.9	27.0	36.3	20.6	15.7	275	294	264	16.7										
R-2		8.0	26.7	28.2	19.0	9.2	48.5	38.1	7.7	5.7										
R-3		20.2	26.8	33.2	16.8	16.4	190	27.5	284	25.1										
R-4		19.2	26.7	34.5	24.2	10.3	51.0	20.6	16.1	12.3										
R-5		6.4	26.8	22.9	17.4	5.5	5.90	3.40	3.3	3.7										
R-6		10.4	27.2	35.1	21.2	13.9	60.5	20.1	12.3	7.1										
R-7		9.4	27.0	21.3	15.5	5.8	33.0	34.2	26.1	6.7										
R-8		15.9	27.1	28.2	20.7	7.5	0	33.0	55.4	11.6										
R-9		4.6	26.7			73.5	22.8	1.8	1.9											

注 1) 含水量 W 系含粗研状态之含水量。
2) 击实特性中 () 内数字指标准击实次数 N=25 次相当于某固能量 E_c=5625 kg/cm²。
3) 渗透水系三次筛网试验中 () 内数字表示 D 值, D 值 = 95%_{0.075}, T_{dmax} = 95%。

表 6.00 上游方案迎面山水坝三次调查土质试验结果一览表
(左岸采土地上C、粗粒材料)

名 称	取 样 层 度	物 理 指 标										力 学 指 标					备 注		
		天然状态物理值			土 粒 子 比 重			塑 性 指 标				击 实 特 性		直 剪 试 验		三 轴 试 验			
		含 水 量	湿 密 度	干 密 度	GS	GL	GP	IP	液 限	塑 限	液 性 指 数	最大 干 密 度	最佳 水 分 比	Wopt	Wmon	垂直 渗透 系数		压缩 指数	三轴 U-U
TP-4	05	137			265	25.0	16.6	8.4	222	285	357	136	1880	139	8.2×10 ⁻⁶	0.6	225		
													1960	137	31×10 ⁻⁶				
TP-5	12-15				265				488	432	30	50	1990	110	50×10 ⁻⁶	0.31	365		
															35×10 ⁻⁶	0.39	340		
TP-5	20-25								531	399	30	40							
TP-6	1.5	7.1			272	35.2	25.6	9.6	212	238	34.5	20.5							
TP-6	20-25				268	26.5	19.4	7.1	231	389	200	180	1770	165	29×10 ⁻⁶	0.32	180		
															17×10 ⁻⁶	0.35	180		
L ₁ -1		198			269	35.0	20.7	14.3	275	283	24.6	19.6							
L ₁ -2		199			267	28.2	19.0	9.2	31.5	274	20.2	20.9							
L ₁ -3		9.1			267	28.0	21.5	6.5	30.5	39.3	14.6	15.6							
L ₁ -4		13.0			266	30.8	20.1	10.7	57.5	21.7	10.8	10.0							
L ₁ -5		13.1			266	31.3	21.8	9.5	32.0	29.2	19.1	19.7							
L ₁ -6		17.8			265	29.7	19.4	10.3	33.5	28.6	23.3	14.6							
L ₁ -7		17.1			268	38.0	27.0	11.0	42.0	18.3	25.5	14.2							
L ₁ -8		20.9			271	41.9	25.5	16.4	32.0	17.0	28.9	22.1							

注 1) 含水量Wf 系含粗砾状态之含水量。
2) 击实特性中()内数字指击实次数。按日本标准, N=25次相当于美国标准Ec=5625 kg/cm²。
3) 引水系数三轴试验中()内数字指不D值。D值T_{dmax}=95%。

表 6.00 上游方案迎水面水坝三次调查土质试验结果一览表
(左岸下游土地上 C₁ 粗粒材料)

名 称	物理指标										力学指标						备 注			
	采取深度 d	天然状态物理值			土 粒 子 比 重 Gs (ΔS)	坚固性			粒度组成			击实特性 Wopt (W _{on} -W) 含水量比	三轴 U-U			三轴 C-U				
		含水量 Wf (W)	孔隙率 f _v (%)	干 密 度 γ _d (γ _d)		液性界限 WL (WP)	塑性界限 IP (IP)	统一指数 Ip (W _n)	砾	砂	细 砂		粘 土	粘聚力 Cu	内 摩擦角 φ _u	粘聚力 C _{cu} (C _{cu})		内 摩擦角 φ _{cu}	粘聚力 C _{cu} (C _{cu})	内 摩擦角 φ _{cu}
L ₁ -1	159			267	307	196	111	435	229	183	153									
L ₁ -2	161			267	271	168	103	310	321	214	155									
L ₁ -3	53			266	194	147	47	485	412	50	53									
L ₁ -4	188			268	356	188	168	275	315	214	196									
L ₁ -5	189			268	310	196	114	385	246	175	194									

(注)
含水量 Wf
系各相状态
之含水量。

表 6.00 上游方案迎水面水坝四次调查土质试验结果一览表 (砂材料)
(G₁ G₂ 及其他沿挠力河)

名 称	物理指标										力学指标						备 注			
	采取深度 d	天然状态物理值			土 粒 子 比 重 Gs (ΔS)	坚固性			粒度组成			击实特性 Wopt (W _{on} -W) 含水量比	三轴 U-U			三轴 C-U				
		含水量 Wf (W)	孔隙率 f _v (%)	干 密 度 γ _d (γ _d)		液性界限 WL (WP)	塑性界限 IP (IP)	统一指数 Ip (W _n)	砾	砂	细 砂		粘 土	粘聚力 Cu	内 摩擦角 φ _u	粘聚力 C _{cu} (C _{cu})		内 摩擦角 φ _{cu}	粘聚力 C _{cu} (C _{cu})	内 摩擦角 φ _{cu}
兰花 1								252			215	785								
兰花 2								253			344	653	03							
六连赤桥								254			531	168	01							
六连水坝								250			332	668								

表 6.08 上游方案迎面山水坝四次调查土质试验结果一览表
(上C₃采土地)

号	深度	物理指标										力学指标										备注		
		天然含水比		土粒比重		孔隙率		固结性		颗粒组成		击实特性		压缩试验		直剪试验		三轴U-U		三轴C-U				
		W ₁₇ (%)	W _L (%)	G _s (g/cm ³)	C _d (%)	W _L (%)	W _p (%)	IP	IP	砂	粘	粉	液限	塑限	W _{opt} (%)	W _{max} (%)	kv	kv	Av	Av	φ _u		φ _{cu}	φ _{cu}
L ₃ -3	0.1~1	140	176	269	254(10)	259	204	55	309	229	272	190	GC	179	160	21×10 ⁻³	0.12	6	0.4	1.65	7d = 17			
-5	0.2~1	119	119	269	252(10)	312	186	126	350	185	315	150	GC	184	140	15×10 ⁻³	0.90	5	0.43	1.80	7d = 174			
-6	0.4~1	89	263	272		344	228	116	145	273	377	205	SC	180	155	52×10 ⁻³	0.655	7	0.25	2.6	7d = 1.71			
-7	0.2~1	136	166	268		267	201	66	472	215	188	125	GC											
-8	0~1	154	207	268		311	225	94	409	244	212	135	GC											
-9	1~2	159	186	268		300	229	101	325	303	242	130	GC											
-10	0.2~1	152	196	273		317	180	137	283	275	262	180	GC											
-11	0.5~1	158	200	267		380	194	186	138	134	443	285												
-12	0.4~1	180	258	269		333	224	109	305	154	336	205												
-13	1~2	198	247	266		418	286	132	339	118	273	270												
-14	0.4~1	189	252	270		345	227	118	186	222	367	225												
-15	0.4~1	212	314			338	224	114	251	211	328	210												
-16	0.4~1	125	197	268		416	274	142	262	163	305	270												
左岸	1~2	138	196	266		348	232	116	270	246	289	195												
露呈	2~3	138	181			361	222	139																
R ₁ -2	37~42			265							550	450												
R ₁ -3	1~2			266						420	125	455												
	29~4			265						660	340	360												
				266						610	360	360												

表 6.09 上游方梁迎水面水坝四次调查土质试验结果
(上C7 采土地)

名 称	采取深度	物理指标													力学指标						备 注					
		自然含水比				土粒子比重	吸水率 (%)	塑性			级配组成			密实特性			压缩试验			三轴 C-U						
		W _f (W)	W _t (W)	W _l (W _T)	WP (WP)			IP (IP)	>20	20 ~ 0.075	0.075 ~ 0.005	砂	细砂	粘土	W _{opt} (W _{opt})	W _n (W _n)	kv (kv)	A _v (A)	Cu	φ _u		C _{cu} (C _{cu})	φ _{cu}	有效应力	内部凝聚力	内部凝聚力
上C ₇ 1号	d	267									333	257	200	210	1.81	160		0.37	169	0.47	18					
	m																									
上C ₇ 2号	d										168	178	414	240												
	m																									
上C ₇ 3号	d	270									299	257	271	173												
	m																									
上C ₇ 4号	d	261									292	408	75	225												
	m																									
上C ₇ 5号	d	266									29	158	478	335												
	m																									
上C ₇ 6号	d	269									26	211	478	285												
	m																									
	d	267									22	228	470	280												
	m																									

注
 1) 含水率 W_f 系含粗砾状态之含水量。
 2) 三轴试验之水等之力学试验项目是：测定 D 位为 95% 时之压缩状态。

细粒土

W_{opt} D₅₀ (γ_d = 160)

W_{opt} D₆₀

2 细粒土质材料的特征

细粒土质材料的采取地是上C₁和上C₂。

细粒土质材料的物性值总结如下表所示：

表 6.2) 细粒土质材料的物性值

采取地名称	自然含水比 (%)	坚固性		粒度组成 (%)			备注
		塑性界限 %	塑性指数	砂	细砂	粘土以下	
上C ₁	24~33 (30)	24~32 (26)	16~21 (19)	2~12 (6)	47~64 (56)	29~51 (37)	
上C ₂	26~29 (27)	22~27 (25)	18~20 (19)	2~16 (10)	46~50 (48)	39~48 (42)	

注：() 内系平均值

粒度组成，粉砂及粘土以下的细粒土粒子占有大部分，R_p (粉砂以下的含量)，为平均 90%。从该粒度组成亦可很明显地看出：不透水性是充分的。透水试验 (天然土) 表示 $n \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 以下的值。

该土质在统一分类上属于 CL~CH，塑性指数 20，粘性高，对管涌有抵抗性。

自然含水比，比塑性临界稍为湿润，和击实试验 ($E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm/cm}^3$) 的最适合含水比比较起来，约湿润 3~6%，D 值为 92~95% 密度的填土能进行的自然含水比状态。

注：D 值是指填土密度对最大干燥密度的百分比。

抗剪性，在饱和状态做直接抗剪试验时，内部摩擦角为 14~24°，粘着力为 0.15~0.32 Kg/cm^2 的强度。设计时考虑直接剪力仪的结构上的影响，有必要乘上降低率后再用。

总结细粒土质材料的粒度分布，并与日本、美国等水坝填土实绩粒度进行比较如图 6.5) 所示。据此可知：本地区细粒土质材料为过度细粒，如产生滑动的均一水坝的材料粒度及干燥填土施工等情况下，相当于易产生裂缝的粒度。除此之外，尚有天然状态试样的试验，D 值 95% 前后密度的固结降状应力 $P_y = 1.0 \sim 1.5 \text{ Kg/cm}^2$ 。在超过该荷重作用的本水坝规模的情况下，筑堤中的塑性变形变大，担心滑动问题将有进一步发展的可能性。多雨量年时，土采取场的地下水位上升接近至地表面，用土的含水比提高、因此可充分地预想到其力学性方面将变得更不稳定。另外，施工时容易发生孔隙水压且是消散度小的材料，在较长时期的过程中剪切抵抗面恐怕有不安。因此，本地区细粒土质材料对堤体滑动及变形问题的影响度较小，故认为将重点置于不透水性位置的使用为最合适。(例如：水平覆盖层填土，接触性粘土)。

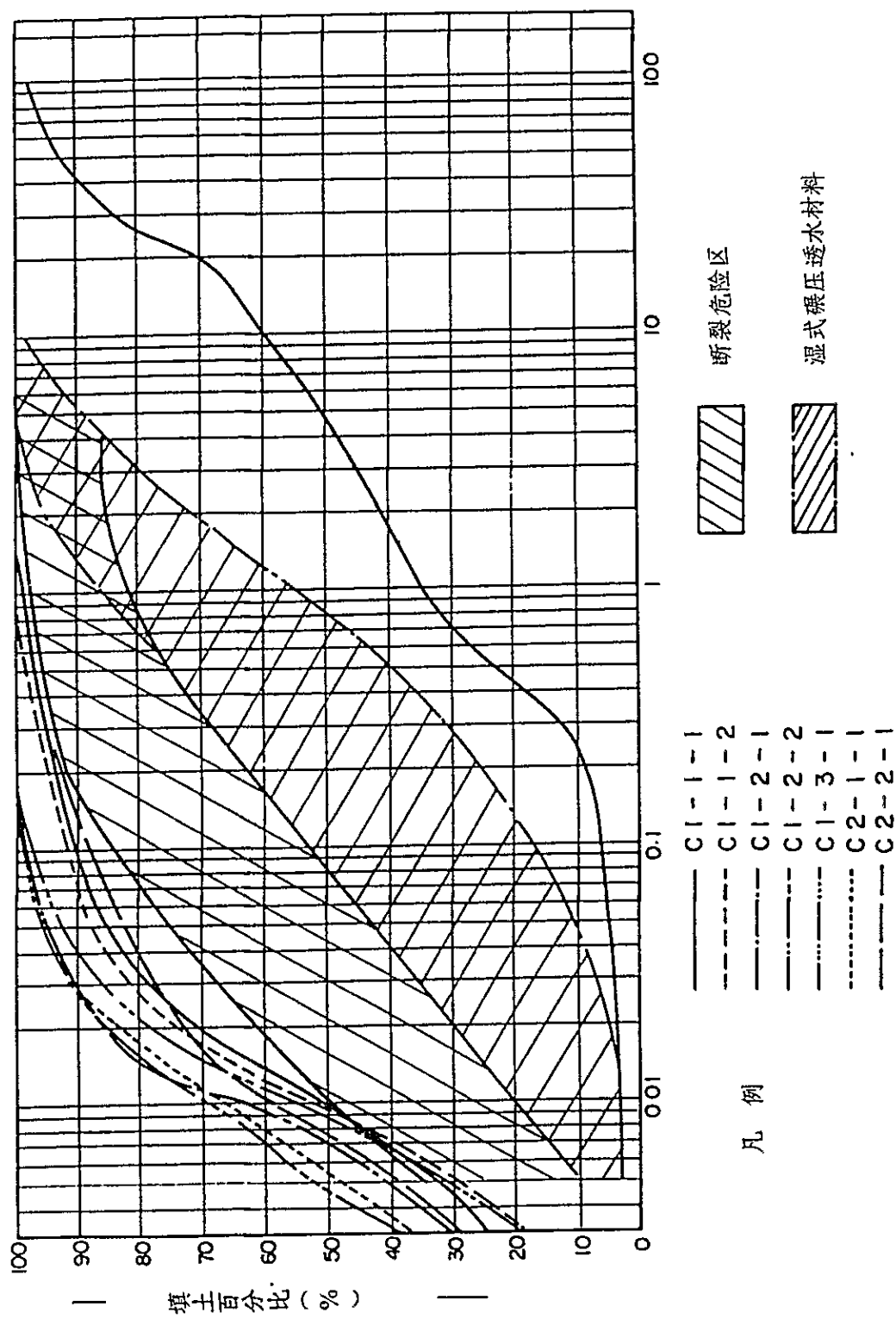


图 6.(5) 上 C₁ 及上 C₂ 细粒土质材料 (上游案) 的粒度

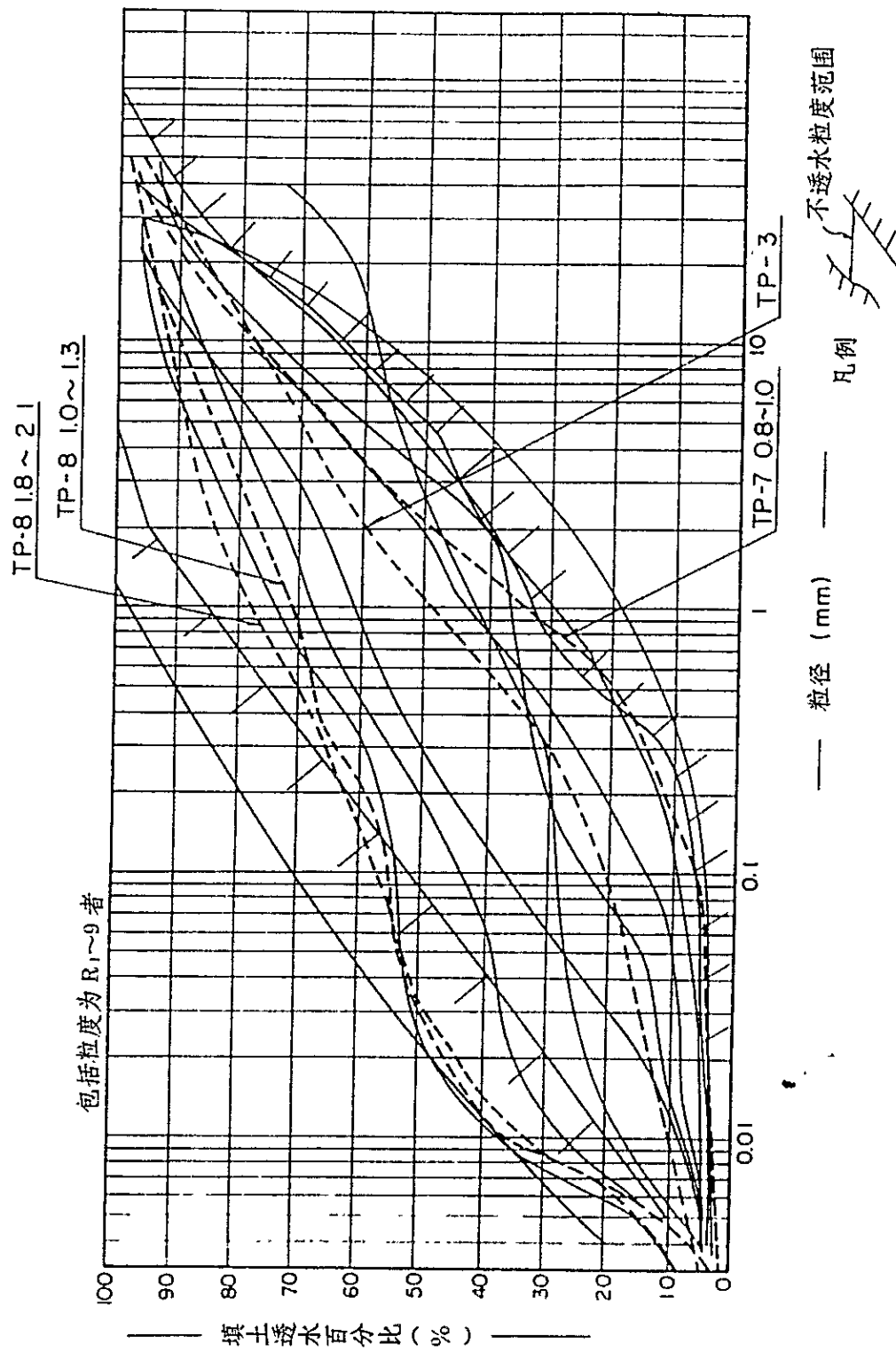


图 6.(6) 上 C₃ 土采取场材料

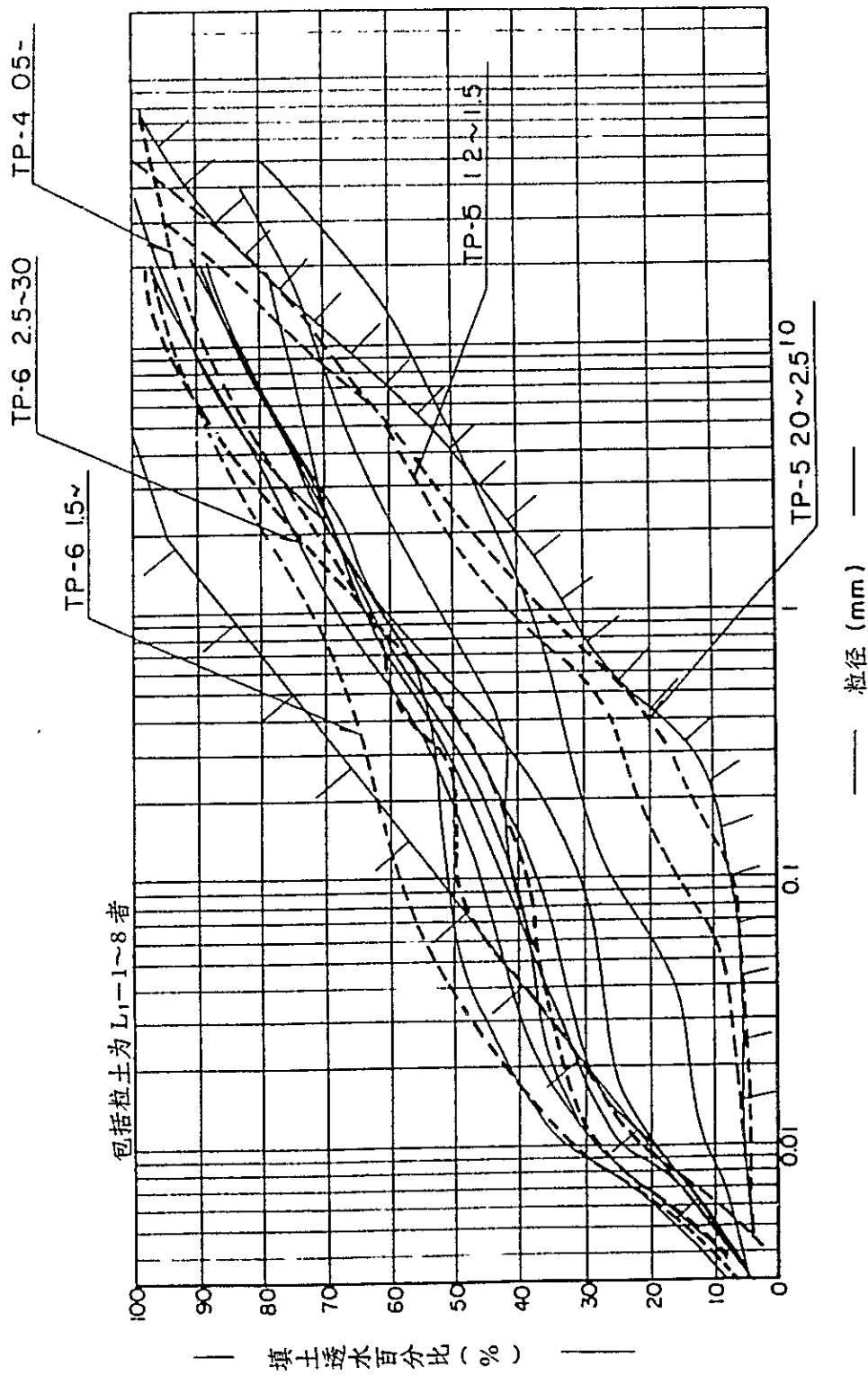


图 6. (7) 上 C₄ 土采取场材料

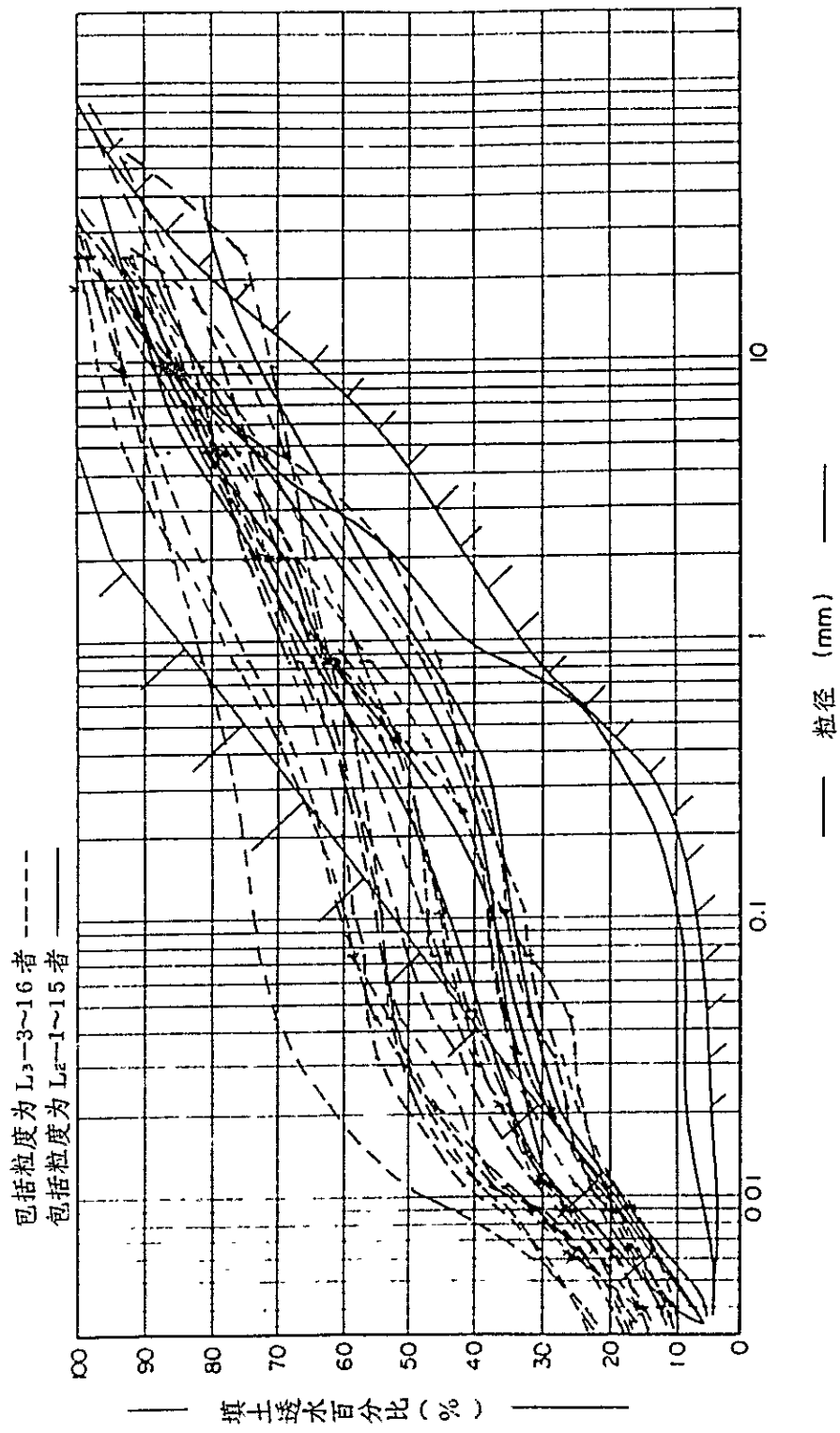


图 6. (8) 上 C₃ 土采取场材料

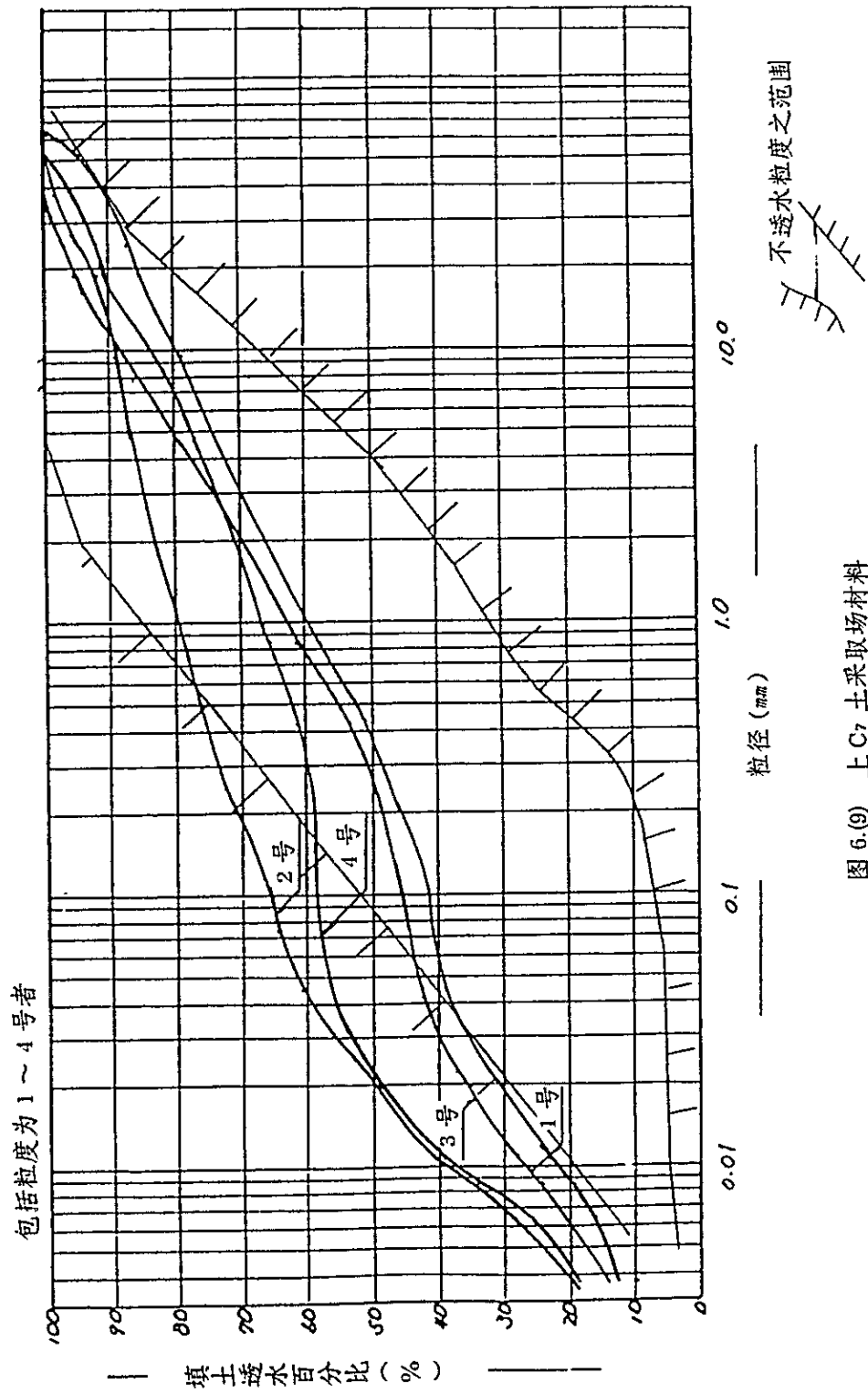


图 6.9) 上 C₇ 土采取场材料

3. 粗粒土质材料

粗粒土质材料的采取场是上C₃, 上C₄, 上C₅及上C₇。该材料的粒度组成如下所示。

表 6.02 粗粒土质材料的粒土

采土场	含 含量百分比 率 (%)			
	砾 2 mm以上	砂 2.0 ~ 0.074 mm	细砂 0.074 ~ 0.005 mm	粘土 0.005 mm以下
上C ₃	0 ~ 74 (40)	20 ~ 46 (30)	2 ~ 55 (19)	2 ~ 25 (11)
上C ₄	21 ~ 58 (35)	17 ~ 43 (30)	3 ~ 36 (20)	4 ~ 22 (15)
上C ₅	14 ~ 49 (31)	13 ~ 41 (24)	5 ~ 44 (26)	5 ~ 29 (18)
上C ₇	17 ~ 30 (27)	18 ~ 41 (28)	8 ~ 41 (24)	17 ~ 24 (21)

注) ()内为平均值

一般来说, 成为不透水性材料的粒度为 $R_p > 8 \sim 10\%$, 粘土以下的含有量 $> 5\%$ 。如以上表的平均值来看, 各采取场之材料的能得到不透水性。将透水试验的结果与 R_p 比较后如图 6.00 所示。从图中可见: D 值 95% 以上时, 压实试样 $R_p > 20\%$ 成为不透水性。只是 D 值 90% 时, 密度过低, 总体来说还是无法得到不透水性。

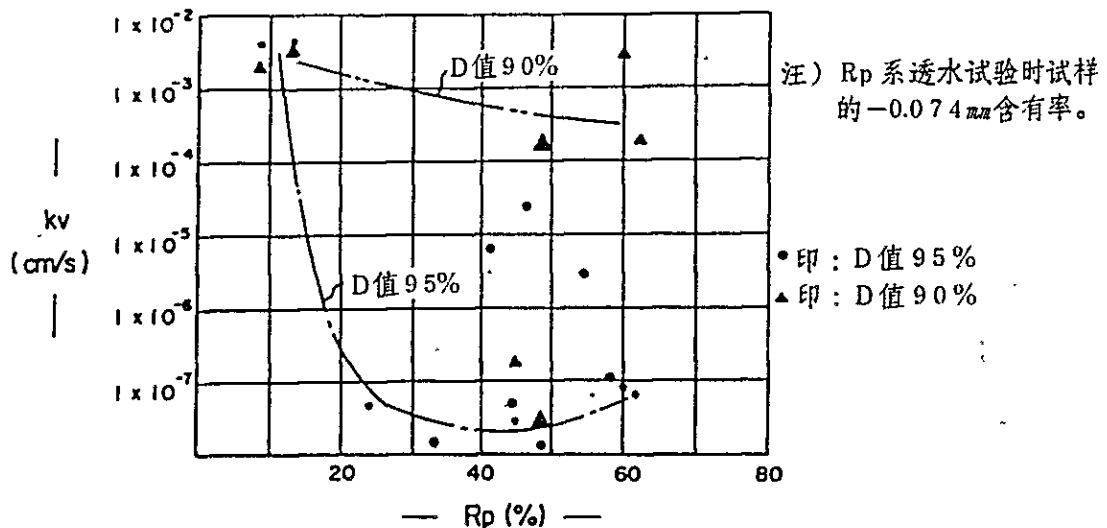


图 6.00 透水系数 (K_v) ~ 0.074 含有率 (R_p)

$R_p < 20\%$ 时, 一般用于填土的管理值的 D 值即使为 95%, 也无法得到不透水性。因此对于 $R_p < 20\%$ 的材料, 应该充分使用半透水材料。

作为不透水性材料的合适粒度和各取土场的粒度关系如图 6.(6)~(9) 所示。

该粒度分布图没有考虑在现场测定的粗砾(50 mm以上)的含有率,因此,实际的粒度在很多时候将比图示者稍(以通过面分率计算约为10%)偏向粗粒侧。

从粒度分布图来看,各取土场的材料其 R_p 平均在40%前后,总体来看,还是属于透水性区域材料的适性粒度内的。

含粗粒砾(4.76 mm以上)时土的透水性,当粗粒砾率在40~50%以下时,即能保持其不透水性,更确切地说,一般适当的砾率(30%左右)的情况下,不透水性强。由于各取土场材料的粗粒砾率平均在30%左右,故可以说乃处于适当的砾掺入率状态。

依照粗粒土质材料的统一分类,属于GC至SC。塑性指数 $I_p=8\sim 10$,具有中等度的管涌抵抗性。只要不进行太充分的压实及松散的填土,并不存在管涌的问题。

压实试验时, R_p 和最大干燥密度的关系如图6.01所示。半透水性材料和不透水性材料可根据 $R_p=20\%$ 来进行区别,而半透水性材料其最大干燥密度 γ_{dmax} ($E_c=5.625\text{ Kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$)在1.90以上时,可知能进行很高密度的填土。作为不透水性材料,如其 $20\leq R_p < 60\%$ 时,其最大干燥密度 γ_{dmax} 即变成1.90~1.65,和细粒土质材料平均 $\gamma_{dmax}=1.55\text{ g}/\text{cm}^3$ 比较起来密度是高的。即使根据这点,亦可承认在力学性方面优于细粒土质材料。

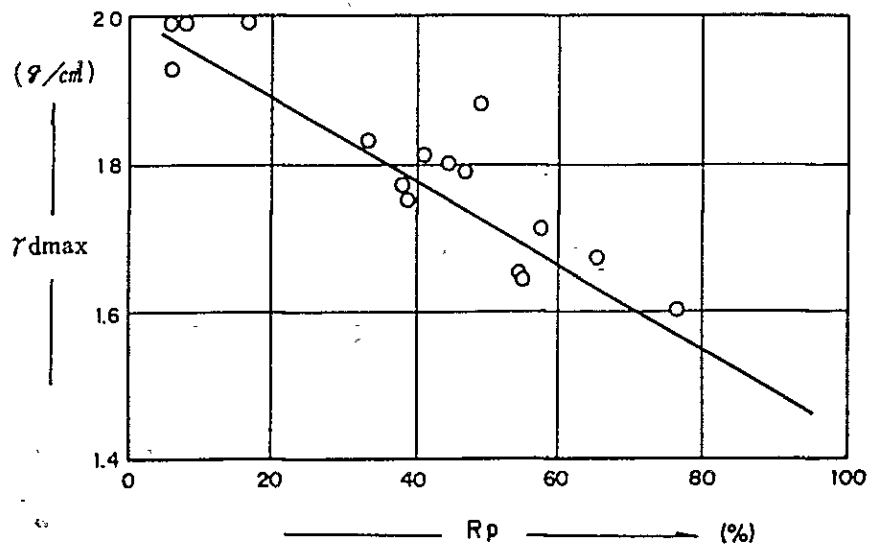


图 6.01 粗粒土质材料 R_p : γ_{dmax} 关联图

有关进行碾压试验的粗粒土质材料,考虑砾率 P (4.76 mm以上的砾)压实试验的整理图如图6.02所示。 $P=20\%$ 以上的砾率材料使用大型铸型($\varnothing 30\text{ cm}$),而 $P=0\%$ 者使用标准铸型($\varnothing 10\text{ cm}$)。铸型的尺寸效应的影响虽然也可能具有一定的作用,然而正如 $P=20\%$ 以上那样,混入砾以后即有向很高的密度推移的倾向。考虑砾的混入之密度式有Walker-Holze式。将本次结果与该理论式对比后如图6.02所示。一般认为从 $P=50\%$ 左右起,即和理论式有偏离,但本地区较低,约从 $P=40\%$ 左右起,即显示偏离理论式的倾向。

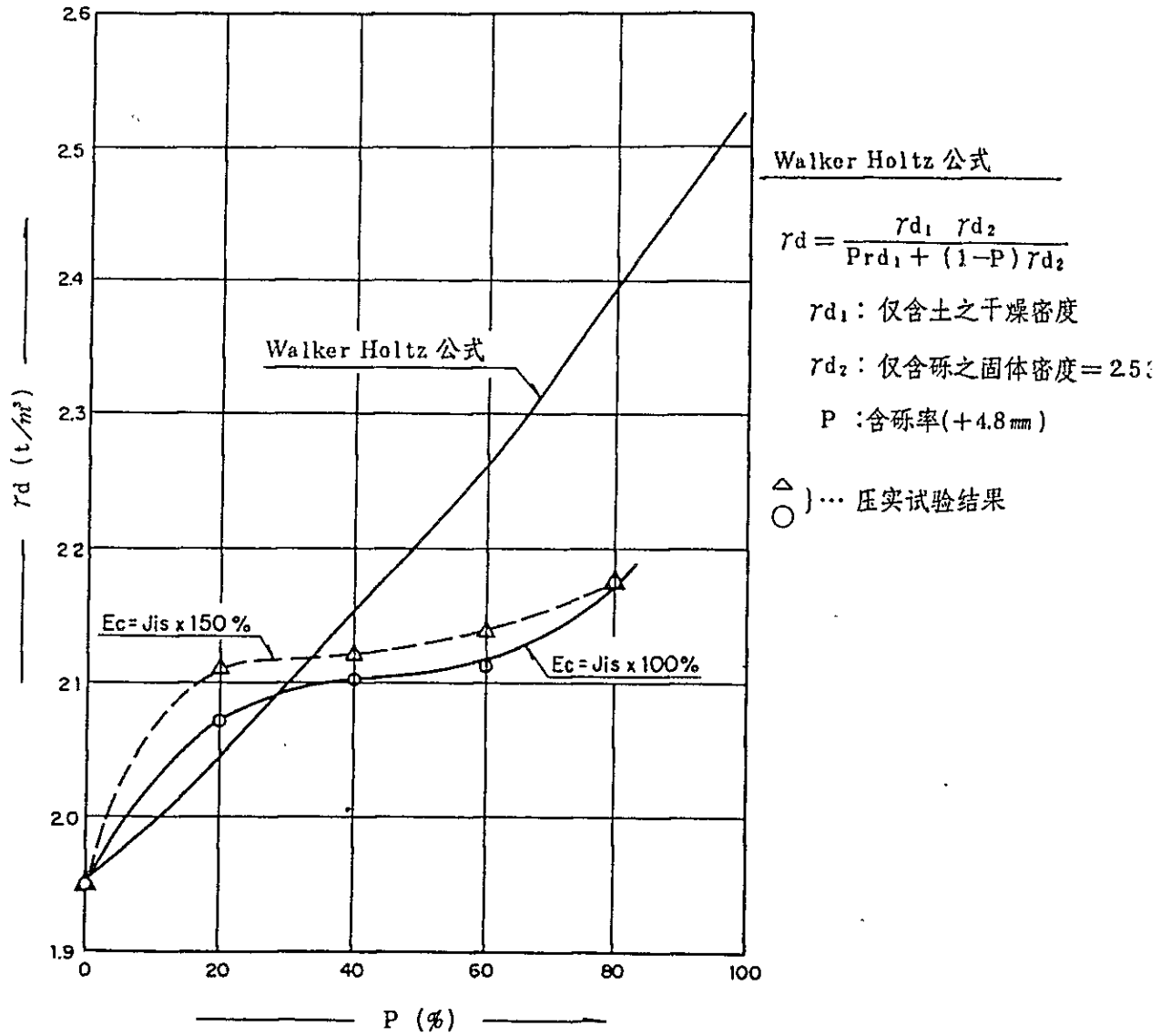


图 6.02 砾率与干燥密度的关系

表 6.03 压实力、含砾率、干燥密度的关系 (2 / cm)

		含 砾 率				
		0%	20	40	60	80
$E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm/cm}$	γ_{dmax} (g/cm)	1.95	2.07	2.10	2.11	2.17
	W_{opt} (%)	12.5	10.0	10.5	10.0	8.6
$E_c = 5.625 \times 1.5$ $\text{Kg} \cdot \text{cm/cm}$	γ_{dmax} (g/cm)		2.11	2.12	2.13	2.17
	W_{opt} (%)		10.0	10.1	9.7	8.8
$E_c = 5.625 \times 2.0$ $\text{Kg} \cdot \text{cm/cm}$	γ_{dmax} (g/cm)	1.97				
	W_{opt} (%)	11.8				
		$\varnothing 10 \text{cm}$ 翻土	$\varnothing 30 \text{cm}$ 翻土			

- 注 1) $P = 0\%$ 之压实试验结果系：碾压次数 6 次、8 次、10 次之各碾压层的压实平均值。
 2) 试料系采自坝轴近处上 C₃ 采土场之崖堆性土。

换言之, $P=40\%$ 以下时, 砾间的空隙里土的混入无法顺利进行, 从这样程度的砾率, 其透水性有较大的变化。

将固结不排水型 ($C-\bar{U}$) 三轴试验的强度与 R_p 的关系如图 6.13 所示。随着 R_p 的减少, 可观察到内部摩擦角有增加的倾向。特别是 $R_p < 20\%$ 以下的试样发挥着 $\phi' = 36^\circ$ 前后的高强度作用。在 $20 \leq R_p < 60\%$ 不透水材料的对象范围内, 平均 $\phi' = 20$, $C = 4 \text{ t/m}^2$ 。

如上所述, 从试验结果可见在力学性方面粗粒土质材料优于细粒土质材料, 由于粗粒土质材料剪切抵抗强、压缩性低及具有无填堆时重塑、易操作等优点, 故作为筑堤材料乃想予以积极的利用。不过, 利用该土质材料乃需高度的施工管理。应注意之点列举如下:

- ① 不透水性层不能用大型机器滚压时, 对管路排水的抵抗性降低, 必须建设渗滤材料半透水性层。
- ② 透水系数易受砾率的影响, 粗砾率到一定程度以上时 (40%) 引起透水性的激增, 故对砾率管理亦应予以注意。
- ③ 填土容许含水敏感比之范围狭窄。

针对此点:

- ④ 有必要使用压实效率良好的大型土方机械 (例如自行式夯捣式压路机、振动压路机)。
- ⑤ 对含粗砾材料的力学特性进行充分的调查, 将熟悉该业务的技术人员从事现场工作并增强管理。管理项目除了透水及密度外, 对砾率、饱和度等亦应有必要给予重视。
- ⑥ 对土采取场的材料进行充分的探究, 根据需要亦有必要对材料实行库存 (这对施工期的增加, 工期的缩短亦有效。)

另外, 虽然粗粒材料土采取场的候选地设在上 C_3 , 上 C_4 , 上 C_5 及上 C_7 等四处地方, 但从材料的粒径情况、贮量、水坝等的关联来看, 下述的施行计划还是合适的。

- ① 首先, 在近距离既是水淹地区并富含粒径适于不透水性材料的上 C_4 作为首选利用地。
- ② 由于仅仅上 C_4 无法确保必要量, 故将上 C_5 定作次选土采取场。
- ③ 于此, 能供给水坝的半透水及不透水性两域的预备土采取场就定在上 C_7 。
- ④ 由于上 C_3 富含砾率高者土质、贮量少及位于交叉水坝有关设施之位置等原因, 为此作为辅助土采取场采用之。
- ⑤ 由于各土采取场均混入容许径以上的砾, 因此有必要设置除砾设施。

Rp ~ C, φ 关联图

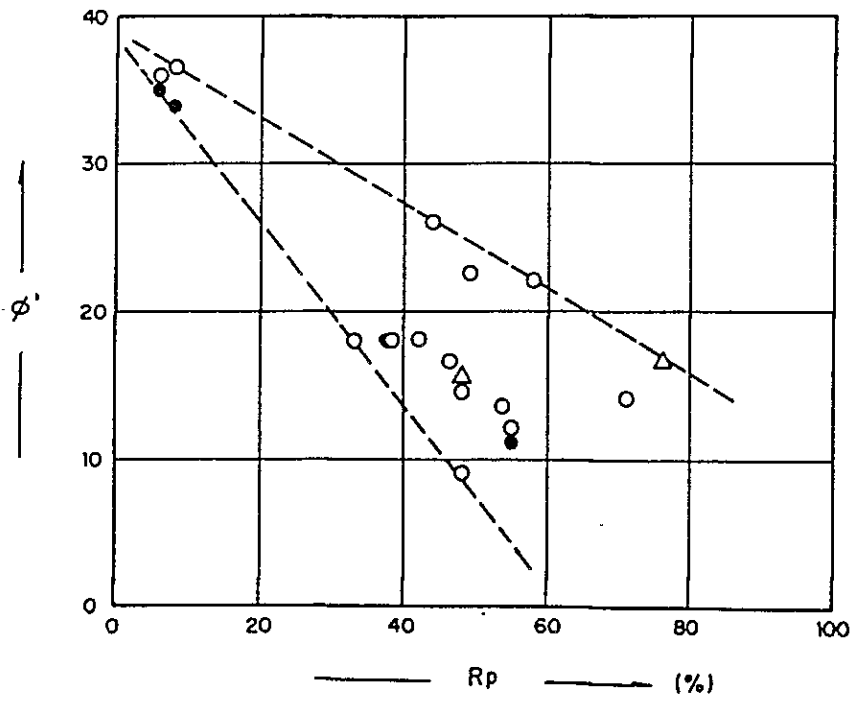
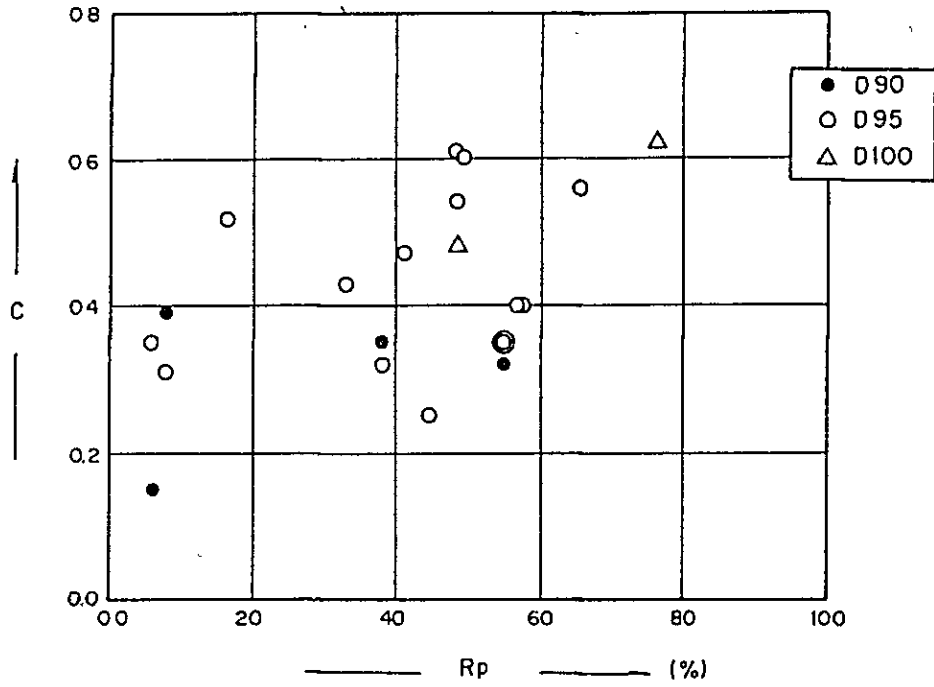


图 6.03 粗粒土质材料 C-U 强度关联图

4. 渗滤材料的特征

渗滤材料利用挠力河床部的砂砾层。该砂砾层在统一分类上属于GW~SP砾质砂层。粉砂、粘土的含量少，因而显示 $1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 的透水性。图 6.04 即为适用于平均粗粒不透水性材料之渗滤粒度，提供下列各条件。

(日本标准之例)

- ① $\frac{\text{过滤层材料的 } 15\% \text{ 粒径}}{\text{受过滤层保护的材料的 } 15\% \text{ 粒径}} > 5$
- ② $\frac{\text{过滤层材料的 } 15\% \text{ 粒径}}{\text{受过滤层保护的材料的 } 85\% \text{ 粒径}} < 5$
- ③ 过滤层材料的级配曲线，最好与受过滤层保护材料的级配曲线基本平行。
- ④ 受过滤层保护的材料中含有粗粒材料时，其材料的 2.5 mm 以下部分，适用于(1)和(2)。
- ⑤ 过滤层材料最好无粘着性， 0.074 mm 以下的细粒分量含量原则上在 5% 以下。
- ⑥ 过滤层材料的最大尺寸，受保护层为土或砂时，最好为 7.5 mm 。

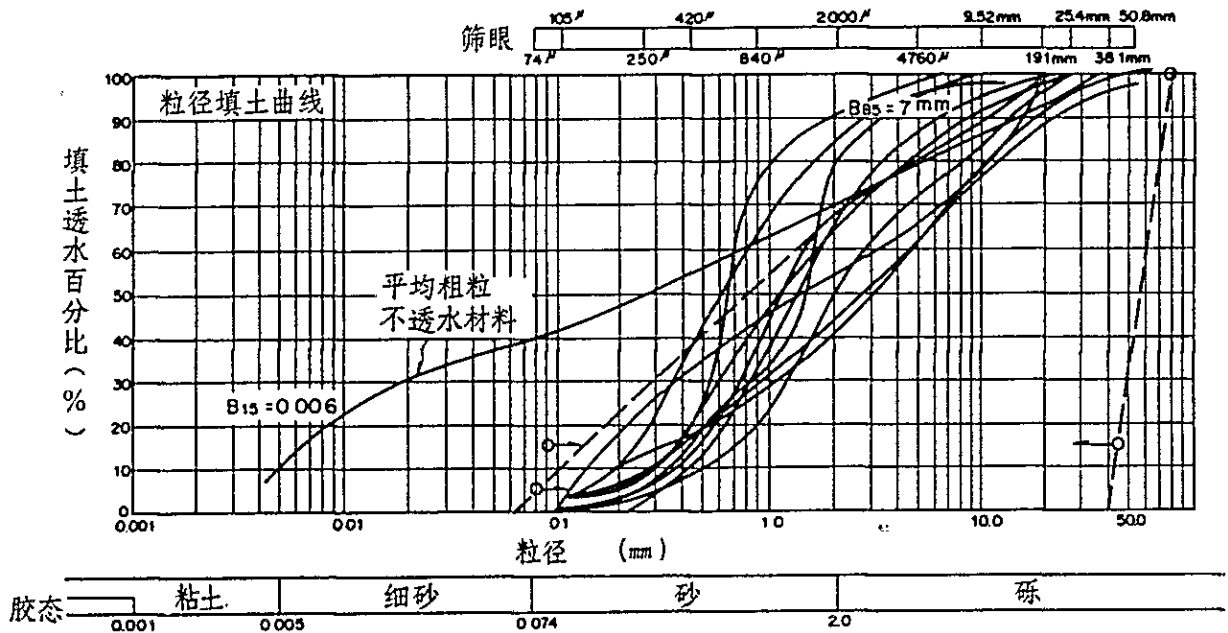


图 6.04 渗滤材料之粒径

河床部的砂层其粉砂以下细粒子的含量在 5% 以下。由于其粒径大体上在适用渗滤粒径范围内，故认为能作为渗滤材料来使用。

还有认为，河床部砂层除了用渗滤材料外，还可利用作为混凝土骨材使用。作为粗骨料使用时，必须对砾的品质予以留意，砂层里所含的砾其吸水率为 3.2% ，

表干比重为 2.52，虽然不可以说是优质砾，但是能够使用（在日本吸水率 3%，比重 2.5 定作品质标准）。作为细骨料的情况下，粗粒率（F.M.）约为 3.3，稍缺乏细粒子，但如注意混凝土配合使用，不会特别发生问题。然而，由于其有机物的含量为 1.0~1.2%，故该品质属需洗净工程之类（日本将比重小于 1.95 者，其重要构造物为 0.5%，其它为 1.0% 定为容许值）。

另外由于沿坝址近傍的挠力河的砂层以砂材料为主体，砾分较少，故亦有考虑利用原石山的花岗岩来制作粗骨料。

5. 原石山材料的特征

本地区有水坝表面保护石，闸门材料及混凝土滑料等处能使用的岩石：花岗岩及玄武岩。

有关地区内代表性试样的岩石材料试验结果如下所示。

表 6.24 岩石试验总括一览表

	密度 ρ_t (g/cm^3)	表干 比重	表现 比重	吸水量 (%)	耐压 强度 (Kgf/cm^2)	静弹性 系数 (Kgf/cm^2)	超声波 传播速度 (Km/s)	动弹性 系数 (Kgf/cm^2)	安定性 (%)
玄武岩类	2.79	2.81	2.87	0.92	794	4.11×10^4	4.9	6.87×10^5	0.5
	}	}	}	}	}	}	}	}	}
	2.84	2.87	2.92	1.80	1821	1.32×10^5	5.8	9.43×10^5	19.3
花岗岩类	2.47	2.56	2.64	1.44	146	1.98×10^4	2.4	1.52×10^5	53.3
	}	}	}	}	}	}	}	}	}
	2.60	2.62	2.92	2.38	709	1.06×10^5	3.7	3.57×10^5	73.6

本水坝的原石山，根据岩的露头状况及搬运距离等诸点因素，认为水坝左岸桥台顶部附近的地方最为合适。该处分布有花岗岩。作为钢筋粗骨料来看时，虽然比重、吸水率等还是良好的，但因为安定性试验损失量大（日本标准为 12%），有必要在设计强度及水泥配合量等留有余地。

用作水坝闸门及表面保护石的材料，在日本一般认为将比重在 2.5 以上，吸水率在 3% 以下，安定性小于 15% 的即具有耐久性。且耐压强度在 $700 Kg/cm^2$ 上者即可认为是优质岩。在考虑这些品质标准时，由于其一部分项目并未符合，故有必要对剪切强度及使用厚度等留有余地处理。但是一到原石山深部耐压强度完全可望达到 $1.000 Kg/cm^2$ 以上，所以将浅部的岩石充分用作水坝抗冻层，而将深部的岩石则用作水坝表面材料及钢筋粗骨料，这样的利用方法还是合适的。（还有，玄武岩是最适于做试验材料。这是和花岗岩表层风化试料试验结果比较的结果。新鲜花岗岩可以由上面推算出来。）

6. 水坝基盘的特征

关于河床部位竖井TP-1处冲积层,以及河床部位3号、4号竖井处洪积层之土质试验结果,示于表6.04。

冲积层的黑色有机质土,均为粉砂以下颗粒的非常粒细的土质。土粒比重为2.59,很低,其意味着有机物含量多。其自然含水率基本处于液限,表示扰动后强度会显著降低。未扰动土的三向固结非排水试验结果,总应力值为 $\theta_{cu}=15^\circ$,表示强度为 $C_{cu}=0 \text{ Kg/cm}^2$,具冲积粘性土特有的强度。

下部的冲积砂砾层呈用铁锹即可轻易挖掘的松散状态,但三轴压缩试验的C-D强度摩擦角为 $\theta_D=38.9^\circ$,很高。很明显,为引起显著的强度下降之层。如留下该层进行水坝施工的话,将在各种车辆、大型机械的运行面形成润滑面,这样就有很大可能引起堤体的滑动。另外,对冲积粘性土的下沉变形也不可忽视。因此,该层乃为必须从堤用地全面除去之层。该层厚度根据探钻结果约为2m左右。

砂砾层虽然松散,但在剪切抵抗性方面和填土材料具有同等以上的强度,在该点上即使存留着一些情况,仍可认为该层基本没有问题。关于下沉方面,由于具透水性,故在填土荷重作用后发生变形,但并不产生长期下沉。只是砂层系透水性,有时贮水后会形成承压层,故连续性的情况下,切切注意勿因截断而发生和贮水池的连通。

洪积层如图6.05所示,为砂、粉砂、粘土的混合形成体。粒径为等效富配合。以N值计算,弱时为30左右,一般是50以上不存在液化作用的问题。

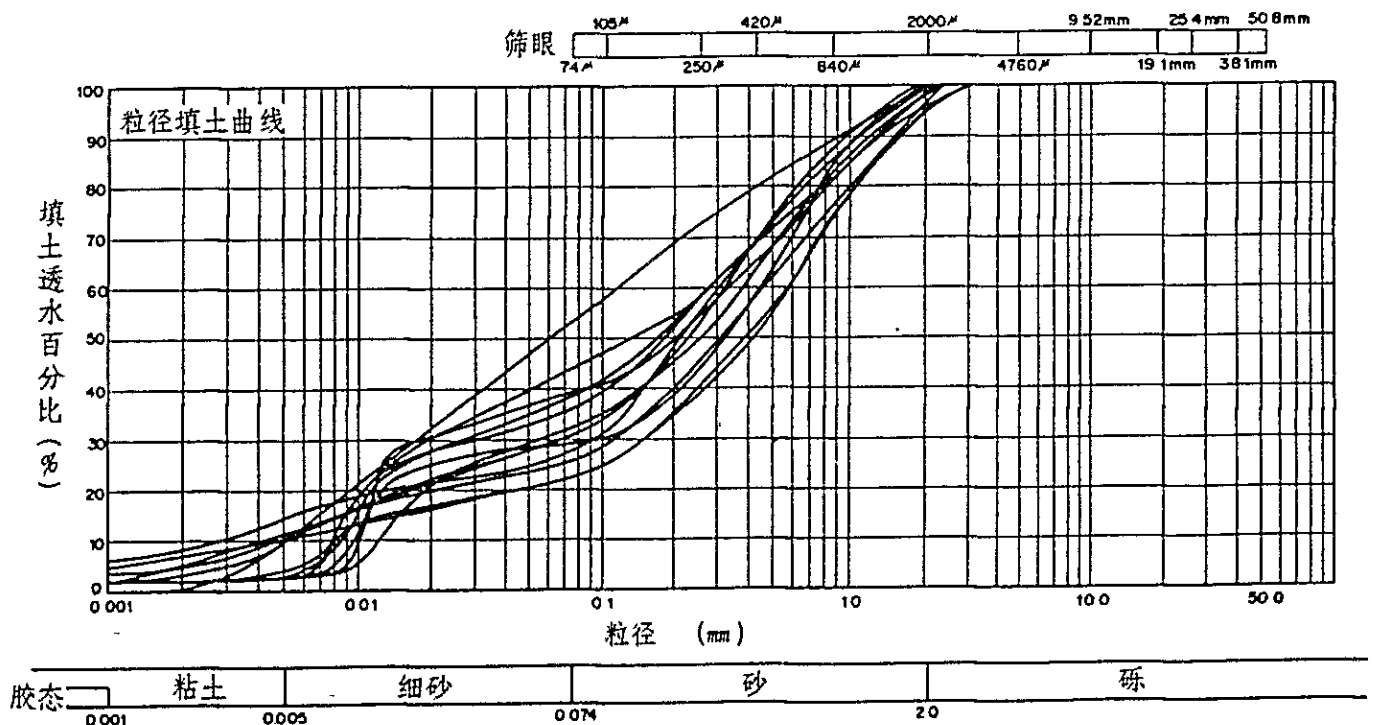


图 6.05 水坝洪积地盘的粒径

7. 填土试验

① 试验位置及用土

在右岸桥台的山脚部(上C₃土采取场),采用统一分类SC~GC的崖锥性粗粒土质材料为用土进行填土试验。

② 填土试验情况

a. 使用的机械

用土的挖掘、搬运……60 马力,5吨的推土机(东方红)

用土的搬出……………同上

碾 压……………3.5吨钢制光面压路机(宽1.3m),牵引使用5吨的推土机。

b. 试验面形状、碾压次数及碾压层数

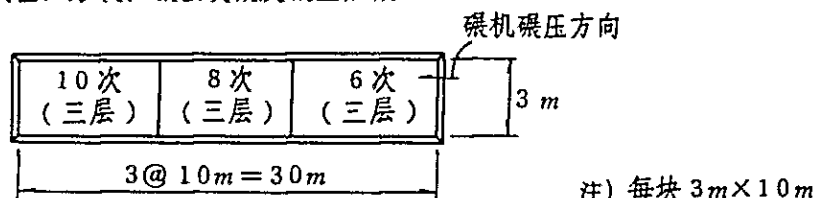


图 6.06 碾压试验地平面

c. 摊铺厚度及用土的含水条件

摊铺厚度(虚厚)的目标每层定为15cm。

用土的含水状态以自然含水比定为原则,由于试验日的天候晴快,用土的干燥进行顺利之缘故,通过散水恢复了用土表面的含水比。另外,摊铺厚度以上的粗砾则配置工人,靠人力来除去。

d. 摊铺厚度的检查

每一块进行10点的水准测量,根据其平均值检查摊铺厚度。

e. 现场试验项目

每一方块进行三个地方的现场密度及现场透水试验($\varnothing=30\text{cm}$, $h=30\text{cm}$)。透水试验作为填土的饱和期间,约用2天的时间进行灌水。

③ 试验的结果

整理填土试验的碾压次数~下沉率、密度及透水系数的结果如图6.07~09所示。

从这些图中可见,因碾压次数的增加填土的密实度并不呈现显著变化的倾向。用土的 $R_p=30\sim35\%$,砾率 $P(4.8\text{m}$ 以上的含量) $=23\sim32\%$ 及适于不透水性材料的粒径,填土的透水系数为 $5\sim8\times 10^{-3}\text{cm/s}$,显示半透水性值。

有关填土试验密度、D值最适含水比和自然含水比之差、饱和度等的计算,如表6.04所示。

据此可见,无论哪个碾压区域压实度D值为90%左右,较低,很明显地表明

使用的大型土方机械过度轻量。另外，使用材料的含水比较最适合水比为小，因此，饱和度 $S_r=50\%$ ，较低，处于得不到不透水性的用土状态。（一般管理下不透水性材料的饱和度 $S_r \geq 80 \sim 90\%$ ）。

因此，像在本次恶劣条件下，得到 10^{-5} cm/s 数量级的透水系数，说明是由于大型机械的大型化、适当地管理夏季的含水比等对策的实行，使不透水性填土能扎实地修筑之缘故。

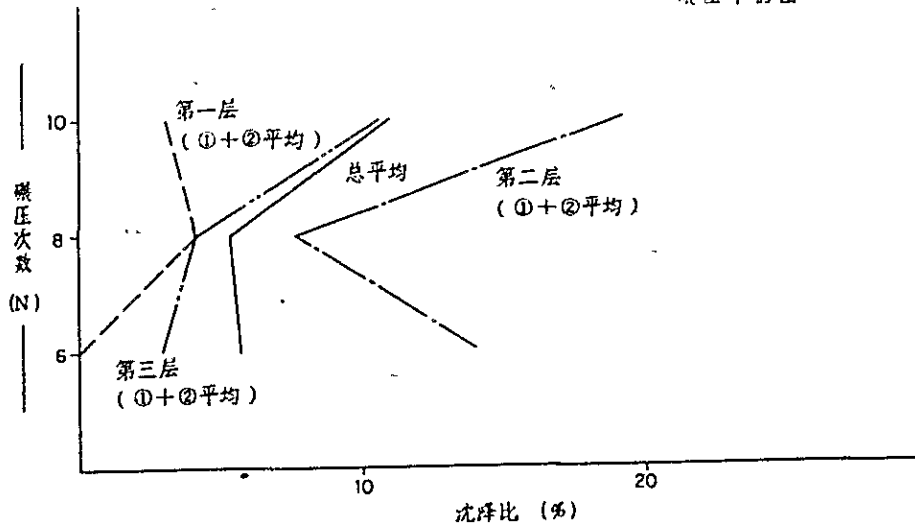
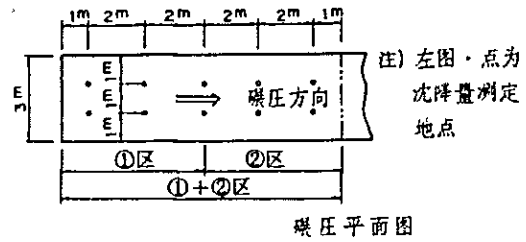


图 6 07 N~U 图

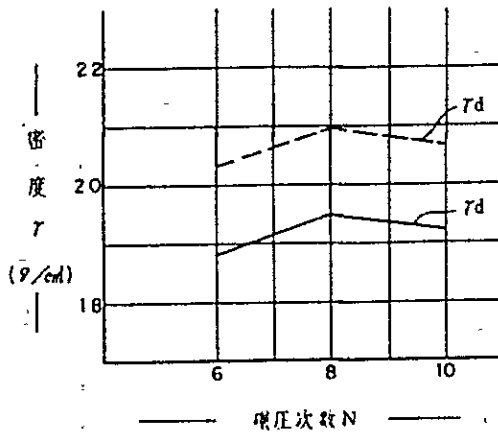


图 6 08 N-r 图

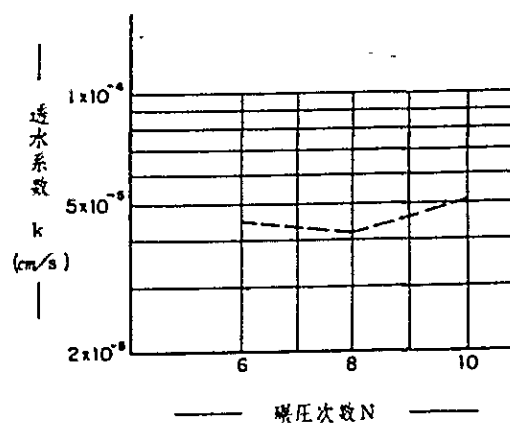


图 6 09 N-k 图

表 6.49 填土试验密度孔的 D 值及饱和度等一览表

碾压次数 N(次)	透水系数 \bar{k} (cm/s)	总干燥密度 γ_d (g/cm ³)	土的干燥密度 γ_{d1} (g/cm ³)	砾率 P+4.8 (%)	Rp (%)	最大干燥密度 γ_{dmax} (g/cm ³)	最适含水比 W_{opt} (%)	土的含水比 W_t (%)	$W_{opt} - W_t$ (%)	D 值 (%)	D 值平均	饱和度 S_r (%)	饱和度平均 S_r (%)
6	8.74×10^{-5}	1.81	1.643	26.7	36.0	1.94	1.30	11.2	1.8	84.7	88.5	47.0	51.1
		1.95	1.767	31.6	31.0			9.9	3.1	91.1		50.6	
		1.89	1.739	26.0	36.0			11.4	1.6	89.6		55.7	
8	5.73×10^{-5}	1.94	1.806	24.7	36.0	1.95	1.25	10.2	2.3	92.6	92.0	55.6	54.7
		2.03	1.880	29.4	32.0			9.8	2.7	96.4		60.7	
		1.88	1.696	30.2	34.0			10.5	2.0	87.0		47.9	
10	5.1×10^{-5}	1.95	1.829	22.8	32.0	1.965	1.20	9.7	2.3	93.1	90.8	55.0	49.1
		1.85	1.694	26.0	31.0			9.2	2.8	86.2		41.8	
		1.97	1.828	26.5	30.0			8.9	3.1	93.0		50.4	

注 1) 土的干燥密度 γ_{d1} 由 Walker Holtz 理论公式 $\gamma_d = \frac{\gamma_{d1} \cdot \gamma_{d2}}{P\gamma_{d1} + (1-P)\gamma_{d2}}$ (γ_d , γ_{d1} , γ_{d2} , P = 总干燥密度、土干燥密度、砾石 (大于 4.8 mm 者) 固体密度 (=2.51) 及含砾比) 计算。

表 6.26 溢洪道各规模之比较

	I 案	II 案	III 案
溢洪道堤长度	30 m	24 m	20 m
溢洪道堰标高	EL 1220 m	EL 1200 m	EL 1190 m
100 年洪水位	EL 12800m	EL 127.85m	EL 127.85m
200 年洪水位	EL 12900m	EL 12885m	EL 128.90m
施 工 费	1,689.4 (万元)	2,049.4 (万元)	2,099.8 (万元)

注 1) 上表洪水位是概略收支计算值, 与详细计算值有些出入。

注 2) 施工费用是按照溢洪道设在右岸鞍部的计划计算的。

表 6.27 蓄水池规模一览表

项 目	储 水 量 ($10^6 m^3$)	累加储水量 ($10^6 m^3$)	水 位 (m)	备 注
堆 砂	8.7	8.7	11230	单位堆砂量 $50m^3/km^2/年$
养鱼(死水)	25.7	34.4	115.30	利用水深 3.0m
利 水	230.0	264.3	124.20	
治 水	187.1	451.4	128.00	P = 2% 时
P = 1% 洪水			128.07	溢洪道河床高度 EL 1220m
P = 0.05% 洪水			128.91	" "

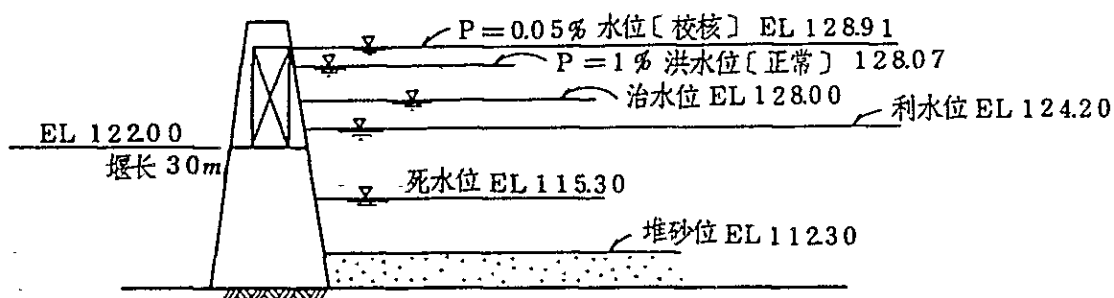


图 6.20 蓄水池计划水位

(3) 水坝的设计

1. 设计条件

① 事业等级及洪水概率年

依照《水利水电枢纽工程等级划分及设计标准》，将本坝的事业等级及建造物的洪水概率年设计标准规定如下：

- 事业等级〔工程等级〕…………… 2 等
- 永久性建造物等级〔永久性建筑物级别〕
 - 主要建筑物…………… 2 级
 - 临时性建筑物…………… 4 级
- 洪水概率年〔洪水标准重现期〕
 - 设计〔正常运用〕…………… 100 年 (P=1%)
 - 校验〔校核〕…………… 2000 年 (P=0.05%)
- 临时性建筑物
 - 堤外建筑物…………… 20 年 (P=5%)

② 溢洪道之规模

就下列 3 个方案，计算施工费用。其结果是第一方案最少经济，决定采用第一方案。

③ 蓄水池的规模

根据灌溉计划及河川治水计划而计算出的蓄水池规模如下表所示。

④ 堤体的规模

a. 充裕高度之计算〔坝顶超高计算公式〕

$$d = e + h_B + \delta$$

其中，d：充裕高度〔坝顶静水位以上的超高〕

e：风力引起的静水位上升高度〔堤前因风吹起出原水库水位的壅水高度〕

h_B ：波浪斜面上卷高度〔波浪以上的安全加高〕
安全性附加高度

δ ：〔正常〕…………… 1.0 m 以上
〔校核〕…………… 0.5 m 以上 } 2 级土坝

○ 风力引起的静水位上升高度 (e) 的计算

$$e \text{ (cm)} = 0.036 \frac{W^2 \cdot D}{H} \cdot \cos \alpha \quad \dots\dots \text{和兰·洛里斯委员会公式}$$

其中，w：风速 (m/s)。将宝清气象站实际测出的最大风速进行概率处理。P=2.5% 时，w=29.5 m/s。

D : 对岸距离 (Km), $D=6.6\text{Km}$ 。

H : 蓄水深度 (m), [正常]时: $H=EL\ 128.1-EL\ 108.0=20.1\text{m}$, [校核]时: $H=EL\ 129.0-EL\ 108.0=21.0\text{m}$ 。

α : 风向与水库轴法线之倾角。由宝清气象站实测风向 NW 和水库轴 WE, 得 $\alpha=45^\circ$ 。

按照上述数值, 求得下列 e 值

- 设计洪水时 [正常]…… $e=0.07\text{m}$,
- 校核洪水时 [校核]…… $e=0.07\text{m}$ 。

斜面上卷高度 (h_B) 的计算

$h_B(m)=3.2 \cdot K \cdot (2h) \cdot \tan\alpha$ ……蓄水池狭窄而浅时。

$2h(m)=0.0208 \cdot w^5/4 \cdot D^{1/3}$ ……伏·格·安德烈扬诺夫式。

其中, K : 系数, $K=0.77$ (间知石张)

$\tan\alpha$: 斜面坡度, $1/2.5$

2h : 全波高 (m)

w : 风速 (m/s), $w=29.5\text{m/s}$ ($p=2.5\%$, 宝清气象站)

D : 对岸距离 (Km), $D=6.6\text{Km}$ 。

由上述数值求得: $h_B=264\text{m}$

表 6.29 充裕高度计算结果

运用条件	e (m)	h_B (m)	δ (m)	d (m)	备注
设计洪水时	0.07	264	1.0	3.71	$P=1\%$
校核洪水时	0.07	264	0.5	3.21	$P=0.05\%$

b. 堤顶标高

表 6.29 堤顶标高

运用条件		d (m)	水位 (m)	堤顶标高 (m)	采用
设计洪水时	$P=1\%$	3.71	128.07	131.78	132.50 m
校核洪水时	$P=0.05\%$	3.21	128.91	132.12	

c. 堤高及堤顶宽度

$$\begin{aligned} \text{堤高} &= \text{堤顶标高} - \text{不透水层最低挖掘标高} \\ &= 132.50 - 105.00 = 27.5\text{m} \end{aligned}$$

关于堤顶宽度, 考虑到筑堤工程用重型机械的作业宽度及道路的使用, 定为 5.0 m。

⑤ 地震惯性力

有关水坝设计所需的地震惯性力, 是根据中国水利电力部“水工建筑物抗震设计规范”而计算出的。

本地区是属设计烈度 6 度的地区（请参照下一页），但因本水坝为蓄水量较大的水坝，故在级别上晋进一级，设计烈度采用了 7 度。

设计烈度为 7 度时，计算坝体稳定值时的地震惯性力如下：

$$\begin{aligned} \text{水平方向地震惯性力 } P_i &= K_h \cdot C_z \cdot a_i \cdot W_i \\ &= 0.1 \times 1 \times (1 \sim 2.5) \times W_i = (0.025 \sim 0.0625) \cdot W_i \end{aligned}$$

K_h : 水平方向地震系数

根据上述规范第 23 条表 2 $K_h = 0.1$

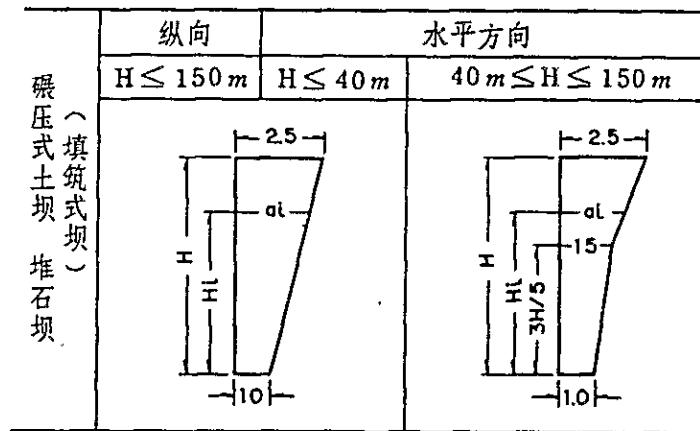
C_z : 综合影响系数

根据上述规范第 23 条 $C_z = 1$

W_i : 质点 i 的重量

a_i : 请参照表 6. (30)

表 6. (30) (第 23 条) 地震加速度分布系数 a_i



铅锤直方向的地震惯性力 $= \pm P_i \times 1$ (根据上述规范第 16 条和第 26 条)

⑥ 洪水量

根据水文解析，各概率洪水时的最大洪峰流量可汇总如下表所示。

表 6. (31) 洪水流量

概率 P (%)	洪峰流入量 (m^3/s)	洪峰溢流量 (m^3/s)	备 注
5 (1/20 年)	610.0	80	包括基底溢流量 $60 m^3/s$
2 (1/50 年)	843.2	160	包括基底溢流量 $80 m^3/s$
1 (1/100 年)	1026.5	937	包括基底溢流量 $80 m^3/s$
(1/2000 年)	2355.4	1121	包括基底溢流量 $80 m^3/s$

龙头桥水库地区

地震基本烈度鉴定(报告)书

辽发烈字(1982)06号

黑龙江省水利勘测设计院:

龙头桥水库位于中国黑龙江省宝清县境内挠力河中游,系中日两国技术合作项目,为开发三江平原枢纽工程之一。水库平均坝高20米,总库容为4.4亿立方米。

该区地处合江中新构造南部的宝清凹陷内,东邻规模宏大的N E向宿山~敦化深断裂,长达800公里沿断裂有岩浆岩玄武岩分布,各段具有不同的活动特征。在宿山~虎林一带与近E W向平行排列的兴凯大断裂交汇,构成Ⅱ度地震危险区。在水库区根据卫片资料存在一条N E向断层;沿河有新生代玄武岩喷溢。另外沿宝石河及西部山区尚发育一些小断层。宝清地区的地貌形态为平原~丘陵的过渡区。新构造运动的主要特征,为山区以上升为主,断裂活动和玄武岩广泛发育而在平原地区则以沉降为主,差异性升降运动不强烈。库区出露的主要岩石为花岗岩和玄武岩。

整个三江平原地区的地震活动,主要集中在黑龙江畔南北一带,最大震级为5.8级(烈度Ⅱ度);而在它的东南地区是东北深震区,其震源深度,多在300公里以下,最深达590公里。查阅宝清县志和实际的历史地震调查,该区曾发生过有感地震计13次之多,其宏观烈度在三度~五度间,尚未发现破坏性地震。

综合上述和对水库地区,区域地质构造条件的分析及历史地震活动特征的研究,结合邻区地震活动可能产生的烈度影响,确定宝清县龙头桥水库地区的地震基本烈度为六度。



抄报: 国家地震局科研处, (国家抗震办公室)

2. 选定坝轴和坝型

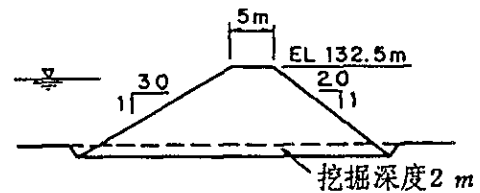
① 坝 轴

迎面山坝址如果将该小山包作为右岸坝台选定坝轴时，在地形上，可以选出如图 6. (21) 所示的 A 轴和 B 轴。

A 轴在坝顶短，而 B 轴在河床窄的情形下，从这两条轴，计算出的坝体规模大致如下表所示。

表 6. (21) 坝轴比较表

	A 轴	B 轴
坝体积 (m^3)	$135^4 m^3$	$130^4 m^3$
挖 掘 (m^3)	$10^4 m^3$	$10^4 m^3$
坝 长 (m)	740 m	790 m



溢洪道，临时排水隧道、取水设施两种方案的堤轴都可以选在相同的位置。堤轴的选定是决定于堤体位置的：从上表的两案可以看出，在堤体规模相同的情况下，B 轴的堤体积略小。

两岸坝台的地质条件都 A 轴有利。就是说，B 轴右岸坝台下面很可能是玄武岩、花岗岩的不整合层，左岸坝台下面有一层较厚的崖堆性土层。A 轴左右两岸坝台下面，则与花岗岩层的距离很浅，因此，可断定选 A 轴较为适宜。

② 坝 型

a. 坝基基础条件

本坝下面的很大一部分河床是一层很厚的洪积层，最厚处达 25 m。这洪积层是较为结实的，N 值平均达 30 以上。含粘土砂层的粒度均等系数为 $U_c=50$ 。本地区是大地震的经验很少的地区，不存在液状化的问题。洪积层的透水数是 $1 \times 10^{-4} cm/sec$ 左右，是属于半透水性的，不必作防漏对策。

本坝坝基的防漏施工法有水平覆盖层施工法和坝基连续止水墙施工法两种，从地层结构的需处理的地层的厚度来说，是不适宜于采用一般防漏施工法——灌浆法和换土法的。

水平覆盖层施工法是：在上流侧作一层不透水膜，降低动水坡度，防止浸透破坏，减少漏水量。

坝基连续止水墙施工法是：在坝基地基内砌一层完全止水墙，止漏水的施工方法。考虑到地基土层结构的变形问题，这层止水墙应设在离开堤体结构线的位置。

不管采用那一一种施工法，防漏措施的位置都在堤体的上流侧。

由于需考虑坝体与不透水段的连续性问题，坝的型式是倾斜式心堤型坝或均

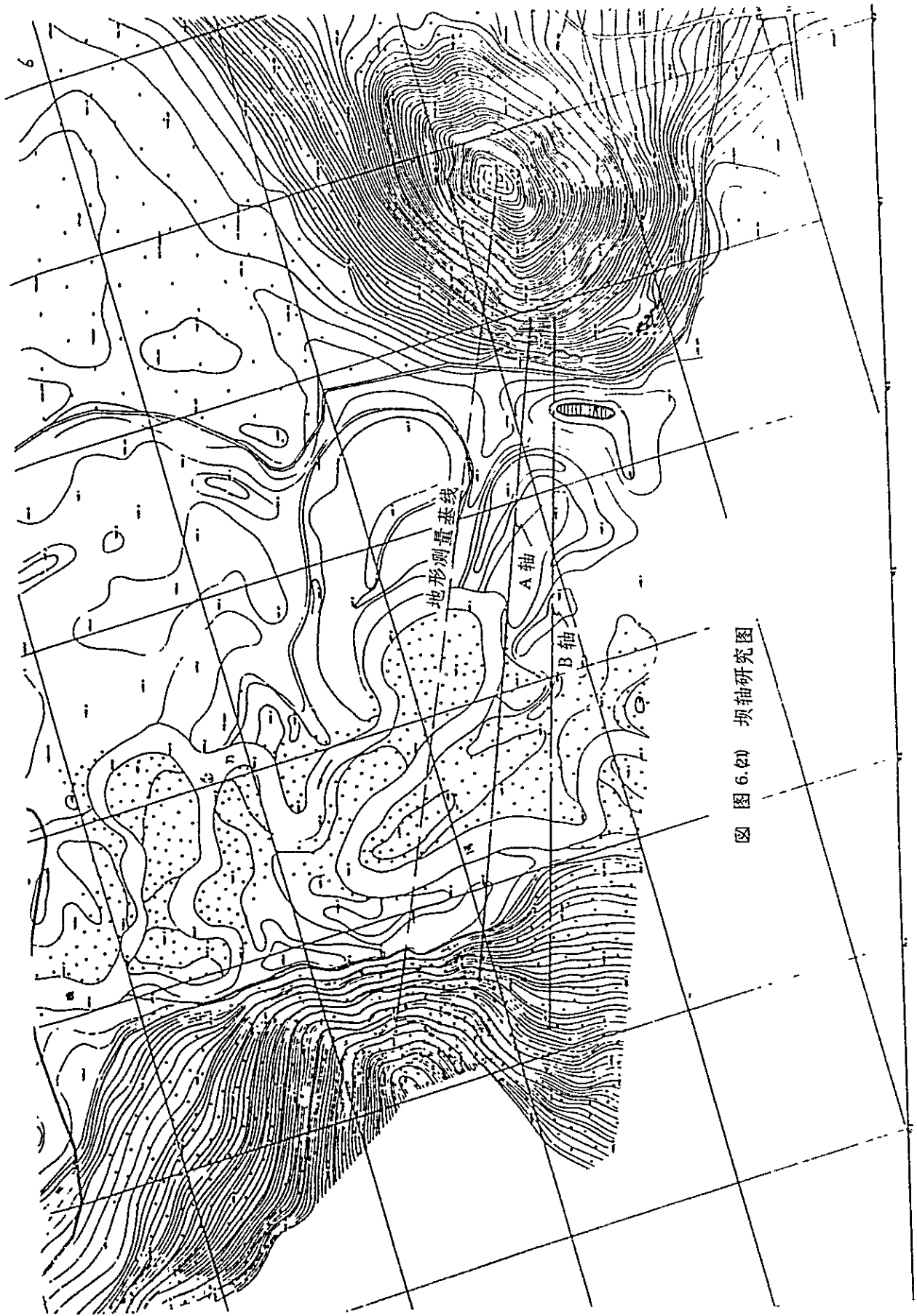


图 6.20 坝轴研究图

匀式坝较为适当。

b. 筑堤材料条件

于坝址附近可低廉采取的材料，有上 C₁、C₂ 采取地的细粒土质材料，和上 C₃~上 C₅ 采取地的粗粒土质材料。

细粒土质材料的不透水性是充分的，但 0.074 mm 以下粒子的含有率达 85 % 以上，是极为细粒的 CL 材料。

因此，不仅压缩变形量大，抗剪阻力小，也是导致水坝缓慢倾斜即筑堤体积增大的材料。其贮藏量不存在何种问题。

粗粒土质材料为砂砾率（2 mm 以上）40 %（平均）、0.074 mm 以下含有率 30 %（平均）的 GC~SC 材料。

除去高砾石率的堆积场所外，可保证不透水性，且是具有出色变形性及抗剪阻力的材料。贮藏量也确认有坝体积的 2 倍左右，若进一步扩大调查范围的话，可以期待是有充分数量的。在采取地因不能取得均质的材料，故需根据级配、砾率来区分不透水性、半透水性材料分别使用。

此外，作为透水性材料的岩石材料，可考虑溢洪道处的花岗岩和玄武岩。过滤材料，可利用挠力河河床砂层。

根据上述筑堤材料条件，本水坝型式可列举出均匀型式以及由半透水性区和不透水性区构成的区域型式两种。

填石式的，因不能完全依靠溢洪道等水坝附带设施的流用岩，而需依赖原石山，故在经济性方面是不利的。混凝土式的，从地质条件来看，很明显地是不适当的。

c. 水坝型式

在此，列出如下五种断面作为候补。各断面均在地基截水沟方面采取了于水坝上游斜面端设置连续截水墙，与坝体间用细粒不透水性材料截水沟来连接的方法。

第 1 种 — 采用细粒不透水性材料的均匀型

第 2 种 — 采用粗粒不透水性材料的均匀型

第 3 种 — 坝体中心采用细粒不透水性材料的倾斜中心型（区域型）

第 4 种 — 坝体中心采用粗粒不透水性材料的倾斜中心型

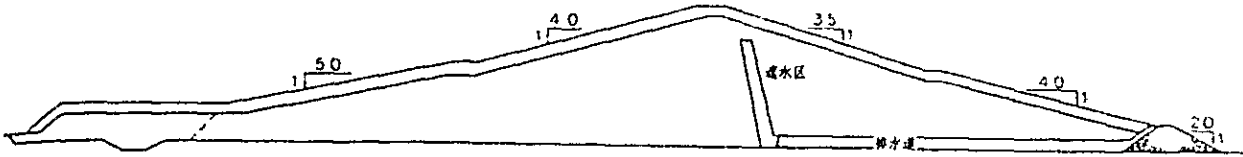
第 5 种 — 坝体中心采用粗粒不透水性材料的中心型

以上各种标准断面示于图 6.49。关于各种型式的水利水位状态下的安全率与斜面坡度之计算结果，如图 6.49 所示。于图中，达至安全率 $F_s=1.2$ 的坡度，示于各标准断面。但是对于下游斜面，即使 $F_s > 1.2$ ，最斜坡度也定为平均 1 : 20。

对于各种方式的工程量及工程费用进行了概算，示于下表。根据该表，从经济性角度来看，第 4 种和第 5 种的使用粗粒不透水性材料作为坝心的区域型，是较有利的。

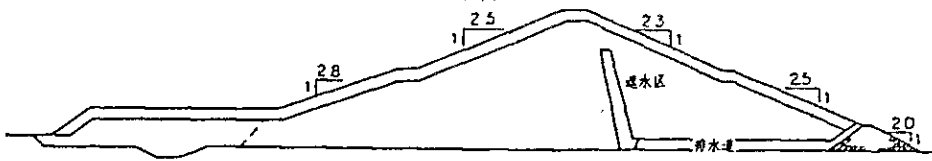
HOMOGENEOUS TYPE 均一型

第一种情况：堤内遮水区用细粒不透水材料



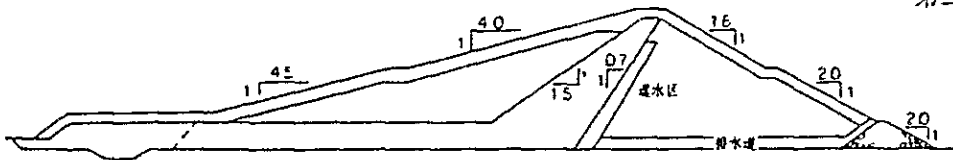
HOMOGENEOUS TYPE 均一型

第二种情况：堤内遮水区用粗粒不透水材料



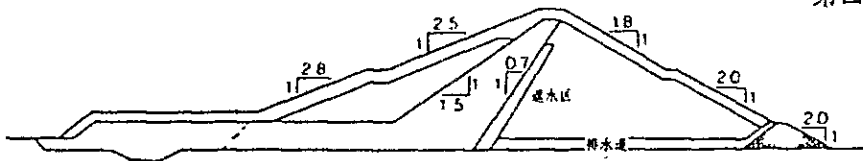
INCLINED CORE TYPE 倾斜芯坝型

第三种情况：堤内遮水区用细粒不透水材料



INCLINED CORE TYPE 倾斜芯坝型

第四种情况：堤内遮水区用粗粒不透水材料



CENTER CORE TYPE 中心芯坝型

第五种情况：堤内遮水区用粗粒不透水材料

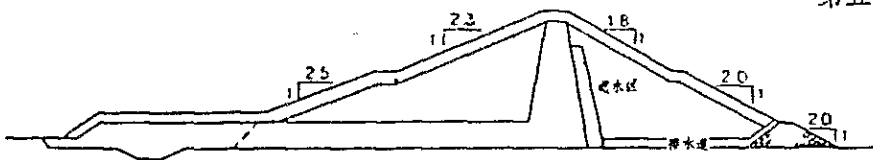


图 6.24 水坝型式比较图

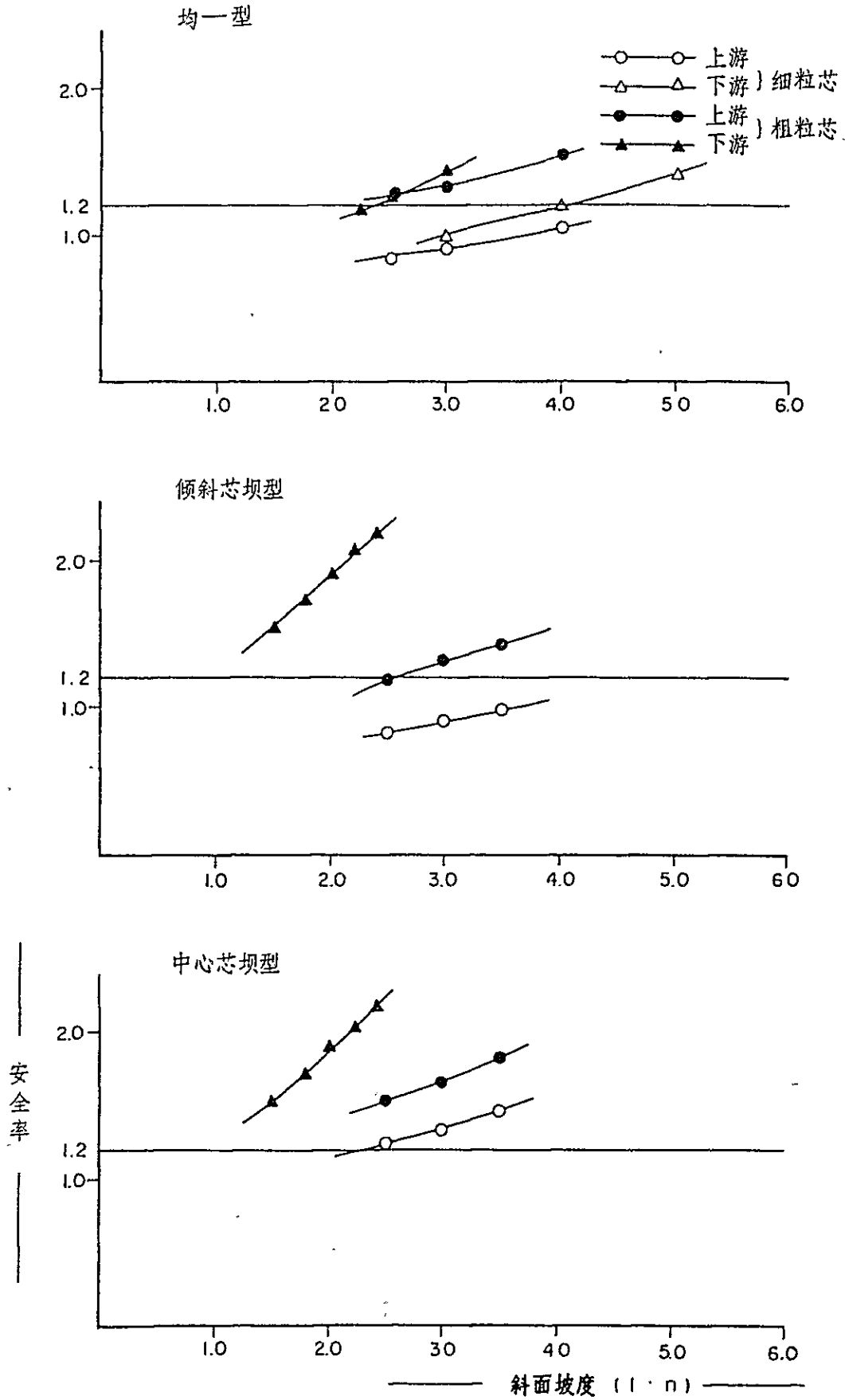


图 6.23 水坝型式、上下游斜面坡度和安全率

表 6.63 水坝型式工程费用表

	第 1 种情况	第 2 种情况	第 3 种情况	第 4 种情况	第 5 种情况
筑堤工程量	1,945,000m ³	1,355,000m ³	1,495,000m ³	1,224,000m ³	1,189,000m ³
工 程 费	百万元 37.911	百万元 27.538	百万元 28.456	百万元 24.202	百万元 22.521

比较第 4 种和第 5 种，则可知中心型于经济方面稍有利。

中心型的坝内覆盖层长，地基变形量大时，有可能破坏坝内覆盖层的截水性。

倾斜中心型，困难于受雨天影响的粗粒材料大量配置于下游侧，可期待施工日数的增加，并可有效地提前完成工程，在经济性方面也是有利的，如表 6.63 所示，经济性之差，实质上会更少些。

若考虑以上事项，则可判断本水坝采用第 4 种倾斜中心区域型，是最为有利的。考虑上述各项，断定采用第 4 种倾斜式心堤型坝较为恰当，决定采用第 4 种。

3. 基础处理设计

① 坝基处理

河床部冲积层为 N 值 2~6 的非常软弱之地层，是造成坝体的不均衡下沉、滑坍的原因。因此，有必要将该冲积层从坝基下全面除去。除去厚度平均为 2 m。

此外，为防止不均衡下沉以及坝基面的管涌现象等，也应除去两岸的表土及崖堆层。

在除去过类地层后，对强度小于筑堤材料的弱地层，原则上也应除去。其目标数值考虑为 N 值 20。

※ (N=20 时, $\phi = \sqrt{12 \times N + 20} = 35.5^\circ \approx$ 半透水性材料的设计强度 $= 36^\circ$)

② 防漏处理

a. 防漏施工法之选择

正如在探讨地质坝型时所说的，本坝的坝基是一层较厚的半透水性洪积层，为处理这些洪积层起见，讨论了水平覆盖层施工法和坝基连续止水墙施工法。

两个施工法的概要和施工费，前者较低 16%，因此采用之。

覆盖层施工法中的覆盖层为长 100 m、填土厚度 3 m，为了应付两岸处的迂回浸透，增加灌浆施工项目。

止水墙施工法中的止水墙的深度是贯通洪积层达到基岩，深入强风化岩约 2 m，墙厚为 0.6 m，筑墙材料是混凝土。

尤其是水平覆盖层施工法，所需填土材料又能在近处大量获得。因此，决定采用覆盖层施工法，较为适当。

b. 地基防浸透对策

地基的防浸透对策有两种：一种是满足“容许漏水量”的方法；一种是确保地基的安全性，免受浸透破坏的方法。

本坝的蓄水效率是非常高的，可望在提高 30 m 左右时，使蓄水量达到 4 亿 m³ 以上。

如果，容许漏水量定为利水容量之 0.05 % / 每天（日本农业利水水库的容许漏水量），每天的容许漏水量便达 10.000 m³，没有必要采取防漏措施。本坝的防漏措施的目的是，使地基采用管路排水以确保安全性，围绕这一目的加以探讨。

对于一般排水配管的安定性，有的从临界动水坡度着手检讨，有的从滑塌比并始检讨。

1) 从临界动水坡度检讨

对于排水配管的安全性，可以用下式检讨：

$$F_s \geq \left(\frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w \right) / (\gamma_w \cdot \delta\phi / \delta z)$$

$$F_s = \frac{G_s - 1}{1 + e} / i_c$$

这里 i_c ：临界动水坡度

$\delta\phi / \delta z$ ：位能坡度

γ_w ：水的单位体积重量 1.0

G_s ：土的比重 2.65

e ：间隙比 0.6 ~ 0.7

F_s ：安全率 (一般是 2 ~ 3)

由(1)式可知，安全率 (F_s) 定为 3.0 时， i_c 必须是 0.3 以下。

依照后述的有限要素法 (FEM) 的分析结果，在要素号码 493 附近的位能坡度变大，因此，从覆盖长度和动水坡度的关系图 6. (24) 看，可以得到：堤外覆盖长必须要有 100 米以上的结果。

2) 从滑塌比的检讨

从滑塌比对排水配管的安全性检讨，已由布来氏 Bligh 和连氏 Lane 所提倡。

布来氏 $C_c = L / \Delta h$ (2)

连氏 $C_w = L_w / \Delta h$ (3)

连氏考虑地层透水度的异方性，认为滑塌线的水平部分比垂直部分对渗透流的抵抗小，其比例采用 1/3 比较妥当。他提倡对布来氏的滑塌比应采用附有重叠的滑塌长 L_w 之加重滑塌比 C_w (3) 式。

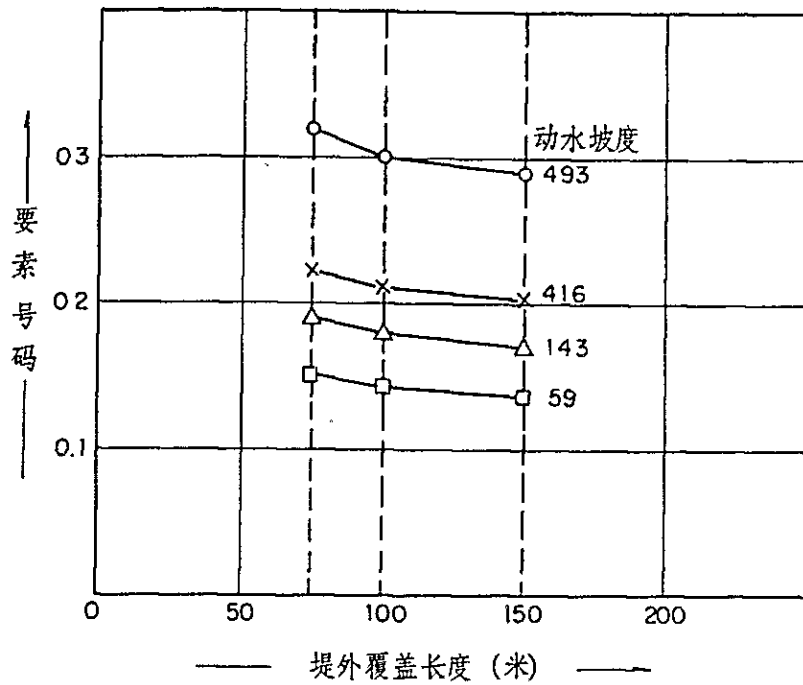


图 6. (24) 覆盖长和动水坡度

滑塌比的数值和地基的关系如次表所示。

表 6. (34) 滑塌比的数值

地基的构造材料	Cc	Cw	地基的构造材料	Cc	Cw
微细砂或粉粒	18	8.5	中砂砾	—	3.5
细砂	15	7.0	砂和砂砾的混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	混小石的粗砂粒	4.0 ~ 6.0	3.0
粗砂	12	5.0	小石和砂砾	—	2.5
细砂砾	—	4.0			

表 6. (34) 中，从地基构造材料和细砂、中砂、粗砂的 Lane 氏的加重滑塌比，求算滑塌长 L_w 时，即得如下：

$$L_w \geq \Delta h \times (5.0 \sim 7.0) = 135 \sim 190$$

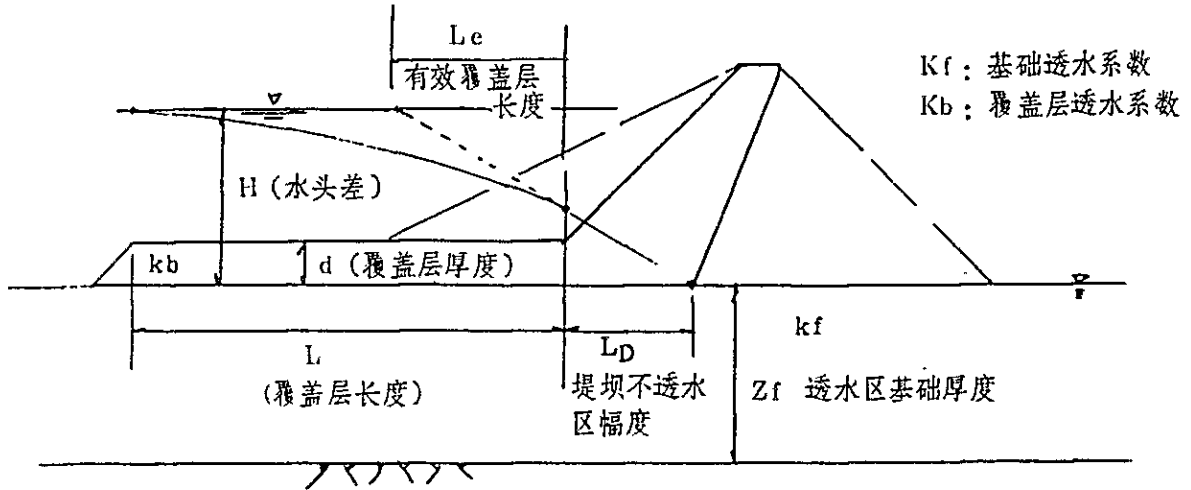
$$(\Delta h \approx 27)$$

滑塌长随地基材料而异，本水坝的滑塌长大约必须要 150 米。

由这些数据可知覆盖长必须要 100 米。

※ Lane, E.D.: 土质地基上的下水渗透石工坝之安全问题, Trans. A.S.C.E. Vol. 100, 1235~1272 页, 1935 年。

2) 水平覆盖层长度之探讨



上图中，堤基处的平均流速，可由下式表达。

$$v_f = \frac{H}{L_D + L_e} \cdot k_f$$

$$L_e = \frac{(e^{2aL} - 1)}{a(e^{2aL} + 1)} = \frac{1}{a} \tan(a \cdot L)$$

$$a = \sqrt{\frac{k_d}{k_f \cdot Z_f \cdot d}}$$

其中， $k_f : 1 \times 10^{-3} \text{ cm/s} = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$;

$k_b : 5 \times 10^{-6} \text{ cm/s} = 5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$;

$H : (\text{校核水位} + \text{风力等引起的水位上升高度}) - \text{地基地盘}$
 $= \text{EL}128.91 + 2.71 - \text{EL}105.0 = 26.62 \approx 27 \text{ m}$;

$Z_f := 22 \text{ m}, L_D = 17 \text{ m}$ 。

按照这些数位，计算 $d = 2.0 \text{ m}$ 、 2.5 m 、 3.0 m （相当于蓄水深度的 $1/10$ ）时的覆盖层层厚、覆盖层长度、平均流速的关系，列表如下：

表 6. 覆盖层长度与平均流速

d = 2.0m			d = 2.5m			d = 3.0m		
a = 0.011			a = 0.0095			a = 0.0087		
L (m)	Le (m)	v_f (cm/s)	L (m)	Le (m)	v_f (cm/s)	L (m)	Le (m)	v_f (cm/s)
30	29.0	0.00059	30	29.2	0.00058	30	29.3	0.00058
40	37.6	0.00049	40	38.2	0.00049	40	38.5	0.00049
60	52.6	0.00039	60	54.2	0.00038	60	55.1	0.00037
80	64.2	0.00033	80	67.5	0.00032	80	69.2	0.00031
100	72.8	0.00030	100	77.9	0.00028	100	80.6	0.00028
130	81.1	0.00028	130	88.8	0.00025	130	93.3	0.00024
∞	90.9	0.00025	∞	105.3	0.00022	∞	114.9	0.00020

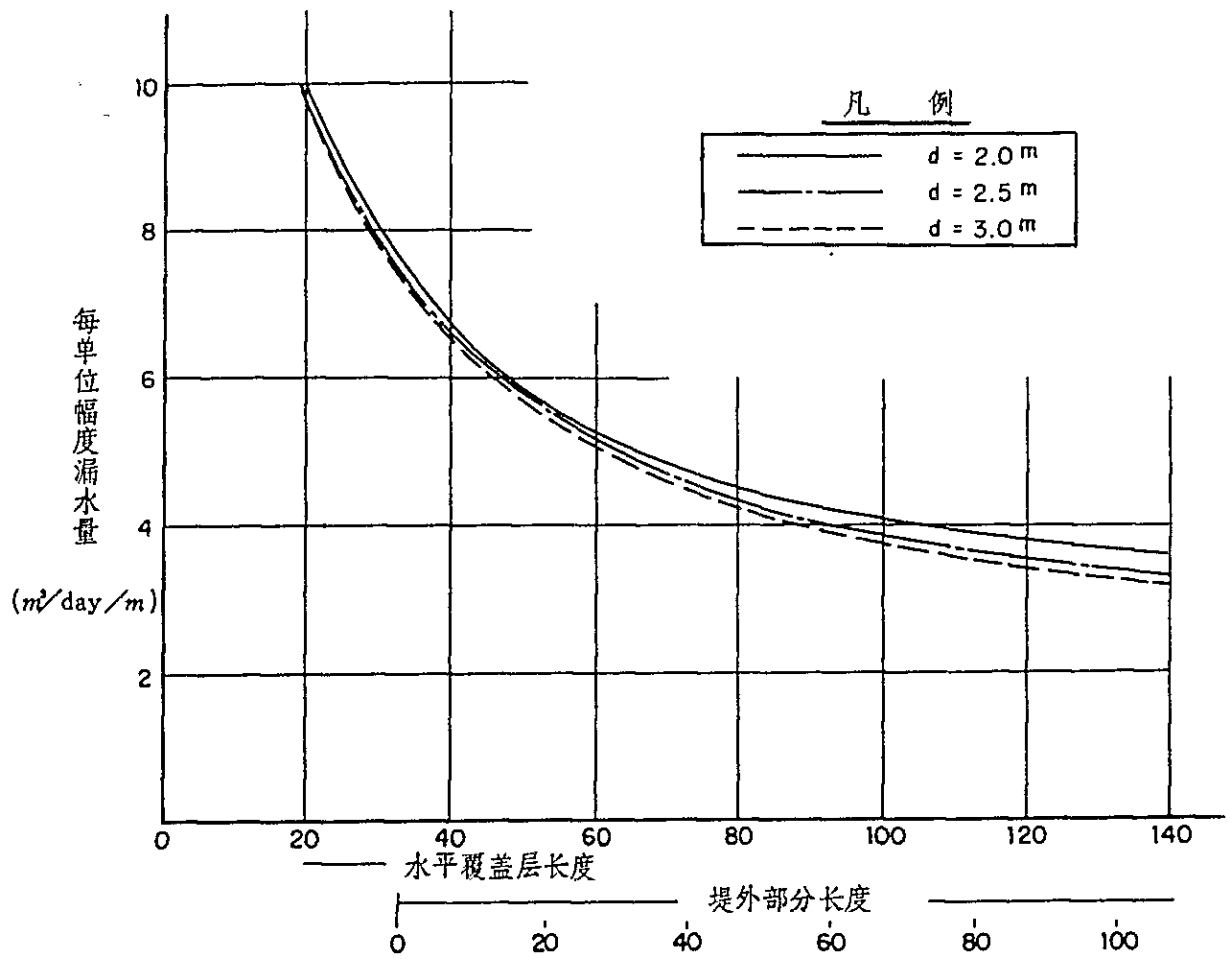


图 6.29 覆盖层长度与漏水量

从上表可以看出：低于临界流速的覆盖层的长度是 $L=30\text{ m}$ ，就是说，堤内覆盖层的长度也能满足这条件。正如图 6. 所示，覆盖层越长，就越能减少漏水量。但是，堤外部分的覆盖层长度超过 100 m 以后，减少漏水量的效果是不大的。此外，也发现：既使增加覆盖层的厚度，减少漏水量的效果也是很小的。

在上述计算中所采用的坝基透水系数是洪积层厚、数值较大的透水系数。但是，在钻孔透水试验资料中，一些地点的透水系数是还要大的，达到 $4\sim 6\times 10^{-3}\text{ cm/s}$ $\approx 5\times 10^{-3}\text{ cm/s}$ 。在这些地点，很可能是透水区很大，超过 5 m ，在做砂质土层的试验时，不能维持孔壁，致使 packer 上顶漏水，显出很大的透水性。^{*}

在这里，从十分的安全性着想，计算坝基的透水系数为 $5\times 10^{-3}\text{ cm/s}$ 时的平均流速。深度超过 15 m 的地点，由于属于 10^{-4} 级以下的地层，规定透水层的厚度为 $z_f=15\text{ m}$ 。

表 6.06 覆盖层长度与平均流速(其 2) $k_f = 5\times 10^{-3}\text{ cm/s}$
 $Z_f = 15\text{ m}$

$d = 20\text{ m}$			$d = 25\text{ m}$			$d = 30\text{ m}$		
$a = 0.0058$			$a = 0.0052$			$a = 0.0047$		
L (m)	Le (m)	νf (cm/s)	L (m)	Le (m)	νf (cm/s)	L (m)	Le (m)	νf (cm/s)
40	39.3	2398×10^{-3}	40	39.4	2394×10^{-3}	40	39.5	2389×10^{-3}
60	57.3	1817×10^{-3}	60	58.1	1798×10^{-3}	60	58.5	1788×10^{-3}
80	74.7	1472×10^{-3}	80	75.7	1456×10^{-3}	80	76.4	1445×10^{-3}
100	90.1	1261×10^{-3}	100	91.9	1240×10^{-3}	100	93.2	1255×10^{-3}
120	103.8	1.118×10^{-3}	120	106.5	1.093×10^{-3}	120	108.7	1.074×10^{-3}
140	115.6	1.018×10^{-3}	140	119.6	9883×10^{-3}	140	122.8	9.657×10^{-4}
∞	172.4	7.128×10^{-4}	∞	192.3	6.450×10^{-3}	∞	211.8	5.875×10^{-4}

低于 $V_c=0.0011\text{ cm/s}$ 的覆盖层长度为： $L=130\text{ m}$ （堤外部分为： $130-30=100\text{ m}$ ， $d=20\text{ m}$ ）。本设计中的堤外部分覆盖层长度为 100 m ；覆盖层的厚度，为了留有余地取 3.0 m 。

^{*}显出很大透水系数的地点是： $\#3-\#4$ 的 $5\sim 15\text{ m}$ 区间。在粒度试验中所采用的试料是：含 $20\sim 40\%$ 细粒、均等系数为 50 左右的富粘土质砂。

按照 Terzaghi 法，从粒径 (D_{10}) 推定的透水系数为： $k=2\times 10^{-3}\text{ cm/s}$ ，与孔内透水试验数值有很大差距。

$$k = \frac{G}{\mu} \left(\frac{n-0.13}{1-n} \right)^2 \cdot D_{10}$$

G : 系数 0.6 ; μ : 水的粘性;
 n : 空隙率, 取 0.2 ;
 D_{10} : $0.01\text{ mm} = 0.001\text{ cm}$.

$$= \frac{0.6}{0.0131} \left(\frac{0.2-0.13}{1-0.2} \right)^2 \times 0.01^2$$

$$= 2\times 10^{-3}$$

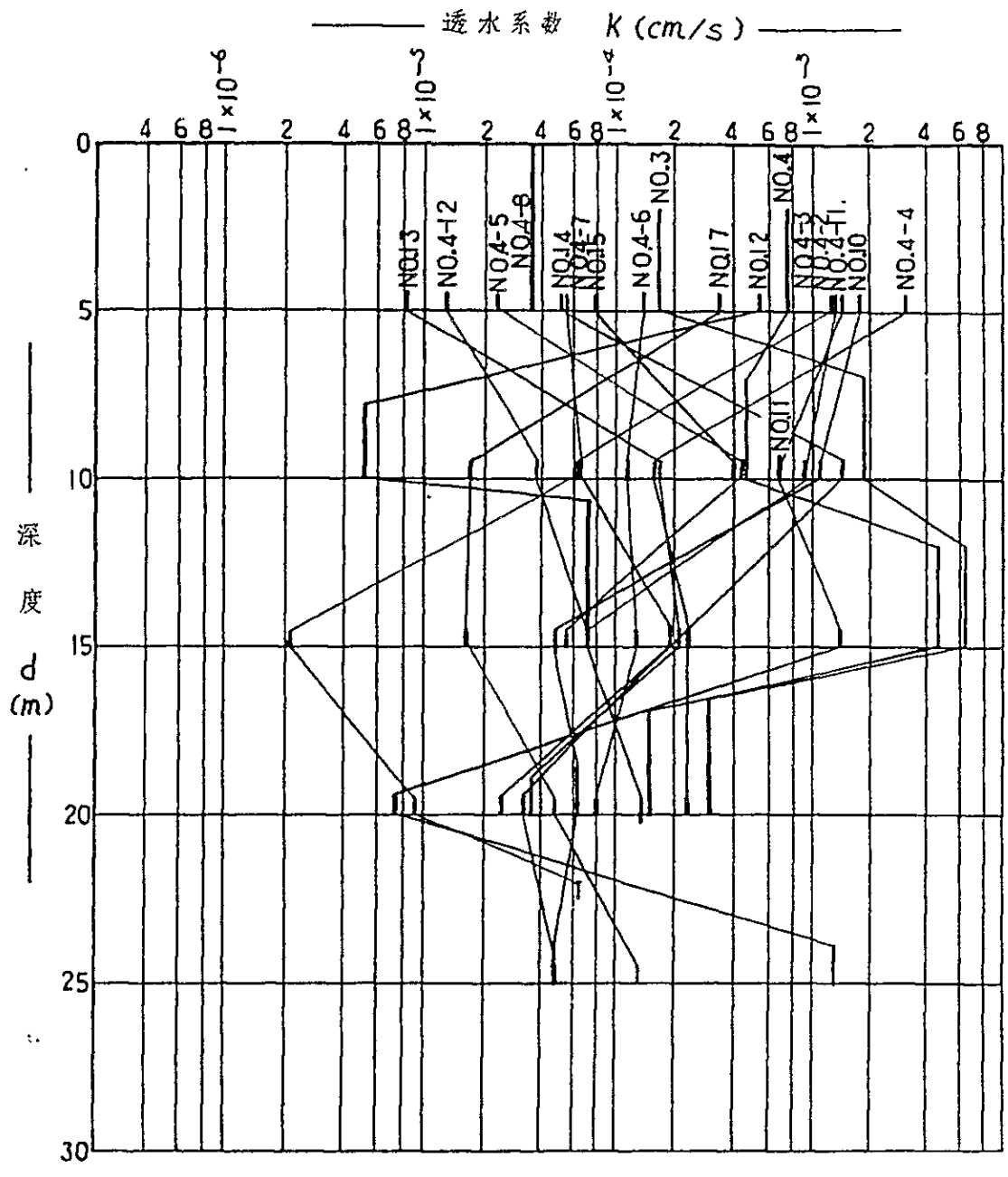


图 6.20 洪积层的深度~透水系数

③ 与两岸连接处的处理

堤体与两岸连接处是花岗岩分布的地点，由于断层的运动和脉岩贯入花岗岩等的原因，破裂的情况进展，使一部分地方成为透水性岩盘。两岸深度不到 15 m 处的卢西昂值都大于 50，是透水性的。

如果，将这一部分不加处理，迂回浸透现象将集中到两岸与堤体的连接处，很可能引起填土的管道和下流的填土斜面崩坍。因此，有必要对两岸与堤体的连接处，施加水泥浆灌浆处理。

灌浆的路线，需考虑与覆盖层的止水墙对准，保持连续性，选择图 6.(27)所示路线。

灌浆深度，一律规定为 $l=15\text{ m}$ ，以便改进 $Lu=50$ 透水带的止水作用。

需灌浆处理的区间的终点，如下图所示，规定到水位面为止或到 $Lu \geq 50$ 地层与校核水位的交接处。这样，坝轴上需灌浆的路线的长度就达 30 m。

将灌浆施工面，规定为 CL 岩级以上，提高灌浆注入效率。因此，需挖掘地基，挖掘深度约为 5 m。

灌浆施工方法，宜采用改进效果最为良好的 stage 施工法，stage 的长度和注入压力，建议按照如下：

第 1 stage	深度 $d=0-5\text{ m}$,	最大注入压力 $p=3\text{ Kg/cm}^2$
第 2 "	" $d=5-10\text{ m}$,	" $p=5\text{ "$
第 3 "	" $d=10-15\text{ m}$,	" $p=7\text{ "$

灌浆的位置，建议采用 2 排方式，两排相隔 1.5 m，每孔相隔 2.0 m。（详细设计，请参考附录的基础计画图）

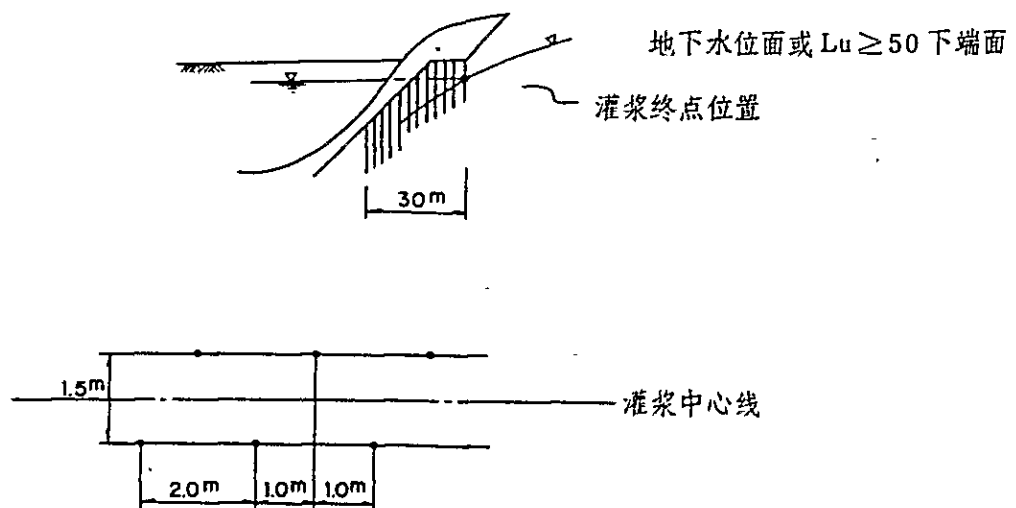


图 6.27 灌浆计划

表 6.60 河床洪积层的透水系教

孔编号	深度(m)	透水系教(cm/s)	孔编号	深度(m)	透水系教(cm/s)
3 孔	2.0 ~ 5.0	1.7×10^{-4}	4-2 孔	4.5 ~ 5.0	1.3×10^{-3}
	7.0 ~ 10.0	1.9×10^{-3}		9.5 ~ 10.0	9.4×10^{-4}
	12.0 ~ 15.0	6.4×10^{-3}		14.5 ~ 15.0	7.5×10^{-4}
	16.5 ~ 20.0	3.0×10^{-4}	4-3 孔	4.5 ~ 5.0	1.6×10^{-3}
4 孔	2.0 ~ 5.0	7.7×10^{-4}		9.5 ~ 10.0	6.2×10^{-4}
	7.0 ~ 10.0	4.4×10^{-4}		14.5 ~ 15.0	2.2×10^{-5}
	12.0 ~ 15.0	4.4×10^{-3}		19.5 ~ 20.0	9.4×10^{-5}
	17.0 ~ 20.0	1.5×10^{-4}	22.03 ~ 22.53	6.6×10^{-4}	
10 孔	4.5 ~ 5.0	1.8×10^{-3}	4-4 孔	4.5 ~ 5.0	3.1×10^{-3}
	9.5 ~ 10.0	1.1×10^{-3}		9.5 ~ 10.0	1.6×10^{-4}
	14.5 ~ 15.2	4.7×10^{-5}		14.5 ~ 15.0	2.4×10^{-4}
	18.6 ~ 20.0	6.2×10^{-5}		19.5 ~ 20.0	2.4×10^{-4}
	23.8 ~ 25.0	2.4×10^{-5}	4-5 孔	4.5 ~ 5.0	2.4×10^{-5}
11 孔	9.3 ~ 10.0	6.7×10^{-4}		9.5 ~ 10.0	4.6×10^{-4}
	14.5 ~ 15.0	1.4×10^{-3}		14.5 ~ 15.0	5.5×10^{-5}
	19.4 ~ 20.0	7.3×10^{-6}		19.5 ~ 20.0	4.7×10^{-5}
	23.9 ~ 25.0	1.4×10^{-3}	24.5 ~ 25.0	1.4×10^{-4}	
12 孔	4.5 ~ 5.0	5.4×10^{-4}	4-6 孔	4.5 ~ 5.0	1.5×10^{-4}
	7.8 ~ 10.0	5.2×10^{-6}		9.5 ~ 10.0	1.2×10^{-4}
	10.6 ~ 15.0	7.1×10^{-5}		14.5 ~ 15.0	1.3×10^{-4}
13 孔	4.5 ~ 5.0	8.2×10^{-6}		19.5 ~ 20.0	8.0×10^{-5}
	9.5 ~ 10.0	1.7×10^{-4}	4-7 孔	4.5 ~ 5.0	5.4×10^{-5}
	14.5 ~ 15.0	2.1×10^{-4}		9.5 ~ 10.0	6.3×10^{-4}
	18.9 ~ 20.0	3.6×10^{-5}		14.5 ~ 15.0	1.9×10^{-4}
14 孔	4.5 ~ 5.0	5.2×10^{-5}		19.5 ~ 20.0	2.4×10^{-4}
	9.5 ~ 10.0	1.4×10^{-3}			
	19.5 ~ 20.0	3.3×10^{-5}			
	24.5 ~ 25.0	4.9×10^{-5}	4-8 孔	0.0 ~ 5.0	3.6×10^{-5}
15 孔	4.5 ~ 5.0	7.9×10^{-5}	4-11 孔	4.5 ~ 5.0	1.4×10^{-3}
	9.5 ~ 10.0	4.0×10^{-4}		9.5 ~ 10.0	6.9×10^{-4}
17 孔	4.5 ~ 5.0	3.4×10^{-4}	4-12 孔	4.5 ~ 5.0	1.3×10^{-5}
	9.5 ~ 10.0	1.7×10^{-5}		9.5 ~ 10.0	4.4×10^{-5}
	14.5 ~ 15.0	1.6×10^{-5}		14.5 ~ 15.0	7.9×10^{-5}
	~			19.5 ~ 20.2	1.4×10^{-4}

(4) 堤体设计

1. 标准断面

① 不透水性区域

利用分布于坝址周围的崖堆性粒土质材料(上C₃~上C₇采取地)。为满足不透水性,以粗粒砾率(4.8mm以上砾之比率)60%以下,粉砂、粘土等细粒子含有率R_p为20%以上的级配材料为目标。

根据经验,坝芯厚度若为蓄水深度的30~50%,则在很恶劣的条件下也可保证安全。在此范围内的实际例子是很多的。

本水坝为了即使发生用土的不均匀性也能保证安全,计划最深部位的断面厚度取蓄水深度的50%。

坝芯顶部标高,考虑防冻措施层2m的厚度,定为EL. 130.50m。按中国标准,坝芯顶部标高是定为最大计划静水位以上0.8~0.6m(倾斜芯的场合)的。若按此标准,坝芯顶部标高 \geq EL. 128.7~EL. 128.9m, EL. 130.5m是满足此标准的。

坝芯顶部宽度,考虑到重型机械的作业宽度,定为3~4m。

② 半透水性区域

该区域是为确保下游侧填土量的减少以及斜面稳定性的区域。该区域的用土使用坝址周围的粗粒土质材料中,因高砾率及细粒部分的欠缺而得不到不透水性的材料。此外,也利用挖掘溢洪道得到的砂砾及岩屑等。

为获得因约束荷载的防止不透水性区域松弛之效果,该区域的上游侧也设置半透水性区域。

③ 两岸水平部覆盖层

这是提防地基受浸透破坏、降低漏水量的不透水性堤段,填堤材料,主要是采土地上C₁或上C₂的细粒土质材料。溢洪道消力池工程的施工过程中也会出许多细粒土质材料,这些材料也可以加以利用,以便节省施工费用。

本段工程的关键所在是不透水性,在强度上不能寄很大希望的材料也可以利用。在其他工程中产出的不透水性土都可以利用。

④ 其他

作为冻结时的措施,于坝体上、下游边坡设置抗冻层,并作为防止雨水、波浪侵蚀的边坡护面层。

其厚度,下游边坡、坝顶及死水位以下的上游边坡定为2m,死水位以上的上游边坡定为2.5m。

本地区冬季结下厚冰。在结冰或溶解时，由于水压的关系，上流斜面会受损伤。尤其是在斜面粗时，损伤程度更大。为了对付这个问题，有使用混凝土的方法。这是因为混凝土不透水，水位降下时，堤内残留的水无法迅速排除，带来间隙水压余留的缺点。为对付以上问题，使用透水性混凝土工法于上流斜面工，已知比较适当，因此采用之，并在其下部铺上渗滤材料的砾砂。

结构如附图所示，关于所需材料，砂（过滤材）利用挠力河沿岸的天然砂，砾石材料利用隧道及溢洪道等工程挖掘下来的岩石或原石山的硬质岩。

为消除施工时产生的缝隙压力以及安全排除坝内渗流水，邻接坝芯区域设置过滤层区域。材料利用挠力河沿岸的天然砂。

另外，于坝体下游端，利用砾砂以及岩石材料设置透水性区域，以增强下游边坡的稳定性。

在不透水性段的端部，设截水墙，以便提高地表近处的透水性地基的截水效果。

在水位急剧下降的时候，在地盘内有时会遗留压力很大的间隙水压。为了应付这些情况，在下流处设缓压装置，或使滤水段下端深入地基地盘不透水区 1 m 以上。

按照上述主导思想设计的堤体标准断面图，请参阅附图。

2 设计数值之决定

① 覆盖层

a. 透水系数及管理值

本段的根本是：提高动水的坡度，提防动水对坝基基础的浸透。因此填土的第一要点是保持不透水性。

本段所使用的细粒土质材料（采自上 C₁、上 C₂ 采土地）的透水试验数值如下。

表 6.09 细粒土质材料的透水系数

采土场	试料名称	干燥密度 γ_d (g/cm^3)	D 值 (%)	饱和度 S_r (%)	透水系数 k_v (cm/s)	R_p (%)	备注
上 C ₁	C ₁ -1-1	1.47	95.5	96	5.3×10^{-8}	88	第二次调查
	C ₁ -1-2	1.53	99.4	87	6.3×10^{-6}	90	"
	C ₁ -2-1	1.44	93.5	98	2.8×10^{-8}	97	"
	C ₁ -2-2	1.46	94.8	97	4.8×10^{-7}	96	"
	C ₁ -3-1	1.43	92.9	99	—	98	"
	6 号	1.55	95.0			76	第四次调查
上 C ₂	C ₂ -1-1	1.51	93.8	97	1.4×10^{-8}	84	第二次调查
	C ₂ -2-1	1.59	98.8	94	9.0×10^{-9}	93	"

注) Rp 系含小于 0.074 mm 细粒子百分比。

注) 第 2 次调查的试料是天然状态试料。

从上表可以看出：由细砂和粘土组成的细粒土质材料，具有不透水的性质。

一般地说，土质材料在饱和度下降的时候，止水性能是要下降的。从上表中也可以看出：Sr 低于 90% 的试料的透水系数，与其他试料相比，略为增大。在本设计中，注意这一点，以下列数值：

$$KY \leq 5 \times 10^{-6} \text{ cm/s (铅直方向透水系数)}$$

$$Sr \geq 90\%$$

作为填土设计透水系数和管理值的适当的数值。

b. 单位体积重量

细粒土质材料的压实试验结果如下：

按照 D 值密度 90%，规定设计单位重量。

$$\gamma_d = \gamma_{dmax} \times 95\% = 1.78 \times 0.95 = 1.69 \text{ t/m}^3$$

比重 $G_s = 2.68$ (平均值)，含水率 $W = 17\%$ (自然含水率)

从下表中得知，试验试样的自然含水率 W_f 平均为 W_{95} 。从而，本区域的管理目标值定为 D 值 95%。根据上表平均值，将设计密度示于如下：

$$\text{干重} \quad \gamma_d = 1.59 \times 0.95 = 1.51 \text{ t/m}^3$$

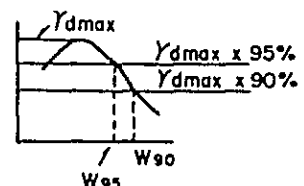
$$\text{间隙比} \quad e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.69 \times 1.0}{1.51} - 1 = 0.7$$

表 6.09 细粒不透水性材料的物性值等

试样名	自然含水量 W_f (%)	比重 G_s	γ_{dmax} (g/cm^3)	W_{opt} (%)	W_{95} (%)	$W_f - W_{95}$ (%)	W_{90} (%)	$W_f - W_{90}$ (%)
C ₁₋₁₋₁	29.7	2.69	1.54	24.6	30	-0.3	33	-3.3
C ₁₋₁₋₂	24.4	2.68				-5.6		-8.6
C ₁₋₂₋₁	32.0	2.72				+2.0		-1.0
C ₁₋₂₋₂	29.7	2.63				-0.3		-3.3
C ₁₋₃₋₁	33.0	2.72				+3.0		0
C ₂₋₁₋₁	28.5	2.71	1.61	23.4	27	+1.5	30	-1.5
C ₂₋₂₋₁	25.6	2.70				-1.4		-4.4
6号	—	2.69	1.63	22.0	25.5	—	28	—
平均	29.0	2.69	1.59	23.3	27.5	-0.5		-3.2

注：于 W_{95} (W_{90})、压实曲线获得

$\gamma_{dmax} \times 95\%$ ($\gamma_{dmax} \times 90\%$) 密度之最大含水率。



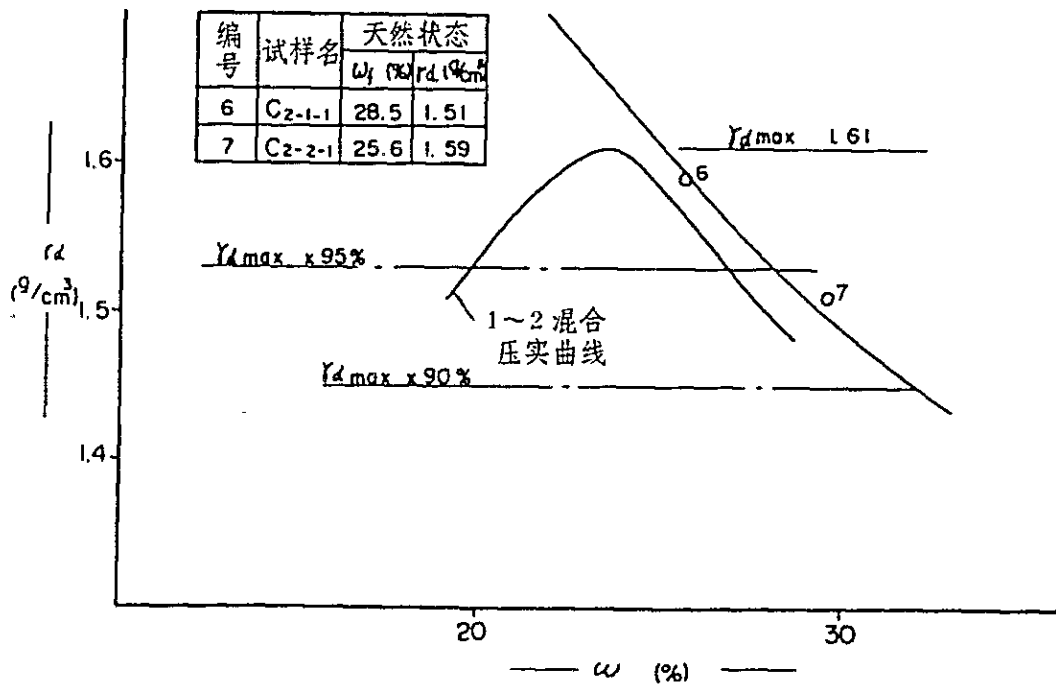
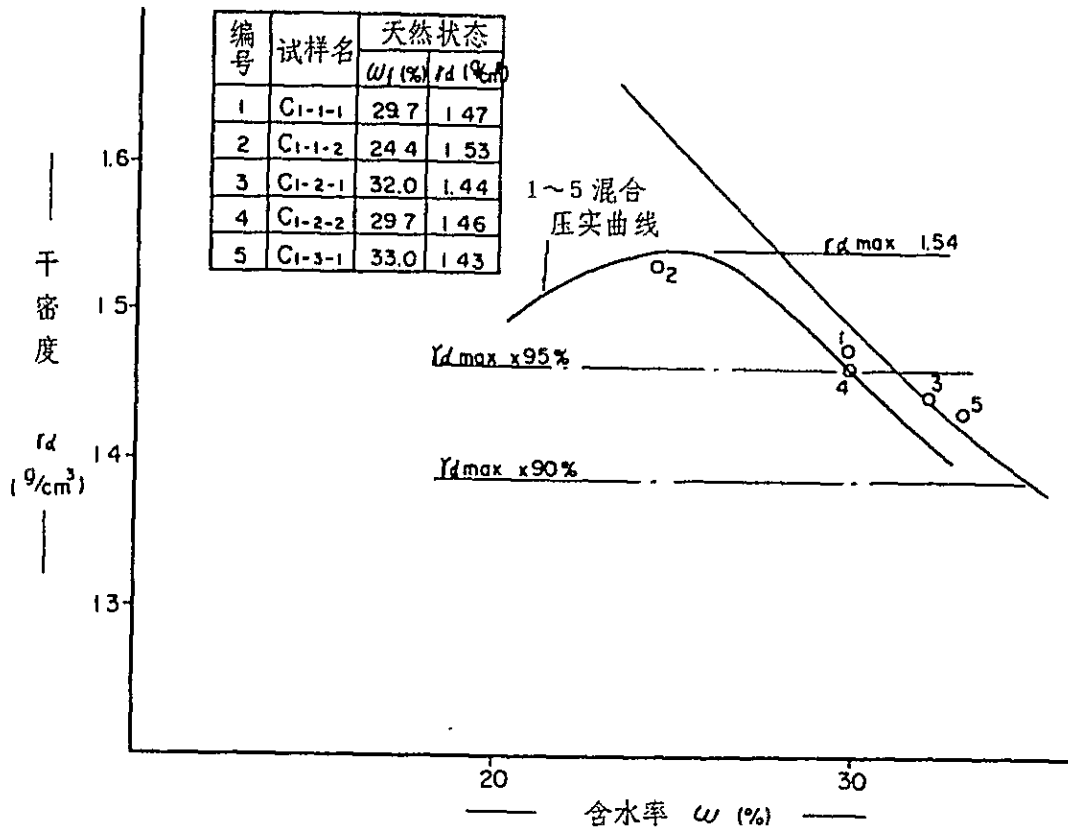


图 6.28 细粒不透水性材料天然状态与压实曲线关系图

$$\text{湿重 } \gamma_t = \gamma_d \times \left(1 + \frac{W_{95}}{100}\right) = 1.51 \times 1.295 = 1.93 \text{ t/m}^3$$

$$\text{饱和重量 } \gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \cdot \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.69 + 0.7) \times 1.0}{1 + 0.7} = 1.95 \text{ t/m}^3$$

$$\text{水中重量 } \gamma_{\text{sub}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1.95 - 1.00 = 0.95 \text{ t/m}^3$$

γ : 水的单位体积重量 (1.00 t/m³)

c. 剪断强度

按照上两次调查对饱和试料的直接剪断试验中D值95%左右的试料的试验结果, 求本堤段的剪断强度。

直接抗剪试验, 因试样侧面受到坚硬环的束缚, 与环间的接触面也会消费抗剪能量, 故试验强度易显得过大。考虑到这点, 将乘上试验值的80%之修正值, 视为土的程度, 表示在下表中。

表 6.40 剪断试验结果

	试样名	饱和直接抗剪		左栏的80%数值	
		C (%)	ϕ (度)	C (%)	ϕ (度)
1	C ₁₋₁₋₁	0.15	17.0	0.12	13.6
3	C ₁₋₂₋₁	0.32	14.0	0.26	11.2
4	C ₁₋₂₋₂	0.26	19.1	0.21	15.3
5	C ₁₋₃₋₁	0.32	17.0	0.26	13.6
6	C ₂₋₁₋₁	0.26	17.0	0.21	13.6
		平均		0.212	13.46
		标准偏差		0.057	1.46

$$\text{平均 } \phi_m = \frac{\sum_{i=1}^n \phi_i}{n}$$

标准偏差

$$\sigma_\phi = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\phi_i - \phi_m)^2}$$

因各试样的物性值及抗剪强度相似, 用5种试样即可进行统计处理等, 对于摩擦角 ϕ 和粘聚力C, 按平均值 $-\frac{1}{2}$ 标准偏差来计算, 作为本区域的设计强度。

$$\text{摩擦角 } \phi = \phi_m - \frac{1}{2} \sigma_\phi = 13.46 - \frac{1.46}{2} = 12.73 \approx 12 \text{ 度}$$

$$\text{粘聚力 } C = C_m - \frac{1}{2} \sigma_c = 0.212 - \frac{0.057}{2} = 0.184 \approx 0.18 \%$$

$$= 1.8 \text{ t/m}^2$$

(作为有效应力值)

② 不透水性堤段

a. 管理值

本堤段所要使用的填土材料是：分布在采土地上 C₃ ~ 上 C₇ 的粗粒土质材料中细粒含量 (R_p) 为 20~60% 的细砂土。

压实的程度与用土的止水性的关系如下表所示。

表 6. (4) 密度与透水系数

试料名称	R _p (%)	D 值 (%)	透水系数 kv (cm/s)	备 注
TP - 4	49	95	8.2×10^{-8}	第三次调查 最大粒径 4.8mm
d = 0.5m		90	3.1×10^{-4}	
TP - 6	38	95	2.9×10^{-8}	
d = 2 ~ 2.5m		90	1.7×10^{-5}	

注：压实特性为 $E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3$ (容器体积 1,000 cm³、夯具重 2.5 Kg、夯具落下高度 30 cm、压实次数各层 25 次 3 层压实) 时的诸数值。今后此值 $E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3$ 作为标准压实能量。

从上表中可以看出：D 值 90% 和 D 值 95% 的密度差对止水性的影响很大，D 值 95% 的土是有不透水性能的，D 值 90% 的松土只有半不透水性能。因此，在本设计中则以 D 值 95% 作为施工管理目标值。

本堤的用土，需研究含砾土对透水性的影响。含砾量达到 40~50% 时，土的不透水性是要受到阻碍的。

(这里所说的含砾率是：含大于 4.8mm 砾石的比率)

管理值 D 值 95% 以上

含砾率：4% 以下

规定透水系数为： $\bar{k} = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$

b. 单位体积重量

本坝段所用填土材料的压实试验结果 ($E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm}/\text{cm}^2$), 如下表所示。

$$e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.68 \times 1}{1.69} - 1 = 0.59$$

$$\gamma_t = \gamma_d \times \left(1 + \frac{w}{100}\right) = 1.69 \times 1.17 = 1.98 \text{ t}/\text{m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.68 + 0.59) \times 1.0}{1 + 0.59} = 2.06 \text{ t}/\text{m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 2.06 - 1.00 = 1.06 \text{ t}/\text{m}^3$$

表 6. (2) 粗粒土质材料 (不透水土) 压实试验结果

临时编号	试料名称	R _p (%)	最大干 模密度 γ _d (g/cm ³)	最适 含水比 W _{opt} (%)	土采取场名	备注
①	TP-2, 露頭	17	1.93	12.0	上C ₃	第三次调查
②	TP-8, d=1.8~2.1m	55	1.64	21.0		
③	TP-4, d=0.5m	49	1.88	13.9	上C ₄	
④	TP-6, d=2~2.5m	38	1.77	16.5		
⑤	L ₃ -5, d=0.3~1m	53	1.79	16.0	上C ₃	第四次调查
⑥	L ₃ -5, d=1~2m	33	1.84	14.0		
⑦	L ₃ -7, 混合	31~44	1.80	15.5		
⑧	L ₃ -12, 混合	44	1.66	20.5		
⑨	L ₃ -15, 混合	58	1.70	18.5		
⑩	L ₃ -16, 混合	48	1.77	17.0		
⑪		41	1.81	16.0		
平均			1.78	16.4		

注) 1. TP-2 露頭之 R_p, 虽为 R_p=1.7%, 但是除大砾石以外, 在施工时, R_p 将大于 20%, 因此列出上表。

注) 2. 由于试料当中, 有的没有注明自然含水率; 有的是从水中取的试料, 含水率过大, 因此没有计算每一个试料的自然含水率。但是, 总的说来, 各试料的自然含水率, 估计都在 W_{opt} 和 W₉₅ 之间。此外, 20 ≤ R_p < 60 范围试料的平均自然含水率约为 17%。

c. 剪断强度

各种试料, 在 D 值 95% 的密度情况下的三轴 C-U 有效应力强度, 如右表所示。

设计剪断强度, 取下值 (按: 平均值 - 1 标准偏差, 求出)。

表 6. (13)

D 值 95 % 密度 C - U 试验结果

$$\text{粘附力 } C' = 0.42 - \frac{0.10}{2}$$

$$= 0.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 3.7 \text{ t/m}^2$$

$$\text{摩擦角 } \phi' = 17.95 - \frac{4.16}{2}$$

$$= 15.87$$

$$= 16 \text{ 度}$$

临时编号	粘着力 C' (Kg/cm ²)	摩擦角 φ' (度)
①	0.52	16.5
②	0.35	12.0
③	0.60	22.5
④	0.32	18.0
⑤	0.40	16.5
⑥	0.43	18.0
⑦	0.25	26.0
⑧	0.35	13.5
⑨	0.40	22.0
⑩	0.54	14.5
⑪	0.47	18.0
平均	0.42	17.95
标准偏差	0.10	4.16

③ 半透水性堤段

a. 管理值及单位体积重量

取土地上 C₃ ~ 上 C₇ 的粗粒土质材料中 R_p 低于 20 % 的试料的力学特性：

表 6 (14) 半透水性材料的力学性

试料名称	D 值 (%)	kv (cm/s)	e=0 压 实				备注
			φ' (度)	C' (%)	γ _{dmax} (g/cm ³)	W _{opt} (%)	
TP-5 d=1.2~1.5m	95	6.0 × 10 ⁻¹	360	0.27	1.99	11.0	第三次调查
	90	3.5 × 10 ⁻³	330	0.27			
TP-7 d=0.8~1.0m	95	6.0 × 10 ⁻³	37.0	0.28	1.93	11.8	
	90	1.8 × 10 ⁻³	36.0	0.15			
左岸 露头	95	2.1 × 10 ⁻³	36.0	0.13	1.99	11.0	第四次调查
	95	8.5 × 10 ⁻⁵	41.5	0.15			
	100	1.4 × 10 ⁻⁷	37.5	0.40			
			平均		1.97	11.3	

由上表 6. (14) 得知，D 值 95 % 和 90 % 均呈相同的透水性和抗剪强度。因此也可设定 D 值 90 % 之密度管理目标值。

但是，含粗粒砾多的材料，密度不足时，蓄水后浸水时，会发生急剧下沉现象，有可能导致边坡滑坍。

特别是本材料施工时易干燥，比之最佳含水率，干燥侧有可能需填土，导致易加速浸水时的下沉现象。将这点考虑在内，该区域的设计密度采用 D 值 95 %。

通过表 6. (14) 压实试验之平均值，将设计密度示于如下。

$$\gamma_d = 1.97 \times 0.95 = 1.87 \text{ t/m}^3, \quad G_s = 266 \text{ (平均)}, \quad W = 11\%$$

$$e = \frac{266 \times 1.0}{1.87} - 1 = 0.42$$

$$\gamma_t = 1.87 \times 1.11 = 2.08 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(266 + 0.42) \times 1.0}{1 + 0.42} = 2.17 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = 2.17 - 1.00 = 1.17 \text{ t/m}^3$$

b. 剪断强度

按照表 6.44 三轴 C-U 试验中, D 值 95% 试料的试验结果, 以下列数值作为设计剪断强度。

$$\text{粘附力 } C' = \text{平均值} - \frac{1}{2} \text{标准偏差} = 0.208 - \frac{1}{2} \times 0.087 = 0.169 = 0.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{摩擦角 } \phi' = \text{平均值} - \frac{1}{2} \text{标准偏差} = 37.63 - \frac{1}{2} \times 2.63 = 36.32 = 36.0$$

④ 滤水坝段

a. 管理值、透水系数

为了消散滤水坝段在施工中发生的间隙压和阻止漏水, 需使填土保持适当的透水性。

限阻漏水性的因素是小于细石的细粒子的含有量。一般地说, 细粒子的含量超过 5%, 就会具备不透水的性质。

因此, 以此作为管理值:

$$R_p \text{ (小于细砂的细粒子的含量)} < 5\%$$

不透水坝段设计值, 取透水系数之 100~1,000 倍值。

$$\bar{k} = 1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

b. 剪断强度、单位体积重量

按照 G₁、G₂ 取砂地试料的安息角试验 (干燥态), 以下列数值作为设计剪断强度。

表 6.45 砂的安息角试验 (第 2 次调查)

试料名称	安息角(度)
G ₁ -1-2	35
G ₁ -2-1	35
G ₁ -2-2	34
G ₁ -3-1	33.5
G _n -1	35
平均	34.5
标准偏差	0.70

设计摩擦角 $\phi' = 34.5 - \frac{1}{2} \times 0.70 \approx 34^\circ$
 (粘附力为 0 t/m^2)

单位体积重量如下。

$$\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = 1.0 \text{ t/m}^3$$

⑤ 地基地盘的抗剪强度

以洪积层为对象的地基地盘的抗剪强度，根据标准贯入试验的N值来推算。

砂地盘的N值与 ϕ 的关系示于如下。

表 6.40 砂的相对密度、内摩擦角与N值的关系
 (根据 Peck, Meyerhof)

N 值	相对密度(Relative Density) $D_r = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}}$		内摩擦角		
			根据 Peck	根据 Meyerhof	
0 ~ 4	极松	(Very Loose)	0.0 ~ 0.2	28.5 以下	30 以下
4 ~ 10	松	(Loose)	0.2 ~ 0.4	28.5 ~ 30	30 ~ 35
10 ~ 30	中等松度	(Medium)	0.4 ~ 0.6	30 ~ 36	35 ~ 40
30 ~ 50	密	(Dense)	0.6 ~ 0.8	36 ~ 41	40 ~ 45
50 以上	极密	(Very Dense)	0.8 ~ 1.0	41 以上	45 以上

Dunham 的
 提案公式

$\phi = \sqrt{12 \cdot N + 15}$ (由同级配的圆粒子构成时)
 $\phi = \sqrt{12 \cdot N + 25}$ (级配分布均匀的角状粒子时)
 $\phi = \sqrt{12 \cdot N + 20}$ (级配分布均匀的圆粒子时)
 $\phi = \sqrt{12 \cdot N + 20}$ (同级配的角状粒子)

大崎的
 提案公式

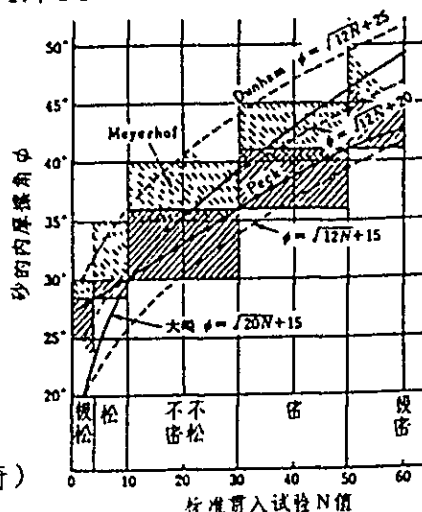
$$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15}$$


图 6.49 砂的内摩擦角 ϕ 与N值的关系
 (Terzaghi, Peck, Meyerhof, Dunham, 大崎)

河床部钻孔深度与平均N值的关系，示于图 6.00。

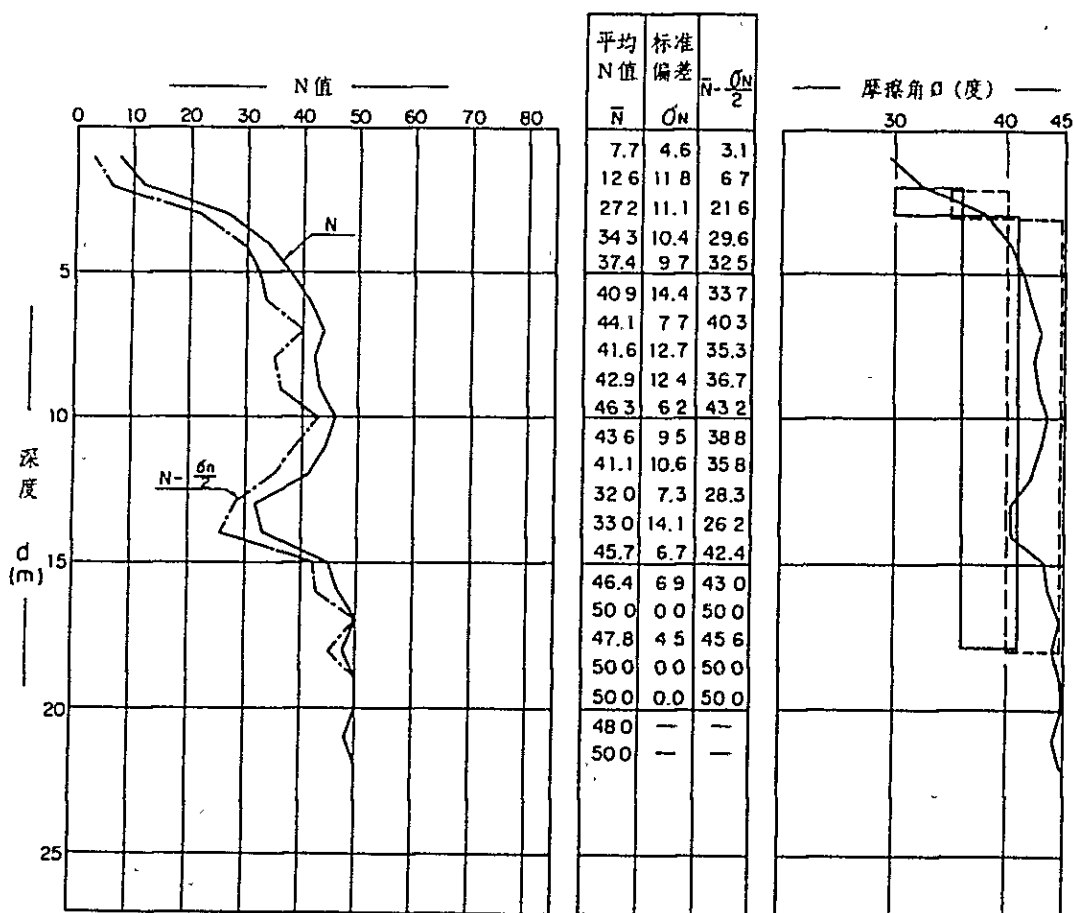
图中，以“平均N值—标准偏差”为设计N值，通过上述式中的 Dunham 公式（级配均匀的圆粒之场合）得出的摩擦角，也示于图中。

通过此，决定地盘的抗剪强度如下所示。但此时不考虑粘聚力。

以除去冲积层为条件，至 $d=5m$ 止， $\phi=35^\circ$ ，超过此深度的洪积层， $\phi=40^\circ$ 。（ ϕ 为有效应力强度。）

在第三次调查中，于河床部挖掘了试验坑，对于冲积层的砂层，配合现场密度，进行了三轴 C-U 试验。其结果， $\phi'=38.9$ 度， $C=0.5 \text{ Kg/cm}^2$ 。

与此相比较，也可判断上述洪积层的设计强度，是合适的。



注：1 计算平均N值时，一般 $N > 50$ 看成 $N = 50$ 。

2 $d \sim \phi$ 关系图

折线 —— Dunham 公式 $\phi = \sqrt{12 \cdot N + 20}$ （级配均匀，圆粒时）

—— Peck 推算值

—— Meyerhof 推算值

图 6.00 洪积层的 N 值 ~ 深度 (d) 深度 2 m 以上为冲积层

表 6. (b) 河床洪积层之深度与 N 值

注) 深度不到 5 m 的部分是冲积层

深度 (m)	第三次调查										第四次调查										标准 偏差 $\frac{\sigma N}{\bar{N}}$	$\frac{\sigma N}{N-2}$
	3孔	4孔	10孔	11孔	12孔	13孔	14孔	15孔	17孔	4-2孔	4-3孔	4-4孔	4-5孔	4-6孔	4-7孔	4-8孔	4-11孔	4-12孔	平均 \bar{N}			
1.3	2	6	6	5	8	21	15	5	6	5	3	12	5	8	11	7	7	6	7.7	4.6	3.1	
2.3	4	19	19	2	7	11	12	5	14	16	7	7	3	45	38	6	6	6	12.6	11.8	6.7	
3.3	-	20	28	33	13	32	29	30	32	22	18	35	24	52	50	19	14	14	27.2	11.1	21.6	
4.3	30	39	27	49	25	44	44	36	35	19	-	20	27	54	47	25	24	42	34.3	10.4	29.6	
5.3	36	37	20	40	>50	31	41	23	56	46	-	45	24	56	29	32	36	45	37.4	9.7	32.5	
6.3	63	52	50	-	20	50	62	10	50	50	52	61	21	46	83	20	29	53	40.9	14.4	33.7	
7.3	52	39	51	>50	34	57	40	30	49	-	37	51	50	57	-	50	33	-	44.1	7.7	40.3	
8.3	28	10	55	>50	-	47	51	27	50	-	46	68	-	30	74	-	45	104	41.6	12.7	35.3	
9.3	74	31	-	>50	-	48	52	6	52	-	39	39	37	75	93	-	50	91	42.9	12.4	36.7	
10.3	43	29	50	-	-	45	43	50	50	-	50	48	45	-	140	-	52	46.3	6.2	43.2		
11.3	47	85	50	-	-	42	58	-	43	-	-	22	32	-	50	-	70	43.6	9.5	38.8		
12.3	45	26	>50	-	-	30	51	-	30	-	50	30	50	-	>50	-	-	41.1	10.6	35.8		
13.3	25	21	-	-	-	39	35	-	34	-	-	38	-	-	-	-	-	32.0	7.3	28.3		
14.3	29	51	-	-	-	14	54	-	27	-	-	30	-	-	-	-	-	33.3	14.1	26.2		
15.3	49	50	-	-	-	48	33	-	40	-	-	67	67	-	-	-	-	45.7	6.7	42.4		
16.3	32	53	>50	-	-	43	>50	-	-	-	-	63	>50	-	-	-	-	46.4	6.9	43.0		
17.3	82	53	-	-	-	>50	>50	-	-	-	-	65	-	-	-	-	-	50.0	0.0	50.0		
18.3	41	54	-	-	-	-	59	-	-	-	-	65	-	-	-	-	-	47.8	4.5	45.6		
19.3	50	53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82	-	-	-	-	-	50.0	0.0	50.0		
20.3	90	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	103	-	-	-	-	-	50.0	0.0	50.0		
21.3	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	48.0	-	48.0		
22.3	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50.0	-	50.0		

※ N ≧ 50 时, 以 N=50 计算

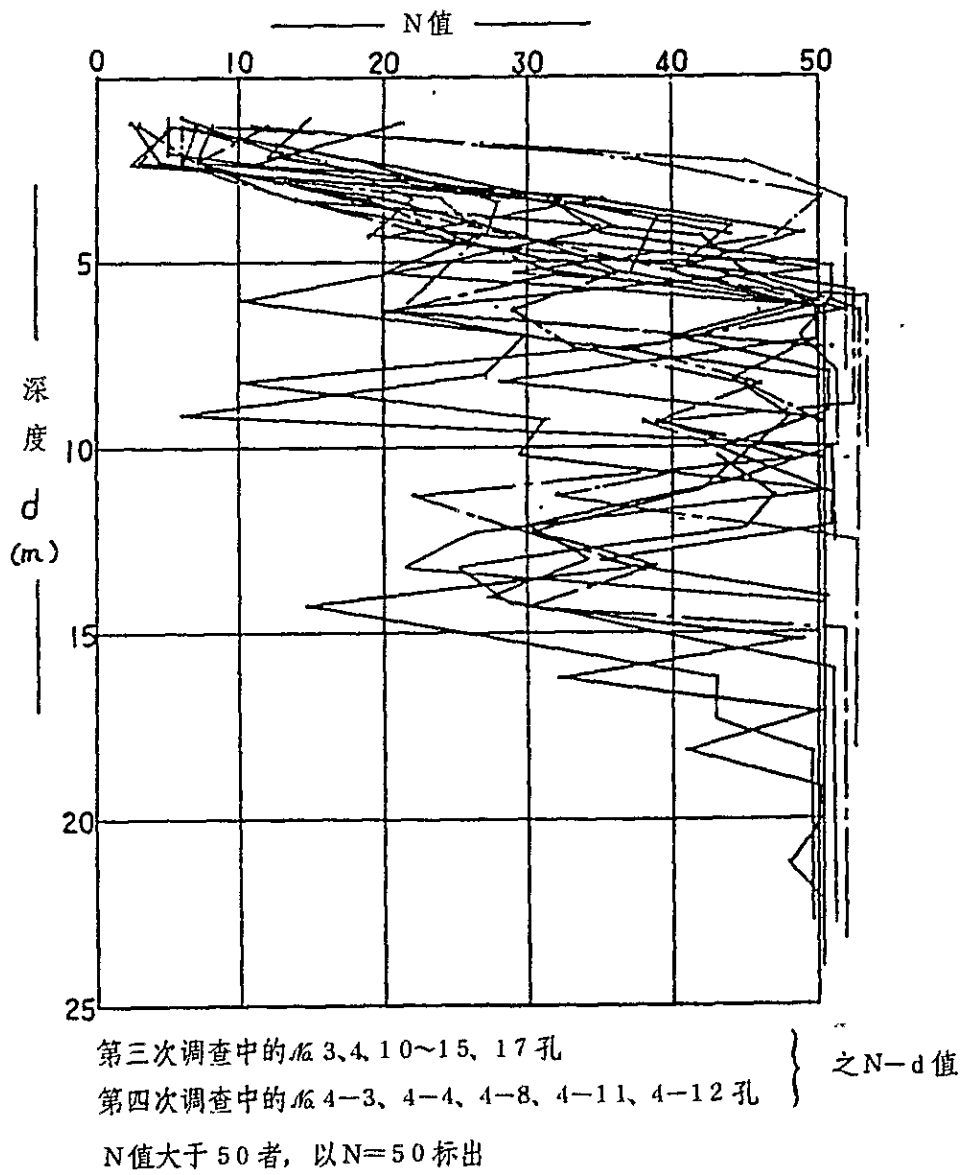


图 6.31) 洪积层深度— N 值

⑥ 设计数值一览表

将上述各堤段的设计数值总括起来，列于下表。

表 6. (48) 设计数一览表

项 目		填 土				基 础 地 盘	
		覆盖层区	不透水区	半透水区	遮 水 区	深度小于 5 米	深度大于 5米至岩层
单位体积 重 量	湿 润 γ_t	1.93	1.98	2.08	1.80	—	
	饱 和 γ_{sat}	1.95	2.06	2.17	2.00	2.00	
	水 中 γ_{sub}	0.95	1.06	1.17	1.00	1.00	
剪 断 强 度	粘着力 (t/m^2)	1.8	3.7	1.7	0	0	0
	摩擦角 (度)	12.0	16.0	36.0	34.0	35.0	40.0
透 水 系 数 (cm/s)		$k_v=5 \times 10^{-6}$	$\bar{k}=1 \times 10^{-5}$	—	1×10^{-3} $\sim 1 \times 10^{-2}$	1×10^{-3}	
管 理 地		$S_r \geq 90\%$	D 值 $\geq 95\%$ P < 40% $20 \leq R_p \leq 60\%$	D 值 $\geq 95\%$ R _p > 20%		—	—

- 注) 1. 基础地盘的单位体积重量系假设值。
 2. k_v 系铅直方向透水系数， k 系平均透水系数。
 3. R_p 系：小于 0.074 mm 细砂的含量百分比。
 4. P 系：大于 4.76 mm 砾石的含量百分比。

3. 对滑坍之稳定性

① 稳定计算公式

根据“水工建筑物抗震设计规范”“附录三土坝、堆石坝抗震稳定计算和抗剪强度指标选择”中所示，圆形坍的稳定计算公式如下：

$$\text{安全率} = K = \frac{\sum \{ c \cdot b \cdot \sec \psi + [(W_1 + W_2 \pm Q') \cos \psi - Q \cdot \sin \psi - (U_w - \gamma_0 \cdot Z) b \cdot \sec \psi] \tan \psi \}}{\sum [(W_1 + W_2 \pm Q') \sin \psi + \frac{M_c}{\gamma}]}$$

式中， γ ：圆弧半径

b ：滑动板宽度

ψ ：板底面中心点切线之水平角度

Z ：堤外水面及板底面中心点为止之高度

γ_0 ：水的单位重量

U_w ：板底面中心点之缝隙水压、通过流线网确定

W_1 ：滑板蓄水位以上之单位重量

W_2 ：滑板蓄水位以下之单位重量、水中重量

Q ：受滑板重心作用的水平方向地震惯性力
即滑板重心的 $K_h \cdot C_z \cdot a_i$

Q' ：受滑板重心作用的铅锤垂直方向地震惯性力，即于滑板重心的 $\pm \cdot K_h \cdot C_z \cdot a_i$ 向上方向（-）或向下方向（+）的作用方向，于稳定计算时取不利方向。

M_c ：对水平方向地震惯性力 Q 的力矩

C, θ ：地震作用下的土的粘聚力以及摩擦角

② 缝隙水压

a. 蓄水时的缝隙水压

土壤的恒定渗流，用 Laplace 的偏微分方程式来表示。该方程式用差分法表示，并通过施加渗透区域外周的位差条件（例如：已知的水头和镜像条件），就可以用张弛法了解渗透区域内的水头分布，从该水头减去位差，就可以求出该位置的缝隙水压。

这次的计算是使目电子计算机进行处理、求出各水位的缝隙水压的。此时，有关土壤透水的各向异性，是作为水平方向透水系数 $k_h = 5 \cdot k_v$ （铅锤直方向透水系数）来处理的。

缝隙水压的计算结果，记载于另添的附录中。

b. 水位急骤下降时的缝隙水压。

水位急骤下降时的缝隙水压，是与水位的降低速度有关的不稳定之问题。如果知道下降速度的话，则可通过 F. E. M. 及其他不稳定解析，计算缝隙水压。此

次，是从安全角度考虑，简单地将水位时的100%缝隙水压看作残存于不透水性域来进行处理的。

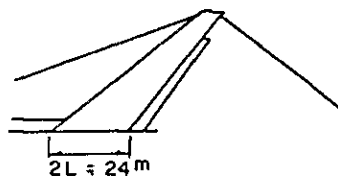
c. 完工时的间隙水压

按照填土工程的施工年数和用土的排水性能，可按下列式计算压实时间系数

$$T = \frac{C_v \cdot t}{L^2}$$

$$= \frac{0.02 \times 1095}{12^2}$$

$$= 0.15$$



其中，T：压实时间系数（无因次）

t：施工期间，3年=1095天

L：排水长=12m

※按照压实试验体积压缩系数Mv，按下式求压实系数Cv，

$$C_v = k / (\gamma_w \cdot M_v) \quad \gamma_w : \text{水的单位重量}$$

$$k : \text{透水系数} = 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$$

就粗粒土质材料，按上式求Cv，其结果是：

$$C_v = 0.002 - 0.006 \text{ cm}^2/\text{s} = 0.02 - 0.6 \text{ m}^2/\text{每天}$$

为安全起见，取Cv=0.02m²/每天

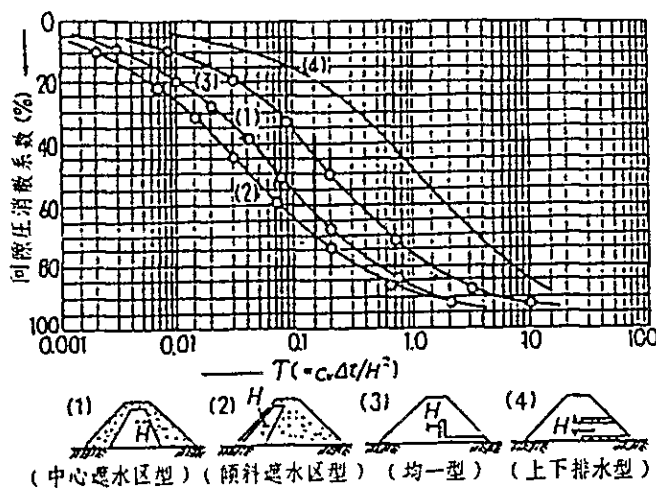


图 6.32 各类型土坝平均间隙压消散系数 (%)

从图 6.32 可以看出：T=0.15 时的间隙压消散系数，相当于倾斜心堤坝的间隙压消散系数 70% 和均一型土坝的间隙压消散系数 45%。

本坝的间隙压消散系数，由于所用填土材料多为土质材料，为安全起见，取近似于均一型土坝的间隙压消散系数的数值。间隙压留有率 α，取：

$$\alpha = 1 - 0.45 = 0.5 = 50\%$$

③ 安全系数一览表

定性的计算，由电子计算机进行处理。将各情况的结果，列于下表。将各情况的安全出力表及安全系数图列于附属书中。

表 6.49 安定性计算结果一览表

情况	条件	水位	间隙压	计算断面	最小安全率 F_s
1	常时满水	EL 12420	平常渗透压	上游	1.427
2				下游	1.798
3	完工直后		施工中的 残留间隙压	上游	1.171
4				下游	1.791
5	储水过程中	EL 11530	平常渗透压	上游	1.400
6	水位急降下时	EL 12420 ~ EL 11530	残留渗透压	上游	1.315
7	设计洪水时	EL 12890	平常渗透压	上游	1.288
8		EL 12800		上游	1.394

4. 湿润线及漏水量

① 堤体湿润线

堤体不透水性堤段的湿润线，按照福田根据实验所创的方法，由图解方法求出。

方法是：为了考察堤土透水性的异向性，将 $\sqrt{k_v/k_h}$ 加以修正，使其等于 $\sqrt{1/5}$ ，按照这时的断面图进行图解，再行复元，确定湿润线。

图解说明书及本坝不透水性堤段的湿润线，如图 6.34 所示。

按照湿润线，将堤体的安定性计算划分为饱和带和不饱和带。上流侧半透水性堤段和扩冻层等之湿润线，系水平水位时的湿润线。

② 漏水量的计算

a. 堤体漏水量

堤体的漏水量，按福田方法，由下式计算。

$$q = \frac{(H - 0.5 h_2)}{b + CM} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{H}{\sin \theta_1} + \frac{h_2}{\sin \theta_2} \right) \cdot k$$

其中， q ：单位宽幅漏水量

$$\overline{CM} = B \cdot \frac{\sin \theta_1}{\cos(\theta_2 - \theta_1)}$$

参照下面所示经修正的断面图和剖断模式图，求单位宽幅的漏水量和整个堤体的漏水量。

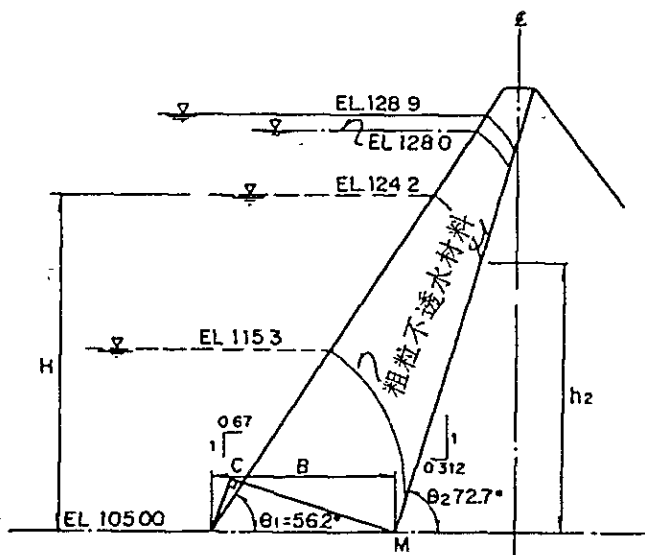


图 6.03 漏水计算断面图

按照上图和设计条件，设计下列各项参数。

$$H = \text{EL } 124.2 - \text{EL } 105.0 = 19.2 \text{ m}$$

$$h_2 = \text{EL } 120.5 - \text{EL } 105.0 = 15.5 \text{ m}$$

$$B = 11.0 \text{ m}$$

$$\overline{CM} = 11.0 \times \frac{\sin 56.2^\circ}{\cos(72.7^\circ - 56.2^\circ)} = 9.533$$

$$b = 6.5 \text{ m}$$

$$k = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s} = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

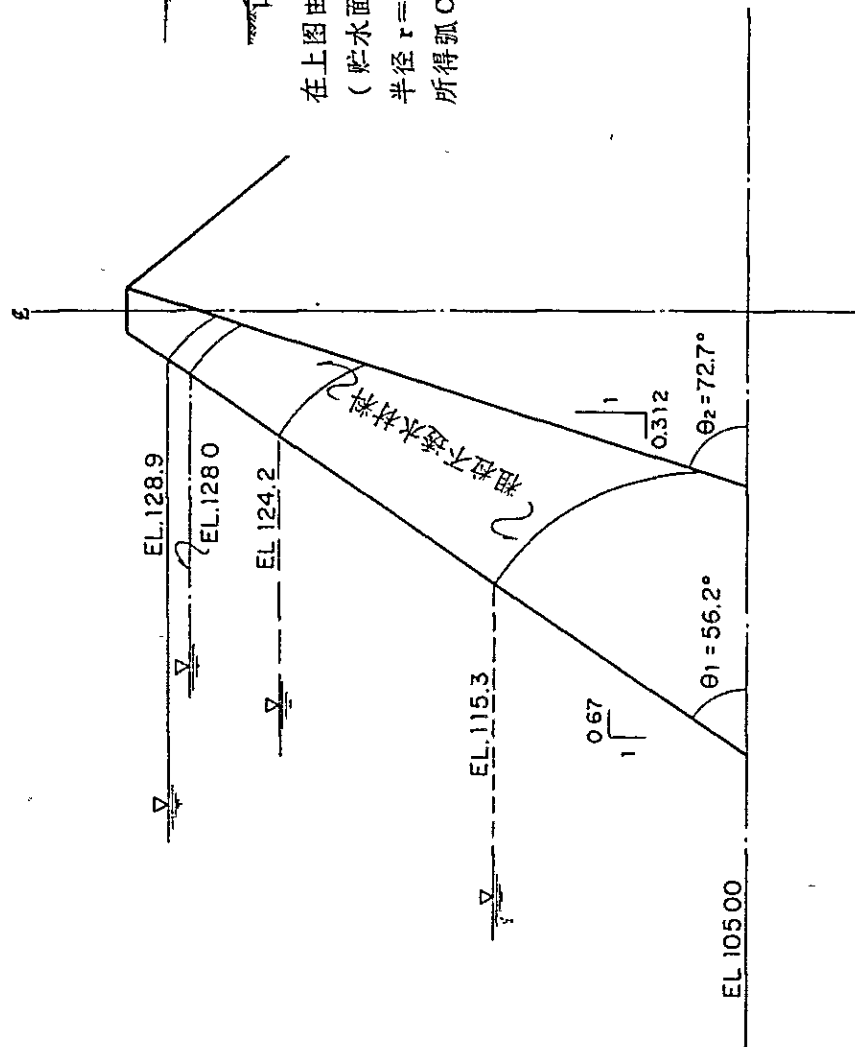
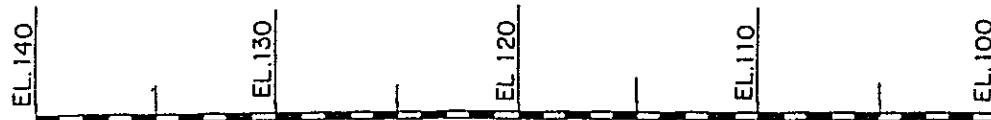
$$q = \frac{(19.2 - 0.5 \times 15.5)}{6.5 + 9.533} \times \frac{1}{2} \times \left(\frac{19.2}{\sin 56.2^\circ} + \frac{15.5}{\sin 72.7^\circ} \right) \times 1 \times 10^{-7}$$

$$= 2.809 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

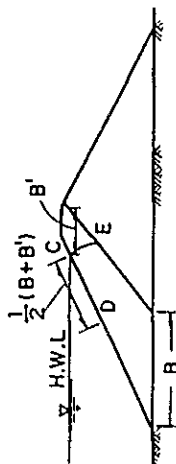
$$Q = qL = 2.869 \times 10^{-6} \times \left(600 + \frac{74 + 37.0}{2} \right)$$

$$= 1.837 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= 160.9 \approx 160 \text{ m}^3/\text{day}$$



湿润线求法 (福田法)



在上图由C点沿上游侧求遮水区底宽B与顶宽(贮水面)B'的平均值点D,以D为中心,以半径 $r = (B+B')/2$ 画圆,在下游侧求E点。所得弧CE就是湿润线。

图 6.04 经修正的断面上的湿润线

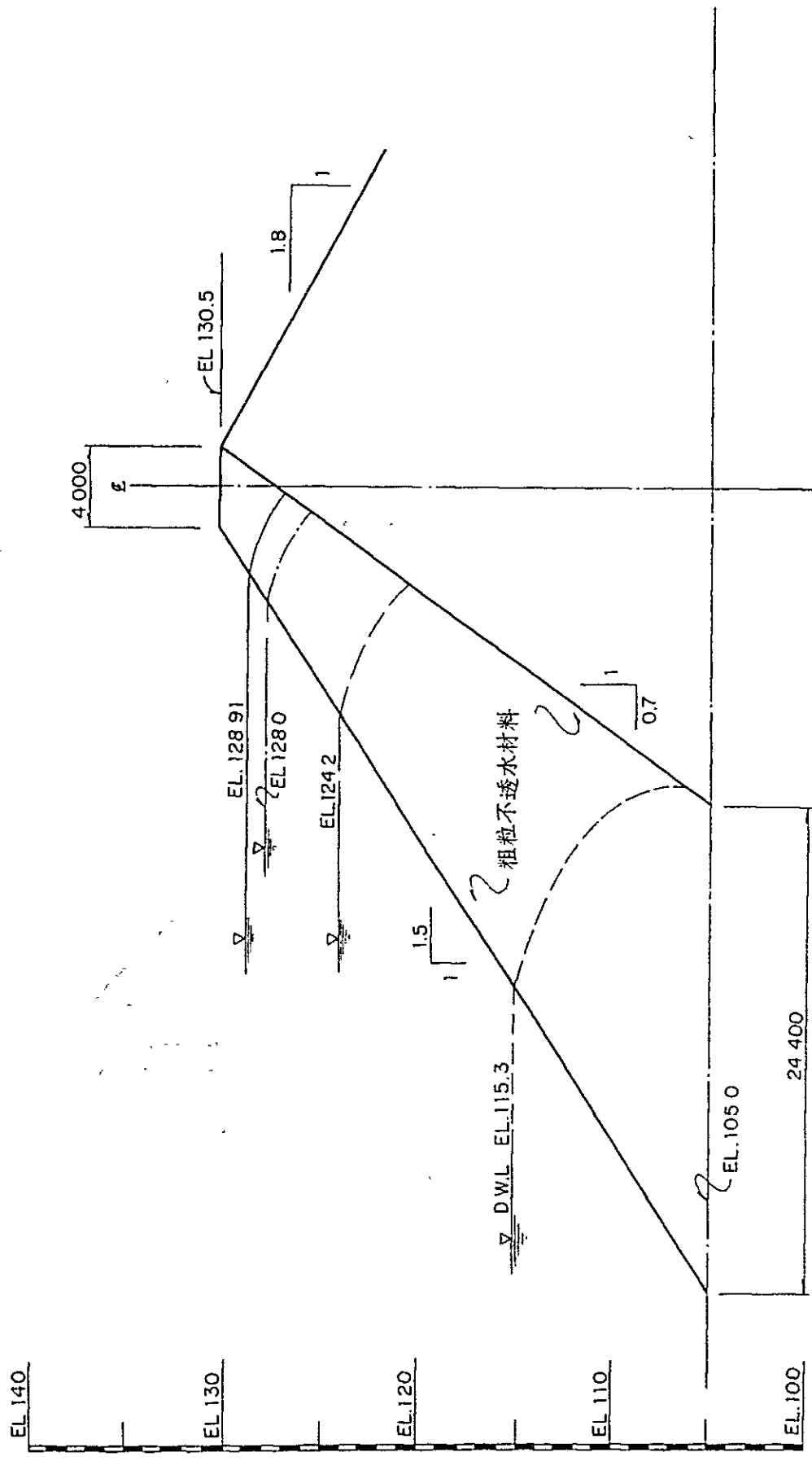


图 6.69 在复元断面上的湿润线

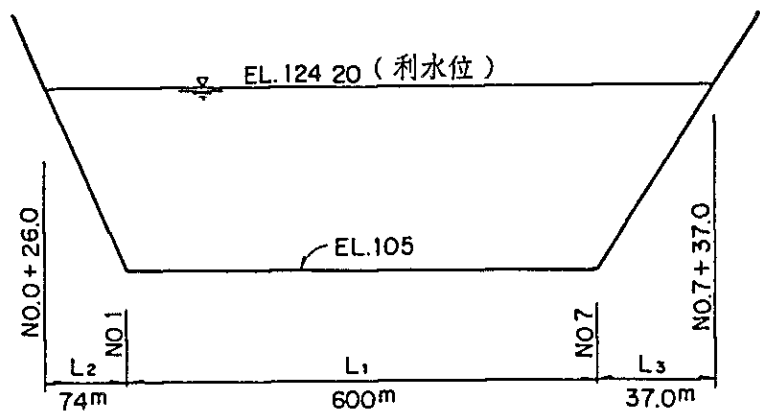
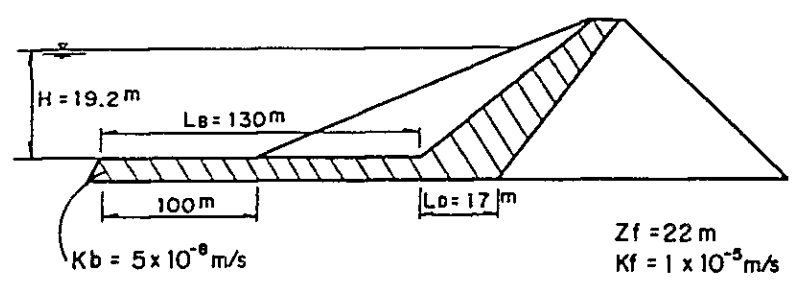


图 6.66 纵剖面模式图

b. 堤基漏水量



$d = 2\text{ m}$ (设计厚度为 3 m , 但考虑到地盘的不平, 取 $d = 2\text{ m}$)

图 6.67 两岸覆盖层形状

$$a = \sqrt{\frac{kb}{kf \cdot Zf \cdot d}} = \sqrt{\frac{5 \times 10^{-8}}{1 \times 10^{-5} \times 22 \times 2}} = 0.011$$

$$\text{两岸覆盖层有效长度 } Le = \frac{1}{a} \tan \cdot h(a \cdot LB) = \frac{1}{0.011} \times \tan \cdot h(0.011 \times 130)$$

$$\begin{aligned} \text{单位宽幅漏水量 } qf &= \frac{H \cdot Zt}{Le + LD} \times kf = \frac{19.2 \times 22 \times 1 \times 10^{-5}}{81.1 + 17} \\ &= 4.3 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 3.7 \text{ m}^3/\text{每天}/\text{m} \end{aligned}$$

由此，令河床宽度为 $\ell = 600 \text{ m}$ ，求堤基漏水量如下：

$$Qf = 37 \times 600 = 2220 \text{ m}^3/\text{每天}$$

c. 排水道之设计

1) 排水道透水系数

Hazen 公式

$$k = Ch(0.7 + 0.03t) D_{10}^2$$

其中， Ch ：系数，经净洗过的大小粒子的混合（极小值 = 60）

t ：温度（令 $t = 10^\circ\text{C}$ ）

D_{10} ：有效径（10%通过径）= 0.15

（为滤水管之 D_{10} 之 5 倍）

$$k = 60 \times (0.7 + 0.03 \times 10) \times 0.15^2 = 1.35 \text{ cm/s}$$

2) 排水道断面积

Darcy 公式

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

其中， Q ：流量 $\text{m}^3/\text{每天} = 1.60 \text{ m}^3/\text{每天}$

（堤体漏水量）

k ：透水系数 = $1.35 \text{ cm/s} = 1.2 \times 10^3 \text{ m/每天}$

i ：运水坡度 = $\frac{20}{86} = 232 \times 10^{-2}$

A ：断面积

$$\therefore A = \frac{Q}{k \cdot i} = \frac{1.60}{1,200 \times 2,362 \times 10^{-2}} = 5.7 \text{ m}^2$$

令安全系数为 10 倍左右，断面积为 50 m^2 。

排水道的断面，按照下图，设 5 条。

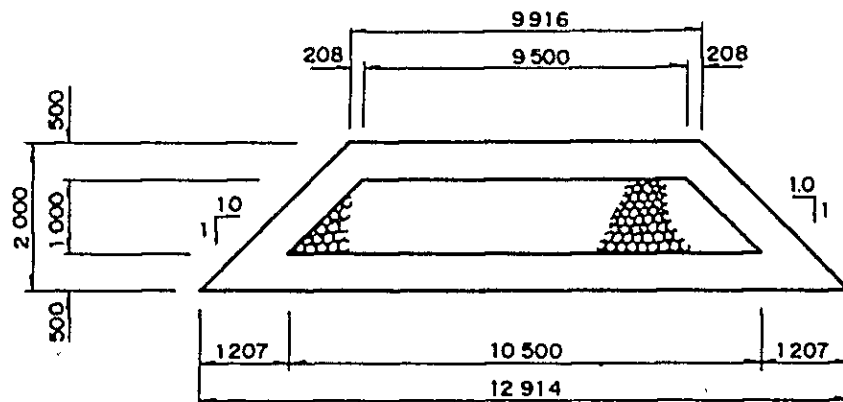


图 6.68 排水道断面图

(5) 溢洪道之设计

1. 路线之选定

本坝溢洪道之路线，有堤体左岸和右岸两个方案，由于左岸方案的溢洪道和放水路长度比右岸方案长，工程土方量大，决定选右方案。

右岸方案中又有岸墩部方案和鞍部方案，两方案之对比结果（参看图 6.69 如下）：

① 右岸岸墩部方案

与花岗岩层相隔较浅，很快就达到花岗岩，挖掘土方量比较部方案少，但是岩层的挖掘量是相等或要超过。溢洪道的混凝土施工量虽比较部方案少，临时排水隧道的长度要比鞍部方案长 30%（约 80m）。

地基花岗岩是破碎带（有断层的可能性大），作为重量混凝土的地基是不可靠的，需要改善地基（例如，用水泥灌浆加以加固）。

② 鞍部方案

过了岸墩部以后，就是平缓的鞍部。地表部是洪积层，下面有花岗岩，自溢流部起至静水池，距离岩层很浅，可以在很浅处设在岩层上。临时排水隧道的长度比岸墩部方案短。

地基的花岗岩是硬质花岗岩，是安定的，是重量混凝土的牢靠的地基。

溢洪道和临时排水隧道加在一起的施工费用，如表 6.69 所示。

表 6.69 溢洪道施工费用的比较（单位：万元）

	溢洪道	临时排水隧道	共 计	备 注
鞍 部 方 案	1,689.4	513.9	2,203.3	
右岸岸堤方案	1,462.3	590.9	2,053.2	

从主要建造物着想，重点考虑地质条件，选择地基岩盘牢靠的鞍部方案。

2. 型式的选定

充分考虑坝址的地形条件，决定溢洪道的形式。

土坝溢洪道的型式，大致上有下列2种。

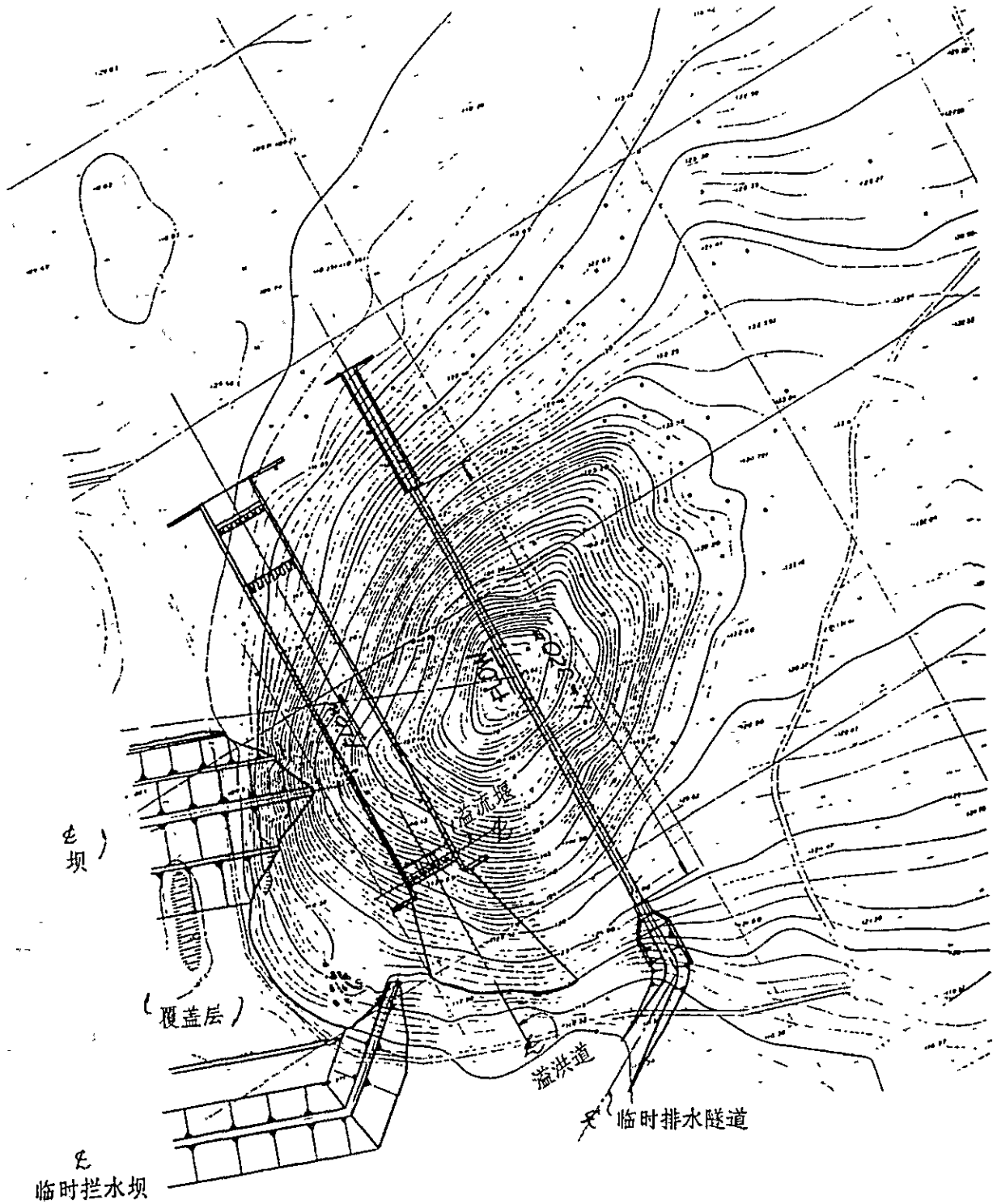


图 6.09 a

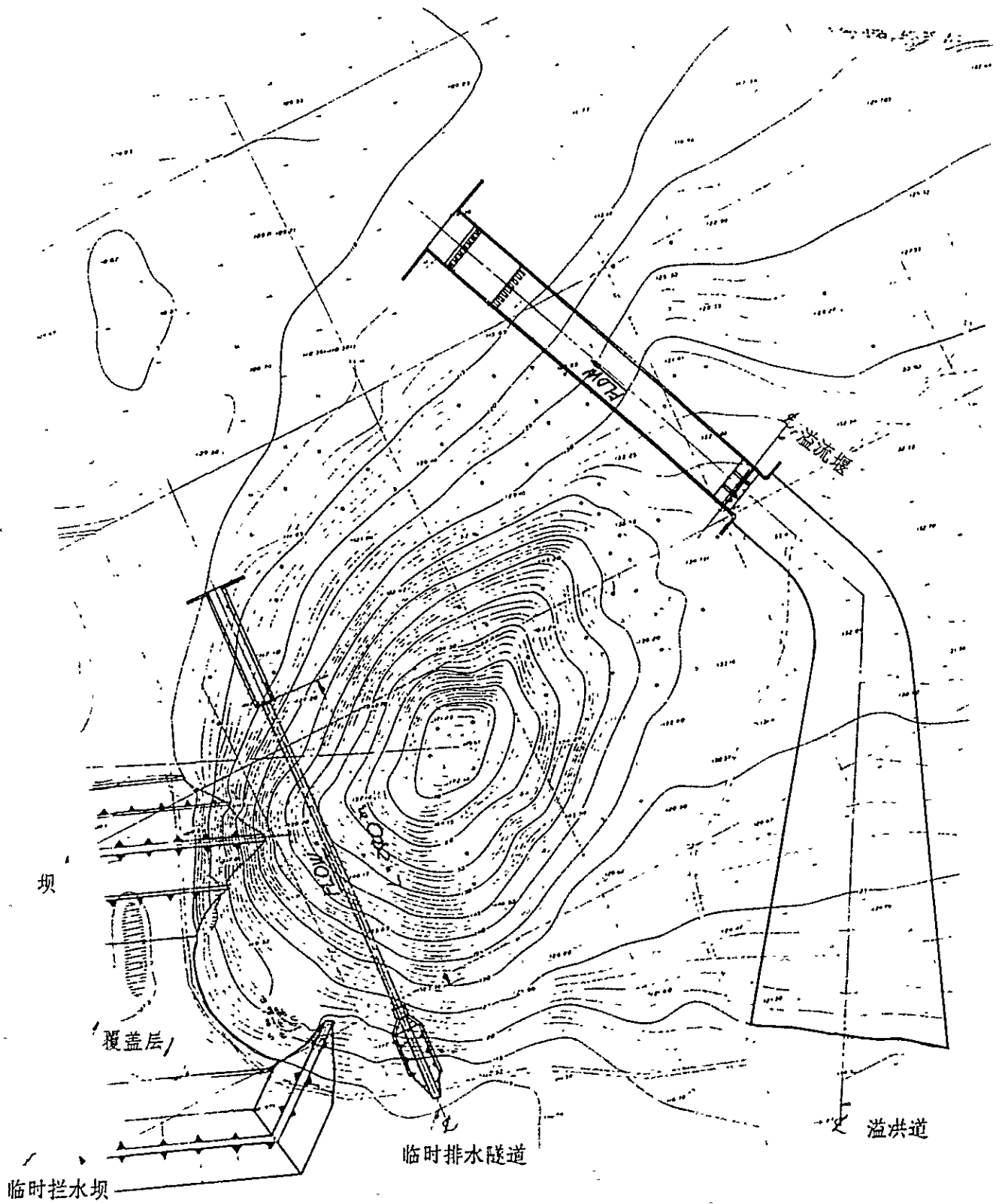


图 6.09 - b

① 侧沟式：地形上，等高线走向差不多与坝轴直交时，修建与坝轴直交的泄溢堰，使溢流的水脉发生旋涡，使流水转向90°，往下流放流的方法。

② 射流式：地形上，等高线走向差不多与坝轴平行时，修建与坝轴平行的泄洪堰，往下流放流的方法。

就本坝来说，拟修建溢洪道的鞍部，在地形上等高线的走向足几乎与坝轴平行的，因此，采用射流式较为恰当。

3. 设计洪水量

设计洪水量为 $860 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\frac{1}{100}$ 概率)，校核洪水量为 $1,045 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\frac{1}{2,000}$ 概率)。

$\frac{1}{100}$ 概率、 $\frac{1}{2,000}$ 概率时的水库放流量的计算结果和设计洪水位，如表6.50所示。

6.50 设计洪水量与设计洪水位

计划规模		限制放流量	设计洪水量与设计洪水位
		下部放流量 隧道	
$\frac{1}{100}$	Hmax	EL 128.07 m	128.07 \approx 128.10
	Qmax	936.76 m^3/s	936.76 - 80.0 = 856.76 \div 860
$\frac{1}{2,000}$	Hmax	EL 128.91 m	128.91
	Qmax	1,120.47 m^3/s	1,120.47 - 80.0 = 1,040.47 \div 1,045

坝顶闸门在水位超过安全水位时，全部开放，以 $Q=80 \text{ m}^3/\text{s}$ (恒定)，由放流设备自由放流，直至达到安全水位。

4. 流入部之设计

① 流入水路

流入水路之标准断面，如图6.40所示。流入水路之各项水理参数，按下式计算：

$$WL = Z + h + \frac{v^2}{2g} = E$$

WL : 设计洪水位 (m)

Z : 水渠渠床高度 : EL. 120.0 m

h : 水深 (m)

v : 流速 (m/s)

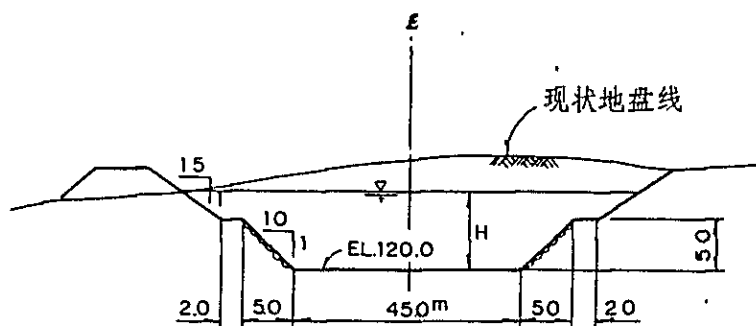


图 6.40 流入水路标准断面图

上述计算结果，如表 6.52 所示。

表 6.52 流入水路各项水力参数

	h (m)	A (m ²)	v (m/s)	E (m)	设计 洪水位	$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$
设计洪水量 Q = 860 m ³ /s	7.899	433.647	1.983	128.1	128.10	0.23
校核洪水量 Q = 1,045 m ³ /s	8.675	487.083	2.145	128.91	128.91	0.23

日本农水省《设计标准设计水库》所规定的参数是 $v \leq 4.0 \text{ m/s}$, $Fr \leq 0.4$ 。本水路的参数是满足这条件的。

② 泄洪堰

采用哈洛德标准泄洪堰。自泄洪堰最高点至下流的断面形状，由下式求之。

$$X^{1.85} = 2 \cdot Hd^{0.85} \cdot Y$$

Hd : 设计水头 $Hd = EL128.1 - EL122.0 = 6.1 \text{ m}$

X : 自堰顶之水平距离

Y : 自堰顶之垂直距离

$$X^{1.85} = 2 \times 6.1^{0.85} \times Y = 9.301658 Y$$

下流恒定坡度 Y' 之起点，可解上式，由 $X = 1.096 \cdot Hd \cdot Y'^{1.176}$ 求之。

$$X = 1.096 \times 6.1 \times \left(\frac{1}{1.3}\right)^{1.176} = 4.910 \text{ m}$$

变换自泄洪堰至导流部水路底的坡度时，需插入曲率半径为 5 m 的曲线。其从断面形状，如图 6.41 所示。

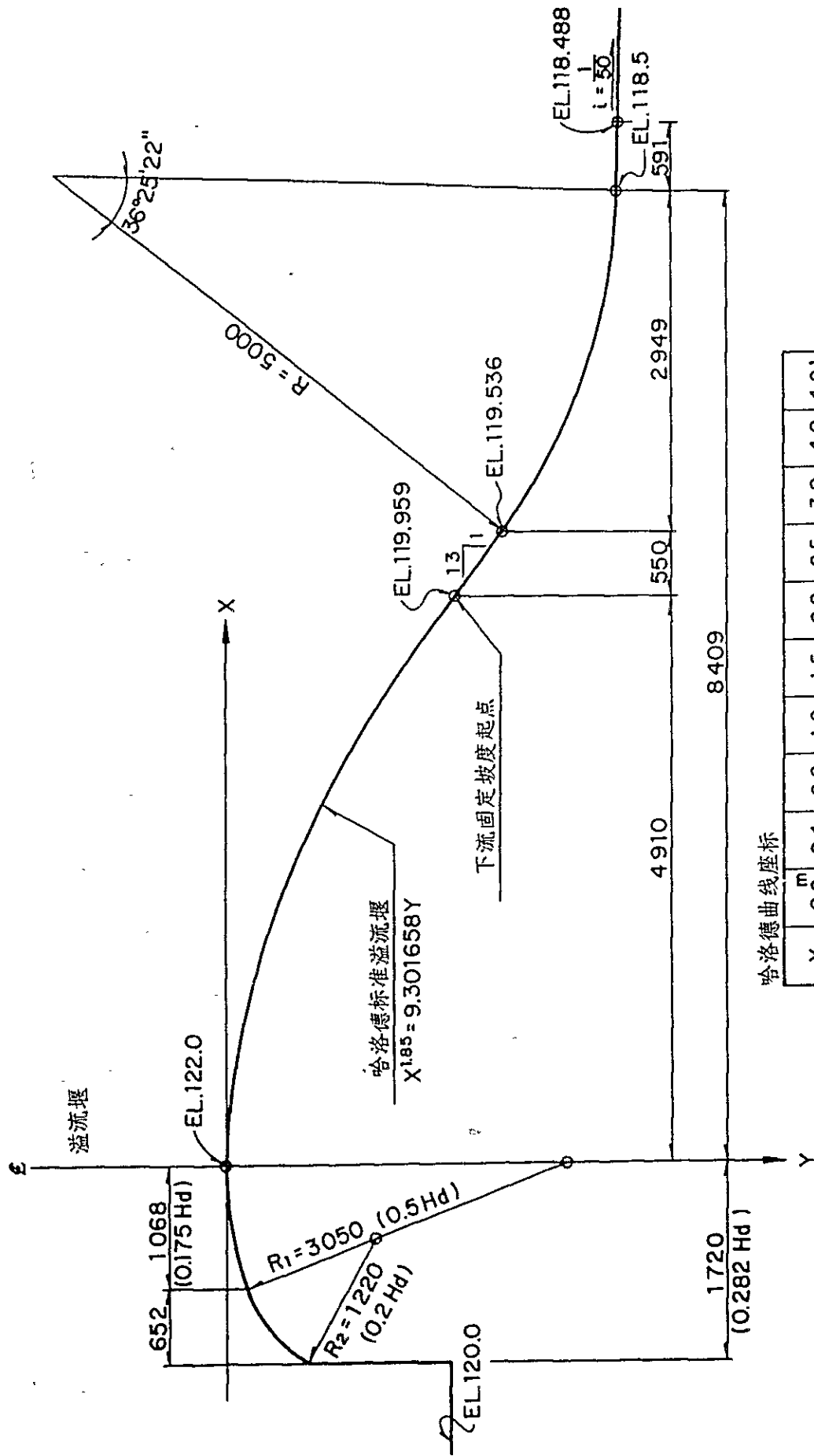


图 6 (1) 泄洪堰纵剖面形状 $S = 1/50$

③ 坝顶闸门

在溢流部设坝顶闸门(宽10m、扉高6.656m, 3门), 调节洪水。

一般地说, 坝顶闸门是采用圆辊闸门或径向闸门的。

在本坝中, 依照表6.53的比较结果, 采用径向闸门。

闸门的尺寸, 如图6.42所示。闸门的设计, 附在附属书上。

表 6.53 坝顶闸门比较表

	圆 辊 闸 门	径 向 闸 门
放流状况	堰体侧面需设门槽。由于设有门槽, 与径向闸门相比, 闸门附近的放流将引起乱水脉, 会引起坝顶闸门带来偏向磨损, 不如没有设门槽的径向闸门。	由于堰体侧面不设门槽, 尘土、土砂等不会停留, 放流顺利。与规模相同的圆辊闸门相比, 轻。
与坝体之匹配	放流水脉线, 不会影响闸门建造物, 结构较稳定。但与径向闸门相比, 门板的框子需要适当加固, 堰顶的走道和门框的布置, 存在一些问题, 需要设法解决。闸门的门板的宽幅需比径向闸门稍宽一些。	径向闸门的开关是转动闸门耳轴的, 因水压是全部吃在这一部分的, 门板可以设在低一点的位置。
闸门开关装置	开关闸门时, 除了门扉本身的重量之外, 还有受水压作用的圆辊的阻力。与径向闸门相比, 需要用大1.5倍至2.5倍的力, 电费等的维持经费大些。	作用在闸门的水压, 会转变成耳轴的转动摩擦力, 而且门扉本身的一部分重量是由耳轴撑住的, 与圆辊闸门相比, 开关闸门的需要的力小一些。
美观	需要坝顶设一座很大的门框, 不大美观。	吊闸门的钢缆要设在闸门前面时需要装门框。但是钢缆要设在闸门背面时, 开关装置可以设在堰体上面或堰体里面, 不损伤美观。
关于溢流	可以把扉体上面作成溢流结构, 可以使溢流板增加刚性, 在这方面不存在问题。对于溢流振动, 如果闸门的底部与底板紧贴, 也是没有问题的。 溢流时, 如果水深很浅, 有时会引起由于闸门背面与水脉之间缺少空气所带来的轻微振动, 发出嗡嗡蜂鸣声。这时, 可以在闸门顶部安装阻流板, 消除噪声。不过轻微的振动对闸门的影响很小, 不致于发生问题。 溢流水深大的时候, 需要在闸门背面堰体侧面设空气补偿管。	闸门扉体在结构方面对溢流的强度不够。但是, 可以使溢流的水、木头或尘土不碰在主梁和梁脚以及其他主要构造物上, 解决了一些技术上的问题。

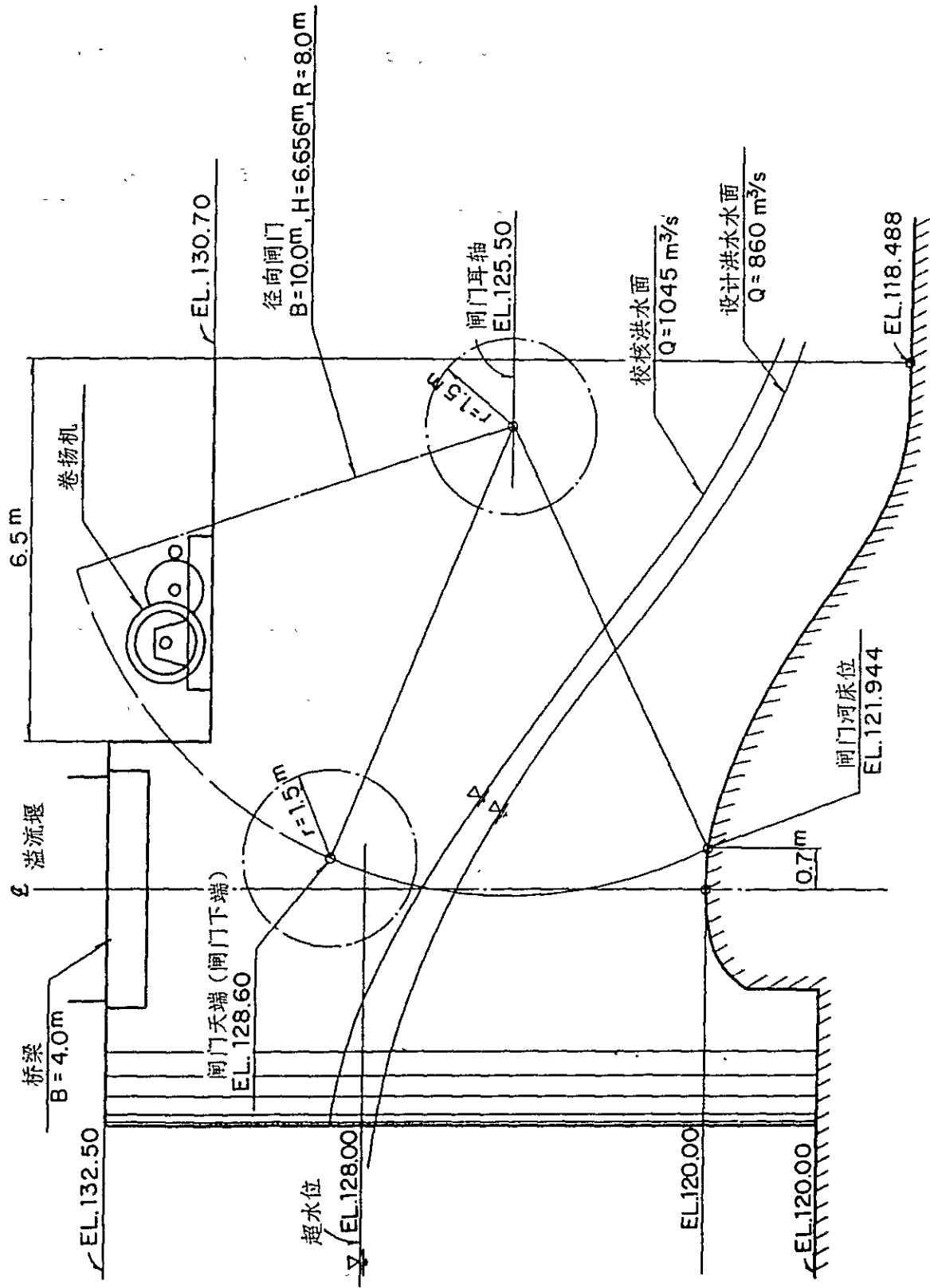


图 6.12 坝顶闸门尺寸

5. 导流部之设计

① 导流部形状

为确保工程的经济性和建造物的安定性,为了使洪水毋不停留地尽速流下去,

- ① 使平面线形成为直线;
- ② 采用长方形断面,使水路宽幅与流入部宽度相等: $B=35\text{ m}$;
- ③ 依照地形,使水路底的坡度为: $i = \frac{1}{50}$ 和 $i = \frac{1}{5}$ 。

使水路底坡度的变换部,成为下式所表达的抛物线。

$$y = x \cdot \tan\theta + \frac{k \cdot x^2}{4 \cdot h\nu \cdot \cos^2\theta}$$

y : 纵距(原点是抛物线的起点);

x : 横距;

θ : 抛物线起点处的水路倾斜角: $\tan\theta = \frac{1}{50}$;

$h\nu$: 抛物线起点处的速度水头;

k : 重力加速度作用于放射运动的比率: $k \leq 0.5$ 。

$$\theta = \arctan\left(\frac{1}{50}\right) = 1.1457628^\circ, \text{ 按水面形状计算结果, } h\nu \text{ 为:}$$

$$h\nu = 8.789\text{ m} \left(\frac{1}{100} \text{ 概率}\right), \text{ 当 } k = 0.4941834 < 0.5 \text{ 时,}$$

$$y = 0.02x + \frac{0.4941834 x^2}{4 \times 8.789 \times \cos^2(1.1457628)}$$

$$= 0.02x + 0.0140624 x^2$$

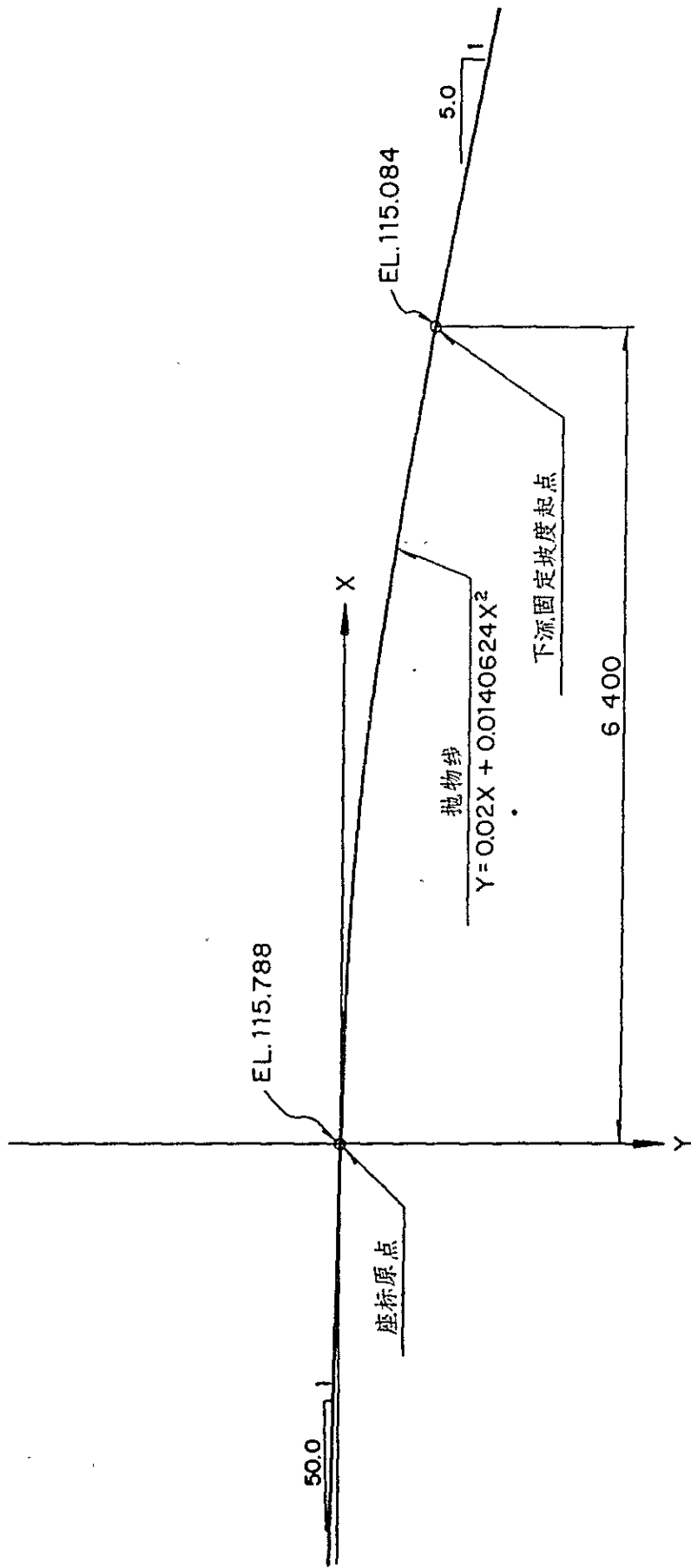
下流恒定坡度的起点: $y = \frac{1}{5}$, 可解上式,

由 $y' = 0.02 + 0.0281248x$ 求之:

$$\frac{1}{5} = 0.02 + 0.0281248x$$

由此得: $x = 6.400$, $y = 0.704$

坡度变换部,如图 6.43 所示。



抛物线座标

X	1.0	2.0	3.0	.0	50	6.4
Y	0.034	0.096	0.187	0.305	0.452	0.704

图 6. (43) 坡度变换部形状 S = 1/50

② 水面形状与侧墙高度

a. 水面形状之计算

水面形状之计算，依照伯努利定理，按下式作不等流计算。

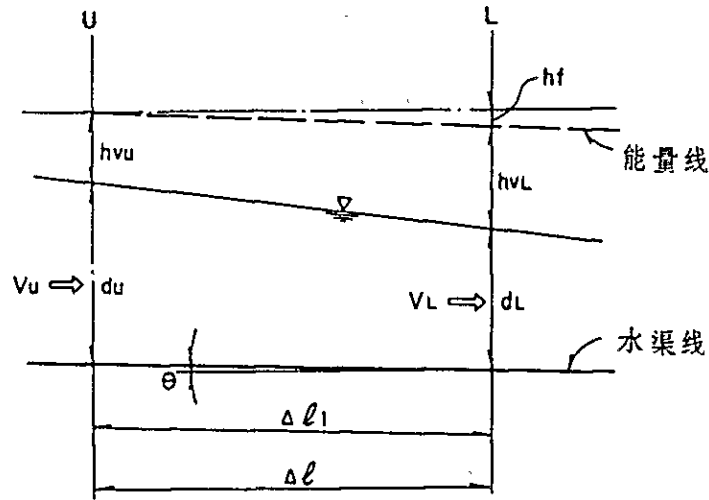


图 6.44 放水路的水面形状

$$Q = A_u \cdot v_u = A_L \cdot v_L$$

$$d_u + \Delta l \cdot \tan \theta + h_{vu} = d_L + h_{vL} + h_f$$

$$h_{vu} = \frac{v_u^2}{2g} \quad h_{vL} = \frac{v_L^2}{2g} \quad h_f = \frac{n^2 \cdot v_m^2 \cdot \Delta l_1}{R_m^{\frac{4}{3}}}$$

V: 流速 (m/s);

d: 水深 (m)

n: 粗糙度系数 0.015 (混凝土);

V_m : 平均流速 (m/s);

R_m : 平均径深 (m);

A: 流积 (m²)。

试算满足上式之 d_L 。计算结果，附在附属书上。

b. 侧墙高度 (参照日本农水省《设计基准 设计 水库》)

因高速流的导流部，会发生空气混入的现象，引起水面升高，需校正计算水位，求充裕高度 (F_b) 和侧墙高度。

空气混入量，可按格门斯基所提下式求之。

$$m = \frac{1}{200} \cdot \frac{V^2}{g \cdot h_{na}} = \frac{-1 + \sqrt{1 + \frac{Fr^2}{50}}}{2}$$

$$h_{na} = (1 + m) \cdot h_m$$

m : 混入空气量与水量之比

V : 流速 (m/s)

h_{na} : 空气混入水深 (m)

h_m : 不混入空气之水深 (m)

Fr : Fr 数 :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_m}}$$

充裕高度，可由下式求之，

$$F_b = 0.6 + 0.037 \cdot V \cdot d^{\frac{1}{3}}$$

d : 空气混入水深 (与水路底的倾斜垂直)

F_b : 充裕高度 (与水路底的倾斜垂直)

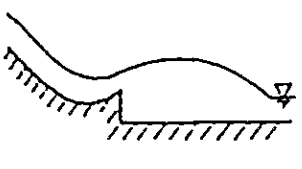
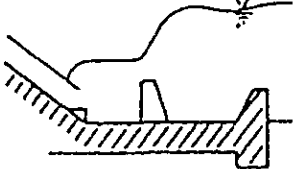
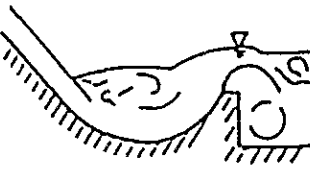
将计算结果附在附属书上。

6. 消力工程的设计

① 消力工程的型式

根据表 6.54 所示比较结果，按地形、水质和水理条件，本坝的消力工程是强制跃水型消力工程最为适宜。

表 6.54 消力工程种类

	跃水式	强制跃水式	屏式
水路图			
消力方法	使水脉跃上空中与河床岩盘等碰撞, 受到冲击搅, 获得消力效果。	利用水跃作用, 减少水势。	使水脉经过斜面贯入水中, 在水中反转, 减少水势。
条件	适用于下流水位低于跃水高度时。地质和地形等条件适合时, 可以采用。(不适合于本规划中的溢洪道)	适用于下流侧水深和跃水水深几乎相等时。	适用于下流水深较深时。
消力经济性、其他	比较经济, 但与其他型式相比, 消力效果较差, 流经消力工程以后的流势仍然较大。	从水理方面来看, 最完全。	需要做模型试验, 然后才作水理设计。

② 静水池池床高度与跃水深度

静水池, 由于要受到流水的冲击, 需要设在岩盘上(岩盘的分类级别要高于 C_L 级, N 值要大于 50)。按照这条件, 静水池池床高度, 可低于 EL 100.0 m。

计算不同池床高度的跃水深和跃水后的能量, 列于表 6.55 和图 6.45 上。

表 6 55 跃水深与能量 (设计洪水量为 $860 \text{ m}^3/\text{s}$)

① 床高	$d_1(\text{m})$ 流入水深	$V_1(\text{m/s})$ 流入流速	Fr Fr 数	$d_2(\text{m})$ 跃水深	$105d_2(\text{m})$ ②	$V_2(\text{m/s})$ 跃水后流速	$\frac{V_2^2}{2g}(\text{m})$ ^③ 速度水头	①+②+③ 能 量
EL. 101^{m}	1.225	20.064	5.791	9.439	9.911	2.603	0.346	111.257
100	1.206	20.366	5.924	9.519	9.995	2.581	0.340	110.335
99	1.190	20.655	6.048	9.601	10.081	2.559	0.334	109.415
98	1.174	20.930	6.171	9.675	10.159	2.540	0.329	108.488

注 1) d_1 和 V_1 , 由导流部水面形状的计算求之。

$$2) \text{Fr} = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

$$3) d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{8 \text{Fr}^2 + 1} - 1)$$

$$4) V_2 = \frac{860}{35 \times d_2}$$

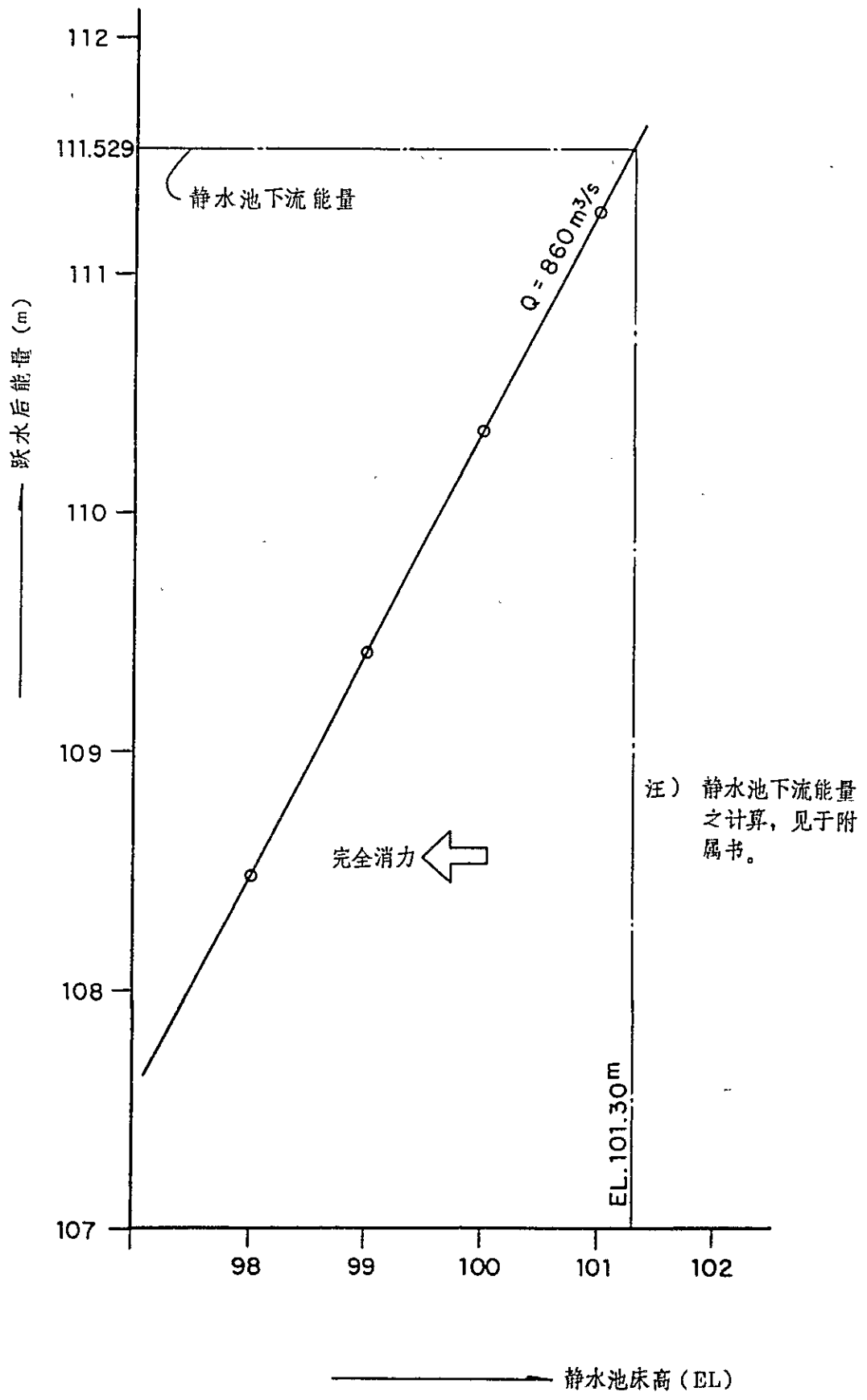


图 6.45 静水池池床高度与能量

③ 静水池各参数

a. 静水池池床高度

跃水后之能量小于静水池下流能量之时，可完全减势。从图 6.45 中可以看出：池床高度可低于 101.3 m。

因此按照着岩条件，静水池池床高度可确定为 100.0 m。

b. 静水池池型之决定

由于本静水池的流入速度为 $V = 20.366 \text{ m/s}$ 、Fr 数为 $Fr = 5.924$ 、单位宽幅流量为 $q = \frac{860.0}{35.0} = 246 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ，决定采用强制跃水 USBR II 型。

c. 静水池各参数

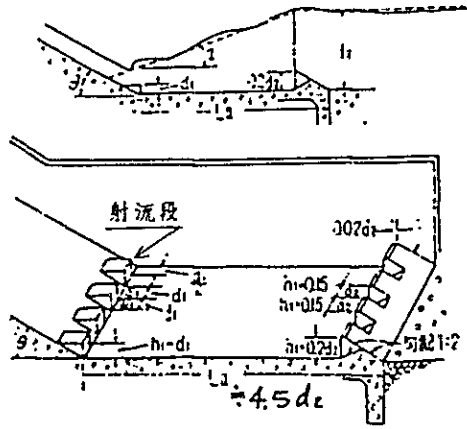
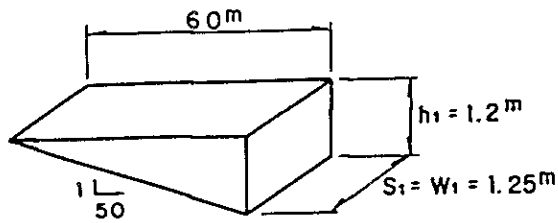


图 6. (46) II 型静水池各参数

1) 射流段 ($d_1 = 1.206 \text{ m}$) (参考图 6.47)



2) ($d_2 = 9.519 \text{ m}$) (参考图 6.47)

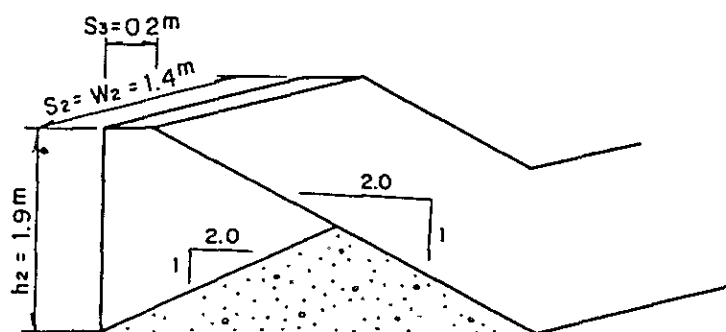


图 6.47 射流段和齿形剪形尺寸

3) 静水池长度

$$L_{II} = 4.5 d_2 = 4.5 \times 9.519 = 42.836 \approx 43 \text{ m}.$$

4) 充裕高度 (Fb) 与侧墙高度 (H)

$$Fb = 0.1 (V_1 + d_2)$$

V_1 : 流入流速 20.366 m/s

d_2 : 水跃深度 9.519 m

$$Fb = 0.1 (20.366 + 9.519) = 2.989 \text{ m}$$

$$\text{故得: } H = 9.519 + 2.989 = 12.508 \approx 13.0$$

④ 校核洪水量之探讨

根据导水部水面形状计算, 校核洪水量为 $1.045 \text{ m}^3/\text{s}$ 时的流入水深为: $d_1 = 1.416 \text{ m}$, 流入流速为 $V_1 = 21.082 \text{ m/s}$, Fr 数为 $Fr = 5.659$ 。

$$\text{跃水深度为 } d_2 = \frac{1.416}{2} (\sqrt{8 \times 5.659^2 + 1} + 1) = 10.646 \text{ m} < 13.0 \text{ m}$$

不会越过侧墙。

7. 结构设计

① 安定计算设计条件

a. 单位体积重量

钢筋混凝土	$Wc_1 = 2.4 \text{ t/m}^3$
无钢筋混凝土	$Wc_2 = 2.3 \text{ ''}$
土 (湿润)	$\gamma_t = 1.8 \text{ ''}$
(饱和)	$\gamma_{sat} = 2.0 \text{ ''}$
(水中)	$\gamma_{sab} = 1.0 \text{ t/m}^3$

钢材 $W_s = 7.85$ “
 水 $\gamma_w = 1.0$ “

b. 土压系数

填土的土压系数之计算，可以采用库伦土压公式。

1) 平常的土压系数

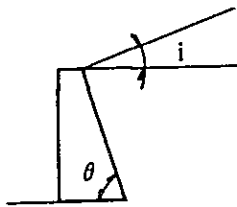
$$\text{主动土压系数 } K_a = \frac{\sin^2(\phi + \theta)}{\sin^3 \theta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - i)}{\sin \theta \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

$$\text{从动土压系数 } K_p = \frac{\sin^2(\phi - \theta)}{\sin^3 \theta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + i)}{\sin \theta \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

2) 地震时土压系数

$$\text{主动土压系数 } K_{aE} = \frac{\sin^2(\phi + \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cdot \sin^2 \theta \cdot \sin(\theta - \theta_0) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

$$\text{从动土压系数 } K_{pE} = \frac{\sin^2(\theta - \phi + \theta_0)}{\cos \theta_0 \cdot \sin^2 \theta \cdot \sin(\theta + \theta_0) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + i - \theta_0)}{\sin(\theta + i) \cdot \sin(\theta + \theta_0)}} \right\}^2}$$



$\theta_0 = \tan^{-1} K_H$ (K_H : 设计水平震度)

ϕ : 内部摩擦角 30°

c. 地耐力 (许可支持力)

1) 岩盘 地耐力足够。

2) 地盘 定为: 30 t/m^2 (砂质地基, N位为: $30 \sim 50$)

d. 安全系数

表 6. 50 安全系数

	常 时	地 震 时	备 注
防倒安全系数	$e \leq \frac{B}{6}$	$e \leq \frac{B}{3}$	
滑动安全系数	1.5 以上	1.2 以上	摩擦系数 0.7 (岩石与混凝土)
支持力安全系数	2.0 以上	1.5 以上	
扬压力安全系数	1.0 以上	-	

e. 上载荷重

1) 汽车荷重 (T - 14)

$$q = \frac{W \cdot (1+i)}{a \cdot b}$$

W : 总重量 14 t ;

i : 冲击系数 0.3 ;

a, b : 车长、车宽 : 7.0 × 2.75 (m)

$$q = \frac{14 \times (1+0.3)}{7.0 \times 2.75} = 0.945 \approx 1.0 \text{ t/m}^2$$

2) 群集荷重

令 $q = 0.3 \text{ t/m}^2$ 。汽车荷重和群集荷重不会同时发生作用。

f. 地下水以外的水压

地下水是经泄水孔或排水孔排水的，墙高高于 3.0 m 时水压达墙高之 1/2 处；墙高低于 3.0 m 时水压达至距离 invert 1 m 处。

g. 设计地震震度

水平震度 $K_H = 0.075$

垂直震度 $K_v = 0$

总震度 $K = K_H / (1 - K_v) = 0.075$

② 结构计算设计条件

a. 许可应力

1) 钢筋混凝土

设计基准强度	$\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2$
许可弯曲压缩	$\sigma_{ca} = 70 \text{ "}$
许可剪断应力 (梁)	$\tau_a = 4.25 \text{ "}$
许可剪断应力 (钢材)	$\tau_a = 8.5 \text{ "}$
许可粘附力 (异形)	$\tau_{oa} = 15 \text{ "}$

2) 钢筋 (SD 30)

容许伸长长度，压缩	$\sigma_{sa} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$
容许粘附力 (异形)	$\tau_{oa} = 15 \text{ "}$
连结处固定长度	$l = 30D \text{ 以上}$

但是，在地震时增加 50 %。

b. 材料设计参数

1) 杨氏系数

钢筋	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
混凝土	$E_c = 1.4 \times 10^5 \text{ "}$
杨氏系数比值	$n = E_s/E_c = 15$

2) 计算钢筋量与应力的各参数

钢筋被覆 $d_1 = d_2 = 10 \text{ cm}$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_{sa}}{n \cdot \sigma_{ca}}} = 0.368$$

$$j = 1 - k/3 = 0.877$$

$$C_1 = 0.297$$

3) 钢筋量、应力计算式

按照日本农水省的《设计基准 设计 水路工程(其1)》。

4) 最少钢筋量

用单根钢筋 (每根间隔不超过 9 m) 时,

暴露在冻结、直射阳光部分的涂层 0.2 %,

不暴露在冻结、直射阳光部分的涂层 0.15 %。

用双根钢筋 (每根间隔不超过 9 m) 时,

与土相接触的面 0.1 %

不与土接触, 暴露在冻结、直射阳光下的部分 0.2 %

不与土接触, 不暴露在冻结、直射阳光下的部分 0.15 %

上述百分比是相对于混凝土总截面积的比值, 混凝土厚大于 45 cm 的, 按 45 cm 计算。

上述安定计算、结构计算的设计条件, 也适用于溢洪道、转流工程、取水放流设施。

按上述设计条件, 进行了安定、结构计算, 将计算结果列于附属书上。

(6) 放流工程

1. 放流工程之选定

就下列 A、B、C 三方案, 就施工和施工费用进行比较。

A 方案……全面截水方式

就临时排水隧道的数量和内径的大小, 拟定几种方案, 其中施工费用最经济的方案。

B 方案……半截水方式

为非洪水期，在填坝截水时修建一条 $D=4.0\text{ m}$ 口径的临时排水隧道方案。

C 方案……明沟方案

在设溢洪道的地点，掘挖岩层修一条明沟排水，用混凝土截水。包括修一条 $D=4.0\text{ m}$ 的临时排水隧道在内，沟宽最适当、施工费用最经济的方案。

在 B、C 两个方案中，所以把临时排水隧道的口径定为 $D=4.0\text{ m}$ 的理由如下：

1. 中国方面已经有施工经验；
2. 足够于放流非洪水期的河水。

① A 方案（全面截水方式）

就临时排水隧道的数量和口径大小的几种情况，列于表 6.58) 概略计算施工费用，计算结果，如图 6.48) 所示。

按照上述研究结果，以设一条 $D=60\text{ m}$ 临时排水隧道作为 A 方案。

② B 方案（半截水方式）

在第三次调查期间进行设计，概略计算其施工费用。以第三次调查作为 B 方案。

③ C 方案（明渠方式）

采用如图 6.5b) 和图 6.5c) 所示溢流部和非溢流部的标准断面，就水路宽幅 $B=20、30、40\text{ (m)}$ 3 个方案，分别计算施工费用（概略）。其结果，如表 6.61) 所示。

探讨上述情况，以 $B=20\text{ m}$ 作为 C 方案。

④ 施工费用之比较

将上述 A、B、C 3 个方案的施工费用的比较结果列于表 6.57)。

表 6.57) 放流工程施工费用之比较 (单位：百万元)

方 案	隧 道	溢洪道	临时截水堤	计	备 注
A	2.09	8.01	2.39	12.49	全面截水方式
B	0.93	8.01	0.89	9.83	半边截水方式
C	-	12.45	0.81	13.26	明渠式

注) 按日元计算，换算人民币。

⑤ 施工条件的比较

C案在经济上是不利的，仅就A、B两个方案进行比较。

a. A方案（全面截水方式）

- 1) 地基的掘削可以全面展开，不影响堤体的填土施工。
- 2) 完工以后，临时排水隧道可以做为取水、放流设备。
- 3) 由于中国的水利工程没有修建过 $D = 6.0\text{ m}$ 的排水隧道，需要研究引进大型隧道的施工机械、改进施工方法等问题。

b. B方案（半截水方式）

中国的习惯作法是：临时排水量大的放流方式，在一般情况下部采用在堤坝中留一部分河道放水的半截水方式。这种方式存在下列问题。

- 1) 堤体临时排水道部分的填土工程的施工时间在9月20日—6月30日，这是气象条件恶劣的时期，很难保证地基处理等的施工质量。尤其，采用覆盖层施工方法时，河道部分容易发生施工不良情况。
- 2) 需修建运输材料的临时道路，需在下流截水，施工量增多。
- 3) 从过去的例子看来，因临时排水道部分的填土施工不良造成的水库的漏水情况很多。
- 4) 坝体的填土施工，应使整个坝体经常保持同样的标高，这是填土施工的常识。如果，河道部分加快填土施工速度，就会引起堤体和堤体基础的不等速下沉，引起变形的危险性也很大。
- 5) 因河道部分的快速施工，引起异常压实，发生间隙水压的危险性很大。在世界上，在均一式坝的施工中，也发生过在施工速度 10 m/年 的情况下发生滑动的例子，在施工方法上还存在问题。

根据上述讨论，决定采用在施工方面有利的A方案（全面截水方式）。

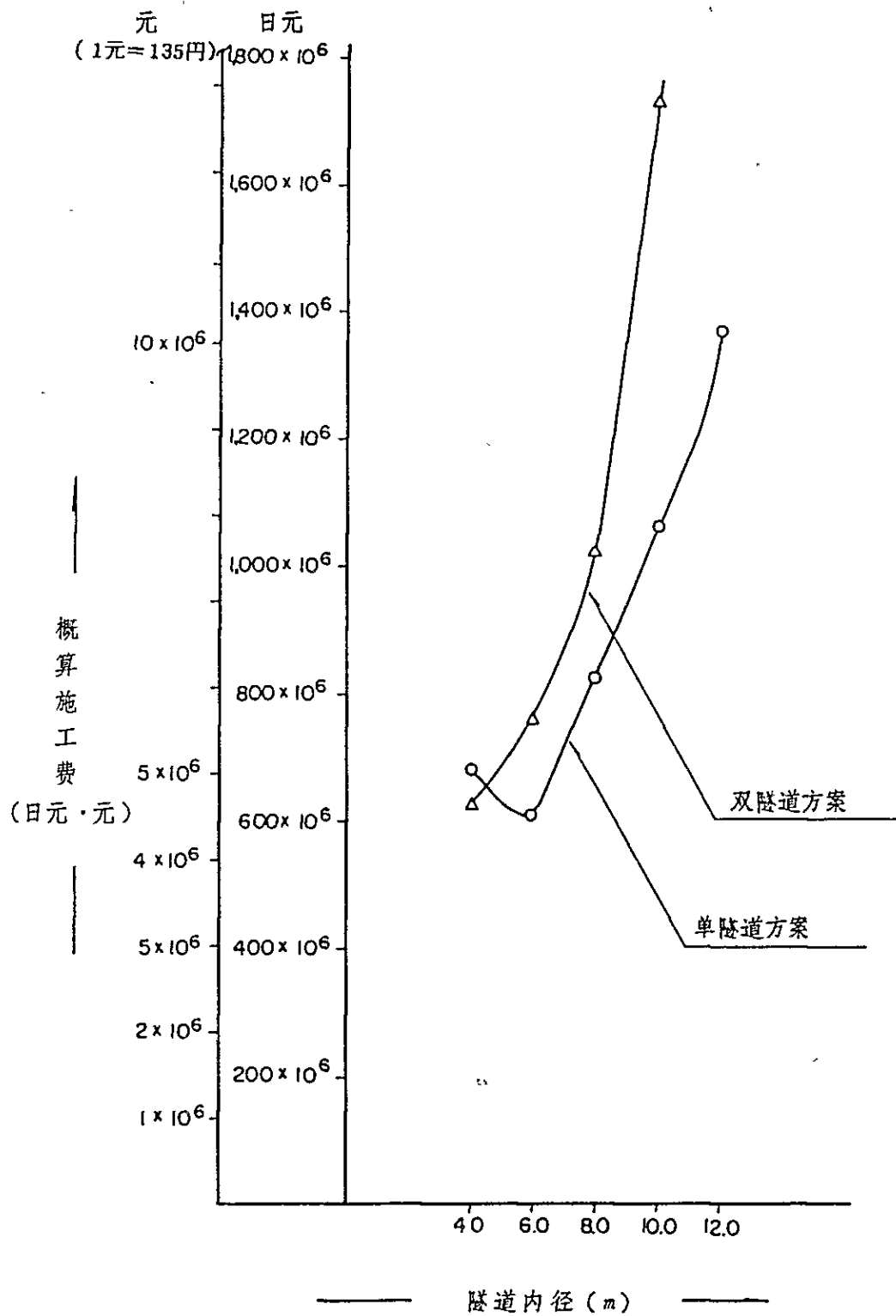


图 6.48 隧道口径大小与施工费用

表 6.58 隧道口径大小与施工费用

隧道规格		临时截水施工费			隧道施工费		施工费	备注
隧道数	内径 (m)	天端标高 EL.	1. 筑堤量 (m ³)	2. 施工费 (日元) 553×10 ⁶	内腔断面积 (m ²)	3. 施工费 (日元) 125.6×10 ⁶		
单隧道	4.0	124.0	553,000	323 "	12,566	282.7 "	679×10 ⁶	
	6.0	120.0	323,000	323 "	28,274	502.6 "	606 "	
	8.0	120.0	323,000	276 "	50,265	785.4 "	826 "	
	10.0	119.0	276,000	276 "	113,097	1,131.0 "	1,061 "	
	12.0	119.0	276,000	374 "	25,132	251.2 "	625 "	
双隧道	4.0	118.0	234,000	234 "	56,548	1,005.3 "	800 "	
	6.0	118.0	234,000	196 "	226,194	1,570.8 "	1,239 "	
	8.0	117.0	196,000				1,767 "	

注) 1. 筑堤量(V)按标准断面面积(A)(天端宽: 4.0 m、掘床标高: EL. 106.0、上流侧坡度: 1: 2.5、下流侧坡度: 1: 2.0)与堤长(L)之积计算。

$$V = A \times L = \{ 2.25(H-106)^2 + 4(H-106) \} \times (10H-550)$$

2. 临时截水施工费按每 m³ 1,000 计算。

3. 隧道施工费按堤长 200 m, 施工单价每 m³ 50,000 计算。

表 6.59 a. 临时排水隧道

洪水调节效能计算结果(隧道1条方案)

对象流入量 (m^3/s)	内径 (m)	贮水池 最高水位 (WL m)	最大贮水量 ($\times 10^6 m^3$)	峰时流出量 (m^3/s)	峰时流入量 (m^3/s)	临时截水堤 天端标高 (EL m)
$Q_{Ipeak}=60995 \frac{m^3}{s}$ ($\frac{1}{20}$ 概率) 1957 年型	4.0	120.4	138.4	132.6	129.8	122.0
	6.0	117.2	64.6	302.9	283.4	119.0
	8.0	117.1	62.7	308.6	283.4	119.0
	10.0	116.6	53.8	266.3	283.4	118.0
	12.0	116.2	47.3	302.5	283.4	118.0
$Q_{Ipeak}=84318 \frac{m^3}{s}$ ($\frac{1}{50}$ 概率) 1957 年型	4.0	122.9	217.1	145.2	139.0	124.0
	6.0	118.7	95.8	326.9	334.3	120.0
	8.0	118.9	100.3	407.8	407.2	120.0
	10.0	118.0	80.3	426.4	407.2	119.0
	12.0	117.1	62.7	415.1	407.2	119.0

表 6.60 b. 临时排水隧道

洪水调节效能计算结果(隧道2条方案)

对象流入量 (m^3/s)	内径 (m)	贮水池 最高水位 (WL m)	最大贮水量 ($\times 10^6 m^3$)	峰时流出量 (m^3/s)	峰时流入量 (m^3/s)	临时截水堤 天端标高 (EL m)
$Q_{Ipeak}=60995 \frac{m^3}{s}$ ($\frac{1}{20}$ 概率) 1957 年型	4.0	117.2	64.6	229.4	217.9	119.0
	6.0	115.7	39.8	428.5	411.1	117.0
	8.0	115.3	34.3	379.4	411.1	117.0
	10.0	114.1	21.1	474.3	501.2	116.0
$Q_{Ipeak}=84318 \frac{m^3}{s}$ ($\frac{1}{50}$ 概率) 1957 年型	4.0	119.8	122.4	259.5	251.5	121.0
	6.0	116.6	53.8	558.7	504.8	118.0
	8.0	116.8	57.3	465.8	504.8	118.0
	10.0	115.2	33.0	607.0	635.6	117.0

注) 上述结果, 根据概略水力计算而得。

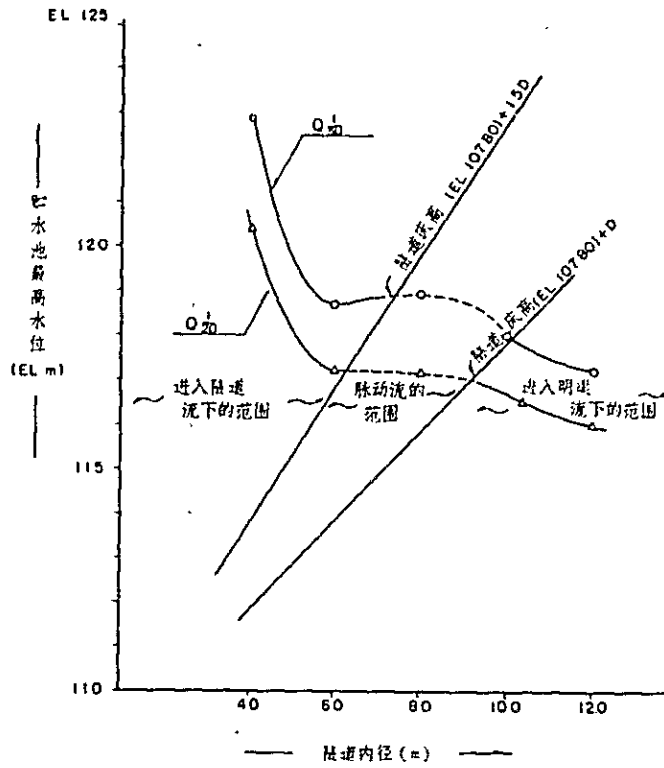


图 6.49 隧道口径与蓄水深度 (隧道 1 条方案)

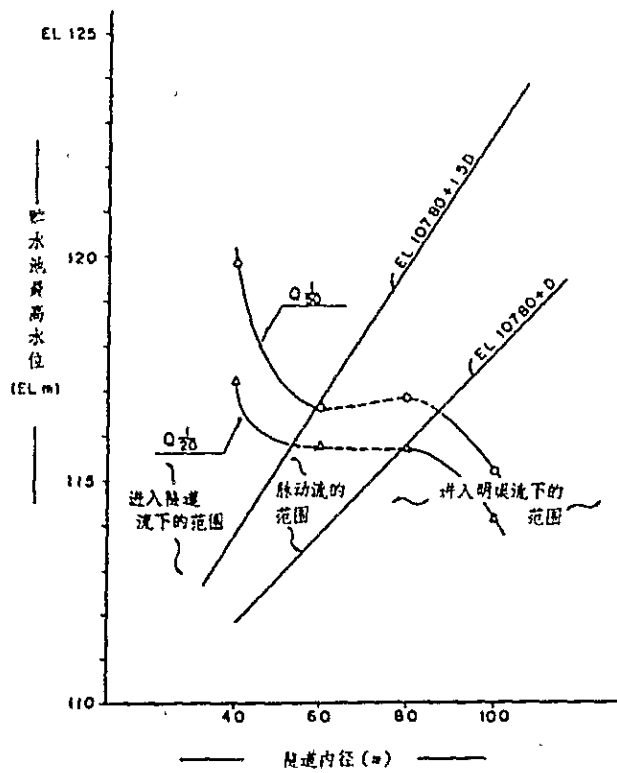


图 6.50 隧道口径与蓄水深度 (隧道 2 条方案)

表 6.6(1) 明渠方案概算施工费用 (溢洪道兼作临时排水道)

工 种	渠 宽		B = 2 0 m		B = 3 0 m		B = 4 0 m		
	数	量	施 工 费	数	量	施 工 费	数	量	
挖	599	km	898.5 × 10 ⁶ (日元)	764	km	1.146 × 10 ⁶ (日元)	907	km	1.360 × 10 ⁶ (日元)
混凝土(无钢筋)	18,600	m ³	446.4	22,700	m ³	544.8	26,800	m ³	643.2
混凝土(钢筋)	11,200	m ³	336.0	11,200	m ³	336.0	11,200	m ³	336.0
临时截水堤填土	EL.1195 220	km	110.0	EL.117.1 155	km	77.5	EL.115.1 125	km	62.5
合 计			1,790.9 × 10 ⁶ (日元)			2,104.3 × 10 ⁶ (日元)			2,402.2 × 10 ⁶ (日元)

注) 各工种施工单价如下:

挖 掘 1,500 日元/m³
 混凝土(无钢筋) 24,000 日元/m³
 混凝土(钢筋) 30,000 日元/m³
 填 土 500 日元/m³ (考虑利用现挖的土)

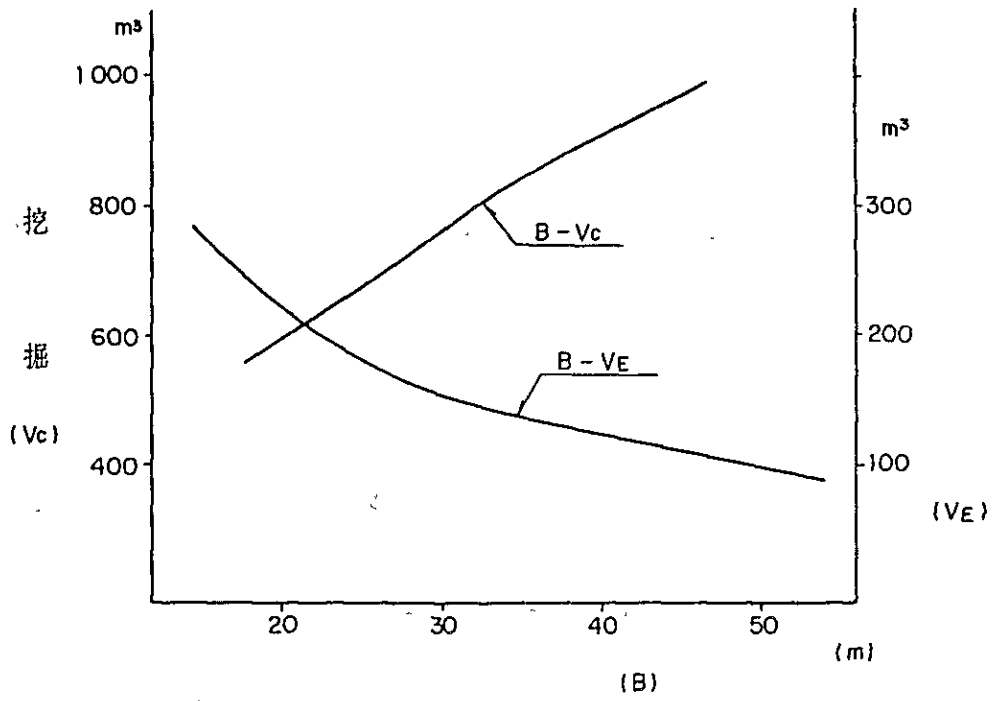


图 6.51 明渠方案工程量

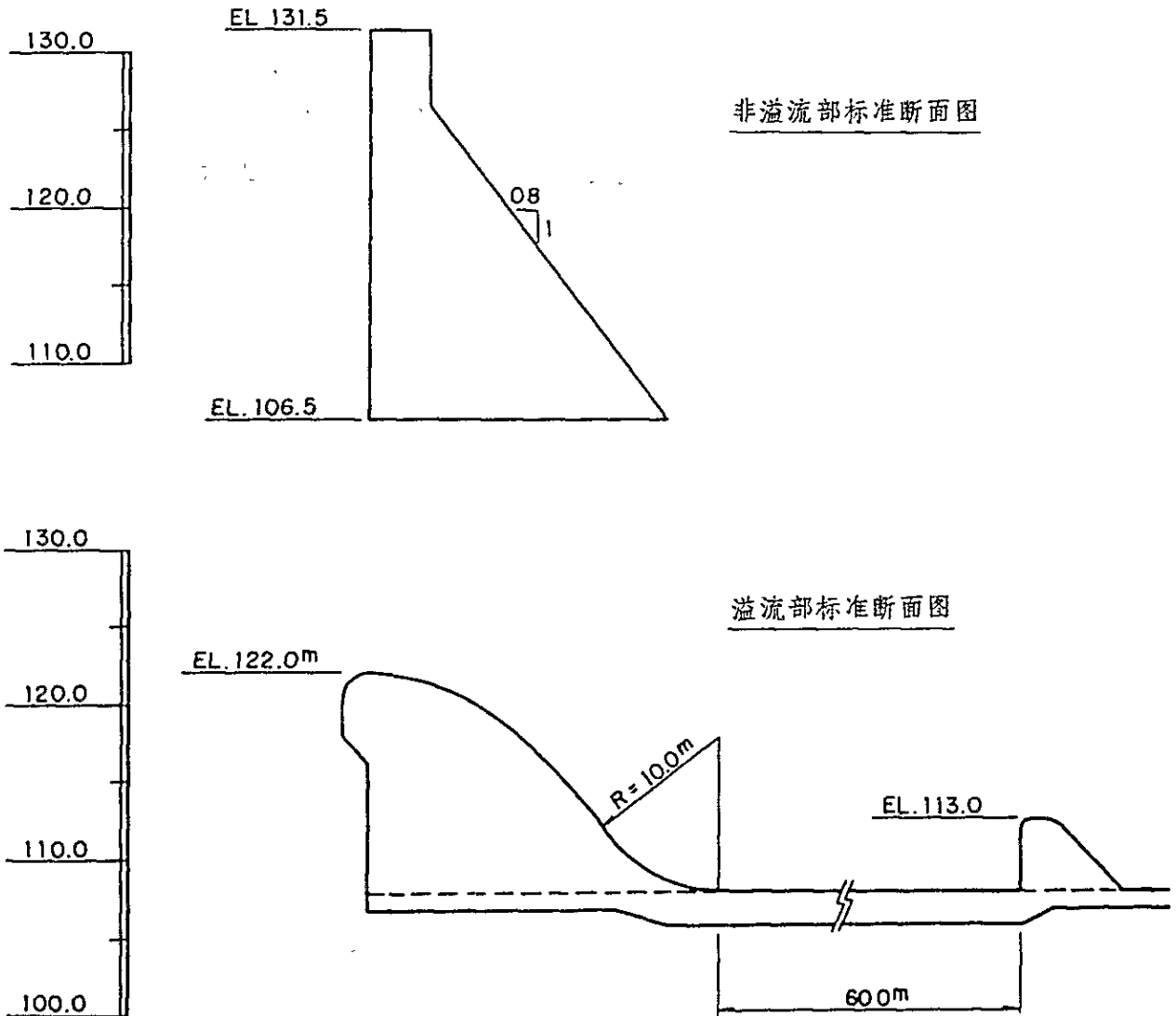


图 6.52 明渠方案进水口标准断面图

2. 临时排水隧道路线的选定

临时排水隧道是非洪水期的临时排水隧道，而在水库工程完成以后，作为取水、放流设施加以利用。这是关于临时排水隧道的探讨内容。在选定路线的时候，留意下列几点：

- 1) 直线状的隧道，在水文和施工方面有利；
- 2) 隧道短长度，越短越经济。在不影响堤体和地基基础工事的范围内，尽量使隧道短些；
- 3) 临时排水隧道的出水口，选在不妨碍发电厂的建设和不影响河流的位置上；
- 4) 如果在蓄水池完成以后，要作为取水、放流设施加以利用，就要考虑附带设备的规模和位置。

本坝的排水隧道的位置，有左岸案和右岸案两种。按照下列理由，选择右岸方案。（参看图 6.53）

- 1) 右岸案的隧道的长度，比左岸案的长度短约 78 m；
- 2) 右岸案的隧道的路线，可以找出一条直线形的路线；
- 3) 右岸案的出水口附近，有足够的空地，不会给在这里修建发电设施、修建取水、放流设施带来困难。

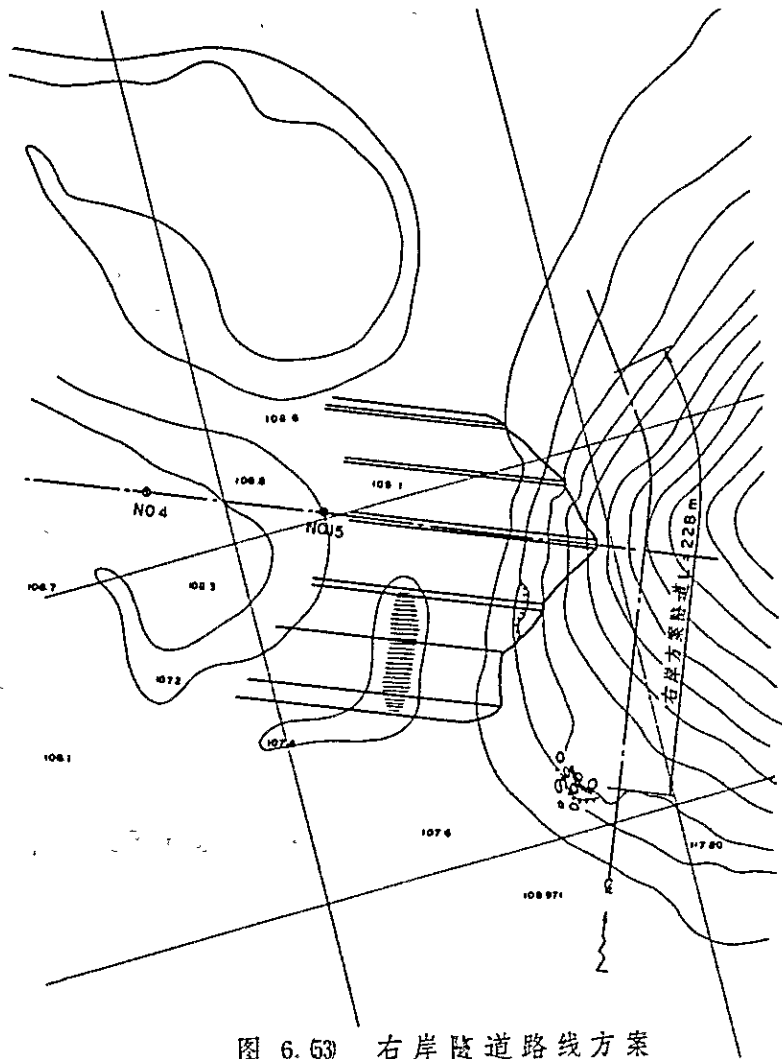


图 6.53 右岸隧道路线方案

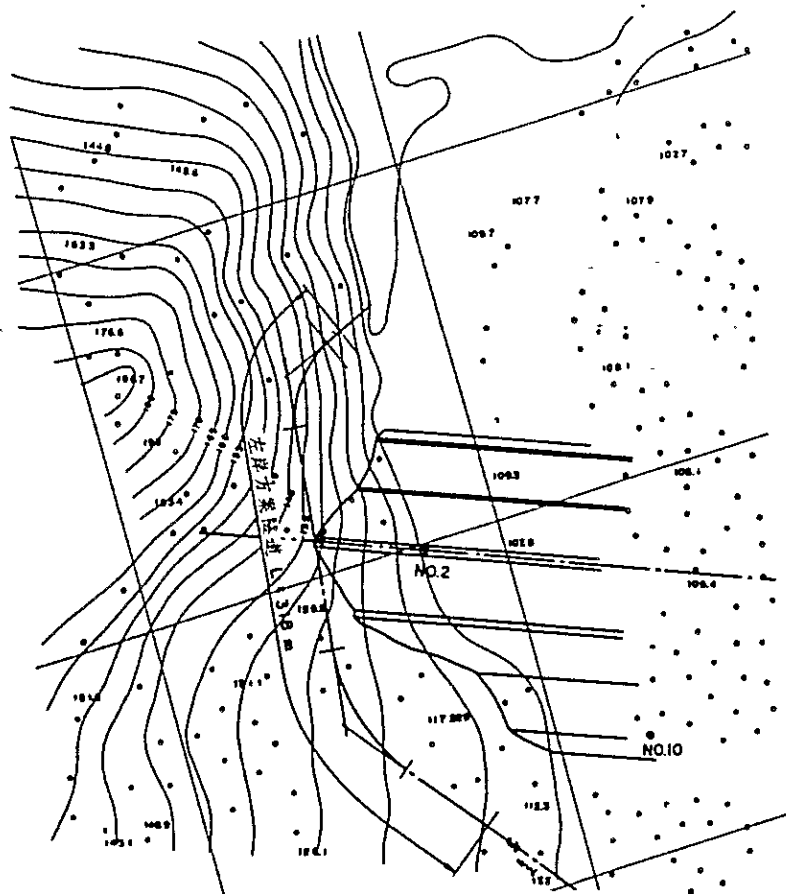


图 6.54 左岸隧道路线方案

3 流量

根据本坝的型式、洪水特性、施工期间发生大水的次数、泛滥时的受害情况等的各项因素考虑流量，按 20 年概率洪水流入量波形制定计划。此外，还考虑水库的蓄水效果。

4. 水文计算

临时排水隧道的坡度 (1/2000) 是常时流量坡度。水文规定点和流量特性如下：

① 隧道进水口不没入水中时 ($H/D < 1$)：

流水是明沟流水，水文规定点在出水口。如果，自由放流时，将在隧道出水口发生极限水深。隧道的通水能力，决定极限水深。

② 隧道进水口没入水中时 ($H/D \geq 1.5$)：

流水是满流。隧道的通水能力，决定于有效水头的大小。

③ 隧道上流水位为 $1 \leq H/D < 1.5$ 时：

流水将由明沟流水变成满流，流量是脉动的。

H：隧道上流侧水深

D：隧道内径

明沟流水、满流时的水文计算结果，附在附属书上。

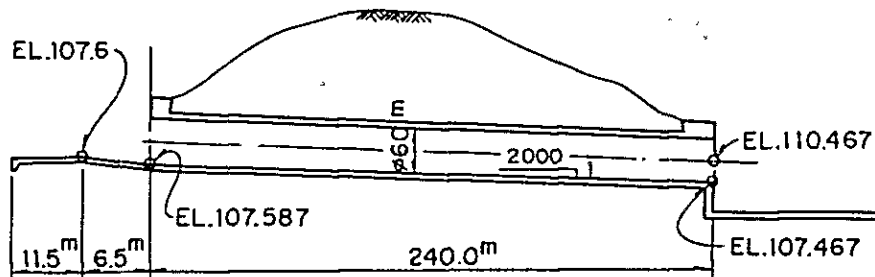


图 6 (59) 隧道纵剖面图

根据水文计算结果，蓄水池的水位和放流量如表 6.62、图 6.50 所示。

表 6.62 水位、放流量

贮水池水位	放流量 (m ³ /s)	流 况
107.6	0	明渠水流
109.353	10.0	
110.614	30.0	
111.533	50.0	
112.735	80.0	
113.467	100.0	
114.610	130.0	
115.068	140.0	
↓	(直线水流)	迁移水流
116.587	212.850	满 流
117.0	219.915	
118.0	236.147	
119.0	251.333	
120.0	265.652	
121.0	279.238	
122.0	292.193	
123.0	304.597	
124.0	316.516	
125.0	328.001	
126.0	339.098	
127.0	349.844	
128.0	360.268	
129.0	370.400	
130.0	380.262	

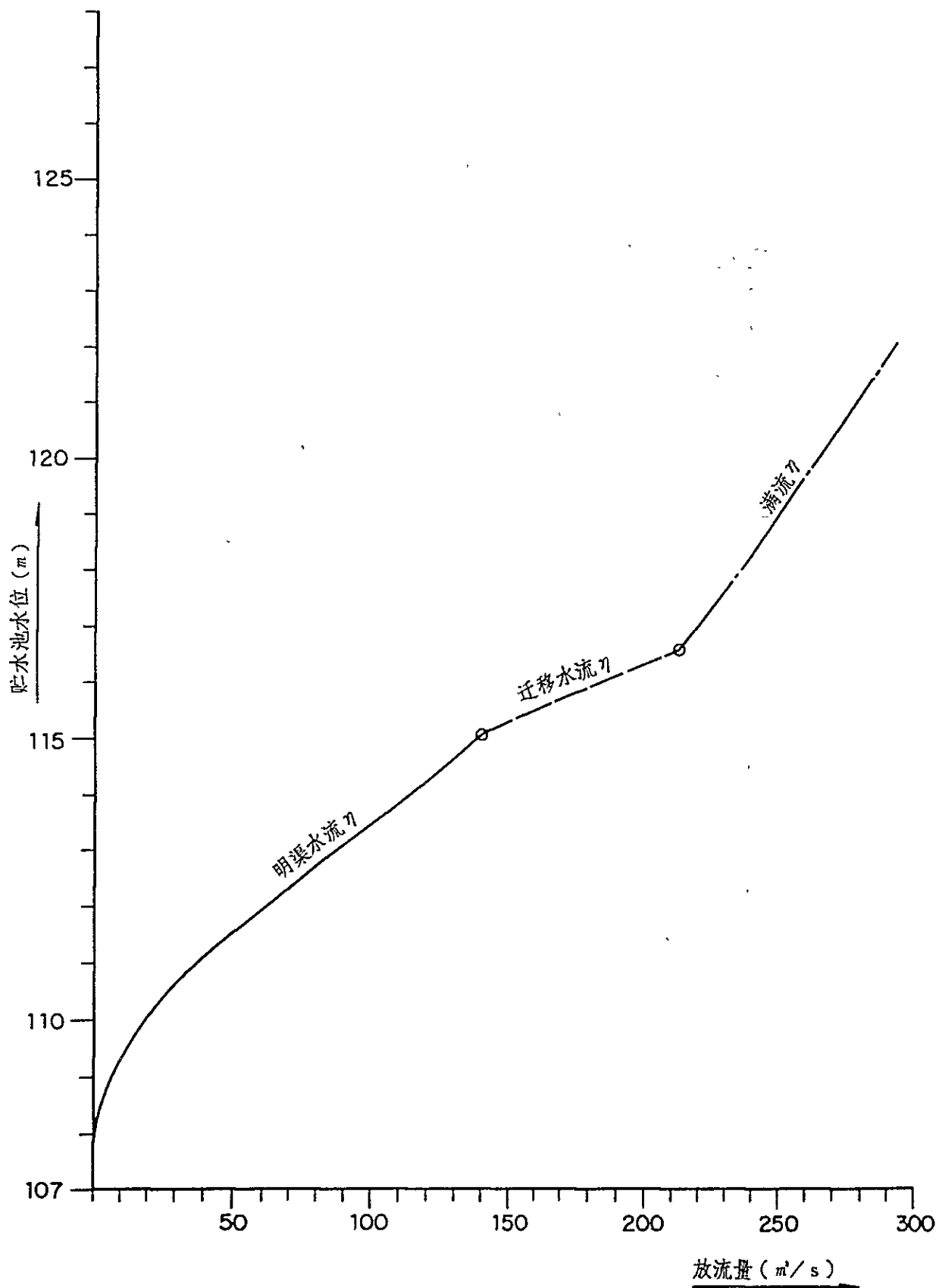


图 6.56 水位、放流量曲线

5. 临时拦水坝坝顶标高

按照 20 年概率洪水流入量波形和蓄水水位 - 放流量曲线、蓄水水位、蓄水面积、蓄水量，计算临时排水时的最高水位、最大放流量。

计算结果，如表 6.63 所示。

表 6.63 临时排水时最高水位和最大放流量

最高水位	W _L . 118.049 m
最大放流量	236.9 m ³ /s

按《设计基准设计 水壅》规定，土石结构水坝的临时拦水坝的坝高是：（临时排水隧道上流侧设计水位）+（充裕高度 1.0 - 2.0 m）。因此，将上流侧临时拦水坝的坝高决定为：EL119.5（Fb ≈ 1.451 m）。

6 消力工程之设计

就图 6.67 所示静水池，计算最大放流量为 $Q = 236.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 时的消力效果。计算结果如下：

跃水后能量（ $E_u = 112.64 \text{ m}$ ）< 静水池下流能量（ $E_D = 114.633 \text{ m}$ ），可以达到完全消力的效果。将计算结果附在附属书上。

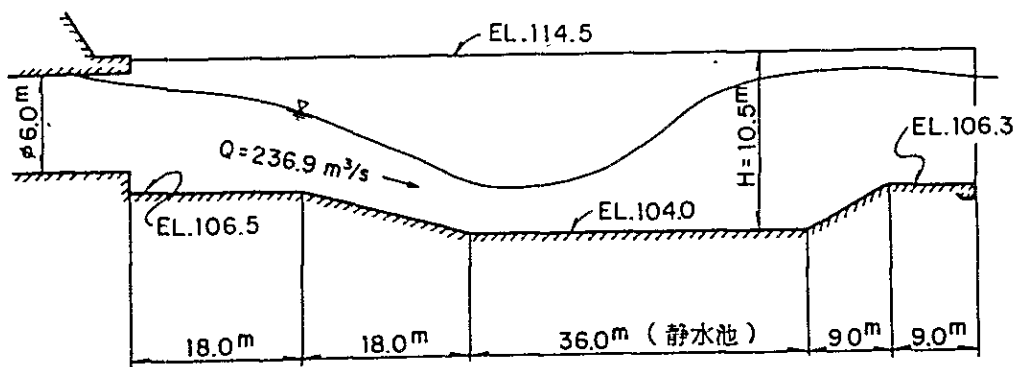


图 6.67 消力工程纵剖面图（ $B = 7.0 \text{ m}$ ）

表 6.64 临时排水放流量之计算

时 间 (H-M)	流入量 (m ³ /s)	水 位 (M)	流出量 (m ³ /s)	贮水量 (m ³)
0:00	9.380	109.350	9.983	759800.0
6:00	9.380	109.334	9.894	747768.6
12:00	9.380	109.321	9.817	737520.6
18:00	9.380	109.310	9.753	728791.7
24:00	9.380	109.300	9.697	721356.7
30:00	9.380	109.292	9.650	715023.8
36:00	9.380	109.285	9.610	709629.6
42:00	9.380	109.279	9.576	705035.0
48:00	9.380	109.274	9.547	701121.4
54:00	9.390	109.269	9.523	697890.4
60:00	9.410	109.266	9.505	695440.4
66:00	9.490	109.265	9.497	694367.3
72:00	9.680	109.267	9.510	696176.7
78:00	10.130	109.278	9.570	704173.3
84:00	11.100	109.305	9.727	725292.3
90:00	12.930	109.365	10.189	771246.6
96:00	16.020	109.465	11.772	847930.5
102:00	20.370	109.570	13.448	968028.6
108:00	25.390	109.708	15.626	1149570.6
114:00	30.450	109.886	18.457	1385587.3
120:00	35.040	110.056	21.156	1662125.8
126:00	44.480	110.224	23.813	2037146.9
132:00	73.090	110.534	28.726	2744973.1
138:00	140.570	111.100	40.571	4320908.0
144:00	263.560	112.012	61.967	7603152.5
150:00	395.790	113.049	88.580	13107788.2
156:00	451.560	113.984	113.565	20069960.3
162:00	443.410	114.697	131.894	27071462.4
168:00	405.430	115.220	147.281	33242882.8
174:00	360.760	115.587	164.892	38133892.4
180:00	316.940	115.839	176.970	41753697.0
186:00	276.500	116.011	185.219	44244294.2
192:00	241.290	116.107	189.819	45781382.0
198:00	211.660	116.154	192.103	46544774.1
204:00	187.360	116.164	192.558	46696967.1
210:00	167.530	116.144	191.606	46378609.6
216:00	151.230	116.102	189.583	45702713.4
222:00	137.890	116.043	186.761	44759466.7
228:00	127.160	115.969	183.211	43624429.9
234:00	118.510	115.881	179.010	42365103.8
240:00	111.430	115.788	174.554	41029632.5
246:00	105.650	115.693	169.951	39653182.1
252:00	100.950	115.596	165.324	38263374.2
258:00	97.030	115.500	160.709	36880481.3
264:00	93.650	115.395	155.698	35522868.3
270:00	101.360	115.302	151.242	34315779.3
276:00	141.870	115.255	148.992	33706279.8
282:00	238.180	115.322	152.185	34571469.1
288:00	403.080	115.584	164.754	38092483.6
294:00	558.800	116.039	186.587	44701484.8
300:00	609.950	116.554	211.289	53027931.0
306:00	572.720	117.020	220.236	61127909.2
312:00	501.230	117.376	226.015	67904505.5
318:00	430.890	117.638	230.265	73040546.4
324:00	371.640	117.819	233.214	76700346.6
330:00	323.270	117.941	235.185	79145086.3
336:00	283.390	118.012	236.332	80603119.6
342:00	252.430	118.043	236.805	81279237.1
348:00	229.290	118.047	236.866	81365533.2
354:00	212.180	118.031	236.623	81019267.7
360:00	199.340	118.001	236.160	80357288.9
366:00	189.080	117.956	235.437	79458655.1
372:00	180.040	117.902	234.559	78368931.1
378:00	171.660	117.840	233.546	77111526.3
384:00	163.830	117.770	232.410	75702286.0
390:00	157.020	117.693	231.168	74160654.4
396:00	151.780	117.612	229.843	72516663.3
402:00	148.070	117.527	228.463	70805268.4
408:00	145.580	117.436	226.998	69057487.8
414:00	143.190	117.343	225.490	67289306.5
420:00	139.720	117.249	223.956	65490653.2
426:00	135.140	117.152	222.377	63638647.7

最大贮水量时间: 316小时0分之后

最高水位 : 113.049 (m)

最大贮水量 : 813924019 (m³)

最小贮水量时间: 66小时10分之后

最低水位 : 109.265 (m)

最小贮水量 : 6943649 (m³)

7. 隧道的构造设计

① 涵洞横截面之形状

由于调节设施是设在隧道出水口的，整个隧道都要经受内水压，需按压力隧道的标准设计。

由于内水压的水头超过 10 m；

洪水时满水位	EL 1280
隧道出水口中心线	EL 110.467

内水压：17.54 m，

所以，采用圆形截面涵洞。

② 最少埋土量

如果，要让地基基础承受一部分内水压，可按下式计算盖在隧道上面的土层的最小厚度。

$$H_r \geq C_r \cdot H_p$$

$$C_r = \frac{1}{\gamma_r - 1}$$

H_r ：覆盖土最低限度厚度，

H_p ：总内水压之水头：17.54 m，

C_r ：覆盖土最低限度厚度比值，

r ：地基基础单位体积重量 2.5 t/m³

$$\text{由此，得： } H_r \geq \frac{1}{2.5 - 1} \times 17.54 = 11.75 \text{ m}$$

③ 隧道类型

将隧道类型按支架工程和隧道材料的不同，归类为如下 4 种。

表 6.65 隧道类型

类型	最小覆土	地质状况	支架工程类型	里层类型
B	$H_r \geq 11.75 \text{ m}$	有裂缝、有些风化的岩盘 $V_p = 3.0 \sim 4.5 \text{ km/s}$	钢拱支架 钢拱：嵌入矢板 侧壁：嵌入矢板	钢筋混凝土
C	"	风化岩盘、破碎带 $V_p = 1.8 \sim 3.0 \text{ km/s}$	钢拱支架 钢拱：插板支护开掘法 侧壁：嵌入矢板	钢筋混凝土
D1	"	风化进展的岩盘、断层破裂带 $V_p < 1.8 \text{ km/s}$	钢拱支架 钢拱：插板挡土法 侧壁：嵌入矢板、插板挡土法	钢筋混凝土
D2	$H_r < 11.75$	风化进展的岩盘、软质土砂 $V_p < 1.8 \text{ km/s}$	同上	钢筋混凝土

注) V_p ：弹性波速度

④ 隧道管的壁厚与掘削宽度

a. 设计壁厚 (D线、A线)

压力隧道管壁厚的设计标准是： $\frac{D_i}{10} \geq 30 \text{ cm}$ (D_i ：内孔截面直径600 cm)。D、C、 D_1 型的壁厚为60 cm。 D_2 型的壁厚，按这标准是不利的所以改为90 cm。

但是，各类型的管壁，都应该是双钢筋混凝土，而以支架加固肋条的前缘线作为设计壁厚 (D线)。

b. 掘削宽度

1) 涵洞掘削宽度

为了确保管道的设计壁厚，涵洞的掘削宽度需要考虑支架工程的宽度和充裕宽度，加以决定。

表 6.66 涵洞掘削宽度

隧道型式	隧道内径	设计壁厚	支架厚度	充裕挖掘宽度	挖掘断面直径
B	6.0 m	0.6 m	0.175 m	0.25 m	8.05 m
C	6.0	0.6	0.175	0.21	7.97
D_1	6.0	0.6	0.2	0.17	7.94
D_2	6.0	0.9	0.2	0.17	8.54

涵洞的充裕掘削宽度，按日本农水省《土地改良事业各项标准规程》计算。

2) 混凝土使用量

表 6.67 混凝土使用量

隧道型式	设计壁厚	支架厚度	加厚	总厚度
B	0.6 m	0.175 m	0.13 m	0.91 m
C	0.6	0.175	0.07	0.85
D_1	0.6	0.2	0.06	0.86
D_2	0.9	0.2	0.06	1.16

⑤ 支架工程

a. 作用于支架的荷重

计算荷重时，需要考虑地压的松弛。地压的松弛幅度，如表 6.68 所示。

表 6.68 地压松弛幅度

隧道型式	挖掘断面直径	松 弛 幅 度
B	8.05 ^m	0.5 De = 4.03 ^m
C	7.97	1.0 De = 7.97
D ₁	7.94	2.0 De = 15.88
D ₂	8.54	2.0 De = 17.08

b. 掘前方式与支架工程的类型

由于隧道是内径为 6.0 m 的大口径的隧道，所以采用上半部先行施工法，采用由加固肋条支柱承托半面的支架工程。支架工程的型式，如表 6.69 所示。

表 6.69 支架工程的型式

隧道型式	支 架 规 格	断 面 积 (cm ²)	断 面 系 数 (cm ²)
B	II-175×175	51.21	330
C	II-175×175	51.21	330
D ₁	II-200×200	63.53	472
D ₂	II-200×200	63.53	472

c. 拱涵洞的轴向力

按下式作近似计算

$$T = 0.5 \cdot De \cdot \gamma_r \cdot H$$

T：作用于支架的轴向力 (t)。

De：掘削截面直径 (m)。

γ_r ：地基基础单位体积重量 2.5 t/m³，

H：地基松弛幅度 (m)。

表 6.70 轴向力计算表

隧道型式	De(m)	T _r (t/m ²)	H(m)	H(t)
B	805	25	4.03	40.55
C	7.97	2.5	7.97	79.40
D ₁	7.94	2.5	15.88	157.61
D ₂	85.4	2.5	17.08	182.33

d. 拱涵洞的最大弯矩

最大弯矩M, 按下式计算。

$$M = 0.86 \cdot h \cdot T \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$h: \text{弯拱系数} \quad h = R - \sqrt{R^2 - (c/2)^2}$$

c: 分段间距

表 6.71 最大弯矩计算表

隧道型式	C(m)	R(m)	h(m)	T(t)	M(t·m)
B	0.8	3688	0.022	40.55	0.767
C	0.8	3.688	0.022	79.40	1.502
D ₁	0.6	3.7	0.012	157.61	1.627
D ₂	0.4	4.0	0.005	182.33	0.784

e. 作用于支架之应力

每 1 m 隧道作用于支架的应力 σ_s , 按下式计算,

$$\sigma_s = \frac{T}{A} + \frac{M}{Z}$$

T: 轴向力 (kg)

A: 支架材料截面积 (cm²)

M: 最大弯矩 (kg·cm)

Z: 支架材料截面系数 (cm³)

表 6. (72) 支架工程应力

隧道型式	T (kg)	A (cm)	M (kg·cm)	Z _i (cm)	σ _s (kg/cm ²)
B	40,550	51.21	76,700	330	1,024.3
C	79,400	51.21	150,200	330	2,005.6
D ₁	157,610	63.53	162,700	472	2,825.6
D ₂	182,330	63.53	78,400	472	3,036.1

f. 支架间隔

支架间隔 ℓ ，按下式计算。

$$\ell = \frac{\sigma_{sa}}{\sigma_s} = \frac{1,820}{\sigma_s}$$

σ_{sa}：支架材料的许可应力，为 SS41 之 130%，取：

$$1,400 \times 1.3 = 1,820 \text{ kg/cm}^2。$$

σ_s：隧道每米应力。

表 6. (73) 支架间距

隧道型式	σ _s (kg/cm ²)	ℓ (m)	间距 (m)
B	1,024.3	1.78	1.5
C	2,005.6	0.91	0.9
D ₁	2,825.6	0.64	0.6
D ₂	3,036.1	0.6	0.6

⑥ 隧道壁厚之结构设计

a. B、C、D₁型的荷重的种类和压力的作用情况

需考虑：内水压、外水压、灌浆压力。

甲. 内水压……以隧道中心处的静水压力和水的冲击压力之总和作为设计内水压。水的冲击压力为静水压力之 50%。

$$P_i = 17.54 \text{ m} \times 1.5 = 26.31 \text{ m} \approx 2.7 \text{ kg/cm}^2$$

乙. 外水压……以由隧道底部与地下水位之水头，作为设计外水压，根据钻探资料 B-3，地下水水位是 EL 131.75 m。

$$P_e = \text{EL. } 107.467^m - \text{EL } 131.75^m - 0.6^m = 24.88 \text{ m} \approx 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

丙. 灌浆压力……以最大灌浆压力作为设计灌浆压力。高压灌浆时的灌浆压力是内水压的 2 倍。

$$P_g = 17.54 \times 2 = 35.08 \text{ m} \approx 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

如果，隧道的截面是圆形截面时，上述荷重就会分别作用于各点。

b. D₂型

由于 D₂型上面的最小覆盖厚度不超过极限厚度，可作为埋入地下的建筑物进行设计。

荷重的种类和分布情况，如表 6.74 所示。

表 6.74 荷重的种类和分布情况

荷 重		荷重组合情况	
		第 1 种情况	第 2 种情况
①	自 重	○	○
②	等分布垂直 荷 重	水中土压	○
		外 水 压	○
③	等分布水平 荷 重	水中土压	○
		外 水 压	○
④	三角形水平 荷 重	水中土压	○
		外 水 压	○
⑤	满水静水压	○	
⑥	压力水静水压	○	

外水压取：地下水水面至隧道底处的压力，将水中的土的压力看做松弛压力，取整个松弛压力之 30% 值。

c. 隧道部分的应力与钢筋的数量

就应力和钢筋的数量，进行计算，列于附属书上。将隧道部分的钢筋配筋计划，列于图 6.58。

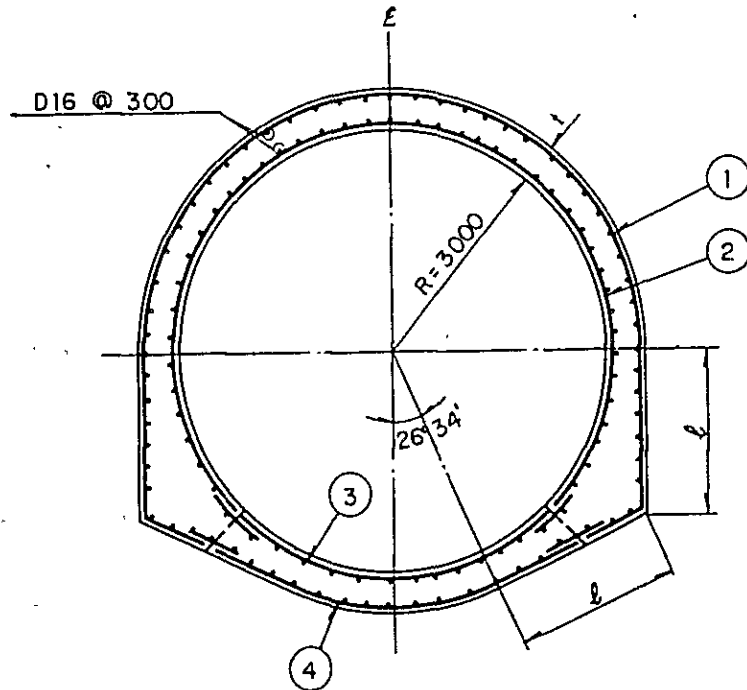


表 6.58 隧道的钢筋配筋计划图

表 6.59 隧道部分钢筋配筋计划表

型式	B	C	D ₁	D ₂
t (mm)	600	600	600	900
l (mm)	2225	2225	2225	2410
①	D19 @ 300	D19 @ 300	D29 @ 300	D29 @ 150
②	D19 @ 300	D19 @ 300	D29 @ 300	D29 @ 300
③	D19 @ 300	D19 @ 300	D29 @ 300	D32 @ 300
④	D19 @ 300	D19 @ 300	D29 @ 300	D19 @ 300

(7) 取水、放流设备之设计

1. 位置和型式之选定

将临时排水隧道作为取水、放流设备的导水工程加以利用。在隧道的进水口设取水设施，在隧道的出水口设调节设施。

① 取水设施

由于没有必要采用温水取水法，可以采用施工费经济、可以充分利用水头水势的落水进水法。

② 导水设施

以临时排水隧道作为导水隧道。从取水处使导水隧道成为压力隧道，将水导出堤外，流入消力设施，经消力后流进河里。所采用的消力方式是：强制跃水式消力方式。

③ 调节设施

由于调节设施是设在隧道出水口的，在临时排水隧道的施工的时候，需事先留出充分的空地。

总闸门为高压径向闸门，辅助闸门是高压圆辊闸门。此外，还设射流闸门，以便控制微小流量。

2. 放流量

将取水、放流设备的功能、放流量、蓄水池水位的参数，列于表 6.76。

表 6.76 功能与放流量

机能	流量 (m ³ /s)	对象水位 (EL. m)
洪水调节、 溢洪道的一部分	0 ~ 80	124.2 ~ 128.0
利水放流	0 ~ 45	115.3 ~ 125.8
蓄水水位下降、 水库管理	依据规定放流时间 和水管系统决定	115.3 ~ 124.2
维持河道的正常机能	0 ~ 10	115.3 ~ 125.8

注) 调节洪水开始放流时的水位: EL. 124.2^m

洪水调节上限水位 : EL. 128.0^m

死水位 : EL. 115.3^m

非洪水期利水满水位 : EL. 125.8^m

利水满水位 : EL. 124.2^m

本设备将统管上述功能。