

表 6. (7) 弾性波探査内訳

測線	測線長	位置
D'	500m	ダム軸
D	1,000	鞍部
D1	300	"
A	230	右岸
B	230	"
C	300	"
計	2,560	

② 調査結果

a ダムサイトの地質

ダムサイトの基盤は、兩岸及び河床部とも粗粒の花崗岩である。左右兩岸の基盤は、比較的薄い崖錐で被覆されている。右岸は2～3m、左岸は1～2m程度である。

右岸アバットメントの花崗岩については脈岩や被砕帯が複雑に分布し、また花崗岩自体も亀裂、割れ目が多く風化し脆弱となっている部分が多い。脈岩は輝緑岩であり硬質な部分は少なく、粘土化の進んだものが多い。硬質部も割れ目が多くボーリングのコアは3～5cm程度に碎ける。粘土を伴う場合が多く被砕帯厚さは30cm～1m程度のものであるが、数mにおよぶ所もある。これらの脈岩および被砕帯の分布状態は非常に不規則で複雑なものであり各ボーリング孔間の関連性についてはその分布、厚さについて明確には握ることが困難である。

左岸アバットメントの基盤については、花崗岩の岩質は右岸とほぼ同様に一般的に風化変質し、脆弱である。被砕帯についても右岸のような顕著なものない。山腹と河床部の地形の変化点付近で見られる岩脈とこれに沿った薄い被砕帯が確認されただけであり、右岸よりは良好な基盤である。

河床部の基盤は、厚さ22～25mの河床堆積層により覆われている。岩質は左右兩岸に比べ全体的には良好である。特に中央部から右岸側にかけては亀裂、割れ目も少なく比較的新鮮な花崗岩である。ただ左岸寄りのNo.13号孔については深部まで風化が進み“マサ”状を呈するものが続いている。

河床堆積層は、表層部1～2mが腐植土を主とする粘性土であるが、以下は粘土、シルトをかなり多く含む砂礫層である。礫は径5～15mmの円礫

ないし垂円礫からなり、砂は中～粗砂が多い。また所により厚さ50cm～1m程度の砂、礫の少ない粘土、シルト層を挟むことがあるが局部的なものであり連続性はないものと考えられる。

b 鞍部の地質

鞍部の基岩は前述のとおり、ダムサイトと一連の粗粒花崗岩であるが、厚い洪積層に覆われている。花崗岩の岩質は亀裂・割れ目はかなり多いが、硬質であり、風化はあまり進んでいないものと考えられる。深度はEL100m程度で殆んど水平である。基盤を被覆する洪積層は上位から

1. 粘土層
2. 玄武岩（熔岩）
3. 旧表土（上部が粘性土，下部が砂礫）

に分けられる。

粘土層はかなり硬い粘土で、所々に花崗岩、玄武岩の小角礫を含んでいる。厚さはおおむね20m程度であるが、中央部で約30mを有す。

玄武岩は熔岩流であり上部は気孔が発達しているが岩質は硬く新鮮で亀裂も少なく良好な岩盤である。厚さは5m～15m程度であるが、両側（東側および西側）が厚く、中央は薄い。中央部では一部で、玄武岩が欠除している所もある。

旧表土は直接花崗岩を被覆しており、上部が腐植土を主体とする粘性土、下部が砂礫層である。砂礫層は粗砂と小円礫が多く、粘土、シルトは少ない。厚さは2～5m程度である。

c 地盤の透水性およびN値

1) 岩盤（花崗岩）

全般的にはLu（ルジオン値）=10～50の所が多い。ダムサイトの左右両岸の表層部（深度おおむね20m程度）では、100以上を示す所が多い。河床部の深部で50以下のLu値を示す所が多い。（詳細は附属図面集ルジオンマップ参照）

2) 河床堆積層

河床堆積層は砂礫が主体であるが粘土、シルトも多くんでいるよく締った砂礫層のため、N値は、表層部を除いて殆んど、30以上であり、かつ50以上の所が多い。礫の少ない粘土、シルトを主体とする所で10～20である。

透水係数は $10^{-3} \sim 10^{-5}$ (cm/s)であり大半が 10^{-4} (cm/s)で比較的均質な値を示す。

3) 鞍部の洪積粘土層

全体的に一様に堅い粘土で、N値は、深度5 m前後までが10～15、それ以深では30～45を示す所が殆んどである。

透水係数は深度5 m前後までが $10^{-4} \sim 10^{-5}$ (cm/s)、それ以深では 10^{-6} (cm/s)を示す。

全体的に非常に堅い粘土といえる。

d ダムサイト右岸の破砕帯について

前述のようにダム計画地点の基盤は粗粒花崗岩より構成されている。基盤岩には輝緑岩類の進入がボーリングによって確認されており、特にダムサイト右岸部での脈岩の発達が目著である。ボーリング結果からみると、これら脈岩は急傾斜で側方への連続性は見られない。また、粘土化した所は少なく、クラックが発達し、周辺の花崗岩は熱変質をうけてもろくなっている。以上のような性状からみて、これら輝緑岩類は花崗岩の節理やクラックに沿って樹枝状に進入したものであり、断層とは認めがたい。

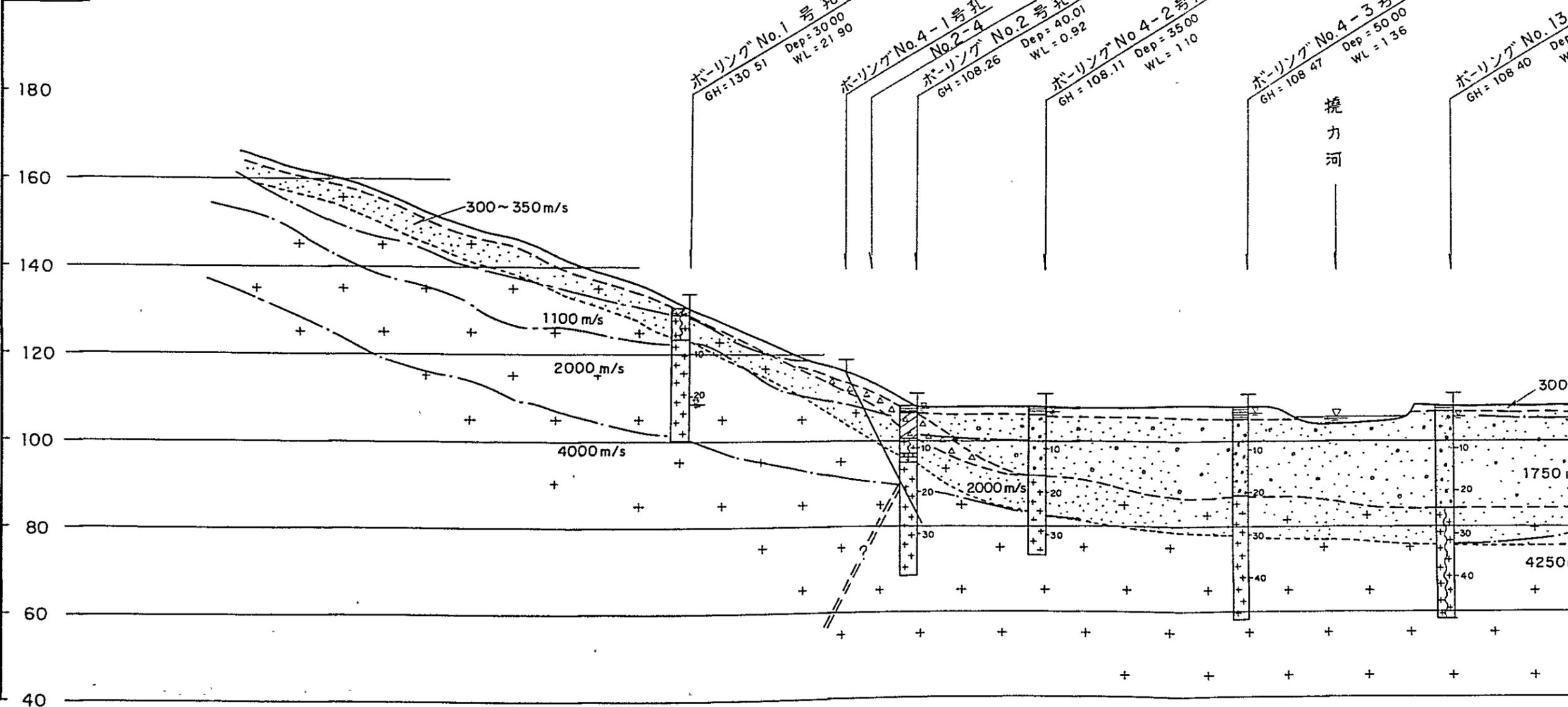
また、ランドサット画像（人工衛星画像）や空中写真の判読によるリエアメント（lineament）とも関連は認められない。

ただし、脈岩のクラックの発達が数mにおよぶ所もみられるのでクラウチング等の処置が必要であろう。また、左岸にも右岸と同様な輝緑岩類の脈岩が見られるが右岸に比較して規模は小さい。

A

(左岸)

標高 (m)



弾性波 C 測線 (投影)

迎面山 ダムサイト地質断面図 (A-A'断面)

縮尺 1/1000

ボーリング No. 13号孔
GH = 108.40
Dep = 50.00
WL = 2.32

ボーリング No. 4-4号孔
GH = 107.94
Dep = 50.00
WL = 0.75

ボーリング No. 3号孔
GH = 107.40
Dep = 37.92
WL = 1.02

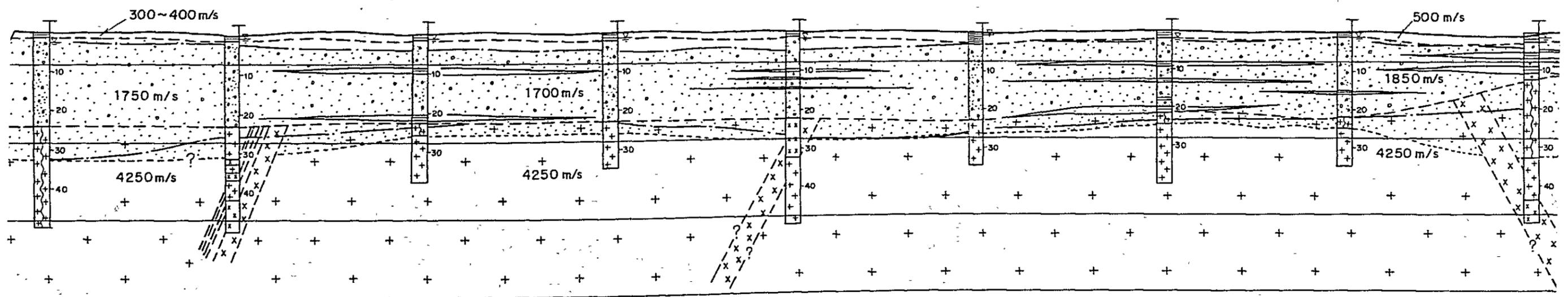
ボーリング No. 4-5号孔
GH = 102.14
Dep = 35.00
WL = 1.70

ボーリング No. 14号孔
GH = 107.87
Dep = 50.00
WL = 1.45

ボーリング No. 4-6号孔
GH = 107.40
Dep = 35.00
WL = 0.69

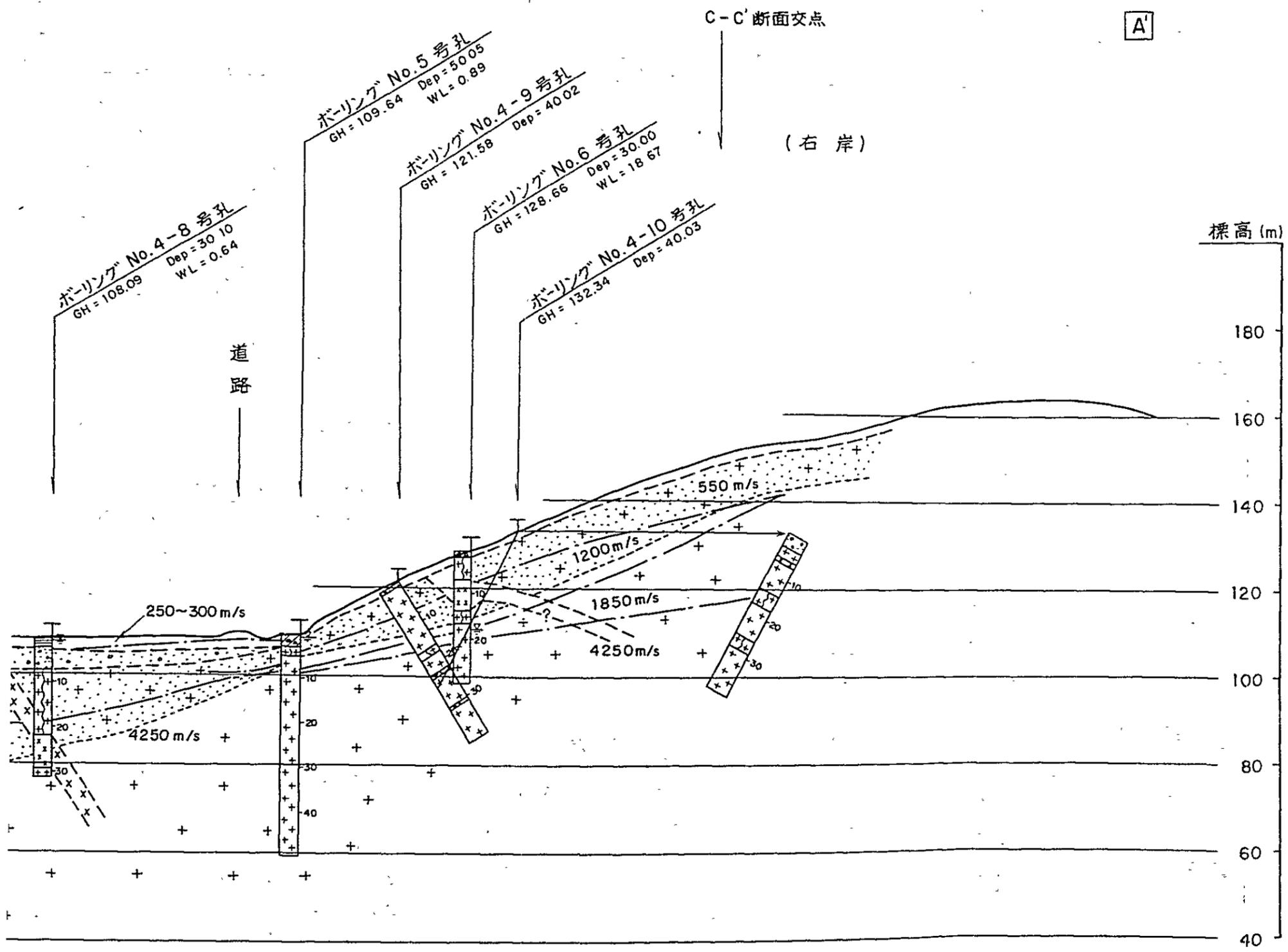
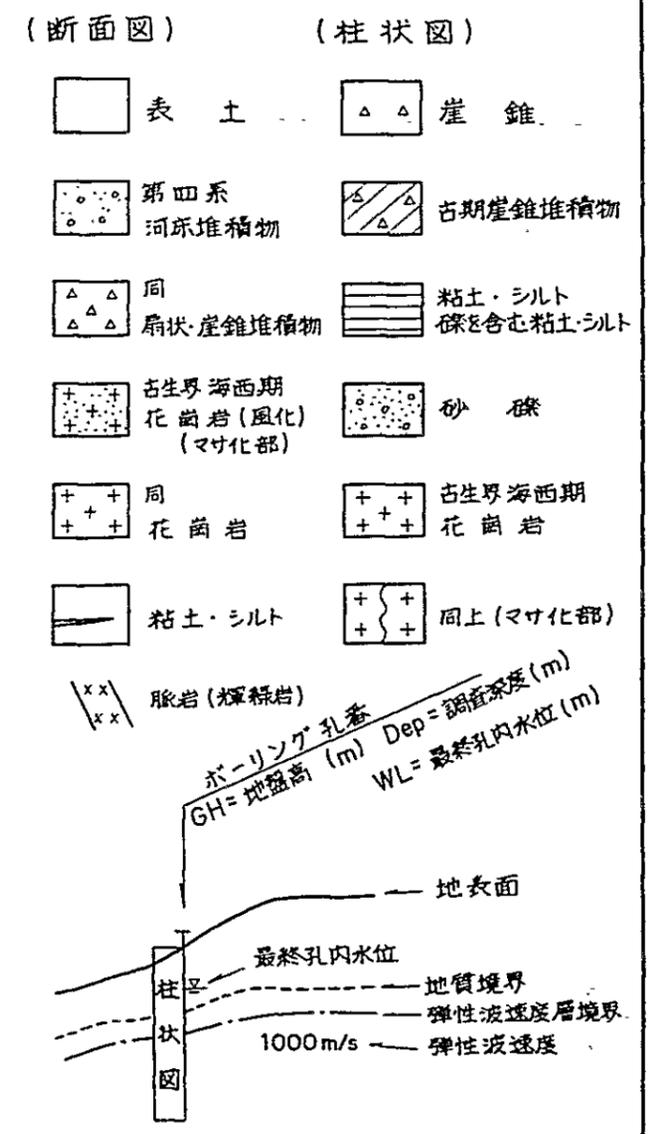
ボーリング No. 4号孔
GH = 108.19
Dep = 40.00
WL = 1.63

ボーリング No. 4-7号孔
GH = 107.41
Dep = 35.00
WL = 0.72



弾性波 D' 測線 (投影)

凡例



弾性波 D 測線 (投影)

6(3) 迎面山ダム地質縦断面図

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')

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is scattered across the page and does not form any recognizable words or sentences.]

(2) 築堤材料

1. 概要

① 調査経緯

第一次調査において、典型区事業のダムサイトの候補地は上流案（迎面山）、中流案（蘭花）、及び下流案（龍頭橋）の3ヶ所が選出された。いずれの候補地も基礎地盤の地質条件より、フィルダムが対象となった。

第二次調査では、3候補地の周辺において土質材料、砂礫材料及び岩石材料などの築堤材料の調査、試験などを実施した。

二次調査時の土質材料は、いずれも細粒な洪積粘土層であった（以後、細粒土質材料と称す）。この材料は十分に不透水性であるが、細粒子の含有量が多く、各種力学性や盛土工事での施工性等に適当と言える材料ではないと考えられた。

第三次調査では、砂や礫を含有して、力学性に優れた粗粒な土質材料に着眼点を持って賦存量調査、材料試験を実施した。粗粒土質材料はダムサイト周辺に分布する崖錐性土が該当した。ダムサイトはこの時点で、各種の比較検討から、上流案の迎面山サイトが最も有望と判定されていた。このため粗粒土質材料についての調査、試験は迎面山サイト周辺に限定した。

各種土質調査、試験の結果から粗粒土質材料は、適切な施工管理のもとで、不透水性材料になるものが多く分布していることが判明した。また、不透水性にならない材料でも圧縮、セン断などの力学性に着目すれば、堤体の安定性を保持する半透水性材料として十分に利用価値があると判断された。この時点での粗粒土質材料の賦存量は、築堤量相当で十分な量を確認し得なかった。

第四次調査では、迎面山サイト周囲で、前回までの未調査地区を対象に、粗粒土質材料の賦存量拡大調査を行なった。あわせて、大型力学試験（稀固め試験、透水試験）や盛土試験などにより、粗粒土質材料の力学性の精査を行なった。また、砂礫材料や細粒土質材料の物性値や力学性の確認試験を実施した。

② 調査

各種築堤材料の観察、試料採取、深度の確認などの調査にテストピットまたは人力ボーリングを実施した。調査地区の位置図を図6(4)に示し、調査数量を表6(8)に示す。

③ 各土取場状況

地形、地質、経済性、社会的影響など各種要因を考慮した結果、第三次調査において本典型区のダムは上流案（迎面山）サイトに築造することが決定された。本項では迎面山ダムの築堤材料候補地について、その要点を記す。

a 上C₁土取場

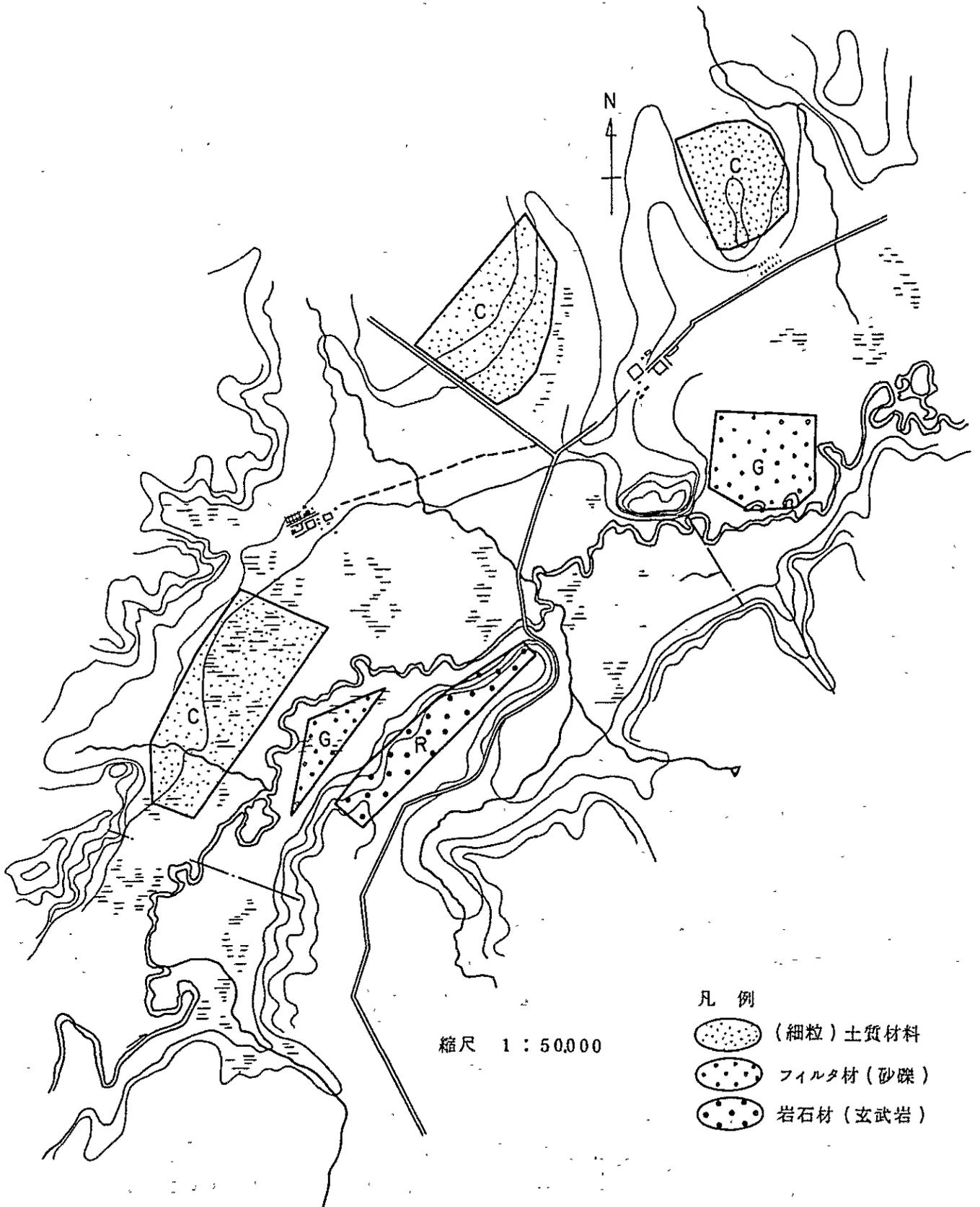


図 6. (4)(a) 中流 (蘭花) 下流 (竜頭橋) ダムサイト周辺築堤材料調査位置図
(第二次調査)

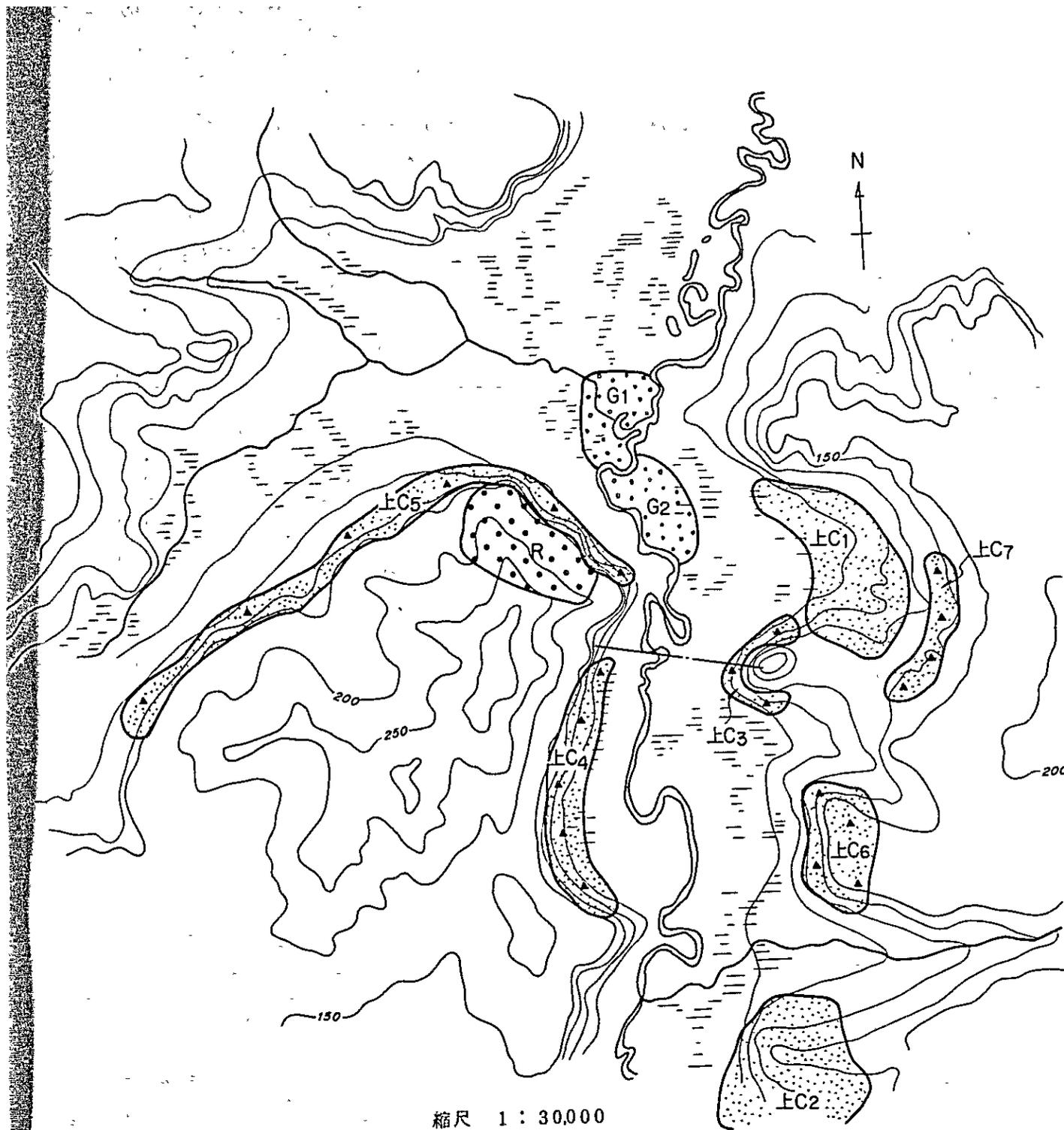


図 6.(4)(b) (迎面山)ダムサイト築堤材料調査位置図
(二次～四次調査)

凡 例

-  細粒土質材料
-  粗粒 //
-  フィルタ材 (砂礫)
-  岩石材 (花崗岩)

表 6. (8) 築堤材料調査数量表

ダム サイト	名 称	調 査 方 法	調 査 次			数量計
			第二次	第三次	第四次	
下 流	C (土質材料)	人力 ボーリング	C -1~6	—	—	6孔 (73.4m)
	G (フィルタ材)	"	G -1~4	—	—	4孔 (31.8m)
中 流	C (土質材料)	"	C -1~6	—	—	6孔 (66.9m)
	G (フィルタ材)	"	G -1~3	—	—	3孔 (18.8m)
上 流	上C ₁ (土質材料)	"	C ₁ -1~3	—	—	3孔 (29.9m)
		テストビット	—	—	右奥 No 6~7 2孔	2坑
	上C ₂ (土質材料)	人力 ボーリング	C ₂ -1~2	—	—	2孔 (7.8m)
	上C ₃ (土質材料)	テストビット	—	TP-2, 3, 7, 8 R-1~9	—	13坑
	上C ₄ (土質材料)	"	—	TP-4~6 L ₁ -1~8	—	11坑
	上C ₅ (土質材料)	"	—	L ₂ -1~5	L ₃ -3, 5~16	18坑
		人力 ボーリング	—	—	R ₂ -2~3	2孔 (20m)
	上C ₆ (土質材料)	テストビット	—	TP	—	1孔
	上C ₇ (土質材料)	"	—	—	右奥 No 1~5 5孔	5孔 (15m)
G ₁ G ₂ (フィルタ材)	人力 ボーリング	G ₁ -1~2, G ₂ -1~3 5孔	—	—	5孔 (11.8m)	

注) 1 テストビットの掘削目標深度は3mとした。

2 上表中の人力ボーリング孔, テストビット以外で露頭個所の土質材料, フィルタ材についても材料試験を行なっている。

3 岩石材料はすべて露頭個所より採取し, 材料試験試料とした。

ダムサイトの右岸に位置し、鞍部下流の平坦地形を呈している土取場である。ここでは洪積世の粘性土が分布しており、シルト以下の細粒子が大半を占める細粒土質材料が採取される。含水比は最適含水比を上廻るが、止水性の優れる材料である。

分布深度は7～15 m とかなり厚く、賦存量は十分に見込める。

またダムまでの平均運搬距離は約1 kmと近く、ブランクett盛土材料として好適な土取場である。

b 上C₂土取場

ダムサイトの右岸上流で、緩斜面からなる丘陵地帯である。現在耕地として利用され、18連隊舎屋に近接する。ここでの材料は上C₁同様の細粒土質材料であるが、分布深度は3～5 mと浅くなる。またダムまで運搬距離は2～3 kmと遠い。細粒土質材料の予備土取場として扱えばよい。

c 上C₃土取場

右岸アバット山裾部の土取場である。粘土混りの崖錐性砂礫土材料である。堆積深は3 m以下で厚くない。河床地形の平坦部では、粘土の含有率が高まり細粒土質材料に近似するようになる。一方、丘陵斜面では、着岩が浅くなり、深度1～2 mで母岩の風化帯に到達する。この風化帯は、板状き裂が発達し、人力の採取も可能であるが、細粒子の含有率が非常に低く、不透水性材料には不適で半透水性な材料となる。

山裾部の崖錐性土は、力学性に優れる不透水性材料と判断できるがその賦存量は少ない。

d 上C₄土取場

ダムサイト左岸の上流で、段丘面を形成する土取場である。粘土混りの砂礫材料であり、統一分類ではSC～GCに該当する。堆積深は3 m以上ある。河川に近い平坦面では地下水位が浅く、含水比が高いがこのほか全般的な段丘面では最適含水比状態にある。一部には細粒分の含水量が少なく半透水性材料になるところもあるが、全体的にみれば、当初、目的とした粗粒不透水性材料が得られる土取場である。面積も広く有力な土取場である。

e 上C₅土取場

ダムサイト左岸下流で、山裾部の緩斜面ないしは段丘面を形成する粗粒土質材料の土取場である。ここでの材料は花崗岩を母岩とする崖錐性土が主体である。材料は100～300 mの幅で山脚部添いに約3 kmと細長く分布する。材料の粒度はシルト以下の細粒子含有率が約60%のものから、人頭大転石を多量に含有するものまで幅広い組成を持っている。この内ダムに近い位置に分布する

材料はシルト以下が50%程度、礫率（4.76mm以上含有）20%で不透水性を満足する粗粒土質材料に該当する。

ダムサイトに近在し、分布範囲が広く賦存量が多い点上C₄同様、有力な粗粒土質材料の土取場である。ただし、扇状地形を呈する平坦面になれば、上C₁同様に洪積世粘性土の細粒土質材料が主体になる。

f 上C₆

ダムサイト右岸上流で、上C₂土取場と隣り合いダム寄りの丘陵緩斜面帯である。粘性土のほかに玄武岩の巨石を多量に含有しており、築堤材料として不適である。

g 上C₇

ダム右岸鞍部の奥で、花崗岩山体の山脚部である。上C₅同様崖錐性土からなる粗粒土質材料の土取場である。材料の分布範囲は上C₄と同程度である。粗粒土質材料の予備土取場になる。

h フィルタ材採取地 G₁, G₂

ダムサイト下流で、現撈力河沿いの平坦面が候補となる。最大粒径5cm以下の粒度の良い砂礫材料または礫分を欠いた砂材料である。地表面は1~2mの沖積粘土層に被覆されている。

G₁地区では西方から流下する盆河が撈力河に合流する。盆河沿いの上流域では砂礫の露出が無く、かなり厚い沖積粘土層等に被覆されている。このためフィルタ材料の採取地は撈力河沿いに限定されると考えられる。

i 岩石材料採取地

ダムサイトの左岸アバットに続く花崗岩の山体が候補である。表土、強風化粘性土の上層土質材料は2~3mで除去できるものと推察される。

新鮮な岩は十分な耐久性を有し、堤体上流斜面の保護層に活用できると判断される。

④ 土質材料の賦存量

細粒および粗粒土質材料の賦存量は以下に概算される。

粗粒土質材料の内の不透水性材料は、許容径以上の礫の除去や細粒分の不足材料を考慮し、計算土量の1/3とした。

フィルタ材は撈力河岸に堆積する河床砂礫が豊富に分布し、賦存量的には問題はない。

表 6 (9) 迎面山ダム土取場賦存量

土取場名	粗粒土質材料		細粒土質材料 (不透水)	備 考
	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	

⑤ 築堤材料試験結果

築堤材料試験は第二次から第四次にかけて実施した。

表 6 (8) に示す各用土採取候補地のボーリング孔，テストピットの試料及び露頭箇所からの試料などについて，築堤材料としての各種物理試験及び力学試験を実施した。

第二次の岩石材料は日本国内にて試験を行なったが，それ以外の土質材料及びフィルタ材料の試験については，中国の試験場で中国技術者によって実施された。二次では黒龍江省水利科学院の試験場，三次及び四次では，日本製機器により三江水利試験場において行なった。

試験の方法は日本式基準に原則的に準拠するとしたが，一部中国基準によったものもある。(例えば，液性限界試験，二次での土質材料，フィルタ材の各種試験)，試験結果については特に区別して使用する必要はないと判定される。

試験の結果を表 6. (10)～(20) に示した。なお，第三次調査ではダム敷河床部の沖積及び洪積世堆積物に対して，堤体基礎地盤としての土質試験を実施したがこれを表 6. (14) に示す。

2 細粒土質材料の特性

細粒土質材料の土取場は上C₁及び上C₂である。

細粒土質材料の物性値を総括して下表に示す。

粗度組成はシルト及び粘土以下の細粒な土粒子が大部分を占め，Rp (シルト以下含有量)の平均90%である。この粒度からも明らかのように，不透水性は十分である。透水試験(天然土)は $n \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 以下の値を示している。

統一分類はCL～CHに属し，塑性指数は約20と粘性が高く，パイピングに対し

表 6. (13) 岩石調査試験結果一覽表

供試体 番号	花崗岩類									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
密度 ρ_t (g/cm ³)	2795	2843	2835	2805	2789	2556				① 2474 ② 2595
比 表乾比重	2819	2865	2874	2813	2806	2563	2590	2617	2590	2593
見掛比重	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 圧強 度 (Kgf/cm ²)	1233	794	1821	852	1201	167				① 146 ② 709
静 弾 性 係 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 音 波 (VP) 伝 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
動 弾 性 係 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	*2 ① 2.57×10^5 ② 2.71×10^5
安 定 性 損 失 重 量 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 : ρ_t のかわりに表乾比重使用

3) 供試体番号 7, 8, 9 は成形中亀裂より破壊した。

表 6. (16) 上流栗 (迎面山) ダム三次駒壺土質試験結果一覽表
(左岸上流土取場上C₄粗粒材料)

名 称	採取深度	物理指標値				コンパクション				粒度組成				統一分類 及び	力 子 指 標				備 考		
		含水率 (W)	液性指数 (L)	塑性指数 (P)	液性界限 (WL)	塑性界限 (WP)	液性指数 (IP)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	液性指数 (L)	塑性指数 (P)	液性界限 (WL)		塑性界限 (WP)	最大圧力 (P _{max})	含水率 (W _{opt})	垂直圧縮係数 (C _v)		三軸U-U	三軸C-U
TP-4	0.5	137			265	250	166	84	222	285	357	136	SC	1880	139	8.2 × 10 ⁻⁶		0.6	2.25		
TP-5	1.2-1.5				265				488	432	30	5.0	GC	1990	110	5.0 × 10 ⁻⁶		0.31	3.65		
TP-5	2.0-2.5								531	399	3.0	4.0	GC					0.29	3.40		
TP-6	1.5	7.1			272	352	256	96	212	238	34.5	20.5									
TP-6	2.0-2.5				268	265	194	71	231	389	200	180			1.770	1.65	2.9 × 10 ⁻⁶		0.32	1.80	
L ₁ -1		198			269	350	207	143	275	283	24.6	19.6							0.25	1.80	
L ₁ -2		199			267	282	190	92	315	274	20.2	20.9									
L ₁ -3		9.1			267	280	215	65	305	393	14.6	15.6									
L ₁ -4		130			266	308	201	107	575	21.7	10.8	10.0									
L ₁ -5		131			266	313	21.8	95	320	29.2	19.1	19.7									
L ₁ -6		17.8			265	297	18.4	103	335	28.6	23.3	14.6									
L ₁ -7		17.1			268	380	27.0	110	420	18.3	25.5	14.2									
L ₁ -8		20.9			271	41.9	26.5	16.4	320	17.0	28.9	22.1									

注) 1 含水量Wは、粗粒を含んだ状態での含水比である。
2 突固め特性での () 内の値は1層当りの突固め回数である。N=2.5回は、標準的なホルパー-Ec=5625 kg/cm²に相当する。(日本基準)
3 透水係数、三軸側での () の値はD値を示す。D値=9.5% ⇒ r_{dmax}=9.5%

表 6. (17) 上流案 (迎面山) ダム三次調査土質試験結果一覧表
(左岸下流土取場 C 上 5 粗粒材料)

名 称	採取深度 d m	物 理 指 標										力 学 指 標				備 考
		天然状態物性値					コンシステンス					突固り特性		圧縮試験		
		含水率 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	液性指数	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	W _L (%)	W _P (%)	IP (W _P)	W _{opt} (%)	W _{opt} (W _{opt})	W _{opt} (W _{opt})	
L ₁ -1	15.9	267	307	196	111	435	229	183	153							
L ₁ -2	18.1	267	271	168	103	310	321	214	155							
L ₁ -3	5.3	266	194	147	4.7	465	412	50	53							
L ₁ -4	18.8	268	356	188	168	275	315	214	196							
L ₁ -5	18.9	268	310	196	114	385	246	175	194							

注) 1 含水量 W₁ は、組織を含んだ状態での含水比である。

表 6. (20) 上流案 (迎面山) ダム四次調査土質試験結果一覧表 (砂材料)

名 称	採取深度 d m	物 理 指 標										力 学 指 標				備 考
		天然状態物性値					コンシステンス					突固り特性		圧縮試験		
		含水率 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	液性指数	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	W _L (%)	W _P (%)	IP (W _P)	W _{opt} (%)	W _{opt} (W _{opt})	W _{opt} (W _{opt})	
観花 1						215	785									
2						344	653	0.3								
六通渠橋						531	468	0.1								
六通ダム 直下流						332	668									

表 6. (18) 上流案 (迎 面 山) ダム 四 次 調 査 土 質 試 験 結 果 一 覧 表
(土 C5 土 取 場)

試 験 名	土 質 指 標 値				物 理 指 標 値				力 学 指 標 値				考 考						
	採取 深度	全 容 率	476mm 以下	自然含水比	液 性 限 界	塑 性 限 界	液 性 指 数	顆 粒 組 成	統 一 分 類	交 關 の 特 性	比 重	三 軸 U-U		三 軸 C-U					
試 験 名	d	m	W ₁ (%)	W ₂ (%)	G _s (ΔS)	W _L (%)	W _p (%)	Ip	砂	シルト	粘 土	Wopt	Wopt	Av	Cu	σu	Ccu	βcu	
			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
L ₃ -3	0.1~1	140	178	269	25(10)	23.9	20.4	55	30.9	22.9	27.2	19.0	GC						
-5	0.2~1	119	119	259	252(10)	31.2	18.6	126	350	185	31.5	15.0	GC						γd = 1.7
	1~2	23.9	268	272		31.9	17.4	145	287	38.4	20.4	125	SC						γd = 1.74
-6	0.1~1	89	263	272		34.4	22.8	116	145	273	37.7	20.5	SC						
	0.2~1	136	166	268		28.7	20.1	66	472	215	18.8	125	GC						γd = 1.71
-7	2~3	184	203	269	250(10)	28.9	19.6	93	31.7	24.0	26.8	175	GC						
	0.1	154	207	268		31.1	22.5	94	409	24.4	21.2	135	GC						
-8	2~3	15.9	186	268		30.0	22.9	101	325	30.3	24.2	130	GC						
	1~2	206	245																
-9	0.2~1	238	271																
	1~2	240	297	267															
-10	0.2~1	238	271																
	1~2	240	297	267															
-11	0.2~1	158	200																
	2~3	180	258	269															
-12	0.2~1	193	269																
	1~2	288	311	270															
-13	0.2~1	198	247	266															
	1~2	198	247	266															
-14	0.2~1	283																	
	1~2	189	252	270															
-15	2~3	156	229																
	0.2~1	212	314																
-16	0.2~1	125	187																
	1~2	138	196	266															
左 岸 取 場	2~3	138	181																
	0.2~1	125	187																
R ₁ -2	37~42			265															
	1~2			265															
R ₁ -3	1~2			265															
	29~4			265															

注) 含水率W₁は、試験を含んだ状態での含水比である。

※ 2.6×10⁻³ Wopt 7d=1.85
1.4×10⁻⁷ γd
8.5×10⁻⁵ 自然

表 6. (21) 細粒土質材料の物性値

土取場名	自然含水比 %	コンシステンシー		粒度組成 %			備考
		塑性限界 %	塑性指数	砂	シルト	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) : () は平均値

て抵抗性がある土質である。

自然含水比は塑性限界より少々湿潤側である。締固め試験 ($EC = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm}/\text{cm}^2$) の最適含水比と比べると 3~6% 湿潤側にあり、D 値で 92~95% 密度の盛土が行なえる自然含水比状態であった。(注; D 値とは、最大乾燥密度に対する盛土の密度%をいう。)

剪断抵抗性は、飽和状態直接剪断試験において内部摩擦角が $14 \sim 24^\circ$ 、粘着力が $0.15 \sim 0.32 \text{ ㍻}$ の強度を示した。設計では直接剪断機の機構上の影響を考慮し、低減率を乗じて使用する必要がある。

細粒土質材料の総括した粒度分布を日本・アメリカ等のダム盛土実績粒度と対比して、図 6 (5) に示す。これより、本地区細粒土質材料は細粒すぎて、滑動を生じた均一ダムの材料粒度や乾燥期の盛土施工となった場合にクラックの発生しやすい粒度などに該当している。この他、天然状態試料の試験ではあるが、D 値 95% 前後の密度での圧密降伏応力は $P_y = 1.0 \sim 1.5 \text{ ㍻}$ にある。これ以上の荷重が作用する本ダム規模では、築堤中の塑性変形が大きくなり、すべり問題への発展の可能性が顕念される。雨量の多い年では、土取場の地下水位が地表面近くまで上昇して用土の含水比が高まり、力学的にはより不安定になることも十分予想される。また施工時に間ゲキ水圧が発生しやすく、かつ消散度合が小さい材料であり長期にわたり剪断抵抗面に不安が残る。したがって、本地区細粒土質材料は堤体の滑りや変形問題に影響度が低く、不透水性に重点が置かれる位置への使用が適切であると判断できる。(例えば、水平ブラケット盛土、コンタクトグレー)

3. 粗粒土質材料の特性

粗粒土質材料の土取場は上C₃、上C₄、上C₅及び上C₇である。この材料の粒度組成は以下のとおりである。

一般にダムの不透水性材料となる粒度は $R_p > 8 \sim 10\%$ 、粘土以下含有量 $> 5\%$ とされている。上表の平均値で見れば、各土取場材料とも不透水性を得ることがで

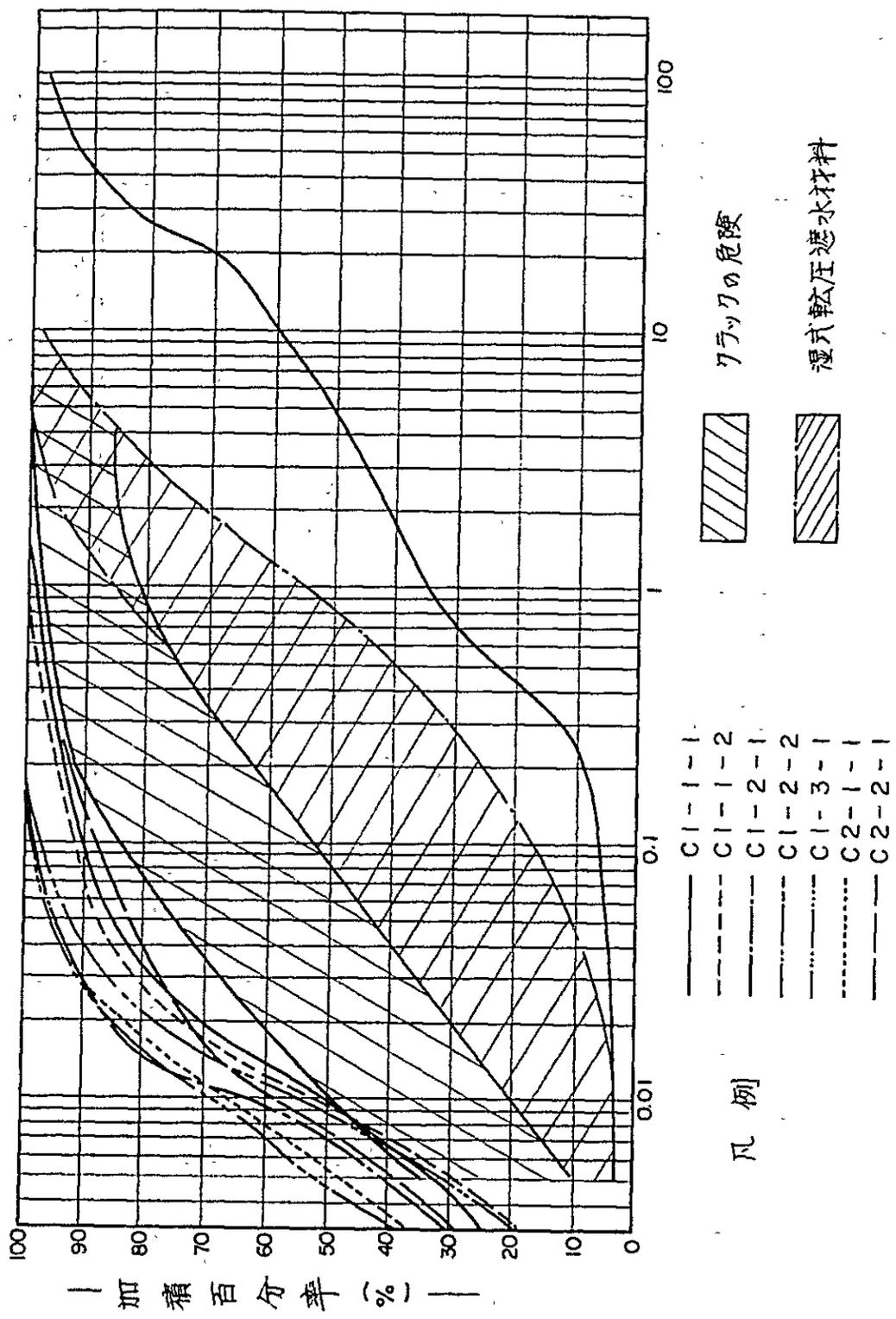


図-6.(5) 細粒土質材料(上流案)の粒度

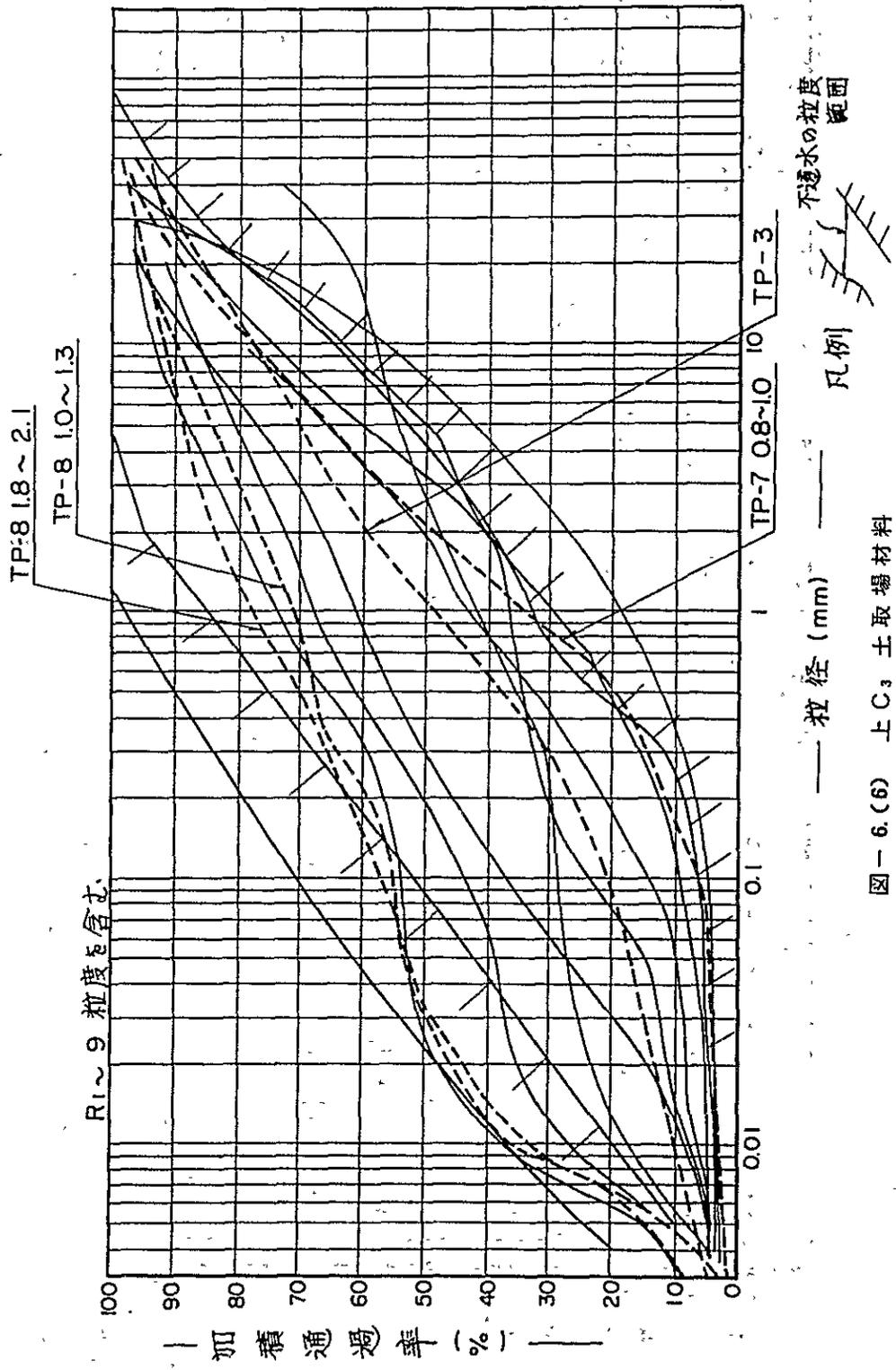


図-6.(6) 上C₃ 土取場材料

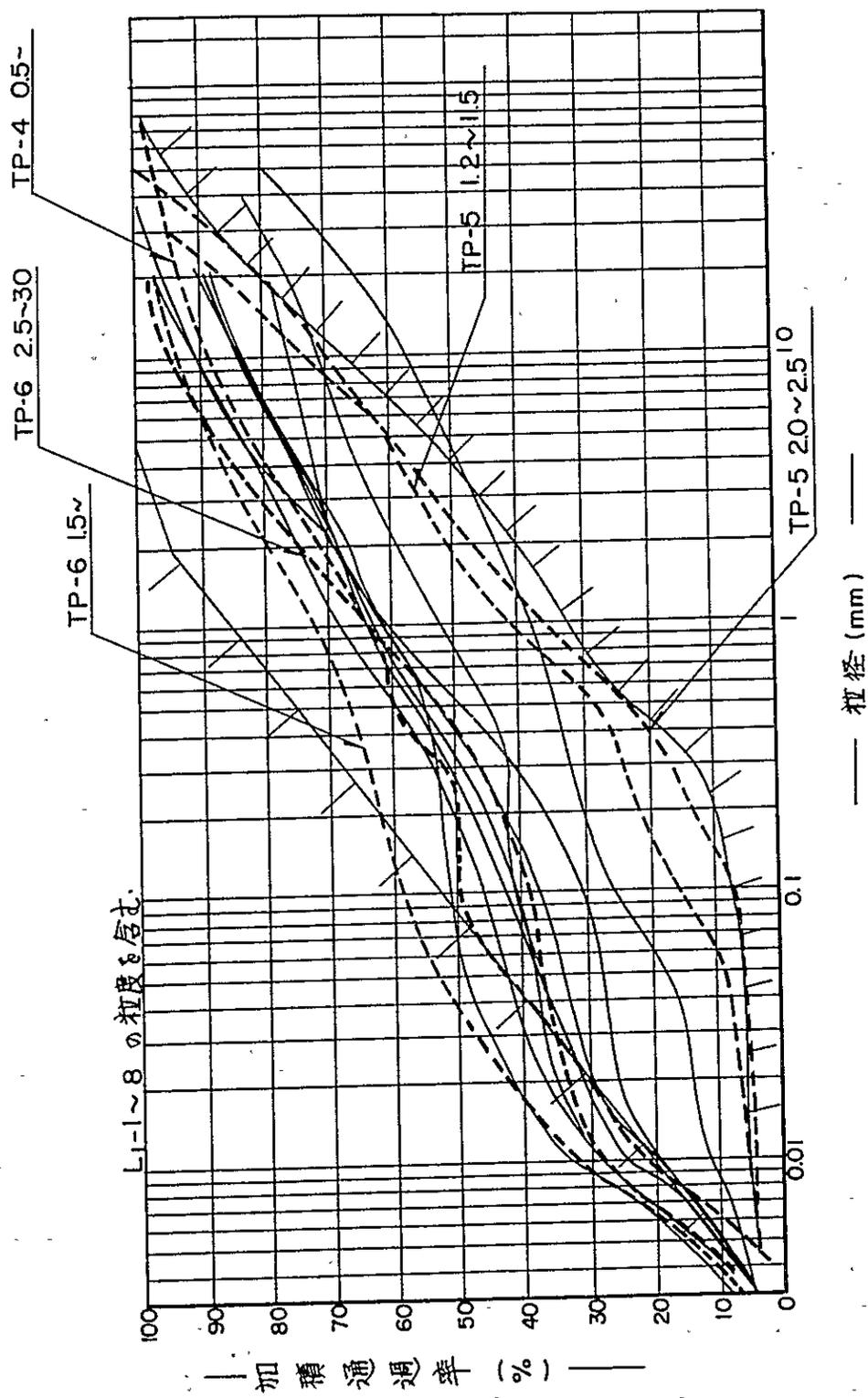


図-6.(7) 上C₄土取揚材料

$L_3 - 3 \sim 16 \dots\dots\dots$ } の粒度を含む
 $L_2 - 1 \sim 5 \text{ --- } \dots\dots\dots$ }

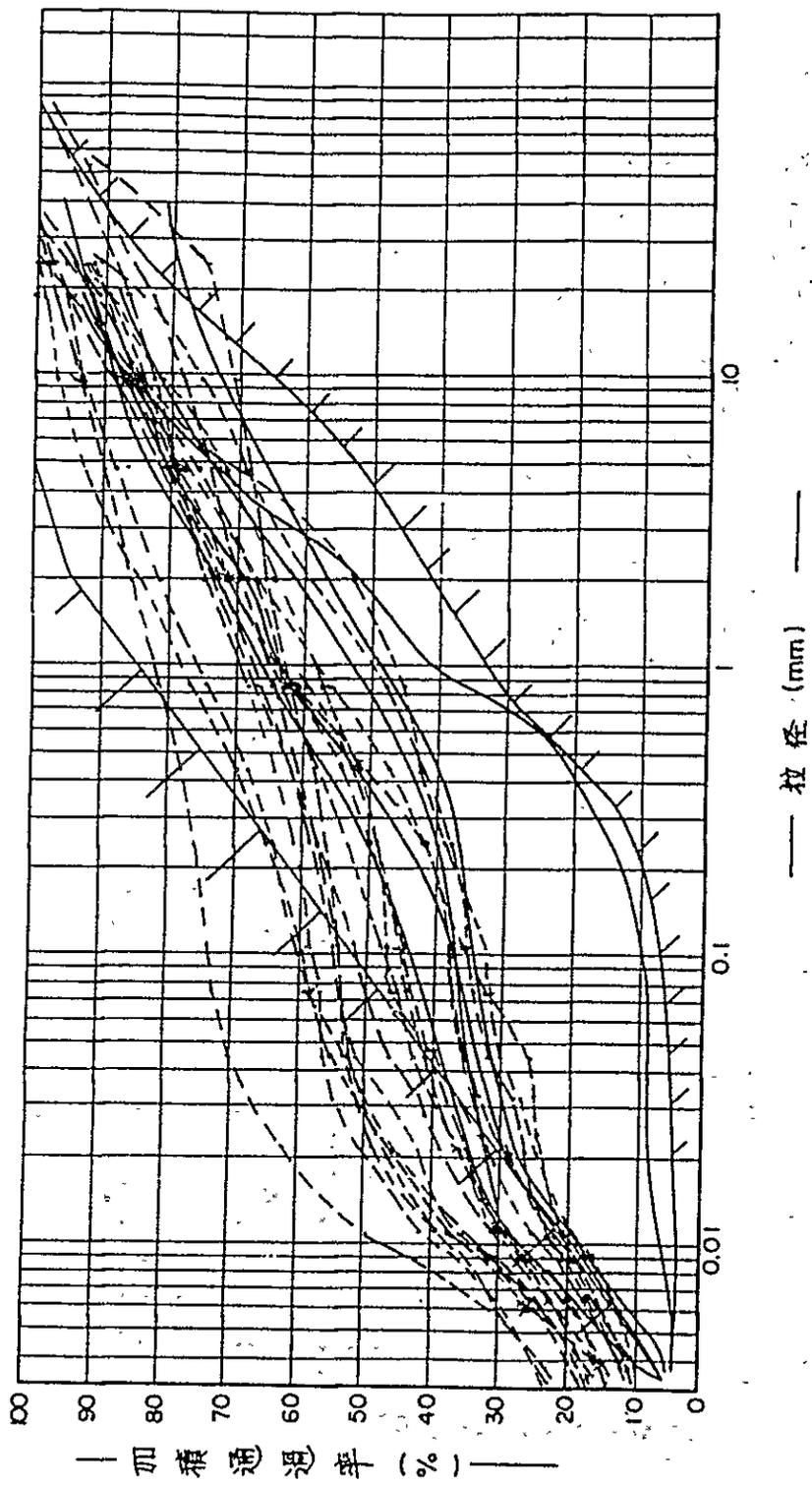


図-6.(8) 上C₅土取場材料

1~4号の粒度を含む

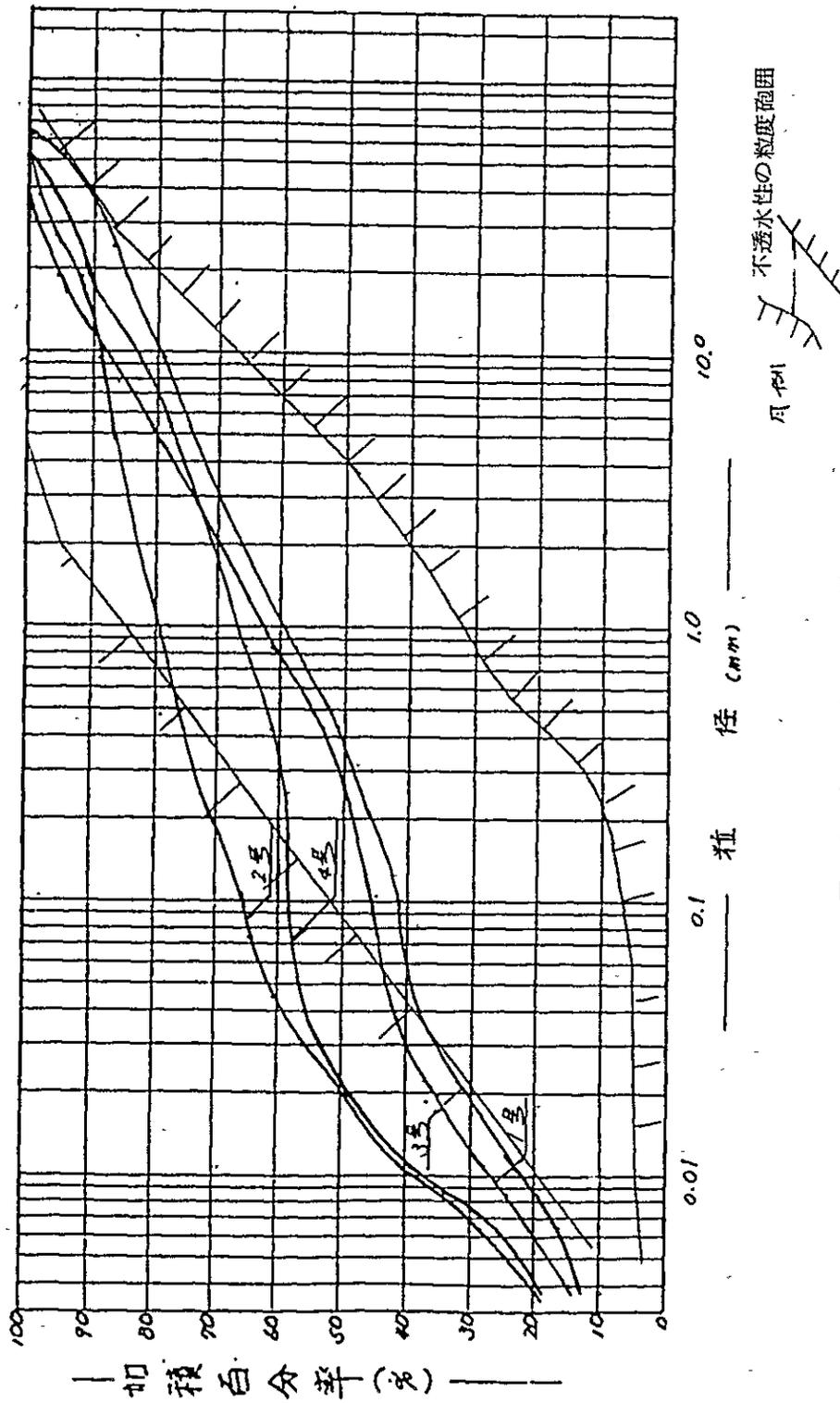


図-6.(9) 上C₇ 土取場材料

表 6. (22) 粗粒土質材料の粒度

土取場	含有率 (%)			
	礫 2 mm 以上	砂 2.0 ~ 0.074 mm	シルト 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) () 内は平均値

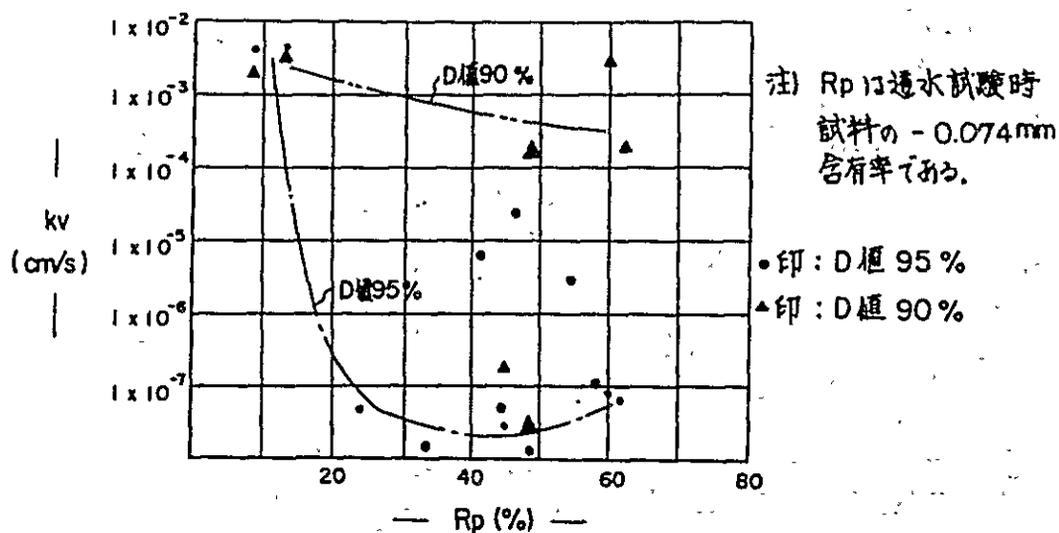


図 6. (10) 透水係数 (kv) ~ 0.074 含有率 (Rp)

きる。透水試験の結果を Rp と対比して示したのが図 6. (10) である。同図から、D 値 95% 以上に締固めた試料は、Rp > 20% で不透水となることが知れる。ただし、D 値 90% では密度が低すぎ、一般的に不透水性が得られない。Rp < 20% では一般的に盛土の管理値に使用されている D 値 95% でも不透水性は得られない。したがって Rp < 20% 材料は半透水性材料に活用すべきである。

不透水性材料としての適正粒度と各土取場材料の粒度関係を図 6. (6) ~ (9) に示す。この粒度分布図は現場で測定した粗礫 (50 mm 以上) の含有率を考慮していない。

したがって実際の粒度は図示したものより、少々（通過面分率にして10%前後）粗粒側に移行するものが多い。

粒度分布図より各土取場材料は R_p が平均的に40%前後にあり、全体的にみれば、透水性ゾーンの材料の適性粒度内に入る。

粗粒礫（4.76mm以上）を含む場合の土の透水性は、粗粒礫率が40~50%以下であれば不透水性を保ち、むしろ、適度な礫率（30%前後）の場合、不透水性が高まるのが一般的である。各土取場材料の粗粒礫率は30%前後（平均）にあり、適度な礫混入率状態にあると言える。

粗粒土質材料の統一分類はGCないしSCに属する。その塑性指数は $I_p = 8 \sim 10$ で中位のパイピング抵抗性を有する。十分な締固めを行い、ルーズな盛土としない限りパイピングの問題はない。

締固め試験において、 R_p と最大乾燥密度の関係を図6.(11)に示す。半透水性材料、不透水性材料は $R_p = 20\%$ で区別できるが、半透水性材料では最大乾燥密度 γ_{dmax} ($E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm}/\text{cm}^2$) 1.90以上で非常に高密度の盛土が行なえることがわかる。不透水性材料としては $20 \leq R_p < 60\%$ とすれば、その最大乾燥密度は $\gamma_{dmax} = 1.90 \sim 1.65$ になり、細粒土質材料が平均的に $\gamma_{dmax} = 1.55 \text{ g}/\text{cm}^3$ あるのと較べれば密度が高い。これによっても細粒土質材料より力学性が優れることが認められる。

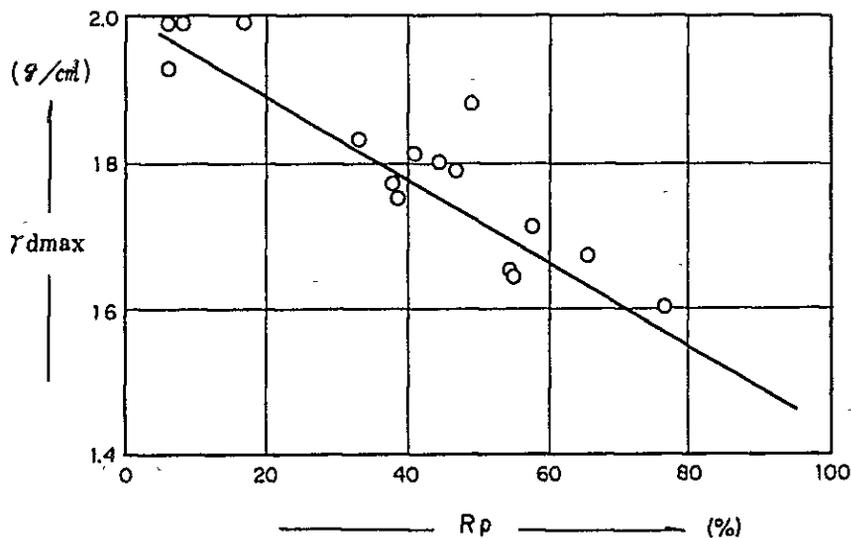


図 6. (11) 粗粒土質材料 R_p : γ_{dmax} 関連図

転圧試験を行った粗粒土質材料について、礫率P（4.76mm以上礫）を考慮した締固め試験の整理図を図6.(12)に示す。P=20%以上の礫率材料は大型モード（ $\phi 30\text{cm}$ ）を使用している。P=0%は標準モード（ $\phi 10\text{cm}$ ）を使用している。モードの寸法効果の影響も関与しているかもしれないが、P=20%以上のように礫を混入すると相当高密度に推移する傾向がある。礫の混入を考慮した密度式としてWalker-Holze式がある。今回の結果をこの理論式と対比し、図6.(12)に示す。一般にP=50%程度より理論式から離れるとされるが本地区ではやや低いP=40%程度より理論式から離れる傾向を示す。換言すれば、P=40%以下では礫間の空ゲキに土の混入がスムーズに行なわれず、この程度の礫率から、透水性が大きく変化することになる。

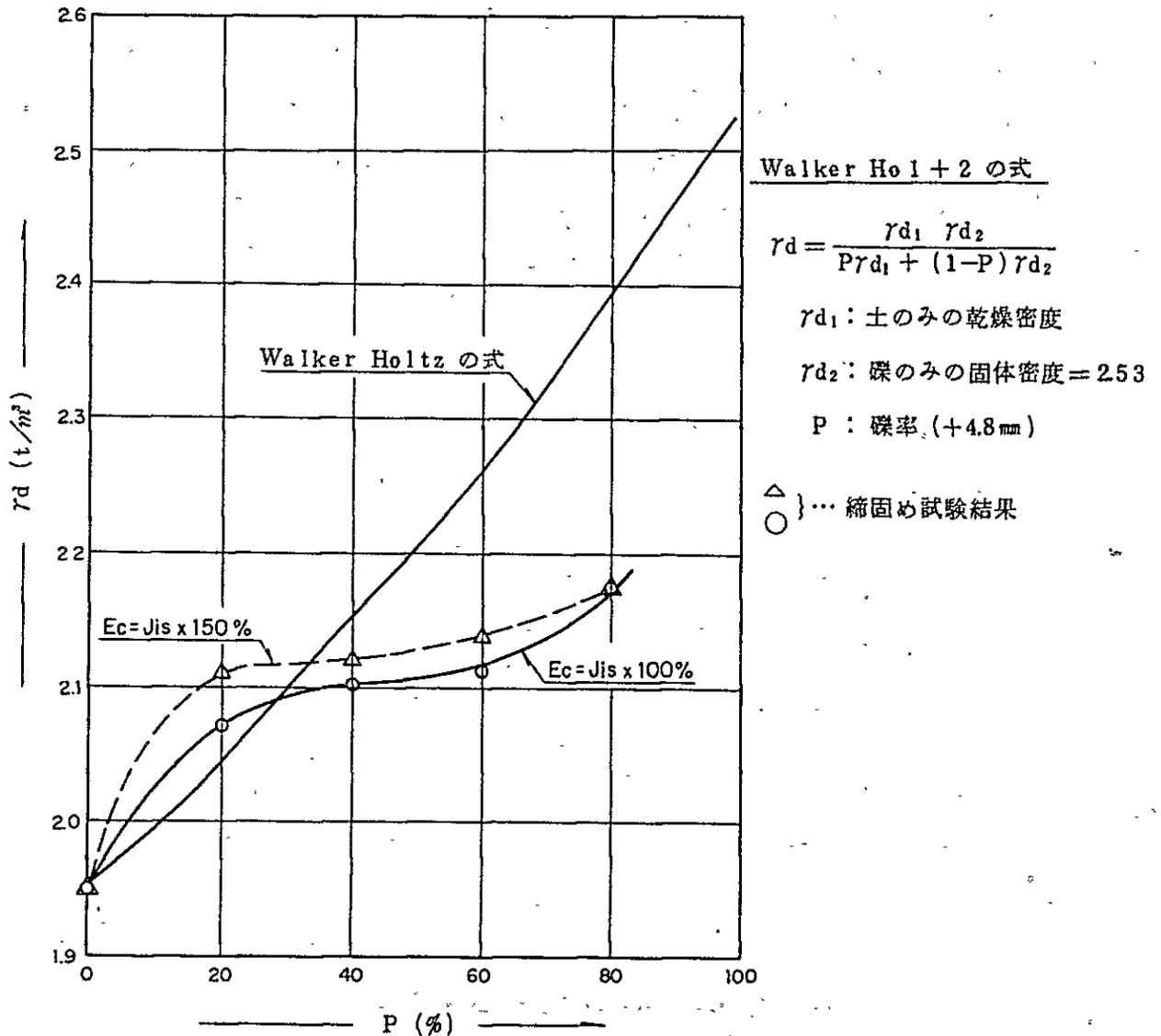


図6.(12) 礫率と乾燥密度の関係

表 6. (23) 締固めエネルギーと礫率及び乾燥密度 (g/cm^3)

		礫 率				
		0 %	20	40	60	80
$E_c = 5.625 Kg \cdot cm/cm^3$	r_{dmax} (g/cm^3)	1.95	2.07	2.10	2.11	2.17
	W_{opt} (%)	12.5	10.0	10.5	10.0	8.6
$E_c = 5.625 \times 1.5$ $Kg \cdot cm/cm^3$	r_{dmax} (g/cm^3)		2.11	2.12	2.13	2.17
	W_{opt} (%)		10.0	10.1	9.7	8.8
$E_c = 5.625 \times 2.0$ $Kg \cdot cm/cm^3$	r_{dmax} (g/cm^3)	1.97				
	W_{opt} (%)	11.8				
		$\phi 10cm$ モールド	$\phi 30cm$ モールド			

注) 1. $P = 0\%$ の締固め試験結果は、転圧試験の $N = 6$ 回、8回、10回の転圧層区画試料の平均値である。

2. 試料は上 C_3 のダム軸付近の崖錐性土を用いた。

圧密非排水 ($C-\bar{u}$) 三軸試験の強度を R_p との関係で示したのが図 6. (13) である。 R_p の減少に伴い内部摩擦角の増加傾向が認められる。とくに $R_p < 20\%$ 以下試料では $\phi' = 36^\circ$ 前後の高い強度が発揮されている。 $20 \leq R_p < 60\%$ の不透水材料対象域では $\phi = 20$ 、 $C = 4 t/m^2$ が平均的に得られている。

以上の様に、粗粒土質材料は細粒土質材料より力学性が優れる試験結果が得られた。粗粒土質材料は剪断抵抗が強い、圧縮性が低い、盛立時のねり返しがなく作業性がよい等の利点を持つので築堤材料として積極的に利用したい。ただし、これを利用するためには、高度な施工管理が必要である。注意すべき点を挙げると以下のとおりである。

- ① 不透水性ゾーンを大型機械で転圧できない場合は、パイピングに対する抵抗性が低下し、完全なフィルターや半透水性ゾーンの設置が必要となる。
 - ② 透水係数は、礫率の影響を鋭敏に受け易く、礫率がある程度以上 (40%) になると急激に透水性を増すので、礫率管理にも注意を要する。
 - ③ 盛土許容の含水比幅がせまい。
- これらに対処するためには、
- ④ 締固め効率の良い重機を使用する必要がある (例えば自走式タンピングローラー、振動ローラー)。
 - ⑤ 粗礫を含んだ材料の力学特性を十分調べておき、それを熟知した技術者が現場

Rp ~ C, φ 關係圖

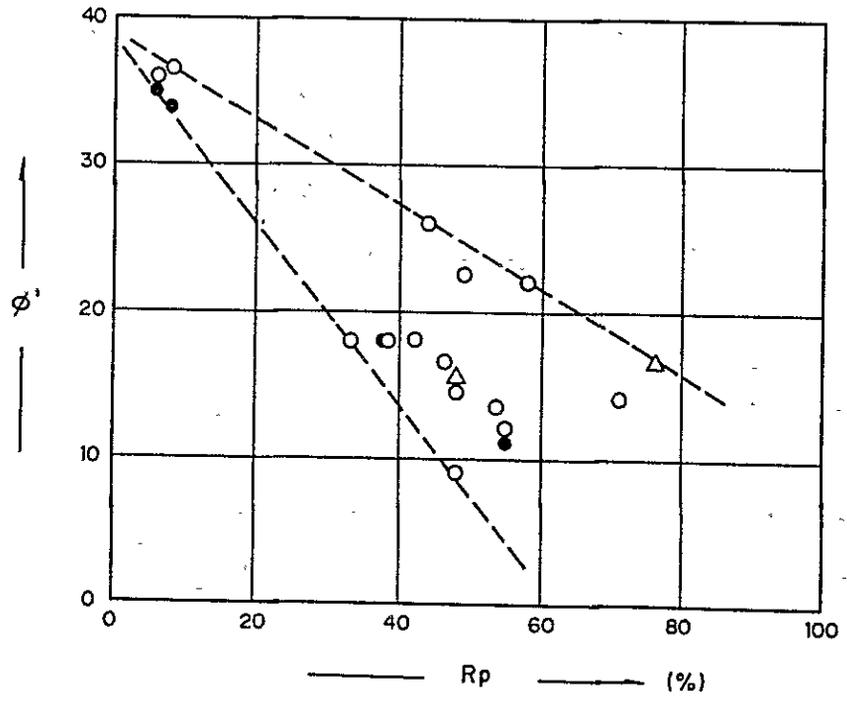
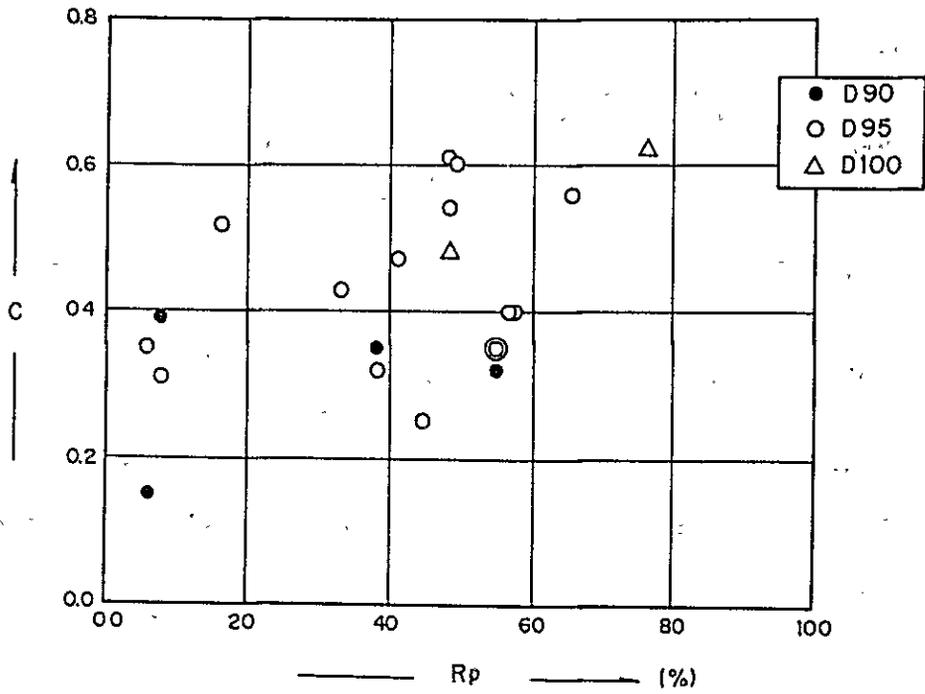


圖 6. (13) 粗粒土質材料 C-U 強度關係圖

にたずさわり、管理の頻度も多く行う。管理項目は透水、密度のほか礫率・飽和度にも重点を置く必要がある。

- ⑥ 土取場で材料吟味を十分行い、必要に応じ材料のストックを行う必要がある（これは、施工期間の増加、工期の短縮に有効でもある）。

なお、粗粒材料の土取場は上C₃、上C₄、上C₅、及び上C₇の4ヶ所が候補となったが、材料の粒度状態、賦存量、ダムとの関連位置などを考慮すれば、以下運用計画が適当である。

- ① まず近距離で水没地内でもあり、粒度も不透水性材に適するものを多く含む点で、上C₄を第一に利用する。
- ② 上C₄だけでは必要量が確保し得ないので、上C₅を次の土取場とする。
- ③ これにてダムの半透水及び不透水性両ゾーンはまかなえるが、その予備土取場として上C₇を用意しておく。
- ④ 上C₃は、礫率の高いものが多いことや、賦存量が少ない点及びダム関連施設と複合する位置にあることから補助的な土取場として取扱う。
- ⑤ 各土取場とも許容径以上の礫を混入するので、除礫施設を設置する必要がある。

4. フィルタ材料の特性

フィルタ材料は、撓力河の河床部の砂礫層を利用する。この砂礫層は統一分類ではGW～SP礫質砂層である。シルト・粘土の含有量は少なく、このため 1×10^{-2} cm/sの透水性を示している。図6.(14)は平均的な粗粒不透水性材料に適するフィルタ粒度としては以下の条件を与えている。

(日本の基準例)

- ①
$$\frac{\text{フィルタ材料の15\%粒径}}{\text{フィルタで保護される材料の15\%粒径}} > 5$$
- ②
$$\frac{\text{フィルタ材料の15\%粒径}}{\text{フィルタで保護される材料の85\%粒径}} < 5$$
- ③ フィルタ材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい。
- ④ フィルタで保護される材料が粗粒材料を含む場合には、その材料の25 mm以下の部分について①及び②を適用する。
- ⑤ フィルタ材料は粘着性のないもので、0.074 mm以下の細粒分含有量は原則として5%以下とするのがよい。
- ⑥ フィルタ材料の最大寸法は、保護される層が土や砂の場合75 mmとすることが望ましい。

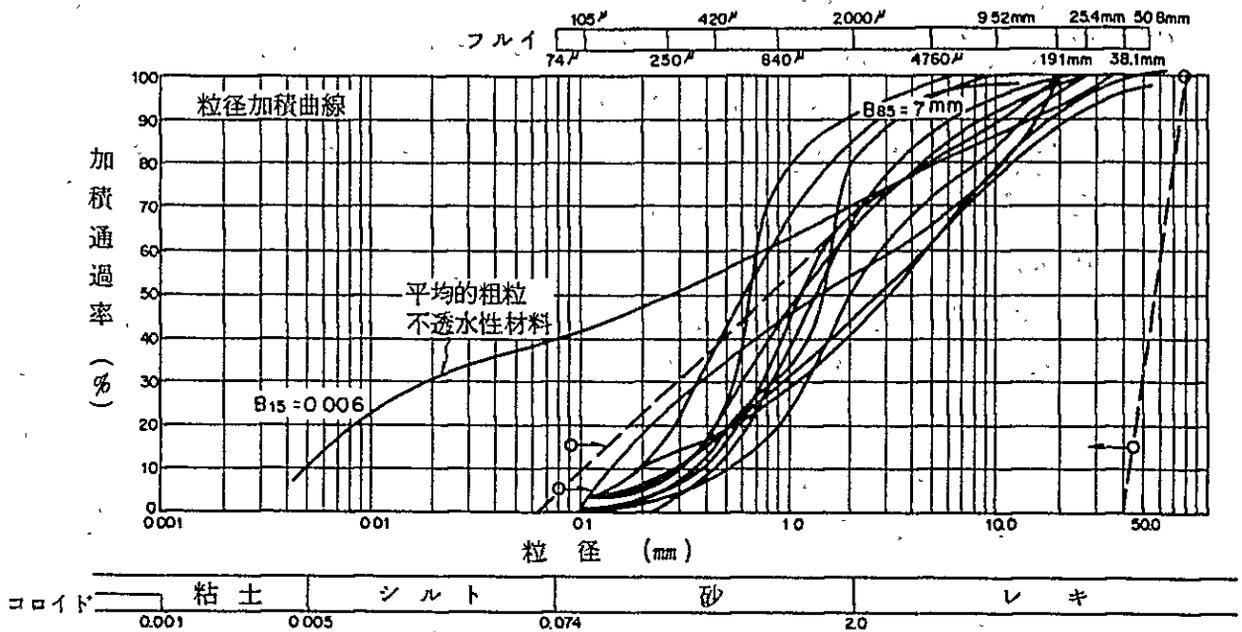


図 6. (14) フィルタ材の粒度

河床部砂層はシルト以下細粒子の含有量が5%以下であり、その粒度はほぼ適正フィルタ粒度範囲にあり、フィルタ材に使用できると判断される。

河床部砂層はフィルタ材の他にコンクリート骨材として利用する考えもある。粗骨材として利用する場合には礫品質に留意する必要があるが、砂層に含有する礫は吸水率3.2%、表乾比重2.52であり、良質とは言えないが使用できる（日本では吸水率3%、比重2.5を品質基準としている）。細骨材として見た場合は、粗粒率（FM）が約3.3であり、やや細粒子に欠けるがコンクリート配合上注意すれば特に問題ない。しかし、有機物の含有量が1.0~1.2%あり、洗浄工程を必要とする品質と判断できる。（日本では比重1.95より軽質なものが重要構造物で0.5%、その他で1.0%を許容値とする）。

ただし、ダムサイト近傍の撓力河添い砂層は砂材料を主体とし、礫分が少ないので原石山の花崗岩を利用して粗骨材を作成することも考慮される。

5. 原石山材料の特性

本地区ではダム表面保護石、ロック材及びコンクリート骨材に使用できる岩石は花崗岩及び玄武岩がある。

地区内の代表試料についての岩石材料試験結果は以下のとおりである。

本ダムの原石山は、岩の露頭状況や運搬距離などから、ダムサイト左岸アバット

表 6. (24) 岩石試験総括表

	密度 ρ_t (g/cm^3)	表乾 比重	見掛 比重	吸水量 (%)	耐圧 強度 (Kgf/cm^2)	静弾性 係数 (Kgf/cm^2)	超音波 伝播速度 (Km/s)	動弾性 係数 (Kgf/cm^2)	安定性 (%)
玄武岩類	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
花崗岩類	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

の頂部付近が適地と判断される。ここでは花崗岩が分布する。コンクリート粗骨材としてみた場合は比重、吸水率に関しては良好であるが、安定性試験損失量が大きいので（日本基準で12%）、設計強度やセメント配合量に余裕をみる必要がある。

ダムロック材料、表面保護石材料としては、比重2.5以上、吸水率3%以下、安定性15%以下を耐久性のある材料と日本ではみなしている。また耐圧強度では700%以上を良質岩の目安と考えている。これら品質基準を考えた場合、一部の項目では満足していないので、剪断強度や使用厚さ等に余裕を持った取扱いが必要になる。しかし、原石山の深部となれば耐圧強度が1000%以上のものが期待できるので、浅部の岩をダム坑凍層に活用し、深部の岩をダム表面材、コンクリート粗骨材として利用する形体が適当である。（なお、試料としては玄武岩が優れているが、これは花崗の表層風化試料の試験結果との対比の結果で、新鮮花崗岩は上記の推定による。）

6. ダム基礎地盤の特性

河床部壑坑TP-1の沖積層及び河床部ボーリングNo.3, 4孔の洪積層についての土質試験は一覧表にして表6.(14)に示す。

沖積層の黒色有機質土は、シルト以下の粒子が全量を占める非常に細粒な土質である。土粒子比重は2.59と低く、有機物含有量が多いことを示す。その自然含水比はほぼ液性限界にあり、攪乱後の強度低下が著しいことを示している。不攪乱土による三軸圧密非排水試験では全応力値で $\phi_{cu} = 15^\circ$ であるが、 $C_{cu} \approx 0\%$ の強度を示し、沖積粘性土特有の強度を示す。

下位の沖積砂礫層は、スコップ掘削が容易なルーズさを示すが、三軸圧縮試験のC-D強度は著しく低い層である。これを残してダム施工を行えば、各種車両、重機の運行面で潤滑層を形成し、堤体のすべりを湧起する可能性が非常に高い。また、沖

積粘土であることの沈下変形も無視できない。このため、堤敷全面から除去しなければならない層である。

その厚さは、ボーリング調査により約 2 m である。

砂礫層はルーズであるが、剪断抵抗性では盛土材料と同等以上に強度を持ち、この点では残存しても問題のない層である。沈下については、透水性であるために、盛土荷重作用直後に変形が生じ長期的な沈下は生じない層である。ただし、砂層は透水性であり貯水後の被圧層を形成することもあるので、連続性のある場合はカットオフなどで貯水池と連通させないことが勘要である。

洪積層は図 6. (15) に示すように砂、シルト、粘土の混成体であり、粒度は細粒である。N 値では弱いところで 30 前後、一般に 50 以上の値を示し、液状化の問題はない。

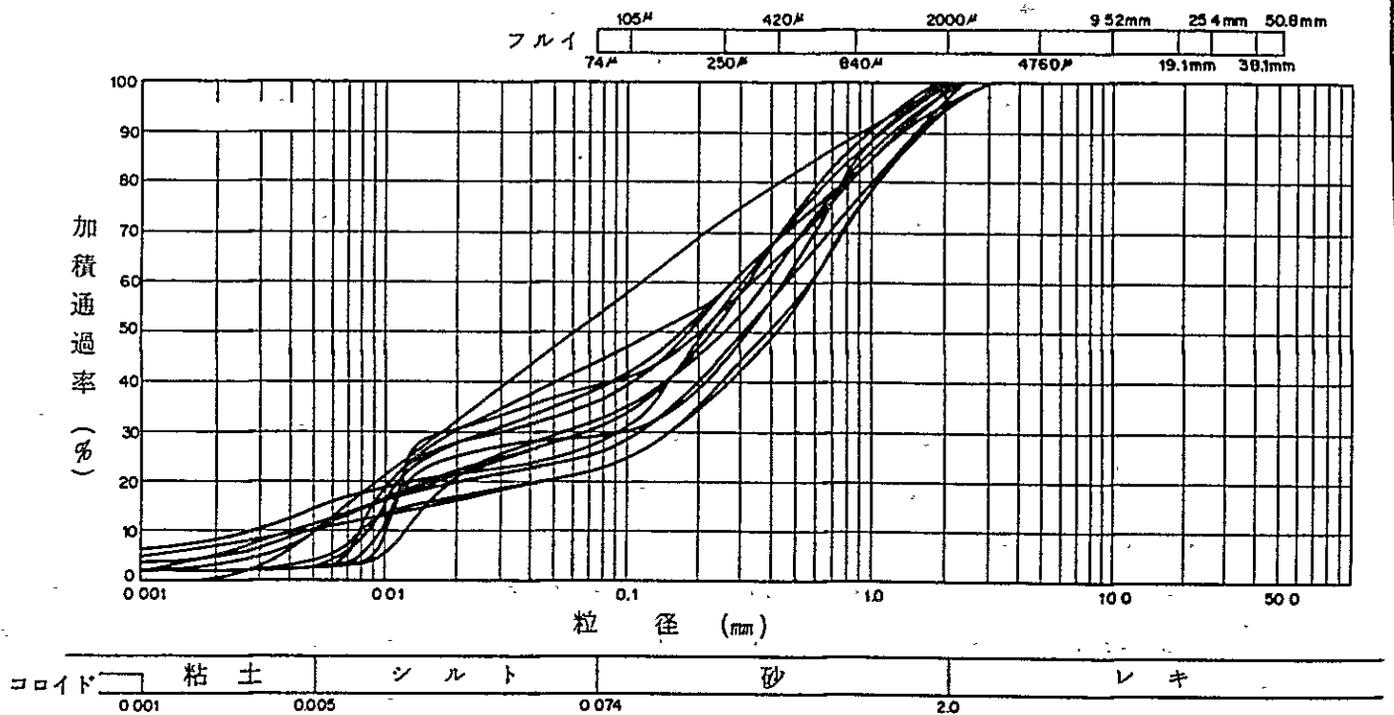


図 6. (15) ダム敷洪積地盤の粒度

7. 盛土試験

① 試験位置および用土

右岸アバットの山脚部（上C₃土取場）で、統一分類 S_c ~ G_c の崖錐性粗粒土質材料を用土として盛土試験を行った。

② 盛土試験仕様

a 使用機械

用土掘削, 運搬…………… 60馬力, 5tブルドーザー(東方紅)
 用土搬出…………… 同上
 転 圧…………… 3.5t鋼製フラットローラー(巾1.3m)けん引は5
 tブルドーザーによる。

b 試験面形状, 転圧回数および転圧層数

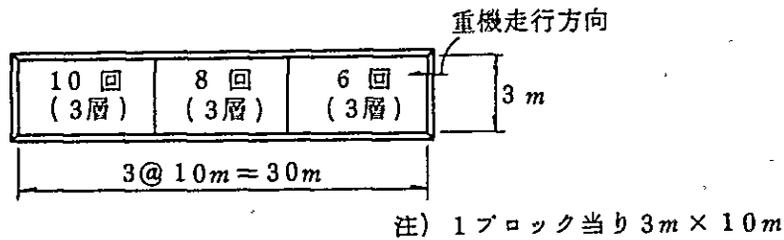


図6.(16) 転圧試験地平面

c まき出し厚さおよび用土の含水条件

まき出し厚さは1層当り15cmを目標とした。

用土の含水状態は自然含水比を原則としたが, 試験日の天候が快晴で用土の乾燥が進みやすいため, 散水により用土表面の含水比復元をはかった。また, まき出し厚以上の粗礫は, 人夫を配置し, 人力によって除去を行った。

d まき出し厚の検査

1ブロック当り10点の水準測量を行ない, その平均値によりまき出し厚を検査した。

e 現場試験項目

1ブロックにつき3ヶ所の現場密度および現場透水試験($\phi = 30cm$, $h = 30cm$)を実施した。透水試験では盛土の飽和期間として, 約2日間を費やし注水を実施した。

③ 試験の結果

盛土試験の転圧回数～沈下率, 密度および透水係数の結果を整理して, 図6.(17)～(19)に示す。

これらの図から, 特に転圧回数の増加による盛土の密実度が変化する傾向は顕著ではない。用土は $R_p = 30 \sim 35\%$, 礫率(4.8m以上の含有%) = $23 \sim 32\%$ と不透水性材料に適した粒度であったが, 盛土の透水係数は $5 \sim 8 \times 10^{-5} cm/s$

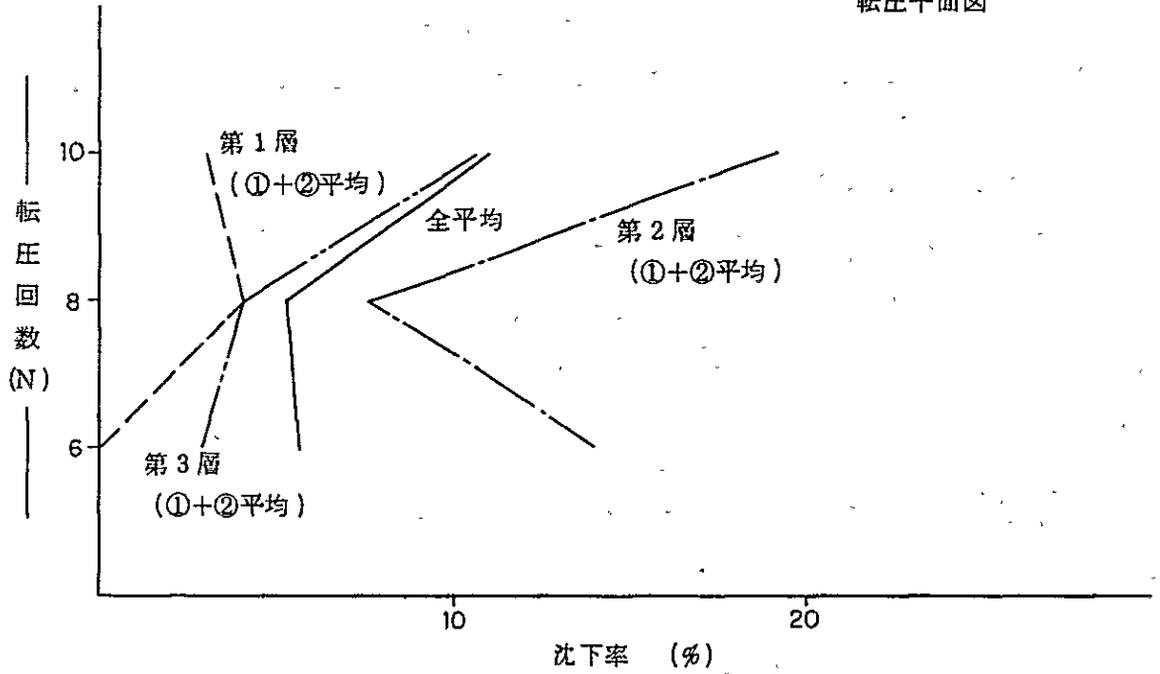
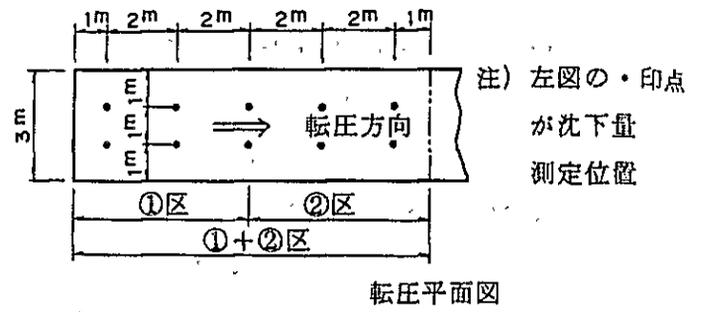


図 6. (17) N ~ U 図

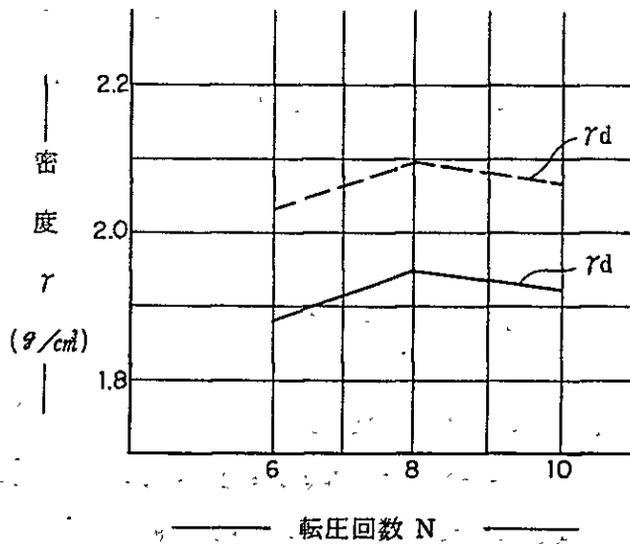


図 6. (18) N ~ γ 図

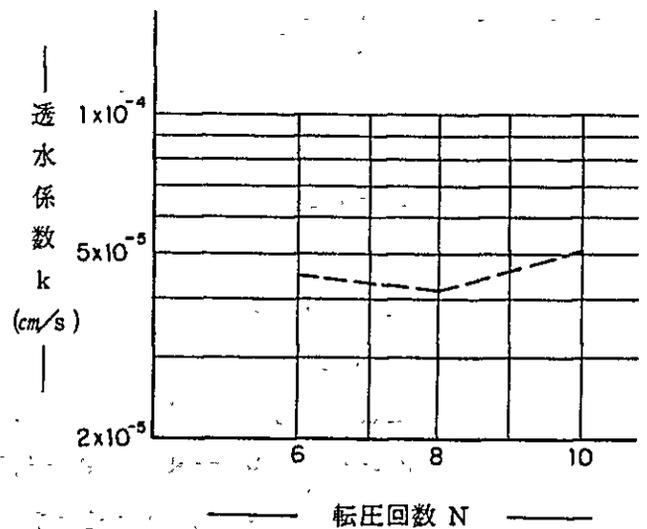


図 6. (19) N ~ K 図

表 6. (25) 盛土試験密度孔の D 値及び飽和度等一覽表

転圧回数 N (回)	透水係数 \bar{k} (cm/s)	全体乾燥 密度 γ_d (g/cm ³)	土のみの 乾燥密度 γ_{d1} (g/cm ³)	礫率 P + 4.8 (%)	Rp (%)	最大乾燥 密度 γ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水 比 W_{opt} (%)	土の含水比 W_f (%)	$W_{opt} - W_f$ (%)	D 値 (%)	D 値平均	飽和度 Sr (%)	飽和度 平均 Sr (%)
6	8.74×10^{-5}	1.81	1.643	26.7	36.0	1.94	13.0	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	12.5	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	12.0	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. 土のみの乾燥密度 γ_{d1} は Walker-Holtz の理論式 $\gamma_d = \frac{\gamma_{d1} \cdot \gamma_{d2}}{P\gamma_{d1} + (1-P)\gamma_{d2}}$ ($\gamma_d, \gamma_{d1}, \gamma_{d2}, P =$ 全体, $P =$ 全体, 土のみの乾燥密度と礫 (4.8mm以上) の固体密度 (=25%) 及び礫率) より求めた。

の値の半透水性の値を示した。

盛土試験密度について、D値最適含水比と自然含水比の差、飽和度等を計算して表6.(25)に示した。

これよりいずれの転圧ゾーンでも締固め度はD値90%程度と低く、明らかに使用した重機が軽量すぎたことを示している。また、使用した材料の含水比は最適含水比より小さく、このため飽和度 $S_r \approx 50\%$ と低く不透水性が得られない用土状態であった。(一般に不透水性材料の飽和度は $S_r \geq 80 \sim 90\%$ で管理されている。)しかしながら、今回のような悪条件下でも 10^{-5} cm/s オーダーの透水係数を得られたことは、重機の大型化、夏場の含水比を適切に管理するなどの対策により確実に不透水性盛土が構築できることを示している。

(3) ダム設計

1. 設計条件

① 事業等級および洪水確率年

「水利水電枢紐工程等級画分及設計標準」に準拠し、本ダムの事業等級および建設物に対する洪水確率年は以下とする。

- 事業等級〔工程等級〕…………… 二等
- 永久性建設物等級〔永久性建築物級別〕
 - ・主要建設物…………… 2級
 - ・臨時性建設物…………… 4級
- 洪水確率年〔洪水標準重現期〕
 - ・設計〔正常運用〕…………… 100年(P=1%)
 - ・チェック〔校核〕…………… 2000年(P=0.05%)
- 臨時性建設物
 - ・堤外建設物…………… 20年(P=5%)

② 洪水吐の規模

洪水吐の越流セキ長およびセキの標高を3種組合せ、洪水吐工事費を算出した。この結果I案が経済的となり、これを採用する。

③ 貯水池の規模

かんがい計画、河川治水計画および水文解析により算出された貯水池の規模は次のとおりである。

④ 堤体の規模

a 余裕高の計算〔堤頂超高計算公式〕

$$d = e + h_p + \delta$$

ここに d ; 余裕高

- e ; 風による静水位上昇高
- h_B ; 波浪の斜面はい上り高
- δ ; 安全付加高
 - [正常] …… 1.0 m 以上
 - [チェック] …… 0.5 m 以上

フィルダム 2 級

○ 風による静水位上昇高 (e) の計算

$$e \text{ (cm)} = 0.036 \frac{W^2 \cdot D}{H} \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots \text{オランダローリス委員会式}$$

ここに W ; 風速 (m/s) , 宝清気象所の実測の年最大風速を確率処理し, P = 2.5% 時 W = 29.5 m/s

D ; 対岸距離 (Km) D = 6.6 Km

H ; 貯水深 (m) [正常] 時, H = EL 128.1 - EL 108.0 = 20.1 m
[チェック] 時, H = EL 129.0 - " = 21.0 m

α ; 風向のダム軸法線となす角度, 宝清気象所実測より NW 風向, ダム軸 WE より α = 45°

以上の各数値より, 以下の e が求まる。

○ 設計洪水時 [正常] e ≒ 0.07 m

○ チェック # [校核] e ≒ 0.07 m

斜面のはい上り高 (h_B) の計算

h_B (m) = 3.2 · K · (2h) · tan α …… 貯水池狭小, 浅い場合

2h (m) = 0.0208 · W^{5/4} · D^{1/3} …… F.G. アンワレヤーノフ式

ここに K ; 係数, K = 0.77 (間知石張)

tan α : 斜面こう配 1/25

2h ; 全波高 (m)

W ; 風速 (m/s) , W = 29.5 m/s (P = 2.5% 宝清気象所)

D ; 対岸距離 (Km) , D = 6.6 Km

以上の各数値から下記が求まる。

$$h_B = 2.64 \text{ m}$$

表 6. (28) 余裕高計算結果

運用条件	e (m)	h _B (m)	δ (m)	d (m)	備考
設計洪水時	0.07	2.64	1.0	3.71	P = 1%
チェック洪水時	0.07	2.64	0.5	3.21	P = 0.05%

表 6. (26) 洪水吐規模の比較

	I 案	II 案	III 案
洪水吐セキ長	30 m	24 m	20 m
" セキ標高	EL 122.0 m	EL 120.0 m	EL 119.0 m
100年洪水位	EL 128.00m	EL 127.85m	EL 127.85m
2000年 "	EL 129.00m	EL 128.85m	EL 128.90m
工 事 費	1,689.4 (万元)	2,049.4 (万元)	2,099.8 (万元)

注) 1. 上表洪水位は概略水収支計算によるもので詳細計算の場合と少々異なる。

2. 工事費の算出における洪水吐の設置位置は右岸鞍部とした。

表 6. (27) 貯水池規模一覧表

項 目	貯水量 ($10^6 m^3$)	累加貯水量 ($10^6 m^3$)	水 位 (m)	備 考
堆砂	8.7	8.7	112.30	単位堆砂量 50m ³ /km ² /年
養魚(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%時
P = 1%洪水			128.07	洪水吐敷高 EL 122.0m
P = 0.05%洪水			128.91	" "

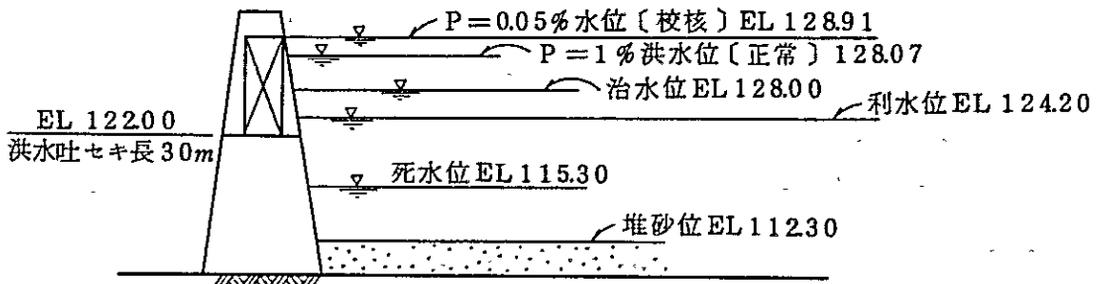


図 6. (20) 貯水池計画水位

表 6. (29) 堤 頂 標 高

運 用 条 件		d (m)	水 位 (m)	堤頂標高(m)	採 用
設 計 洪 水 時	P=1 %	3.71	128.07	131.78	132.50 m
チ ャ ッ ク 洪 水 時	P=0.05 %	3.21	128.91	132.12	

c 堤高及び堤頂幅

堤高=堤頂標高-不透水性ゾーン最低掘削標高

$$= 132.50 - 105.00 = 27.5 \text{ m}$$

堤頂幅については、盛土工事重機の作業幅及び道路への運用を考慮し、5.0 mを採用する。

⑤ 地 震 慣 性 力

ダム設計の地震慣性力の算定は、中国水利電力部「水工建築物抗震設計規範」に準じる。

本地区は、設計烈度 6 (次ページ参照) に該当する地区であるが、大貯水量ダムであるため、1階級を昇格させ、設計烈度 7 を採用する。

設計烈度 7 の場合、堤体安定計算時の地震慣性力は以下になる。

水平方向地震慣性力

$$P_i = K_H \cdot C_z \cdot a_i \cdot W_i$$

$$= 0.1 \times \frac{1}{4} \times (1 \sim 2.5) \times W_i = (0.025 \sim 0.0625) \cdot W_i$$

表 6. (30) (第 23 条) 地震加速度分布係数 a_1

	堅 向	水 平 向	
	$H \leq 150 \text{ m}$	$H \leq 40 \text{ m}$	$40 \text{ m} \leq H \leq 150 \text{ m}$
硬圧式土堤堆石堤 (フィルタータイプダム)			

鉛直方向地震慣性力 = $\pm P_i \times \frac{1}{3}$ (上記規範第 16 条, 第 26 条より)

ここに KH : 水平方向地震係数

上記規範第 23 条表 2 より $KH = 0.1$

C_z : 総合影響係数

上記規範第 23 条より $C_z = 1/4$

W_i : 質点 i の重量

a_i : 表 6. (30) 参照

⑥ 洪水量

水文解析による各確率洪水時のピーク流量は、以下にまとめられる。

表 6. (31) 洪水流量

確率 P (%)	ピーク流入量 (m^3/s)	ピーク放流量 (m^3/s)	備考
5 (1/20年)	610.0	80	基底放流量 $60m^3/s$ を含む
2 (1/50年)	843.2	160	" $80m^3/s$ "
1 (1/100年)	1026.5	937	"
(1/2000年)	2355.4	1121	"

2. ダム軸, ダムタイプの選定

① ダム軸

迎面山ダムサイトは、左岸が厚みのある尾根形状で右岸は鞍部を有した小山塊がせり出し、これによって河床を狭める地形を呈している。本ダムサイトは地形上図 6. (21) に示す A 軸及び B 軸の 2 案が選出できる。

A 軸の場合は堤頂が短く、B 軸の場合は河床幅が狭い。この両軸についての概略の堤体規模は下記のとおりである。

表 6. (32) ダム軸比較表

	A 軸	B 軸
堤体積 (m^3)	$135^4 m^3$	$130^4 m^3$
掘削 (m^3)	$10^4 m^3$	$10^4 m^3$
堤長 (m)	740 m	790 m

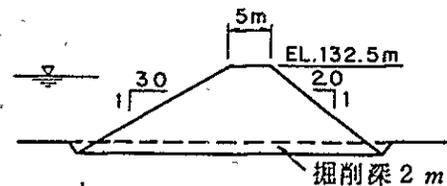


図 6. (22) 比較設計断面

洪水吐, 仮排水トンネル, 取水施設等は両案軸とも、同様な位置に選定できるので、ダム軸の選定は堤体の位置で左右される。上表により両案とも同様の堤体

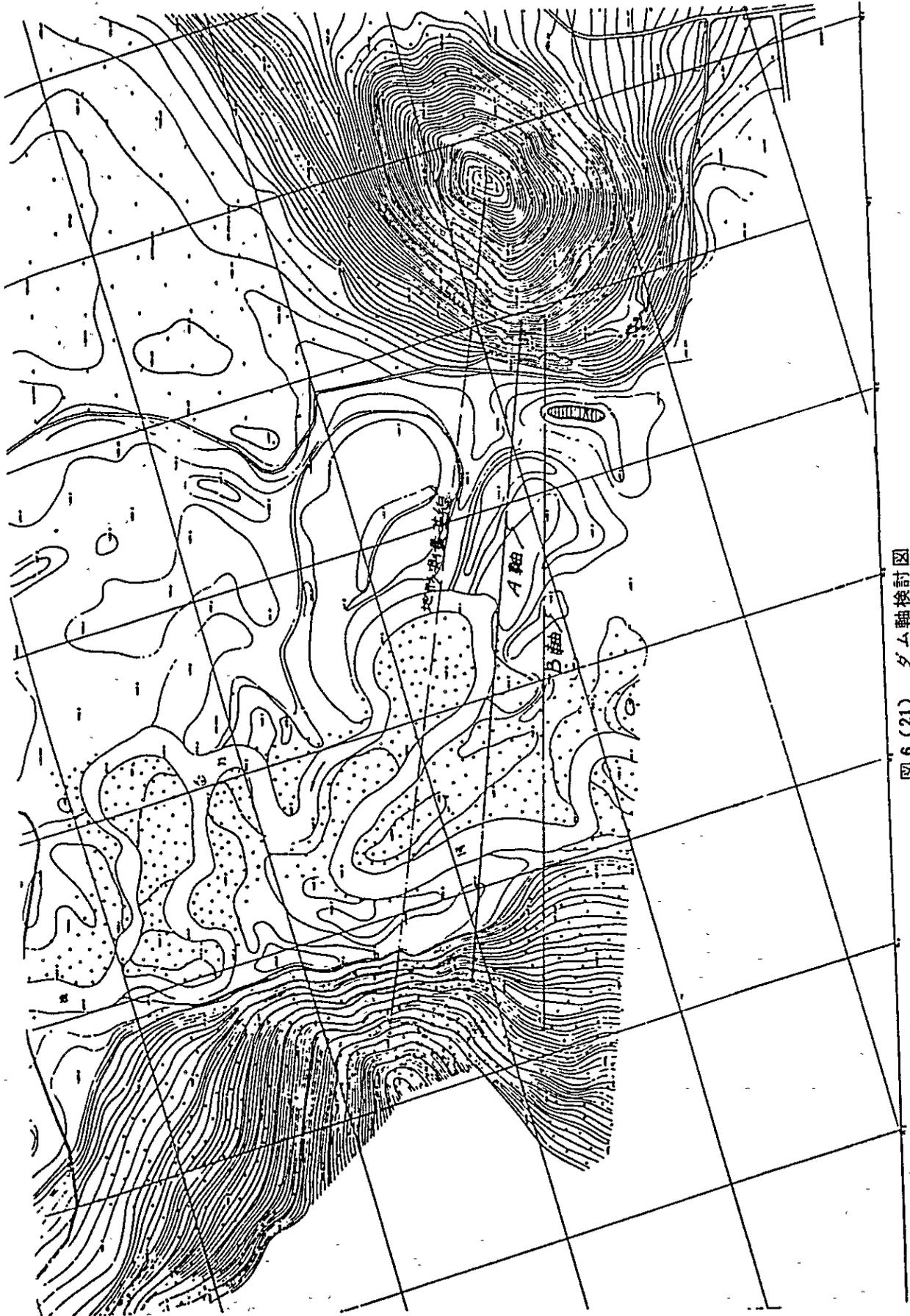


図 6.(21) ダム軸検討図

規模であるが若干B軸の堤体積が小さい。

基礎の地質条件では、兩岸アバットともA軸が有利である。すなわち、右岸では玄武岩と花崗岩の不整合面がB軸アバットで分布する可能性が高く、また左岸では厚い崖錐性土がB軸下に広く分布する。A軸では、左右岸アバット共浅い深度で花崗岩に着く。したがって、地質条件で有利なA軸の選定が適切であると判断できる。

② ダムタイプ

a 基礎地盤条件

本ダムの広い河床部は、最大深25mに及ぶ厚い洪積層が堆積する。この洪積層はN値で平均的に30以上あり締りはある。粒度は粘土混りの砂層で均等係数は $u_c \approx 50$ である。また本地区は大地震の経験が無い土地のため液状化の問題はない。しかし、洪積層の透水係数は $1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 前後と半透水性であり、漏水対策は必要である。

本ダムの基礎漏水対策工法としては、水平ブラケット工法及び基礎連続止水工法が考えられる。一般的な漏水対策としては、グラウト工法及び掘削置換工法等もあるが、地盤の様相、処理層の厚さから本ダムでは不適である。

水平ブラケット工法は、上流側に不透水膜を作り動水勾配を低減させ、浸透破壊を防止するとともに漏水量を減少させる工法である。一方、基礎連続止水工法は、完全止水壁を基礎内に作成し、漏水を遮断する工法である。土質地盤の変形問題に関連し、止水壁は堤体構造線より離れた位置が適切である。

いずれの工法にせよ、漏水対策位置は堤体の上流側になり、堤体の不透水性ゾーンとの連続性からは、傾斜コア型または均一型のダムが適当である。

b 築堤材料条件

ダムサイト近傍で安価に採取できる材料としては上C₁、上C₂、土取場の細粒土質材料と上C₃～上C₇、土取場の粗粒土質材料がある。

細粒土質材料は、不透水性は十分であるが、0.074mm以下粒子の含有率が85%以上の非常に細粒なCL材料である。このため、圧縮変形量が大きい上剪断抵抗が小さいので、ダムの緩傾斜すなわち築堤体積の増大を伴う材料である。賦有量に関しては問題のない材料である。

粗粒土質材料は、礫率(2mm以上)が40%(平均)、0.074mm以下含有量0%(平均)のGC～SC材料である。高礫率な堆積箇所を除けば、不透水性が期待でき、変形性及び剪断抵抗に優れている材料である。賦存量は堤体積の2倍程度確認している。

土取場では一様均質な材料を求めることができないので、粒度・礫率によって

不透水性・半透水性等の材料に区分がなされて使用すべき材料である。

このほか、透水性材料としての岩石材料は、洪水吐から発生する花崗岩及び玄武岩が見込める。また、フィルタ材料は撈力河河床砂層を利用できる。

上記の築堤材料条件からは、本ダムは均一タイプと半透水性ゾーンと不透水性ゾーンからなるゾーンタイプがダムタイプの候補として挙げられる。

ロックフィルタイプは、洪水吐等ダム付帯施設の流用岩でまかないきれず、原石山に依存する必要があるため、経済性の面で不利である。

コンクリートタイプは、地質条件から明らかに不適である。

c. ダムタイプ

ここでは、以下に示す5ケース断面を候補とした。各断面とも基礎止水工はダム上流斜面の洪先に連続止水壁を設置し、堤体とは細粒不透水性材料で止水工を連結させるものとした。

Case 1 一細粒不透水性材料による均一タイプ

Case 2 一粗粒 " "

Case 3 一堤体コアに細粒不透水性材料を用いた傾斜コアタイプ (ゾーンタイプ)

Case 4 一堤体コアに粗粒不透水性材料を用いた傾斜コアタイプ

Case 5 一堤体コアに粗粒不透水性材料を用いた中心コアタイプ

以上の各ケースの標準断面を図6.(22)に示す。各タイプについて、利水位状態での安全率と斜面こう配を求めたのが図6.(23)である。図において安全率 $F_s = 1.2$ となるこう配を各標準断面に示してある。ただし、下流斜面については、 $F_s > 1.2$ であっても最急こう配を平均1:20としている。

各ケースでの工事数量及び概算工事金額を計算し、下表に示す。同表による経済性からCase 4, 5の粗粒不透水性材料をコアに使用するゾーンタイプが有利である。

表 6. (33) ダムタイプ工事費比較表

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5
築堤量	1,945,000m ³	1,355,000m ³	1,495,000m ³	1,224,000m ³	1,189,000m ³
工事費	百万円 37.911	百万円 27.538	百万円 28.456	百万円 24.202	百万円 22.521

Case 4 と Case 5 を比較すれば、中心コアタイプが経済性からは若干有利である。ここでは、中心コアタイプでは堤内ブランケットが長く、基礎の変形

量が大きな場合、堤内ブランケットの止水性が損なわれるという問題点がある。

また傾斜コアタイプは、雨天に影響されがたい粗粒材料が下流側に大量に配置されるため、施工可働日数の増加が期待され、ダム工事を能率よく早期に完了でき、経済性についても優れており、表 6. (33) に示す経済性の差は、実質的に少なくなるものが考えられる。

これらの事項を考慮し、Case 4.の傾斜コアタイプが本ダムに適すると判断でき、これを採用した。

3. 基礎処理設計

① 堤敷処理

河床部沖積層は、N値で2～6の非常に軟弱な層であり、堤体の不等沈下、滑りの原因となる。この沖積層は堤敷下全面から除去する。その厚さは平均的に2 mである。

このほか兩岸部の表土及び崖錐層も不等沈下や堤敷面のパイピング防止等の目的で除去する。

これらの層を除去した後であっても、築堤材料より小さな強度を持つ弱層は原則として除去しなければならない。その目標値としては N^* 値=20を考える。

(※ $N=20$ のとき $\phi = \sqrt{12 \times N + 20} = 35.5^\circ \cong$ 半透水性材料の設計強度
= 36°)

② 漏水処理

a 漏水処理工法の選定

ダム地質や前項のダムタイプ検討の項に述べたように、本ダムの基礎は半透水性の厚い洪積層が堆積し、この洪積層に対する処理として水平ブランケット工法及び基礎連続止水壁が対象となった。

両工法での概略の工事費は前者が16%安くこれを採用した。

このとき、ブランケット工法では、ブランケット長100 m、盛土厚3 mとし兩岸部では迂迴浸透対策としてグラウチングを附加した。連続止水壁工法では壁の深度は洪積層を通過して基岩に着いた後、強風化岩を2 m程度処理するとした。また壁厚は0.6 mとし、壁材はコンクリートとした。

とくに水平ブランケットの盛土材料が手近に多量得られることから、本ダムの漏水対策工はブランケット工法が適切であると判断した。

b 基礎の浸透対策

基礎の浸透対策は許容漏水量を満足する方法と、基礎の浸透破壊に対するの安全性を確保する方法の考え方がある。本ダムは非常に貯水効率がよく、堤高30 m程度で4億 m^3 以上の貯水が見込める。許容漏水量を利水容量の0.05%/day

(日本の農業利水ダムに関する許容漏水量)とすれば日当り10,000m³の大きな漏水量が許容され、特に漏水処理が必要となくなることは明白である。本ダムの基礎浸透対策はパイピングに対する安全性を確保する目的で以下検討を行なう。

一般にパイピングに対する安定性は限界動水勾配による検討、またクリープ比による検討がなされている。

1) 限界動水勾配による検討

パイピングに対する安定性は次式によって検討される。

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

また、

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

ここに i_c : 限界動水勾配

$\delta\phi / \delta z$: ポテンシャル勾配

γ_w : 水の単位体積重量 1.0

G_s : 土の比重 2.65

e : 間ゲキ比 0.6 ~ 0.7

F_s : 安全率 (一般に 2 ~ 3)

(1) より i_c は安全率 (F_s) を 3.0 とした場合 0.3 以下でなくてはならない。後述の有限要素法 (FEM) 解析結果によると要素番号 493 付近でのポテンシャル勾配が大きくなっており、ブラケット延長と動水勾配をまとめた図 6.(24) よりみると堤外ブラケット長として 100m 以上必要であるという結果となっている。

2) クリープ比による検討

クリープ比によるパイピングに対する安全性の検討は Bligh, Lane[※] によって提唱されている。

$$\text{Bligh} \quad C_c = \frac{L}{\Delta h} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Lane} \quad C_w = \frac{L_w}{\Delta h} \dots\dots\dots (3)$$

(Lane は地層の透水性の異方性を考慮して、クリープ線の水平部分は鉛直部分より浸透流に与える抵抗が小さく、その比は約 1/3 とすることが妥当であるとして、Bligh のクリープ比に重みをつけたクリープ長 L_w を用いた加重クリープ C_w として(3)式を提唱した。

これらのことより、堤外ブランケット長は100mは必要である。

※ Lane, E.D.: Security from Underseepage Masonry Dams on Earth Foundation, Trans. A.S.C.E. Vol. 100 P. D. 1235~1272, 1935

3) ブランケット長の検討

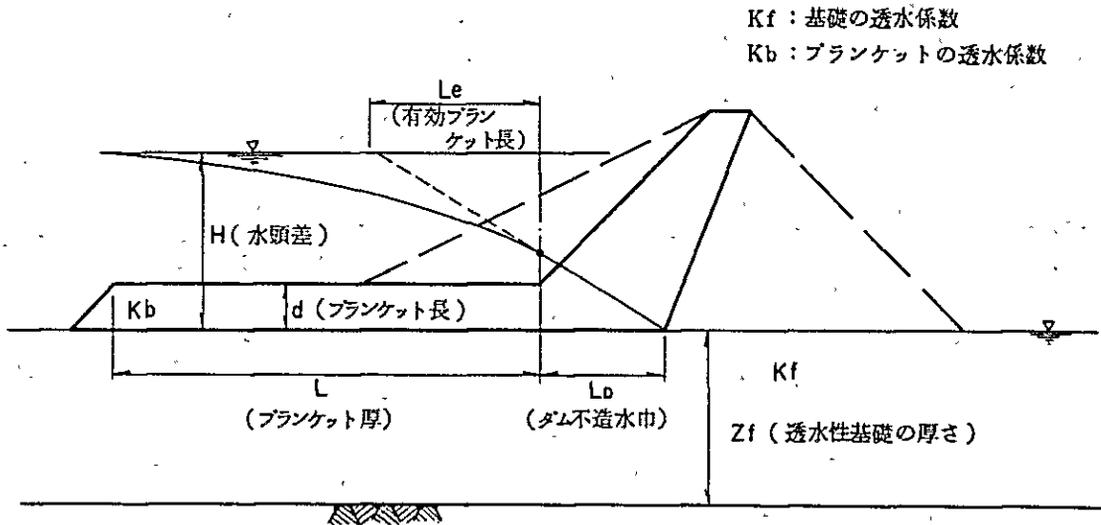


図 6.(23) ブランケットの設計諸元

上図において基礎地盤の平均流速は下式で表わされる。

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

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

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

ここで $k_f = 1 \times 10^{-3} \text{ cm/s} = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$

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

$H = (\text{枚核水位} + \text{風等による水位上昇高}) - \text{基礎地盤標高}$
 $= \text{EL} 128.91 + 2.71 - \text{EL} 105.0 = 26.62 \approx 27 \text{ m}$

$Z_f = 22 \text{ m} \quad L_D = 17 \text{ m}$

として

$d = 2.0 \text{ m} \quad 2.5 \text{ m} \quad 3.0 \text{ m}$ (貯水深の1/10程度) の3種のブランケット厚

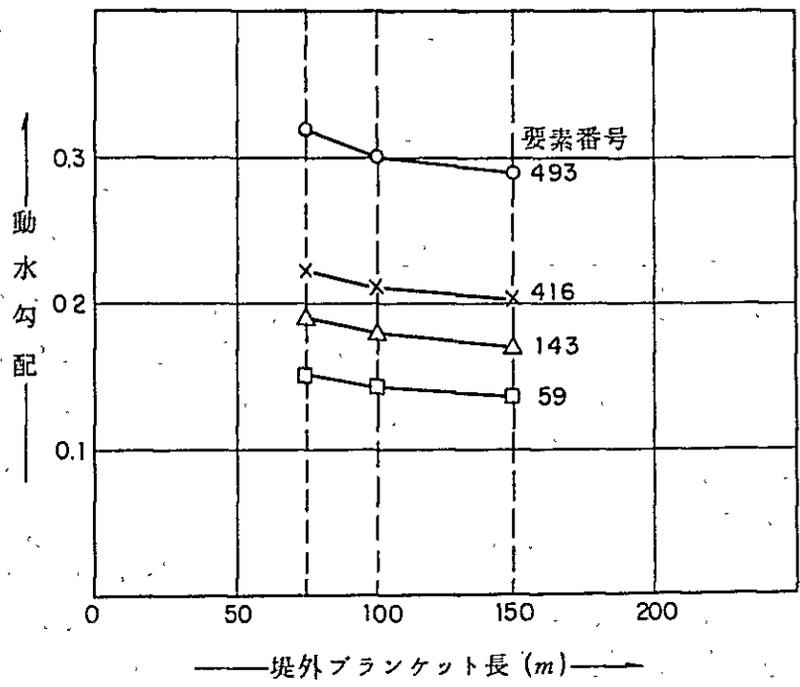


図 6. (24) ブランケット長と動水勾配

クリープ比の値は基礎の地層に応じて次表のようになる。

表 6. (34) クリープ比の値

基礎の構成材料	Cc	Cw	基礎の構成材料	Cc	Cw
微細砂またはシルト	18	8.5	中砂利	—	3.5
細砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	玉石まじり粗砂利	4.0 ~ 6.0	3.0
粗砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細砂利	—	4.0			

表 6. (34) において、基礎の構成材料として細砂～中砂～粗砂として Lane の加重クリープ比より、クリープ長 L_w を求めると次のようになる。

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

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

基礎の構成材料によってクリープ長は異なるが、本ダムにおいてはクリープ長として 150 m 程度必要と考えられる。

について、ブランケット長と平均流速の関係を計算し、下表に示す。

表 6. (35) ブランケット長と平均流速

d = 20m			d = 25m			d = 30m		
a = 0.011			a = 0.0095			a = 0.0087		
L (m)	Le(m)	ν_f (cm/s)	L (m)	Le(m)	ν_f (cm/s)	L (m)	Le(m)	ν_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

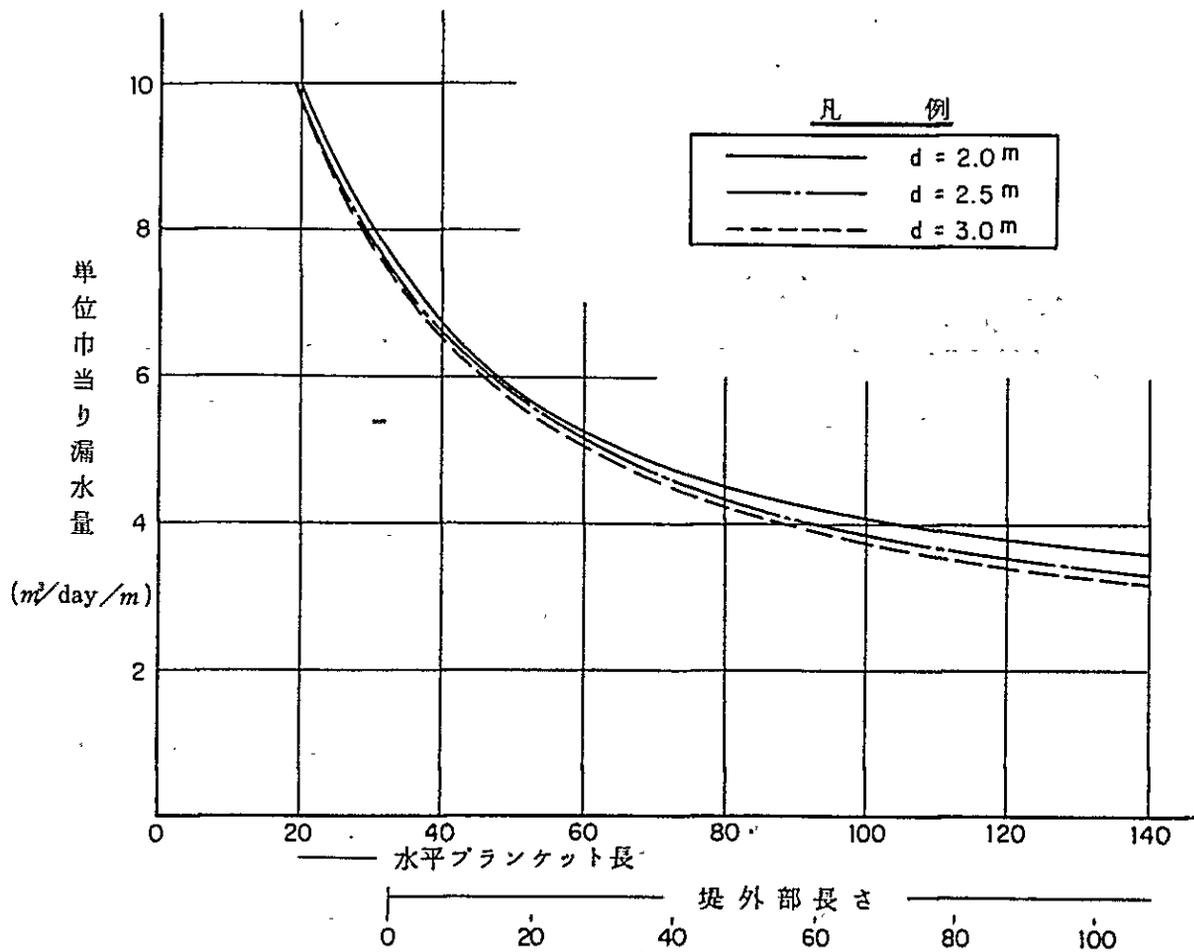


図 6. (25) ブランケット長と漏水量

前表より、限界流速以下となるブランケット長は、 $L=30m$ すなわち堤内ブランケットにても満足することが示された。ただし、ブランケットが長くなれば図 6. (25) に示すように漏水量の低減は図れる。この場合、堤外部ブランケット長が $100m$ を越しても漏水量の減少効果は少ない。またブランケット厚に関しては厚さを増しても効果は小さいことが知れた。

上記計算で用いた基礎の透水係数は洪積層の大き目な値を採用しているが、一部のボーリング透水試験資料ではさらに大きな値として $4 \sim 6 \times 10^{-3} cm/s \approx 5 \times 10^{-3} cm/s$ の透水係数を示すところもあった。そこでは透水区間が $5m$ と長く、砂質土層の試験としては孔壁が維持できず、このためパッカーの上部に漏水して大きな透水性となった[※] 可能性もある。しかし、ここでは十分な安全性を考慮し、 $5 \times 10^{-3} cm/s$ が基礎の透水係数であった場合を想定し、平均流速を求めてみる。なお、 $15m$ 以深は 10^{-4} オーダー以下の地盤となるので透水層の厚さを $Zf = 15m$ とする。

$Vc = 0.0011 cm/s$ 以下となるためのブランケット長は、 $d = 20m$ で $L \approx 130m$ (堤外部では $130 - 30 = 100m$) の長さとなる。本設計は、堤外部ブランケット長 $100m$ とし、ブランケット厚は、余裕をみて $3.0m$ を採用した。

大きな透水係数を示したのは Na 3 ~ Na 4 の $5m \sim 15m$ 区間である。そこでこの試料の粒度試験ではシルト以下の細粒子を $20 \sim 40\%$ 含有し、均等係数が 50 前後の富配合粘土質砂であった。Terzagki による粒径 (D_{10}) からの推定透水係数は $k = 2 \times 10^{-5} cm/s$ となった。孔内透水試験値と下記は大きく異っている。

$$k = \frac{C_t}{\mu} \left(\frac{n-0.13}{\sqrt{1-n}} \right)^2 \cdot D_{10} \quad \begin{array}{l} C_t : \text{係数 } 0.6, \mu : \text{水の粘性} \\ n : \text{空ゲキ率 } 0.2 \text{ とする} \end{array}$$

$$= \frac{0.6}{0.0131} \left(\frac{0.2-0.13}{\sqrt{1-0.2}} \right)^2 \times 0.012 \quad D_{10} : 0.01mm = 0.001cm$$

$$= 2 \times 10^{-5}$$

③ 両岸地山取付部の処理

堤体が両岸アバットに接合する位置では、花崗岩が分布している。断層運動ないし脈岩貫入等により、破碎が発達し、透水性な岩盤となっている部分がある。

両岸ともに、とくに深度 $15m$ 以浅はルジオン値で 50 以上の透水性を示している。この部分を未処理とすれば、迂廻浸透により地山と堤体の接合部に漏水が集中し盛土のパイピングや下流盛土斜面の崩壊問題に発達する懸念が生じる。これに対処するため、地山にセメントミルクによるグラウチング処理が必要と判断された。

表 6. (36) ブランケット長と平均流速 その 2

$k_f = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$
 $Z_f = 15 \text{ m}$

$d = 2.0 \text{ m}$			$d = 2.5 \text{ m}$			$d = 3.0 \text{ m}$		
$a = 0.0058$			$a = 0.0052$			$a = 0.0047$		
$L \text{ (m)}$	$L_e \text{ (m)}$	$\nu_f \text{ (cm/s)}$	$L \text{ (m)}$	$L_e \text{ (m)}$	$\nu_f \text{ (cm/s)}$	$L \text{ (m)}$	$L_e \text{ (m)}$	$\nu_f \text{ (cm/s)}$
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}

グラウチング路線は、ブランケット盛土との止水連続性を考慮し、図 6. (27) に示す路線を採用した。

グラウチング深度は、 $L_u \geq 50$ ルジオンの透水帯を改良できるより一律 $l = 15 \text{ m}$ を行なうこととした。

グラウチング処理区間の終点は、下図のように地下水位面または $L_u \geq 50$ ルジオン面がチェック水位と交わる所までとした。これにより、ダム軸上のグラウチング路線長は 30 m になった。

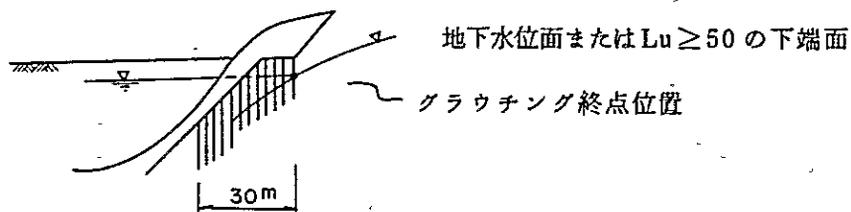


図 6.(26) グ라우チング計画 (縦断面)

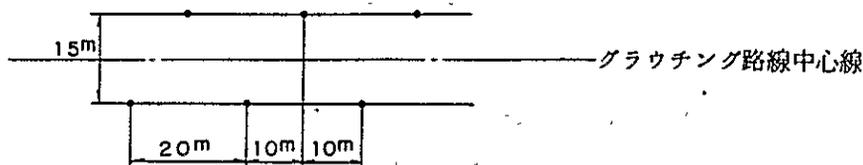


図 6. (27) グ라우チング計画 (平面)

表 6. (37) 河床部洪積層の透水係数

孔番	深度 (m)	透水係数 (cm/s)	孔番	深度 (m)	透水係数 (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}

グラウト施工面は岩級 C_L 以上とし、グラウチングの注入効率を高めた。これによる床掘深度は約 5 m である。

グラウチング工法は、改良効果の最もよいステージ工法が適切である。この場合のステージ長及び注入圧は以下が推奨される。

第 1 ステージ 深度 $d = 0 \sim 5 m$ 最大注入圧 $P = 3 \text{ MPa}$

第 2 " " $d = 5 \sim 10 m$ " $P = 5 \text{ MPa}$

第 3 " " $d = 10 \sim 15 m$ " $P = 7 \text{ MPa}$

グラウト配列は 2 列で列間隔 1.5 m、孔間隔 2.0 m が提案される。(詳細設計は別添基礎理計画図参照)

(4) 堤体設計

1. 標準断面

① 不透水性ゾーン

ダムサイト周辺に分布する崖錐性の粗粒土質材料(上 C₃ ~ 上 C₇ 土取場)を用いる。不透水性を満足させるため、粗粒礫率(4.8 mm 以上礫の率)が 60% 以下、シルト・粘土等の細粒子含有率 R_p が 20% 以上の粒度材料を目標とする。

経験的に、コアの厚さは貯水深の 30 ~ 50% であれば、かなりの悪条件でも安全とされ、この範囲での実施例が多い。

本ダムでは、用土の不均一性が生じて安全なように、最深部で貯水深の 50% の厚さを得る断面を計画する。

コアの頂部標高は、凍上対策層 2 m の厚さを考慮し、EL 130.50 m とする。中国基準では、コア頂部標高を最大計画静水位以上 0.8 ~ 0.6 m (傾斜コアの場合)としている。これに準拠すれば、コア頂部標高 \geq EL 128.7 ~ EL 128.9 m であり、EL 130.5 m は基準を満足している。

コアの頂部の幅は、重機の作業幅を考慮し、3 ~ 4 m とする。

② 半透水性ゾーン

このゾーンは、下流側盛土量の低減及び斜面の安定性を確保するためのゾーンである。これに対する用土は、ダムサイト周辺の粗粒土質材料のうち、高い礫率や細粒分の欠如により不透水性が得られない材料を利用する。このほか、洪水吐からの掘削砂礫や岩屑等も流用する。

拘束荷重により不透水性ゾーンの緩み防止効果を得るため、ゾーンの上流側にも半透水性ゾーンを設ける。

③ ブランケットゾーン

基礎の浸透破壊を防止し、また漏水量を低減する不透水性のゾーンである。用土は上 C₁ 及び上 C₂ 土取場の細粒土質材料を利用する。洪水吐の減勢池工事が

らも多くの細粒土質材料が派生するがこれも利用して工事の経済性をはかる。

本ゾーンは不透水性が重要項目で強度は期待できない材料も使用できる。したがって各種工事から不透水性土が得られたなら、これを利用してよい。

④ そ の 他

凍上対策として、堤体上・下流斜面に抗凍層を設け、あわせて、雨水・波浪浸食に対する斜面保護工とする。

その厚さは、下流斜面・ダム頂部及び死水位以下の上流斜面を2 m、死水位以上の上流斜面を2.5 mとする。

本地区では冬期に厚い氷が張り、結氷時ないしは融解時に水圧等で上流斜面が損傷する。とくに斜面が粗である場合に損傷度合が大きい。これに対処するためコンクリートを利用する方法がある。しかしコンクリートは不透水であるため水位低下時には堤内の残留水がすみやかに排除できず、間隙水圧が残る欠点が生じる。以上に対応して透水性コンクリート工法が上流斜面工として適当であると判断されこれを採用する。その下部にフィルター、礫等を敷く。

構造は、添付図面に示すとおりとし、砂(フィルター)は撓力河沿い天然砂、そのほか、礫材としては、トンネル及び洪水吐等構造物からの掘削岩又は原石山からの硬質岩を利用する。

施工時に発生する間隙圧の消散及び堤内浸透水の安全排除を目的として、コアゾーンに接したフィルターゾーンを設ける。材料は撓力河沿いの天然砂を利用する。

また、堤体の下流法先には、砂礫及び岩石材により透水性ゾーンを設け、下流斜面の安定性を増強させる。

不透水性ゾーンの先端ではカットオフを設け、地表面近くに分布する透水性な基礎に対する止水効果を高める。

水位急低下時に地盤内において高い間隙水圧が残存することがある。これに対する処理として、下流法先にリリーフェルを設置し、またフィルターゾーンの下端を基礎地盤内に1 m程度不透水ゾーンより深くするなどの処置を採る。

以上の設計思想に基づいて堤体の標準断面を添付図のとおり決定した。

2. 設計数値の決定

① ブランケットゾーン

a 透水係数及び管理値

本ゾーンは、動水勾配を増大させてダム基礎の浸透対策とするゾーンでありしたがって盛土の不透水性を第一義としなければならない。

本ゾーンに使用する細粒土質材料(上C₁、上C₂土取場)の透水試験は以

表 6. (38)

細粒土質材料の透水係数

土取場	試料名	乾燥密度 γ_d (g/cm^3)	D 値 (%)	飽和度 S_r (%)	透水係数 k_v (cm/s)	Rp (%)	摘要
上C ₁	C ₁ -1-1	1.47	95.5	96	5.3×10^{-8}	88	二次調査
	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	四次調査
上C ₂	C ₂ -1-1	1.51	93.8	97	1.4×10^{-8}	84	二次調査
	C ₂ -2-1	1.59	98.8	94	9.0×10^{-9}	93	#

注) 1. Rpとは0.074mm以下細粒子の含有率である。

注) 2. 二次調査の結果は天然状態の試料の結果である。

上のとおりである。

上表より、シルト及び粘土から構成されている細粒土質材料は不透水性を示している。

一般に土質材料は飽和度が低くなると止水性が損なわれやすい。上表においても、 S_r が90%以下の試料では他に比べて少々、透水係数が増大している。

本設計ではこの点に留意し、下記が

$$k_v \leq 5 \times 10^{-6} \text{ cm/s (鉛直方向透水係数)}$$

$$S_r \geq 90\%$$

盛土の設計透水係数及び管理値に適すると判断した。

b 単位体積重量

細粒土質材料の締固め試験の結果は以下のとおりである。D値95%密度に基づき以下の設計単位重量を定めた。

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

$$\text{比重 } G_s = 2.68 \text{ (平均値)}, \text{ 含水比 } W = 17\% \text{ (自然含水比)}$$

次表より、試料の自然含水比 W_f は平均的に W_{95} になる。したがって、適切な転圧重機を使用すれば盛土はD値95%前後になると考えてよい。このD値95%に基づき、盛土の単位体積重量を求め、以下に示した。

$$\text{乾燥重量 } \gamma_d = 1.59 \times 0.95 = 1.51 \text{ t/m}^3$$

$$\text{間隙比 } e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.69 \times 1.0}{1.51} - 1 = 0.78$$

表 6. (39) 細粒土質材料の締固め特性

試料名	自然含水比 Wf (%)	比重 Gs	γ_{dmax} (g/cm^3)	Wopt (%)	W95 (%)	Wf - W95 (%)	W90 (%)	Wf - W90 (%)
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) W₉₅ (W₉₀) 締固め曲線で $\gamma_{dmax} \times 95\%$,
($\gamma_{dmax} \times 90\%$) 密度を得るための最大
含水比

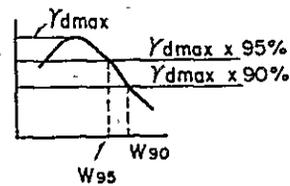


図 6. (28) 突固め試験点

$$\text{湿潤重量 } \gamma_t = \gamma_d \times \left(1 + \frac{W_{95}}{100}\right) = 1.51 \times 1.275 = 1.93 \text{ t/m}^3$$

$$\text{飽和重量 } \gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.69 + 0.78) \times 1.0}{1 + 0.78} = 1.95 \text{ t/m}^3$$

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

ここに γ_w : 水の単位体積重量 (1.00 t/m^3)

c 剪断強度

二次調査における飽和試料直接剪断試験のうち、D 値 95% 前後試料の結果本ゾーンの剪断強度を求める。

直接剪断試験では、供試体の側面が剛なリングで拘束されているので、リングとの接触面にも剪断エネルギーが消費されるため、試験強度は大き目に現われやすい。この点を考慮し、試験値の 80% の補正値を乗じて土の強度とし、その強度を下表に示した。

表 6. (40) 剪 断 試 験 結 果

	試料名	飽和直接剪断		左記の80%値	
		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
		標準偏差		0.057	1.46

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

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

各試料の物性値及び剪断強度が類似していること、試料数5で統計処理が可能なこと等より、摩擦角φと粘着力C各について、平均値 - 1/2 標準偏差、を計算し本ゾーン的设计強度とした。

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

$$\begin{aligned} \text{粘着力 } C &= C_m - \frac{1}{2} \sigma_c = 0.212 - \frac{0.057}{2} = 0.184 \div 0.18 \% \\ &= 1.8 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

(ただし、有効応力値とする)

② 不透水性ゾーン

a 管 理 値

本ゾーンは上C₃ ~ 上C₇ などに分布する粗粒土質材料のうちシルト以下細粒子含有量 (Rp) が 20 ~ 60 % の材料を使用する。

締固め度合と用土の止水性について対比したのが次表である

次表よりD値90%とD値95%密度差の影響は大きく、D値95%密度では不透水性は得られるが、D値90%のような緩い密度では半不透水性になることがわかる。これより本ゾーンはD値95%管理目標値の設定が妥当と判断できる。

透水性の影響要因として、本ダム用土では礫の混在を考慮する必要がある。礫率が40~50%以上になると不透水性は阻害される傾向がある。ここで言う礫率とは4.8mm以上の礫の含有率である。

管理値 D値 95%以上

隙率 40%以下

透水係数については $\bar{k} = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ とする。

表 6. (41) 密度と透水係数

試料名	R _p (%)	D値 (%)	透水係数 k _v (cm/s)	備考
TP - 4	49	95	8.2×10^{-6}	第三次調査 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) 締固め特性は、 $E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm/cm}^3$ (容器体積: 1000cm³, ランマー重; 2.5Kg
ランマー落下高; 30cm, 締固め回数; 各層 25回の 3層締め) での諸数値である。
今後この $E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm/cm}^3$ を基準締固めエネルギーとする。

b 単位体積重量

本ゾーン材料の締固め試験結果 ($E_c = 5.625 \text{ Kg} \cdot \text{cm/cm}^3$) は次表のとおりである。

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

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

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

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

表 6. (42) 粗粒土質材料（不透水）の締固め試験結果

仮番号	試料名	Rp (%)	最大乾燥密度 γ _d (g/cm ³)	最適含水比 W _{opt} (%)	土取場名	備考
①	TP-2, 露頭	17	1.93	12.0	上C ₃	第三次調査
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 ₅	第四次調査
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	上C ₇	
平均			1.78	16.4		

注) 1. TP-2, 露頭はRp = 17%であるが, 大礫を除けば施工時のRpが20%以上になると判断されるので, 上表に記載した。

注) 2. 試料の自然含水比が無いものや, 採取時の含水比が水中材料で過大なものなどが数多いため, 個々の自然含水比の計上は省略した。ただし, 全般的には試料は試料の自然含水比はW_{opt}とW₉₅の間に位置されると判断された。
なお, $20 \leq Rp < 60\%$ 試料の自然含水比の平均は約17%であった。

c 剪断強度

各試料のD値95%密度状態での三軸c-uの有効応力強度は右表のとおりである。

設計剪断強度は(平均値 - $\frac{1}{2}$ 標準偏差)により求めた下記の値を採用した。

$$\begin{aligned} \text{粘着力 } C'' &= 0.42 - \frac{0.10}{2} \\ &= 0.37 \text{ \%} \\ &= 3.7 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{マサツ角 } \phi &= 17.95 - \frac{4.16}{2} \\ &= 15.87 \\ &= 16 \text{ 度} \end{aligned}$$

表 6.(43)

D値95%密度c-u試験結果

仮番号	粘着力 C' (%)	マサツ角 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
標準偏差	0.10	4.16

③ 半透水性ゾーン

a 管理値及び単位体積重量

上C₃ ~ 上C₇などの粗粒土質材料のうち、Rpが20%以下の試料に基づき

表 6.(44) 半透水性材料の力学性

試料名	D値 (%)	kv (cm/s)	c-u 締固め				備考
			φ' (度)	C' (%)	γ _{dmax} (g/cm ³)	W _{opt} (%)	
TP-5 d=1.2~1.5m	95	6.0 × 10 ⁻³	36.0	0.27	1.99	11.0	第三次調査
	90	3.5 × 10 ⁻³	33.0	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 露頭	95	2.1 × 10 ⁻³	36.0	0.13	1.99	11.0	第四次調査
	95	8.5 × 10 ⁻⁵	41.5	0.15			
	100	1.4 × 10 ⁻⁷	37.5	0.40	1.97	11.3	
平均							

上表よりD値95%及び90%のいずれも同様の透水性・剪断強度を示しており、D値90%の密度管理目標値の設定も可能である。しかし、粗粒礫を多く含む材料では、密度不足が生じた場合、貯水後の浸水時に急激な沈下を生じ斜面の滑りに結びつくことがある。特に本材料は施工時に乾燥しやすく、最適含水比より乾燥側の盛土になる公算が高く、浸水時の沈下が助長されやすい。この点を考慮して、このゾーン的设计密度はD値95%を採用した。

表6.(44)の締め固め試験の平均値より以下に设计密度を示す。

$$\gamma_d = 1.97 \times 0.95 \doteq 1.87 \text{ t/m}^3 \quad G_s = 2.66 \text{ (平均)} \quad W = 11\%$$

$$e = \frac{2.66 \times 1.0}{1.87} - 1 = 0.42$$

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

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(2.66 + 0.42) \times 1.0}{1 + 0.42} = 2.17 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = 2.16 - 1.00 = 1.17 \text{ t/m}^3$$

b) 剪断強度

表6.(44)において示した三軸c-u試験のうちD値95%試料の結果に基づき、下記を设计剪断強度とした。

$$\begin{aligned} \text{粘着力 } C' &= \text{平均値} - \frac{1}{2} \text{標準偏差} = 0.208 - \frac{1}{2} \times 0.078 = 0.169 \doteq 0.17 \text{ t/m}^2 \\ &= 1.7 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{マツ角 } \phi' = \text{平均値} - \frac{1}{2} \text{標準偏差} = 37.63 - \frac{1}{2} \times 2.63 = 36.32 \doteq 36.0$$

④ フィルターゾーン

a 管理値・透水係数

フィルターゾーンは施工中に発生した間隙圧の消散や露水の排除のため、適度な透水性を持たなくてはならない。これを阻害する要因としてはシルト以下細粒子の含有量がある。一般に細粒子含有量が5%を上廻るようになると不透水性になることがあるとされている。これを管理値として設計した。

$$R_p \text{ (シルト以下細粒子含有量)} < 5\%$$

透水係数は不透水性ゾーンの100～1000倍となるよう下記を設計値とした。

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

b 剪断強度、単位体積重量

G₁及びG₂砂取場試料の安息角試験(乾燥時)によって、下記を设计剪断強度とした。

表 6. (45) 砂の安息角試験 (二次調査)

試料名	安息角 (度)
G ₁ - 1 - 2	35
G ₁ - 2 - 1	35
G ₂ - 2 - 2	34
G ₂ - 3 - 1	33.5
G _n - 1	35
平均	34.5
標準偏差	0.70

$$\text{設計マサツ角 } \phi' = 34.5 - \frac{1}{2} \times 0.70 \approx 34^\circ$$

(ただし, 粘着力は 0 t/m²)

単位体積重量は以下とした。

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

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

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

⑤ 基礎地盤の剪断強度

洪積層を対象とした基礎地盤の剪断強度は, 標準貫入試験のN値より推定する。

砂地盤のN値と ϕ の関係を以下に示す。

表 6. (46) 砂の相対密度, 内部摩擦角とN値との関係
(Peck, Meyerhof による)

N 値	相対密度(Relative Density) $D_r = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}}$	内部摩擦角 ϕ		
		ベックによる	マイヤー-ホフによる	
0 ~ 4	非常にゆるい (Very Loose)	0.0 ~ 0.2	28.5 以下	30 以下
4 ~ 10	ゆるい (Loose)	0.2 ~ 0.4	28.5 ~ 30	30 ~ 35
10 ~ 30	中位の (Medium)	0.4 ~ 0.6	30 ~ 36	35 ~ 40
30 ~ 50	密な (Dense)	0.6 ~ 0.8	36 ~ 41	40 ~ 45
50 以上	非常に密な (Very Dense)	0.8 ~ 1.0	41 以上	45 以上

Dunham の提案式

$\left\{ \begin{array}{l} \text{粒度が一様で丸い粒子よりなる場合} \\ \text{粒度分布のよい角ばった粒子の場合} \\ \text{粒度分布がよく丸い粒子} \\ \text{粒が一様で角ばった粒子} \end{array} \right\}$	粒度が一様で丸い粒子よりなる場合	$\phi = \sqrt{12 \cdot N + 15}$
	粒度分布のよい角ばった粒子の場合	$\phi = \sqrt{12 \cdot N + 25}$
	粒度分布がよく丸い粒子	$\phi = \sqrt{12 \cdot N + 20}$
	粒が一様で角ばった粒子	

大崎の提案式 $\phi = \sqrt{20N + 15}$

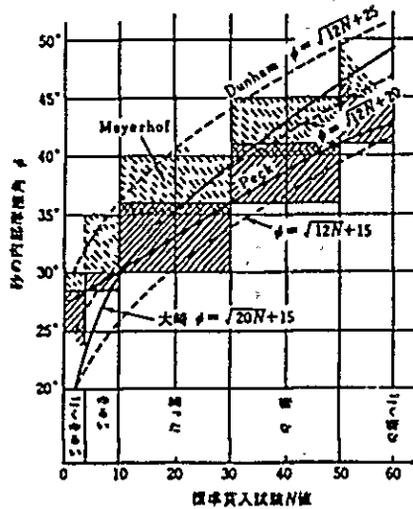


図 6. (29) 砂の内部摩擦角 ϕ とN値の関係
(Terzaghi, Peck, Meyerhof, Dunham, 大崎)

河床部ボーリング孔についての深度と平均N値の関係を図 6. (30) に示す。
図において「平均N値 - 1/2 標準偏差」の設計N値とし、上式中の Dunham 式に (粒
度がよく丸い粒子の場合) より求めた摩擦角も示す。

これより、地盤の剪断強度はつぎのように決定する。ただし、粘着力は無視す
る。

沖積層を除去の条件の基に $d = 5 m$ まで $\phi = 35^\circ$

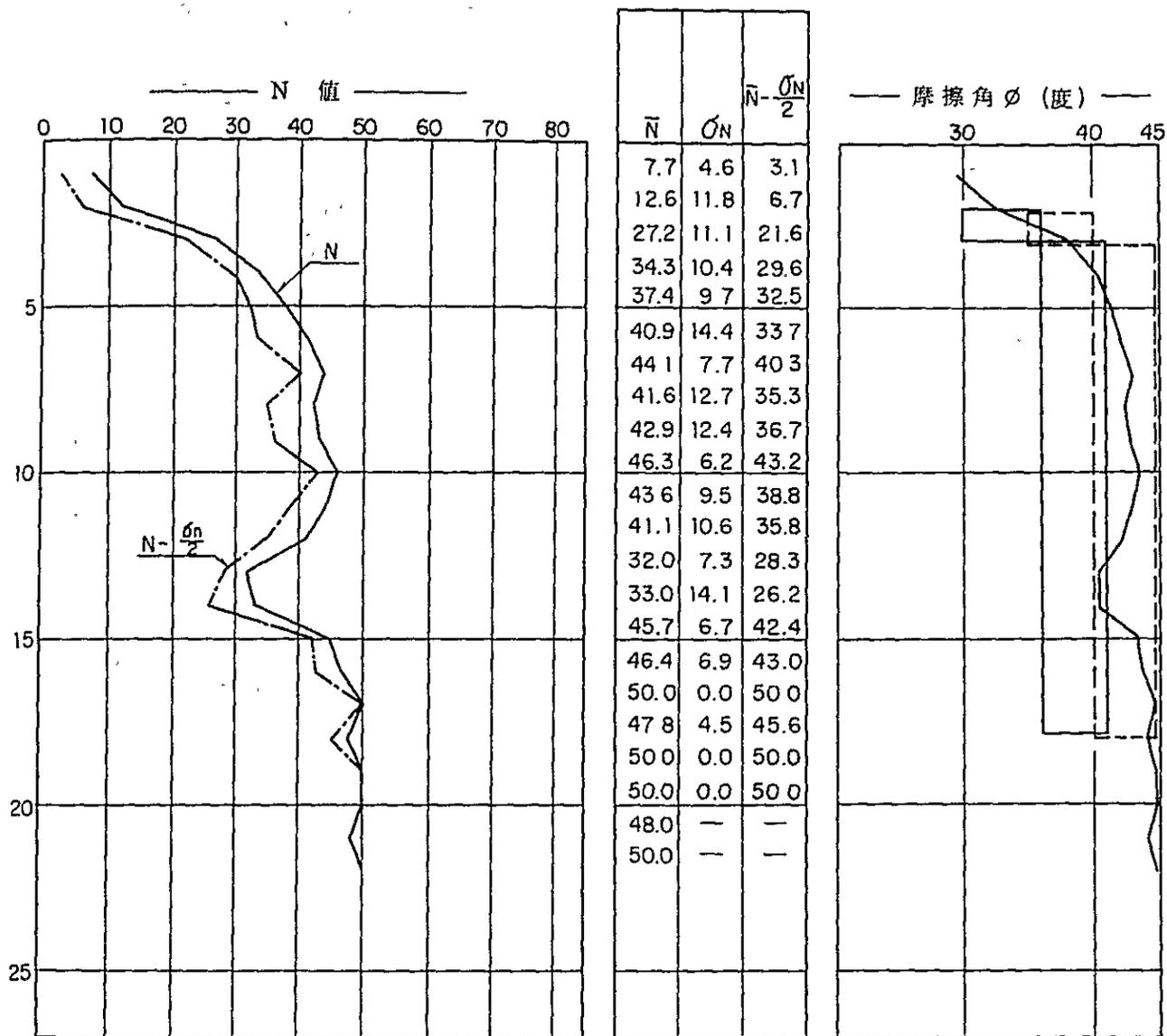
それ以深の洪積層 $\phi = 40^\circ$

(ϕ は有効応力強度とする)

三次調査では、河床部にテストピットを掘削し、沖積層であるが砂層について
現場密度にあわせた三軸 $\overline{C-U}$ 試験を実施した。この結果は、

$\phi = 38.9$ 度 $C = 0.5$ % である。

これと比較しても、上記の洪積層の設計強度は、妥当であると判断される。



注) 1. 平位N値の計算では、 $N > 50$ は $N = 50$ とみなした。

2. $d \sim \phi$ 関係図

折線 — Dunhamの式 $\phi = \sqrt{12 \cdot N + 20}$ (粒度分布がよく丸い粒子の場合)

□ — Peckによる推定値

□ — Meyerhofによる推定値

図 6. (30) 洪積層のN値～深度(d) $d = 2\text{ m}$ 以深は沖積層

表 6. (47) 河床部洪積層の深度と N 値 (注) 深度 5 m 以浅で一部沖積層となる

深度 (m)	三 次 調 査										四 次 調 査										平均 N	標準偏差 $\frac{\sigma N}{N-2}$
	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				
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	37	51	50	57	50	33	-	44.1	7.7	40.3		
8.3	28	10	55	>50	47	51	51	27	50	46	46	68	30	30	74	45	104	41.6	12.7	35.3		
9.3	74	31	-	>50	48	52	6	6	52	39	39	39	37	75	93	50	91	42.9	12.4	36.7		
10.3	43	29	50	-	45	43	50	50	50	50	50	48	45	140	50	52	46.3	6.2	43.2			
11.3	47	85	50	-	42	58	43	48	43	-	22	32	32	50	50	70	43.6	9.5	38.8			
12.3	45	26	>50	-	30	51	30	30	30	50	50	30	50	>50	41.1	10.6	35.8	41.1	10.6	35.8		
13.3	25	21	-	-	39	35	34	34	34	38	38	38	38	38	32.0	7.3	28.3	32.0	7.3	28.3		
14.3	29	51	-	-	14	54	27	27	27	30	30	30	30	30	33.3	14.1	26.2	33.3	14.1	26.2		
15.3	49	50	-	-	48	33	40	40	40	67	67	67	67	67	45.7	6.7	42.4	45.7	6.7	42.4		
16.3	32	53	-	>50	43	>50	43	>50	63	>50	63	>50	>50	>50	46.4	6.9	43.0	46.4	6.9	43.0		
17.3	82	53	-	-	>50	>50	>50	>50	65	65	65	65	65	65	50.0	0.0	50.0	50.0	0.0	50.0		
18.3	41	54	-	-	59	59	59	59	82	82	82	82	82	82	47.8	4.5	45.6	47.8	4.5	45.6		
19.3	50	53	-	-	-	-	-	-	103	103	103	103	103	103	50.0	0.0	50.0	50.0	0.0	50.0		
20.3	90	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	48.0	-	48.0	48.0	-	48.0		
21.3	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50.0	-	50.0	50.0	-	50.0		
22.3	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50.0	-	50.0	50.0	-	50.0		

※N≧50の場合 N=50として計算

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上游,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,校核总库容量为4.4亿立方米。

该区地处合江中新断陷南部的宝清凹陷内,东邻规模宏大的NE向密山~敦化深断裂,长达800公里,沿断裂有广泛玄武岩分布,各具不同的活动特征。在密山~虎林一带与近EW向平行排列的兴凯大断裂交汇,构成Ⅳ度地震危险区。在水库区根据卫片解释存在一条NE向副层,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鄂北一带,最大震级为5.8级(烈度Ⅳ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, (国家抗震抗灾办公室)

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for transparency and accountability, particularly in the context of public administration and financial management. The text highlights that records should be maintained in a clear, organized, and accessible manner, ensuring that all relevant information is captured and preserved for future reference.

2. The second part of the document addresses the challenges associated with data management and information security. It notes that as the volume of data increases, the risk of data loss, corruption, and unauthorized access also increases. Therefore, it is crucial to implement robust security measures, including encryption, access controls, and regular backups, to protect sensitive information and ensure the integrity of the data. The document also mentions the importance of training staff on data security protocols to minimize human error.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in improving operational efficiency and decision-making. It discusses how modern information systems and software tools can streamline processes, reduce manual errors, and provide real-time data analysis. The text suggests that organizations should invest in technology that is scalable, secure, and user-friendly, and that they should provide adequate training and support to ensure that staff can effectively utilize these tools. Additionally, it mentions the importance of staying updated on the latest technological advancements in the field.

4. The fourth part of the document discusses the importance of collaboration and communication in achieving organizational goals. It emphasizes that effective communication is the foundation of any successful team or organization. The text suggests that organizations should foster a culture of open communication, where team members are encouraged to share ideas, provide feedback, and work together to solve problems. It also mentions the importance of regular meetings and reports to keep everyone informed and aligned with the organization's mission and vision.

5. The fifth part of the document discusses the importance of continuous learning and professional development. It notes that in a rapidly changing environment, it is essential for individuals to stay updated on the latest trends and developments in their field. The text suggests that organizations should provide opportunities for training, workshops, and conferences, and that they should encourage employees to pursue further education and certification. Additionally, it mentions the importance of mentorship and peer learning to facilitate knowledge sharing and skill development.

6. The sixth part of the document discusses the importance of ethical considerations in business and public administration. It emphasizes that ethical behavior is not only a moral imperative but also a key factor in building trust and credibility. The text suggests that organizations should establish a strong code of ethics and ensure that all employees are held accountable for their actions. It also mentions the importance of transparency and accountability in decision-making, and that organizations should be open to external scrutiny and feedback.

7. The seventh part of the document discusses the importance of sustainability and social responsibility. It notes that organizations have a responsibility to their stakeholders to operate in a sustainable and socially responsible manner. The text suggests that organizations should consider the environmental, social, and governance (ESG) factors in their operations and decision-making. It also mentions the importance of community engagement and social contribution, and that organizations should strive to create a positive impact on society.

8. The eighth part of the document discusses the importance of innovation and creativity in driving growth and competitive advantage. It emphasizes that innovation is the key to staying ahead in a competitive market. The text suggests that organizations should foster a culture of innovation, where employees are encouraged to think outside the box and propose new ideas. It also mentions the importance of investing in research and development, and that organizations should be open to partnerships and collaborations with other organizations and institutions.

9. The ninth part of the document discusses the importance of risk management and crisis preparedness. It notes that organizations are always exposed to various risks, and it is essential to have a robust risk management framework in place. The text suggests that organizations should identify potential risks, assess their impact, and develop mitigation strategies. It also mentions the importance of having a crisis response plan, and that organizations should be prepared to act quickly and effectively in the event of a crisis.

10. The tenth part of the document discusses the importance of leadership and management in driving organizational success. It emphasizes that effective leadership is the key to inspiring and motivating employees, and that strong management is essential for ensuring that the organization's resources are used efficiently and effectively. The text suggests that leaders should be transparent, communicative, and accountable, and that they should provide clear direction and support to their teams. It also mentions the importance of setting a vision and strategy, and that leaders should be able to adapt to changing circumstances and challenges.

⑥ 設計数値一覧表

以上各ゾーンの設計数値を総括して下表に示す。

表 6. (48) 設 計 数 値 一 覧 表

項 目		盛 土				基 礎 地 盤	
		ブランケット ゾーン	不透水性 ゾーン	半透水性 ゾーン	フィルター ゾーン	深度 5 m まで	深度 5 mか ら岩着まで
単位体積 重量	湿 潤 γ_t	1.93	1.98	2.08	1.80	—	
	飽 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	
剪断強度	粘着力 (t/m^2)	1.8	3.7	1.7	0	0	0
	マサツ角 (度)	12.0	16.0	36.0	34.0	35.0	40.0
透水係数 (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 値		$S_r \geq 90\%$	D値 $\geq 95\%$ P < 40% $20 \leq R_p \leq 60\%$	D値 $\geq 95\%$ $R_p > 20\%$		—	—

注) 1. 基礎地盤の単位体積重量は仮定値である。

2. k_v は鉛直方向の透水係数であり、 \bar{k} は平均透水係数である。

3. R_p はシルト(0.074mm)以下の含有量である。

4. Pは4.76mm以上の礫の含有量である。

3. 滑りに対する安定性

① 安定計算式

「水工建築物抗震設計規範」の「付録三、土堤・堆石堤抗震穩定計算和抗剪強度指標選択」に示される円形滑りの安定計算式は以下のとおりである。

$$\text{安全率} = K = \frac{\sum \{ C \cdot b \cdot \sec \varphi + [(W_1 + W_2 \pm Q') \sec \varphi - Q \cdot \sin \varphi - (U_w - \gamma_o \cdot Z) b \cdot \sec \varphi] \tan \varphi \}}{\sum (W_1 + W_2 \pm Q') \sin \varphi + \frac{Mc}{\gamma}}$$

- 式中 r : 円弧半径
 b : 滑動体スライス幅
 ϕ : スライス底面の中間点における接線が与える水平の角度
 Z : 堤外の水のスライス底面中点までの高さ
 γ_0 : 水の単位重量
 U_w : スライス底面中点における間隙水圧流線網より確定する
 W_1 : スライス貯水位以上単位重量
 W_2 : " 以下 " 水中重量
 Q : スライスの重心に作用する水平方向地震慣性力
すなわちスライス重心の $K_H \cdot C_z \cdot a_i$
 Q' : スライスの重心に作用する鉛直方向地震慣性力
すなわちスライス重心での $\frac{1}{2} \cdot K_H \cdot C_z \cdot a_i$ 上向 (-), または下向 (+) の作用方向は, 安定計算上不利な方を取る。
 M_c : 水平方向地震慣性力 Q に対してのモーメント
 $C \cdot \phi$: 地震作用下にある土の粘着力及び摩擦角

② 間 隙 水 圧

a 貯水時の間隙水圧

土の定常浸透流は, Laplace の偏微分方程式で表示される。この方程式を差分表示し, 浸透域の外周ポテンシャル条件を与えること (例えば既知の水頭や境界条件) により, 浸透域内の水頭分布をリラクゼーション法により知ることが出来る。この水頭から位置のポテンシャルを減ずれば, その位置での間隙水圧を求められる。

今回, この作業を電子計算機によって処理し, 各水位での間隙水圧計算を行った。このとき, 土の透水に関する異方性を, 水平方向透水係数 $k_h = 5 \cdot k_v$ (鉛直方向透水係数) として取扱った。

間隙水圧の計算結果は, 別添の付属書で掲載している。

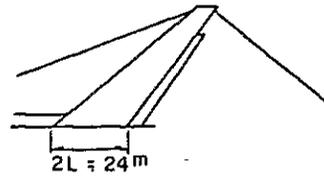
b 水位急降下時の間隙水圧

水位急降下時の間隙水圧は, 水位の低下速度に関連する非定常問題である。低下速度がわかれば FEM やそのほか非定常解析によって間隙水圧の計算が行えるが, 今回は安全側の配慮から簡便的に利水水位時の 100% の間隙水圧が不透水性ゾーンに残るとして取扱った。

c 完成直後時の間隙水圧

盛土工事の施工年数や用土の排水性から, 下式により圧密時間係数が算出できる。

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{C_v \cdot t}{L^2} \\
 &= \frac{0.02 \times 1095}{12^2} \\
 &= 0.15
 \end{aligned}$$



ここに T : 圧密時間係数 (無次元)

t : 施工時間 3年 = 1095日とする

L : 排水長 = 12m

注) ※ ; 圧密試験の体積圧縮係数 M_v より下式から圧密係数 C_v が求まる。

$$C_v = k / (\gamma_w \cdot M_v)$$

γ_w : 水の単位重量

k : 透水係数 = $1 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ とする。

粗粒土質材料を上式にて C_v を計算した結果

$$C_v = 0.002 \sim 0.06 \text{cm}^2/\text{s} = 0.02 \sim 0.6 \text{m}^2/\text{day}$$

となる。安全を見て $C_v = 0.02 \text{m}^2/\text{day}$ とする。

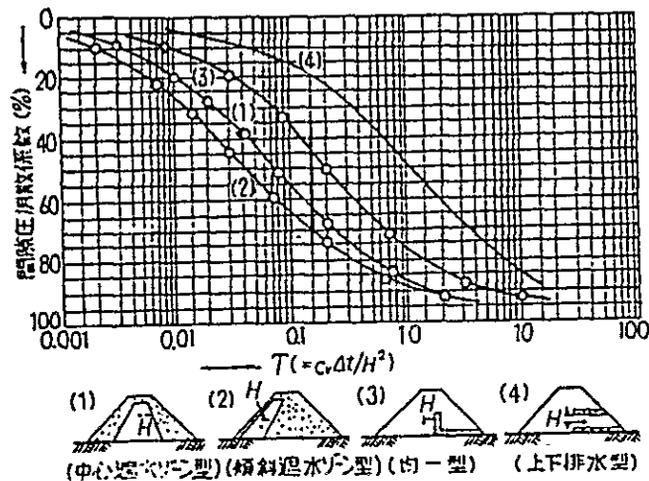


図 6. (32) フィルダム型式別の平均間隙圧消散係数 (%)

図 6. (32) より $T = 0.15$ にて間隙圧消散係数が 70% (傾斜コア型) ~ 45% (均一型) に相当することが示される。本ダムは土質材料の使用が多いことと安全側の配慮から均一型の消散係数に近似させるとし、間隙圧残存率 α としては、

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

とした。

③ 安全率一覧表

安定計算は電子計算機によって処理し、下表に各ケースの結果を示した。

なお、ケース毎の安全率出力表及び安全率Pは付属書に掲載した。

表 6. (49) 安 定 計 算 結 果 一 覧 表

Case	条 件	水 位	間ゲキ圧	計算断面	最小安全率 Fs
1	常時満水位	EL 12420	定常浸透圧	上 流	1.427
2				下 流	1.798
3	完 成 直 後		施工中の間 ゲキ圧残留	上 流	1.171
4				下 流	1.791
5	中間貯水時	EL 11530	定常浸透圧	上 流	1.400
6	水位急降下時	EL 12420 ~ EL 11530	残留浸透圧	上 流	1.315
7	設計洪水時	EL 12890	定常浸透圧	上 流	1.288
8		EL 12800		上 流	1.394

4. 浸潤線及び漏水量

① 堤体の浸潤線

堤体の不透水性ゾーンについての浸潤線は、実験的研究から求められた 福田の方法 による図式方法より定めた。このとき、盛土の透水性に関する異方性を考慮するために $\sqrt{kv/kh} = \sqrt{1/5}$ 倍に修正した断面において図解し、これを復元することによって浸潤線を定めた。

図解説明図及び本ダムの不透水性ゾーン浸潤線を図 6. (34) に示した。この浸潤線に基づき、堤体安定計算の飽和帯を不飽和帯と区別した。なお、上流側の半透水性ゾーン、抗凍層等の浸潤線は水平水位とした。

② 漏水量の計算

a 堤体からの漏水量

堤体からの漏水量は、福田の方法による下式にて算出した。

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

q : 単位幅当りの漏水量

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

いま，下記に示す修正断面及び縦断模式図を参考として単位幅当りの漏水量及び全体堤体漏水量を求める。

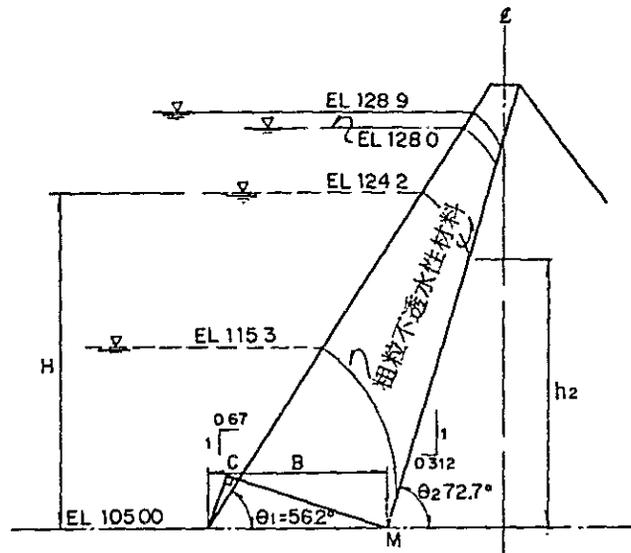


図 6. (33) 漏水計算断面図

図及び設計条件より，以下の諸元として算定した。

$$H = EL\ 124.2 - EL\ 105.0 = 19.2\ m$$

$$h_2 = EL\ 120.5 - EL\ 105.0 = 15.5\ m$$

$$B = 11.0\ m$$

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

$$b = 6.5\ m$$

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

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

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

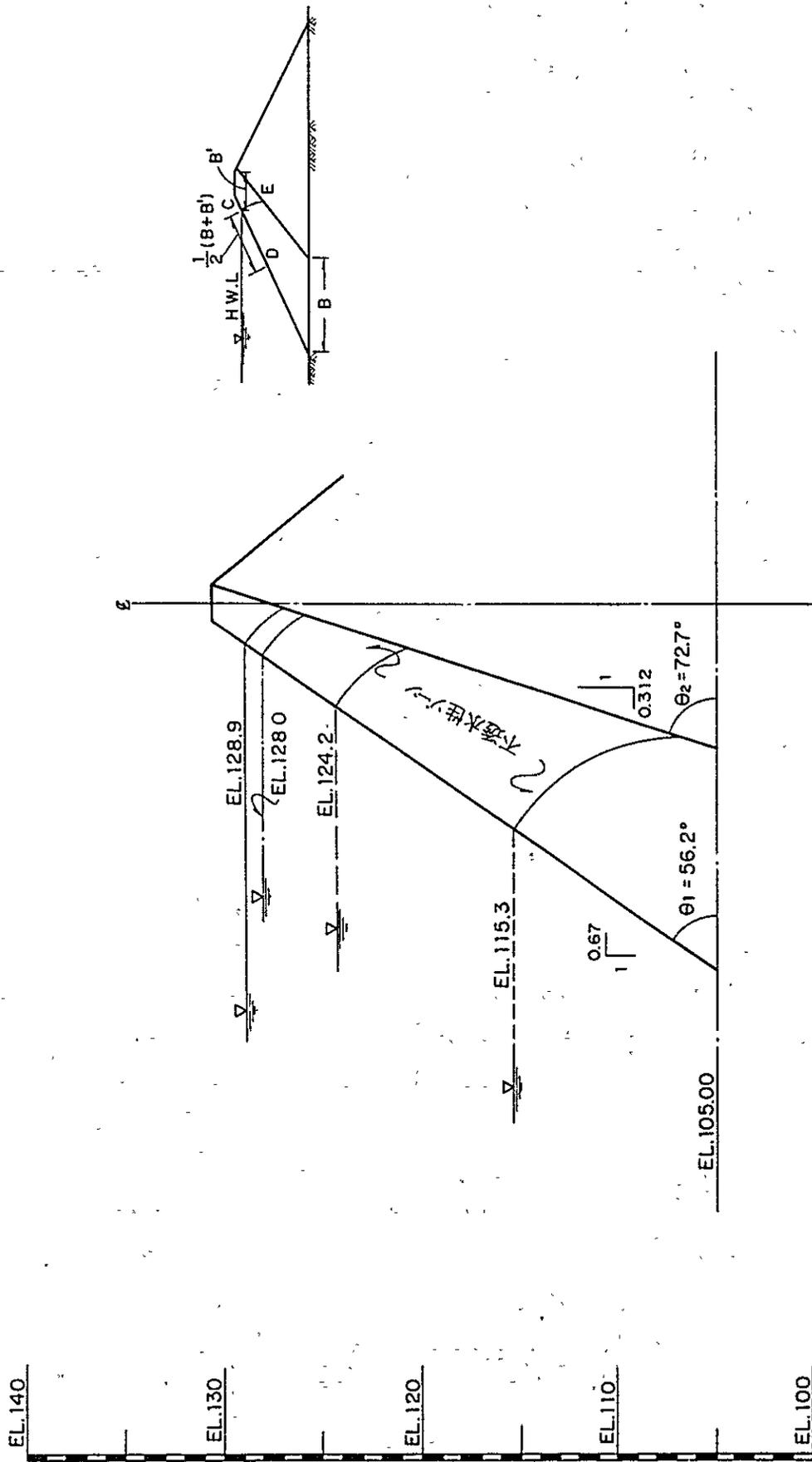


図 6. (34) 修正断面における浸潤線

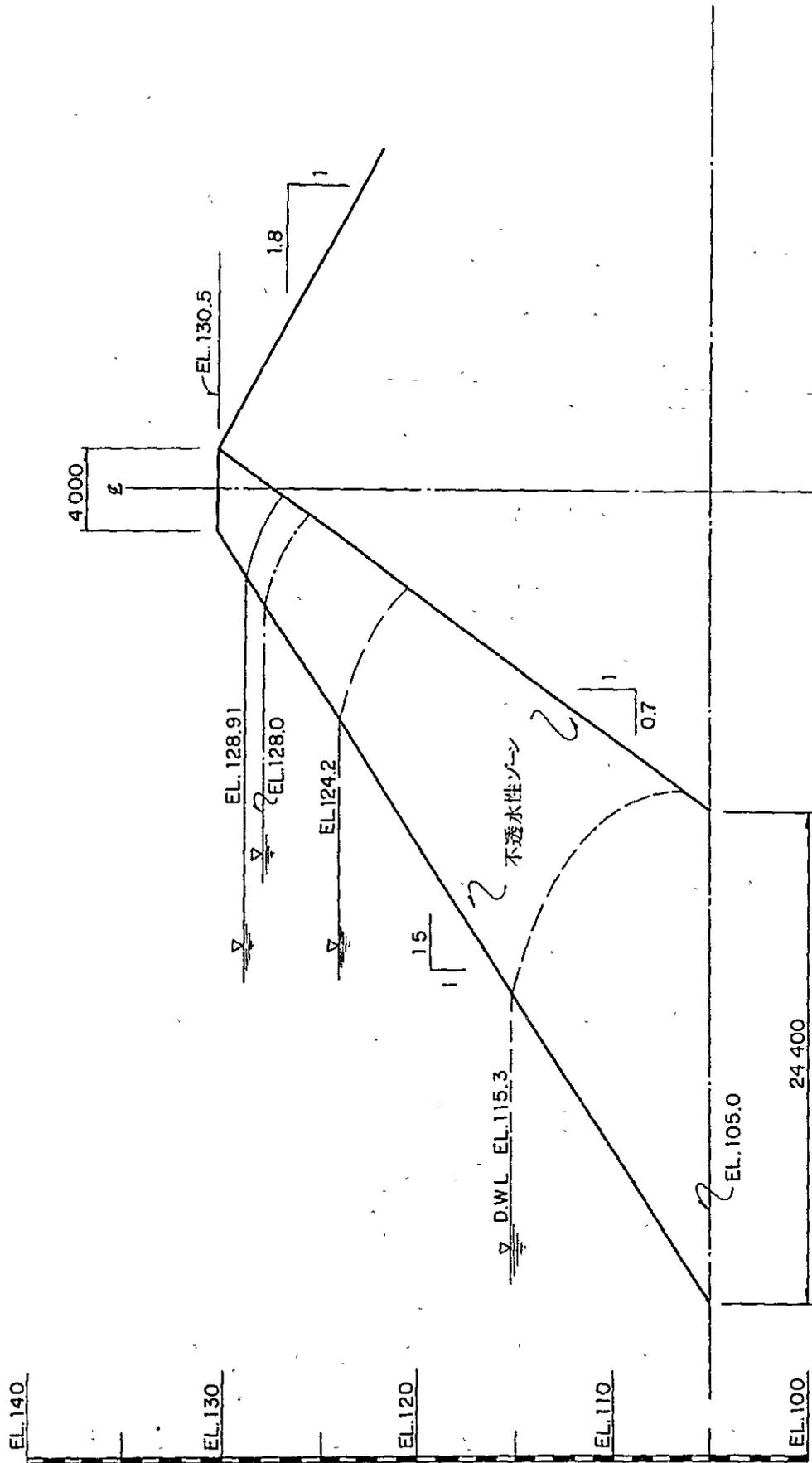


図 6. (35) 復元断面における浸潤線

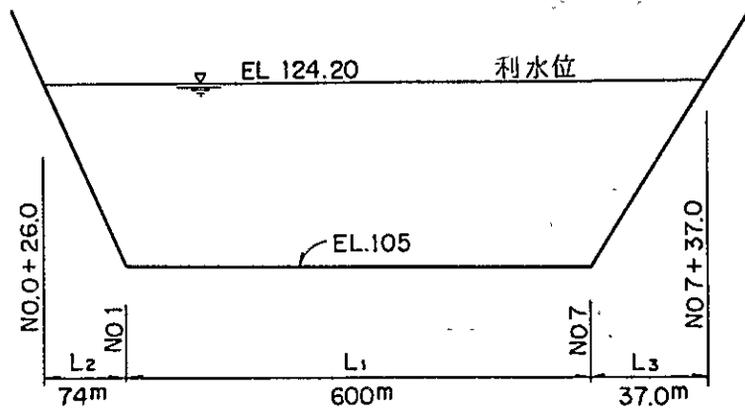
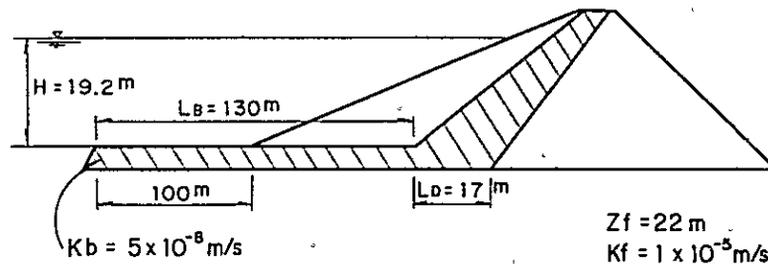


図 6. (36) 縦断模式図

$$\begin{aligned}
 Q &= q_L = 2869 \times 10^{-6} \times \left(600 + \frac{74+37.0}{2} \right) \\
 &= 1.837 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \\
 &= 160.9 \approx 160 \text{ m}^3/\text{day}
 \end{aligned}$$

b. 基礎からの漏水量



注) $d = 2 \text{ m}$ (設計厚は 3 m であるが計算厚は地盤の不陸を考慮して 2 m とした)

図 6. (37) ブランケット形状

$$a = \sqrt{\frac{k_b}{k_f \cdot Z_f \cdot d}} = \sqrt{\frac{5 \times 10^{-8}}{1 \times 10^{-5} \times 22 \times 2}} = 0.011$$

$$\begin{aligned}
 \text{ブランケット有効長} \quad L_e &= \frac{1}{a} (\tan.h(a \cdot L_B)) = \frac{1}{0.011} \times \tan.h(0.011 \times 130) \\
 &= 81.1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{単位巾漏水量 } q_f &= \frac{H \cdot Z_f}{L_e + L_D} \times k_f = \frac{19.2 \times 22 \times 1 \times 10^{-5}}{81.1 + 17} \\ &= 4.3 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} = 3.7 \text{ m}^3/\text{day}/\text{m} \end{aligned}$$

よって、河床幅 $l = 600\text{m}$ として、以下の基礎漏水量が求まる。

$$Q_f = 3.7 \times 600 = 2220 \text{ m}^3/\text{day}$$

c. ドレーンの設計

1) ドレーンの透水係数

Hazen の式

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

Ch : 係数, 洗淨大小粒子混合 (極小値 = 60)

t : 温度 (= 10°C とする)

D_{10} : 有効径 (10% 通過径) = 0.15

(フィルターの $D_{10} \times 5$ 倍)

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

2) ドレーンの断面積

Darcy の式

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

Q : 流量 $\text{m}^3/\text{day} = 160 \text{ m}^3/\text{day}$ (堤体からの漏水量)

k : 透水係数 = $1.35 \text{ cm}/\text{s} = 1.2 \times 10^3 \text{ m}/\text{day}$

i : 動水勾配 = $\frac{20}{86} = 2326 \times 10^{-2}$

A : 断面積

$$\therefore A = \frac{Q}{k \cdot i} = \frac{160}{1200 \times 2326 \times 10^{-2}} = 5.7 \text{ m}^2$$

安全率を 10 倍程度とし断面積を 50 m^2 とする。

ドレーンの設置は、以下の断面とし、5 条設けることとする。

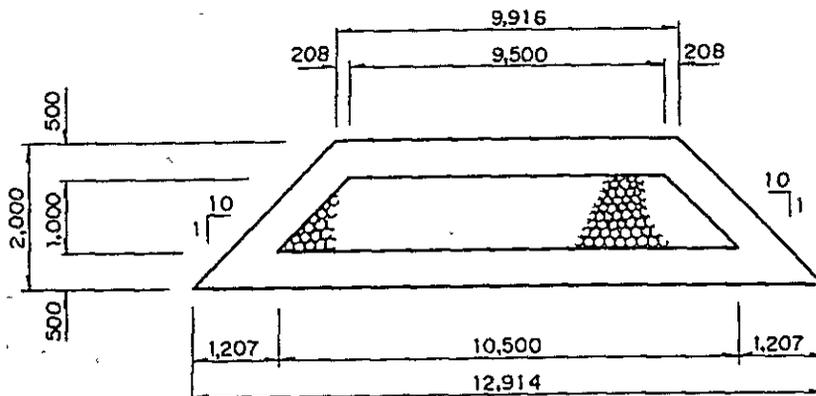


図 6. (38) ドレーン断面図

(5) 洪水吐設計

1. 路線の選定

本ダムにおける洪水吐の路線としては、堤体左岸および右岸が考えられるが、左岸案は右岸案より洪水吐及び放水路延長が長くなり、掘削量が大きくなるので右岸に設けるものとする。

右岸においても堤体右岸アバット案と鞍部案が考えられ、両案を比較すると次のとおりとなる。(図 6. (39) 参照)

① 右岸アバット案

浅い深度から花崗岩に着岩し、掘削量は鞍部案より少ないが、岩掘削は同等以上である。洪水吐自体のコンクリート量は鞍部案より少ないが、仮排水路トンネルは 30% (約 80m) 長くなる。

基盤の花崗岩は破砕帯で、重量コンクリートの基礎としては不確実であり、基礎改良(例えば、コンソリデーショングラウト)が必要となる。

② 鞍部案

右岸アバットを越すと、なだらかな鞍部が形成されている。地表部は洪積層が分布し、下位は花崗岩があり、越流部から静水池までは比較的浅い深度で岩着する構造にできる。仮排水トンネルは、右岸アバット案より短い路線が選定できる。

基盤の花崗岩は、硬質で安定しており、重量コンクリートの基礎として確実である。

洪水吐と仮排水トンネルを合計した経済比較結果を表 6. (50) に示す。

表 6. (50) 洪水吐路線経済比較表 (単位：万元)

	洪水吐	仮排水トンネル	合計	備考
鞍部案	1,689.4	513.9	2,203.3	
右岸アバット案	1,462.3	590.9	2,053.2	

主要構造物のため、地質条件に重点をおき、基礎岩盤の確実な鞍部案を採用する。

2. 型式の選定

洪水吐の型式は、ダムサイトの地形条件を十分に考慮して決定するものとする。

フィルダムにおける洪水吐の型式として、大きくわけて次のようなものがある。

- ① 側溝式……………ダム軸に対して等高線がほぼ直交した形で、走っている地

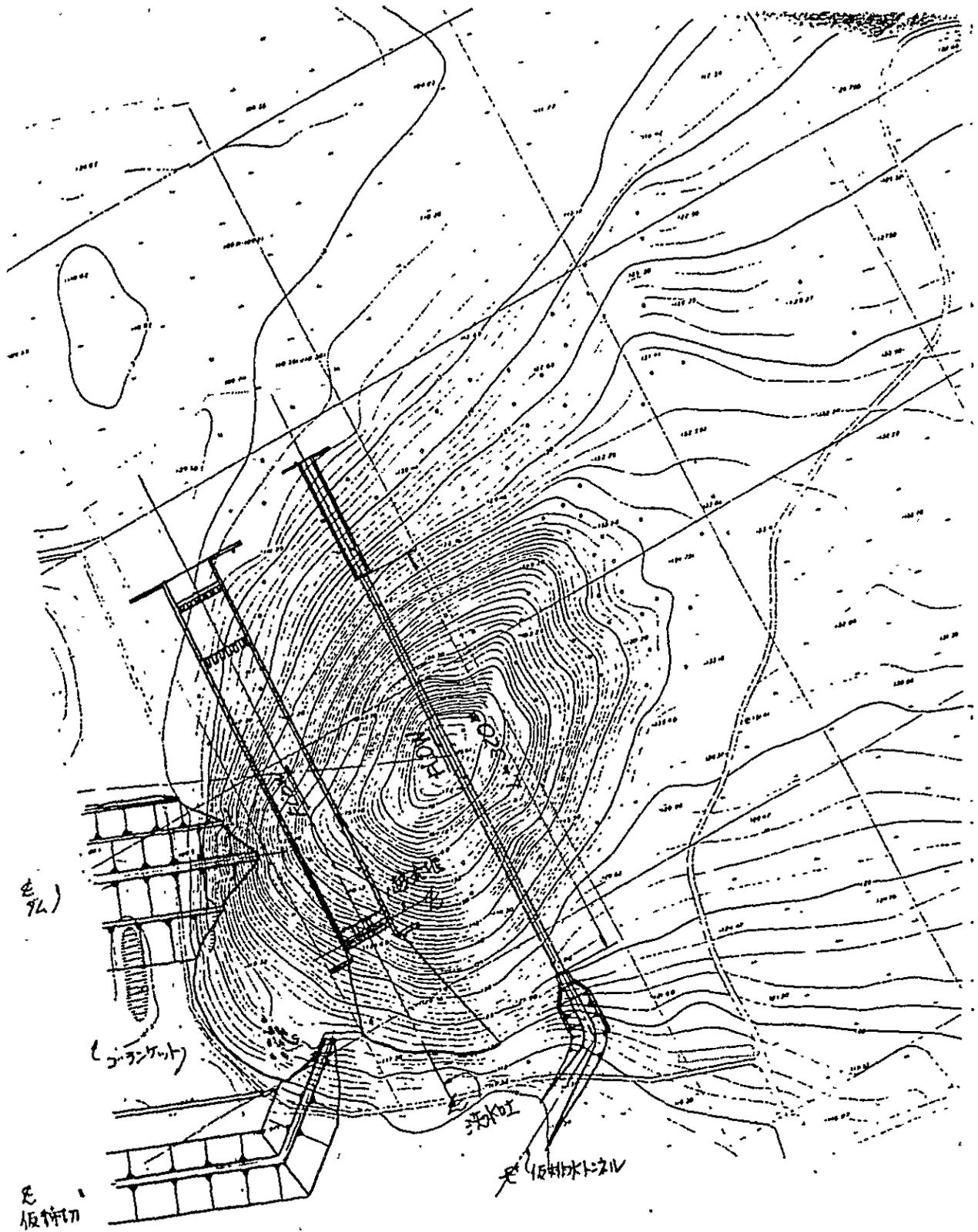


図 - 6. (39)(a) 洪水吐路線右岸アバット案 (S=1:4,000)

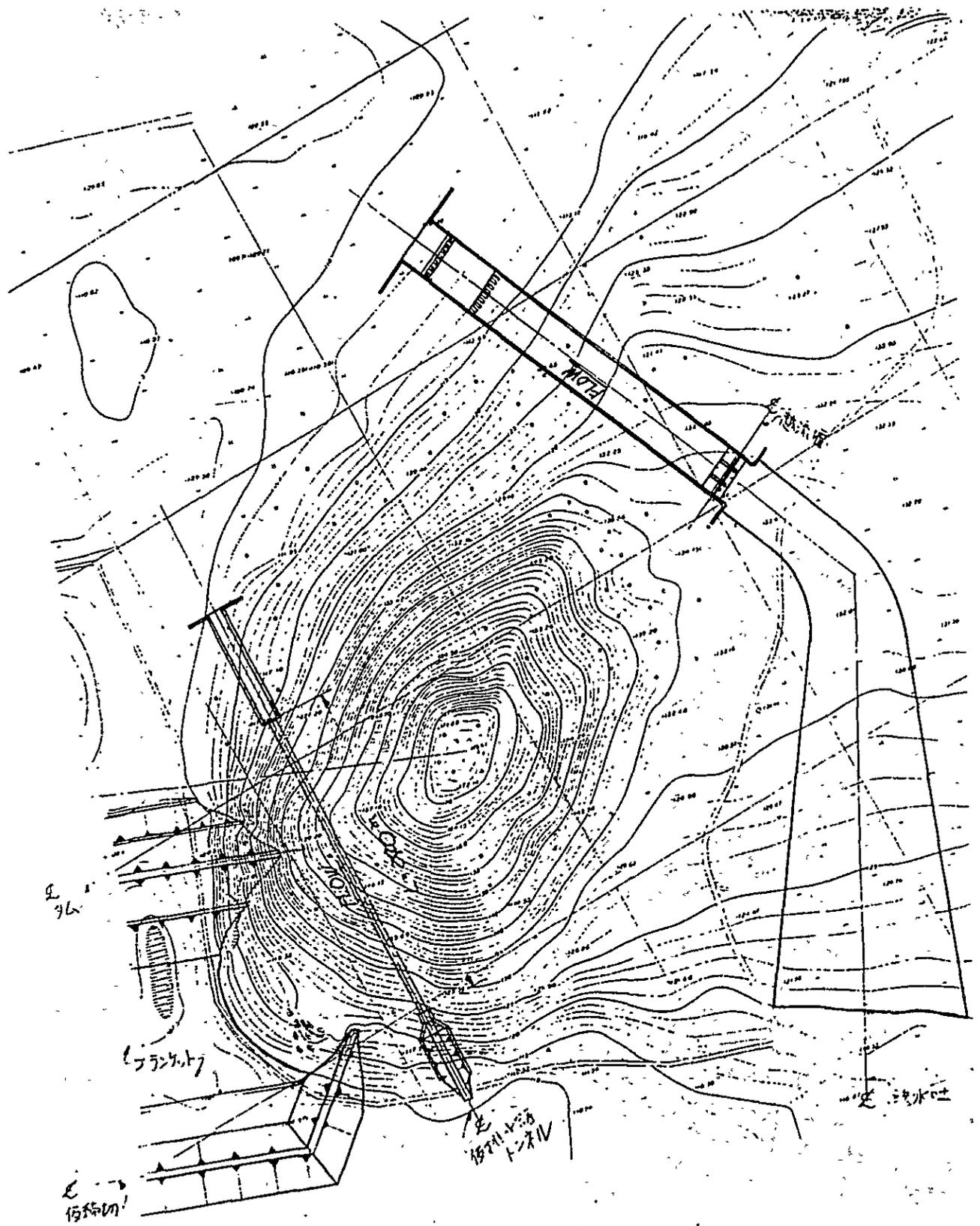


図-6.(39)(b) 洪水吐路線鞍部案 (S=1:4,000)

形に対して、ダム軸に直交した越流堰を設け、堰を越流した水脈にらせん流を生じさせ、流水方向を90°転換させ下流へ流下させる方法。

- ② シュート式……………ダム軸に対して等高線がほぼ平行した形で走っている地形に対して、ダム軸に平行した越流堰を設け、流下させる方法。

本ダムにおいては洪水吐が計画される鞍部の地形は、ダム軸に対して等高線がほぼ平行した形で走っているため、シュート式が最も適切である。

3. 設計洪水量

設計洪水量は $860 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\frac{1}{100}$ 確率)、チェック洪水量は $1,045 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\frac{1}{2,000}$ 確率) である。

$\frac{1}{100} \cdot \frac{1}{2,000}$ 確率時のダム放流量計算結果と設計洪水位を表 6. (51) に示す。

表 6. (51) 設計洪水量と設計洪水位

計画規模	制限放流	$Q_s = 80 \text{ m}^3/\text{s}$	設計洪水量と設計洪水位
	下部放流	$Q_u = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ (トンネル)	
$\frac{1}{100}$	Hmax	EL 128.07 m	128.07 ≒ 128.10
	Qmax	936.76 m^3/s	936.76 - 80.0 = 856.76 ≒ 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 ≒ 1,045

クレストゲートは、制限水位 (EL 128.0) を越えた時点で、ゲート全開の自由放流となり、制限水位までは、放流設備より $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ (一定) で放流する。

4. 流入部の設計

① 流入水路

流入水路の標準断面を図 6. (40) に示す。流入水路の水利諸元を次式により求める。

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

WL : 設計洪水位 (m)

Z : 水路敷高 EL 120.0 m

h : 水深 (m)

v : 流速 (m/s)

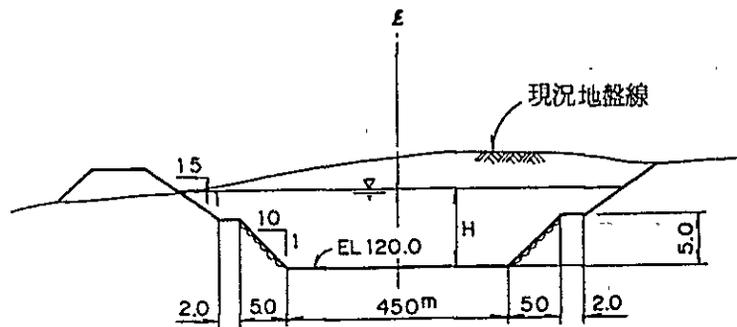


図 6. (40) 流入水路標準断面図

以下の計算を行い表 6. (52) に示す。

表 6. (52) 流入水路水理諸元

	h (m)	A (m ²)	v (m/s)	E (m)	設計 洪水位	Fr = $\frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$
設計洪水 Q=860m ³ /s	7.899	433.647	1.983	128.1	128.10	0.23
チェック洪水 Q=1,045m ³ /s	8.675	487.083	2.145	128.91	128.91	0.23

日本の農水省「設計基準設計ダム」より、流入水路は、 $v \leq 4.0 \text{ m/s}$ 、 $Fr \leq 0.4$ であればよい。当水路は、この条件を満たしている。

② 越流堰

ハロルドの標準越流堰とする。越流堰最高点から下流の断面形は、次式により求める。

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

$$Hd : \text{設計水頭} \quad Hd = EL 128.1 - EL 122.0 = 6.1 \text{ m}$$

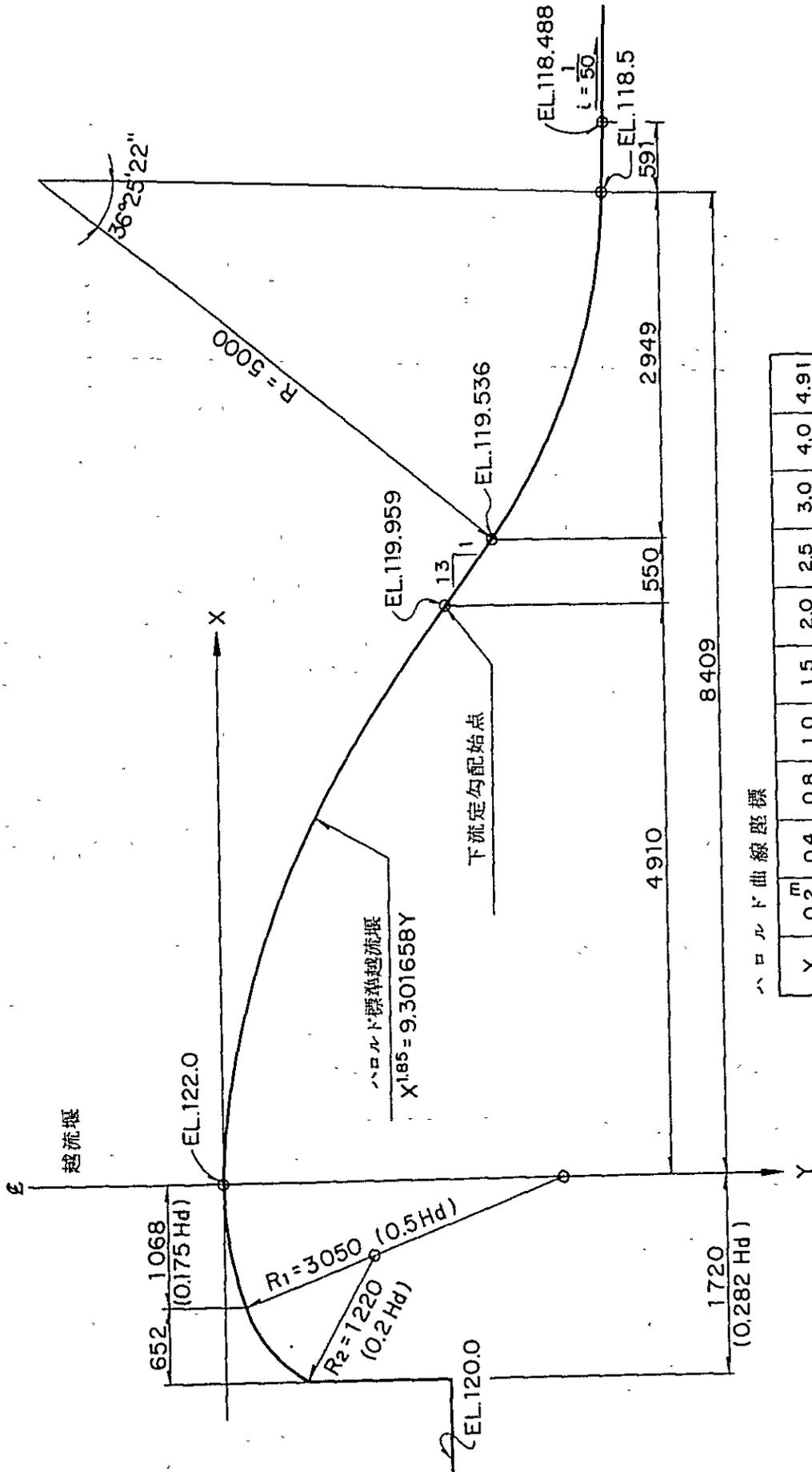
X : 堰頂からの水平距離

Y : " 垂直距離

$$X^{1.85} = 2 \times 6.1^{0.85} \times Y = 9.31658Y$$

下流定勾配Y'の始点は、上式を解いた $X = 1.096 \cdot Hd \cdot Y'^{1.176}$ により求める。

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



ハロルド曲線座標

X	0.2	0.4	0.8	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	4.91
Y	0.005	0.020	0.071	0.108	0.228	0.388	0.586	0.821	1.397	2.041

図 6. (41) 越流堰縦断面形状 $S = 1/50$

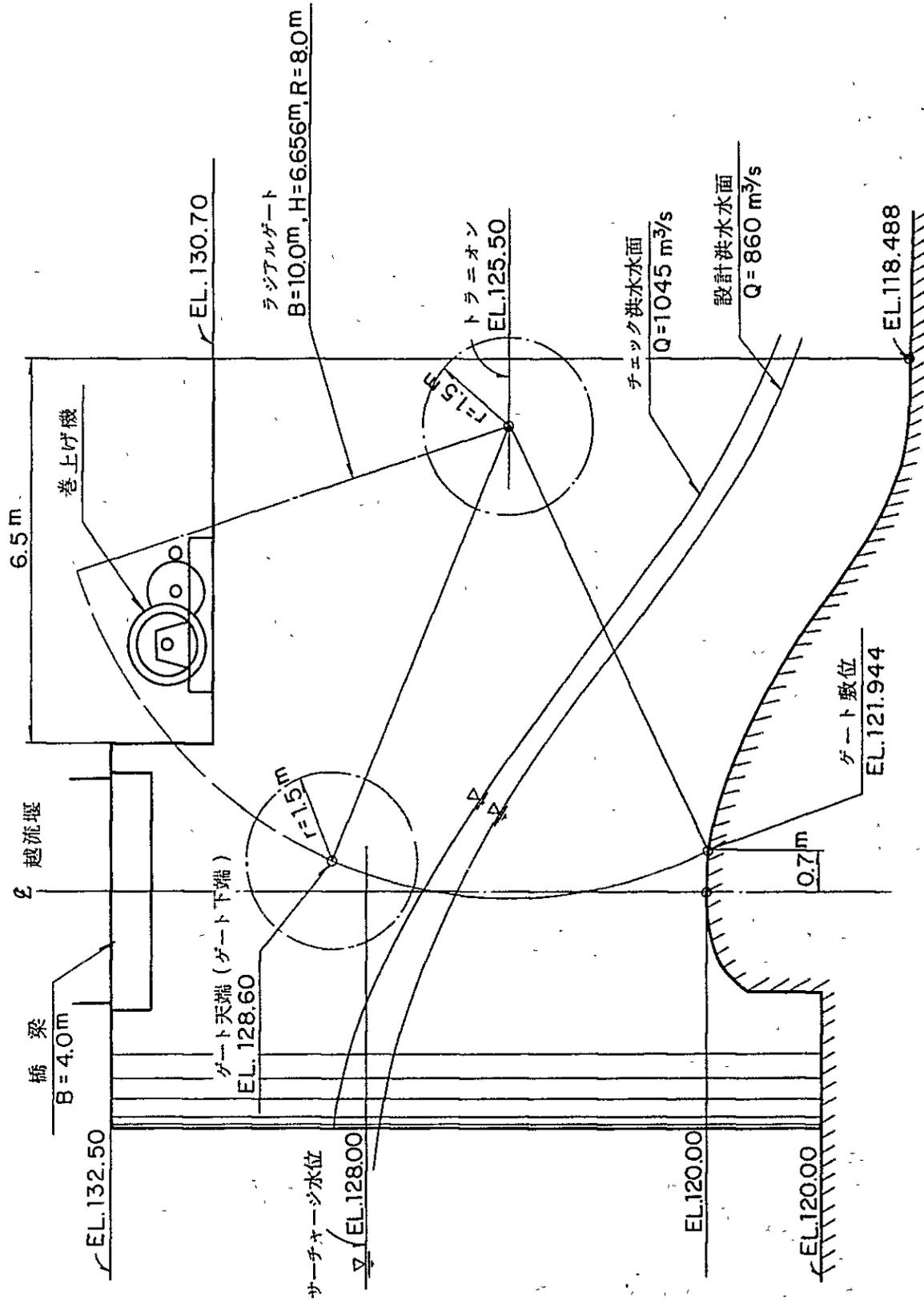


図 6. (42) クレストゲートの寸法

表 6. (53) クレストゲート比較表

	ローラーゲート	ラジアルゲート
放流状態	堰体ピア側面に戸溝を必要とする。 ラジアルゲートに比べて戸溝があるため、その付近の放流状態が乱脈になり、クレストコンクリート面に偏摩耗などが考えられ、戸溝のないラジアルゲートの場合と比較して好ましくない。	堰体ピア側面に戸溝がないので塵芥、土砂などの停留することがない円滑な放流が期待できる。 同程度のローラーゲートに比べ重量が軽い
ダム本体との適合性	放流水脈線によってゲート構造物に対する影響はなく、比較的安定した構造である。開閉スラブはラジアルゲートの場合と比較してスラブ上にかなりの強度の門構が必要である。堰頂道路と門構の配置に問題があり、特に工夫が必要、開閉機スラブの幅員はラジアル型式に比較して多少広くする必要がある。	ラジアルゲートは全作用水圧荷重を支持するトラニオン部分を中心として回転開閉するため、開閉機の設置スラブを割合に低くできる。
開閉装置	開閉力は扉体重量のほかに水圧荷重によるローラー抵抗が加わる。 ラジアルゲートの開閉力に比べ、大きさによって幾分か異なるが1.5～2.5倍程の開閉力が必要と考えられる。したがって所用開閉機出力が大きくなり、維持費（電気代）が高くなる。	水圧荷重は、これを支持するトラニオン部の回転摩擦となり、扉体重量の一部をトラニオン軸が負担するので、ローラーゲートに比較して開閉力が小さい。したがって所用開閉機出力も小さくなる。
美観	ダム頂部に大きな門構が必要であり、美観上好ましくない。	ゲート前面ワイヤーロープ吊上方式は門構が必要となる。 背面ワイヤーロープ吊上方式は開閉機を堰体ピア上部あるいはピア内部に納めることができるので美観上良い。
越流に対して	扉体上部を越流タイプ構造とし、越流板に剛性を増すことで問題はない。 越流時の振動に対しては、ゲート下部がシート板に接着していれば問題はない。 越流水深が小さい場合は、ゲート背面と水脈の間に空気量の不足によって小さな振動でうなり音の発生が生ずることがあり、これにはスポイラーをゲート頂部に取付けることで打消すことができる。なお、小さな振動によるゲートの発生応力はごく小さく問題とする程でない。越流水深の大きい場合はゲート背面付近の堰体ピア側面に空気補給管を設ける必要がある。	扉体構造が越流に対して弱い。ただし主けた（下部を示す）及び脚、そのほか主要構造物に越流水あるいは越流木、塵が当たらない構造とすることによってある程度技術的に解決できる。

越流堰より導流部への水路底勾配の変換に当たっては、曲率半径 5 m の曲線を挿入する。縦断形状を図 6. (41) に示す。

③ クレストゲート

本ダムは、越流部にクレストゲート（幅 10 m，扉高 6.656 m，3 門）を設け洪水調節を行うものとする。

クレストゲートは一般に、ローラーゲートまたはラジアルゲートが採用されるが、本ダムでは表 6. (53) に示す比較結果にもとずきラジアルゲートを採用する。

ゲートの付法を図 6. (42) に示す。ゲートの設計は付属書に示す。

5. 導流部の設計

① 導流部の形状

工事の経済性，構造物の安定性を確保し，流入部から洪水量を遅滞なく流下させるため，

- a 平面線形は直線とする
- b 長方形断面とし，水路幅は流入部幅と等しく $B = 35\text{m}$ とする
- c 水路底勾配は，地形より $i = \frac{1}{50}$ と $\frac{1}{5}$ とする。

水路底勾配の変換部は，次式の放物線とする。

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

y : 縦距（原点は，放物線起点）

x : 横距

θ : 放物線起点における水路傾斜角 $\tan \theta = \frac{1}{50}$

hv : " 速度水頭

k : 重力による加速度が放射運動に作用する比率 $k \leq 0.5$

$\theta = \arctan \left(\frac{1}{50} \right) = 1.1457628^\circ$ 水面形状の計算より

$hv = 8.789\text{m}$ ($\frac{1}{100}$ 確率) であり， $k = 0.4941834 < 0.5$ のとき

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

$$= 0.02x + 0.0140624x^2 \text{ となる。}$$

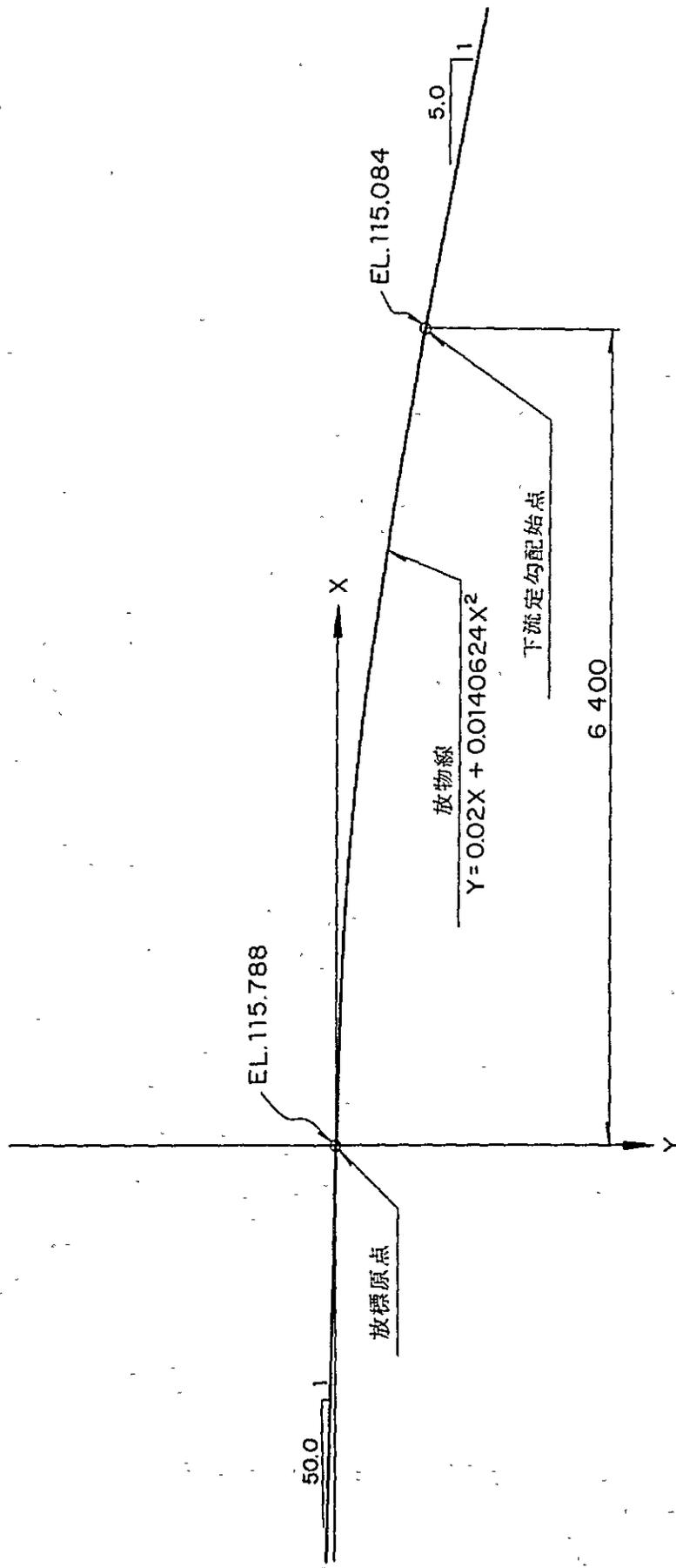
下流定勾配始点 $y' = \frac{1}{5}$ は上式を解いた

$$y' = 0.02 + 0.0281248x \text{ より求める。}$$

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

従って， $x = 6.400$ $y = 0.704$ となる。

勾配変換部を図 6. (43) に示す。



放物線座標

X	1.0	2.0	3.0	.0	5.0	6.4
Y	0.034	0.096	0.187	0.305	0.452	0.704

図 6. (43) 勾配変換部の形状 $S = 1/50$

② 水面形状と側壁高

a 水面形状の計算

水面形状の計算は、ベルヌーイの定理による不等流計算を次式により行う。

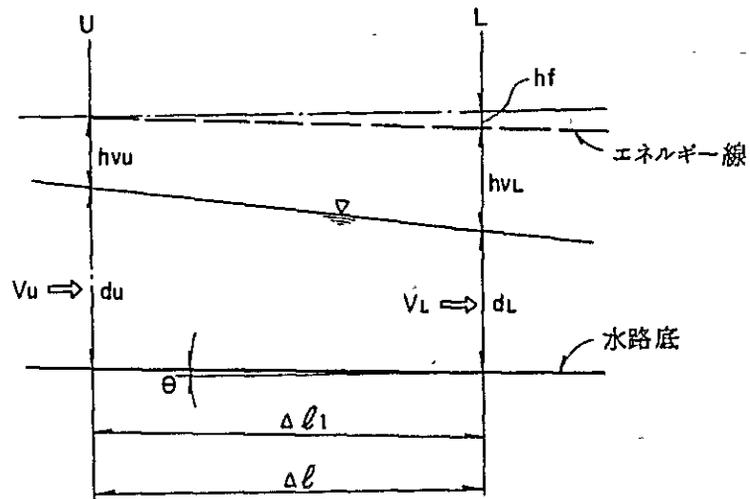


図 6. (44) 放水路の水面形

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

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

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

V : 流速 (m/s)

d : 水深 (m)

n : 粗度係数 0.015 (コンクリート)

V_m : 平均流速 (m/s)

R_m : 平均径深 (m)

A : 流積 (m²)

上式を満たす d_L を試算により求める。計算結果を付属書に示す。

b 側壁高 (日本農水省「設計基準設計ダム」参照)

高速流の導流部では、空気混入現象が発生し、空気の混入によって水面が上昇するから計算水位を補正し、余裕高 (Fb) , 側壁高を求める。

空気混入量 m は、グメンスキーによる次式より求める。

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

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

m : 混入空気量と水量の比

v : 流速 (m/s)

h_{na} : 空気混入水深 (m)

h_m : 空気混入しない水深 (m)

Fr : フルード数 $Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h_m}}$

余裕高は次式により求める。

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

d : 空気混入水深 (水路底傾斜に垂直)

F_b : 余裕高 (")

計算結果を付属書に示す。

6. 減勢工の設計

① 減勢工型式

表 6. (54) に示す比較結果より、当減勢工は地形、地質および水理条件上、強制跳水型が最も適している。

② 静水池敷高と跳水深

静水池は、流水による衝撃が加わるので良好な岩盤 (岩盤分類 C_L クラス以上、 N 値 50 以上) に設置する。この条件より、静水池敷高は EL 100.0 m 以下となる。

各敷高における、跳水深と跳水後エネルギーを計算し、表 6. (55)、図 6. (45) に示す。

表 6. (54) 減勢工の種類

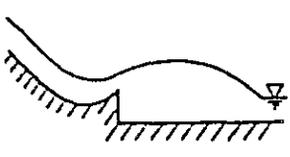
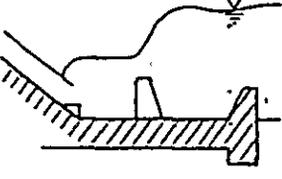
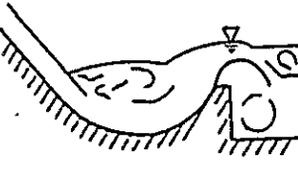
	水パネ型	強制跳水型	ローラーバケット型
略 図			
減勢方法	水脈を空中にはね上げ、河床岩盤等に衝突させ、衝撃攪乱により減勢。	跳水作用を利用して、水勢の減殺をはかる。	水脈を斜面で水中に貫入させ、水中でこれを反転、転動作用により減勢。
条件	一般的に下流水位が跳水深に比べ、著しく低い場合に採用。 地質、地形等諸条件が好適なとき可能。(本洪水吐では適合しにくい。)	下流側水深が跳水深にほぼ一致する場合。	深い下流水深の場合に応用。
他経済性その減勢効果	経済的であるが他のタイプに比べ減勢効果が劣り減勢工以降の流況もあらい。	水理的に最も完全であると理解される。	詳細な模型実験によって水理設計を行う必要がある。

表 6. (55) 跳水深とエネルギー (設計洪水量対象 860 m³/s)

① 数高	d ₁ (m) 流入水深	V ₁ (m/s) 流入流速	Fr フルード数	d ₂ (m) 跳水深	1.05d ₂ (m) ②	V ₂ (m/s) 跳水後流速	$\frac{V_2^2}{2g}$ (m) ③ 速度水頭	①+②+③ エネルギー
EL101	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 d₁, V₁ は、導流部水面形状の計算より求めた。

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

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

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