

1.1. 堆砂に対する安全性

11. 堆砂に対する安全性

11.1 貯水池の堆砂

11.1.1 堆砂現象に関する水理上の検討の手順

11.1.2 これまでの貯水池の堆砂特性

11.1.3 今後の貯水池の堆砂の進行予測

11.1.4 取水塔周辺部の浚渫深さ

11.2 放水口に於ける堆砂

11.2.1 放水路トンネルの延長に伴う水理現象

11.2.2 放水路の下流河道の浚渫による水理特性

11.3 砂防ダム

11.3.1 砂防ダムの設計流量と堆砂量

11.3.2 砂防ダム工事費

11.4 その他の水理計算

11.4.1 大型排砂門を新設する場合の減勢池の規模の計算

11.4.2 貯水池水位上昇の検討

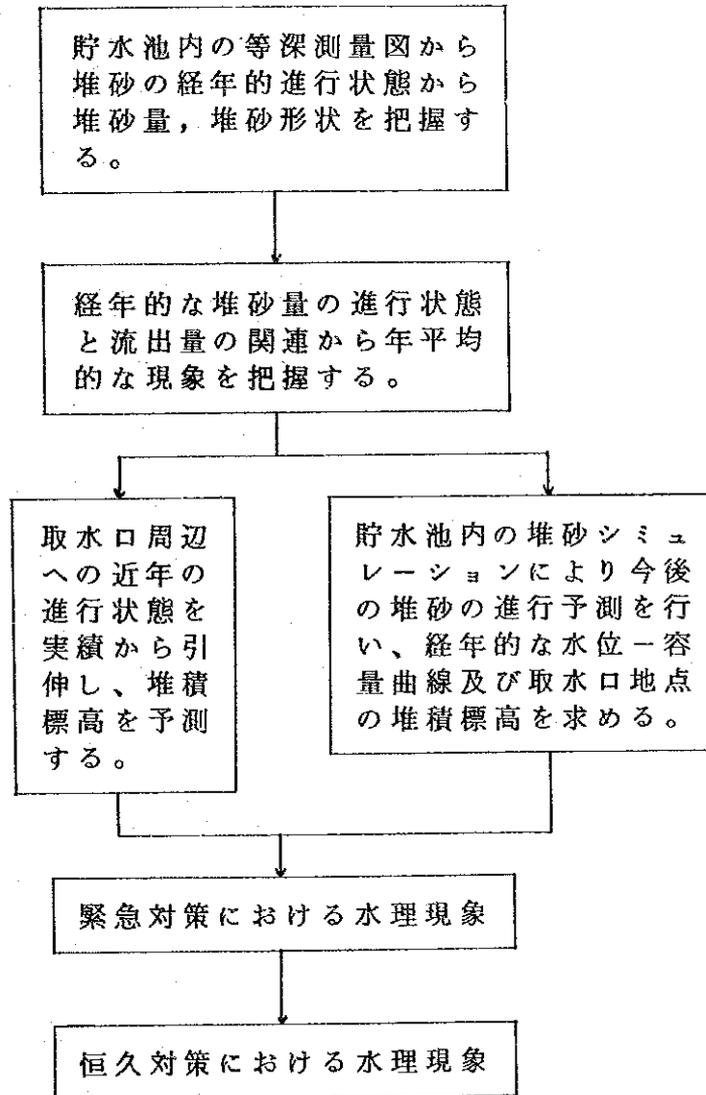
11.4.3 Low level Outlet

1.1. 堆砂に対する安全性

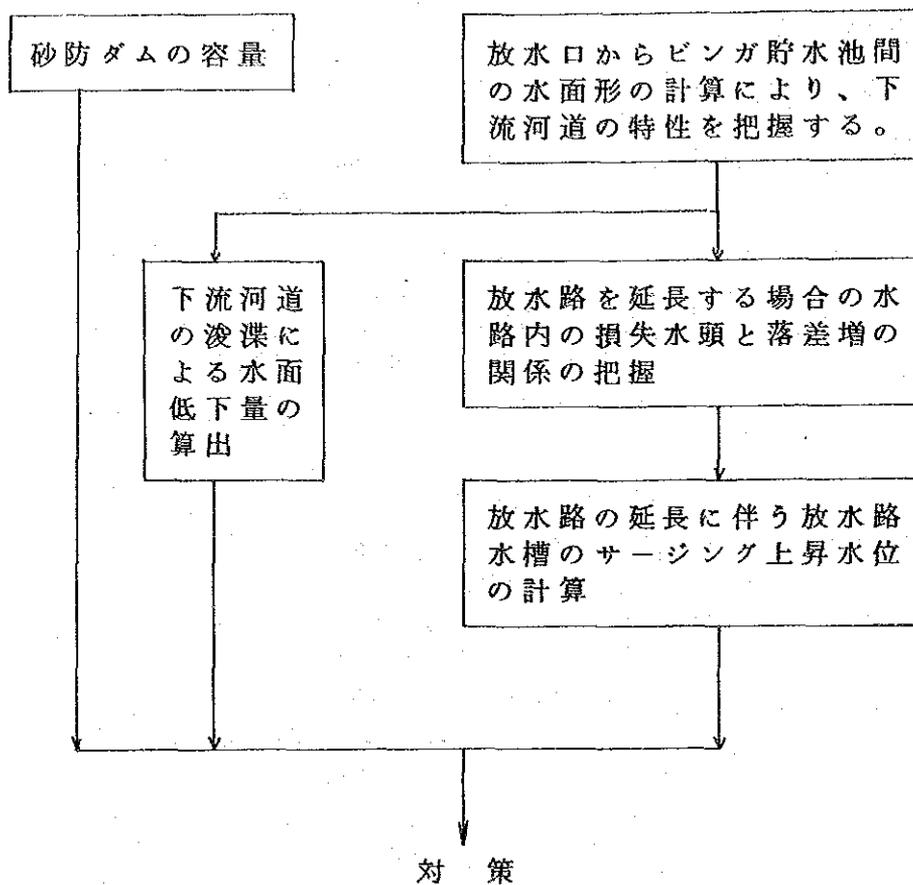
1.1.1 貯水池の堆砂

1.1.1.1 堆砂現象に関する水理上の検討の手順

今後の貯水池の堆砂の進行予測を行うに当り、次のような検討の手順に従った。



また、放水路トンネルの出口部分の対策のための水理検討は、次のような手順に従った。



11.1.2 これまでの貯水池の堆砂特性

アンブクラオダムは、1956年に建設され、建造後30年間に貯水池に堆積した堆砂量は、 $110.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ であり、この量を年平均堆砂量に換算すると $3.68 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。この量を他の貯水池の堆砂量と比較すると図-11.1, 11.2の如くである。図-11.1は比堆砂量(アンブクラオの1年間の単位面積当たりの堆砂量 $q = 3.68 \times 10^6 / 690 = 5,337 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year}$)と流域面積(アンブクラオの $A = 690 \text{ km}^2$)の関係を、日本、台湾、インドネシアのダムの記録の中に記したものである。また図-11.2は、比堆砂量 q とダム建造当初の総容量(アンブクラオの $C = 327.17 \times 10^6 \text{ m}^3$)と年平均流入量(アンブクラオの $I = 1320 \times 10^6 \text{ m}^3$)の比($C/I = 0.25$)の関係を、日本157ヶ所、米国58ヶ所、インド47ヶ所、その他の国14ヶ所の記録とアンブクラオ貯水池の記録に関する比較図である。これらの図からアンブクラオ貯水池の堆砂量の多さは同規模の貯水池に比べ最大級のものとなっている。

この堆砂量によって、アンブクラオ水力発電所の取水口周辺部の堆積面標高(1986年の測量値)は、すでに取水口の敷高と同じ標高EL 686.0まで達している。このため、取水口へ、流入する砂の対策工の検討は、急を要するものとなっている。

発電のための取水量への土砂の混入が報告され始めたのは、1980年頃である。1980年頃は冷却水中にシルトの混入が激しくなり、特に1984年より毎年、台風時には砂混じりとなり、冷却水管を閉塞し、タービンを摩耗せしめていると報告されている。

堆砂の進行状態を調べるために、1986, 1980, 1967, 1956年に測量された貯水池の等深線図から区間距離200m間隔に横断形を作成する。さらに、各横断形の最底標高を縦断形に作図すると図-11.3~11.5の如くなる。ここでは、これらの資料及び水文データに基づき、考察を加える。

堆積形状と粒径, ダム水位の関係

Agno川の貯水池底の縦断形(図-11.3, 11.4)を見るとEL.740(図-11.3中のA点)とEL.705(図-11.3中のC点)がほぼ同じ標高を保ちながら、ダム方向に進行しているのが認められる。

A点の標高EL.740は、HWL 752より、12m下の水位である。C点の標高は、毎年の最下降水位(平均下降水位EL.708.7)にほぼ一致する。さらに、B点からC点間の勾配は、ダム建設前のAgno川の勾配の半分である。

これらの事実からB点~C点の区間は、ダム水位が最下降水位にある時から水位が上昇す

る時の洪水によって形成されると考えられる。一方、A点の堆積は、水位がHWLに達している間の洪水によるものである。

堆積粒径については、次のように推察される。

B点より上流は、砂、礫を含む区間であり、B点からD点間は、砂を多く含む礫との混合区間である。D点からE点間はシルトを多く含む区間である。

一方、ラベイ、パンテイ、ペサックの支川のEL.740からEL.720間の河川勾配(図-11.5)は $1/30 \sim 1/20$ と急勾配であることからダム水位の低い時に発生する洪水時には、粒径の大きな土砂を多量に流送する能力を有している。このため、現時点の取水口にとっては、この3支川は脅威である。貯水池底の縦断形から標高区分を行い、その間の堆積量を求め、その値を表-11.1に示す。

堆砂量と流入量の関係

各測量年毎の間の年間の平均堆積量を求めると、

1956～1967	$3.008 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ ($= 33.09 \times 10^6 / 11$)
1968～1980	$5.307 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ ($= 68.991 \times 10^6 / 13$)
1981～1986	$1.399 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ ($= 8.394 \times 10^6 / 6$)
1956～1986	$3.683 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ ($= 110.475 \times 10^6 / 30$)

であって、それぞれの値は異なる。これは、その期間内の洪水量の規模に関係している。

図-11.6は、1956年以後の年総流入量と測量年毎の間の堆積量の関係を示す。

一般に、土砂量は流入量の2～5乗に比例し、そして、微小粒径のシルト量は流量の2乗に比例する。この事実と比較すれば図-11.6の堆積量と流入量の関係は、良好な関係のデータである。

また、C.C. Inglis, M.G. Wolman, L.B. Leopold等の平均流送土砂量と流入量の確率の関係の研究によると、平均流送土砂量は約1.4年から2.0年の確率年に当たっていると述べている。ここでは、2年確率洪水量の発生した1985年の流出頻度を代表値として選び、後節の流砂量のシミュレーションに用いる。

11.1.3 今後の貯水池の堆砂の進行予測

実績堆砂量の引き伸ばしによる取水塔への進行

これまでの堆砂の進行状況（図-11.3）から、堆積傾向を三分類する。

- 1) B点より上流の区間の年平均堆積量は、

$$0.463 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$$

である。

- 2) B点からD点間の年平均堆積量は、

$$1.844 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$$

である。

- 3) D点からE点間の年平均堆積量は、

$$1.376 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$$

である。

この量を1986年の貯水池底の形状に堆積させると、取水口の位置にD点が達するのは、約6.2年後の1992年である。（計算を図-11.7に示す。）

シミュレーションモデルによる今後の堆砂形状の進行

計算式は次のようである。貯水池内の水流及び土砂の運動を一次元解析法で扱う。水流の計算には、不定流計算によって行い、流砂量の計算には、掃流砂に対して篠原・椿の式、浮遊砂に対しては、Lane-Kalinskeの式、更にウォッシュ・ロードの計算には、Odd-Owenの式を用いる。

シミュレーションによる再現の確認は、1980年と1986年に実測された河床高について行われた。即ち、シミュレーションによる初期河床高は1980年の実測値である。これを初期条件に1986年までの6年間の上昇高をシミュレーションにより求め、1986年の実測高と比較する。その結果は、図-11.10の通りであり、比較的良好な一致と思われる。なお計算に用いた条件は次の通りである。

流況：平均年に相当する1985年の実績日流量を用いる。（図-11.8）なおピーク洪水量には $1735 \text{ m}^3/\text{s}$ （1985年6月発生）を与える。なお計算流量は6月21日の洪水から $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上（52日間）の出力期を入力し、毎年同じ流況を繰

り返す。

ダム水位：毎年の計算初期水位は、1957年から1986年の間の毎年の最低水位を平均したEL.708.7とし、流入量と発電使用水量(61.4m³/s)の関係からダム水位を設定する。またダム水位がEL.752以上となる場合は、Spillwayにより放流することとし、EL.752のダム水位を維持すると設定する。

計算断面数：アグノ川は16断面数、ボコド川は7断面数を採用、ただしラベイ、ペンテイ、ペサックの3支川は無視。

流入土砂量：1981年から1986年間の平均堆砂量 1.399×10^6 m³を年間流入土砂量とする。

この年間流入土砂量のシルトと砂礫の内訳は、

シルトに 0.977×10^6 m³/year,

砂礫に 0.422×10^6 m³/year

である。これをアグノ川とボコド川の流域面積比に分け、入力させる。

砂礫の粒径分布：図-11.9を採用(実測データ)。

次に、1986年から以後2035年までの堆砂の進行予測の計算結果を図-11.10に示す。さらに貯水容量の変化を表-11.2に示す。2035年の堆砂形状以後は、一部の土砂量がSpillwayに流下することとなる。それまでは、計算上の流入土砂量は全て堆積する結果となっている。なお計算条件は次の通りである。流況、砂礫の粒径分布、計算断面数は1980年から1986年の検証計算と同じである。

ダム水位：初期ダム水位は毎年の取水塔周辺の堆砂面標高に14.65m(=EL.695.65*¹ - 681*²)を加えた水位とEL.708.7を比較し、高い方を採用する。(即ち、堆砂面標高と水面差の水深を14.65m以上に保たせる。)

流入土砂量：1956年から1986年の30年間の平均堆砂量 3.683×10^6 m³/yearである。このシルト量と砂礫量の内訳はシルト 1.376×10^6 m³/yearであり、砂礫 2.307×10^6 m³/yearである。

*1) EL.695.65は、取水塔呑口天端標高

*2) EL.681は、1980年の取水塔周辺堆砂面標高

11.1.4 取水塔周辺部の浚渫深さ

取水塔周辺部の流れによって、堆積面が洗掘され、堆積物が取水口へ流入する状態を調べるために、流れのシミュレーションを行った。その条件は、貯水池底面標高は、1980年、1986年の測量資料の二種類、地形範囲は「ダム」と「取水塔中心から300m上流の断面」の間、ダム水位はL.W.L.694.0、取水量は61.4m³/sである。またコンピューターによる流れの計算値の output の数は、深さ方向7層、平面に198点の計1386点である。

1980年頃より取水口への流入砂の報告がなされているが、1980年の堆砂面は、取水口の標高EL.686.0より5.4m下である。一方、1986年の堆砂面は取水口の標高EL.686.0と同じである。この流れの状態は、図-11.11, 11.12に示す通りである。堆積物の再浮上現象に作用する底面近傍の流速を見ると

	1980年	1986年
取水塔から300m上流底面	1.11cm/s (0.55mm/s)	1.44cm/s (0.78mm/s)
取水塔周辺域底面	3.43cm/s (1.52mm/s)	34.99cm/s (5.42mm/s)
ダム近傍底面	1.74cm/s (0.77mm/s)	2.90cm/s (1.45mm/s)

である。なお()内の値は摩擦速度を表わす。堆積物が流れによって浮上しはじめる限界の状態を水理学では、摩擦速度(U_{*c})で表わすのが一般的である。

村岡は浮上する限界摩擦速度について、日本の河川、湖で計測し、 $U_{*c} = 6 \sim 30$ mm/sとしている。ここでは、取水塔周辺部に堆積したWash loadの再浮上の限界摩擦速度に6mm/sを適用すると、1986年の取水塔の周辺部(半径10m以内)での浮上は発生する。しかし、1980年には生じていない。一方、洪水時から洪水後、数週間は貯水池に、高い濃度のWash loadの流動が生じ、さらにdensity currentとなり、除々に図-11.3中のED間に沈澱しdensity current bedsを形成する。この洪水時の流入によって、砂が取水口へ流入すれば水車の摩耗が早まる。そこで取水塔より300m上流に、もし砂が存在し、それが浮上しはじめる限界の流量を岩垣の式から貯水池水位毎に求めると次の如くなる。

粒 径	ダム水位	浮上する時の洪水量	
		1980年地形	1986年地形
Wash load	EL 694	870	364
	EL 720	3417	2800
砂 0.56 mm	EL 694	2437	1020
	EL 720	9570	7830
	EL 740	16500	14650
	EL 752	21220	19320
砂 1 mm	EL 694	3228	1350
	EL 720	12680	10380
	EL 740	21860	19412
	EL 752	28110	25600

一方、貯水池水位が低い時の乾期の終り（5月～7月中頃）に発生する洪水量は、700～3,000 m^3/s である。またダム水位が高い状態の雨期に発生する洪水量は800～2,083 m^3/s である。このため1986年の堆砂面標高で、かつ貯水池水位がL.W.L.に近い状態の洪水時には、0.56mmの砂径を取水塔周辺へ流送する能力を持っている。これを防止するためには、1980年の堆砂面標高まで浚渫する必要がある。

また浚渫の平面方向の範囲については、次のように求められる。シルトの安定勾配を1/75として、取水塔から上流方向に浚渫を行えば、図-11.10(4)の堆砂進行のシミュレーション結果と合わせ考えれば、1995年頃から現在の取水口へ砂礫が流入すると考えられる。なお、このシルトの安定勾配(1/75)は、シルト質の流出の多い日本の大和川河口の浚渫工事後の安定勾配の記録から採用したものである。

11.2 放水口に於ける堆砂

11.2.1 放水路トンネル延長に伴う水理現象

ここでは、放水路トンネルの延長によって、地形標高差から生まれる落差増と、トンネル内の損失水頭増による値の比較によって、発電力増への影響を算出する。

また、水路長の延長に伴う放水路サージタンクの負荷急増時の最上昇サージングを、急増に要する所要時間との関連を求めている。

まず放水路トンネルの延長に伴う落差増を求めるために、放水口からビンガ貯水池間の不等流計算を発電使用水量 $61.4\text{ m}^3/\text{s}$ について行えば 図-11.13 の河川水面形を得る。この計算によると現在の放水口水位の平常時は、EL.579.061 である。なお、この計算条件は次の通りである。

計算対象区間：3,065 m

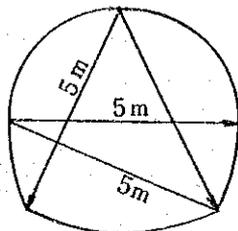
計算に使用された断面数：27 断面数（1987年の測量図）

ビンガ貯水位：NWL 575.0

マンニングの粗度係数： $n = 0.03$

次に、この水面形と河川地形から放水路トンネルを1,500 m延長する案について、検討を加える。水路諸元は次の通りである。

トンネル形状：標準馬蹄形水路断面

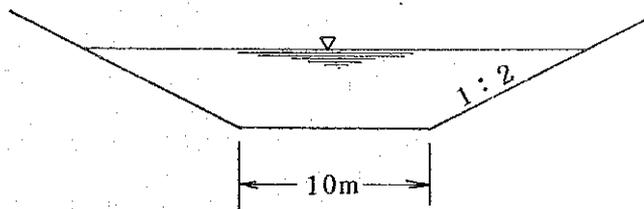


直径 5 m

$$A = 20.733\text{ m}^2, R = 20.733 / 16.345 \\ = 1.268$$

トンネル勾配：1/900

開削部：水路長110m，水路巾10m，法勾配1：2



また水路の損失水頭は、マンニングの粗度係数に $n = 0.013$ を使用すると

摩擦による損失水頭	1.579m
放水路の曲がりによる損失水頭	0.305m
余裕	0.186m
<hr/>	
合計	2.070m

トンネルを延長した出口の河川水位は、EL. 576.4 (図-11.13 参照) であるため、トンネルを延長することによって、落差の増加分は、河川地形・河川水理の条件から、

$$EL. 579.06 - EL. 576.4 = 2.661m$$

である。しかし、トンネル延長に伴う損失水頭の増加分は 2.070m であるから、結局、発電力増に寄与する有効落差の増加高は、

$$2.661m - 2.070m = 0.591m$$

となる。

この 0.591m 増加分の年間当たりの発生電力量への寄与の割合は、貯水池水位変化に伴う詳細な検討を加える必要があるが、ここでは、概算的にこれを求める。まずダム水位を NWL 752 と LWL 694 の中間水位 EL. 723、放水路サージタンクの水位を EL. 579.061 と考え、かつ、落差 143.939m (= EL. 723 - EL. 579.061) と有効落差増 0.591m の比を出力増率と考えれば、

$$0.591 / 143.939 = 0.0042$$

であり、概略約 0.4% の増加となる。

次に、放水路を延長した場合の水理的課題として、負荷急増時の放水路サージチャンパーの水位上昇がある。水位上昇高は、負荷急増に要する時間を長くすることによって低く押えることが可能である。図-11.14 に、負荷急増に要する時間と最上昇水位を記した。図中のパラメータは、既設水路の場合と水路を延長した場合であって、放水口の河川水位は洪水時と平水時である。

洪水時の最大放流量に 9490m³/s の時の河川水位 EL. 582.85 を用い、かつ、サージタンクの最上昇水位をバルブチャンパー室の敷高 EL. 604 以下に押えるには、負荷増に要する時間を 180sec 以上にする必要がある。なお、現在の放水路を使用する場合に当たっても負荷増に要する時間を 30sec 以上とし、バルブチャンパー室へのサージングによる流入を防止する必要がある。(図-11.14 参照)

11.2.2 放水路の下流河道の浚渫による水理特性

放水口から下流1,500m区間の河床高が放水口の水位を上昇させる結果となっていることから(図-11.13を参照)、ここでは、この間の浚渫を行うことによって、放水口の水位をどの程度低下させることが出来るかを不等流計算により検討する。

浚渫案は8ケースあって、その条件と結果は次表の通りである。

案	浚渫勾配 河道勾配	浚渫標高		浚渫区間と浚渫幅		浚渫量 ×10 ³ m ³	放水口 水位 EL	放水口水位 の低下高 EL 579.061
		放水口 0.6m下げ 1.0m下げ	1390m 下流	放水口から 735m間	735m間か ら1500m 間			
A	1/1130	EL 576.23	EL 575	25	25	48.5	578.050	1.011
B	"	"	"	25	50	79.7	577.780	1.281
C	"	"	"	50	50	122.2	577.435	1.626
D	"	"	"	50	100	231.2	577.399	1.662
E	1/1675	575.83	575	25	25	54.6	577.791	1.270
F	"	"	"	25	50	93.6	577.537	1.524
G	"	"	"	50	50	136.8	577.204	1.857
H	"	"	"	50	100	248.8	577.110	1.951

また各浚渫案に対する出力増を11.4.2節と同様の概算を行うと、下表の如くなる。これを図-11.15に示す。これによると浚渫E案がA案に比べ有利となっている。このE案の水面形及び浚渫横断図を図-11.16、図-11.17に示す。

案	浚渫量 ×10 ³ m ³	出力増の割合 %
A	48.5	0.70
B	79.7	0.89
C	122.2	1.13
D	231.2	1.15
E	54.6	0.88
F	93.6	1.06
G	136.8	1.29
H	248.8	1.36

なお、アンブクラオダムと放水口間に流入するベルサ川からの年間平均流出土砂量の

推算是、ビンガ貯水池の堆砂量から求める必要があるが、ここでは、ボコド川、ラベイ川、バンテイ川、ペサック川の堆砂データから概略的な推算を行えば、 $456,000\text{m}^3/\text{year}$ （シルトは含まない）である。この流出土砂量は、浚渫E案の浚渫量 $54.6 \times 10^3\text{m}^3$ の8.3倍に当たる。なお、この算出根拠は、1957年から1980年までの24年間にアンプクラオダムに堆砂したボコド川からの砂礫量（シルトは含まない）とラベイ川、バンテイ川、ペサック川からの砂礫量の単位 km^2 当たりの堆砂量を求め、さらに、これを平均した値をベサル川からの単位 km^2 当たりの流出土砂量と設定した。

即ち、

期 間	河 川 名	堆 積 砂 礫 量	年平均堆積量
		m^3	m^3/year
1957～1980	ボ コ ド	4.095×10^6	170,600
	ラ ベ イ	4.088×10^6	170,300
	バン テ イ	2.447×10^6	102,000
	ペ サ ッ ク	3.508×10^6	146,200

ボコド川の単位 km^2 当たりの堆積量

$$170,600 / 142.5 = 1,197.2\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$$

ラベイ川、バンテイ川、ペサック川の合計単位 km^2 当たりの堆積量

$$(170,300 + 102,000 + 146,200) / 80.7$$

$$= 5,185.9\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$$

ベサル川からの年間流出土砂量の推算値

$$143 \times (1,197.2 + 5,185.9) / 2 = 456,400\text{m}^3/\text{year}$$

である。

11.3 砂防ダム

11.3.1 砂防ダムの設計流量と堆砂量

取水塔に近いラベイ川、バンテイ川、ペサック川からの砂礫の流出を遅らせる必要から砂防ダムの計画を行う。またダム下流のベサル川については、放水口より下流の堆砂対策である。この砂防ダムの水理的な設計値を以下に示す。

砂防ダムの設置位置周辺の地形測量図が入手されていないことから、ここでは、5万分の1の地形図を基に1/4000の地形図に拡大作成し、使用する。このため位置、堆積容量につ

いては、実施に当り再調査・検討を行う必要がある。

ここで設計された砂防ダムの諸元は次表の通りである。

河川名		ペサック	バンテイ	ラベイ	ベサル
流域面積 (km ²)		30.3	30.2	20.2	143
1957~1980年の平均堆積の実績量砂礫量 (×10 ³ m ³)		170.3	102	146.2	(456.4) 推定値
砂防ダム規模	計画堆砂量 (×10 ³ m ³) (流送量に対する倍数)	1390 (8.2年分)	1160 (11.4年分)	217 (1.5年分)	907 (2.0年分)
	ダム高 (m)	21 (=14+7)	19.8 (=14+5.8)	20.8 (=14+6.8)	25.8 (=14+11.8)
	ダム幅 (m)	172	258	82	90
	越流長 (m)	34	49	23	40

なお越流部設計流量の算出は、100年確率日雨量(508mm/day)を使用し、

$$Q = rfA / 3.6$$

から求める。ここの $f = 0.7$ (流出係数) を採用し、他は次表の通りである。

河川名	洪水到達時間	ピーク 時間雨量 r	流域面積 A	ピーク 流量 Q
		mm/hr	km ²	m ³ /s
ペサック	1時間以内	176	30.3	1037
バンテイ	〃		30.2	1034
ラベイ	〃		20.2	691
ベサル	2時間以内	110	143	3059

越流部の設計計算式は、

$$Q = (2/15) C (2g)^{1/2} (3B_1 + 2B_2) h^{3/2}$$

C : 流量係数 = 0.66

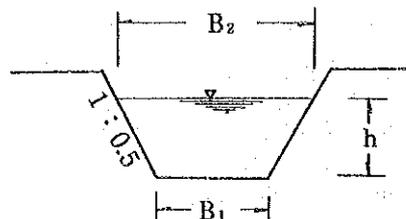
B₁ : 越流部敷幅

B₂ : 越流水面幅

(ただし法り勾配 1 : 0.5)

h : 越流水深

Q : 越流量



である。ここで河床幅より狭い B₁ を設定し、B₂、h を求める。

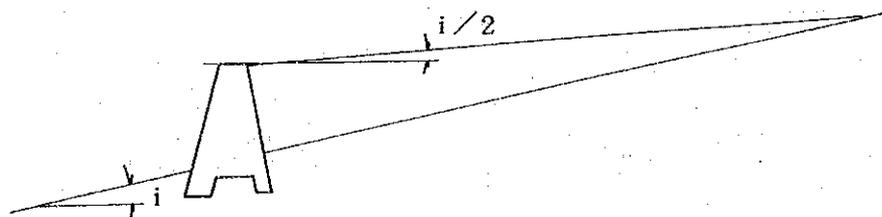
河川名	Q (m ³ /s)	B ₁ (m)	B ₂ (m)	h (m)
ペサック	1037	34	39.98	5.98
パンテイ	1034	49	53.78	4.78
ラベイ	691	23	28.81	5.81
ベサル	3059	40	50.79	10.79

であるが、h に約 1 m 程度の余裕を見込んで設計する。

砂防ダムの計画総堆砂量の算定は、堆砂面勾配を現河川勾配の 1/2 とし、河川地形から求める。

河川名	現河川勾配	堆砂面勾配
ペサック	1/27	1/54
パンテイ	1/23	1/46
ラベイ	1/19	1/38
ベサル	1/50	1/100

なおベサル川の河川勾配は、ポコド川の河川勾配 1/53 を参考に推定した値である。



11.3.2 砂防ダム工事費

砂防ダムが2年間や1.5年間で満杯となることは、普通のことである。この為、日本では同じ河川に数個の砂防ダム群を作ることとなる。さらに、上流流域の植性の改善、地すべり地域の保護工の対策が取られる。本来、砂防ダムの効果には、流れの流速を遅くし、河道の洗掘を防止することも含まれ、砂礫堆積効果のみに重点を置いた構造物ではない。しかし、本修復計画では対策に急を要することから、堆積効果に重点を置いた検討となっている。工事費はつぎの通りである。なお、砂防ダム位置図は図-11.18のとおりである。

砂防ダム工事費

砂防ダム	F. C	L. C	計
ペサック	981.8	2,794.6	3,776.4
バンテイ	855.5	2,435.	3,290.5
ラペイ	523.6	1,490.1	2,013.7
ベサル	1,018.1	2,897.7	3,915.8

単位：千米ドル

上記工事費から、各砂防ダムの計画堆砂量当り工事費を算出すると下表の通りとなる。

砂防ダム名	ペサック	ラペイ	バンテイ	ベサル
工事費(千米ドル)	3,776.4	2,013.7	3,290.5	3,915.8
計画堆砂量(千 m^3)	1,390.0	217.0	1,160.0	907.0
計画堆砂量当り工事費	2.7	9.3	2.8	4.3

貯水池に流入する3河川(ペサック, ラペイ, バンテイ)では2.7 $\$/m^3$ ~9.3 $\$/m^3$ 平均3.3 $\$/m^3$ の費用が掛ることとなり、大変高価である。ちなみに、修復工事の中で貯水池の堆砂対策費(取水塔浚渫工事・同周辺浚渫工事)は、US\$20,168,000で年間3,683,000 m^3 の流出土砂に対して、40年間対応出来る。従って貯留土砂量当りの単価は0.14 $\$/m^3$ と安価である。

以上のことと、12.1.1でも述べるように砂防ダムによる治山はアグノ川の場合は殆んど全域にわたって砂防計画を進展して行かなければならないので、砂防ダム計画は不経済であるため、今回の修復計画には採用しなかった。

11.4 その他の水理計算

11.4.1 大型排砂門を新設する場合の減勢池の規模の計算

計算条件は、

排砂門数：2門

排砂門幅：1門当り5m(合計10m)

放流量：1門当り500m³/s(合計1,000m³/s)

排砂水路勾配：1/5.714=θ

である。ここでマンングの粗度係数を $n = 0.025$ として以下設計計算を行う。まず排砂水路の水深 (h_1) を、等流の計算式

$$\sin \theta = n^2 Q^2 / R^{4/3} A^2$$

から求めると、 $h_1 = 4.4$ mとなる。このFroude数は、

$$Fr = V / (gh_1)^{1/2} = 2.2727 / 6.566 = 3.461$$

であり、減勢池の水深 (h_2) は、

$$h_2 / h_1 = \{ (1 + 8 Fr^2)^{1/2} - 1 \} / 2$$

から、

$$h_2 = 4.42 \times 4.4 = 19.45 \div 20 \text{ m}$$

と求められる。よって減勢池の長さ (L) は、

$$L = 4.5 h_2$$

から90mと求められる。一方、下流河川の水深を、河幅30m、勾配1/1000、 $n = 0.025$ から求めると7.12mとなる。よって、減勢池の規模は長さ90m、現河床からの掘削深さを13m(≒20m-7.12m)、掘削幅を10m以上とする必要がある。

11.4.2 貯水池水位上昇の検討

取水塔の改良工事を行う場合、雨期の始まりに発生する洪水によって、貯水池水位がどの程度上昇するかは、気になるところである。ここでは、過去の5月、6月の水位上昇実績高を用いて、実際に貯水池の水位上昇に作用した貯留量の増加量を求め、月別の確率計算を行った。

表-11.3は、月中の最大上昇高さから求められた貯留量の増加量であり、これを確率計算のための入力データとした。その結果、20年から2年の確率貯留量の増加量は、

	5月	6月
20年確率	83×10 ⁶ m ³	90×10 ⁶ m ³
10年確率	62×10 ⁶ m ³	70×10 ⁶ m ³
5年確率	40×10 ⁶ m ³	49×10 ⁶ m ³
2年確率	7×10 ⁶ m ³	18×10 ⁶ m ³

である。この貯留量の増加量を、洪水が発生する前の貯水池水位をLWL 694として、上昇水位に変換すると、

	5月	6月
20年確率	EL 728.29	EL 729.91
10年確率	722.89	725.07
5年確率	717.61	719.04
2年確率	698.99	705.77

となる。

11.4.3 Low level Outlet

Low level Outletの開放によるSiltの除去の案がJICAレポートに記されなかったのは、あまりにも技術的に危険率の高い『かけ』に類する案であることから、詳細な検討の対象とならなかった。その理由は次のようである。Low level Outletの取水口には、スクリーンが取付けられている。しかし、取水口の上には、Siltが約40mの厚さで堆積しており、バルブの開放時には、この腐食したスクリーンが破損し、流入する恐れがある。2個のバルブの内に1つハウエルバンガーバルブにスクリーンの破損した材料が激突すれば、バルブが破損し、再閉鎖が困難となる。さらに、堆積するSiltの層の中には沈木もあるため、これらがバルブに「はさまる(かむ)」と、再閉鎖が困難となる。

また、堆積層の内部の固さが不明であるが、もし固い場合には排出の為のバルブの開放の操作方法は工夫が必要であるが、このような方法による排砂の実績が日本にはない。例え、堆積するシルトの一部が流出しても、取水口の周辺部のシルト層に迂りが生じた場合には、

一時的に取水口を閉鎖する為に、トンネル内の圧力を負圧にするウォーターハンマーが発生し、トンネルを破損することも考えられる

以上の理由によって、バルブの再閉鎖が困難になる危険性の高い本案は記述されていない。

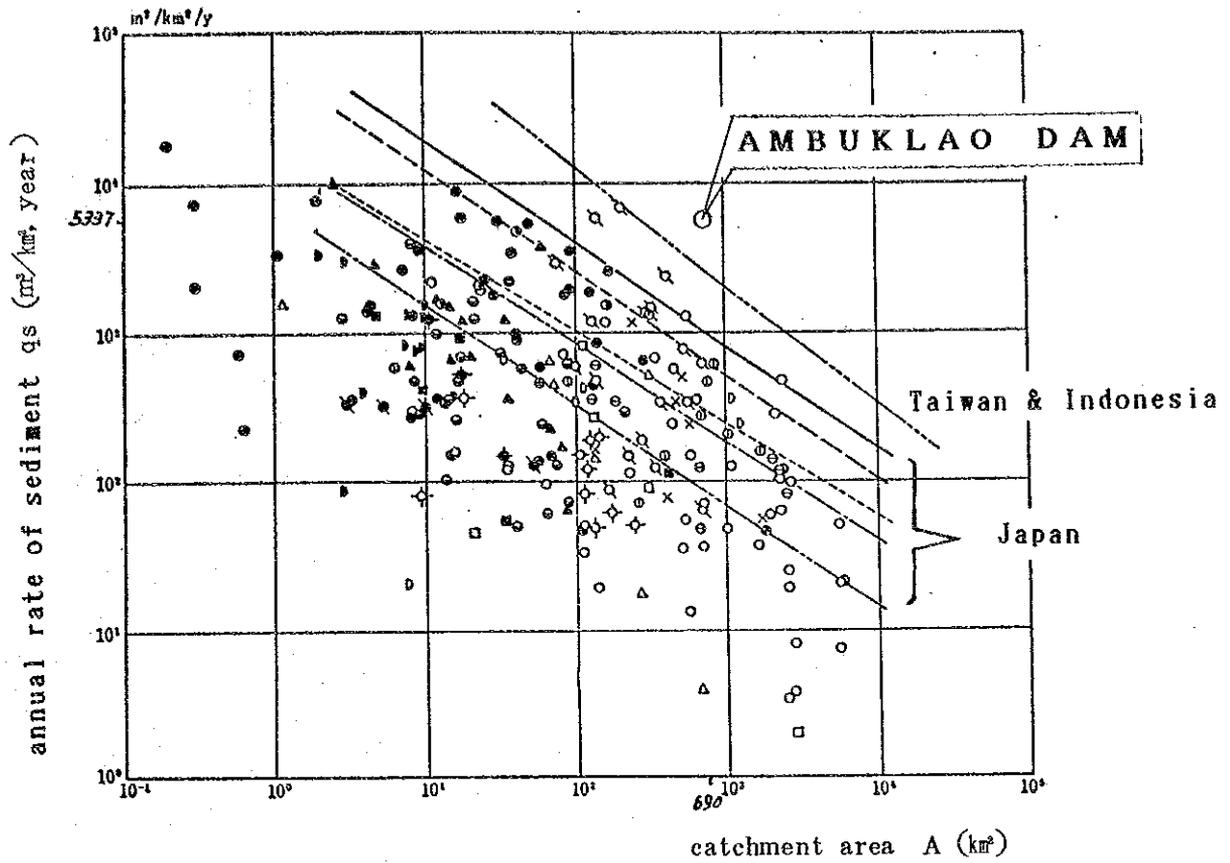
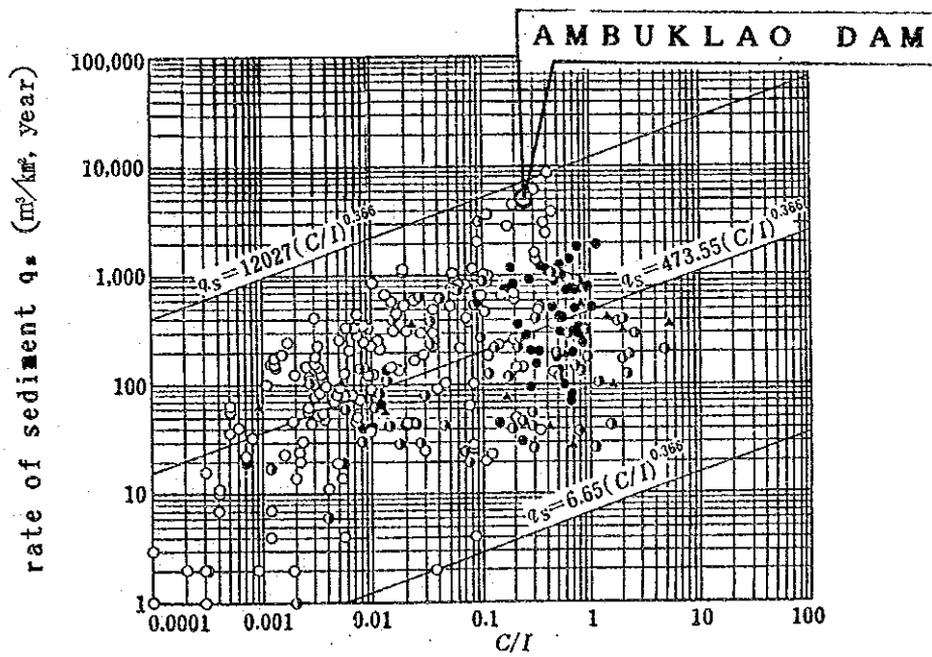


図 - 11.1 流域面積と年比堆砂量の関係



C : Total capacity of reservoir
 I : Annual average of inflow

図 - 11.2 C/I比と年比堆砂量との関係

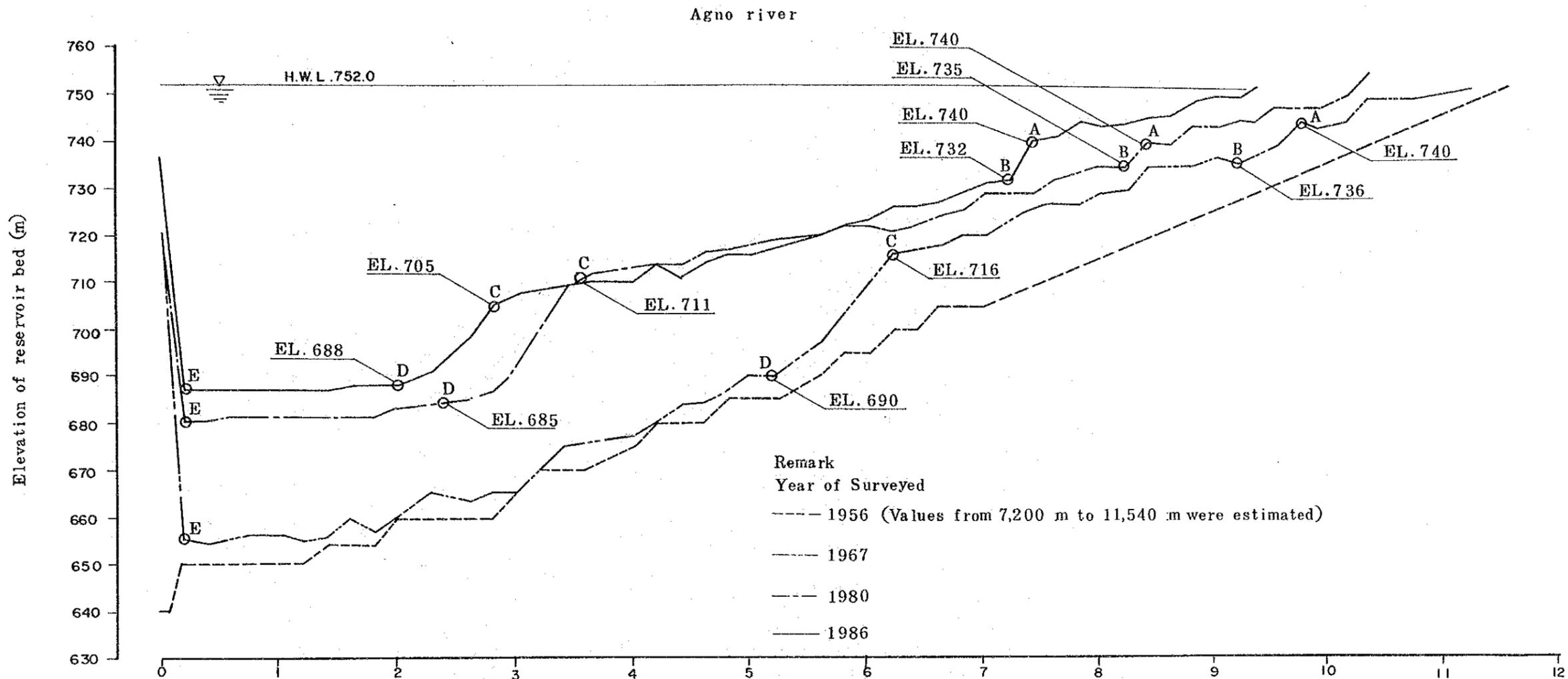
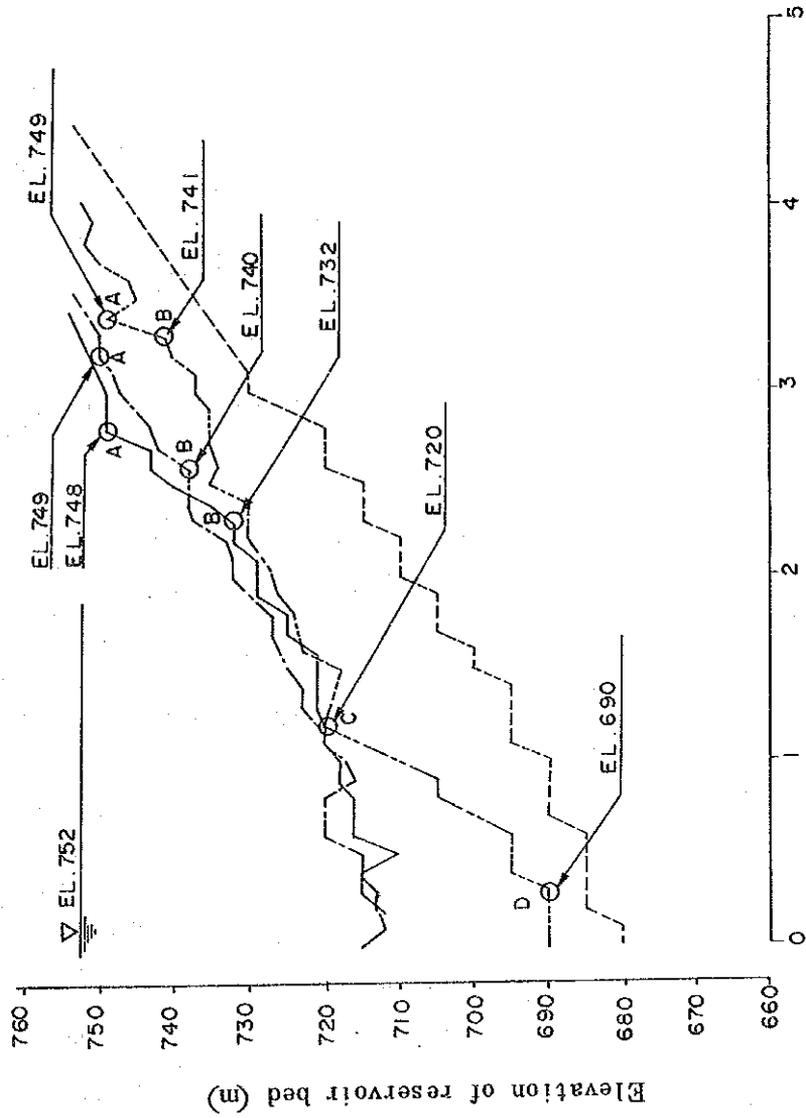


図-11.3 アンブクラオ貯水池(アグノ川)の河床縦断形記録

Bokod River



Distance from the confluence (km)

図-11.4 アンブクラオ貯水池(ボコド川)の河床縦断形記録

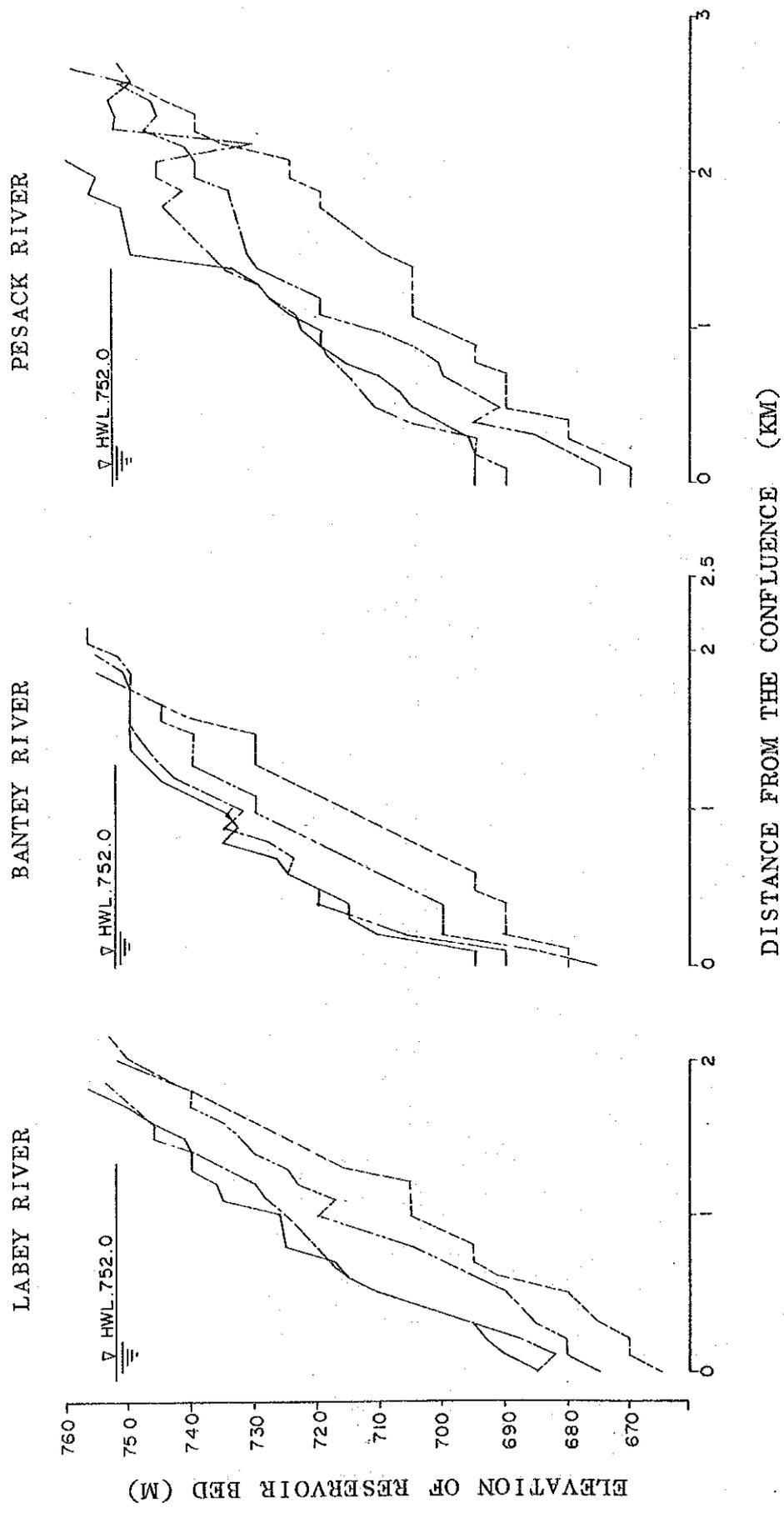


図-11.5 アンブクラオ貯水池(ラベイ川、バンテイ川、ペサック川)の縦断形記録

Q_B : Bed Load \circ : $Q_W + Q_S + Q_B$
 Q_S : Suspended Load Δ : $Q_S + Q_B$
 Q_W : Wash Load ϕ : Q_W

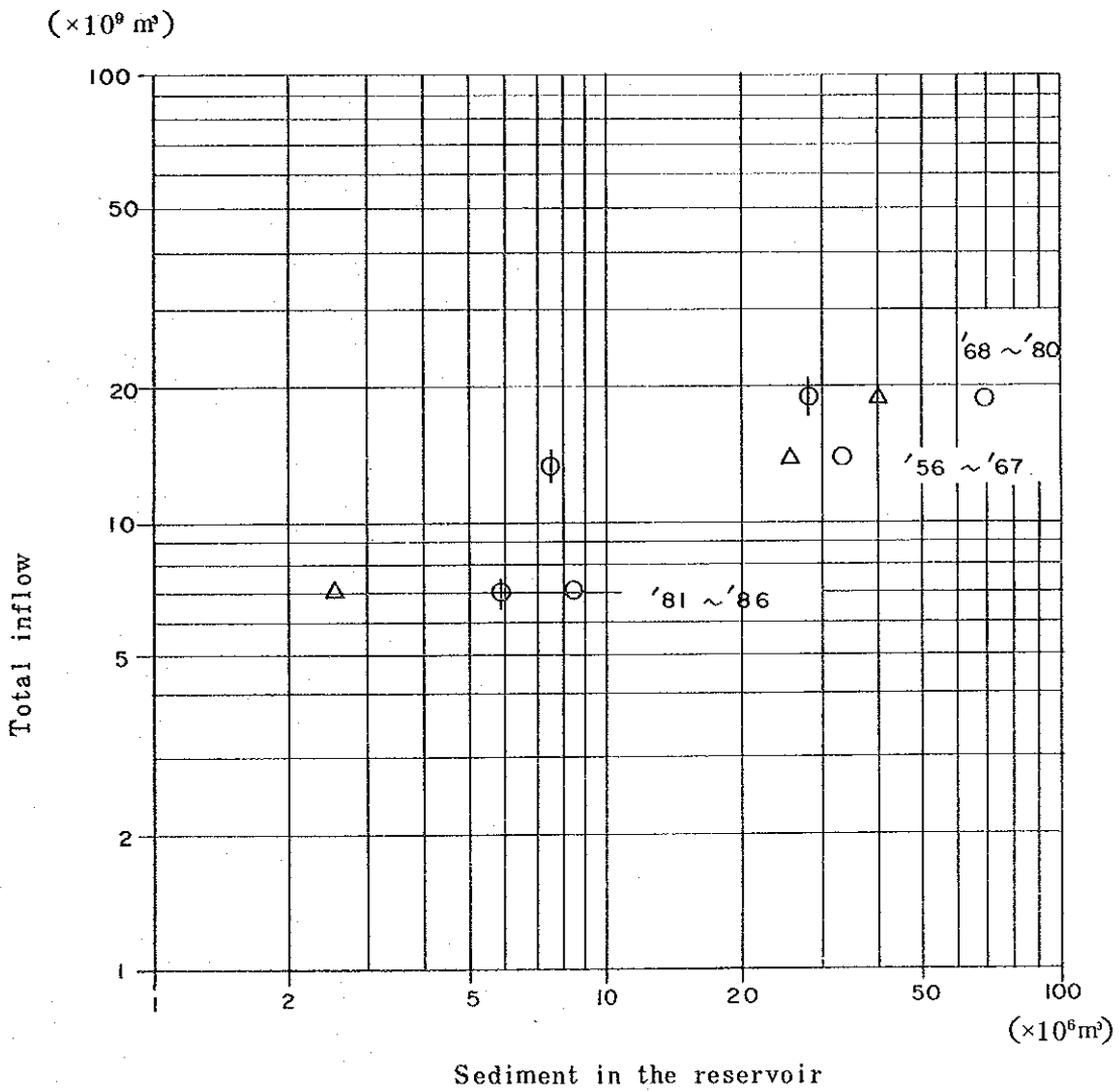
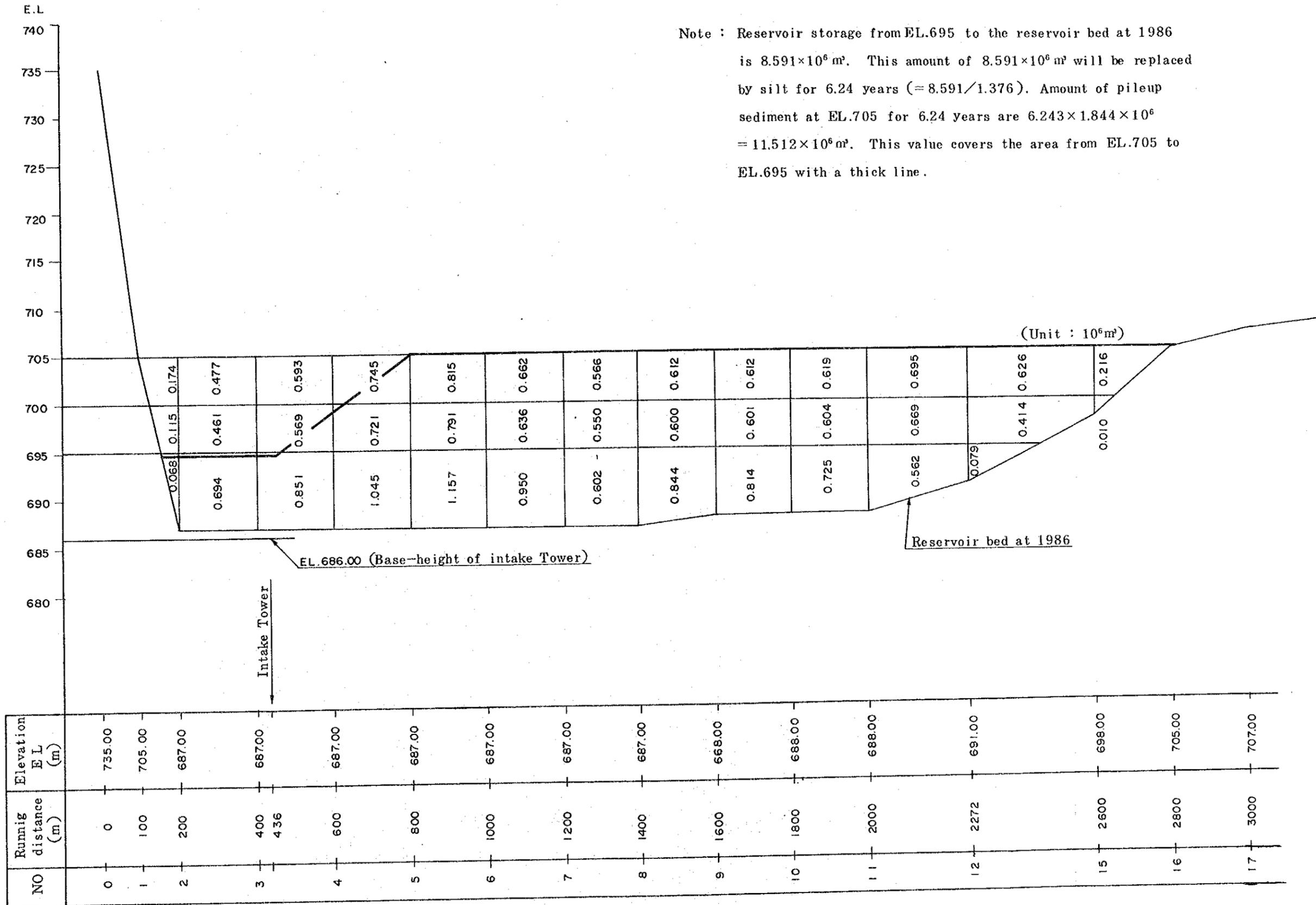


図-11.6 貯水池の堆砂量と総流入量の関係

(期間: 1956-1967, 1968-1980, 1981-1986)

図-11.7 実績の引き伸ばしによる1968年以後の取水口周辺部の推定堆砂面



Note : Reservoir storage from EL.695 to the reservoir bed at 1986 is $8.591 \times 10^6 \text{ m}^3$. This amount of $8.591 \times 10^6 \text{ m}^3$ will be replaced by silt for 6.24 years ($= 8.591 / 1.376$). Amount of pileup sediment at EL.705 for 6.24 years are $6.243 \times 1.844 \times 10^6 = 11.512 \times 10^6 \text{ m}^3$. This value covers the area from EL.705 to EL.695 with a thick line.

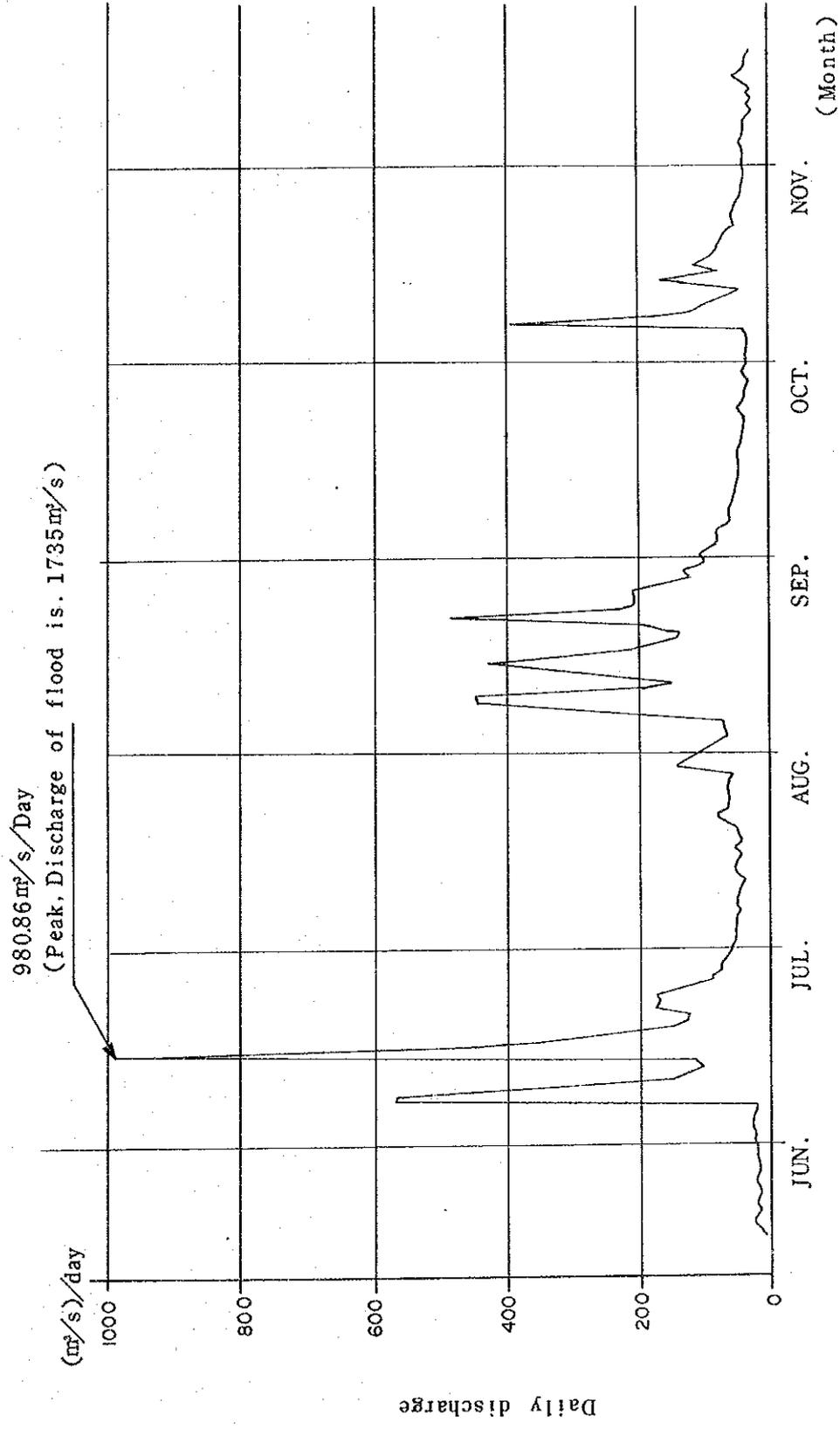


図-11.8 1985年の日流量記録

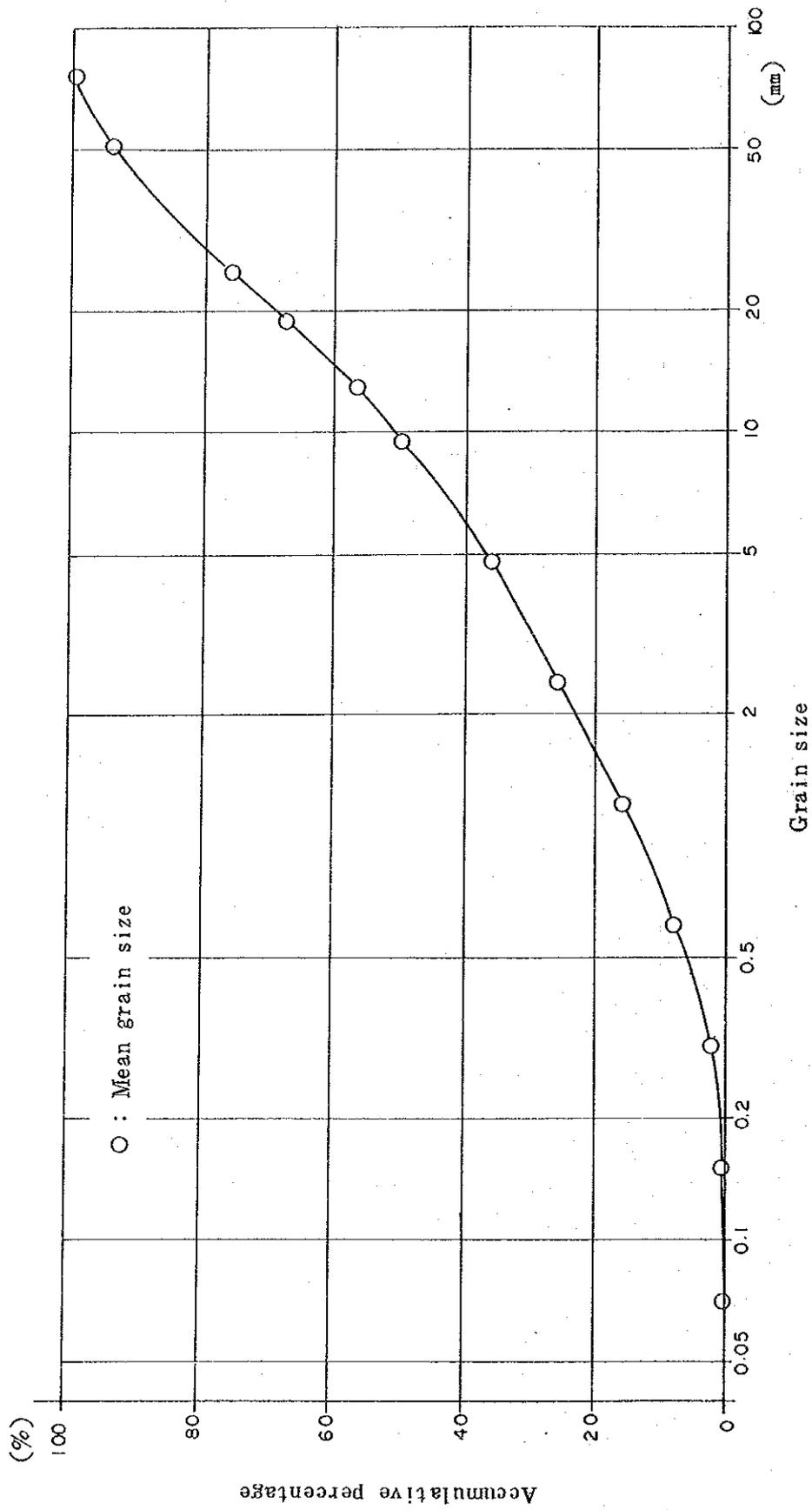


図-11.9 砂礫径の通過重量百分率

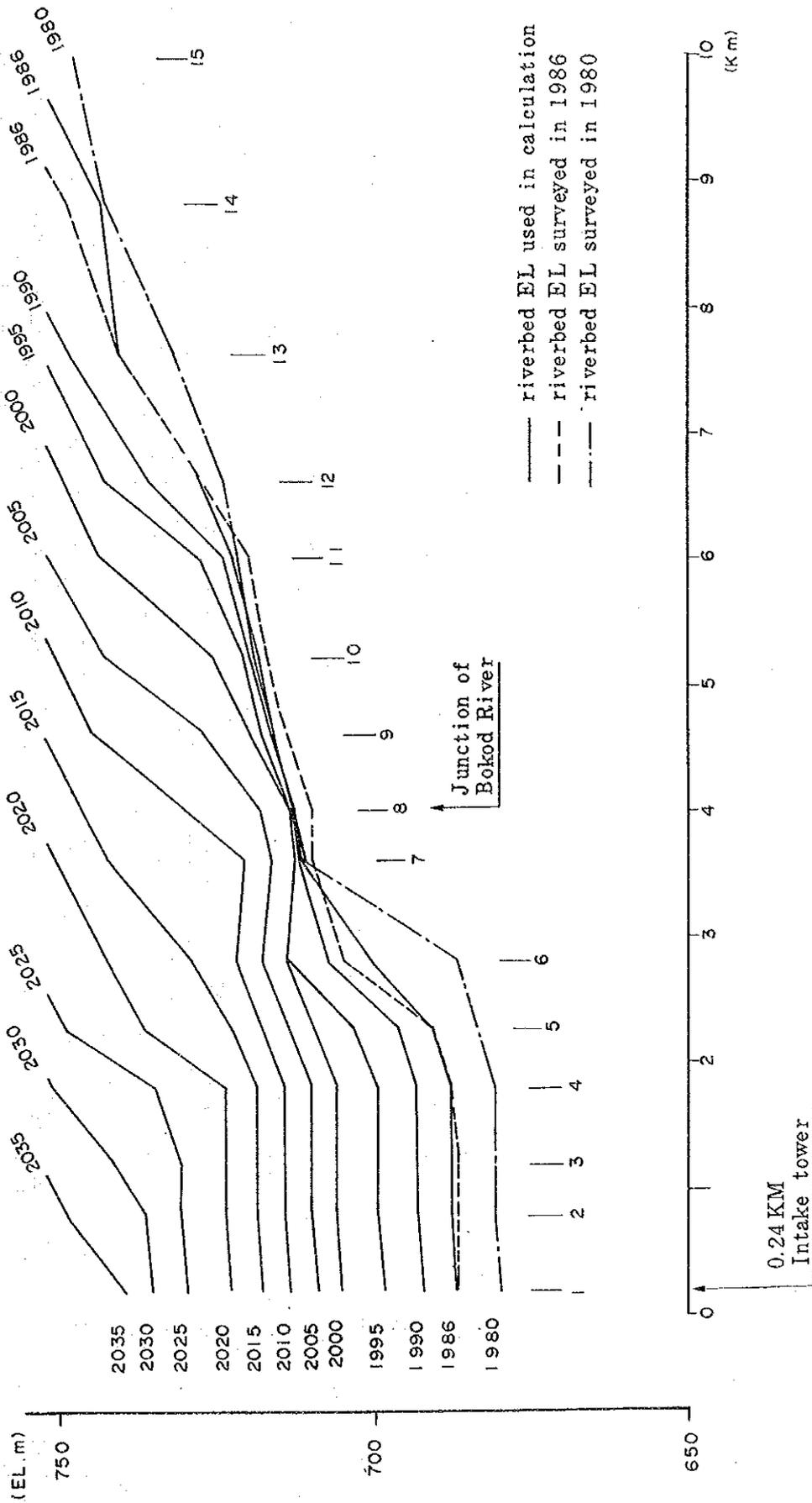


図-11.10(1) 貯水池内(アグノ川)の堆砂進行の予測シミュレーションによる河床縦断形

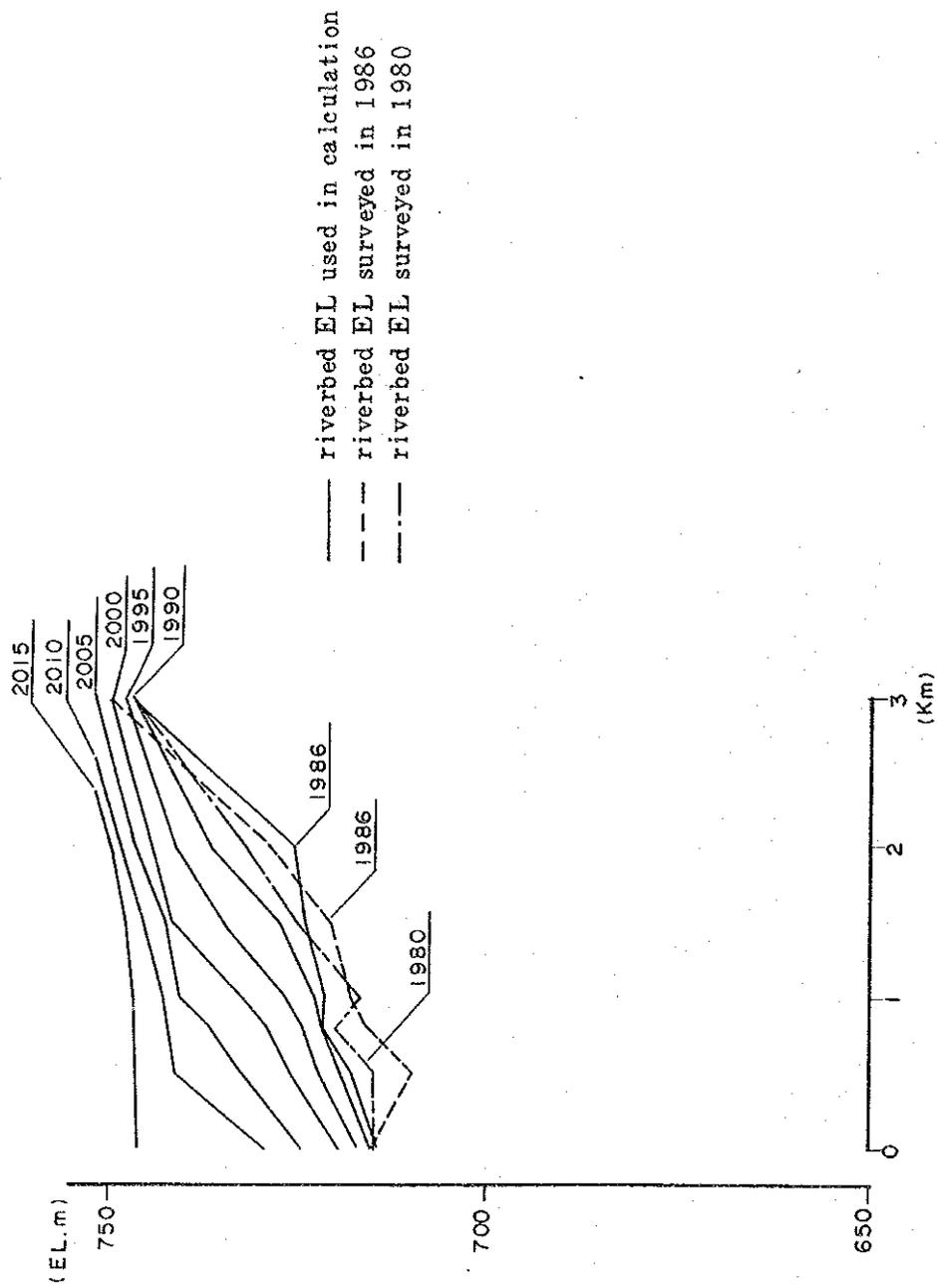


図-11.10(2) 貯水池内(ボド川)の堆砂進行の予測シミュレーションによる河床縦断形

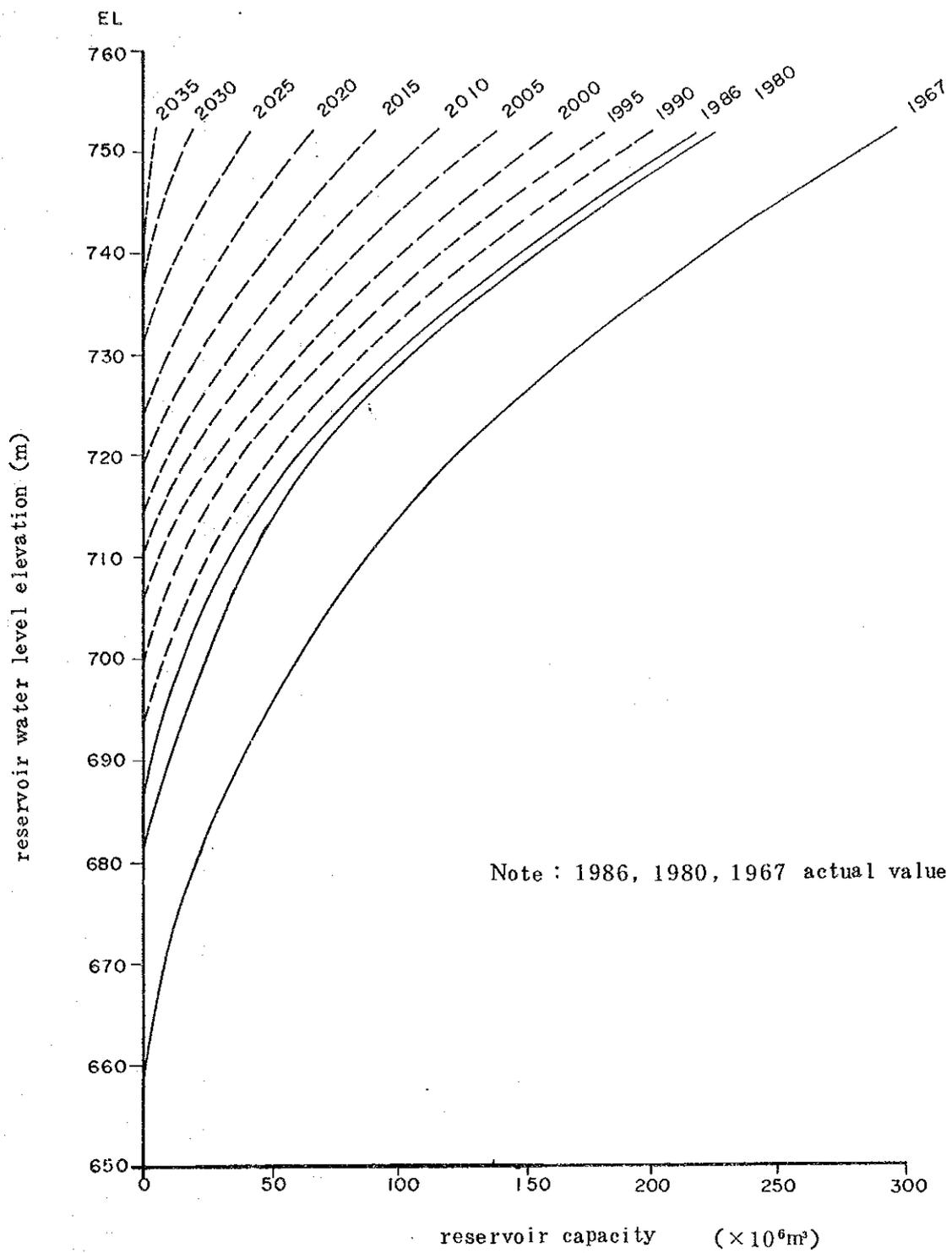


図-11.10(3) 堆砂進行の予測シミュレーションによる今後の貯水容量と貯水位の関係

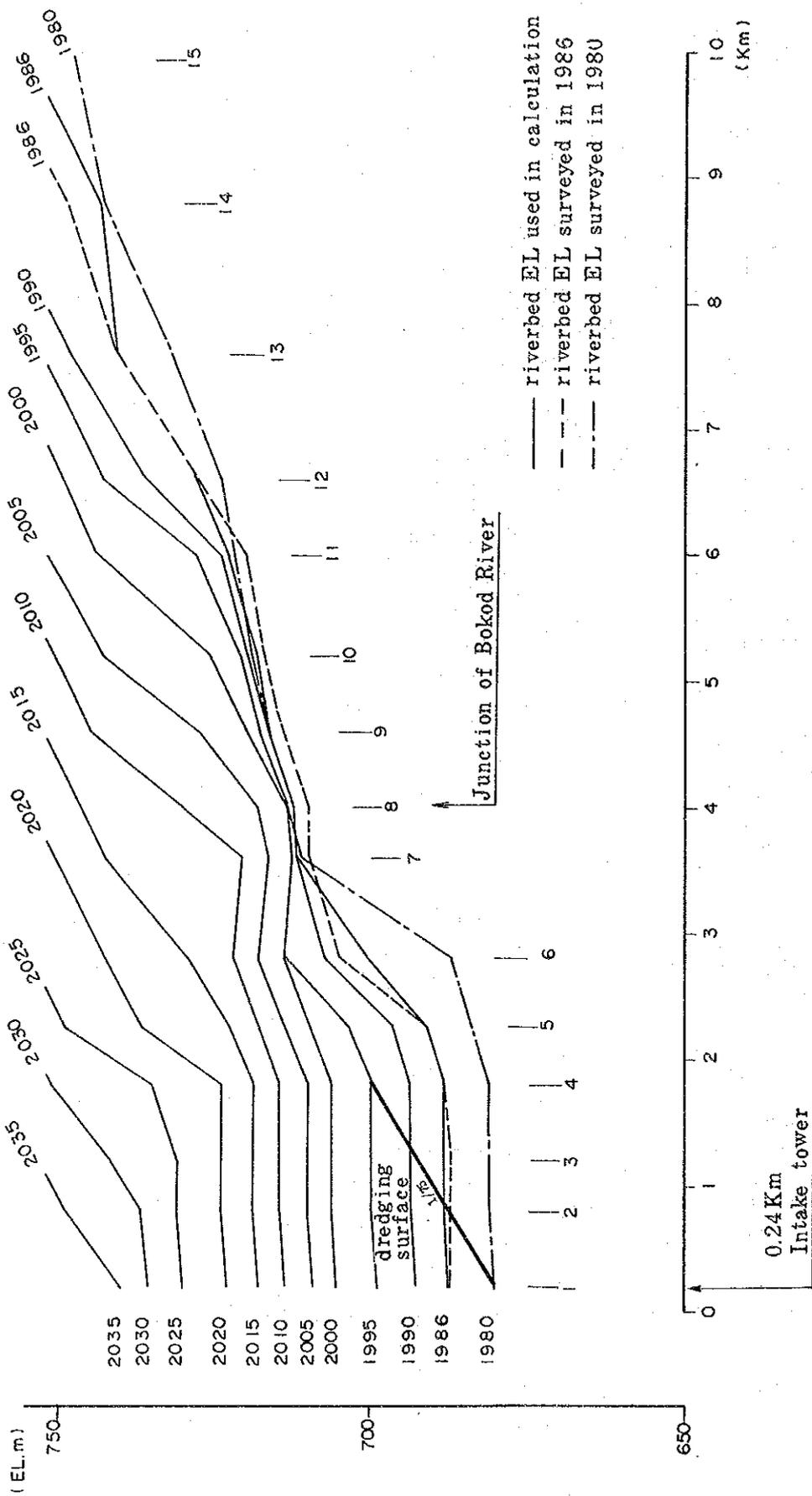
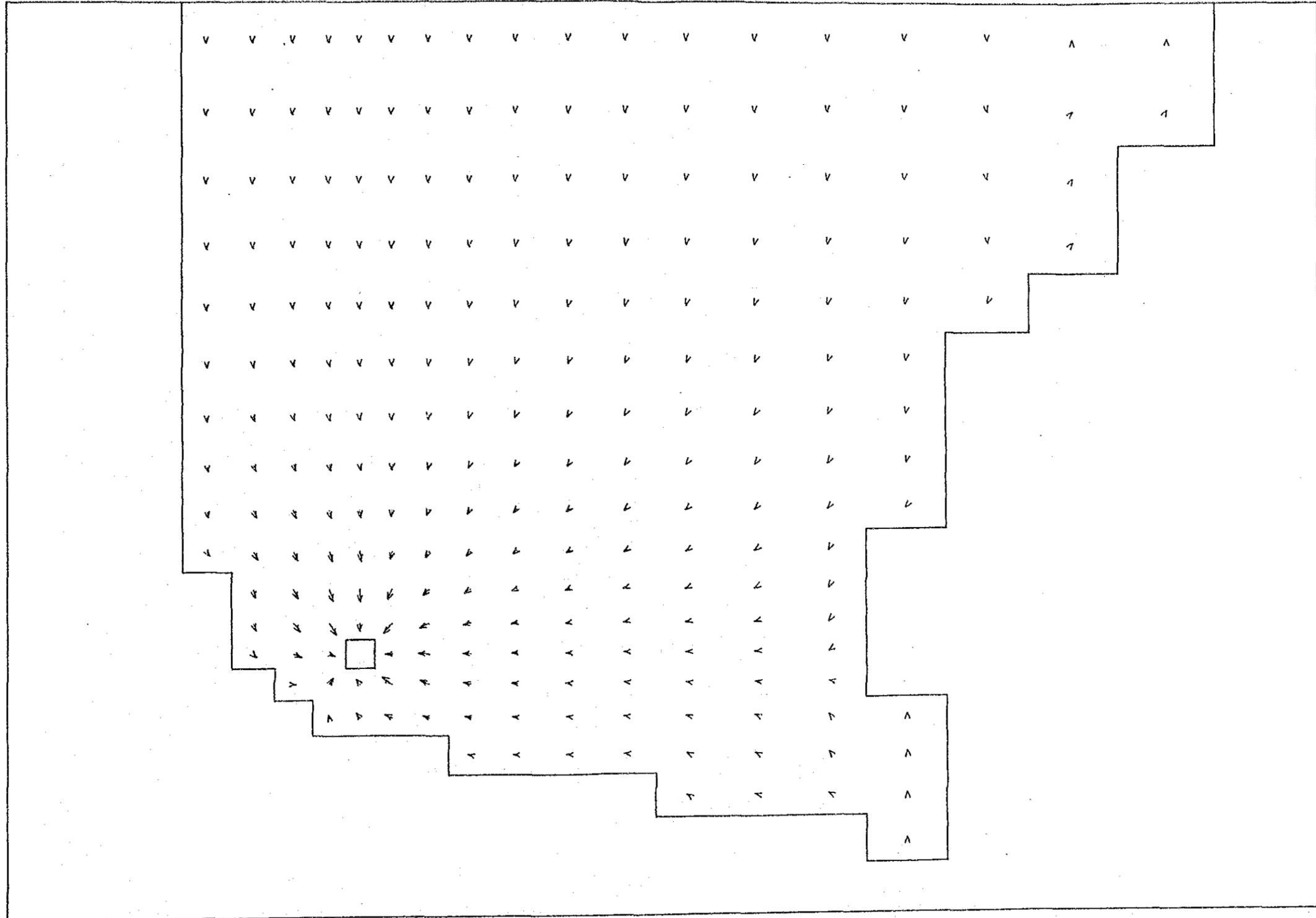


図-11.10(4) 堆砂進行の予測シミュレーションに取水塔から浚渫を1/75の勾配で行った。

EL 681.30

Condition

WL : LWL 694.0
Bottom Level : 680.6(1980)
Discharge : 61.4 (m³/sec)



→ 0.01 m/sec

図-11.11 取水塔周辺部の流速分布 (1980年地形標高 681.3 m)

EL. 686.25

Condition WL : LWL 694.0
Bottom Level : 686.0(1986)
Discharge : 61.4 (m³/sec)

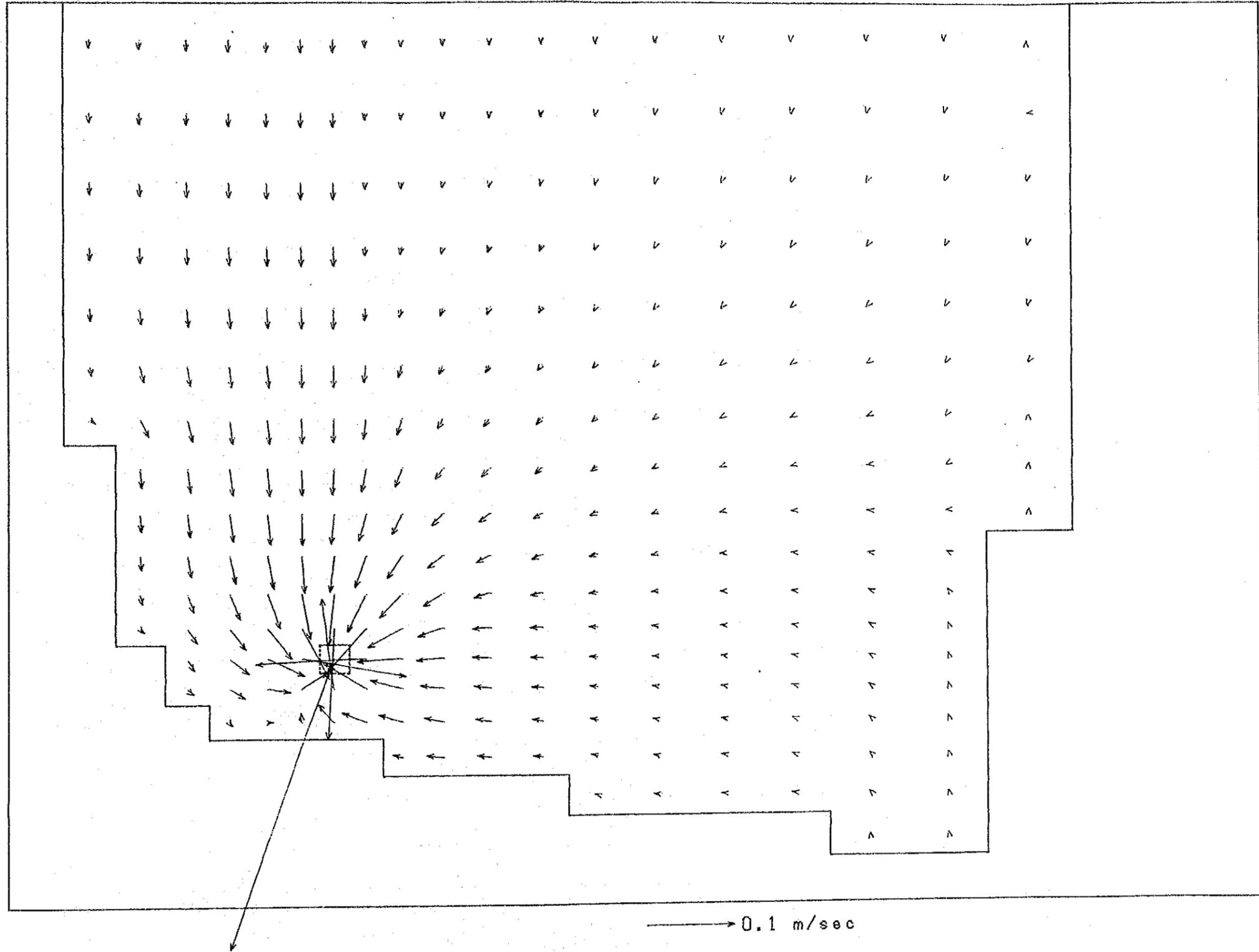


図-11.12 取水塔周辺部の流速分布(1986年地形標高686.25m)

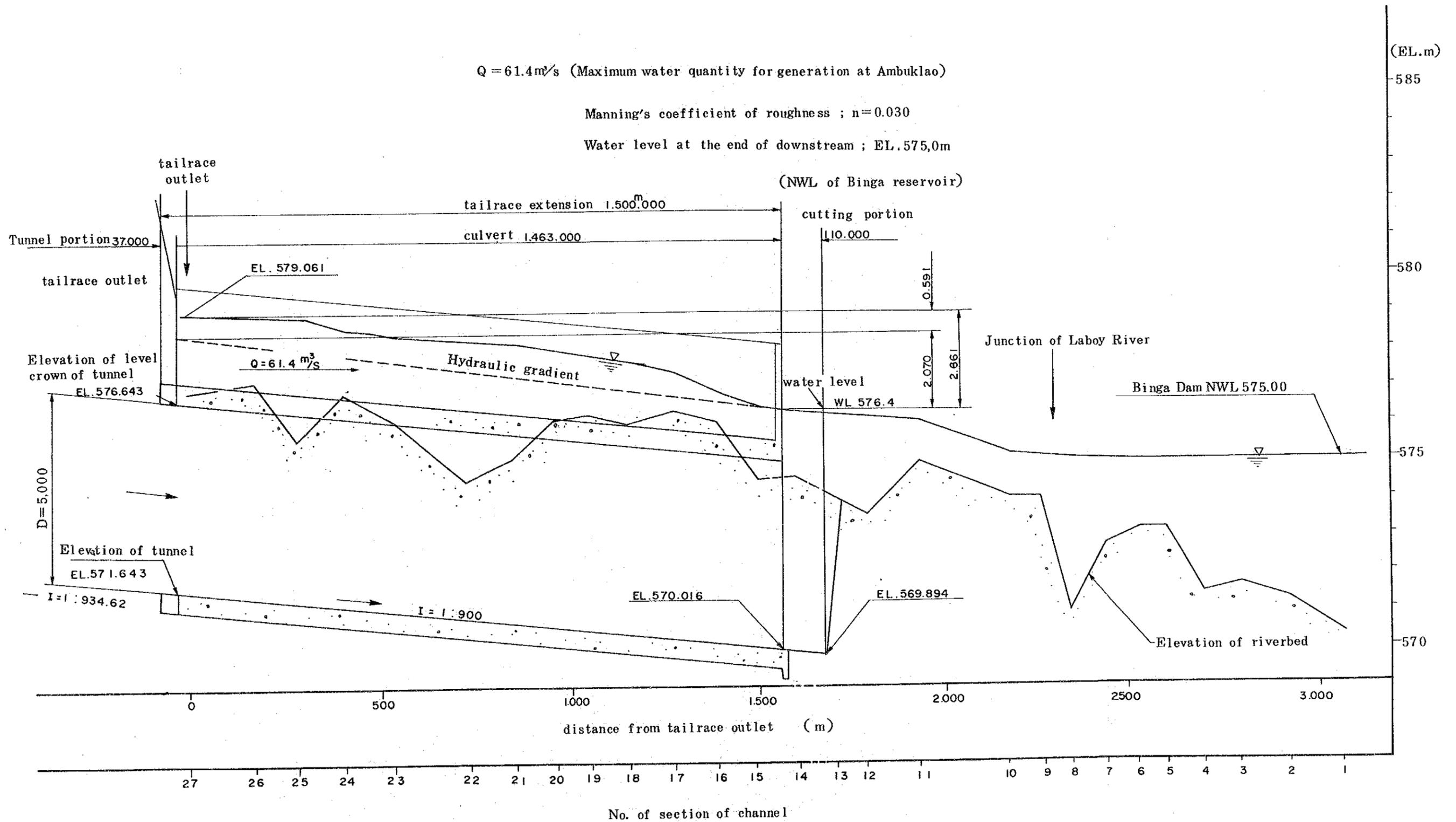


図-11.13 アンブクラオダム放水路延長案

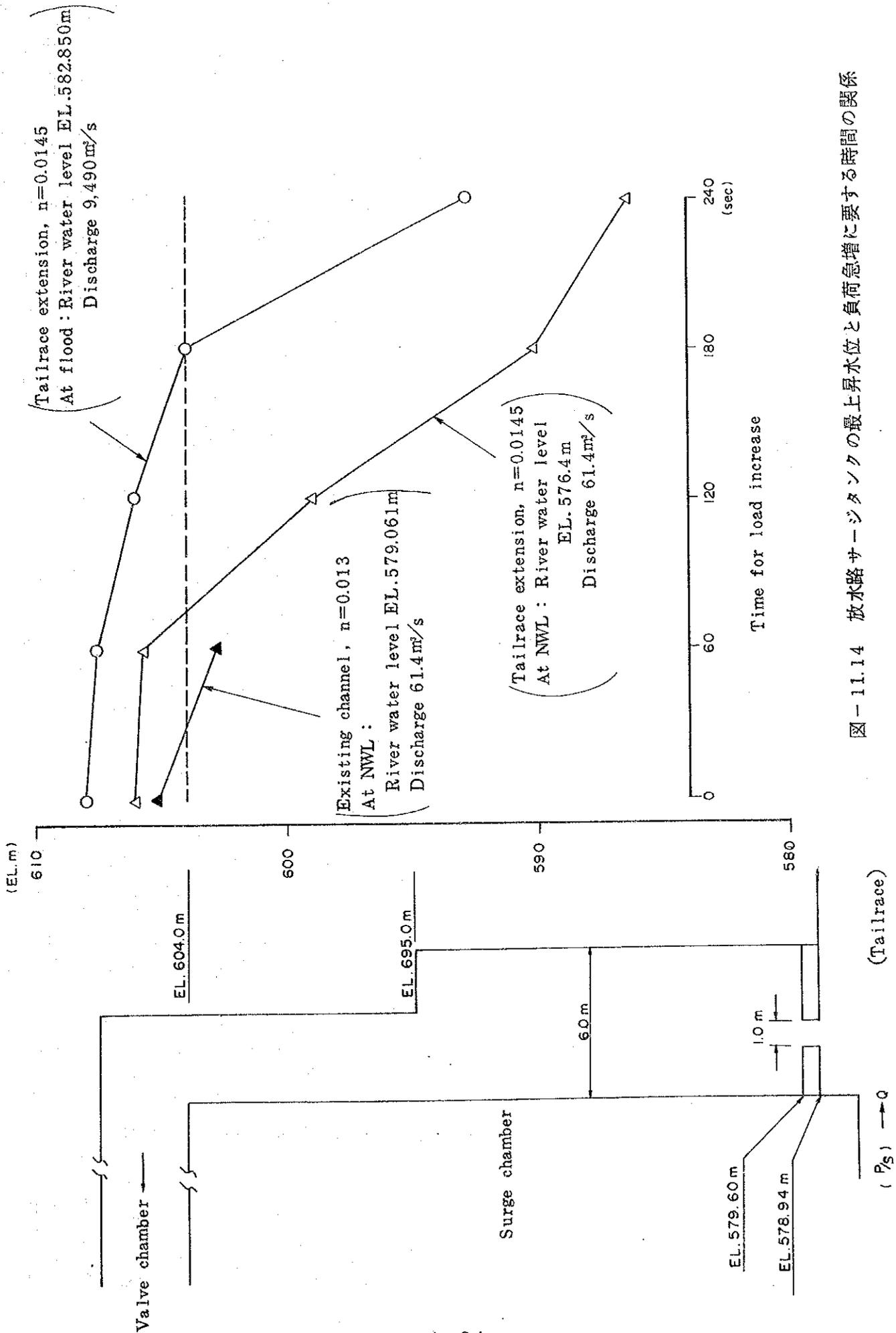


図-11.14 放水路サージタンの最上昇水位と負荷急増に要する時間の関係

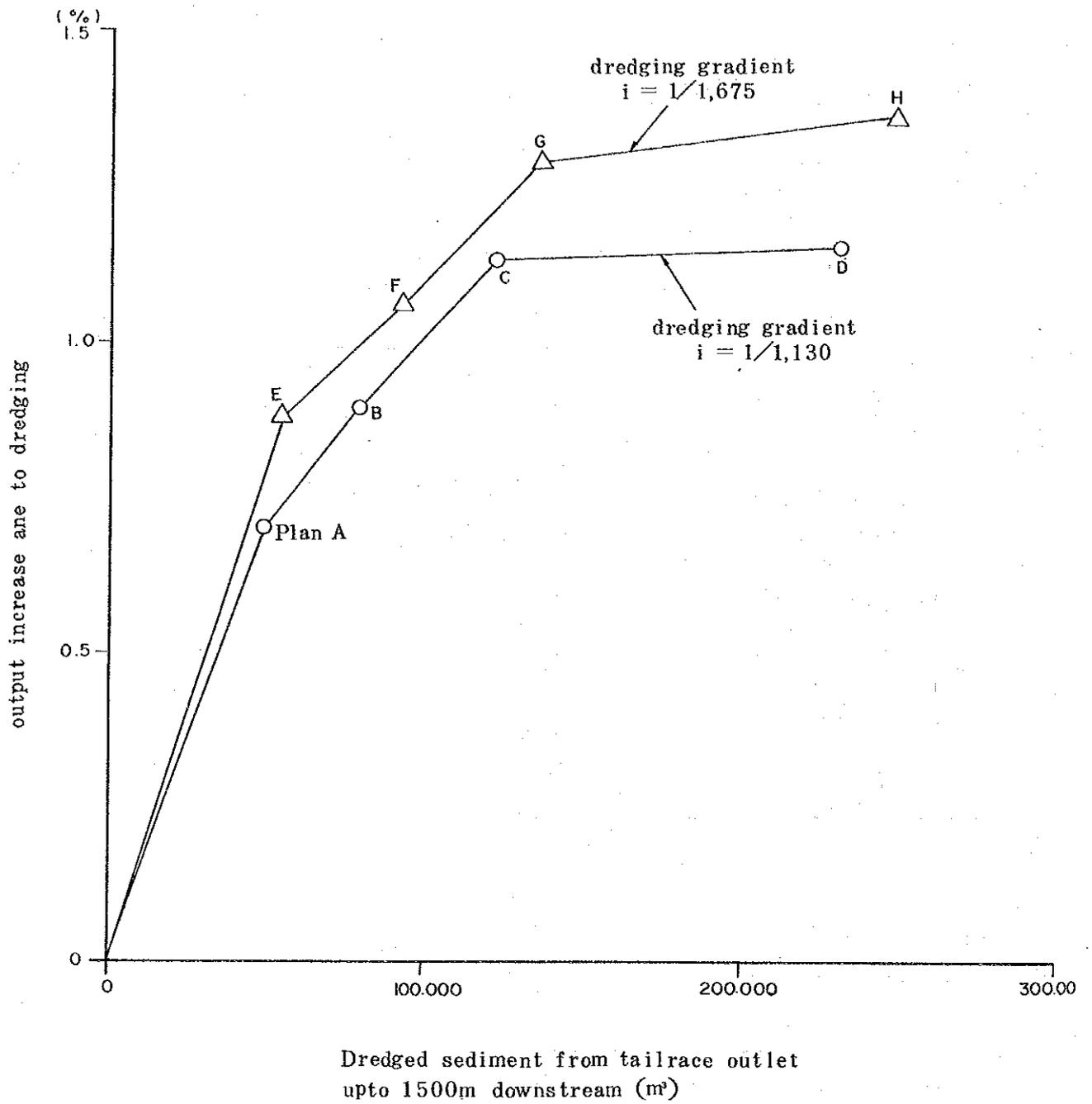


図-11.15 放水口下流河道の各種浚渫案の土量と出力増加の関係

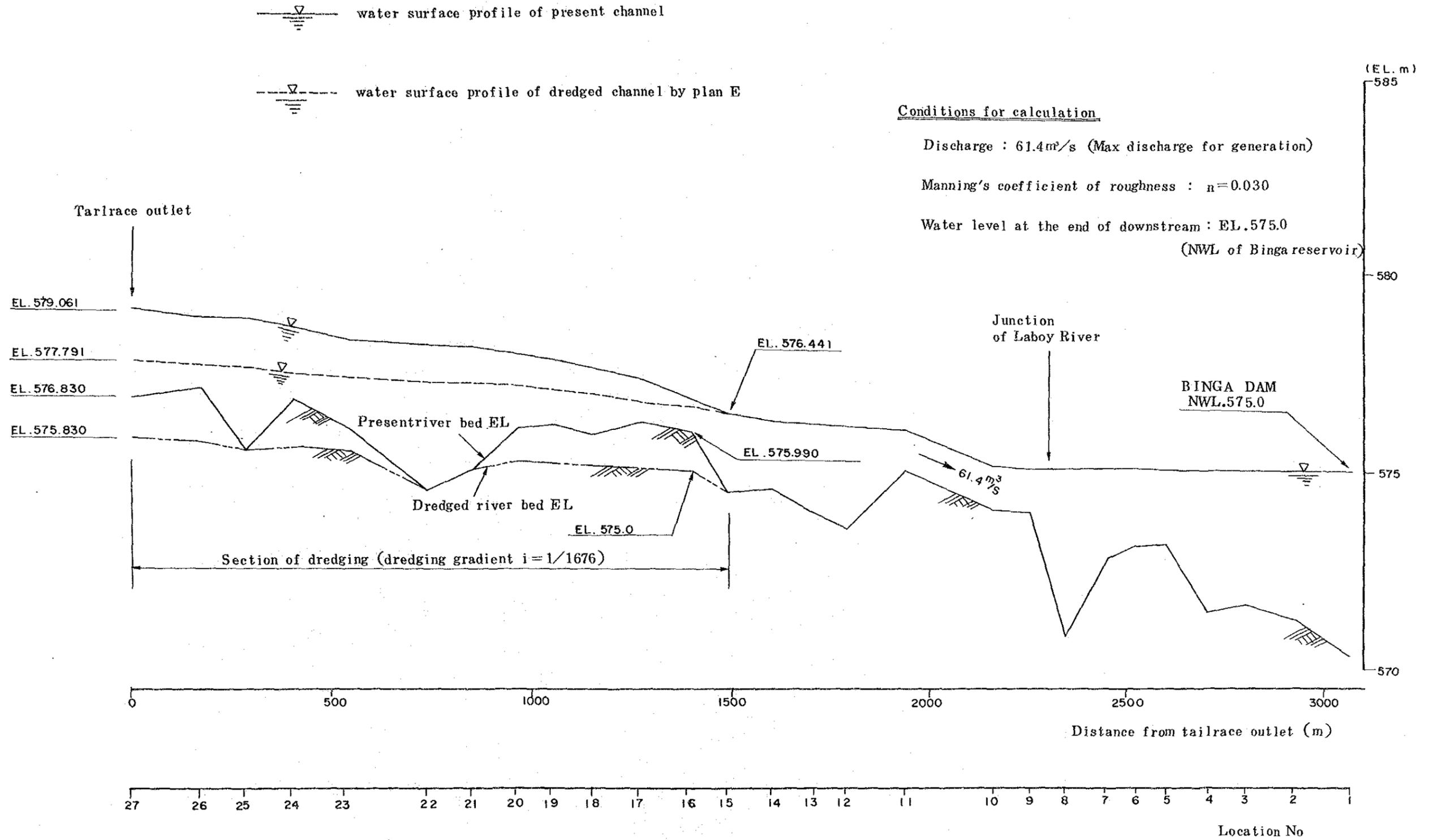


図-11.16 アンブクラオダム放水口下流の現状河道と浚渫E案河道の水面形の比較

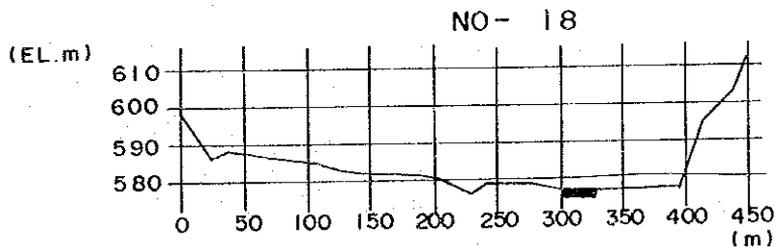
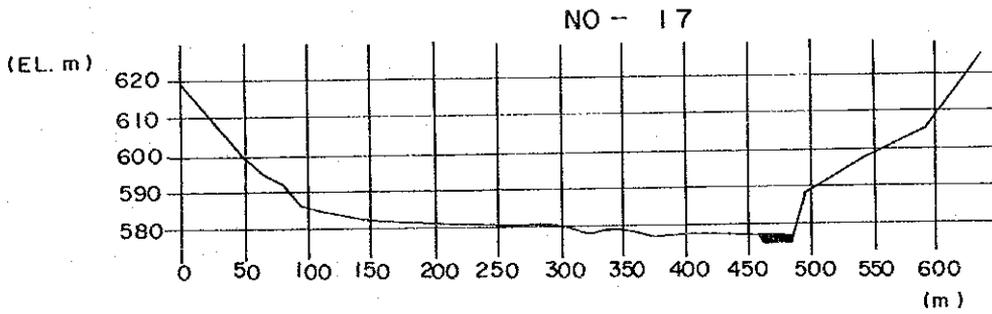
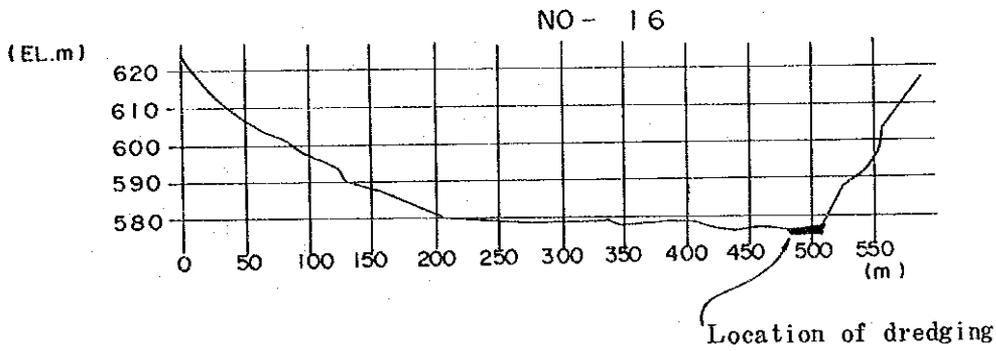
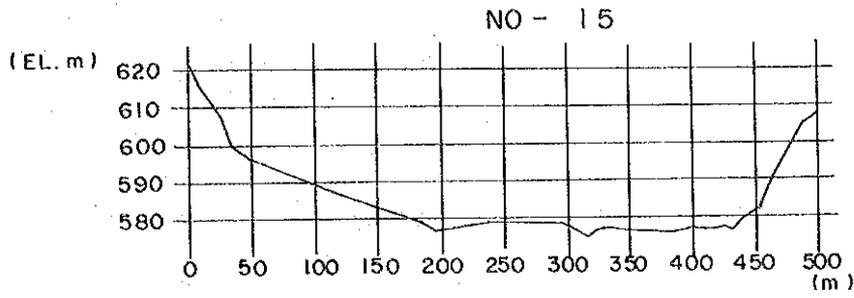


図-11.17(1) 浚渫E案の河川横断形と位置
 (断面番号は図-11.16の計算地点番号に同じ)

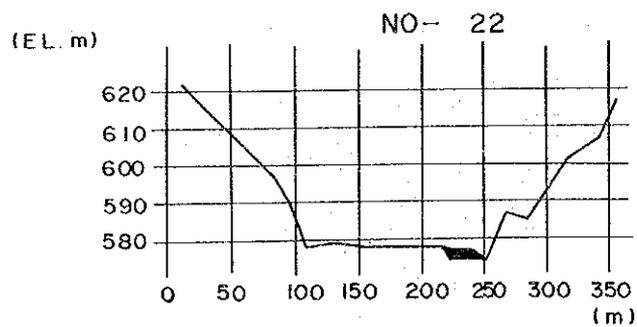
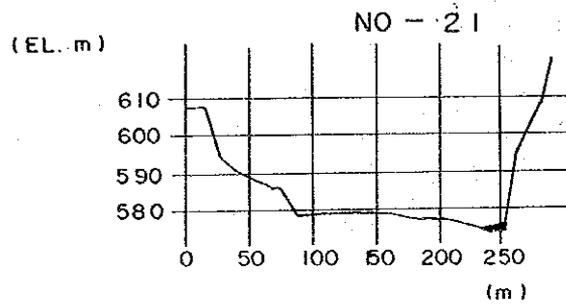
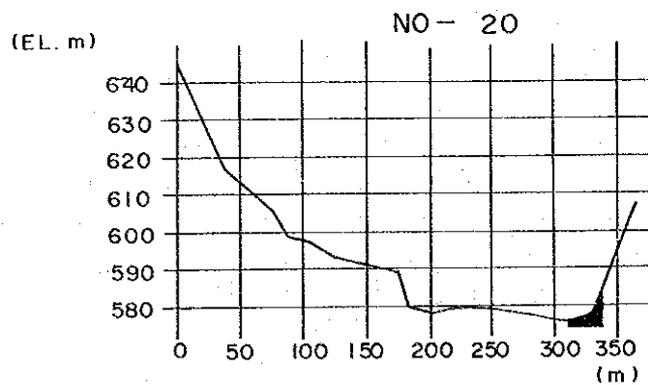
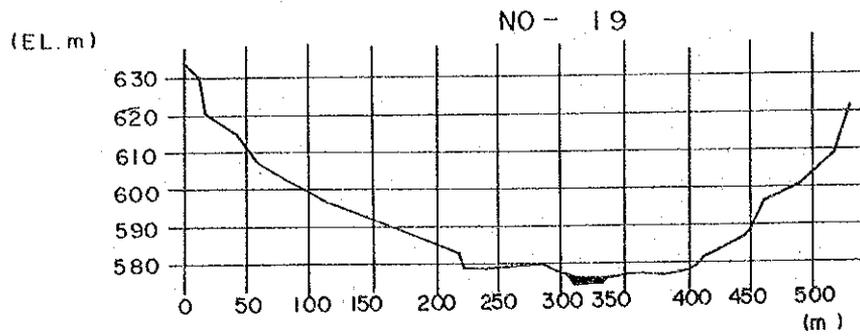
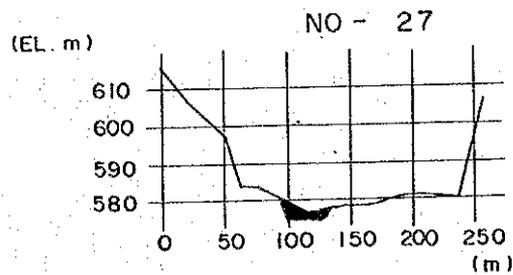
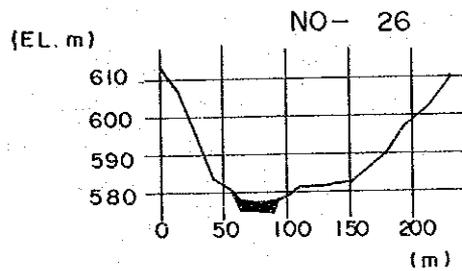
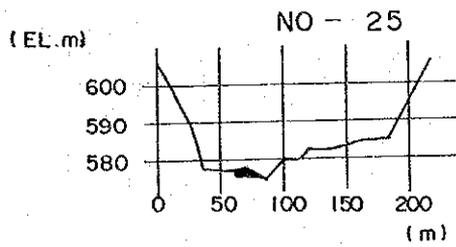
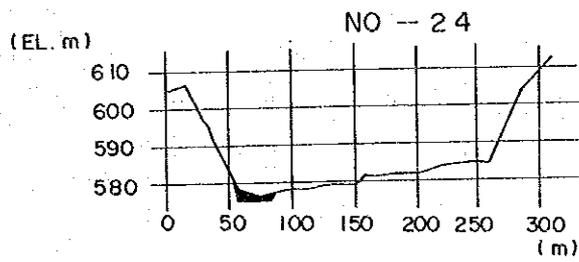
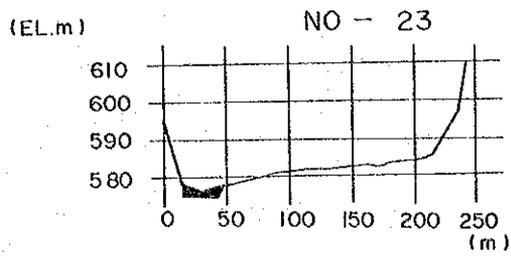


図 - 11.17(2) 浚渫 E案の河川横断形と位置
 (断面番号は図-11.16の計算地点番号と同じ)



Tailrace outlet

図-11.17(3) 浚渫E案の河川横断形と位置
(断面番号は図-11.16の計算地点番号と同じ)

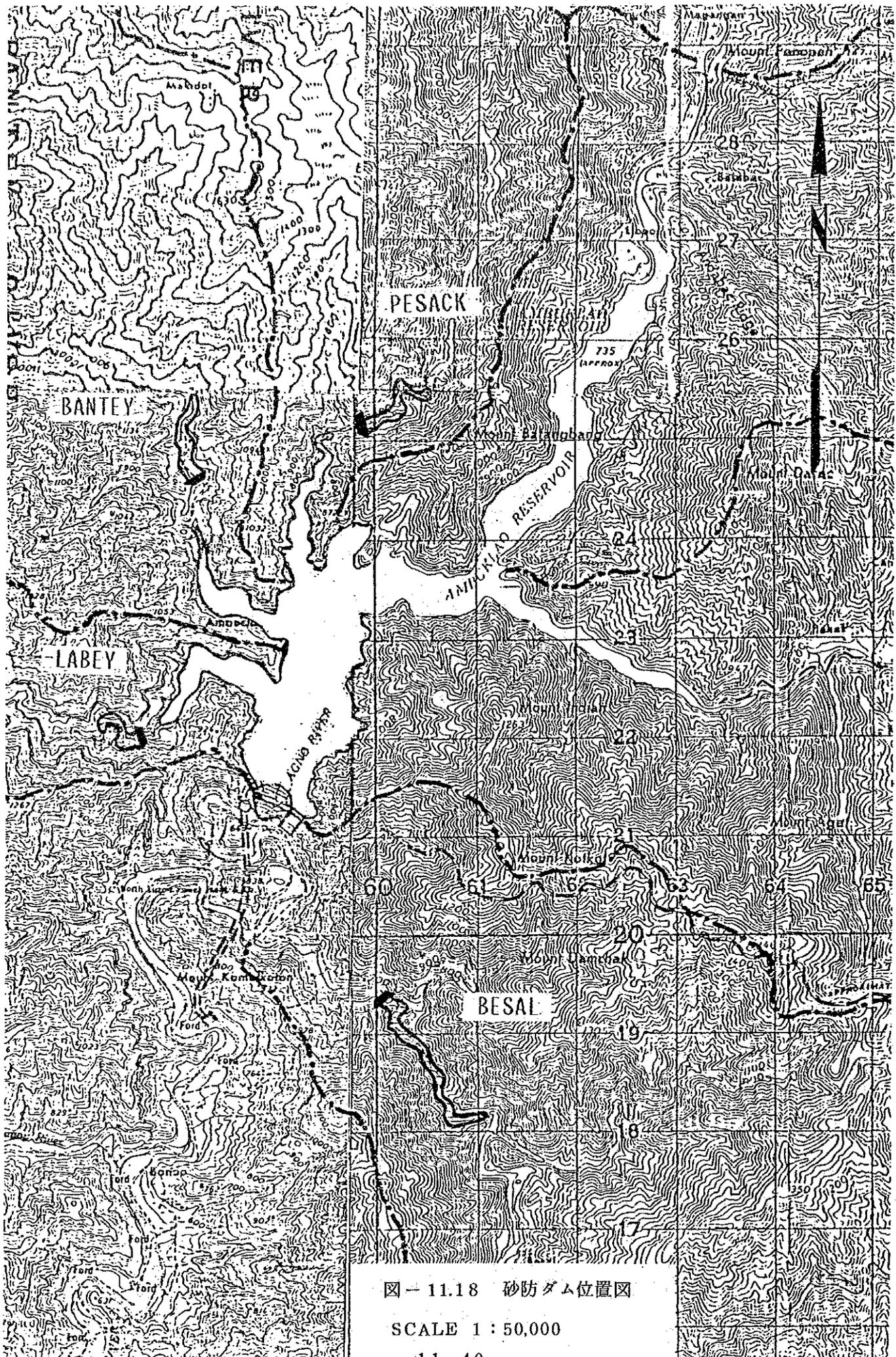


図-11.18 砂防ダム位置図

SCALE 1:50,000

表-11.1 アンブクラオ貯水池の堆砂量

year	Agno River	Bokod River	Labey River	Bantey River	Pesack River	Total Volume	
1956	10.015×10^6 (EL 752~736)	0.233×10^6 (EL 752~741)	1.193×10^6	0.618×10^6	1.86×10^6	Gravel 25.632×10^6	Total 33.09×10^6
	9.043×10^6 (EL 736~690)	2.67×10^6 (EL 741~695)					
1967	7.132×10^6 (EL 690~)	0.326×10^6 (EL 695~)				Silt 7.458×10^6	
1968	2.77×10^6 (EL 752~735)	1.192×10^6 (EL 752~738)	2.895×10^6	1.829×10^6	1.648×10^6	Gravel 41.037×10^6	Total 68.991×10^6
	30.703×10^6 (EL 735~685)						
1980	24.476×10^6 (EL 685~)	3.478×10^6 (EL 738~)				Silt 27.954×10^6	
1981	1.098×10^6 (EL 752~732)	-0.032×10^6 (EL 752~738)	0.048×10^6	-0.153×10^6	0.161×10^6	Gravel 2.532×10^6	Total 8.394×10^6
	1.41×10^6 (EL 732~688)						
1986	6.151×10^6 (EL 688~)	-0.289×10^6 (EL 738~)				Silt 5.862×10^6	
1956						Gravel 69.201×10^6	Total 110.475×10^6
	1986						

表-11.2 堆砂シミュレーションによる貯水容量の経年変化

reservoir water level (EL.m)	reservoir capacity ($\times 10^6$ m ³)												
	Year	1980	1986	1990	1995	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035
752		225.09	216.70	199.08	180.00	159.39	137.00	115.16	90.90	65.57	41.01	18.59	5.01
750		212.30	204.07	187.10	168.60	148.75	126.77	105.74	82.57	59.06	35.46	14.97	3.20
745		182.13	174.24	158.68	141.65	123.81	103.30	84.45	64.20	43.99	24.04	7.65	0.90
740		154.26	146.82	132.32	116.87	100.98	82.44	66.05	48.68	30.55	14.02	1.80	0.00at EL.740
735		128.40	121.31	108.24	94.04	80.04	63.55	49.53	34.57	19.17	5.11	0.06at EL.737	
730		104.73	97.78	86.55	73.14	60.90	46.55	34.59	21.92	9.91	0.23at EL.731		
725		83.53	77.14	66.92	54.22	43.58	31.41	20.96	10.80	1.82			
720		65.79	59.49	49.78	37.99	28.41	18.22	9.18	1.82	0.01at EL.723			
715		52.15	44.79	36.09	24.91	15.80	7.33	1.00	0.01at EL.718				
710		41.43	33.31	25.17	15.08	6.31	0.13at EL.710	0.08at EL.714					
705		32.19	24.09	16.22	6.99	0.83at EL.706							
700		23.72	15.94	8.38	0.32								
695		16.23	8.71	1.64	0.00at EL.699								
690		9.36	2.66	0.02at EL.693									
685		3.44	0.00at EL.686										
681		0.10											
Note	実績値 (実線地形図から算出)		1986~2035 : Estimation from riverbed movement simulation										

表-11.3 アンブクラオダム の5月, 6月におけるダム水位の最大上昇高さとその貯留量増分

Year	May					June				
	Highest water level		Storage at left WL		Storage increase (= $V_2 - V_1$) ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	Highest water level		Storage at left WL		Storage increase (= $V_2 - V_1$) ($\times 10^6 \text{ m}^3$)
	W_1 (EL.m)	W_2 (EL.m)	V_1 ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	V_2 ($\times 10^6 \text{ m}^3$)		W_1 (EL.m)	W_2 (EL.m)	V_1 ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	V_2 ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	
1957	-	-	-	-	-	723.90	730.00	73.060	97.777	24.717
1958	706.60	707.33	26.853	28.162	1.309	706.07	717.10	25.913	50.566	24.653
1959	717.04	717.65	50.389	52.186	1.797	707.45	708.40	28.379	30.141	1.762
1960	-	-	-	-	-	735.00	735.78	121.310	125.194	3.884
1961	721.30	722.12	63.860	66.693	2.833	720.22	729.53	60.220	95.721	35.501
1962	-	-	-	-	-	710.82	711.50	35.079	36.566	1.487
1963	710.61	710.81	34.626	35.057	0.431	709.34	729.60	31.974	96.027	64.053
1964	710.72	711.71	34.863	37.027	2.164	711.81	723.82	37.247	72.770	35.523
1965	721.51	724.98	64.583	77.068	12.485	723.68	725.53	72.263	79.185	6.922
1966	713.55	736.89	41.225	130.785	89.560	737.14	737.30	132.054	132.870	0.816
1967	-	-	-	-	-	709.34	741.98	31.974	157.402	125.428
1968	702.20	702.32	19.425	19.621	0.196	696.75	698.76	11.148	14.069	2.921
1969	-	-	-	-	-	712.80	714.02	39.474	42.337	2.863
1970	-	-	-	-	-	710.96	719.53	35.381	57.981	22.600
1971	709.14	718.60	31.569	55.058	23.489	700.78	711.92	17.156	37.488	20.332
1972	717.95	721.69	53.070	65.202	12.132	719.33	723.00	57.342	69.799	12.457
1973	705.09	706.03	24.240	25.842	1.602	703.20	704.16	21.062	22.663	1.601
1974	708.71	709.10	30.732	31.488	0.756	707.56	725.05	28.579	77.335	48.756
1975	722.97	724.51	69.693	75.319	5.626	723.84	724.72	72.842	76.100	3.258
1976	704.89	752.23*	23.901	218.156	194.255	751.37	752.17*	212.712	217.776	5.064
1977	702.82	704.99	20.436	24.070	3.634	702.04	702.97	19.164	20.681	1.517
1978	-	-	-	-	-	708.79	712.82	30.885	39.520	8.635
1979	719.93	724.50	59.261	75.282	16.021	724.70	726.14	76.026	81.559	5.533
1980	716.28	718.52	48.231	54.813	6.582	701.75	702.65	18.700	20.159	1.459
1981	734.91	735.12	120.869	121.908	1.039	722.92	740.54	69.517	149.687	80.170
1982	708.45	709.48	30.236	32.258	2.022	699.95	703.51	15.859	21.578	5.719
1983	718.09	718.89	53.493	55.948	2.455	702.10	704.95	19.262	24.002	4.740
1984	727.88	731.66	88.651	105.329	16.678	719.35	721.15	57.406	63.344	5.938
1985	714.90	715.10	44.542	45.057	0.515	702.36	743.45	19.686	165.472	145.786
1986	709.67	710.90	32.642	35.251	2.609	696.64	698.58	10.992	13.807	2.815

Note. *: overflow occurred from spillway. - : No water level increase.

12. 修 復 計 画

12. 修 復 計 画

1 2.1 修復計画案の策定

- 1 2.1.1 貯水池の堆砂対策
- 1 2.1.2 ダム上流面の崩壊修復
- 1 2.1.3 放水路出口の堆砂対策
- 1 2.1.4 水車入口弁の改造

1 2.2 設計と工法ならびに工程

- 1 2.2.1 B案（取水塔周辺防護壁構築案）
- 1 2.2.2 D案（傾斜型取水塔改造案）
- 1 2.2.3 E案（垂直型取水塔改造案）
- 1 2.2.4 ダム上流面修復工事
- 1 2.2.5 F案（放水路付近河床整理案）
- 1 2.2.6 H案（放水路延長案）

1 2.3 建設工事費の概算

1 2.4 修復計画の総事業費

- 1 2.4.1 建設工事費
- 1 2.4.2 修復計画実施のための調査計画

1 2.5 経 済 分 析

- 1 2.5.1 ま え が き
- 1 2.5.2 検討の基本的な考え方
- 1 2.5.3 主な検討条件
- 1 2.5.4 計算結果の概要
- 1 2.5.5 検討過程の詳細説明
- 1 2.5.6 む す び

1.2. 修復計画

前述の各項において、構造物の安全性や、堆砂に対する安定性について、検討された結果、早急に修復工事を必要とする事項は、下記4点である。

- (1) 貯水池の堆砂に対する取水塔改造工事
- (2) ダム上流面の崩壊修復工事
- (3) 放水路出口の堆砂対策工事
- (4) 発電所各水車の入口弁改造工事

以上の4つの項目のうち(1)について、複数の対策案を立て、比較検討のうえ、最適修復案として、纏め経済評価を行なった。

以下各項について、検討結果を説明する。なお、本修復工事が実施される時期は、速くとも1992年秋となることが予想される。

この間、貯水池の堆砂面は、刻々上昇し続ける。このため、本修復工事が完成するまで、既設取水塔から、土砂などを吸い込まないように、また、スムーズな発電を保つために、取水塔周辺の浚渫工事を早急に実施することが必要である。

1.2.1 修復計画案の策定

1.2.1.1 貯水池の堆砂対策

1.1章に述べた如く、堆砂の進行は、このまま放置しておけば、数年にして、現在の取水塔からの取水は、不可能となることは、明白である。一方、ダムや貯水池は、土砂の流入が続いても、今後40年はその機能を維持し続けることができる状態にある。

従って、発電所の機能を維持するためには、堆砂の進行を阻止するか、排砂することによって、現取水塔を堆砂から守る方法と、堆砂が進行してきても取水ができる構造に取水塔を改良するか、何れかの対策を取る必要がある。

以下、対策案についてすると、

- (A) 大型浚渫船による排砂案
- (B) 取水塔周辺防護壁構築案
- (C) 大容量排砂設備新設案
- (D) 傾斜型取水塔改造案

(E) 垂直型取水塔改造案

の5案が考えられる。

このほかに、貯水池に流入する土砂を防止するため、流域全体に、砂防計画を展開する対策案が考えられる。

しかし、この案は、一電力事業のみで実施するスケールのものではなく、国家的事業となる。従って、ここでは、直接、取水塔に影響を与える河川に限定した。

以上、考えられる対策案の大要と諸元を表-12.1に取纏めた。

それぞれの案の特徴と問題点を比較してみると、下記のごとくなる。

案	特 徴	問 題 点
大型浚渫船による排砂	貯水池容量を保持出来る	年間 3.6 百万 m ³ の土砂処理
取水塔周辺防護壁構築	現在の取水塔設備の活用	現取水塔の補強に多額の工事費必要
大容量排砂設備新設	現在の取水塔設備の活用	呑口の施工方法排砂はビンガに
傾斜型取水塔改造	取水口ゲート付き 現在設備の活用	基礎パイル工事がネックとなる
垂直型取水塔改造	新取水塔を堅坑で導水路に連結	堅坑と導水路との連結工事

以上、5つの案のうちで、最も工事費が安く、停電時間と工期が短く、かつ、最も施工が容易な案は、E案である。

貯水池堆砂対策としては、E案を中心に問題点の多い(A)，(C)案を除いた3案を、修復計画案として取り上げ、検討することとする。

12.1.2 ダム上流面の崩壊修復

NAPOCORの測量調査により、ダム上流面の形状が明かとなったが、上流面の損傷は予想外に激しい。このままでは、風浪に曝され、ますます損傷がひどくなることは明らかである。また、8章で検討したように、ダム上流面の安定は、危険な状態になっている。

従って、ダム上流面の崩壊箇所の修復は、最小限、元設計勾配に近い、勾配1:1.8まで、

表-121 アンブクラオダム修復計画案一覽表

修復計画案	計画概要	設備概要	概算工事費	機路工程	問題点
① シルト砂の浚渫	取水塔周辺に堆積する砂やシルトを浚渫船で年間25万 [㎡] 浚渫し堆砂面を発電所が安全運転出来るように維持する。	浚渫船(360Kw/6") 1隻 パイプライン(6") 延長1,800m 沈泥池面積 100,000 [㎡]	設備費 3,746,000 US\$ 土木工事費 374,000 US\$ 合計 4,120,000 US\$ 運転費年 334,000 US\$	15ヶ月 製作, 輸送, 据付, 土木工事	・補助手段
② 大型浚渫船による排砂	大型浚渫船により年間流入土砂量の62%にあたる堆砂を下流に浚渫排砂する。	浚渫船(1,100 Kw/12") 3隻 パイプライン(12") 5,300m 3線 沈泥池面積 314,000 [㎡]	設備費 22,640,000 US\$ 土木工事 1,400,000 US\$ 合計 24,040,000 US\$ 運転費年 4,500,000 US\$	2ヶ月 製作, 輸送, 据付 土木工事	
③ 取水塔周辺防護壁構築	取水塔を1.7mの単管で逐次嵩上げし取水口に土砂の流入を防止する取水塔の周辺を鋼管パイプで囲み直径30mのセルを築き補強	内径8m 高さ1.7mの鋼製セグメントを順次積み上げコンクリートを充填し最終的には標高745mまで積み上げる。	金物工事 10,320,000 US\$ 土木工事 25,550,000 US\$ 合計 35,870,000 US\$ 10年ごと 5,140,000 US\$	製作 9ヶ月 5ヶ月 据付 10ヶ月	・停電 25ヶ月 (5ヶ月×5回) ・IntakeにGateなし ・取水塔周辺補強方法
④ 大容量排砂設備新設	貯水池に堆積する土砂を大容量排砂設備により下流に排砂する計画	トンネル工事 (径5m L=410m 2本) 下流河道, 護岸工事延長 1,200m ローラーゲート 5m×15m 2門 ラジアルゲート 5m×7m 2門	土木工事 32,550,000 US\$ 金物工事 17,150,000 US\$ 合計 49,700,000 US\$	5ヶ月	・貯水池側の工事が深部の水中工事となる ・取水口部とトンネルとの接続が困難
⑤ 傾斜型取水塔改造	傾斜型鋼製取水塔を地山に沿わせて建設し下部は旧取水塔に連結する。	斜路, 基礎工事一式 水平鉄管 (径7m, L=70m) 傾斜管 (径7m, L=78m)	土木工事 11,870,000 US\$ 金物工事 14,240,000 US\$ 合計 26,110,000 US\$	4ヶ月	・杭基礎の施工 ・停電20ヶ月(5ヶ月×4回) ・既設タワーとの取付 ・水中工事が多くなる
⑥ 垂直型取水塔改造	取水塔を導水路の上に新設し堅坑により導水路と連結する改造案	堅坑工事 (径7m 高さ86.7m) 独立堅型スリプゲート (径7m 高さ18m)	土木工事 7,650,000 US\$ 金物工事 11,700,000 US\$ 合計 19,350,000 US\$	4ヶ月	・停電10ヶ月 (5ヶ月×2回) ・81.7mの堅坑工事 ・既設水路の閉塞工事
⑦ 放水路付近河床整理	河床を掘削して放水口の水位低下を計る	河床を1,500mにわたり1/1,675の勾配で掘削する。	土木工事 1,333,000 US\$ 合計 1,333,000 US\$ 毎年工事 60,000 US\$	1ヶ月	・停電なし ・突測図により設計
⑧ 放水路延長	堆砂の影響のない所まで、放水路をトンネル, 暗渠, 蓋渠で延長する。	・総延長 1,610m, 内径 5.0m ・トンネル 37m ・蓋渠 1,463m ・閉削 110m	土木工事 11,900,000 US\$ 合計 11,900,000 US\$	3ヶ月	・停電 5ヶ月 ・突測図により設計

可及的速やかに復元が行なわれるべきである。

一方、貯水池にはシルトの堆積が、EL. 686.00mまで来ていることが、1986年の貯水池堆砂調査測量で報告されている。これは、ダム上流面工事の設計施工上の大きな問題点となるので、可及的速やかに、ダム上流面にそって、その形状と堆砂状況とその物性値の調査し、問題解決に資する必要がある。ここでは、現情報の範囲で、ダム下流に原石山を計画し、ダム上流面を前記勾配に、修復することとしたが、今後調査した資料に基づき、再検討が必要である。

1 2.1.3 放水路出口の堆砂対策

11章で述べた如く、アンプクラオ発電所の放水口付近の堆砂は、アンプクラオダムの残流域から流出す土砂が、ビンガ貯水池の湛水の最終端付近に堆積したものであって、ビンガ貯水池の堆砂が大きく影響している。

放水口付近に堆積する土砂は、主として Besal 川 (CA=143km²) から供給されるものであって、その量は年間平均 456,400m³ と推定される。このうちの一部が、放水口から、ビンガ貯水池湛水終端付近に堆積し、アンプクラオ発電所の放水位を押しあげている。従って、対策としては、これら堆積の影響を受けないよう水路を延長する案と、河床を開削し土砂を除去する方法とが考えられる。前者は、投資額が大きい割合に、効果が少ない。また、後者は、投資額が少ないが、効果が少ない計画である。

従って、ビンガ貯水池の堆砂対策とあわせて、抜本的な対策が決定されるまでは、暫定処置として、河床開削により、放水位の上昇を防ぐことが得策と考える。抜本的対策としては、ビンガ貯水池の堆砂問題として、将来の放水口付近の堆砂状態の予測 (ビンガダム修復計画) とこれがアンプクラオ発電所の発電におよぼす影響を検討する必要がある。ここでは、12.3 に述べる経済比較の結果からも明らかなように、河床開削案を修復計画案として取り上げることとした。(図-12.22, 23 参照) なお、同案の土捨場は図-12.28 に示すとおりである。

1 2.1.4 水車入口弁の改造

水車入口弁は、標高 EL. 605.00m のバルブ室に、ユニットごとに、バタフライバルブとスヘリカルバルブとが一組となって設置されている。今回は、断水してバルブを調査できなかったのですが、定かではないが、NAPOCOR の説明によれば、閉鎖時においてもバルブの漏

水量は、約 3,000 l/min. ある。30 年間無修理で使用してきた機器としては、殆どその限界に來ているものと推測される。

また、この水路は、取水口ゲートがないため、このバルブが水車機器に対する唯一の砦となっていて、このプラントの機能維持上重要なポイントとなっている。

従って、今回の修復計画で、取水口にゲートが設置されればバルブ改良工事も容易であるが、かりに、ゲートが設置されなくとも、最小限スヘリカルバルブを、正常な状態に改善する必要がある。

ここでは、最悪の条件を想定して、全バルブを取り替える案を、水車入口弁改造案として採用した。

1 2.2 設計と工法ならびに工程

12.1 で修復計画案を示したが、それぞれの案の設計の内容・工法・工程について、少し詳細な説明を行なえば次の通りである。

1 2.2.1 A 案（大型浚渫船による排砂案）

(1) 設計計画

年間、貯水池に流下してくる土砂量は 3.1.2 章において検討され、平均年間流入量は $3.683 \times 10^6 \text{m}^3$ となっているが、その約 60% を浚渫、排出しようとするものである。この際、含泥率を 15% と設定して、以下関連諸設備の諸元につき述べると次の通りである。

1) 浚渫計画

- a. 浚渫総量（年間） $2,250,000 \text{m}^3/\text{年}$
- b. 時間当り浚渫量
 - ・年間運転時間 $20 \text{時間}/\text{日} \times 25 \text{日}/\text{月} \times 10 \text{月}/\text{年} = 5,000 \text{時間}/\text{年}$
 - ・時間当り浚渫量 $2,250,000 \text{m}^3 \div 5,000 \text{時間} = 450 \text{m}^3/\text{時}$

2) 浚渫設備諸元

- a. 浚渫船隻数 ポンプ口径 12 吋 浚渫船の浚渫能力は $150 \text{m}^3/\text{時}$ であるので、
 $450 \text{m}^3/\text{時} \div 150 \text{m}^3/\text{時}/\text{隻} = 3 \text{隻}$
- b. 浚渫船諸元 全長 48 m × 全巾 8 m × 深さ 2.25 m
浚渫可能水深 最大 7.7 m

	ポンプロ径	12吋 (300mm)
c. 必要なポンプ諸元	揚土量	150m ³ /時
	揚泥水量	1,000m ³ /時
	吸入管長	4,000m
	陸上管長	1,300m
d. 所要ポンプ設備諸元		
主ポンプ	全揚程	75m/560KW/4,160V - 3台
水中ポンプ	全揚程	25m/170KW/4,160V - 3台
ブースタポンプ	全揚程	75m/560KW/4,160V - 3台

3) 年間消費電力

a. 全装備動力	浚渫船	1,100KW/隻×3隻=3,300KW
	ブースタ	600KW/台×2台/隻×3隻=3,600KW
	計	6,900KW
b. 消費電力	浚渫船	800KW/隻×3隻=2,400KW
	ブースタ	500KW/台×2台/隻×3隻=3,000KW
	計	5,400KW
c. 年間消費電力量		5,400KW×5,000時/年=27,000,000KW時/年
d. 陸上受変電設備容量	1,400KVA/13.2KV→4.16KV	- 3基
	800KVA/13.2KV→4.16KV	- 6基
e. 電力送電設備 (発電所～ダム～左岸上流側)		
	1,400KVA/13.2KV	- 3基
	800KVA/13.2KV	- 3基
	延長 3,600m,	型式架空線

浚渫船は図-12.1に示す通り、主として貯水池の中流部および上流部に配置し、流入土砂の排出に当てる。中流部の1隻は取水塔周辺の堆砂面を1980年時点の状態に保持するための浚渫作業も担務する計画である。

浚渫にあたっては、先づ堆砂は水中ポンプ先端に設けられたジェット水掘削装置により掘削された後、水中ポンプを通して水と共に船内の主ポンプに送られ、主ポンプによって水上管及び陸上管を介して、ダム直下流に設ける沈澱池へ排出される。

沈澱池は図-12.1に示す如く、ダム直下の旧河川の屈曲部に設置する。ここに於ける貯

溜量は10,000,000m³～15,000,000m³であるので年間約2,000,000m³の排出土砂量に対して、5～8年の容量しかない、第2の土捨場としては、ベサル川や本川の下流に求めなければならないが、その費用は毎年ダム高90m級のロックフィルダムを築造することと同じであり、高価なものとなる。この点が本案の最大の欠点である。

なお、台風、洪水時の緊急避難に際しては気圧計、無線等により事前に探知しダム湖右岸に設ける避難場所へ浚渫船をタグボートにより曳航し、ワイヤーロープにて陸上アンカーに係留し待避する。この際水上管、プースター、及びドレッヂャーケーブルも船尾より切り離し、湖岸に引き寄せ同じく係留する。

(2) 工 法

本計画案は山間奥地の貯水池において行われるので、使用される浚渫船は鋼製箱型の非航式とシトラック及びトレーラーにより陸上運搬可能な数個のブロック構造体として工場で作製し、現地に運搬後クレーン車を利用して湖岸で組立て一体化し湖水に進水させる。浚渫にあたって、浚渫船の操船は甲板上の4台の操船用ウインチにより陸上に設けられたアンカーに固定されたワイヤーロープを巻取り巻出して前後左右に移動する。

掘削深度の調整は、先端に掘削用水中ポンプの装着されたゴムホースを甲板上に設置するリール装置により水中で上下させることにより行われる。

揚泥水は、船上の主ポンプによりパイプラインを圧送され、ダムをこえて流下しダム下流の旧河川敷に設けられた沈澱池に排出される。

パイプラインは、水上はフローターにより陸上はコンクリートアンカーによって支持され、適当な間隔に増圧のためのプースターを設ける。

沈澱池に排出された泥水は一定時間放置後、乾燥したのち最終処分地に搬出される。

(3) 工 程

浚渫設備については発注後、設計、製作、運搬、現地組立を含めて15ヶ月で完成できる見通しであり、これらの概略工程は図-12.3の通りである。

12.2.2 B案（取水塔周辺防護壁構築案）

(1) 設計計画

現存の取水塔頭部と基部を改造して、嵩上げが出来るようにしたもので、堆砂の進行に従って、逐次、内径8m、高さ1.7mのリングを積み重ねることによって取水塔を嵩上げして行くものである。その設計図を図-12.4, 5に示す。

基部の改造は、現存の取水塔を取り囲んで、直径30mのセルを鋼管パイルを用いて築造し内側のシルトは浚渫し、切込砕石と置き換え、セルと一体として、取水塔の安定を計ったものである。

頭部の改造は、現取水口を取り壊し、内径8m、高さ1.3mのリングをはめ込み固定して、以後は高さ1.7mのリングを、逐次積み重ねられるよう設計した。

尚、リングは、鋼棒状とし、大きさも搬入据付を考え、リングの高さを1.7mとした。これらのリングは据付時に基部又は下方のリングと固定され、コンクリート注入により、塔として一体化されるものである。

本案は、取水塔の構造上、取水ロゲートの設置は出来ないので、取水系統については、旧来通りの型式となる。

(2) 工 法

基部改造工事は、鋼管パイルの建込みが最大の問題であるが、これには、300ton(26m×11m×2.2m)台船4隻を準備し、リバーズ掘削機(R.R.C-15)を機装して、鋼管パイル基部掘削ならびに建込みを行う。これらは、取水塔を取り囲んで作業エリアが大きく取れないため、一組の作業グループしか現地では作業が出来ない。従ってセル建設工事が、本案の工期を制することになる。また貯水池の水位が低い時期、即ち、乾季にしか工事が出来ないため、貯水池水位のコントロールと合わせても、年間作業可能時間は6ヶ月未満となる。またこの間、取水塔を取り囲んで作業するため、発電を停止しなければならない。

取水塔頭部改良工事は、まず現取水塔の蓋をボーリングマシンとダイバーで小ブロックに切断し、クレーンで吊り上げ投棄する。その後、上部に嵩上げするリングの受台となる部分の成形を水中工事で行い、土台となる第1号リング(高さ1.3m)の鋼棒を据付け、固定した後、水中にてモルタルを注入する。以下高さ1.7mのリングを繰り返し積み上げて行く。この間の工事はすべて水中工事となり、ダイバーの能率が工事の成否にかかわっている。

(3) 工 程

以上のように工事は取水塔を取り囲んで、しかも水中工事が主体となって行われるため、常に停電をとりながら、しかも貯水池水位をコントロールしながらの工事となるのでその工程は、比較的長くなる。工事工程を支配するのは、鋼管パイル工事であって、取水塔基部改良工事に約4シーズン(4ケ年)を要し、この最終年度に取水塔頭部の改良工事に取

り掛かり、2シーズンで第1期として、EL.717.00までの嵩上げ工事を行う。第2期としては、堆砂の進行状況にもよるが、堆砂面がEL.713.00mに達する時期、堆砂のシミュレーションによれば、2010年以後になる。

第1嵩上げ工事までの工程表を図-12.6に示す。

12.2.3 C案（大容量排砂設備新設案）

(1) 設計計画

大容量排砂ゲートは、既設取水塔に近い位置で、排砂ゲートの敷高を施行可能な最低限（EL.700.00m）設定した。そして、洪水時に大容量排砂ゲートを開放し、土砂を排出する。放流能力は約1,000 m^3/sec とし、内径5mのトンネル2条を用いる。放流場所は、発電所下流の旧河川敷きとし、減勢池を通じてアグノ川に放流する。（図-12.7）

大容量排砂ゲートは、予備ゲート（ローラーゲート）2門、主ゲート（ラジアルゲート）2門とする。（図-12.8）

将来の取水塔周辺の堆砂面は、排砂ゲート敷高（トンネル呑口）よりやや高いEL.704.00mに安定するものと予想される。したがって、取水塔呑口敷高はEL.710.55mまで嵩上げする。

この計画は、取水口ゲートがないことと、アンプクラオ貯水池の排砂が、ビンガ貯水池にそのまま流入する欠点がある。

(2) 工法

大容量排砂ゲートの呑口部およびゲート用の斜路工事は、貯水池の水位のコントロールにより明り工事として、一般工事と同じ様に施工する計画である。トンネル部は、下流側から掘り上り、最後にローラーゲートが据え付けられ完成した呑口部に接続して完成する。減勢池部および旧河川敷き工事は、一般工事と同じ施工する。

既設取水塔頭部の改造嵩上工事は、B案と同一工法で施工される。

(3) 工程

トンネル工事および減勢池部および旧河川敷き工事が工程を支配している工事である。また大容量排砂ゲートの呑口部の施工は、貯水池内の工事であるため、貯水池水位をコントロールしながら先行施工し、トンネル工事とタイミングをあわせて完成する。

取水塔改造工事は、終りの2年間に完成する。

1 2. 2. 4 D案（傾斜型取水塔改造案）

(1) 設計計画

現取水塔の山側斜面に、傾斜型の取水設備を新設し、旧取水塔に鉄管路橋で連絡し、堆砂が進行して来ても、逐次、上部の取水口より取水出来るように計画したものである。その設計図は図-1 2.1 0, 1 1に示す。

取水塔は、現取水塔の山側斜面を掘削し、斜路を設け、鋼製の取水塔をここに据え付けたものである。

この取水塔には、取水口が3段に配置され、それぞれにゲートが設置されていて、水路やバルブの点検時に断水することが出来る機能をもたせるとともに、堆砂面の上昇によって、取水位を選択出来る設備とした。

導水鉄管路橋は、取水塔の基部より旧取水塔まで20 m間を内径7 mの鉄管で接続するためのものであって、水中の水路橋のような構造となっている。この鉄管は断水時外圧に耐えられるよう設計されており、鋼管パイルによって支えられた支持台の上に設置されている。鉄管と旧取水塔頭部との連結は、取水塔頭部を取り壊し、成形した部分に鉄管を差し込んだ型式とし、グラウトにより連結を密にした。鉄管路橋には、2ヶ所ジョイントを設けて、相互のなじみを取るよう計画されている。なお、本案は、取水塔を地山に沿わせることにより、構造物の安定性の向上を計った案である。

(2) 工 法

取水塔の基礎工事および取水塔本体の据付け工事は、貯水池水位のコントロールにより明りの工事として、一般の工事と何ら変哲のない工法が採用される。しかし、鉄管路橋部分と、取水塔への取り合せ部分については、水上および水中作業となる。

まず鋼管パイルの建込のため、300 ton (26 m×11 m×2.2 m) 台船4隻を準備し、リバース掘削機(R.R.C-15)を艀装し、鉄管路橋の下部構に当たる鋼管パイルの基礎掘削ならびに建込みを行う。

パイル内を清掃し、鉄筋を入れて、水中コンクリートで内部を充填する。また鉄管受台は水中コンクリートと、明りコンクリートと半々で施工し、鉄管路橋下部構工事を完成する。

一方、旧取水塔頭部の工事は、まず取水塔の蓋部をボーリングマシーンで小ブロックに切断して取り壊し、クレーンで吊り上げ投棄する。ついで、鉄管との取合部を成形し、鉄管をはめ込み、グラウトによって、固定連結する。

これらの工事は、すべて、貯水池水位を低水位にコントロールし、水中作業によって行われる。

したがって、ダイバーの能率はその成否の鍵を握っているので、専門の特技者グループの支援を得て工事を進めねばならない。

(3) 工 程

以上のように、工事は、取水塔工事を除けば、他の工事は旧取水塔の付近で、水上、水中工事が主体となって行われる。したがって、シーズン中は、貯水池水位をコントロールしながら、しかも常に、停電して作業を進めなければならない。B案同様鋼管パイル工事が工期を支配するが、パイル本数が33本で、本数が少ないため、2シーズンで基部の工事は完成する。残り2シーズンは、主として、取水塔、鉄管路橋の据付工事となる。第3年度の終りには旧取水塔頭部を取り壊し鉄管を一部据え付け、取り合せを行い、第4年度において、水平部を据付完成する。

以上の工程をバーチャートで示すと図-12.12の通りである。

1 2.2.5 E案（垂直型取水塔改造案）

(1) 設計計画

現在の導水路の経過地上で取水塔より、57m地山に入った地点に、ニューマチックケーソンを設置し、新取水塔の基礎とするとともに、ケーソンによって貯水を防ぎながら、堅坑を掘削し、導水路と連結、取水塔を抜本的に改良する計画案である。

新取水塔は、貯水池内での工事であることから、建設に工期を短縮出来る鋼製とし、その基礎は山腹にニューマチックケーソンを据え、沈降させ、固定することにより、その安定を計ることとした。

またケーソンは、導水路と連結する堅坑工事の防水壁ともなり、坑口設備と一体として有効利用を計っている。堅坑は内径7m、深さ86.7mで既設の導水路に達する。旧取水塔は、堅坑を既設の導水路に連結する時に、旧取水口にストップログを落とし込んで閉塞し、本坑プラグ工事と、堅坑と導水路の連結工事を行う。

取水塔には、3段のゲート整備し、水路やバルブの点検時に断水することが出来る機能をもたせるとともに、堆砂面の上昇に伴って取水位を選択出来る構造とした。(図-12.13, 14参照)

(2) 工 法

取水塔の基礎工事は、ニューマチックケーソンをEL.717.00に据え付け、EL.702.50 mまで沈下させ、固定することによって、取水塔の基礎を固める。同時にケーソンの側壁をEL.726.00 mまで嵩上げし、貯水池水位の上昇に対応出来るように計画し、新取水塔工事はすべて明り工事で行うよう計画した。

ニューマチックケーソンによる工法は、貯水池内で取水口または、放水口の工事を行う場合、多く採用されている工法で、実績がある工法である。

乾季は6ヶ月を1シーズンとして、初めのシーズンは貯水池水位をEL.700.00~710.00にコントロールしながら発電して、明り工事のみで工事を進めることが出来る。

堅坑は、平均0.9 m/日のスピード切下り、83 mの掘削を延、約3ヶ月間で完成する。引続き約1ヶ月で巻立コンクリートを終り、第2年度には主な堅坑工事を完了する。第3年度には、取水口を閉塞するため、ダイバーの助けを得て、取水口にストップログを落とし込み、水止めを行う。堅坑と導水路との連結を行って、本坑を閉塞し、連結部のコンクリート工事を施して、連結工事を完了する。取水塔本体の据え付け工事も殆ど明りで実施することが出来る。ただ、第4シーズンで最後の立上り部分で一部水中作業が加わることになるが、原即として工事は水上での工事となる。

(3) 工 程

3つの案の内では、最も短い工期で完成出来る案である。しかし、貯水池内での工事であるため、年間の施工期間は、乾季の6ヶ月間に限られ、4シーズン、5年度にわたる工事となる。

初年度は、アプローチの道路や作業場の建設から、ケーソンの据え付けおよび、沈下掘削を行いケーソンを所定の位置に据え付け基礎を固める。第2年度は堅坑を掘削しコンクリート巻立を終り、堅坑をほぼ完成するとともに、取水塔の基部に当る部分の据え付けを行う。オフシーズンにはこれ等の施設はすべて貯水池に没し、工事再開時に排水整備して工事を継続することになる。

第3シーズンまでは、改良工事は、既存の発電設備とは全く関係なく、ドライで工事を進めることが出来ることが本案の特徴であり、有利な点でもある。

第3シーズンの終りに、本坑をプラグし、導水路と堅坑を連結する。以後、取水設備は新規設備を使用することとなり、第4シーズンにおいて、発電所を運転しながら、取水塔本体の仕上を行う。従って、停電は終りの2シーズンのみである。

以上の工程を表に示すと図－12.15の通りとなる。

1 2.2.6 ダム上流面修復工事

(1) 設 計

設計に用いる地震の条件が固定されると、所要のダムのり面勾配は、ロック材料のせん断強度によって支配される。従って、最終的には、使用可能なロック材料のせん断強度を、土質試験により求め、この結果を用いて、のり勾配が決定されることになる。

図－12.16はダム上流側の現状を示す平面図である。図－12.17および図－12.18は、のり面勾配 $i:1.8$ を記入したダム横断面図である。なお、図－12.19は、原石山の候補地を示す平面図である。

なお、原石山については、実施に伴い、ボーリング、試掘横坑等により、詳細な地質調査を行うと共に、採取可能なロック材料に関する各種の土質試験を行うことが必要である。

アンブクラオダムのロック材料は、同じく閃緑岩が使用されているので、前記した閃緑岩の原石山から採取されるロック材料の品質を推定することが可能である。このことから、以下の検討においては、のり面勾配 $1:1.80$ を取り上げるものとする。この場合のロック盛立量は、 $230,000\text{m}^3$ となる。

(2) 工 法

施工計画の概要

まず、図－12.21に示した閃緑岩の原石山のベンチ造成を行う。これには、伐採、表土不良土の除去、土捨場造成、運搬路の整備等を含めて5ヶ月が予定されている。クローラードリルを用い、ベンチ高さは5～8mである。土石の処理量は、 $200,000\text{m}^3$ を推定し、使用重機としては32t級ブルドーザー、積込みには5m³級トラクターショベル、運搬には11t級ダンプトラックを、また、土捨場敷均し用に、11t級ブルドーザーを使用するものとする。

ロック材の盛立作業においては、運搬には道路条件から11t級ダンプトラックとし、ダムの上流側EL.680mから順次32t級ブルドーザーにてロック材の敷均しを行った後、13t級振動ローラーにて転圧を行う。なお、表層のリップラップは、バックホウを用いて、表面仕上げを行うものとする。

全ロック盛立量 $230,000\text{m}^3$ の工事期間は、取水塔改造工事期間に符合させて、3ケ年としている。

(3) 工 程

主な工事の内容および工事工程は、表-12.2の通りである。

表-12.2 工事工程表

年 月	1		2		3		4	
	6	12	18	24	30	36	42	
準 備 工	2M							
原 石 山	表土処理	3M (200,000m ³)						
	ベンチ造成	6M						
	採 取	36M (6,400 m ³ /月, 全230,000m ³)						
ロ ッ ク 盛 立	36M (")			
リ ッ プ ラ ッ プ			34M					

1 2.2.7 F案(放水路付近河床整理案)

(1) 設計計画

11章で検討された最も効果的な案(E)により河床を整理すれば、放水位を1.27m低下することが出来る。これは、暫定的な対策であるが、手軽で効果的な対策である。

放水口より下流へ向けて、敷幅25m、水路勾配1/1675で河道に沿って水路を開削成形するもので、河岸の勾配は1:2.0、巾25mである。平面および断面は図-12.2.2.2.3に示す通りである。なお、掘削した河床の土砂は河岸の両サイドに整理し、長距離の捨土は考えず、次期出水で水路が埋れば、また開削することとし、2年に1回の河床整理で、放水口の水位を低減して、EL.577.791に維持する計画である。

なお、支川Besack川の砂防ダム計画と合すれば残流域より流出する土砂は少なくないので、効果ある対策案である。

(2) 工法と工程

一般的な工法で、何等、特殊なものはないが、水路を開削するため、特に河床掘削用として水中ブルドーザーD-7級が必要であり、その作業水深は3m程度のものでよい。水中ブル2台、一般ブルD-7級2台、バックホー1台、12tダンプトラック3台で、7~8万m³の土砂の水中掘削を2ヶ月間で施工出来る。

工事は県道より 2,500m のアプローチ道路で河床まで下り、水路開削部の下流より着手、遂次上流に向かって工事を進めて行くこととなる。

1 2.2.8 H 案（放水路延長案）

(1) 設計計画

現放水路の出口付近の堆砂から、放水路口を守るため、トンネル・暗渠・蓋渠により放水路を 1,500m 延長し、放水位の上昇を防ぐ計画であるが、延長する水路の損失落差と、水路延長によって増加する落差との間に、あまり利得がない。即ち、1,500m の延長によって得られる落差は 1 m 弱である。しかし、放水路口を堆砂から守る点については、充分その目的を達している。

水路延長に当っては、トンネル案もあるが工事費が高つくことから、トンネル部は、旧放水路との取り付け部の 38 m に限り、下流は、現河岸に沿った暗渠、または蓋渠によって導き、1,500m 下流の河床の安定した地点に放流する計画とした。延長する水路の断面に現放水路トンネルと同じく内径 5.00m を採用、水路勾配も同じの勾配を採用した。

（図-12.24, 25 参照）

(2) 工 法

暗渠部は、河床整理により流水を水路経過地より外し、河岸と河床を開削して、暗渠を施工した後に埋め戻す方法で、下流側より遂次施工して行く工法を採用した。トンネル部は最後の年度で、乾季をねらって施工し、下流に仮締切を設け河川の流入を防ぎ、短期間に掘進し、巻立コンクリートを施した上で停電を取って、旧放水路と連結する。この間は養生期間も入れて約 4 ヶ月となる。

県道より放水口改良の河床まで延長 2,500m の工事道路を建設し、工事用資機材の運搬路を確保するとともに放水口直上流に資機材などの置場、800,000^m を設置する。

暗渠の下流部 600m は、川幅も広く、殆ど河川から離れた状態で工事施工が可能で、特殊な工法を採用する必要はない。

(3) 工 程

県道からの工事用道路の建設に 3 ヶ月を費やし、河床部における準備に約 1 ヶ月と準備工事に約 4 ヶ月を要する。工事は、暗渠部を下流より施し、最終段階でトンネル部の施工に入り、河川を仮締切によって切り替え、坑口切付けを行って、トンネル部を掘進する。最後に旧放水路を閉塞し、新水路と連結して工事を終る。

以上の工程を表に取纏め図-1 2.2 6 に示す。

12.2.9 O案(取水塔周辺浚渫工事)

(1) 設計計画

11 および12の冒頭において述べた如く、修復工事期間中にも取水塔周辺の堆砂面は刻々上昇し続ける。このため、修復工事が完成するまで、発電所が土砂などを吸い込まないように、取水塔周辺の堆砂浚渫工事を早急に実施することが必要である。

浚渫の範囲は、取水塔を中心に300mの間(図-12.27)とし、呑口敷から下方へ6m迄浚渫し、年間、総量約250,000m³の砂およびシルトを除去するものである。この際、含泥率を20%と設定しているので、実際の揚泥水量は総量1,250,000m³となる。以下、関連諸設備の諸元は次の通りである。

1) 浚渫計画

a. 浚渫総量(年間/シルト分) 250,000m³/年
(取水口から半径300m, 平均厚1.4m)

b. 時間当り浚渫量

・年間運転時間 20時間/日×25日/月×10月/年=5,000時間/年

・時間当り浚渫量 250,000m³÷5,000時間=50m³/時

2) 浚渫設備諸元

a. 浚渫船諸元 全長 48m×全巾6.8m×深さ2.25m

浚渫可能水深 最大 7.7m

ポンプ口径 6吋(150mm)

b. 必要なポンプ諸元 揚土量 50m³/時

揚泥水量 250m³/時

吸入管長 95m

水上管長 500m

陸上管長 1,300m

c. 所要ポンプ設備諸元

主ポンプ 全揚程 51m/125KW/4,160V - 1台

水中ポンプ 全揚程 20m/55KW/440V - 1台

ブースタポンプ 全揚程 51m/125KW/4,160V - 1台

3) 年間消費電力

a. 全装備動力 浚渫船 360KW

ブースタ 160KW

計 520KW

浚渫船 230KW

ブースタ 100KW

計 330KW

c. 年間消費電力量 $330\text{KW} \times 5,000\text{時}/\text{年} = 1,650,000\text{KW時}/\text{年}$

d. 陸上受変電設備容量 $700\text{KVA}/1.32\text{KV} \rightarrow 4.16\text{KV}$

e. 電力送電設備（発電所～ダム間）

$700\text{KVA}/1.32\text{KV}$

延長400m, 型式架空線

沈澱池は図-12.27に示す如く、ダム直下流の旧河川の屈曲部を利用し、上流と下流に縮切るダム（ $H=15\text{m}$ ）を築造し、この2つのダム間で約 $1,000,000\text{m}^3$ の貯溜量を確保する。沈澱池は4つに仕切られ、逐次、貯溜、沈澱、乾燥、搬出の工程がとられる。沈澱池で乾燥した砂シルトは、放水口出口附近に計画された土捨場（図-12.29）に収容される。シルトの再流出防止には、今後の過程での検討が必要であるが、化学的処理また、物理的処理（土捨場の構造上の対応）により土捨場から流出防止は可能である。

(2) 工 法

本計画案による堆砂の浚渫はいずれも山間奥地の貯水池において行われるので、これに使用される浚渫船は鋼製箱型の非航式とシトラック及びトレーラーにより陸上運搬可能な数個のブロック構造体として工場で製作し、現地に運搬後クレーン車を利用して湖岸で組立て一体化し湖水に進水させる。

浚渫にあたって、浚渫船の操船は甲板上の4台の操船用ウインチにより陸上に設けられたアンカーに固定されたワイヤーロープを巻取り巻出して前後左右に移動する。

掘削深度の調整は、先端に掘削用水中ポンプの装着されたゴムホースを甲板上に設置するリール装置により水中で上下させることにより行われる。

揚泥水は、船上の主ポンプによりパイプラインを圧送され、ダムをこえて流下しダム下流の旧河川敷に設けられた沈澱池に排出される。

パイプラインは水上をフローター、陸上はコンクリートアンカーによって支持され、適当な間隔に増圧のためのブースターを設ける。

沈澱池は4分割されていて、各分割区分毎に貯溜、沈澱、乾燥、搬出の工程がとられる。

乾燥が終ったシルトや砂は、ダンプトラックにより約3km下流に計画された土捨場(図-12.29参照)に収容される。

(3) 工 程

修復工事計画全体としては、別の章で提案しているような種々の工事の組合せとなっている。従って、浚渫工事と併行して同時にいくつかの他の工事も行われるので、その影響を受け、浚渫工事の中断または制限がやむを得ない事態も考えられる。このため工程としては、年間実働時間を10ヶ月とし、残り2ヶ月をこうした中断及び台風、洪水時の待避にあてている。勿論、機械の維持整備、出合工事との調整、台風後の早急な再開等に鋭意つとめ年間実働時間を向上させるよう努力することはいうまでもない。

浚渫設備については発注後、設計、製作、運搬、現地組立を含めて15ヶ月で完成できる予定であり、これらの概略工程は図-12.28の通りである。

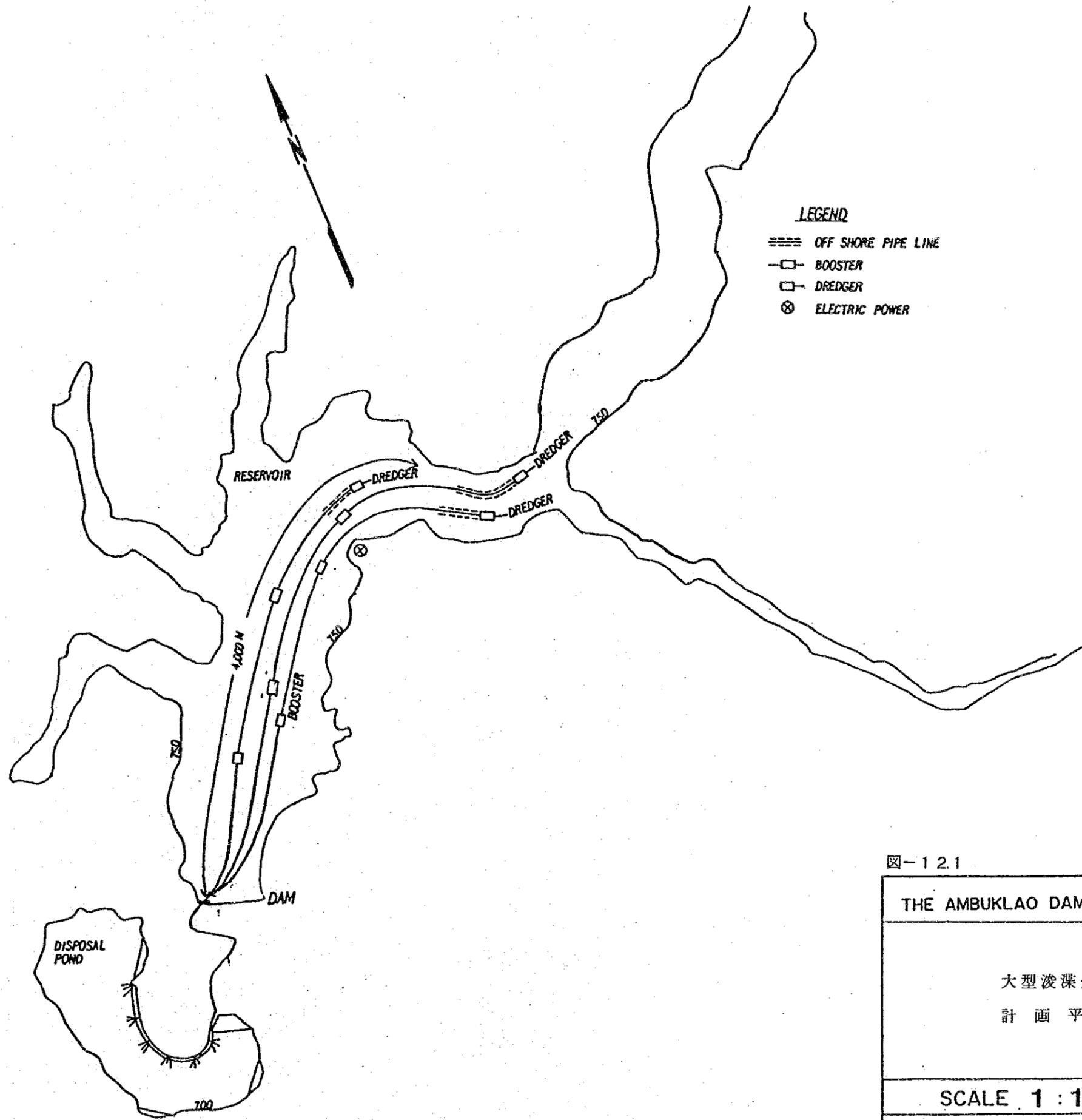


図-12.1

THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT

大型浚渫船による排砂案
計画平面図

SCALE 1 : 17,700

THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

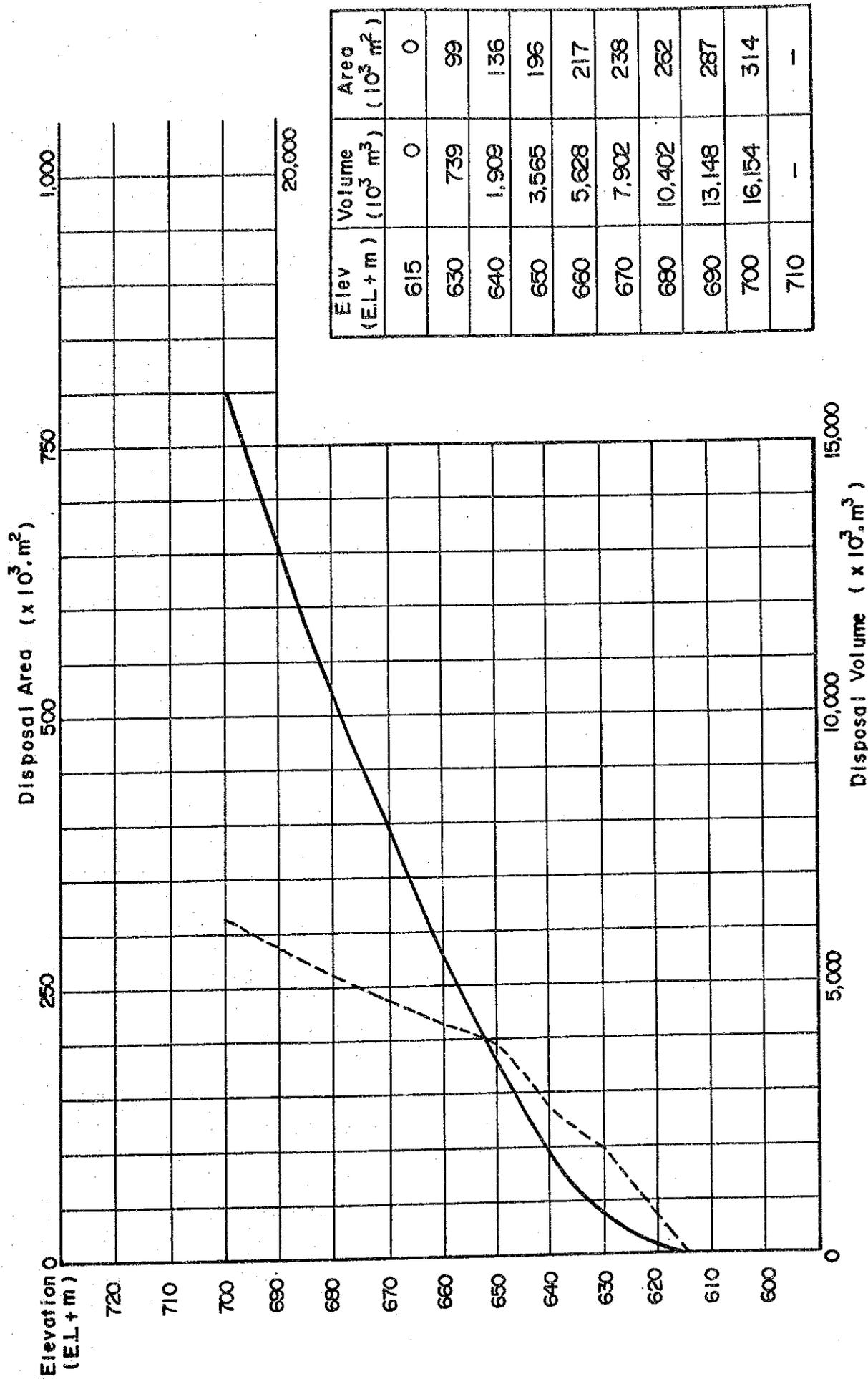
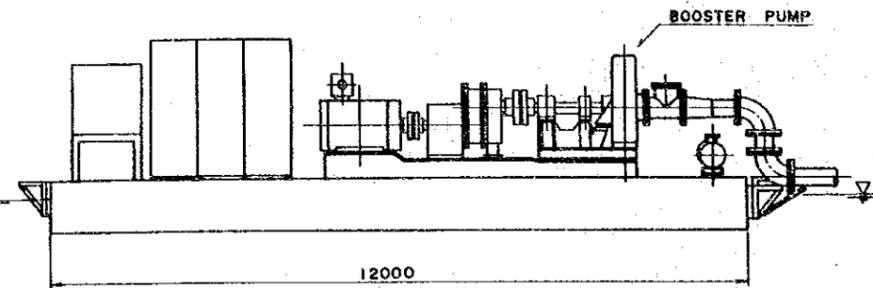
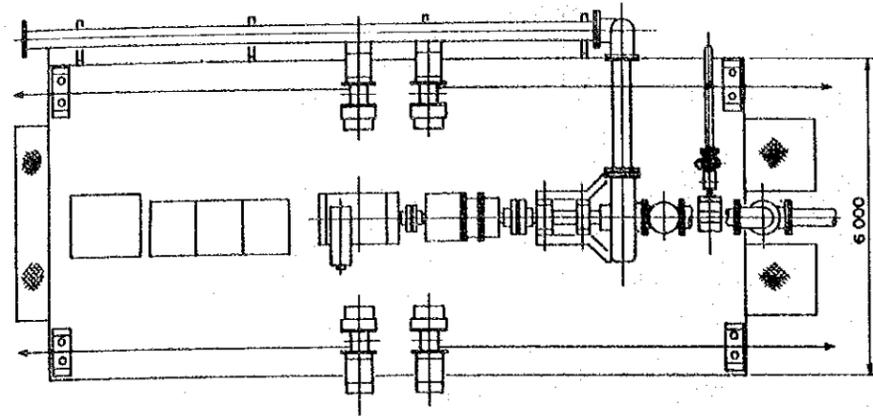
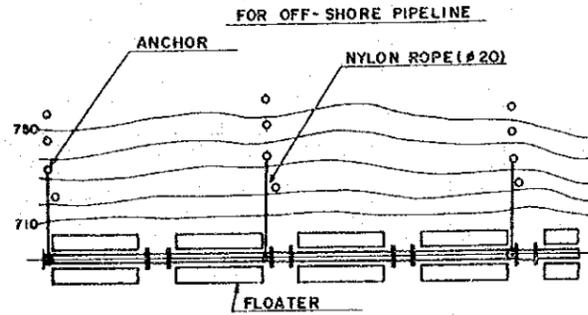
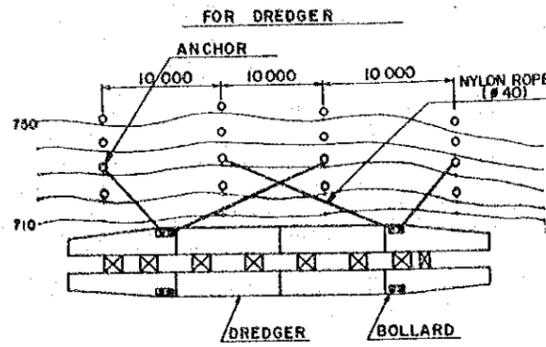


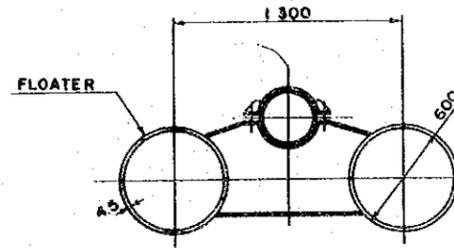
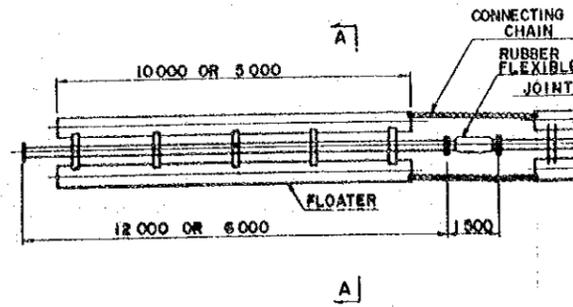
圖-12.2(a) 大容量排砂設備新設案



OFF-SHORE BOOSTER STATION

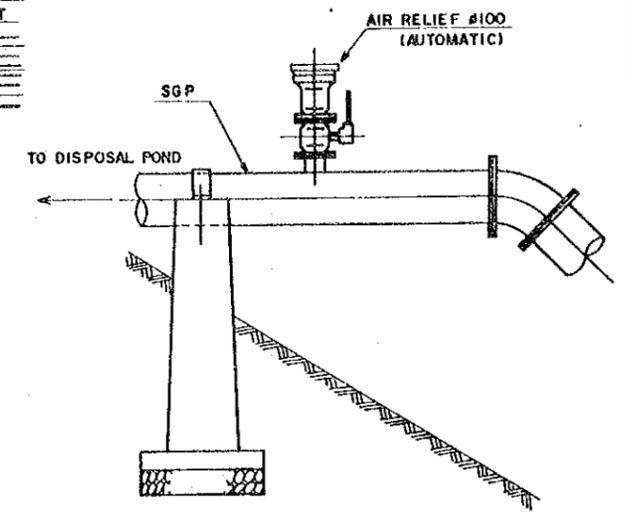


MOORING FACILITY
(FOR EMERGENCY)

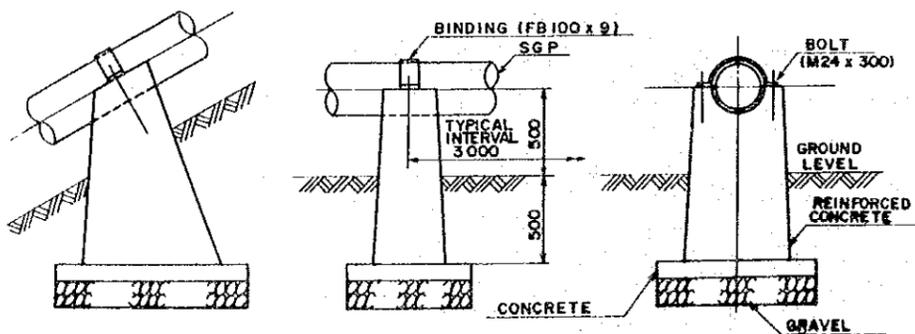


A-A SECTION

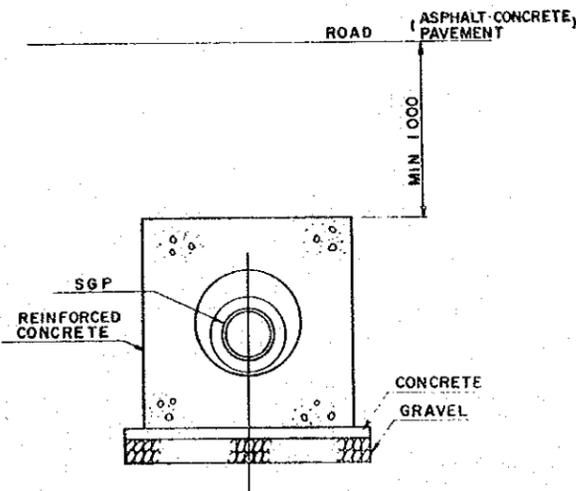
OFF-SHORE PIPE LINE



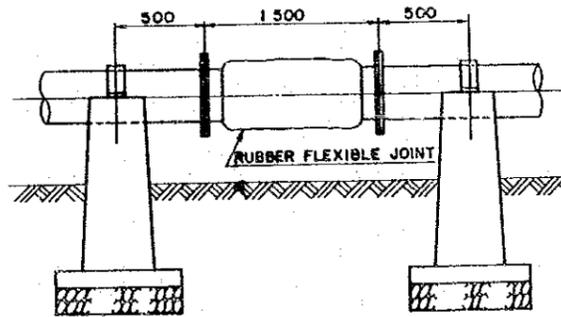
AIR-RELIEF VALVE



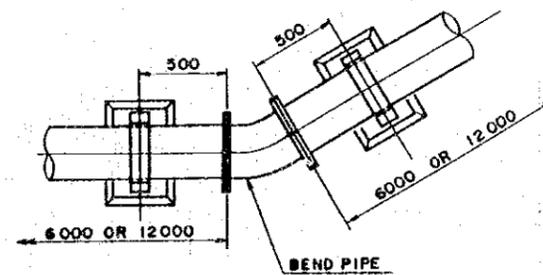
PIPE SUPPORT (ON-SHORE)



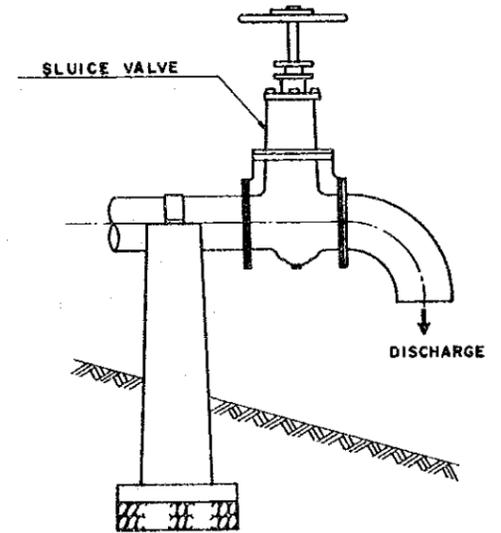
ROAD CROSSING PORTION



FLEXIBLE JOINT PORTION



BENDING PORTION



DISCHARGE PORT

図-1.2.2

THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT

大型浚渫船による排砂案

詳細図

SCALE FREE DATE

THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

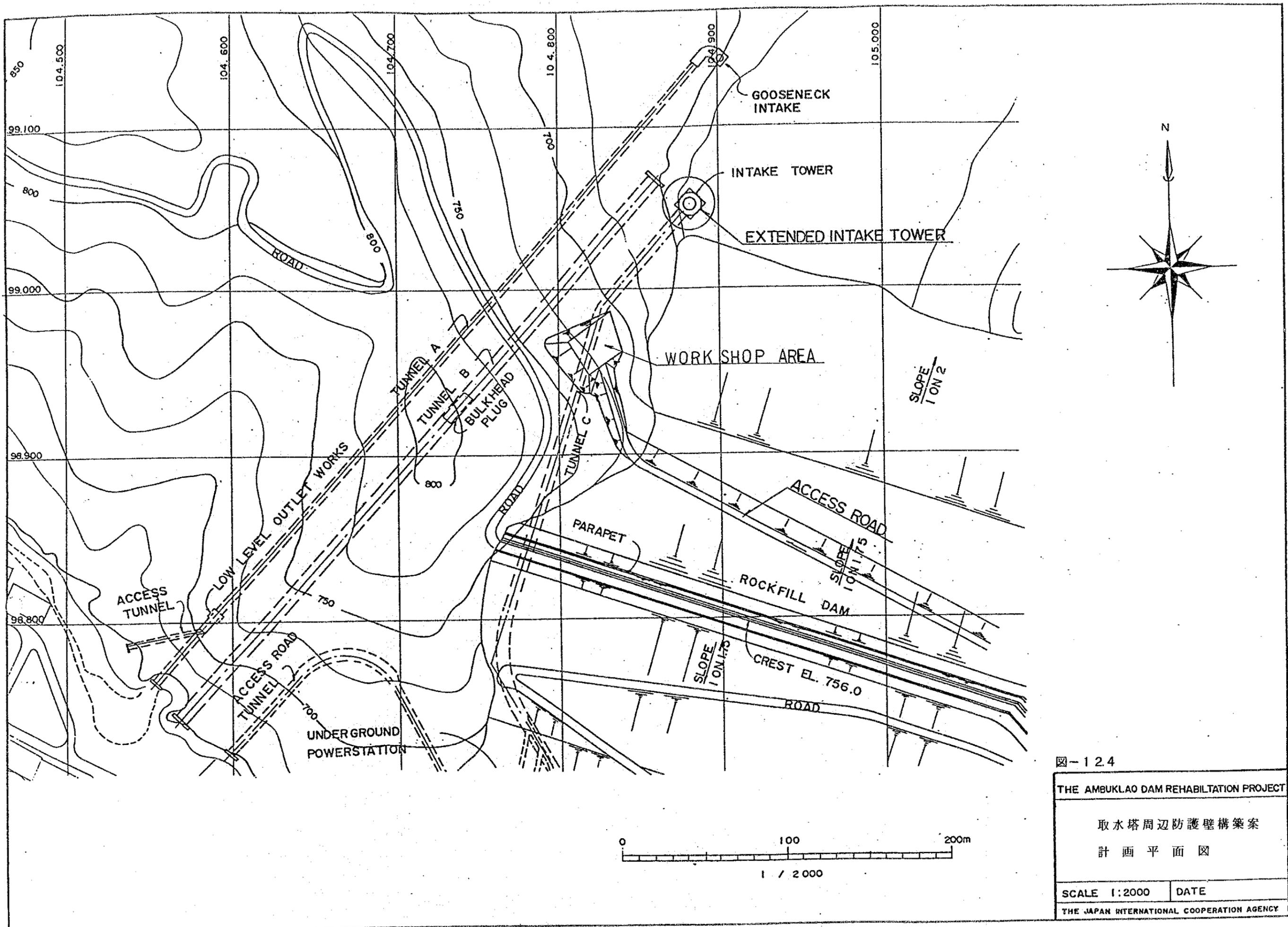


図-12.4
 THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT
 取水塔周辺防護壁構築案
 計画平面図
 SCALE 1:2000 DATE
 THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

HWL 752.00

-750

-740

-730

-720

-710

-700

-690

-680

-670

-660

-650

EL 717.00

D = 30.000

EL 695.65

LWL = 694.00

LWL 694.00

Existing facility

STEEL PIPE L = 80M
φ 1,200, L = 16

FILLING WORK FOR REINFORCEMENT

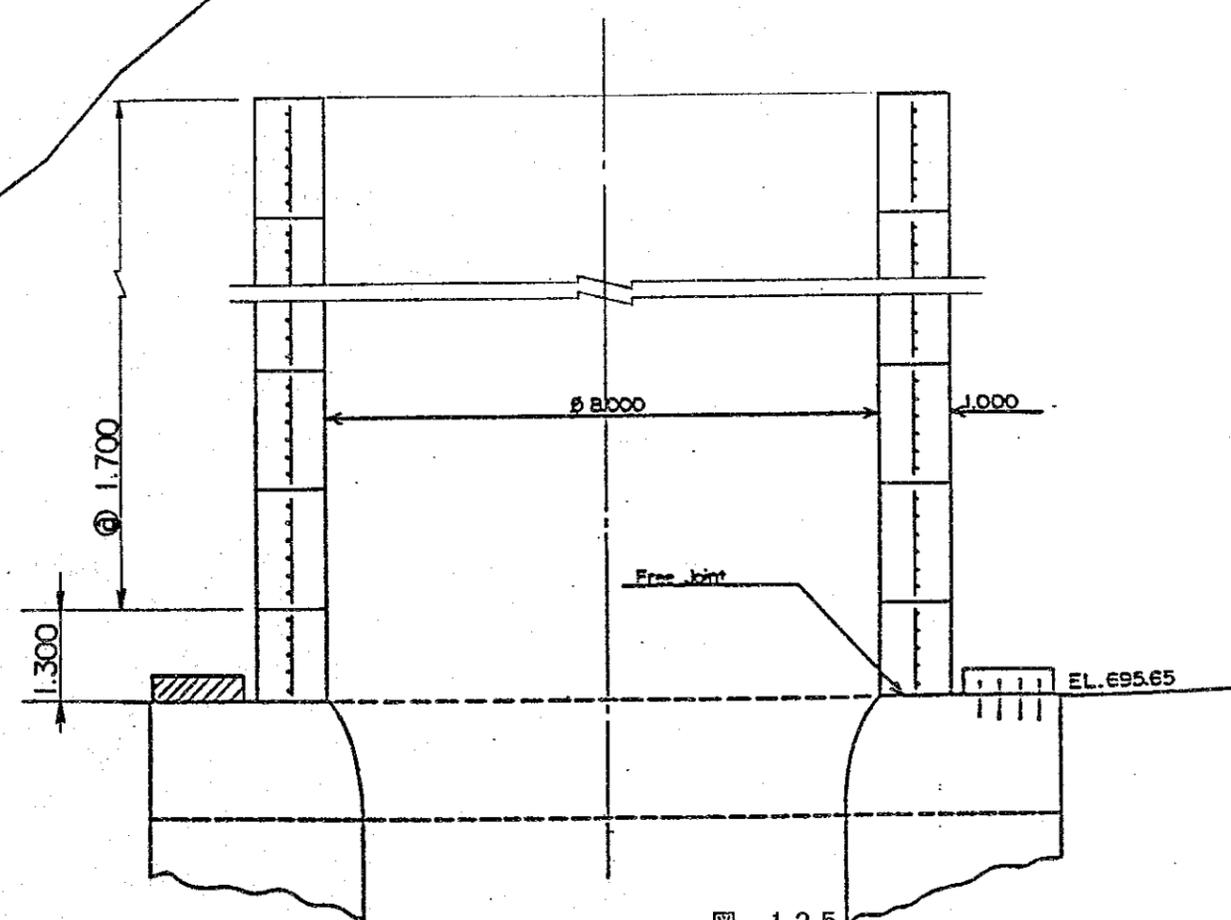


図-12.5

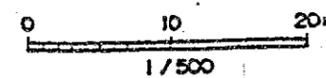
THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT

取水塔周辺防護壁構築案

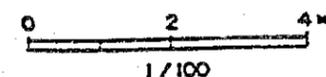
縦断面図

詳細図

SCALE



SCALE



SCALE AS SHOWN

DATE

THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

図-12.6 B案：取水塔周辺防護壁構築案の工程表

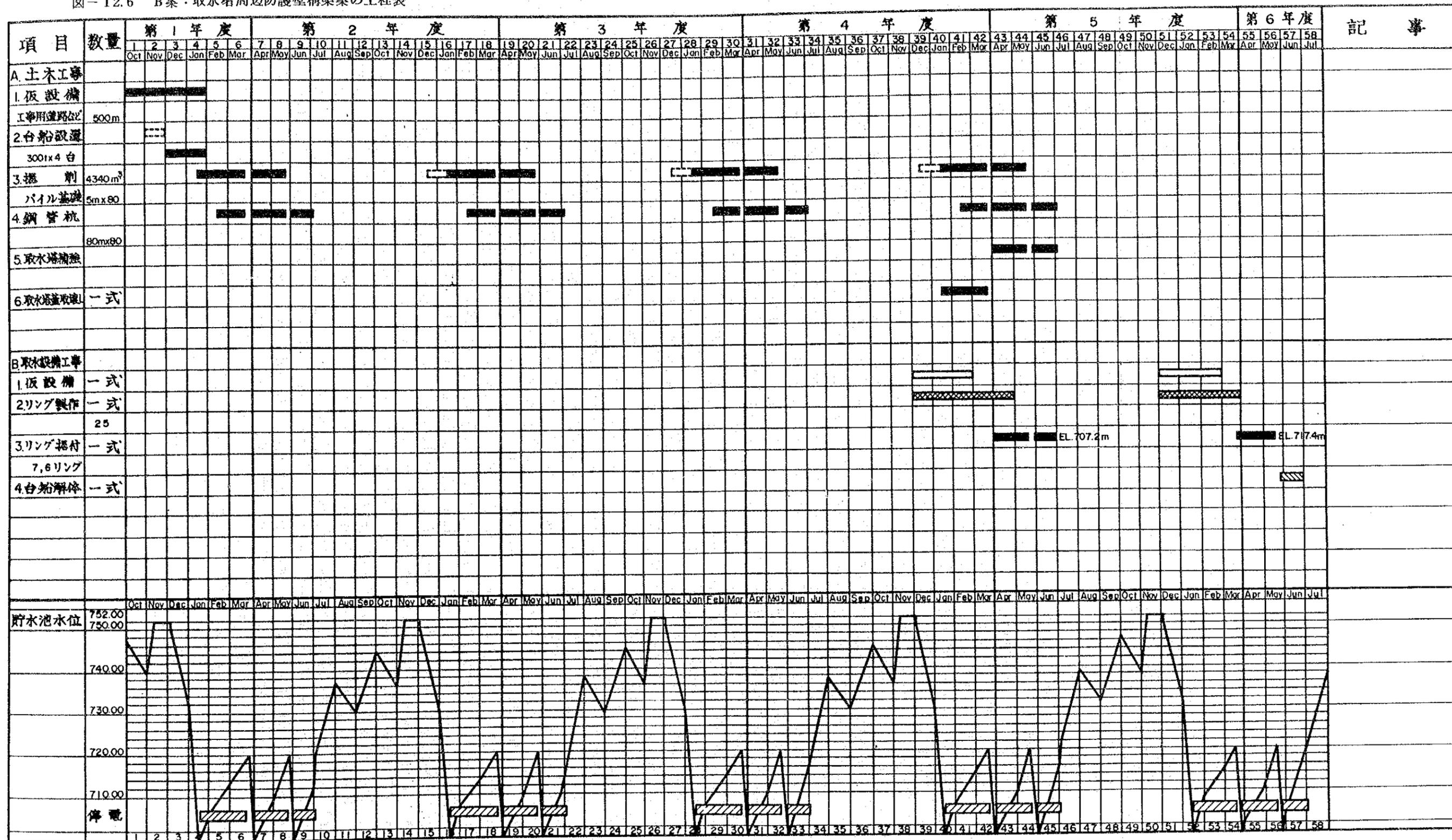


図-12.6

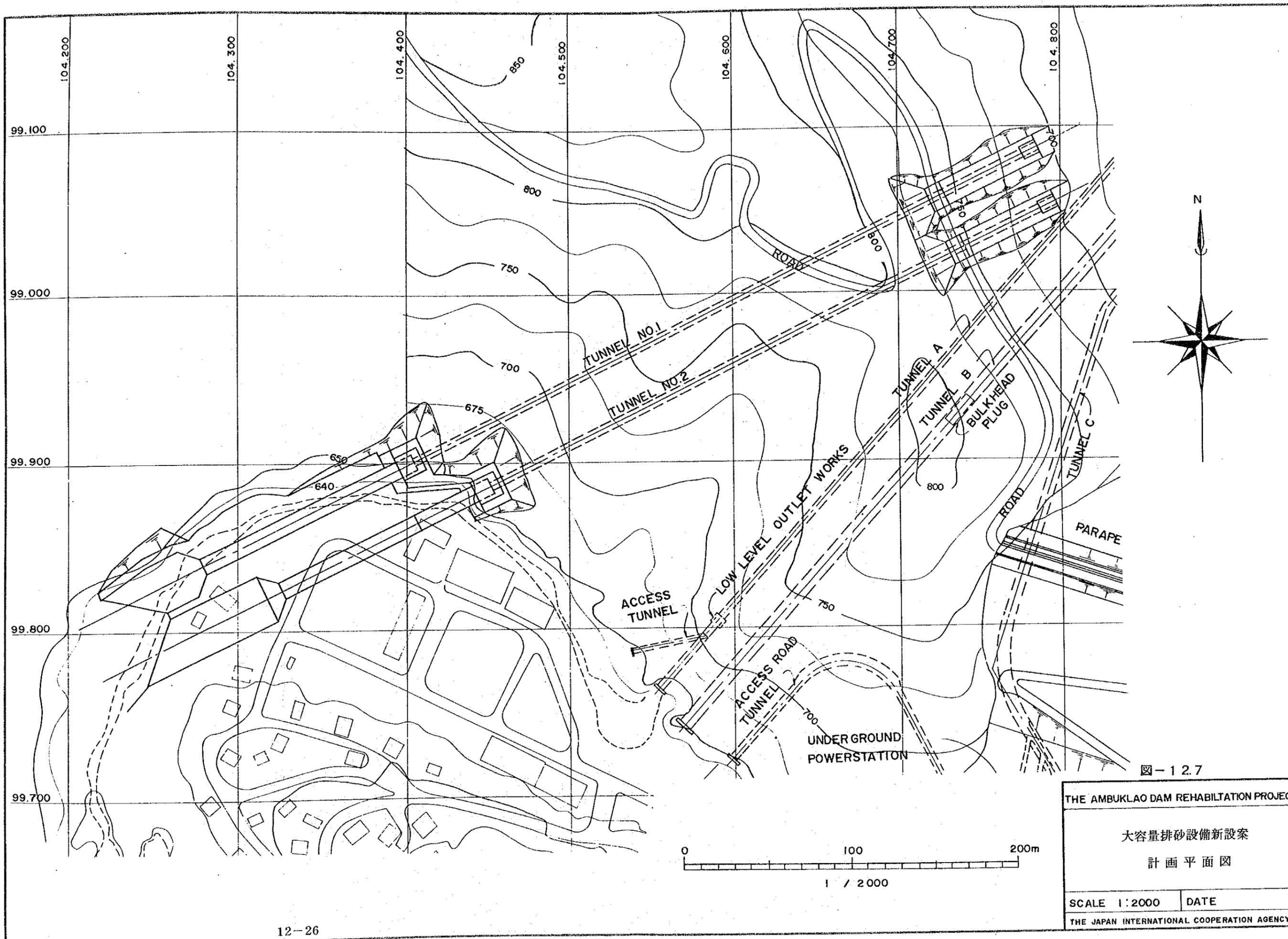


圖-12.7

THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT

大容量排砂設備新設案

計畫平面圖

SCALE 1:2000

DATE

THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

(EL.)
800

750

700

650

MAX. DESIGN F.W.L. 754.00
H.W.L. 752.00

EL. 700.00

L.W.L. 694.00

1:1.72

18.19%

380.00

430.00

50.00

90.00

EL. 627.095

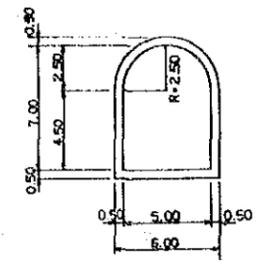
EL. 642.50

EL. 640.00

EL. 630.00

EL. 617.50

0.1%



SECTION A-A SCALE 1:200

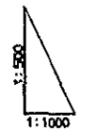
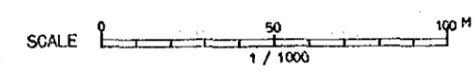
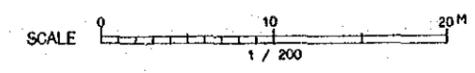


図-12.8

THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT

大容量排砂設備新設案

縦断面図



SCALE As shown

DATE

THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

-750
 -740
 -730
 -720
 -710
 -700
 -690
 -680
 -670
 -660
 -650

HWL 752.00

EL 710.55

EL 695.65

Existing facility

LWL 694.00

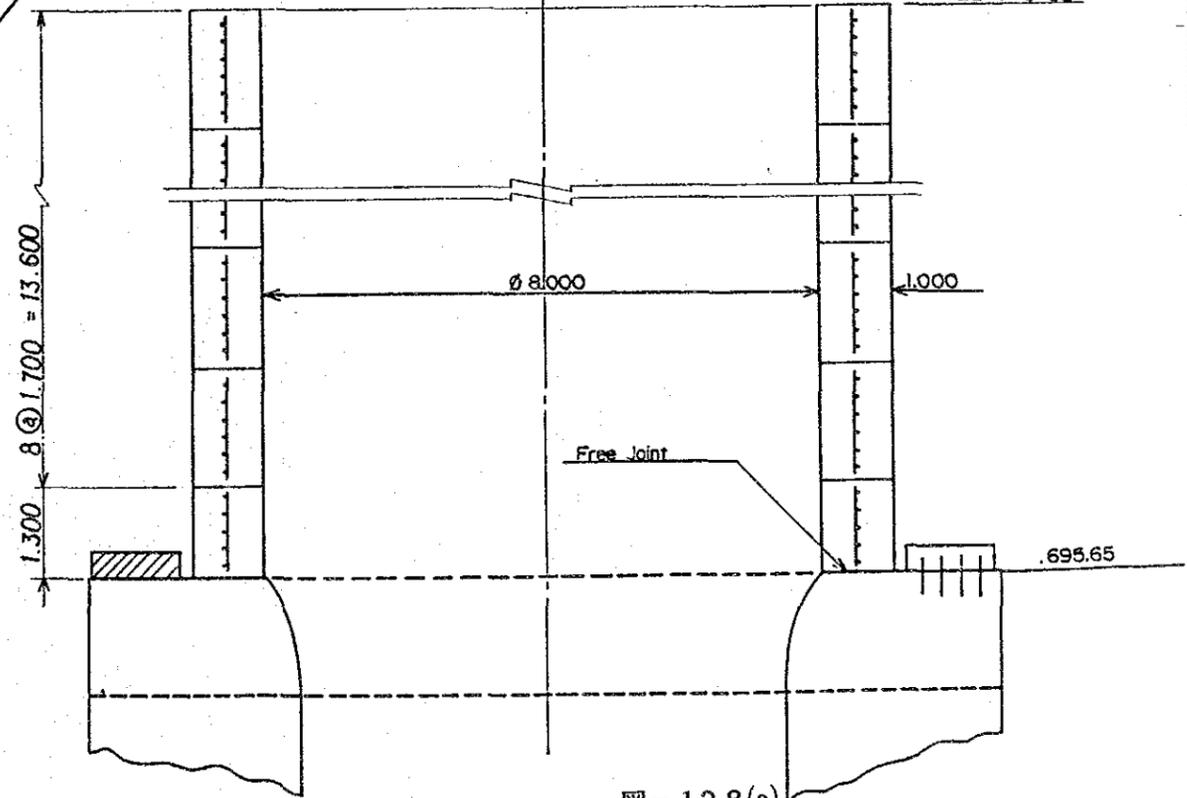
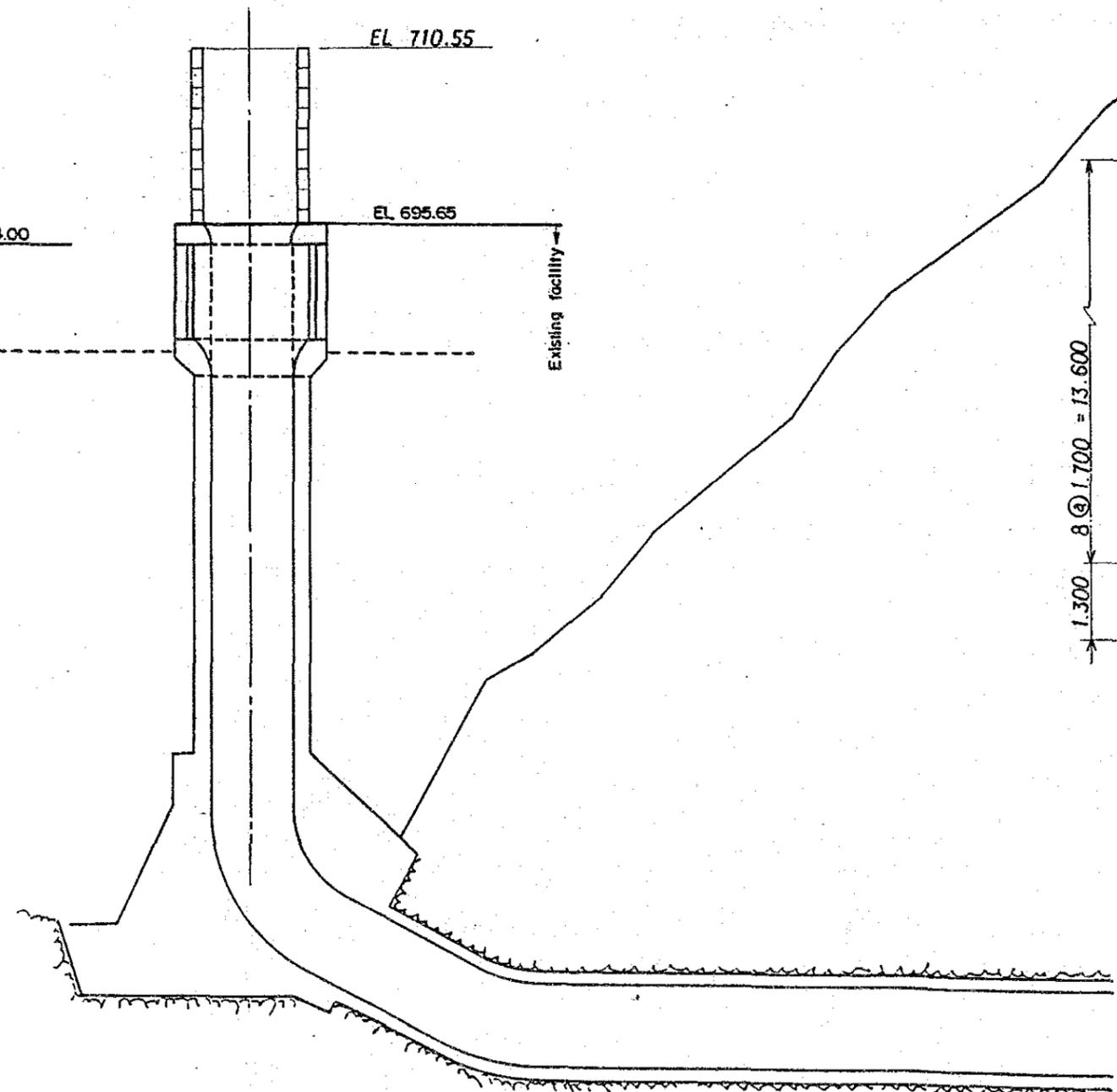
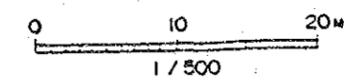
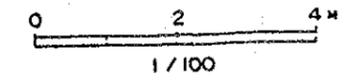


図-12.8(a)

SCALE



SCALE



THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT

大容量排砂設備新設案

取水塔嵩上詳細図

SCALE AS SHOWN

DATE

THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

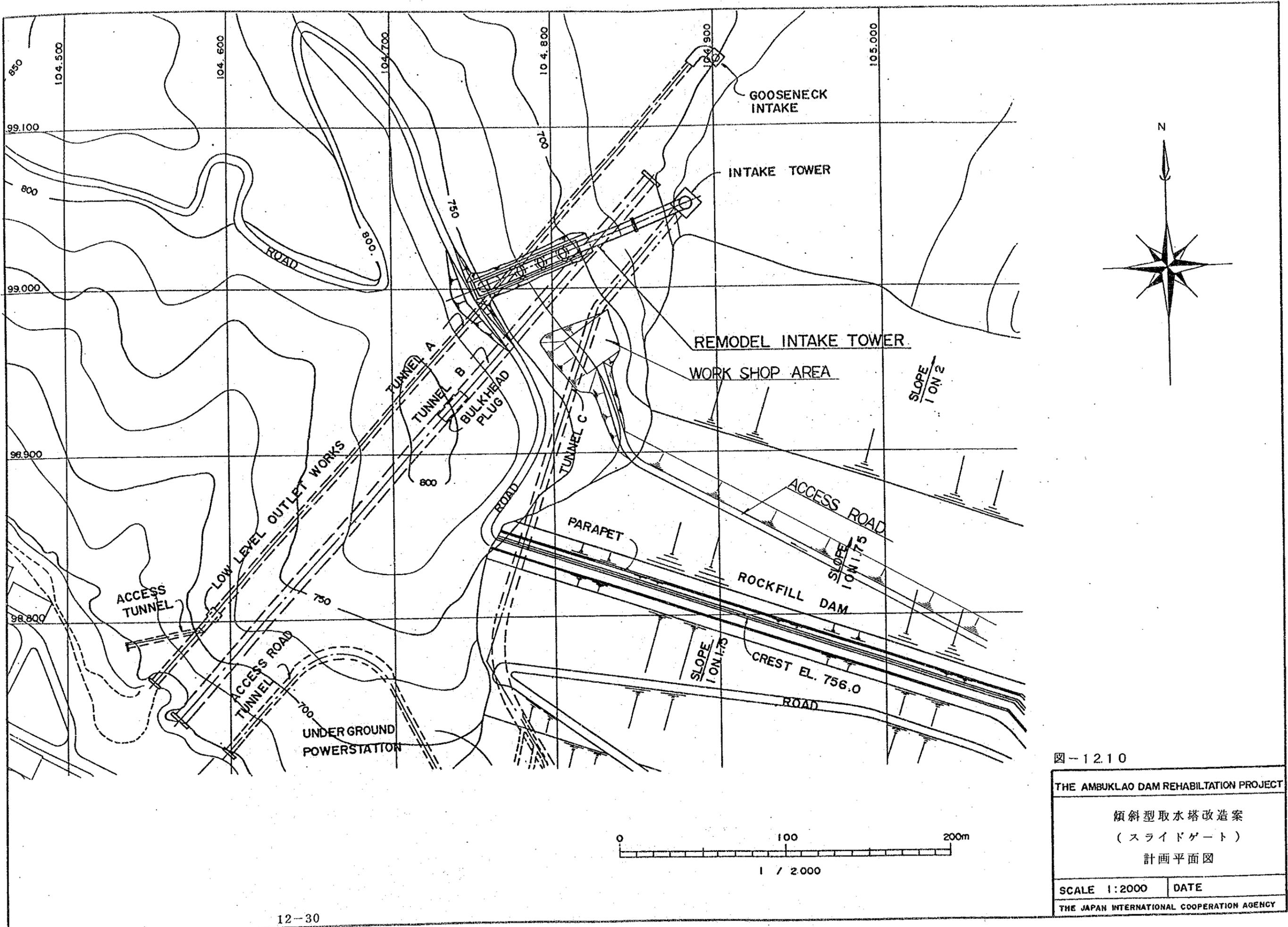


図-1210
 THE AMBUKLAO DAM REHABILITATION PROJECT
 傾斜型取水塔改造案
 (スライドゲート)
 計画平面図
 SCALE 1:2000 DATE
 THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY