言に依れば１９４２年か，１９４３年の洪水により，流路が現河道に移ったとのことである。したがって，現水路は左右岸共に，殆ど無堤の状況である。又，右岸側の距離標No－３Ｋ～No－７Ｋの間には，P.N.P.が築いた小規模な堤防が存在する。

距離標No－１３Ｋは，１９１９年に，作製された1/50.000地形図から，判断すると，当時の海岸線であり，この旧海岸線より，陸地側には，住民も住み田畑が，存在するが，海側は，地盤も未だ軟弱で，Swamp地帯となっている。

本川は大量のSediment loadにより河床が，年々上昇している様に言われている。しかし，No２4.5Ｋにある Serbajadi橋地点と，Ular鉄道橋地点に於て，河床の変化状況を調べると，Fig.3－5－2(1)，Fig.3－5－(2)に示すとおりである。図からわかる様に，Serbajadi橋では，１９５５年以来，殆んど変化なくむしろわずかではあるが，低下している。Ular鉄道橋地点に於ても年々上昇しているとは，考えられない。この様に大局的には，河床高に変化はないが，一方，局所的な変動は，烈しかったものと考えられる。特に緊急河川工事が，施工される以前には，毎年度々破堤を繰返した。一旦破堤すると，河床質が細かく移動し易い性質とも相俟って，破堤地点の下流側は，掃流力を失って堆積し，その上流側は一時的に，流速が早くなって，洗掘される。この様な局所的な河床変動が，随所に発生し，この河床変動が，又，弱い堤防を破壊するといった悪循環を繰返していたものと推察される。即ち，何回も繰返された破堤による洪水は，流送土砂の過多というよりもむしろ堤防が，脆弱過ぎることによる河道の荒廃に基因すると，考えざるを得ない。

3.5.2　現状河道の疎通能力及び遊水池効果の検討

(1)　流量疎通能力

現状河道の流量疎通能力を検討するため，距離標No－１３ＫからNo２６Ｋ間に亘って，不等流計算を実施した。その計算条件は，次の様である。

a．河川断面

１９７６年９月にＪＩＣＡ測量隊によって実施された１km毎の横断面図を使用した。尚，計算の精度を高めるために，４断面の内挿断面を設定し，計算間隔を約２００mとした。Ular橋地点の様に，狭窄された場所に於ては，更に多くの断面を内挿した。又，堤防を越える水位に対しては，堤防箇所に壁があるものとして計算した。

b．粗度係数

低水路粗度係数としてｎ＝0.０３３，高水敷粗度係数ｎ＝0.１８を採用した。（緊急河川改修工事の詳細設計で検討された数値）また，河川工事の終了した０Ｋ～１０Ｋ間については，計画に採用された粗度係数，低水路ｎ＝0.０２８，

Fig. 3-5-2 (1) Cross Section at Serbajadi Bridge

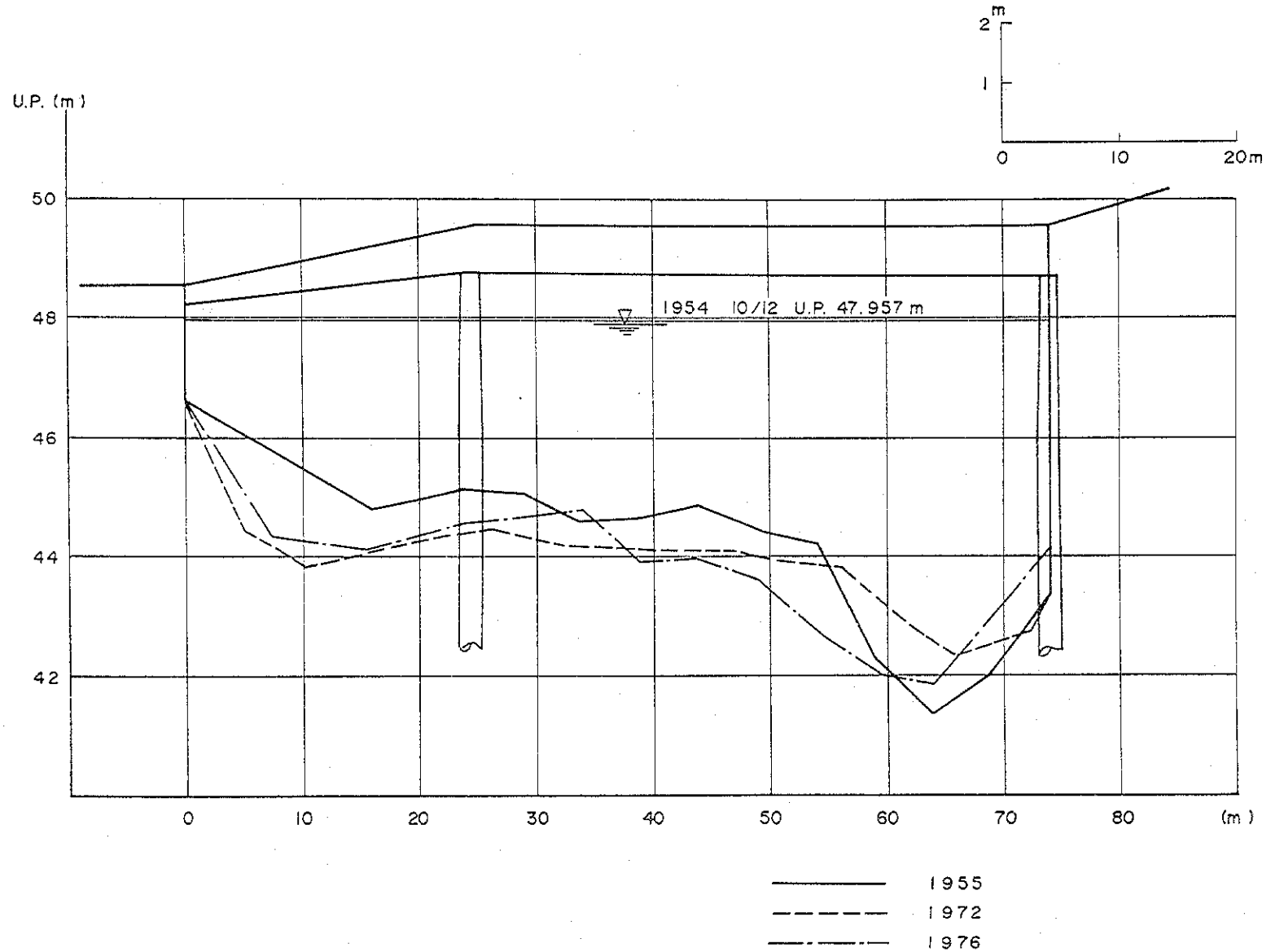
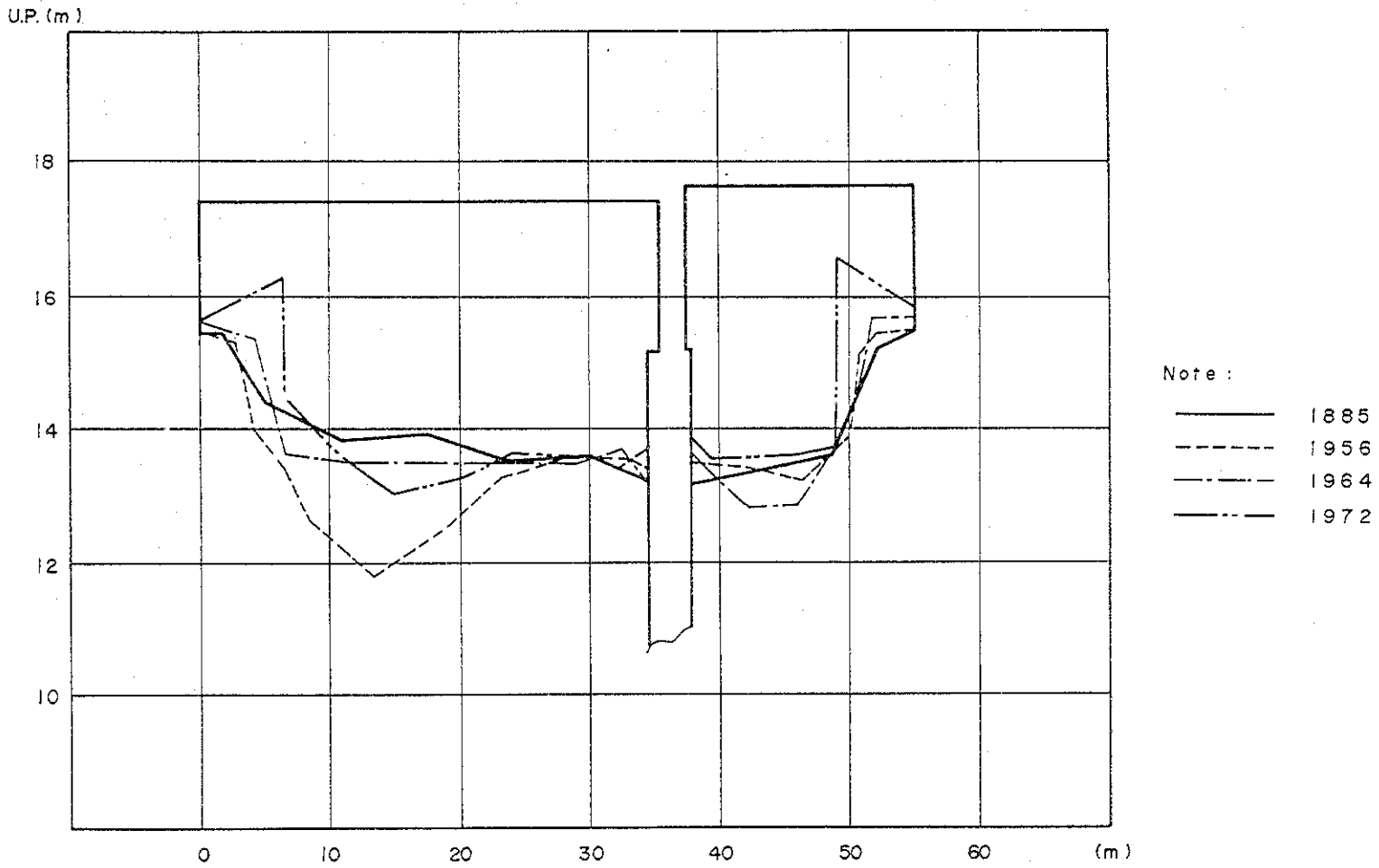


Fig. 3-5-2 (2) Cross Section at Ular Railway Bridge



高水敷 n＝0.040を用いた。

c．下流端水位

計算の下流端は距離標No－13Kとし，この地点の水位と，流量の関係を等流計算法により求めた。

d．計算流量

計算は100m³／s，400m³／s，600m³／s，800m³／s，1,000m³／sの5ケースについて実施した。

計算の結果は，Fig．3－5－3に示すとおりである。図からわかる様に距離標No－8K迄の疎通能力は100m³／s～200m³／sに過ぎない。距離標No－8K～No－4K区間は，約400m³／sである。これより上流は距離標No－4K地点で，川巾が極端に，狭窄されているので，この影響により上流の水位が，積上げられている。この影響は距離標No 3K迄及びこの区間の流量疎通能力を著しく減じている。従って距離標No 3K，2K附近の疎通能力は400m³／s以下となる。距離標No 0K～No 10Kの区間は，緊急工事施工区間に当る。この区間の疎通能力は，前述の背水影響を受ける距離標No 3K迄を除いて，600m³／sの疎通能力が確保されている。距離標No 10K～No 19K間の右岸側は，無堤となっている。従って，No 12，13，14K附近の疎通能力は，400m³／s以下である。No 15Kより上流については，河岸が高くなり疎通能力は400m³／sを上回る。No 19Kより上流は，丘陵地帯であり，河道の疎通能力不足のために広大な地区が水に浸ることにはならない。

(2) 遊水池の効果

遊水池としてPulau Gambar 地区を遊水池に選び，距離標No 10.2K附近右岸を霞堤方式を計画して，遊水池の効果を検討した。この検討には，第3章3，4，6項のハイドログラフを採用した。Fig．3－5－4はその結果を示す。この図から遊水による洪水のPeak流量の逓減量は，Peak流量600m³／s，800m³／s，の時2.8m³／s，1,000m³／sの時4.1m³／s，1,200m³／sの時4.5m³／sであることがわかる。遊水池の逓減効果は極めて少い。この様に，遊水効果の少い原因は，この地区の土地の勾配が急で，（約1／600程度）遊水させるには，不利な地形条件によるものと，考えられる。

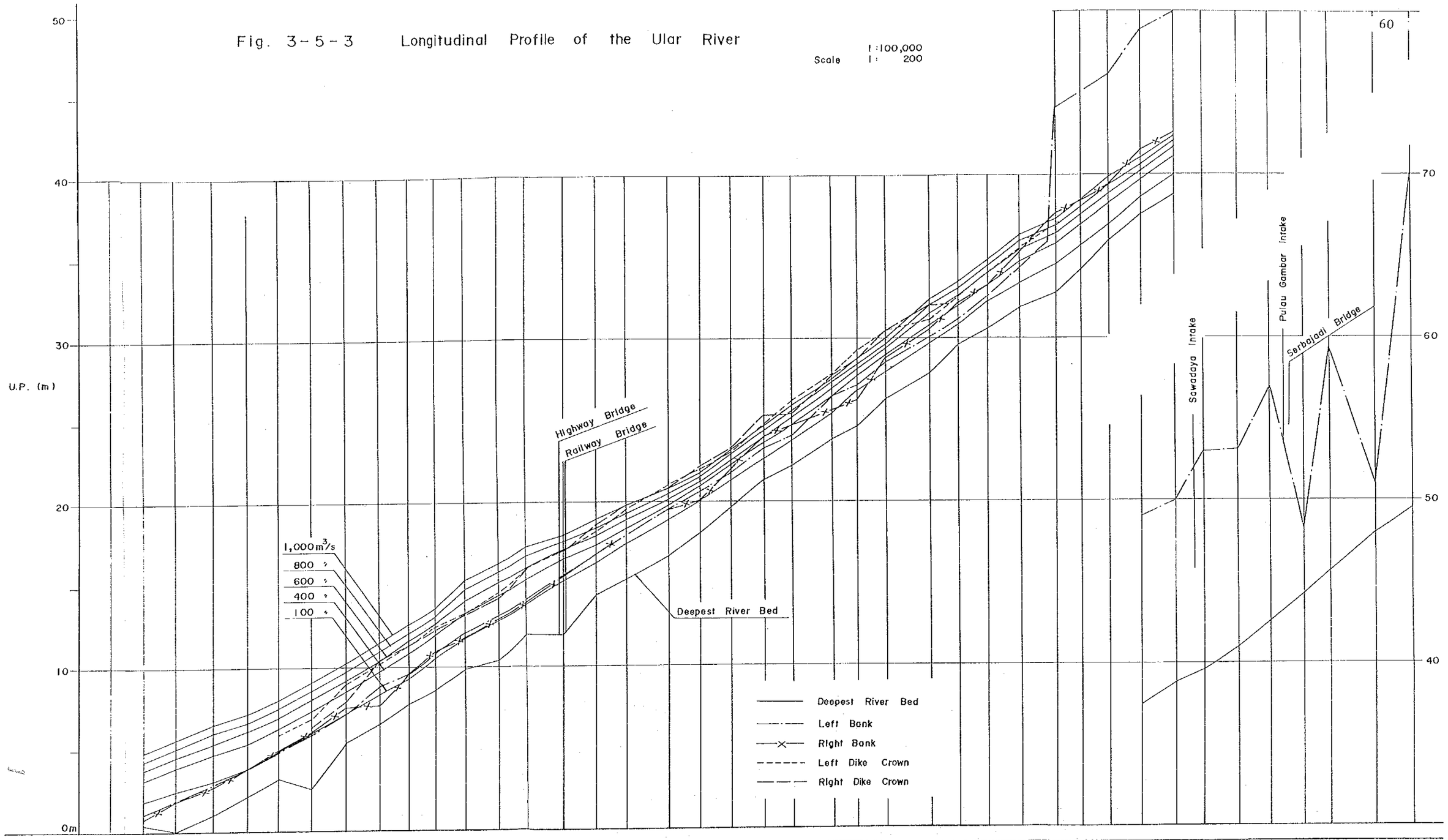
3.5.3 河川改修計画

(1) 改修対象範囲

改修対象範囲は，河川が，丘陵地帯から平地に出る距離標No 19kmから，河口迄とする。

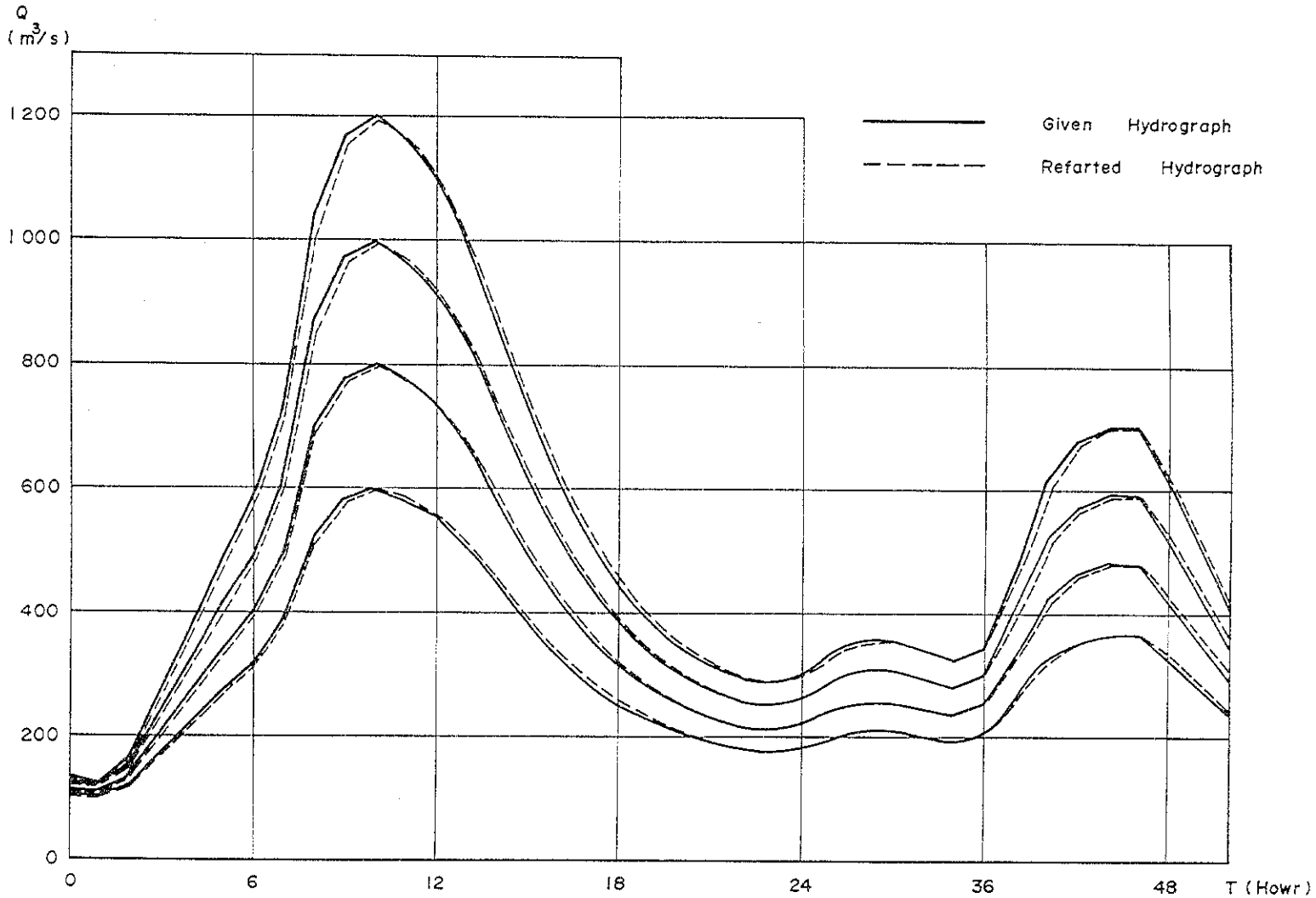
Fig. 3-5-3 Longitudinal Profile of the Ular River

Scale 1:100,000
1: 200



Distance	NO.
-1,000	-14
0	-13
954	-12
2,081	-11
3,166	-10
4,070	-9
5,082	-8
6,117	-7
7,140	-6
8,014	-5
8,991	-4
9,899	-3
10,922	-2
11,865	-1
13,061	0
14,027	1
14,939	2
16,201	3
17,166	4
18,132	5
19,144	6
19,991	7
21,228	8
21,942	9
22,881	10
24,215	11
25,089	12
26,009	13
27,032	14
28,136	15
28,895	16
29,769	17
30,758	18
31,758	19
32,620	20
33,678	21
34,621	22
35,713	23
36,564	24
37,944	25
39,105	26

Fig. 3-5-4 Effect of Retarding Area



(2) 計画高水流量

計画流量は後に決定されるが，その検討のために，Serbajadi 橋地点で，６００m^3／s，８００m^3／s，1,000m^3／s，1,200m^3／sを対象流量として，計画する。Pulan Gambar における河道貯留による流量逓減効果及び遊水池による流量逓減効果は，非常に僅少である。従って，対象範囲全般に亘って同一設計流量で河道設計を行った。

(3) 計画河床勾配

長年に亘って形成された現状の河床勾配を尊重して，計画河床勾配を定めた。計画河床高は，現状の低水路の平均河床高程度を目標にして計画し，現状低水位を大巾に変化させることのない様に計り，Intake に於ける取水への影響を極力さけた。設計した縦断計画を Fig ３－５－５(1)及び Fig．３－５－５(2)に示す。

(4) 標準河川断面

緊急河川改修工事の方針を踏襲して，河川巾２５０mの復断面方式とし，流過断面は，距離標No １０Ｋより下流については，低水路粗度係数 n＝0.０２８，高水敷粗度係数 n＝0.０４０，距離標No １０Ｋより上流については，低水路粗度係数 n＝0.０３０高水敷粗度係数を 0.０４０として，設計した。設計された標準断面の水理的諸元を Table ３－５－１に示す。又設計した横断図を Fig ３－５－６(1)と３－５－６(2)に示す。

(5) 低水路・高水敷の造成

低水路は，必要断面を確保すると共に，極端な屈曲や，堤防に近接している地点は，矯正して出来るだけスムーズな法線になるように設計した。高水敷は凹凸が，烈しいので，高い場所は，掘さくし，低い場所は，盛土して出来るだけ平滑に仕上げる。低水路工事は，ドレッヂャーを用い，捨土は高水敷中の低地を埋める。又高水敷の凸部は，掘さくして低地を埋めると共に，築堤用土にも使用する計画とした。

(6) 堤防法線

距離標No １９Ｋ～No １０Ｋ間右岸は，新堤を建設し Pulau Gambal 地区を護ると同時に，洪水が同地区から外側へ氾濫することを防ぐ。左岸は現在堤を嵩上げ補強し，No １５Ｋで丘陵に取付ける。但し，距離標No １3.４Ｋ～No １４.１Ｋ間，７２５m区間の現状堤防は屈曲して低水路に近づき過ぎているので，引堤し新堤を築造する計画とした。

距離標No １１Ｋ～No １０Ｋ附近右岸は前述した様に，遊水池としての機能は小さいので，計画流量配分には取入れないが，内水河川がこの地点に流入しているため，この配置のため復堤方式を取入れ，堤防は連続させないで，背水堤によって洪水の

Fig. 3-5-5 (1) Longitudinal Profile of the Ular River

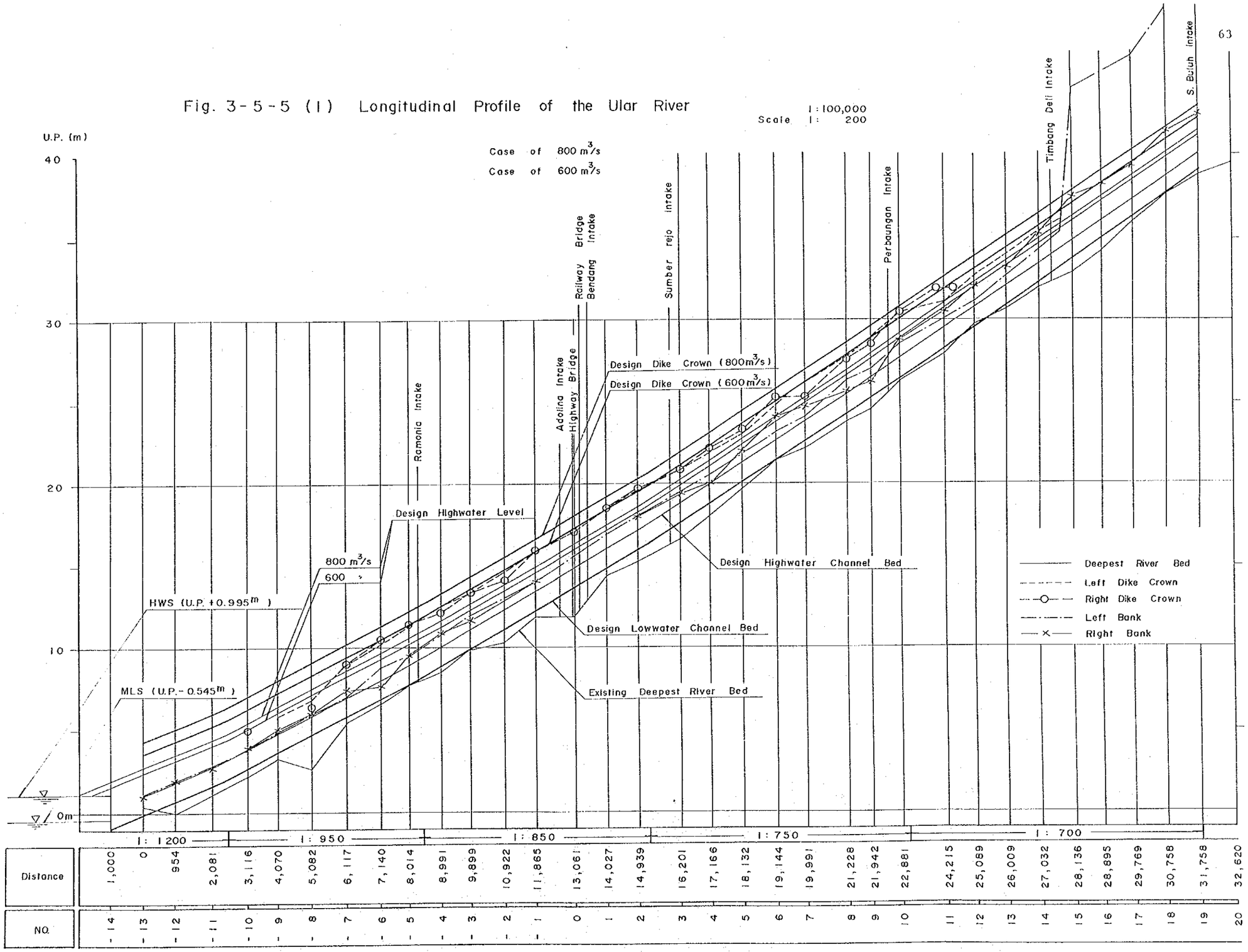


Fig. 3-5-5 (2) Longitudinal Profile of the Ular River

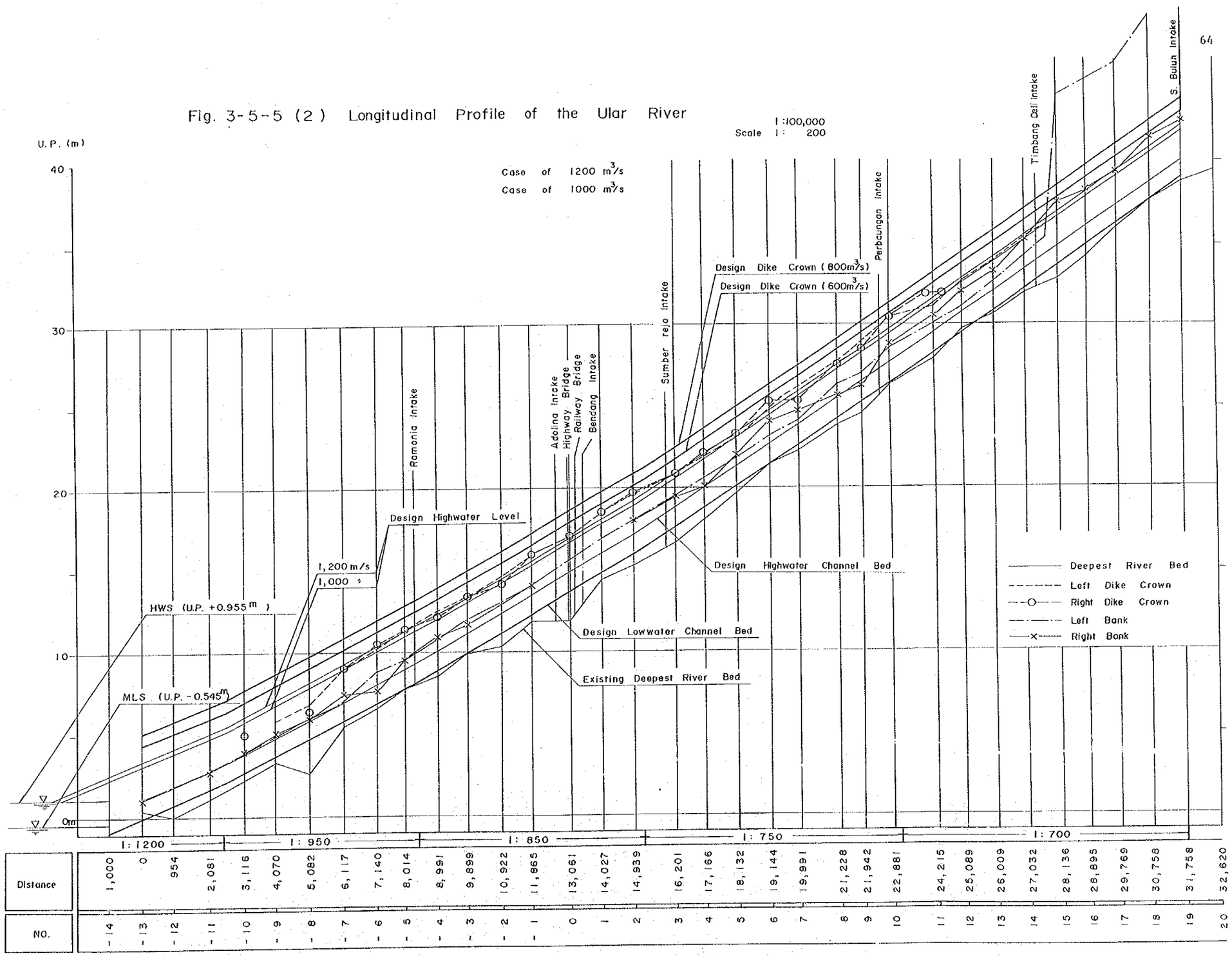
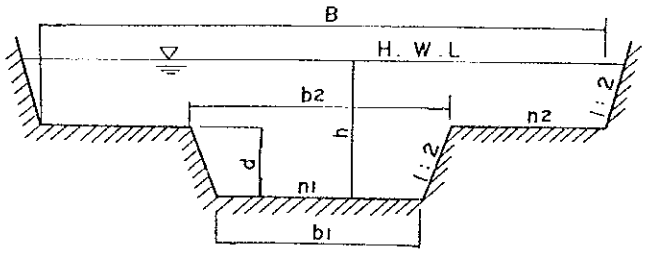


Table 3-5-1 Hydraulic Elements of Standard Cross Section of Rive



n1 : 0.028

n2 : 0.040

d = 1.20 m

Part	Q	T	h (m)	b1 (m)	b2 (m)	B (m)	V1 (m/s)	Vm (m/s)	Q1 (m^3/s)
No. -13	600		2.51				1.87	1.38	415
	800	1/1200	2.87	85.5	90.3	250	2.05	1.52	525
	1,000		3.20				2.21	1.64	635
No. -11	1,200		3.50				2.36	1.76	735
No. -12	600		2.44				2.08	1.47	400
	800	1/ 950	2.80	76.0	80.8	250	2.27	1.63	508
	1,000		3.10				2.42	1.76	638
No. - 5	1,200		3.38				2.57	1.88	700
No. - 4	600		2.44				2.18	1.52	386
	800	1/ 850	2.78	69.2	74.0	250	2.38	1.68	483
	1,000		3.07				2.54	1.80	572
No. + 2	1,200		3.34				2.70	1.92	660
No. + 3	600		2.40				2.30	1.58	380
	800	1/ 750	2.72	65.2	70.0	250	2.51	1.74	470
	1,000		3.02				2.68	1.88	560
No. +10	1,200		3.28				2.84	2.00	645
No. +11	600		2.38				2.72	1.58	385
	800	1/ 700	2.69	70.0	74.8	250	2.41	1.74	475
	1,000		2.98				2.58	1.88	565
No. +19	1,200		3.25				2.73	2.01	655

I : Slope of River Bed.
Q : Design Discharge.
Q1 : Discharge of Low-water Channel Section.
V1 : Mean Velocity of Low-water Channel Section.
Vm : Mean Velocity of the Whole Channel Section.

Fig. 3-5-6 (1) Planned Cross Sections

Scale V = 1: 100
H = 1: 1,000

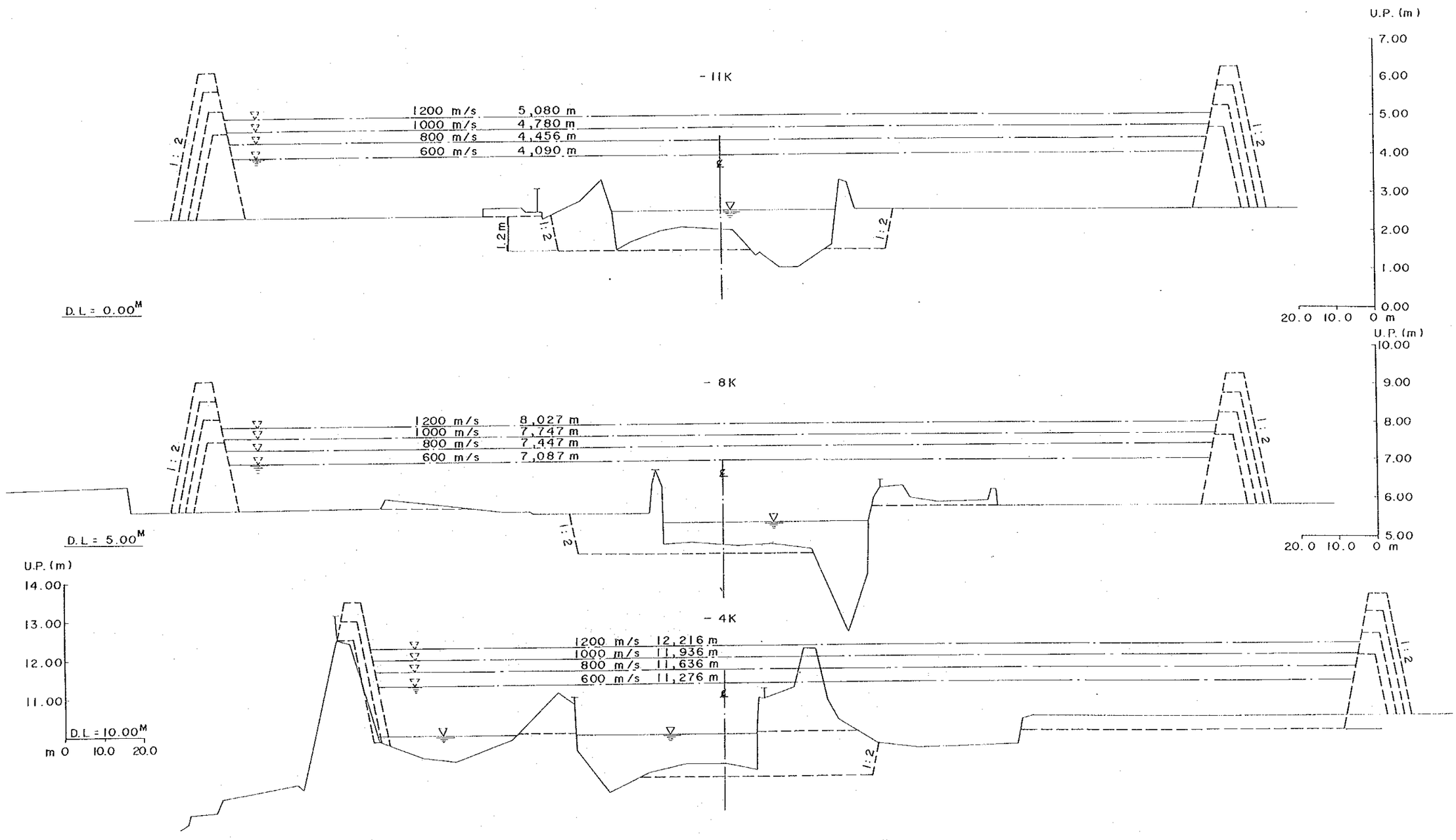
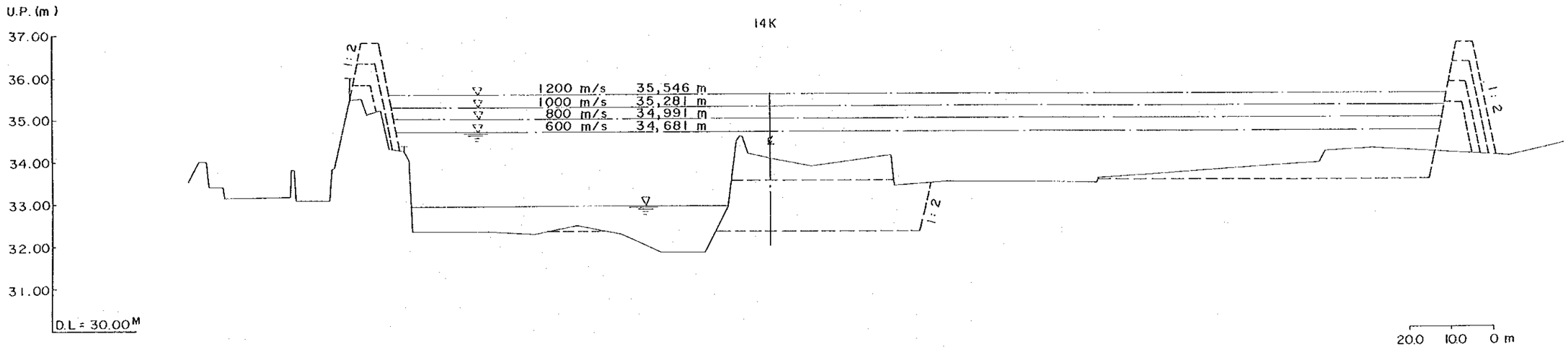


Fig. 3-5-6 (2) Planned Cross Sections

Scale V = 1 : 100
H = 1 : 1,000



氾濫を防ぐ計画とした。

距離標№１０Ｋ～№０Ｋ間は，緊急河川改修工事施工区間であり，堤防法線は既に整正済である。従って，法線形は，そのままとし嵩上げにより流量増に対処する計画とした。設計流量６００m^3／ｓの場合は工事の必要がない。

Ular橋地点は橋長を拡大して流量疎通能力を向上させる工事が現在，進行中である。道路橋，鉄道橋共に堤防間架橋の計画があるが現在進行中の工事は，そのまま拡巾工事計画全体の１段階であり，この工事が，完成しても，Fig.３－５－７に示す様に狭窄部は残ることになる。この狭窄部の水位計算結果はFig.３－５－８に示す様である。図中実線は各流量に対する狭窄のある場合の水位であり，点線は堤防間に架橋されて狭窄がない場合の水位である。図からわかるように，鉄道橋より150m上流地点での堰上高は

６００m^3／ｓ　の場合，　0.１６m

８００m^3／ｓ　の場合，　0.２２m

1,０００m^3／ｓ　の場合，　0.３２m

1,２００m^3／ｓ　の場合，　0.３６m

である。この狭窄部に対してFig３－５－７に示す様に低水路を拡大し，右岸低水護岸２９１m左岸低水護岸２５２mを計画した。

図３－５－８からわかる様に，道路橋，鉄道橋のクリアランスは次の様である。

Discharge (m^3/s)	Overhead clearance (m)	
	Highway bridge	Railway bridge
600	3.04 (3.00)	1.32 (1.40)
800	2.45 (2.40)	0.97 (1.13)
1,000	2.70 (2.65)	0.70 (0.95)
1,200	2.10 (2.10)	0.40 (0.80)

Note: ( ) means a case with constriction left.

上表からわかる様に，道路橋は何れの流量に対しても充分なクリアランスが，あるが，鉄道橋は充分とは言い難い。従って本計画では，1,２００m^3／ｓのケースに於ては，鉄道橋を１m嵩上げする計画にした。

距離標断面№０Ｋ～№－３Ｋ区間は，緊急河川改修工事に引続いて，右岸は引堤され，左岸は嵩上げされて左右岸堤防は，緊急河川工事と同規模で既に施工完了し

Fig. 3-5-7 Plan of New Bridges Sites

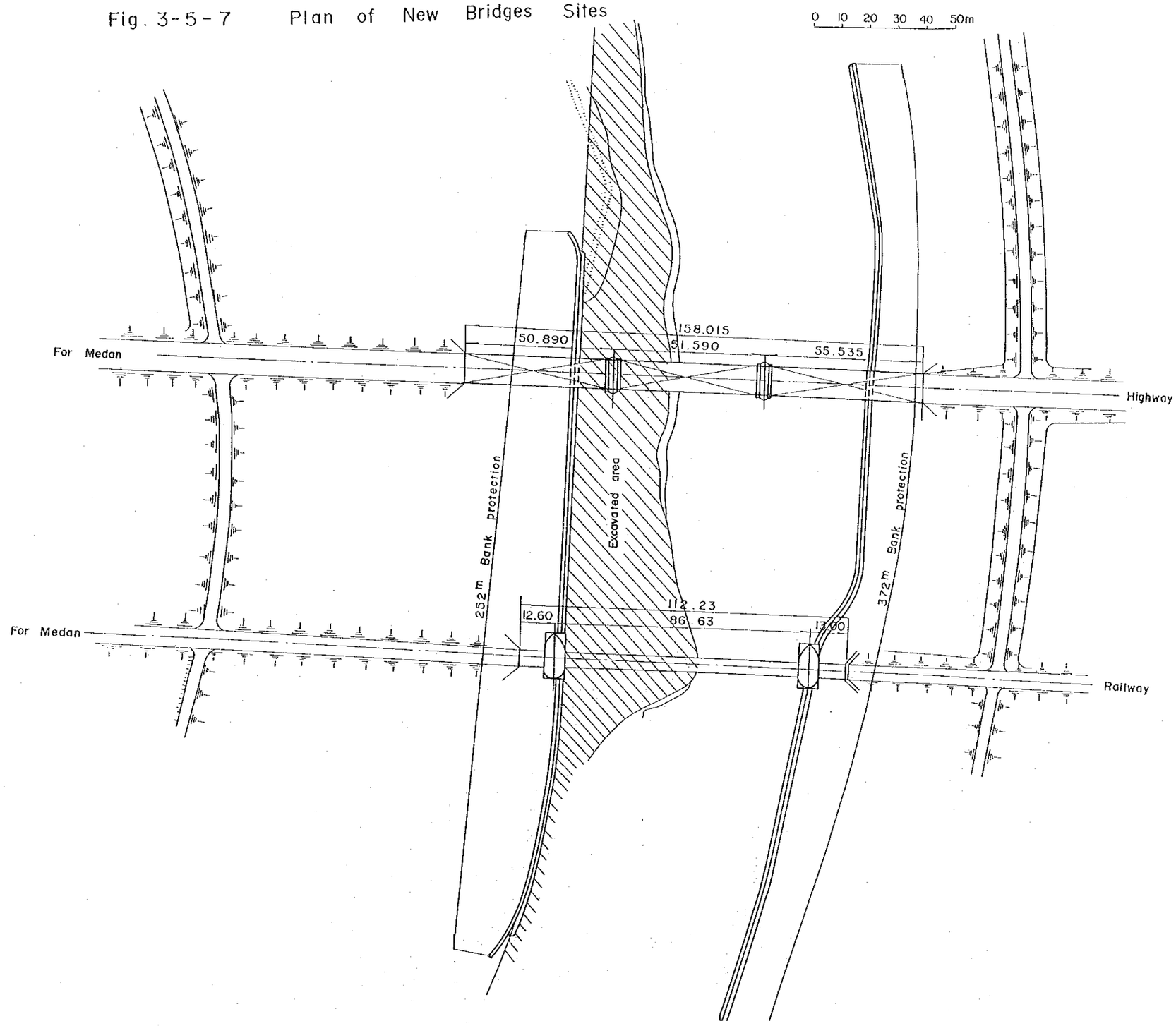
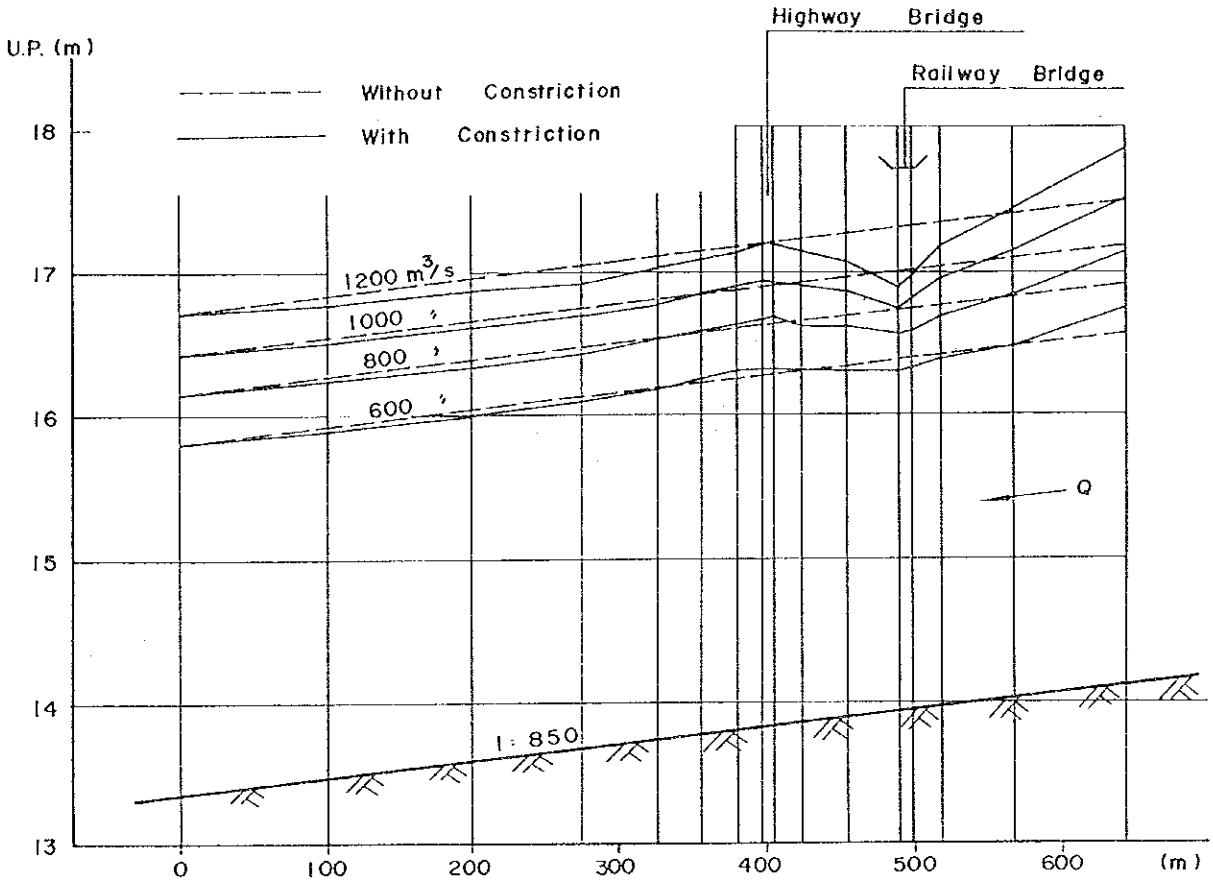
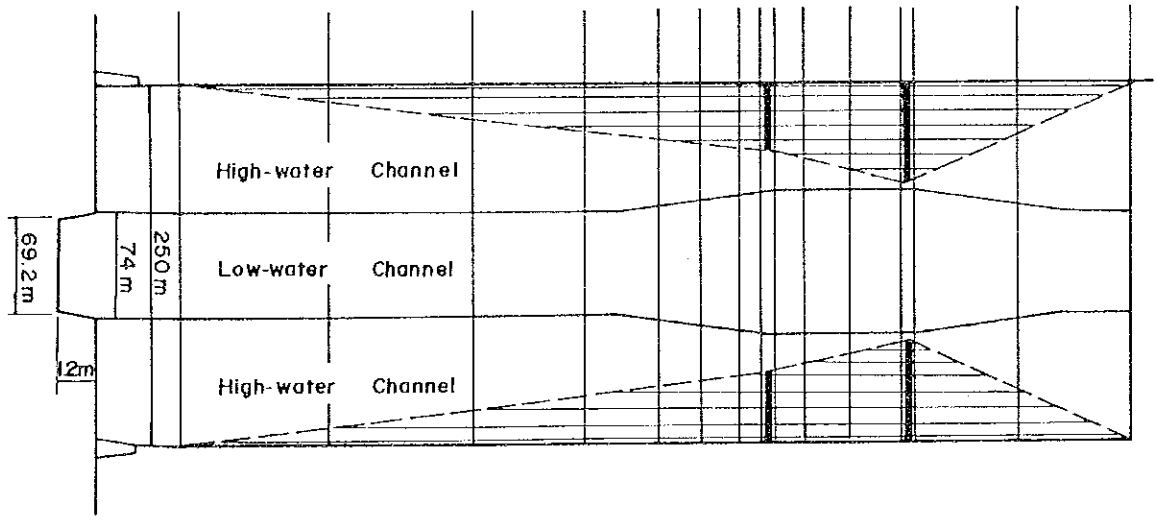


Fig. 3-5-8 Profile of Flow Through Constriction





ている。従って堤防工事は600m³/sについては工事量はなく，他の場合については両岸共に，堤防嵩上を施工する計画とした。

距離標No－3Kより下流No－7.8K迄左岸側は現在堤の嵩上を実施する計画とする。距離標No－3K～No－5K間の右岸の現在堤は貧弱で，且つ，低水路に近く河巾が不足しているので引堤して新堤を築造する計画とした。

左岸距離標No－7.8K，右岸距離標No－5.0Kより下流は殆ど，無堤の状態なので，現在の低水路に沿って距離標No－13K迄新堤を築造する計画とした。距離標No－3Kより下流の新堤の延長及び嵩上げ堤防の延長は次の様である。

	新　堤	嵩上げ堤防
右 岸	9,675m	0
左 岸	5,080m	5,900m
計	14,755m	5,900m

堤防の標準断面はFig 3－5－9に示す様に，緊急河川改修工事と同じく天端巾4m，両側法勾配を1：2とした。

(7) 河口附近の処置

既に，説明した様に，距離標No－13K附近が，旧海岸線でこれより海側はUlar川の流路変更に伴って堆積した比較的新しい土地で地盤は軟弱であり，湿地帯を形成している。この様な軟弱な地帯に築堤することは，極めて困難であること，現在のところ守るべき住民も田畑もなく，また，新現開田も時期尚早と考えられるので，堤防は距離標No－13K迄の計画とした。しかし，距離標No－12.4K附近の右岸側の派川を始めとしてその下流は，多くの派川に分れ洪水の海への排出を阻害しているのでこれらの派川を閉切ると同時に浚渫により水路を一本化して洪水の海への排出を良好にするとともに，合せてこれが附近一帯の排水に貢献して，土地の条件をよくし，土地開発が，促進されることを計った。

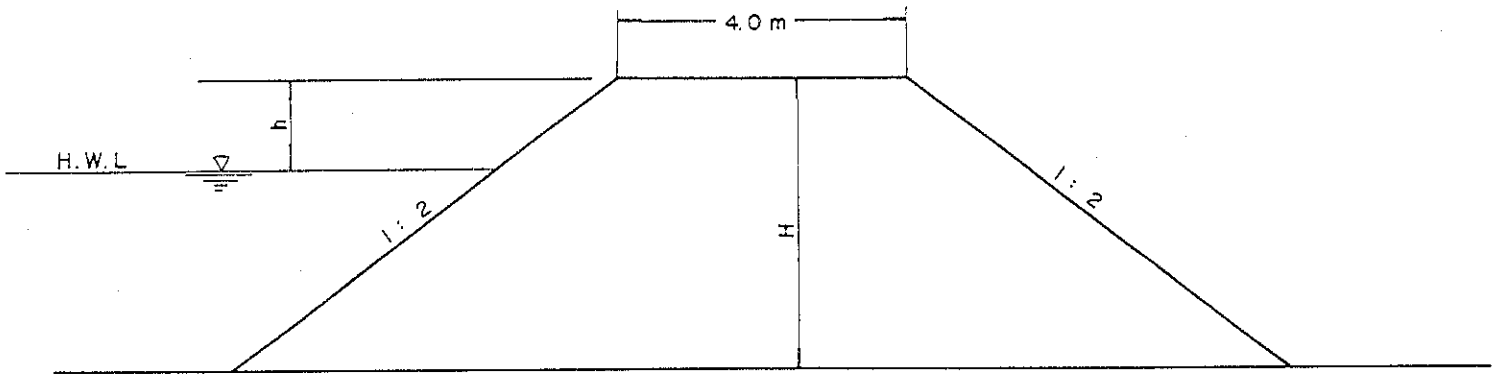
(8) 護　岸

緊急河川改修工事区間の護岸工事は既に完了している。他の区間については，緊急河川改修工事の河川延長に対する護岸延長の率の半分の護岸長を計画に，取入れた。その構造は緊急河川改修計画の護岸が，成功しているので，これと，同程度のものを計画した。

(9) Intake

改修工事区間には，Fig 3－5－1に示す様に7箇所のIntakeが存在する。この

Fig. 3 - 5 - 9 Standard Cross Section of Dike



h : Free board

1,200	m^3/s	h = 1.20 m
1,000	〃	h = 1.00 〃
800	〃	h = 0.80 〃
600	〃	h = 0.60 〃

うち5箇所は本プロジェクトの農業部門で，改造が見込まれているので，河川改修工事としては残り2箇所（Bendang，Ramonia Intake）の堤防嵩上げによる簡単な改造工事が，必要となる。但し，600m^3／sの場合では，既に改修が終了している。

(10) 工事量

工事量はTable 3－5－2に示す。

3.5.4 工事費

(1) 工法

a．築　堤

築堤用土は高水敷の凸部土砂，浚渫土砂及び堤内地側に水路を掘りその掘さく土を当てる。建築機械はブルドーザー，ダンプトラック，ドーザーショベル，ドラグラインを用いる。又，土取場の排水にはバックホーを用いる。

b．高水敷の整備

高水敷の整備にはブルドーザーを用いる。高水敷掘さく土の半分は築堤に使用されるものとして，計画した。残りの半分は高水敷の低地を埋立てる計画とした。

c．低水路掘さく

低水路掘さくにはアンフィビアスドレッヂーを用い流木などの処理のためにアンフィビアスクラムシェルとの共同作業とする。アンフィビアス型式を用いる理由は次のとおりである。

(a) Ular川は，河床が浅く且つ洪水が度々発生するので，普通のドレッヂャーでは，座礁し易い。また，洪水時の低水路では局所的に2m／sの流速になり危険なので，退避が容易である必要である。

(b) 作業場が長いため，水深40cm～50cmの水路をしばしば移動する必要があるので，短時間に移動出来る機能的な機種が必要とされる。

浚渫された土砂は，高水敷上の低地に捨土するものとした。また，必要な場合は，築堤上にも利用した。

(2) 工事費積算

上記した基本的な工事方針及び以下の仮定と条件に従って，工事費の積算を行った。

a．工事費は工事量に1976年現在の単価を乗じて行なった。

b．下記の資材はインドネシア国内で調達できる。

セメント

鉄　筋

木　材

Table 3-5-2(1) Construction Cost of River Improvement Work
(Case of 600 m^3/s)

Item	Quantity	Unit Cost (Rp)	Amount (10^3 Rp)
1. Main Civil Work			1,654,000
1) Preparation work	L.S		117,000
2) Embankment work			492,300
No.-13 km --- No.-3 km			
Left	163,000 m^3	900	146,700
Right	208,000 m^3	900	187,200
No.-3 km --- No.0 km			
Left	77,000	900	69,300
Right	-		-
No.0 km --- No.10 km			
Left	-		-
Right	-		-
No.10 km --- No.19 km			
Left	19,000 m^3	900	17,100
Right	80,000 m^3	900	72,000
3) Excavation of high-water channel			98,000
No.-13 km --- No.-3 km			
Left	122,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	15,250
Right	204,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	25,500
No.-3 km --- No.0 km			
Left	28,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	3,500
Right	180,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	22,500
No.10 km --- No.19 km			
Left	70,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	8,750
Right	180,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	22,500
(Other $\frac{1}{2}$ of excavated earth of high-water channel is included in the above Embankment work together with its cost)			
4) Dredging low-water channel			708,050
Estuary --- No.-3 km	500,000 m^3	850	425,000
No.-3 km --- No.0 km	170,000 m^3	850	144,500
No.10 km --- No.19 km	163,000 m^3	850	138,550

		(Rp)	($x10^3$ Rp)
5) Bank protection work			94,720
No.-13 km --- No.-3 km	600 m	74,000	44,400
No.-3 km --- No.0 km	180 m	74,000	13,320
No.10 km --- No.19 km	500 m	74,000	37,000
6) Bridge protection work			67,382
Bank protection	543 m	74,000	40,182
Dredging	32,000 m^3	850	27,200
Heightening of bridge	-		-
7) Miscellaneous	L.S.		76,548
2. Land acquisition			187,100
No.-13 km --- No.-3 km			
Dike	60 ha	500,000	30,000
High-water channel	242 ha	300,000	72,600
No.-3 km --- No.0 km			
Dike	-		-
High-water channel	-		-
No.0 km --- No.10 km			
Dike	-		-
High-water channel	-		-
No.10 km --- No.19 km			
Dike	27 ha	500,000	13,500
High-water channel	142 ha	500,000	71,000
3. Eng. & administration	20% above (1. + 2.)		368,000
4. Contingency	20% above (1.+2.+ 3.)		442,000
Total			2,651,000

Table 3-5-2(2) Construction Cost of River Improvement Work
(Case of 800 m^3/s)

Item	Quantity	Unit Cost(Rp)	Amount($x10^3$ Rp)
1. Main Civil Work			2,012,000
1) Preparation work	L.S.		142,000
2) Embankment work			803,700
No.-13 km --- No.-3 km			
Left	237,000 m^3	900	213,300
Right	300,000 m^3	900	270,000
No.-3 km --- No.0 km			
Left	12,000 m^3	900	10,800
Right	93,000 m^3	900	83,700
No.0 km --- No.10 km			
Left	26,000 m^3	900	23,400
Right	44,000 m^3	900	39,600
No.10 km --- No.19 km			
Left	45,000 m^3	900	40,500
Right	136,000 m^3	900	122,400
3) Excavation high-water channel			98,000
No.-13 km --- No.-3 km			
Left	122,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	15,250
Right	204,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	25,500
No.-3 km --- No.0 km			
Left	28,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	3,500
Right	180,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	22,500
No.10 km --- No.19 km			
Left	70,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	8,750
Right	180,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	22,500
(other $\frac{1}{2}$ of excavated earth of high-water channel is included in the above Embankment work together with its cost)			
4) Dredging of low-water channel			708,050
Eastuary --- No.-3 km	500,000 m^3	850	425,000
No.-3 km --- No.0 km	170,000 m^3	850	144,500
No.10 km --- No.19 km	163,000 m^3	850	138,550

		(Rp)	($x10^3$ Rp)
5) Bank protection work			94,720
No.-13 km --- No.-3 km	600 m	74,000	44,400
No.-3 km --- No.0 km	180 m	74,000	13,320
No.10 km --- No.19 km	500 m	74,000	37,000
6) Bridge protection work			67,382
Bank protection	543 m	74,000	40,182
Dredging	32,000 m^3	850	27,200
Heightening of bridge	-		-
7) Miscellaneous	L.S.		99,148
2. Land acquistion			189,100
No.-13 km --- No.-3 km			
Dike	62 ha	500,000	31,000
Highwater channel	242 ha	300,000	72,600
No.-3 km --- No.0 km	-		-
Dike	-		-
Highwater channel	-		-
No.0 km --- No.10 km			
Dike	-		-
Highwater channel	-		-
No 10 km --- 19 km			
Dike	29 ha	500,000	14,500
Highwater channel	142 ha	500,000	71,000
3. Eng. & administration	20% above (1.+2.)		44,000
4. Contingency	20% above (1.+2.+3.)		527,900
Total			3,170,000

Table 3-5-2(3) Construction Cost of River Improvement Work
(Case of 1,000 m^3/s)

Item	Quantity	Unit Cost (Rp)	Amount ($x10^3$ Rp)
1. Main Civil Work			2,671,400
1) Preparation work	L.S.		188,000
2) Embankment work			1,310,400
No.-13 km --- No.-3 km			
Left	322,000 m^3	900	289,800
Right	405,000 m^3	900	364,500
No.-3 km --- No.0 km			
Left	57,000 m^3	900	51,300
Right	128,000 m^3	900	115,200
No.0 km --- No.10 km			
Left	105,000 m^3	900	94,500
Right	131,000 m^3	900	117,900
No.10 km --- No.19 km			
Left	91,000 m^3	900	81,900
Right	217,000 m^3	900	195,300
3) Excavating of high-water channel			132,750
No.-13 km --- No.-3 km			
Left	122,000 m^3 x $\frac{1}{2}$	250	15,250
Right	204,000 m^3 x $\frac{1}{2}$	250	25,500
No.-3 km --- No.0 km			
Left	28,000 m^3 x $\frac{1}{2}$	250	3,500
Right	180,000 m^3 x $\frac{1}{2}$	250	22,500
No.10 km --- No.19 km			
Left	180,000 m^3 x $\frac{1}{2}$	250	22,500
Right	348,000 m^3 x $\frac{1}{2}$	250	43,500
(other $\frac{1}{2}$ of excavated earth of high-water channel is included in the above Embankment work together with its cost)			
4) Dredging low-water channel			744,600
Estuary --- No.-3 km	500,000 m^3	850	425,000
No.-3 km --- No.0 km	170,000 m^3	850	144,500
No.10 km --- No.19 km	206,000 m^3	850	175,100

		(Rp)	($x10^3$ Rp)
5) Bank protection work			94,720
No.-13 km --- No.-3 km	600 m	74,000	44,400
No.-3 km --- No.0 km	180 m	74,000	13,320
No.10 km --- No.19 km	500 m	74,000	37,000
6) Bridge protection work			
Bank protection	543 m	74,000	40,182
Dredging	32,000 m^3	850	27,200
Heightening of bridge	-		-
7) Miscellaneous	L.S.		133,548
2. Land acquisition			197,600
No.-13 km --- No.-3 km			
Dike	65 ha	500,000	32,500
Highwater channel	242 ha	300,000	72,600
No.-3 km --- No.0 km			
Dike	3 ha	500,000	1,500
Highwater channel	-		-
No.0 km --- No.10 km			
Dike	8 ha	500,000	4,000
Highwater channel	-		-
No.10 km --- No.19 km			
Dike	32 ha	500,000	16,000
Highwater channel	142 ha	500,000	71,000
3. Eng. & administration	20 %	above (1.+2.)	574,000
4. Contingency	20 %	above (1.+2.+3.)	689,000
Total			4,132,000

Table 3-5-2(4) Construction Cost of River Improvement Work
(Case of 1,200 m^3/s)

Item	Quantity	Unit Cost(Rp)	Amount($x10^3$Rp)
1. Main Civil Work			3,442,900
1) Preparation work	L.S.		242,000
2) Embankment work			1,833,300
No.-13 km --- No.-3 km			
Left	410,000 m^3	900	369,000
Right	457,000 m^3	900	411,300
No.-3 km --- No.0 km			
Left	107,000 m^3	900	96,300
Right	217,000 m^3	900	195,300
No.0 km --- No.10 km			
Left	185,000 m^3	900	166,500
Right	239,000 m^3	900	215,100
No.10 km --- No.19 km			
Left	133,000 m^3	900	119,700
Right	289,000 m^3	900	260,100
3) Excavation of high-water channel			
No.-13 km --- No.-3 km			
Left	122,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	15,250
Right	204,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	25,500
No.-3 km --- No.0 km			
Left	28,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	3,500
Right	180,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	22,500
No.10 km --- No.19 km			
Left	180,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	22,550
Right	348,000 $m^3 \times \frac{1}{2}$	250	43,500
(other $\frac{1}{2}$ excavated earth of high-water channel is included in the above Embankment work together with its cost)			
4) Dredging of low-water channel			744,600
Estuary --- No.-3 km	500,000 m^3	850	425,000
No.-3 km --- No.0 km	170,000 m^3	850	144,500
No.10 km --- No.19 km	206,000 m^3	850	175,100

		(Rp)	($x10^3$Rp)
5) Bank protection work			
No.-13 km --- No.-3 km	600 m	74,000	44,400
No.-3 km --- No.0 km	180 m	74,000	13,320
No.10 km --- No.19 km	500	74,000	37,000
6) Bridge protection work			217,382
Bank protection	543 m	74,000	40,182
Dredging	32,000 m^3	850	27,200
Heightening of bridge	L.S.		150,000
7) Miscellaneous	L.S.		178,000
2. Land acquisition			204,100
No.-13 km --- No.-3 km			
Dike	69 ha	500,000	34,500
Highwater channel	242 ha	300,000	72,600
No.-3 km --- No.0 km			
Dike	5 ha	500,000	2,500
Highwater channel	-		-
No.0 km --- No.10 km			
Dike	14 ha	500,000	7,000
Highwater channel	-		-
No.10 km --- No.19 km			
Dike	33 ha	500,000	16,500
Highwater channel	142 ha	500,000	71,000
3. Eng. & administration	20%	above (1.+2.)	729,000
4. Contingency	20%	above (1.+2.+3.)	875,000
Total			5,251,000

燃料，オイル

通常鋼材

建設機械の修理

c．人夫賃金及び燃料，オイルについては下記の１９７６年現在価格を用いる。

人夫頭	Rp	1,000
人　夫		500
運転手(A)		1,500
運転手(B)		1,250
運転手(C)		1,000
機　械(A)		1,500
機　械(B)		1,000
ディーゼルオイル		35
エンヂンオイル		650
ギアーオイル		1,000
油圧用オイル		1,000
グリース		900
ガソリン		75

d．建設機械とそのスペアーパーツ，及び特定の建設資材は輸入する。機械の費用については，減価償却費も含める。

e．工事は，設計，施工管理共にコンサルティングエンヂニアーと共に実施する。工事費は計画流量毎に Table 3－5－2(1)～Table 3－5－2(4)に示す。

(3) 年度別工事費

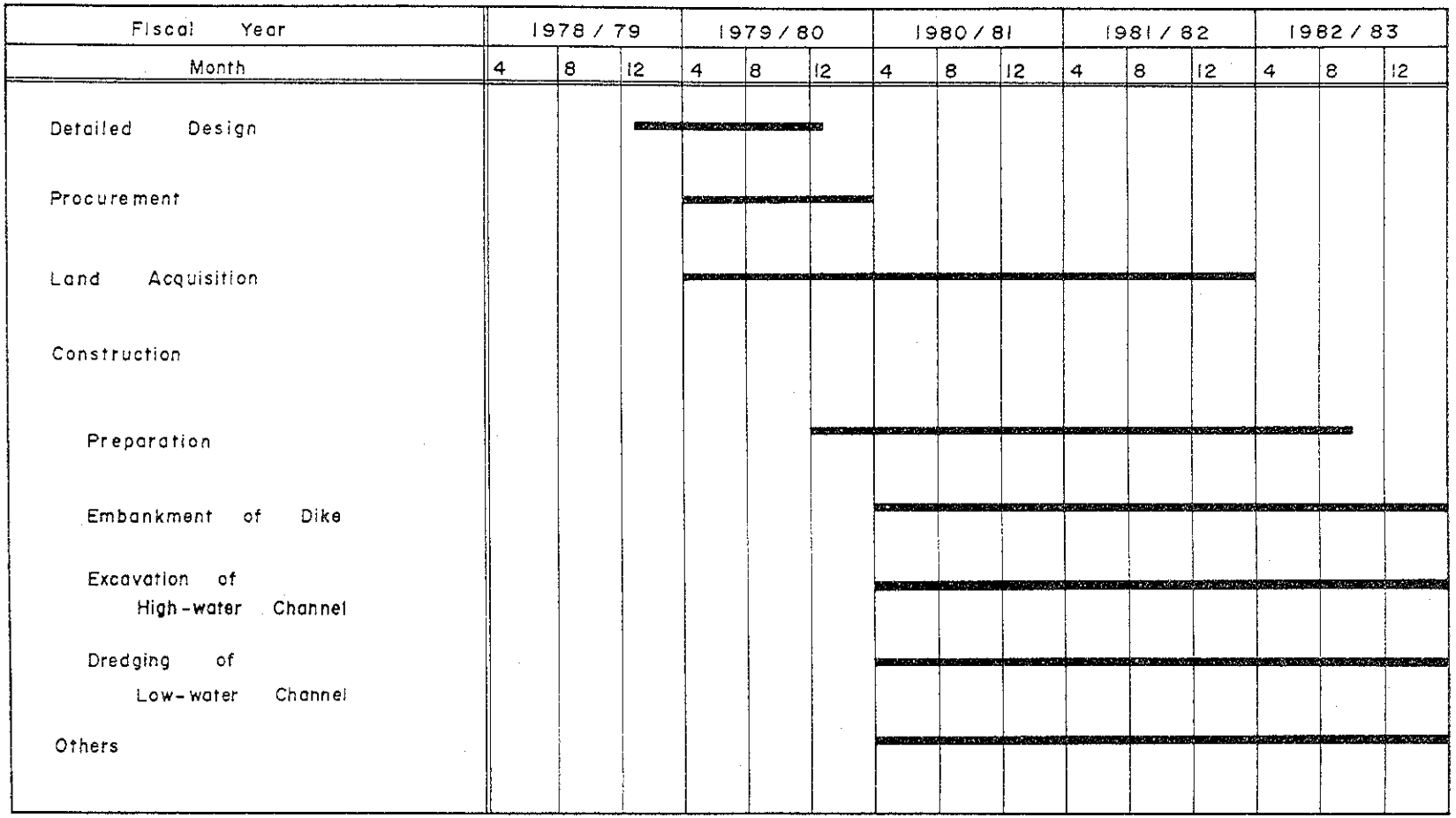
Fig 3－5－10に示す工程にしたがって，年度別の工事費を積算した。結果は，Table 3－5－3に示す。

Table 3-5-3 Yearly Construction Cost (1976 Prices)

Unit: x 10^6Rp

Case	1978/79	1979/80	1980/81	1981/82	1982/83	Total
600 m^3/s	73	240	850	782	706	2,651
800 m^3/s	88	268	1,009	942	863	3,170
1,000 m^3/s	115	330	1,302	1,232	1,153	4,132
1,200 m^3/s	146	403	1,759	1,513	1,430	5,251

Fig. 3 - 5 - 10 Construction Schedule of River Improvement Work



又，緊急河川改修工事に使われた年度毎費用を物価指数によって１９７６年費用に換算したものをTable ３－５－４に示す。換算に使用した物価指数は，Rpについては BIRO PUSAT STATISTIK JAKARTA–INDONESIA 発行 " INDIKATOR EKONOMI " のうちMEDAN の項により，円については日本銀行総計局発行 " 物価指数月報 " のうちExcavator の項による。

3.6 砂　防

3.6.1 地形と地被

Ular川流域の地形と地被は現地調査の際にＪＩＣＡによって準備された航空写真とそのモザイク写真を基に実施した踏査の成果として以下に略述する。なお地質については，3.3項に記述した。

(1) 標高 1,０００ｍ以上の２００平方粁に広がる地域は高原性台地で，大部分がアランアラン（葦の一種）や，灌木で被われており，その台地には多くの渓谷がみられる。

(2) 標高 1,０００ｍ及び（Gunung Meriah付近）標高５００ｍの間にある地域は，約1／25の地表勾配を示し，原始林で被われている。

(3) 上記と Buaya と Karai 川の合流点との間の下流域は約 1／５０ の地表勾配を示し，ゴムと，オイルパームの農園が開発されている。

(4) Buaya川と Karai 川の合流点と河口との間の地域は約 1／800の地表勾配を示し，水田が開発されている沖積平原である。

本報告書では，流域を下記の３地域に分ける。

上流域…… Buaya川 Karai 川両川ともに，河口からの距離７０km地点から上流域

中流域…… Buaya川と Karai 川両川共，両川の合流点と河口からの距離７０kmの地点の間の地域

下流域…… Buaya川 Karai 川両川の合流点から下流の地域

3.6.2 土砂生産の現況

(1) 上流域

前述したとおり，この地域は大部分が，アランアランと灌木で被われているので，降雨に原因する表面浸蝕に原因する土砂生産は小さいものと判断される。しかしながら，この地域には，また多くの渓谷があり，樹木のある谷とない谷とが混在している。いくつかの樹木のない谷では，石英粗面岩質凝灰岩（Buaya川流域）が風化した砂質土と安山岩質凝灰岩（Karai川流域）が風化した砂質土が，１０～２０ｍの深さで，５０～７０°の斜面に露出している。これらの斜面で上記の風化した砂

Table 3-5-4 Annual Costs Invested in the Urgent Flood Control Project

Unit: ¥ 1 million
: Rp 1 million

Year	Invested Cost		Converted Cost				
	Rupiah portion	Yen portion	Price index (Rp)	Price index (¥)	Converted to 1976-cost(Rp)	Converted to 1976-cost(¥)	Total 1976-cost(Rp)
1972/73	125		111		304		304
1973/74	137	241	171	116.1	218	296	627
1974/75	451	28	210	133.1	580	30	622
1975/76	496	182	242	142.9	554	182	805
1976/77	285		270	142.5	285		285
Total	1,494	422			1,491	508	2,643

Rp 415 = ¥ 300 = US$ 1

Price index (Rp) : Price index of MEDAN in the "INDIKATOR EKONOMI", BIRO PUSAT STATISTIK JAKARTA, INDONESIA

Price index (¥) : Price index of excavator in "Monthly Journal of Price Indeces", the Bank of Japan.

質土が降雨で崩壊して砂生産の原因となっている。

或る場所では，水田が上記の斜面に囲まれた狭い平地に開発されており，斜面が崩壊することによって面積を増加している。この場合，斜面の流尻に掘られた水路が崩壊を助長した場合も見受けられた。地すべり又は崩壊性地すべりはこの地域には見られない。

(2) 中流域

この流域ではゴムとオイルパームの農園が開発されている。農園の地表面は，下草で良く被われている。従って表面浸蝕の量は小さいと推定される。しかしながら，航空写真の読み取りと地質からはいくらかの斜面の崩壊と谷頭の浸蝕が渓谷の横浸蝕と同様におこるであろうことが推定される。しかしながら，この地域にも地すべり又は崩壊性地すべりは見当らない。

(3) 下流域

Buaya川とKarai川の合流から下流河口までの地域には，河岸崩壊の場所がSerbajadi橋の附近にみられる。しかしながら，この長さは下流の全延長に比べれば非常に小さい。

3.6.3 流送土砂量

１９１５年航空写真から造られた1/50,000地形図と国際協力事業団によって準備された１９７６年の航空写真を比較すると，海岸線は明らかに海側に進んでいることがみられる。前記両者の比較によると１９１５年から１９７６年の間に7.236 km^2が，約１0.8 km^2に亘って造成され，その平均造成巾0.６７kmとなることが認められる。海図の深さからその量を推定すると27,190,000 m^3が６１年間に堆積したと推定される。海岸に堆積された以外に，流失されたものがあることを考えると，年間４５0,000 m^3以上の土砂が海に流送されたものと推定される。

一方，前記，3.4.3.に記述したBuaya川とKarai川の合流点での平均流送土砂量の検討結果と3.5項に記述したように河道には堆積することなく流送されていることからBuaya川と流送土砂量は年平均約８００,０００ m^3と推定される。

3.6.4 砂防施設と植林

現地踏査と前項に記述した考え方から，下記のことが言い得る。

a．山地水源地域には地すべり又は，崩壊性地すべりは見当らない。

b．表面浸蝕は少ない。

c．いくらかの谷頭では急斜面で，浸蝕が見られ，土砂生産のポテンシャルがあるがこれらの砂の粒径は一般的に小さく砂防ダムの効果は，あまり期待出来ない。

d．生産された土砂は，Buaya川，Karai川の合流点を通過後，河道に悪い影響をあ

たえているとは見えない。

上記の観点から，現状では砂防施設は当分の間必要ない。

しかしながら，水源地や土砂流出量に関しては，将来のある時，水源地や予期せぬ降水のため土砂流出が増大した時を考慮して，土砂流出機構解明のための調査を開始することは必要と思われる。

そして，それはさらに，流出量調節及び農作物地域の表土浸蝕防止の視点からも重要である。幸いなことに，１９７１年以来，植林計画及び緑化計画が関供各省庁によって継続的に行われてきている。現在，Fig 3－6－1に示すように，2450 ha の植林及び 1,896haの緑化計画が進んでいる。しかしながら，水源地の現状を管理すること，またはその将来における改良計画については，水源地に適当な植勢調査などを含めて，上記の植林計画をさらに推し進める必要があろう。

LUAS TANAMAN REBOISASI & PENGHIJAUAN DI DAS ULAR
SELAMA PELTITA I s/d II TH 1976/1977

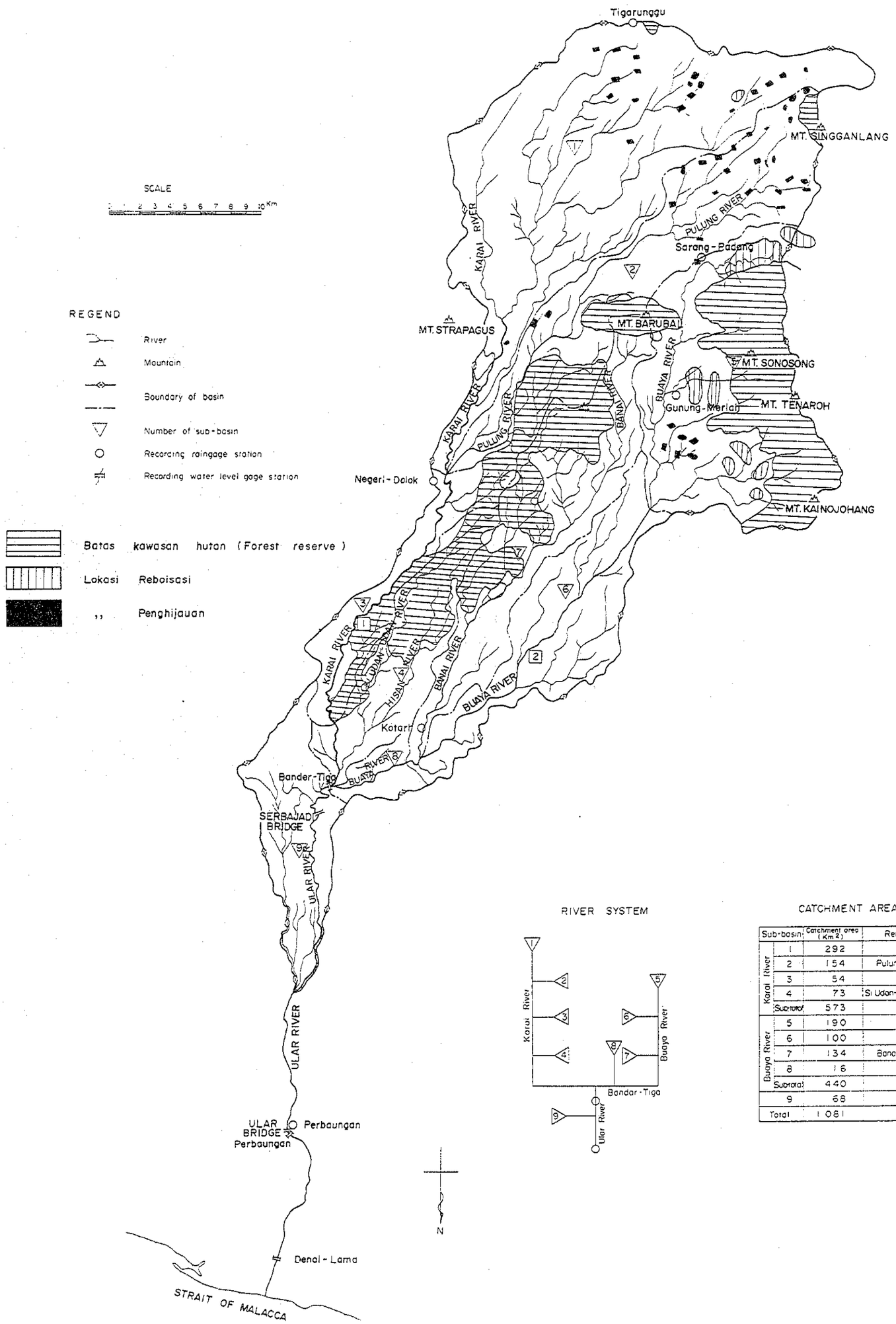
REBOISASI

K.P.H./BKPH.	Lokasi	Th. Tanam	Joins	Luas.
SUM.TIMUR I				
Serdang	Silinda	1971/72	Pinus/Mahoni	100 ha
	Marubei I	1971/72	Pinus	50 "
	Simacik I	1970/70	"	100 "
		1971/72	"	130 "
		1972/73	"	165.50 "
		1973/74	"	70 "
		1974/75	"	150 "
		1975/76	"	200 "
		1976/77	"	50 "
AEK NA ULI				
Seribu Dolok	Simacik II	1973/74	Pinus	205 ha
		1974/75	"	669 "
		1975/76	"	60 "
	Perluasan Simacik	1974/75	"	383 "
	Marubei II	1974/75	"	33 "
		1975/76	"	100 "
	Gaja Pokki	1976/77	"	34.80 "
Jumlah Reboisasi				2,450.30 ha

PEN GHIJAUAN

KECAMATAN	Th. Tanam	Luas.	
SUM.TIMUR I			
Kec. G. Meriah	1971/72	50	ha
"	1974/75	45.50	"
	1975/76	65	"
AEK NA ULI			
Kec.Silima Kuta	1971/72	50	"
	1972/73	386.25	"
	1973/74	30	"
	1974/75	189	"
	1975/76	300	"
Kec.Dolok Pardamean	1972/73	150	"
Kec.Dolok Silau	1973/73	220	"
	1974/75	111	"
	1975/76	300	"
Jumlah Penghijauan		1,896.75	ha

Fig. 3-6-1



CATCHMENT AREA

Sub-basin		Catchment area (Km 2)	Remarks
Karai River	1	292	
	2	154	Pulung River
	3	54	
	4	73	Si Udan-Udan River
	Subtotal	573	
Buaya River	5	190	
	6	100	
	7	134	Banai River
	8	16	
	Subtotal	440	
	9	68	
Total		1 081	

3.7 ダ　ム

3.7.1 ダムサイトの選定

ダムサイトの選定は，縮尺1／10,000の地形図による検討と我々の現地調査とに基いて行われた。ダムサイトとしては，洪水調節を目的とする場合は，Buaya川とKarai川の合流点付近にダムサイトを選定することが望ましい。

(1) 下流のダムサイト

Buaya川とKarai川の合流点より下流の地域においては，地形ならびに地質条件がダム築造に不適当であると考えられるため，我々は有望なダムサイトを見つけ出すことができなかった。

地形の状態について言えば，Ular川の両岸の最も高い場所でさえ合流点下流約2Kmの所で頂上の標高はやっと65mよりなく，更にこの地点に隣接する右岸地区は標高50m～60mの低地を形成している。

一方，これらの地域は相当な厚さの沖積堆積物より成っていると考えられるので，透水層の除去ならびに基礎処理の工事費は相当な額となるであろう。

技術面および経済面の両方より考えれば，合流点より下流にダムサイトを選定することは，結局あきらめざるを得ないであろう。

(2) Buaya ダムサイト

(i) 主ダムサイト

ダムサイトは，地形および地質条件ならびに新ダムによって得られる貯水池容量とを考慮した結果より，Buaya川とKarai川の合流点上流約5.60Kmの場所にすることを提案する。

この計画ダムサイトの両岸は，その大部分が樹木と藪に掩われており，両岸の法面勾配は比較的ゆるやかである。河床の最低部の標高は67.50mで，右岸および左岸の最高部の標高は夫々100mおよび86mである。計画ダム地点におけるBuaya川の川巾と河川勾配は，夫々80mおよび1／200となっている。

(ii) 副ダムサイト

地形状態より考えれば，新しいダムによってできる貯水池の水は ― この貯水池水位が高い時は，主ダムから直線距離にして1.5Km北方に位置している副ダム地点の凹地標高が予想される貯水池の高水位より低いため ― ここの溝形を保っている凹地を通って排出されるであろう。

以上の観点より，上述の地点には副ダムが必要となろう。計画副ダム地点の両岸は殆んど樹木と藪に掩われており，そして両岸の法面勾配は比較的急峻であり，両岸および東岸の最高部の標高は，夫々95mおよび100mである。

(3) Karaiダムサイト

(i) 主ダムサイト

ダムサイトは，地形および地質条件ならびに新ダムによって得られる貯水池容量とを考慮した結果より，Buaya川とKarai川の合流点上流約5Kmの場所にすることを提案する。

この計画ダムサイトの両岸は，一部樹木と籔に掩われており，左岸の法面勾配は一部急峻となっているが，右岸の法面勾配はゆるやかになっている。河床の最低部の標高は54mで，右岸および左岸の最高部の標高は夫々86mおよび83mである。計画ダム地点におけるKarai川の川巾と河川勾配は，夫々60mおよび1／800となっている。

(ii) 副ダムサイト

1／10,000の地形図で分るように，新しいダムによってできる貯水池の水は — この貯水池水位が高い時は — 主ダムサイト東方に位置する尾根の凹所カ所を通って排出されるであろう。

このやせ尾根に散在しているこれらの凹所のうち，その2乃至3カ所に対しては，現地調査の結果から判断して，副ダム若しくは腹付け工を設ける必要があろう。上述の尾根の地域は大部分籔に掩われており，この地域の最も高い標高は約95mである。

3.7.2 ダムサイトの地質

(1) Buayaダムサイト

計画ダムサイトの基礎岩盤は石英安山岩質凝灰岩と石英安山岩とよりなっており，それらの岩盤は両岸に部分的に露出している。

右岸で行ったコア・ボーリングの結果を見ると，この箇所は厚さ1.5mの表土に掩われており，その下部の岩層は上層が石英安山岩質凝灰岩で，下層は石英安山岩となっており，それらの厚さは夫々9mおよび6mである。この6mの厚さのある石英安山岩層の下部には熱変成を受けた粘土状の材料が認められたけれども，上の石英安山岩は非常に堅硬で耐久性にも富んでいるので，従って，この計画ダムサイトは，高さが20乃至30m程度の低いダムであれば，ダム築造に適するであろうと判断される。

(2) Karaiダムサイト

計画ダムサイトは広く石英粗面岩質凝灰岩に掩われている。右岸で行ったハンドオーガーによる削孔の結果を見ると，地表から8mの深さまでは石英粗面岩質凝灰岩そのものは非常に軟らかいが，この層は比較的よくしまっているため，N値とし

ては約２０と推定される。しかしながら，この軟らかい凝灰岩層の直下に信頼できる硬岩が見当らない場合は，計画ダムサイトの基礎はダム築造に対して問題があると思われる。

3.7.3　材料採取場の踏査

(1)　Buaya ダム地区

(i)　コンクリート骨材

ダムサイトとこれより１０Km上流の区間のBuaya川の川筋には多くの砂洲と河川段丘が認められる。特に，Kotarih 橋より上流の地域は砂利類が豊富である。上記地域の砂利および玉石は安山岩質のもので，これらは非常に堅硬で耐久性に富んでいるため，材料の品質としてはコンクリート粗骨材に適するものである。しかしながら，砂利としての細粒分が不足していると思われるので，大豆大の小粒の砂利を生産できるような適切な規模の採石工場が必要となろう。砂質の河川堆積物はBuaya川とKarai川との合流点より下流の地域に認められ，これらの砂は最大粒経３㎜で主に石英砂である。この砂質材料の資料を取ってその特性をチェックする必要がある。

(ii)　コア材料

ダムサイトの右岸に見られる褐色粘土性の土はフィルタイプダムのコアとして利用できると思われる。しかしながら，土の資料を取って試験室で色々な試験をする必要がある。若し試験の結果，粘土材料としての特性が適格であると判断された場合は，次の段階として，土取場におけるこれらの材料の採取可能量を試験穴あるいは溝掘りによって確認すべきである。

(iii)　シェル材料

前述の砂洲および河川段丘に堆積している玉石を含めての砂利類はフィルタイプダムのシェル材料として利用できるであろう。

(2)　Karai ダム地区

(i)　コンクリート骨材

Karai川の川筋には石英砂があるだけで砂利類は全然見当らない。従って，砂利類はBuaya川流域から採集しなければならない。

(ii)　コア材料

ダムサイトの右岸に見られる褐色粘土性の土はフィルタイプダムのコアとして利用できると思われる。この材料はうすい火山灰層に掩われている。

このコア材料の品質をチェックするため，土の資料を取って試験室で色々な試験をする必要がある。若し試験の結果，粘土材料としての特性が適格であると判

断された場合は，次に，土取場におけるこれらの材料の採取可能　を確認すべきである。

(iii)　シェル材料

Karai 川の川筋には使用に耐えうる砂利質材料の堆積は全然見当らない。

以上色々述べてきた事柄を考慮すれば，Karai 川の川筋にコンクリートダム若しくはフィルタイプダムを築造することは，ダム材料の点から，放棄せざるを得ないだろう。

3.7.4　ハイドログラフに基づくダム・付替工事計画

(1)　概　　要

１９７２年より１９７４年まで３ケ年に亘って観測された月別および日別の河川流量より判断すれば，Ular 川の流量は灌漑サイドの水の需要に対して量的に十分であると思われる。

従って，ダムの計画は専ら洪水の調節にしぼられるであろう。

ダムの候補としては — Buaya ダムと Karai ダムとが考えられるが — Karai ダムの方は下記に述べるような多くの欠点をもっているので，ダムの計画は Buaya ダムについてのみすることになる。

Buaya ダムと比較した場合の Karai ダムの不利な点

a　基礎岩盤は信頼できない。

b　ダム材料が不足している。

c　ダムサイトへのアプローチが非常に困難である。

d　建設費が高くつくものと想定される。

Buaya ダムサイトの場合のダムタイプについては，フィルタイプダムとして仮排水トンネルと洪水吐を含めるとその建設費は，中央越流型のコンクリートダムの建設費に比べて２０％高くなると想定されるので，Buaya ダムは中央越流型の重力式コンクリートダムでダム提体内に仮排水路を設けるものとして計画する。

(2)　貯水池容量

ダム先端の最高標高は地形的条件から８５ m に抑えられる。Buaya 貯水池の最高水位はフリーボードを 1.5 m 見込んで EL.８３.５０ m に計画され，一方，貯水池の最低水位の方は，放流管の中心線の標高である EL.７３.００ m に定められる。

河床より採取した材料資料に対する粒度解析の結果から，堆積粒子の６５％粒径は約 1.2 ㎜であることが分った。このような粒度分布から判断すれば，川の上流部より運ばれてくる流砂は，ダム堤体内に設けられた直径３ m の大型放流管を通ってその殆んどが排出されるであろうと想定される。

Fig.3－7－5から分るように，８３.５０ｍの高水位および７３.００ｍの低水位に対応する総貯水容量ならびに有効貯水容量は夫々，２７,５００,０００ｍ³ と ２１,０００,０００ｍ³ である。なお，この貯水容量曲線は縮尺 1／１０,０００の地形図より求めたものである。

(3) 洪水調節効果

貯水池からの排水は，直径３ｍの２本の放流管とBuayaダムの中央部にある洪水吐で行われる。なお，これらからの排出容量については Fig.3－7－4がこれを示す。

洪水追跡計算は下記に示すとおり６ケースについて行われた。

Case	Design flood	Peak discharge at Buaya Dam site	Peak discharge of Karai River	Combined outflow /1
	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
I-A	1,200	852	348	632
I-B	1,200	647	553	671
II-A	1,000	706	294	539
II-B	1,000	538	462	573
III-A	800	559	241	358
III-B	800	428	372	473

Note: /1 Combined outflow = Outflow from Buaya reservoir + discharge of Karai River.

洪水調節効果については，夫々 Fig.3－7－6, Fig.3－7－7及び Fig.3－7－8に示した。

色々な計画洪水に対する流量配分を考えて，河道の計画容量に対応する必要な貯水容量が求められたが，それらの結果は次に示すとおりである。

Combined case					
Design flood (m^3/s)	Design discharge of river channel (m^3/s)	Outflow from reservoir plus discharge of Karai River (m^3/s)	Reservoir high water level (m)	Required reservoir capacity (10^6 m^3)	Remarks
(1) 800	600	590	80.50	12.50	
(2) 1,000	600	590	83.20	20.40	
(3) 1,000	800	790	81.00	14.00	
(4) 1,200	600	671>600	83.50	21.00	Beyond the reservoir control
(5) 1,200	800	790	82.60	18.50	
(6) 1,200	1,000	990	81.20	14.50	

(4) 付替工事

(i) 洪水吐および放流管

洪水吐と放流管に対する計画洪水量は次表に示すとおりである。

Place	Flood (m^3/s)	Design flood (m^3/s)	Remarks
Bandar-Tiga	1,200 (100%)	1,600	design flood of Bandar-Tiga = past maximum flood x 2 = 800 x 2 = 1,600 m^3/s
Buaya dam site	852 (71%)	1,136	design flood at Buaya dam site = 1,600 x 0.71 = 1,136 m^3/s

色々な洪水に対応する貯水池の高水位は次のとおりである。

Flood peak at dam site (m^3/s)	Reservoir high water level (m)
559	82.55
706	83.35
852	83.50
1,136	83.80

万一，洪水のピークが異状に長い間も続くとすれば，貯水池水位はEL.84.20

mに達するであろう。この場合，容量のチェックは次のように行われる（Fig. 3-7-4 参照）。

Evacuation from outlet pipes　　$Q_1 = 435\ m^3/s$

Evacuation from spillway　　$Q_2 = 740\ m^3/s$

$Q = Q_1 \times Q_2 = 1.175\ m^3/s$　　O.K.

(ii) 仮排水路

ダム建設工事中の仮排水路に対する計画洪水量は，過去最大の洪水量800 m^3／sを基にして想定されるものとすれば，Buayaダムサイトの計画洪水量は次のとおりとなる。

$800 m^3/s = 700 m^3/s + 100 m^3/s$

Where,

$800 m^3/s$: past maximum flood of Ular river.

$700 m^3/s$: flood discharge.

$100 m^3/s$: basic discharge.

したがって，Buayaのダムサイトにおける計画洪水量は，

$Q = 700 m^3/s \times 43.4\% \times 1.50 + 100 m^3/s \times 43.4\%$

$= 455.70 + 43.40$

$= 499.10$

$= 500 m^3/s$

排水路の容量チェックは次のとおりである。

断面直径8 mの半円を与える。

$$Q = A \cdot V = A \cdot R^{2/3} \cdot \frac{1}{n} \cdot I^{1/2}$$

Where,

$Q = 500 m^3/s$

$A = 0.8715\ D^2$

$n = 0.015$

$I = 1/150$

here,

$\frac{1}{n} \cdot I^{1/2} = 5.442$

$R^{2/3} = 0.4352\ D^{2/3} = 0.4352 \times 4 = 1.74$

$A = 0.8715\ D^2 = 0.8715 \times 64 = 55.78$

then

$$Q = 55.78 \times 1.74 \times 5.442 = 528 m^3/s > 500 m^3/s \qquad O.K.$$

3.7.5 計画概要

計画概要については，洪水調節を目的とする場合数種のダム高が考えられるけれども，ここでは一例としてそのうちの最大規模のダムについて説明するものとする。

(1) 主ダム

主ダムはBuaya川とKarai川との合流点より上流約5.60Kmの地点でBuaya川を堰上げするように計画されるもので，集水面積は440 Km^2 で，貯水池の総容量は27,500,000 m^3 となっている。

計画ダムサイトに対しては，ダム高最大22.50 m，堤体積52,000 m^3のコンクリート重力式ダムが計画される。ダムは3つの部分，即ち，長さ40 mの左岸非越流部，長さ200 mの中央越流部および長さ10 mの右岸非越流部より成っており，ダム提長は250 mである。（Fig. 3-7-9参照）

(2) 副ダム

主ダムサイトより直線距離にして北方へ1.50Kmの所にある溝形凹地を呈している場所に，副ダムとして，最大高15 m，堤体積60,000 m^3のフィルタイプダムが計画される。（Fig. 3-7-9参照）

(3) 洪水吐

洪水期間中，貯水池の水を排出できるよう，ダムの中央部に越流長200 mの洪水吐が設けられる。洪水吐の先端は2つの部分より成っている。即ち，中央部にEL. 82.50 mの低いクレストを，その両側にEL.83.00 mの高いクレストを設けるもので，洪水吐よりの溢流水はダムのつま先部に設けられた静水池を通って下流へ排出される。（Fig. 3-7-9参照）

(4) 放流管

堤体の標高73 mの所に直径3 mの2本の放流管が設けられる。この放流管は貯水池の容量をできるだけ大きく保たせるように一種の予防策の役目をするように設けられる。言葉をかえていうならば，洪水初期においてはBuayaダムにおける流入は放流管を通してある程度まで排出することができるので，貯水池の水位はこれが上昇することが抑えられることになり，その結果として，貯水池は洪水のピークに対して十分な容量が保たれる。（Fig. 3-7-9参照）

(5) 仮排水路

建設工事費を節減する目的で，水切換え水路は堤体のNo.10ブロックに仮に設けられる。この水切換え水路は，直径8 mの半円形断面を有し，その目的終了後はブ

ラグされる。プラグ工事に先立って，河水は水切換え水路の呑口に設けられるストップログにより遮断されるものとする。

3.7.6 建設工事費の想定

(1) 建設工事費

6つのケースに対する建設工事費をTable 3－7－1に示す。

Table 3-7-1 (1) Construction Cost

Case	Design flood	Design discharge of river channel	Over flow reservoir + discharge of Karai river	Reservoir high water level	Required reservoir capacity	Elevation of dam top	Construction cost	Remarks
	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m)	($10^6 m^3$)	(m)	(10^6Rp)	
1	800	600	590	80.50	12.50	82.00	2,327	
2	1,000	600	590	83.20	20.00	84.70	2,695	
3	1,000	800	790	81.00	14.00	82.50	2,410	
4	1,200	600	671	83.50	21.00	85.00	2,712	
5	1,200	800	790	82.60	18.50	84.10	2,631	
6	1,200	1,000	990	81.20	14.50	82.70	2,445	

上記の建設工事費のうち，(1)，(4)および(5)の工事費は後に出てくる表に示してあるように詳細に積算されたが，(2)，(3)および(6)の工事費はダムの高さに対応させた工事費曲線より求められた。

準備工事を含めれば，必要な工期は17ケ月になろう。そして各会計年度に対する工事費は下記のように想定される。

Table 3-7-1 (2) Estimated Construction Cost (dam top: EL 82 m) Case 1

Currency Equivalent : US$=415Rp

Item	Description	Cost (10^3Rp)	Foreign currency (SU$)	Local currency (10^3Rp)	Remarks
I. Direct					
(1)Land and Right		38,000	0	38,000	
(2)Dam	civil work	1,027,000	148,000	965,580	/1
(3)Construction equipment		452,000	1,062,000	11,270	/2
Sub-total		1,517,000	1,210,000	1,014,850	
II. Indirect Cost					
(1)Engineering & Administration	20 %	303,400	220,000	212,100	
(2)Construction Facilities		118,400	10,800	113,918	
Sub-total		421,800	230,800	326,018	
III. Contingencies					
(1)For Direct Cost	20 %	303,400	242,000	202,970	
(2)For Indirect Cost	20 %	84,360	46,160	65,203	
Sub-total		387,760	288,160	268,173	
IV. Construction Cost (I + II + III)		2,326,560	1,728,960	1,609,041	

/1 : Table 3-7-1 (5)

/2 : Depreciation and inland transportation cost

参照：年当り工事費＝初期投下費用の償還額＋維持管理費

$$= 108.082 \times 10^3 + 5.135 \times 10^3$$

$$= 113.217 \times 10^3 \, R_p$$

参照：推定年当り工事費（dam top：EL 82m）Case 1.

(1) 初期投下費用の償還額

Item	Initial investment (Rp)	f_{cr} */	Amortization (Rp)
Foreign currency	717,518,400	0.0634	45,490,666
Local currency	1,609,041,600	0.0389	62,591,718
Total	2,326,560,000		108,082,384

*/ : f_{cr} = 資金回収率 = $\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n-1}$

ここで，i：外貨利子率 = 6 %

内貨利子率 = 3 %

n：償還期間 = 50 years

従って，

外貨については，　$f_{cr} = \frac{1.10496}{17.416} = 0.0634$

内貨については，　$f_{cr} = \frac{0.13512}{3.384} = 0.0389$

(2) 維持管理費

= ダム工事費 × 0.5%

= 1,027,000,000 R_p × 0.005

= 5,135,000 R_p

年当り工事費 = (1) + (2) = 113,217 × 10^3 R_p

Table 3-7-1 (3) Estimated Construction Cost (dam top: EL 85 m) Case 4

Currency Equivalent : US$ = 415 Rp

Item	Description	Cost (10^3Rp)	Foreign currency (US$)	Local currency (10^3Rp)	Remarks
I. Direct Cost					
(1) Land and Right		45,000	0	45,000	
(2) Dam	Civil work	1,227,000	148,000	1,165,580	/1
(3) Construction equipment		501,735	1,179,000	12,450	/2
Sub-total		1,773,735	1,327,000	1,223,030	
II. Indirect Cost					
(1) Engineering & Administration	20 %	354,745	256,400	248,339	
(2) Construction Facilities		131,565	10,800	127,083	/3
Sub-total		486,310	267,200	375,422	
III. Contingencies					
(1) For direct cost	20 %	354,747	265,400	244,606	
(2) For indirect cost	20 %	97,262	53,440	75,084	
Sub-total		452,009	318,840	319,690	
IV. Construction Cost (I + II + III)		2,712,054	1,913,040	1,918,142	

/1 : Table 3-7-1 (6)

/2 : Depreciation and inland transportation cost, Table 3-7-1 (7)

/3 : Table 3-7-1 (8)

参照：

Annual Cost＝初期投下費用の償還額＋維持管理費

$= 124.950 \times 10^3 + 6.135 \times 10^3$

$= 131.085 \times 10^3$ Rp

参照：推定年当り工事費（dam top：EL 85 m）Case 4.

年当り工事費＝初期投下費用の償還額＋維持管理費

(1) 初期投下費用の償還額

Item	Initial investment (Rp)	f_{cr} */	Annual cost (Rp)	Remarks
Foreign currency	793,911,600	0.0634	50,333,995	US$-415Rp
Local currency	1,918,142,400	0.0389	74,615,739	
Total	2,712,054,000		124,949,734	

*/ : f_{cr} ＝資金回収率＝$\dfrac{i(1+i)^n}{(1+i)^n-1}$

ここで，i：外貨利子率＝6％

内貨利子率＝3％

n：償還期間＝50 years

従って，

外貨については，　$f_{cr} = \dfrac{1.10496}{17.416} = 0.0634$

内貨については，　$f_{cr} = \dfrac{0.13152}{3.384} = 0.0389$

(2) 維持管理費

＝ダム工事費×0.5％

＝1,227,000,000×0.005

＝6,135,000 Rp

年当り工事費＝(1)＋(2)

＝124,950×10^3＋6,135×10^3

＝131,085×10^3 Rp

Table 3-7-1 (4) Estimated Construction Cost (dam top: EL 84 m) Case 5

Currency Equivalent US$=415 Rp

Item	Description	Cost (10^3Rp)	Foreign currency (US$)	Local currency (10^3Rp)	Remarks
I. Direct Cost					
(1) Land and Right		45,000	0	45,000	
(2) Dam	civil works	1,171,000	148,000	1,109,580	/1
(3) Construction equipment		501,735	1,179,000	12,450	/2
Sub-total		1,717,735	1,327,000	1,167,030	
II. Indirect Cost					
(1) Engineering & Administration	20 %	343,500	280,400	240,414	
(2) Construction Facilities		131,565	10,800	127,083	/3
Sub-total		475,065	259,200	367,497	
III. Contingencies					
(1) For direct cost	20 %	343,547	265,400	233,406	
(2) For indirect cost	20 %	95,013	51,840	73,499	
Sub-total		438,560	317,240	306,905	
IV. Construction Cost (I + II + III)		2,631,360	1,903,440	1,841,432	

/1: Table 3-7-1 (9)

/2: Table 3-7-1 (7)

/3: Table 3-7-1 (8)

参照：

年当り工事費＝初期投下費用の償還額＋維持管理費

$= 121.713 \times 10^3 + 5.855 \times 10^3$

$= 127,568 \times 10^3$ Rp

Table 3-7-1 (5) Dam (dam top: EL 82 m) Case 1

Currency Equivalent US$=415Rp

Work Item	Unit	Quantity	Unit cost (Rp)	Cost (10^3Rp)	Foreign currency (US$)	Local currency (10^3Rp)
Clearing and stripping	m^2	60,000	20	1,200	0	1,200
Excavation open, common	m^3	138,500	400	55,400	0	55,400
Excavation open, rock	m^3	9,500	1,500	14,250	0	14,250
Embankment, 2ndary dam	m^3	47,000	750	35,250	0	35,250
Embankment, coffer dam	m^3	70,000	580	40,600	0	40,600
Grouting dam foundation	m	5,000	12,000	60,000	0	60,000
Concrete	m^3	42,600	14,000	596,400	0	596,400
Reinforcement bar	ton	170	180,000	30,600	0	30,600
Outlet pipe	ton	20	913,000	18,260	40,000	1,660
Stop-log	ton	40	1,245,000	49,800	108,000	4,980
Misc work	L.S.			83,240	0	83,240
Construction facilities	L.S.			42,000	0	42,000
Total				1,027,000	148,000	965,580

Table 3-7-1 (6) Dam (dam top: EL 85 m) Case 4

Currency Equivalent US$-415Rp

Work Item	Unit	Quantity	Unit cost (Rp)	Cost (10^3Rp)	Foreign currency (US$)	Local currency (10^3Rp)
Clearing and stripping	m^2	60,000	20	1,200	0	1,200
Excavation open, common	m^3	170,000	400	68,000	0	68,000
Excavation open, rock	m^3	12,000	1,500	18,000	0	18,000
Embankment, secondary dam	m^3	60,000	750	45,000	0	45,000
Embankment, coffer dam	m^3	70,000	580	40,600	0	40,600
Grouting dam foundation	m	6,000	12,000	72,000	0	72,000
Concrete	m^3	52,000	14,000	728,000	0	728,000
Reinforcement bar	ton	200	180,000	36,000	0	36,000
Outlet pipe	ton	20	913,000	18,260	40,000	1,660
Stop-log	ton	40	1,245,000	49,800	108,000	4,980
Misc. work	L.S.			100,140	0	100,140
Construction facilities	L.S.			50,000	0	50,000
Total				1,227,000	148,000	1,165,580

Table 3-7-1 (7) Estimated Construction Machinery and Equipment

Item	Capacity	Quantity	Unit price (US$)	Amount (US$)	Remarks
1. Gravel plant	50ton/hr	L.S.		500,000	
2. Batching plant	1m³mixer 3sets	L.S.		150,000	
3. Cable crane	4.50 ton	2	230,000	460,000	
4. Diesel generator	60 KVA	10	12,000	120,000	
5. Compressor	125 KW	4	18,000	72,000	
6. Bulldozer	D7 class	6	80,000	480,000	
7. Power shovel	2 m³	2	200,000	400,000	
8. Tractor shovel	2 m³	4	50,000	200,000	
9. Dump truck	15 ton	10	46,000	460,000	
10. Dump truck	10 ton	15	23,000	345,000	
11. Truck	6 ton	10	12,000	120,000	
12. Truck crane	20 ton	1	100,000	100,000	
13. Grader	8 ton	1	30,000	30,000	
14. Trailer	30 ton	1	60,000	60,000	
15. Boring machine	15 P.S	3	12,000	36,000	
16. Grout mixer with pump	10 P.S	2	10,000	20,000	
17. Concrete pump	30 m^3/hr	1	57,000	57,000	
18. Truck mixer	3 m^3	3	20,000	60,000	
19. Road roller	10 ton	1	22,000	22,000	
20. Portable air compressor	110 P.S	1	15,000	15,000	
21. Fuel truck & grense car		2	18,000	36,000	
22. Other equipment				187,000	5%
Total				3,930,000	CIF

工事期間２年間における機械の年当り償却費（償却期間６年間）

$$= \frac{3,930,000 - 393,000\ (\text{residual})}{6} \times 2$$

$$= 1,179,000\ \text{US\$}$$

内陸輸送費用 $= 30\ \text{US\$} \times 1,000\ \text{ton}$

$= 30,000\ \text{US\$}$

$= 12,450 \times 10^3\ \text{Rp}$

Table 3-7-1 (8) Estimated Construction Facilities

Currency Equivalent US$=415Rp

Item	Unit	Quantity	Unit cost (Rp)	Amount (10^3Rp)	Foreign currency (US$)	Local currency (10^3Rp)
1. Installation of gravel plant	L.S.			20,750	0	20,750
2. Installation of batching plant	L.S.			6,225	0	6,225
3. Installation of cable crane	L.S.			19,090	0	19,090
4. Permanent access road	m	1,000	20,000	20,000	0	20,000
5. Improvement of existing road	L.S.			30,000	0	30,000
6. Field office	m^2	500	15,000	7,500	0	7,500
7. Service facilities	L.S.			3,000	0	3,000
8. Engineering equipment	L.S.			5,000	10,800	518
9. Vehicle				20,000	0	20,000
Total				131,565	10,800	127,083

Table 3-7-1 (9) Dam (dam top: EL 84 m) Case 5

Currency Equivalent US$-415Rp

Work Item	Unit	Quantity	Unit cost (Rp)	Cost (10^3Rp)	Foreign currency (US$)	Local currency (10^3Rp)
1. Clearing and stripping	m^2	60,000	20	1,200	0	1,200
2. Excavation open, common	m^3	164,000	400	65,840	0	65,840
3. Excavation open, rock	m^3	11,400	1,500	17,100	0	17,100
4. Embankment, secondary dam	m^3	60,000	750	45,000	0	45,000
5. Embankment, coffer dams	m^3	70,000	580	40,600	0	40,600
6. Grouting dam foundation	m	6,000	12,000	72,000	0	72,000
7. Concrete	m^3	48,700	14,000	681,800	0	681,800
8. Reinforcement bar	ton	200	180,000	36,000	0	36,000
9. Outlet pipe	ton	20	913,000	18,260	40,000	1,660
10. Step-leg	ton	40	1,245,000	49,800	108,000	4,980
11. Misc. work	L.S.			95,900	0	95,900
12. Construction facilities	L.S.			47,500	0	47,500
Total				1,171,000	148,000	1,109,580

(2) 工事計画

(i) 準備工事

本工事の着工に先立って，Lubuk Pakam と Sg. Karai 間の既設道路は，工事用機械および工事用材料の運搬を容易にするよう，ある程度改修すべきである。また，Lembah Sari の近くに架っている橋は適当な工法で補強すべきである。

Sg. Karai から Buaya ダムサイト右岸までの取付道路は新しく造る必要がある。この取付道路の延長は1Kmと想定される。

ダムサイトの右岸地域は広大な平旦地となっているので，この地域はベースキャンプ用地として予定される。

ディーゼルプラント，グラベルプラント，バッチングプラントならびにケーブルクレーンの据付は，本工事に先立って行うべきである。

これらの諸準備工事は約6ケ月を必要とすると思われるので，仮締切工事の着工が乾期の初め，即ち2年目の3月からできるように，諸準備工事は1年目の9月から着工しなければならない。

(ii) 本工事

a 主ダム

第1回目の締切作業は半川締切とし右岸側に対して行われる。そして，この場所の掘削および基礎グラウト工が終ってから，ダムコンクリートが開始され，最低のブロックで標高にして78 mまでコンクリートが打設される。

前記の諸工事に続いて，第2回目の締切作業が左岸側に対して行われ，この段階から河水は堤体を通して設けられた仮排水路へと切換えられる。

かくして，左岸側の掘削，基礎グラウトおよびコンクリート打設が行われる。この右岸側においては，ダムコンクリートの打設は最低のブロックで標高78 mまで行われ，この時点以後は，コンクリートの打設はすべてのブロックに亘るものとし，それらの最終仕上り天端まで行われる。

すべてのコンクリート工事および貯水池内の清掃が終了してから，仮排水路の呑口はストップログで遮断される。つづいて仮排水路のダム本体にかかる部分はコンクリートを以て閉塞される。

コンソリデーショングラウト用の削孔はワゴンタイプの削岩機でなされ，カーテングラウト用の削孔はボーリングマシンでなされるものとする。

作業の順序についていえば，コンソリデーショングラウトはカーテングラウトに先行するものとする。

コンクリートの打設については，1リフトの望ましい高さは1.50 mで，そ

のサイクルタイムは4日である。また，コンクリートの打設は原則としてケーブルクレーンで行うべきである。

b　副ダム

副ダムに対しては，コアゾーン，フィルターゾーンおよびシェルゾーンをもつフィルタイプダムが提案される。

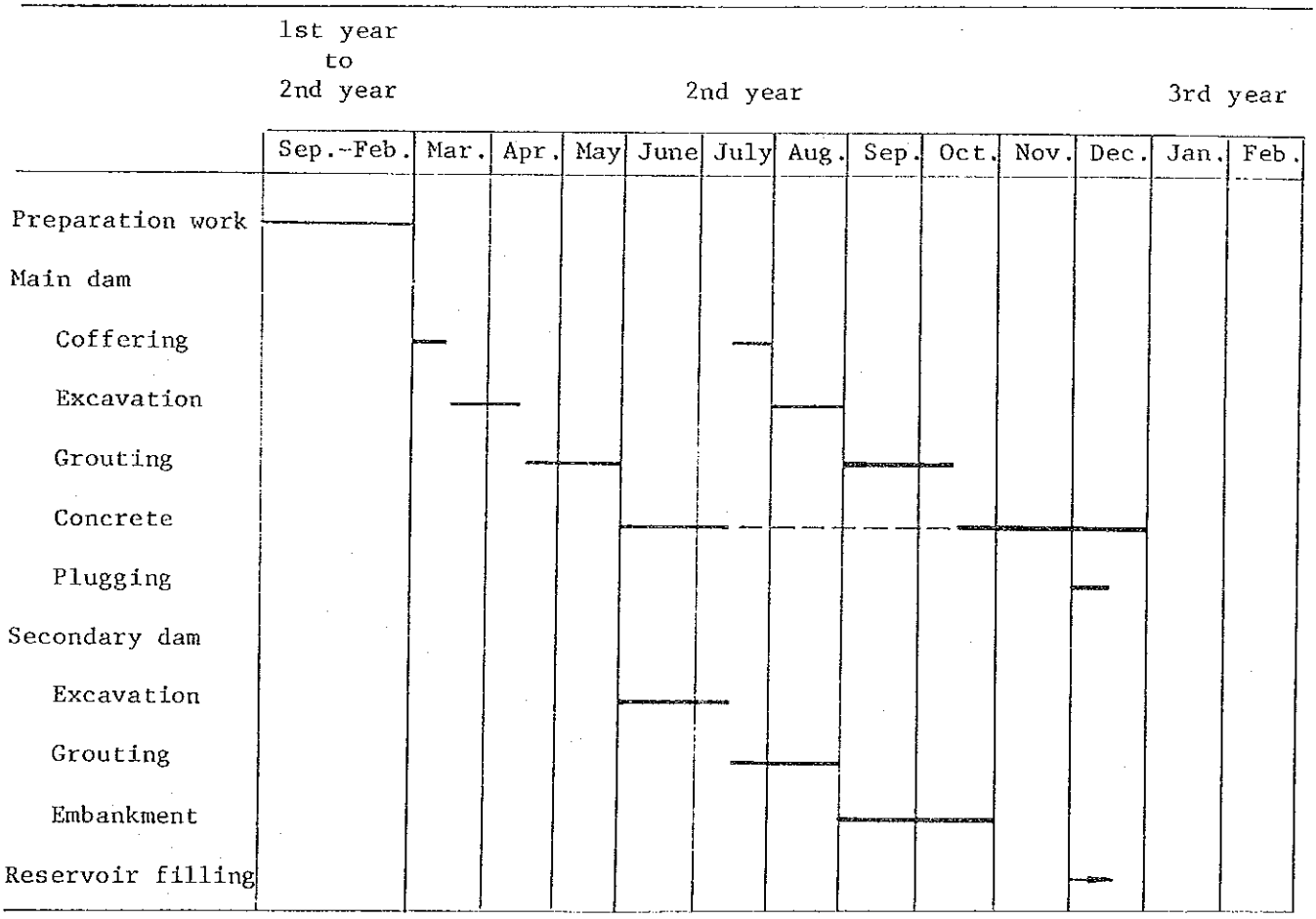
副ダムの盛立は乾期に行わなければならない。

盛立工事は，掘削および基礎グラウト工事が終った後行うものとし，コアゾーンは雨水に因る泥ねい化を防げるようその他のゾーンより高くなるよう施工すべきである。

なお，副ダムの両岸に見られる褐色の粘土性土はコアゾーンに利用できると思われる。

(3)　工事工程

準備工事を終ってからの本工事の工事工程は下記のとおりと思われる。



上記の工事工程より分るように，Buayaダムに対する工期は準備工事も含めて１７ケ月を要するであろう。各会計年度の工事費は次のように推定される。

Case	Construction Cost (10^6 Rp)	Cost for 1st year (10^6 Rp)	Cost for 2nd year (10^6 Rp)
(1)	2,327	746	1,581
(2)	2,695	835	1,860
(3)	2,410	771	1,639
(4)	2,712	840	1,872
(5)	2,631	816	1,815
(6)	2,445	782	1,663

3.7.7　ダムによる水資源利用の潜在力

Buayaダムによる洪水調節の調査に関連して，発電に代表されるような水資源利用の潜在力に関する他の調査も行った。それは，他の例えば飲料水，工業用水のような水利用法については，地域開発に有機的に関連するその他の用途に関する調査とも併せて行われるべきだからである。

本調査においては，発電について二つの場合の調査が行われた。ひとつは前節までに述べてきたダムによる発電の場合，他は，発電だけを目的とした他のダムによる場合である。後者は前者と同じ位置に計画されるとした。

(1)　前節までに述べてきたBuayaダムによる発電潜在力

発電量計算は１９７２年１月から１９７４年１２月までの３年間におけるPulo-Tagor地点の月平均流量をBuayaダムサイトに置き替えて行った。その結果をTable３－７－２に示すが，それによると，貯水容量が小さいこと及び水頭の低いことによって1,５００kwの発電設備をもってしても6,５００,０００ kwh の発電量しか生産されない。従って，発電は得策でない。

(2)　発電ダムによる発電潜在力

前述のBuayaダムと同じ位置に発電専用ダムを想定して，年間発電量，工事費，発電費用を計算した。それによると，年間平均電力量が４３mills／kwh，常時電力量が８１mills／kwhとなり，経済的観点からは高過ぎるとみられる。

(i)　ダム，放水路，発電所の設計仕様

二つのダム型式 ― コンクリートダム及びフィルタイプダム ― の工事費を比較した結果，コンクリートダムがフィルタイプダムより有利であると判断されたことから，Buaya発電所はコンクリートダムをもって設計するとした（参照 Fig ３－７－１０）。

Buayaダムは貯水容量 $21\times10^{6}\ m^{3}$ を可能とする高さ EL８５mの重力式コンクリートダムとして設計することとした。工事費を抑える為，分水路をダム本体に暫定的に設け，分水路がその目的に達した後，上部導水路を使用する。

三つの放水路 ― 左岸放水路，中央開閉式放水路，右岸放水路 ― を，貯水高８４.３０mにおける1,１３６m^{3}／s の洪水流量を緩和する為に計画し，発電所建屋はダムの下流端に位置させるとした。

Table 3-7-2 Annual Electric Power Production

Year	Month	(1) Hours	(2) Discharge (m^3)	(3) Net head (m)	(4) Load factor	Monthly k.w.h. = 8.46x(1)x(2)x(3)x(4)
1972	1	744	23.2	5.30	0.70	541,758
	2	696	22.7	5.30	0.70	495,883
	3	744	21.1	5.20	0.70	483,423
	4	720	24.7	5.40	0.70	568,711
	5	744	24.7	5.40	0.70	587,668
	6	720	21.9	5.25	0.70	490,235
	7	744	16.2	5.10	0.70	364,021
	8	744	14.5	5.00	0.70	319,433
	9	720	18.5	5.15	0.70	406,237
	10	744	23.4	5.30	0.70	546,428
	11	720	28.1	5.40	0.70	646,955
	12	744	27.0	5.40	0.70	642,390
(Sub-total)						(6,093,182)
1973	1	744	25.6	5.35	0.70	603,441
	2	672	18.0	5.15	0.70	368,907
	3	744	22.4	5.30	0.70	523,077
	4	720	25.3	5.35	0.70	577,132
	5	744	23.0	5.30	0.70	537,087
	6	720	24.5	5.40	0.70	564,106
	7	744	21.0	5.20	0.70	481,132
	8	744	20.5	5.20	0.70	469,676
	9	720	22.4	5.30	0.70	506,203
	10	744	26.3	5.35	0.70	619,942
	11	720	25.5	5.35	0.70	581,694
	12	744	30.0	5.70	0.70	753,421
(Sub-total						(6,585,818)

Year	Month	(1) Hours	(2) Discharge (m^3)	(3) Net head (m)	(4) Load factor	Monthly k.w.h. = 8.46x(1)x(2)x(3)x(4)
1974	1	744	30.0	5.55	0.70	733,594
	2	672	30.0	5.50	0.70	656,631
	3	744	20.7	5.20	0.70	474,258
	4	720	20.9	5.20	0.70	463,394
	5	744	21.0	5.20	0.70	481,132
	6	720	19.6	5.20	0.70	434,571
	7	744	19.9	5.20	0.70	455,930
	8	744	20.2	5.20	0.70	462,803
	9	720	28.4	5.40	0.70	653,903
	10	744	26.5	5.35	0.70	642,656
	11	720	27.3	5.40	0.70	628,575
	12	744	21.3	5.20	0.70	488,005
(Sub-total)						(6,577,452)

$$年間平均発電量 = \frac{19,236,452}{3} = 6,412,151 \fallingdotseq 6,400,000\ kwh/year$$

設備容量（kw）＝ 9.8 O·H·y

ここで，O ： discharge (m^3)

H ： net head (m)

y ： Combined efficiency of turbine and generator

従って，O，H及びyはそれぞれ30m，5.50m，0.86 と推定される。

設備容量＝ 9.8×30×5.50×0.86

＝ 1,390

≒ 1,400kw（1unit×1,400kw）

となる。

(ii) 発電所及び発電量

発電所は，標準有効水頭12m，貯水の流下可能高10.50m及び最大流下能力を30m^3/s として設計する。そして，3,000kwの一軸縦型カプランタービン及び3,300KVA の発電機を据えつける。

Buayaダムの貯水池管理委員会は，Fig. 3-7-11で示したような Pulo-Tagorにおける3年間の（1972年1月～1974年12月）月平均流量をBuayaダムサイトに置き替えたものを基にして作成した。

発電所における年間平均電力量及び常時電力量は，Table 3－7－3 に示したように，それぞれ 14.50 Gwh 及び 7.7 Gwh となる。

(iii) 工事費及び発電費用

Table 3－7－4 は Buaya 発電所の推定工事費及び推定発電費用を示す。Table 3－7－5，3－7－6 及び 3－7－7はダム，発電所，耐久設備等の項目別費用を示す。全経費に送電設備も加えると Table 3－7－4 に示すように 3,700,000,000 R_p にも達する。

年当り費用は，償還期間を５０年とし，利子率年１０％と想定すると，工事費に対する年当り支出率は７％となり，発電費用は次のように計算される。

$$\text{年当り発電費用} = \frac{624{,}000\,\text{US\$}}{14{,}465{,}000\,\text{kwh}} = 43$$

$$\text{年当常時発電費用} = \frac{624{,}000\,\text{US\$}}{7{,}689{,}000\,\text{kwh}} = 81$$

(iv) 結　論

上記検討から明らかなように，Buaya ダムを発電を目的として建設することは，貯水容量が小さいこと，有効水頭が低いこと等から，望ましくない。

Table 3-7-3 Annual Electric Power Production

Year	Month	(1) Hours	(2) Discharge (m^3)	(3) Net head (m)	(4) Load factor	k.w.h. = 8.46 x(1)x(2)x(3)x(4)
1972	1	744	23.2	14.8	0.7	8.46 x 178,822 = 1,513,000
	2	696	23.2	14.4	0.7	8.46 x 162,764 = 1,377,000
	3	744	23.2	12.4	0.7	8.46 x 149,824 = 1,268,000
	4	720	23.2	13.8	0.7	8.46 x 161,361 = 1,365,000
	5	744	23.2	15.1	0.7	8.46 x 182,447 = 1,544,000
	6	720	23.2	14.2	0.7	8.46 x 166,038 = 1,405,000
	7	744	18.0	12.4	0.8	8.46 x 132,849 = 1,124,000
	8	744	18.0	7.2	0.8	8.46 x 77,138 = 653,000
	9	720	18.0	8.3	0.8	8.46 x 86,054 = 728,000
	10	744	23.2	8.6	0.8	8.46 x 118,754 = 1,005,000
	11	720	25.0	12.4	0.7	8.46 x 156,240 = 1,322,000
	12	744	25.0	14.4	0.7	8.46 x 187,488 = 1,586,000
(Sub-total)						(14,890,000)
1973	1	744	25.0	14.8	0.7	8.46 x 192,696 = 1,630,000
	2	672	23.2	10.0	0.8	8.46 x 124,723 = 1,055,000
	3	744	23.2	8.7	0.8	8.46 x 120,723 = 1,016,000
	4	720	23.2	11.4	0.7	8.46 x 133,298 = 1,128,000
	5	744	23.2	11.1	0.7	8.46 x 134,116 = 1,135,000
	6	720	23.2	12.7	0.7	8.46 x 148,499 = 1,256,000
	7	744	22.0	11.4	0.7	8.46 x 130,617 = 1,105,000
	8	744	23.2	7.8	0.8	8.46 x 107,707 = 911,000
	9	720	23.2	6.0	0.8	8.46 x 80,179 = 678,000
	10	744	23.2	11.1	0.7	8.46 x 134,116 = 1,135,000
	11	720	29.0	5.1	0.8	8.46 x 85,190 = 721,000
	12	744	31.0	15.1	0.6	8.46 x 208,960 = 1,768,000
(Sub-total)						(13,538,000)

Year	Month	(1) Hours	(2) Discharge (m^3)	(3) Net head (m)	(4) Load factor	k.w.h. = 8.46 x(1)x(2)x(3)x(4)
1974	1	744	31.0	8.7	0.7	8.46 x 140,460 = 1,188,000
	2	672	23.2	12.4	0.7	8.46 x 135,325 = 1,145,000
	3	744	20.0	13.1	0.7	8.46 x 136,450 = 1,154,000
	4	720	20.0	13.9	0.7	8.46 x 140,112 = 1,185,000
	5	744	20.0	14.8	0.7	8.46 x 154,157 = 1,304,000
	6	720	20.0	14.4	0.7	8.46 x 145,152 = 1,228,000
	7	744	20.0	14.4	0.7	8.46 x 149,990 = 1,269,000
	8	744	23.2	11.4	0.7	8.46 x 137,741 = 1,165,000
	9	720	28.0	11.9	0.7	8.46 x 167,933 = 1,421,000
	10	744	28.0	10.0	0.7	8.46 x 145,824 = 1,234,000
	11	720	23.2	14.2	0.7	8.46 x 166,038 = 1,405,000
	12	744	23.2	12.4	0.7	8.46 x 149,824 = 1,268,000
(Sub-total)						(14,966,000)

年当り平均電力量 = 43,394,000/3 = 14,465,000 kwh

年当り常時電力量 = 653,000/31 x 365 = 7,689,000 kwh

設備容量 (kw) = 9.8 Q.H.y

= 9.8 x 30 x 12 x 0.86

= 3,000 kw

Table 3-7-4 Construction Cost and Energy Cost
(Buaya Power Station)

Currency Equivalent: US$1 = Rp 415

Item	Description	Cost (10^3 Rp)	Foreign currency (U.S.$)	Local currency (10^3 Rp)	Remarks
I. Direct Cost					
(1) Land and Right		45,000	0	45,000	
(2) Dam	Civilwork	1,252,600	64,800	1,225,708	see Table 3-7-4
(3) Power house	Civilwork	125,100	0	125,100	" 3-7-5
(4) Permanent Equipment		484,764	1,051,000	48,599	" 3-7-6
(5) Construction Equipment		551,540	1,296,000	13,700	depreciation and inland transportation
Sub-total		2,459,004	2,411,800	1,458,107	
II. Indirect Cost					
(1) Engineering & Administration	20 %	491,800	355,400	344,309	
(2) Construction Facilities		131,565	10,800	127,083	
Sub-total		623,365	366,200	471,392	
III. Contingencies					
(1) For Direct Cost	20 %	491,800	482,400	291,604	
(2) For Indirect Cost	20 %	124,600	73,200	94,222	
Sub-total		616,400	555,600	385,826	
IV. Construction Cost		3,698,769	3,333,600	2,315,325	

Annual Cost = Amortization of initial investment + Maintenance and Operation + Administration
= Construction Cost x 7%
= 3,698,796 x 0.07
= 258,900 x 10^3 Rp or 624 x 10^3 US$

Energy Cost for Annual Average $= \frac{624,000 \text{ US\$}}{14,465,000 \text{ kwh}} = 43$ mills US$/kwh

Energy Cost for Annual Farm $= \frac{624,000 \text{ US\$}}{7,689,000 \text{ kwh}} = 81$ mills US$/kwh

Table 3-7-5 Dam (dam top; EL. 85 m)

Currency Equivalent: US$1 = Rp 415

Work Item	Unit	Quantity	Unit Cost (Rp)	Amount (10^3 Rp)	Foreign currency (U.S.$)	Local currency (10^3 Rp)
Clearing and stripping	m^2	60,000	20	1,200	0	1,200
Excavation open, common	m^3	170,000	400	68,000	0	68,000
Excavation open, rock	m^3	12,000	1,500	18,000	0	18,000
Embankment, 2ndary dam	m^3	60,000	750	45,000	0	45,000
Embankment, Coffer dams	m^3	70,000	580	40,600	0	40,000
Grounting dam foundation	m	6,000	12,000	72,000	0	72,000
Concrete	m^3	55,000	14,000	770,000	0	770,000
Reinforcement bar	ton	250	180,000	45,000	0	45,000
Stop-log	ton	24	1,245,000	29,880	64,800	2,988
Misc, work	L.S.			108,920	0	108,920
Construction facilities	L.S.			54,000	0	54,000
Total				1,252,600	64,000	1,225,708

Table 3-7-6 Power Station (Installed Capacity: 3,000 kw)

Currency Equivalent: US$1 = Rp 415

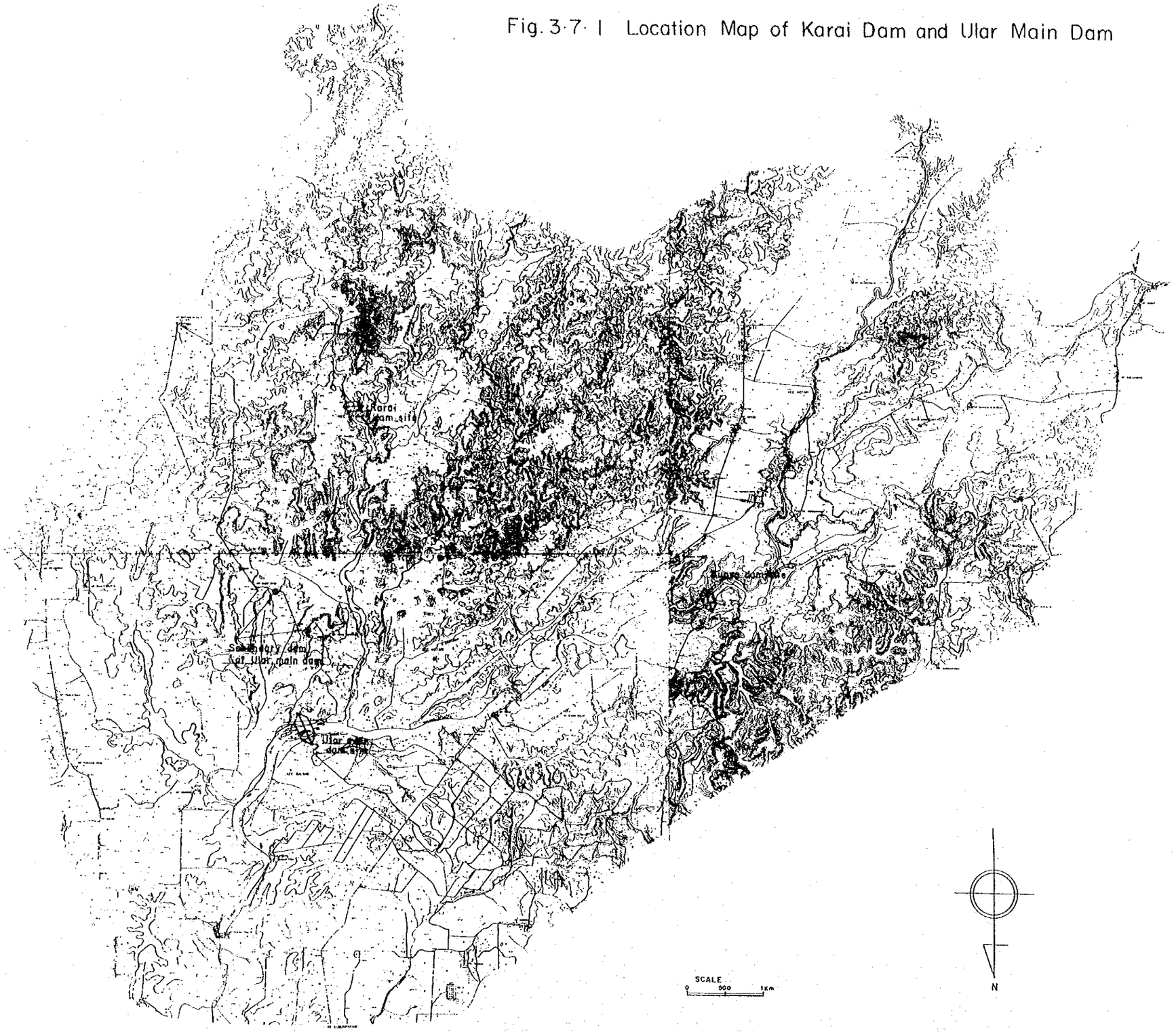
Work Item	Unit	Quantity	Unit Cost (Rp)	Amount (10^3 Rp)	Foreign currency (U.S.$)	Local currency (10^3 Rp)
Excavation open, common	m^3	8,100	400	3,240	0	3,240
Excavation open, rock	m^3	900	1,500	1,350	0	1,350
Banking	m^3	3,100	200	620	0	620
Concrete	m^3	5,000	14,000	70,000	0	70,000
Reinforcement bar	ton	150	180,000	27,000	0	27,000
Architechtural work	L.S.			7,000	0	7,000
Misc. work	L.S.			10,890	0	10,890
Construction facilities	L.S.			5,000	0	5,000
Total				125,100	0	125,100

Table 3-7-7 Permanent Equipment

Currency Equivalent: US$ = Rp 415

Item	Unit	Quantity	Unit Cost (Rp)	Amount (10^3 Rp)	Foreign currency (U.S.$)	Local currency (10^3 Rp)
Spillway gate (roller gate 9mx13m)	ton	110	1,826,000	200,860	435,600	20,086
Intake gate Sluice gate 4mx4.50m)	ton	12	1,826,000	21,912	47,400	2,241
Tailrace gate Sluice gate 4mx3m)	ton	8	1,826,000	14,608	31,600	1,494
Penstock (¢4m-¢2m, 40m)	ton	18	913,000	16,434	35,600	1,660
Steel grating	ton	10	685,000	6,850	14,800	807
Electrical equipment (including switchyard)	L.S.			224,100	486,000	22,410
Total				484,764	1,051,000	48,599

Fig. 3·7· 1 Location Map of Karai Dam and Ular Main Dam



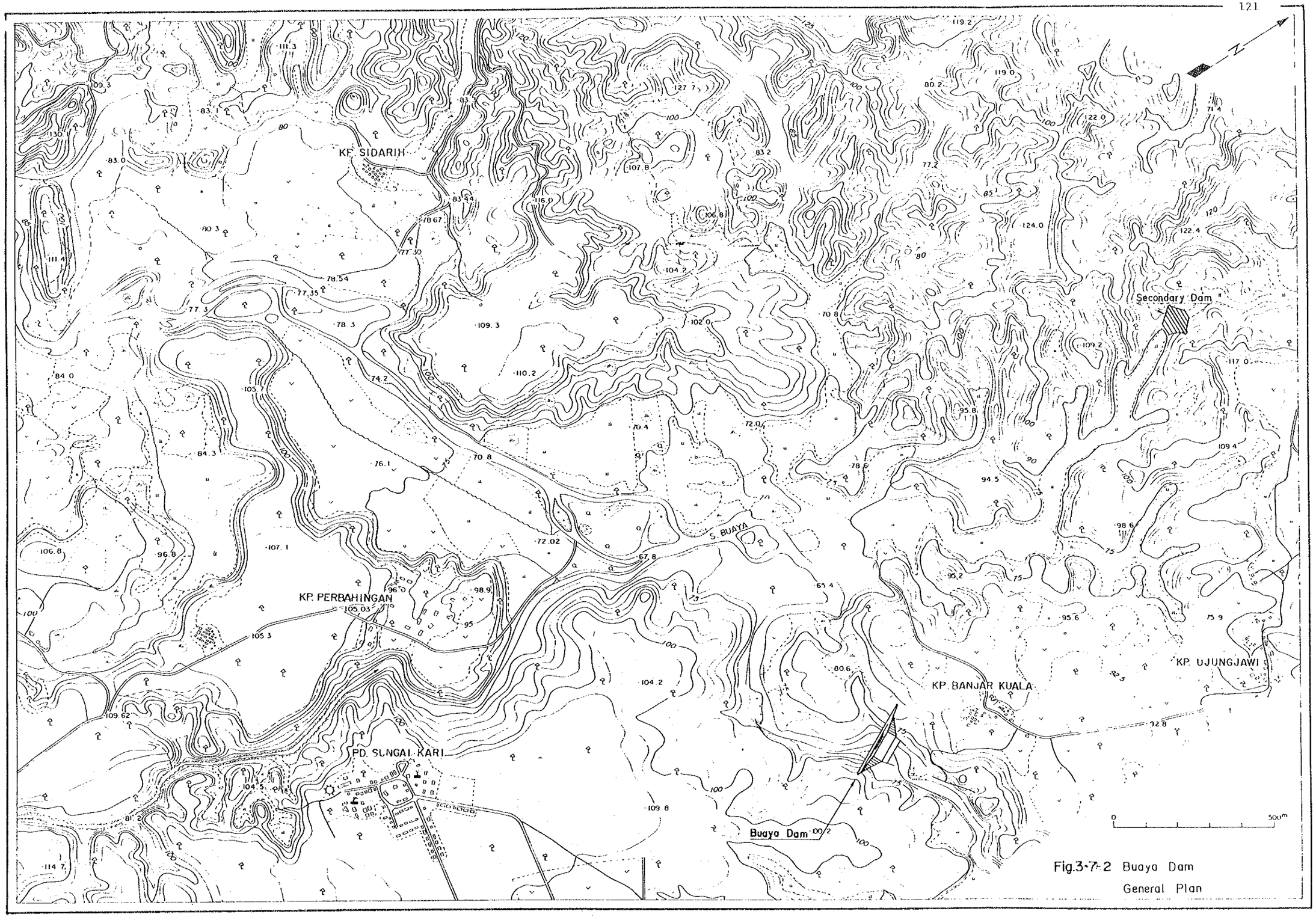


Fig.3-7-2 Buaya Dam General Plan

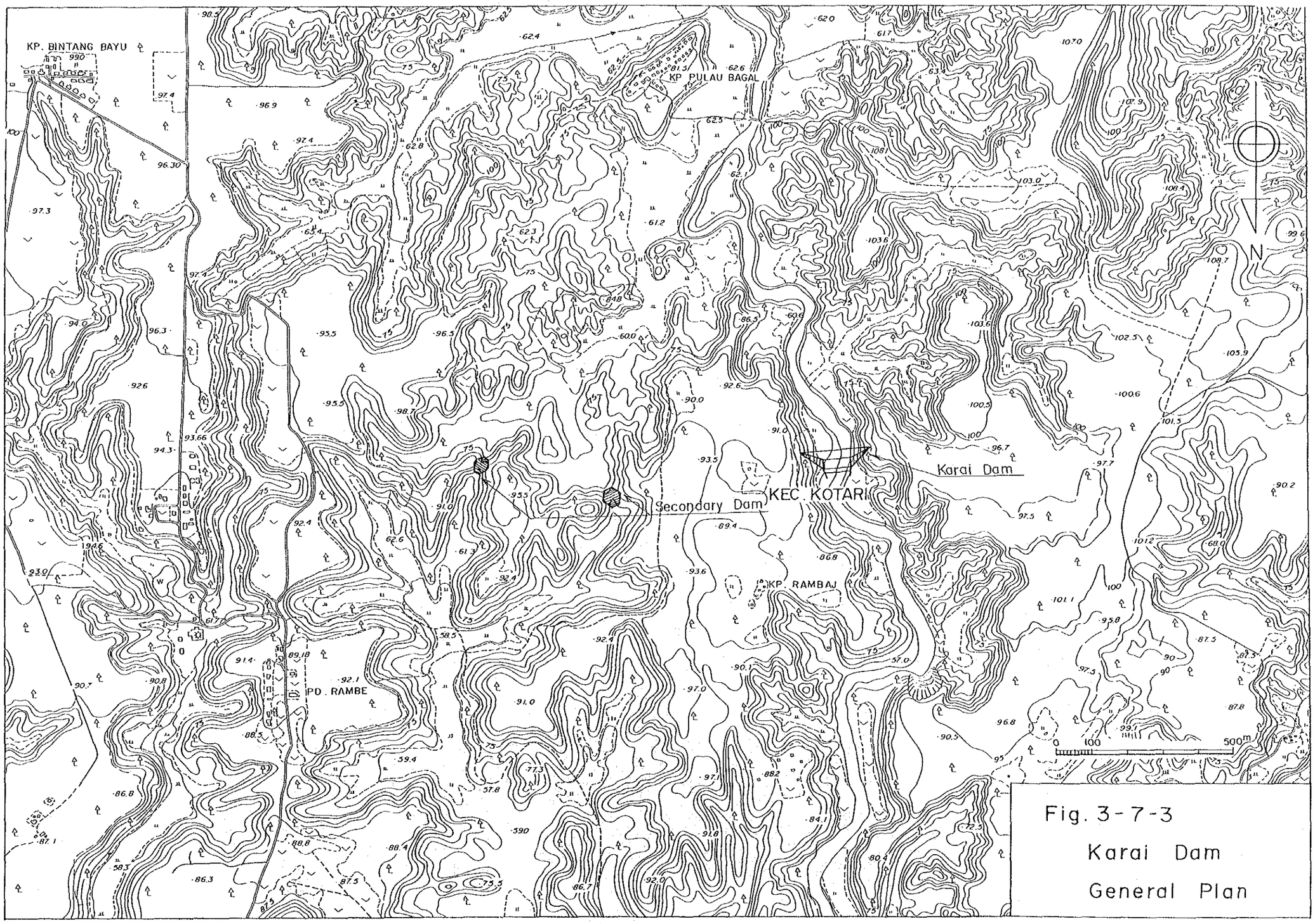


Fig. 3-7-3
Karai Dam
General Plan

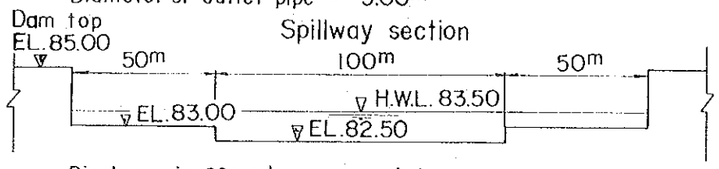
Fig.3-7-4 Discharge Curve of Outlet Pipe and Spillway

Formula

for spillway $Q_2 = CBH^{3/2}$

for outlet pipe $Q_1 = \frac{A}{1.2}\sqrt{2gh}$
in the case
of pipe flow

Elevation of outlet pipe at the center line = 73.00m
Number of outlet pipe = 2 nos
Diameter of outlet pipe = 3.00m



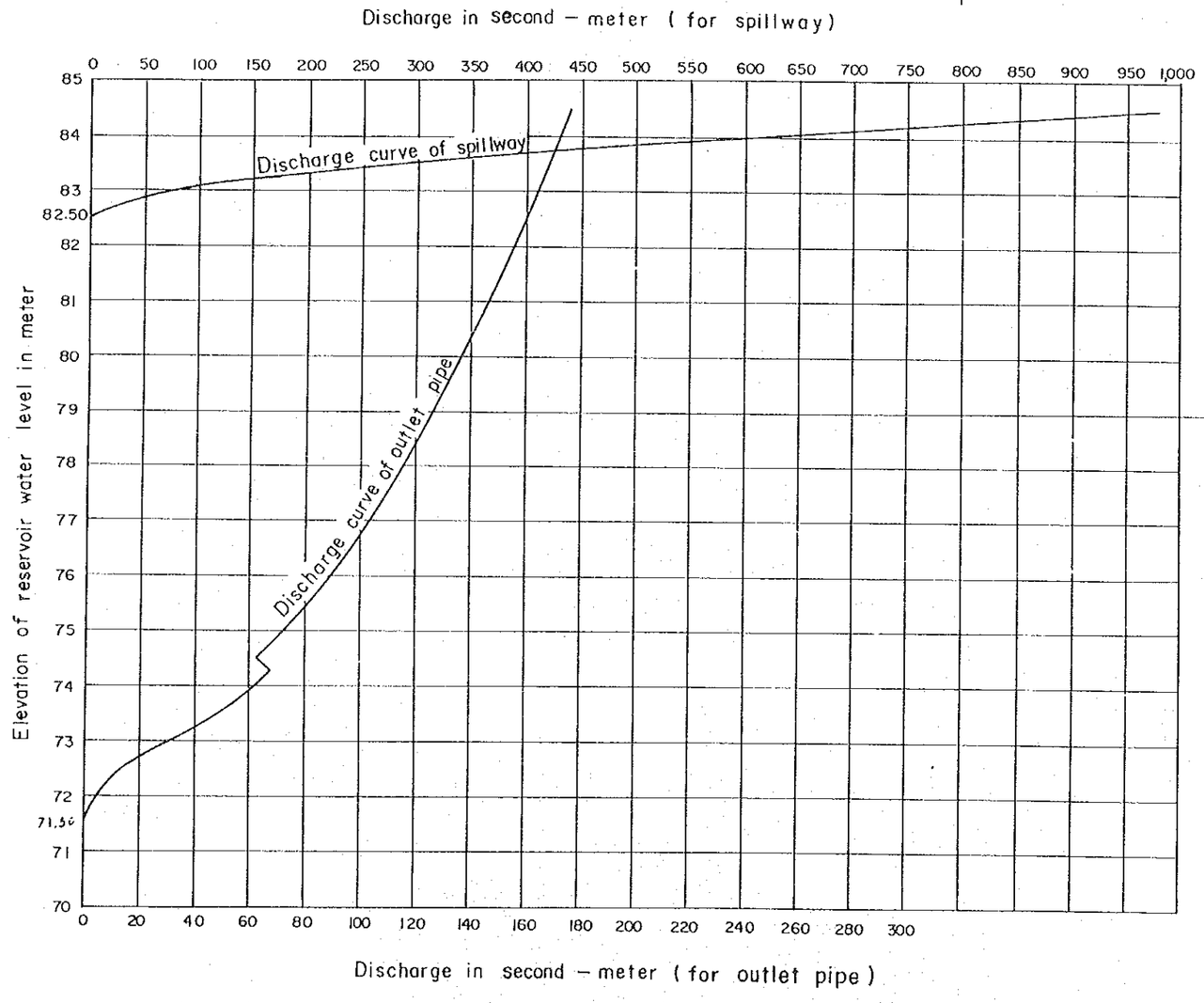


Fig.3-7-5 Capacity Curve of Buaya Reservoir

H.W.L. = EL. 83.50m
L.W.L = EL. 73.00m
Reservoir capacity = 21 x $10^6 m^3$

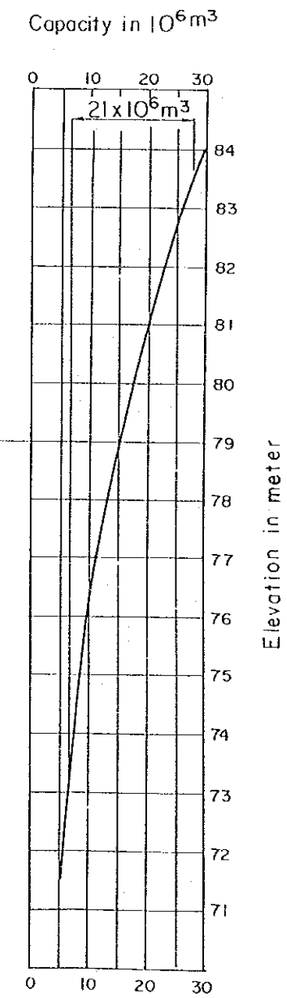
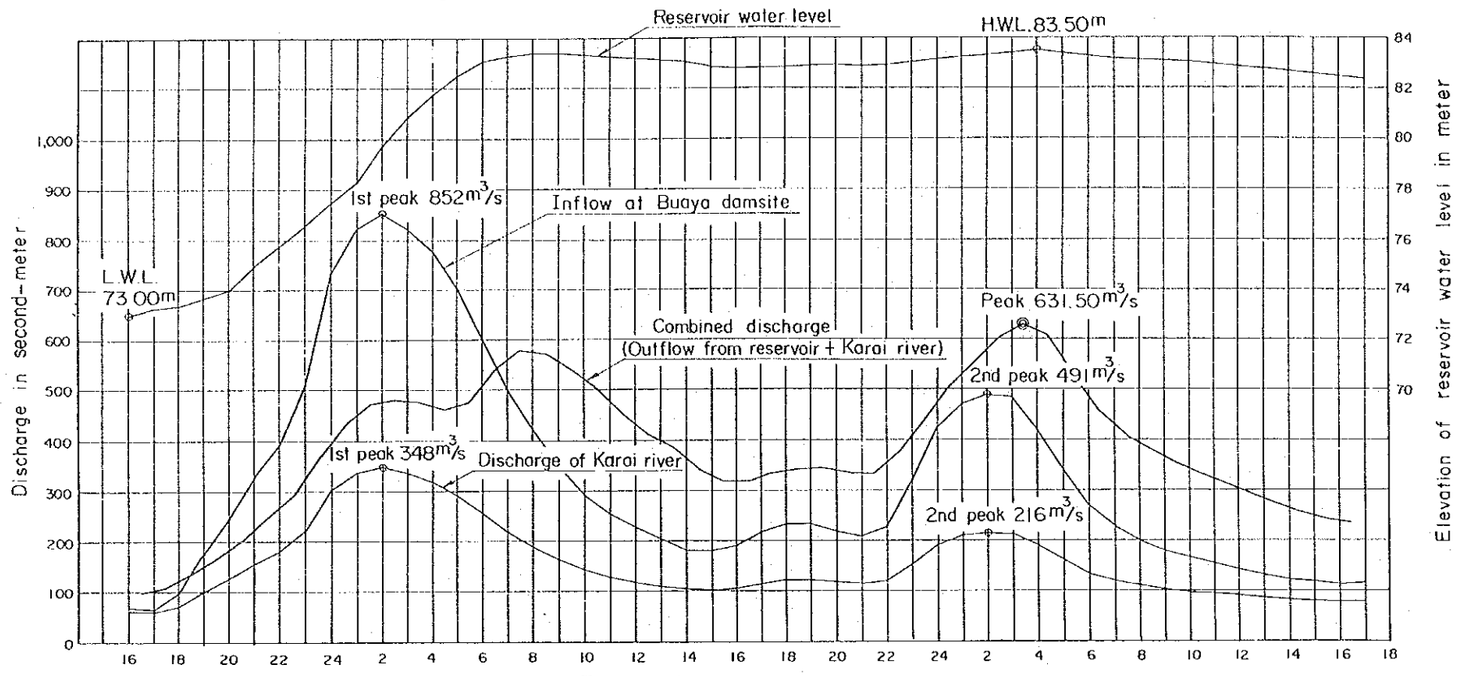


Fig. 3-7-6 Flood Control by Buaya Dam



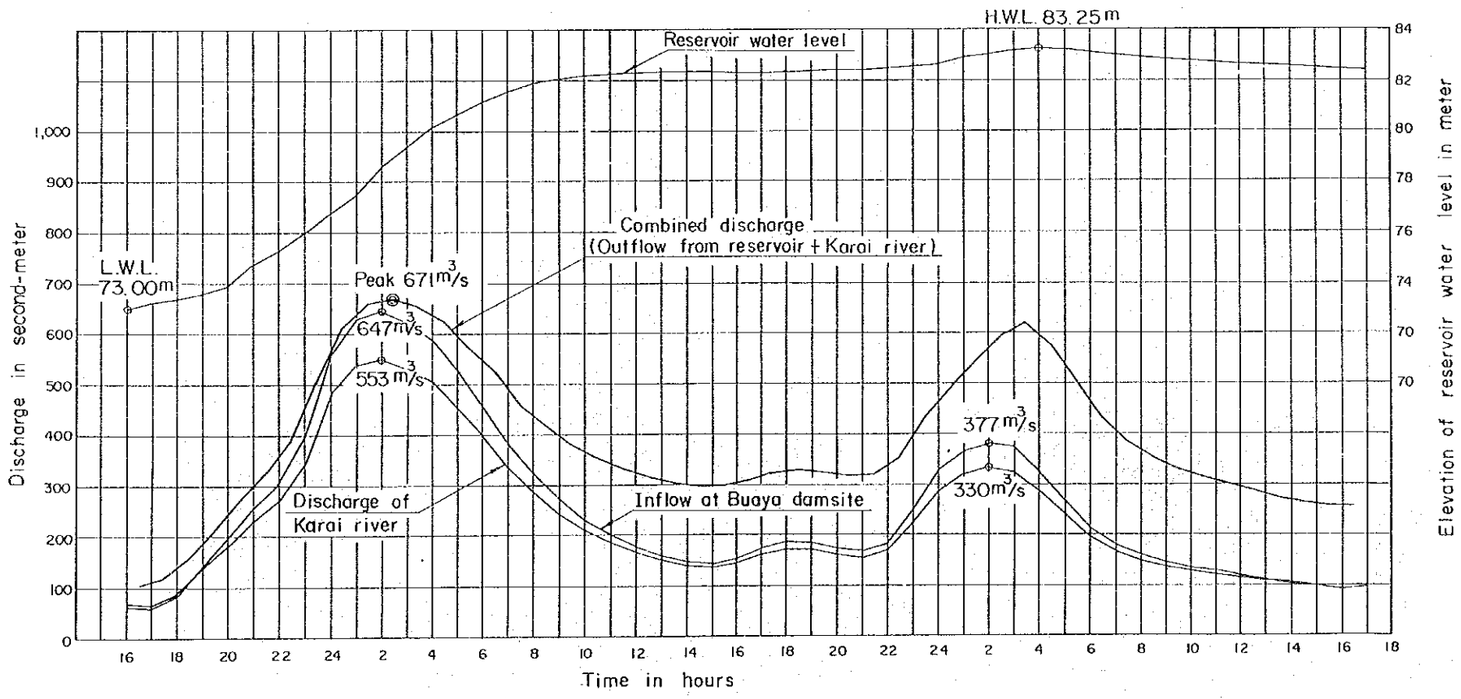
Case I-A

Design flood = 1,200 m³/s

Peak discharge
at Buaya damsite = 852 m³/s

Peak discharge
of Karai river = 348 m³/s

H.W.L. = EL. 83.50m
L.W.L. = EL. 73.00m
Reservoir capacity = 21 x 10⁶ m³



Case I - B

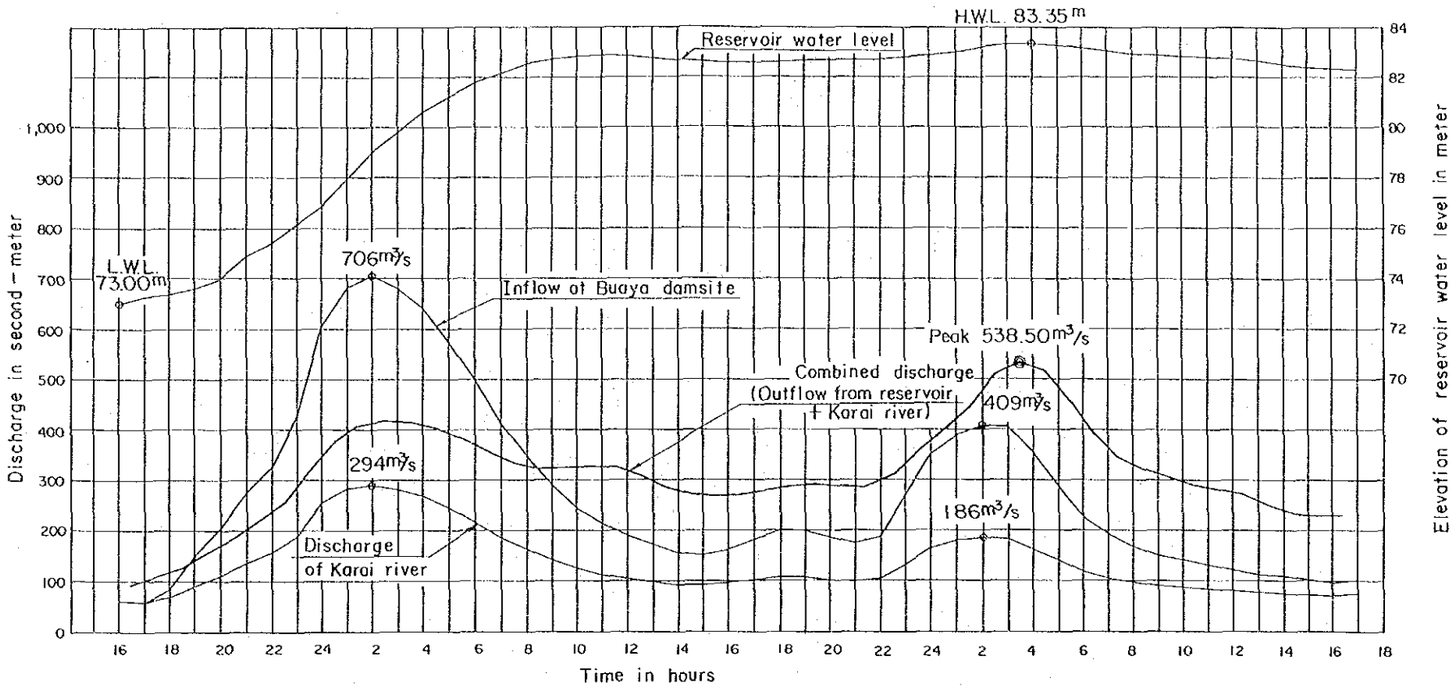
Design flood = 1,200 m³/s

Peak discharge
at Buaya damsite = 647 m³/s

Peak discharge
of Karai river = 553 m³/s

H.W.L. = EL. 83.25m
L.W.L = EL. 73.00m
Reservoir capacity = 19.90 x 10⁶ m³

Fig.3-7-7 Flood Control by Buaya Dam



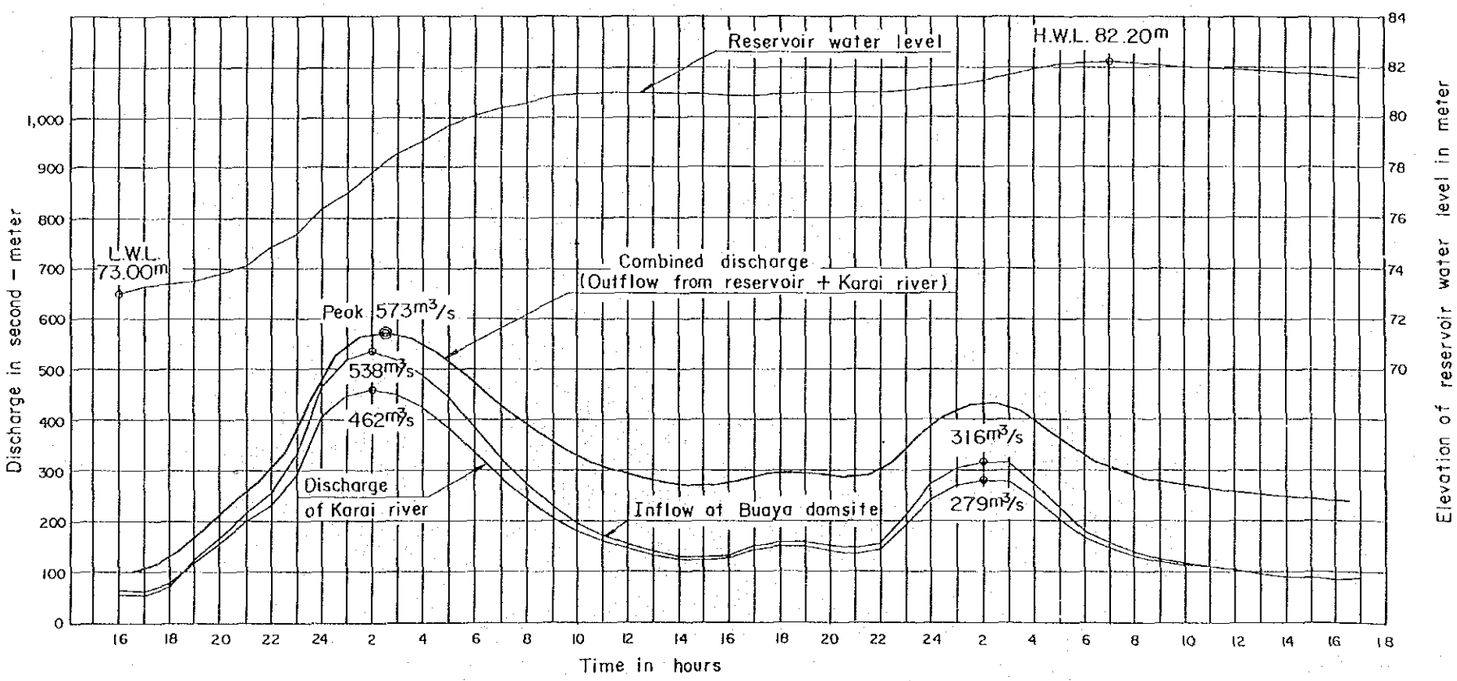
Case II - A

Design flood = 1,000m³/s

Peak discharge at Buaya damsite = 706m³/s

Peak discharge of Karai river = 294m³/s

H.W.L. = EL. 83.35m /s
L.W.L. = EL. 73.00m
Reservoir capacity = $20^{10} \times 10^6 m^3$



Case II - B

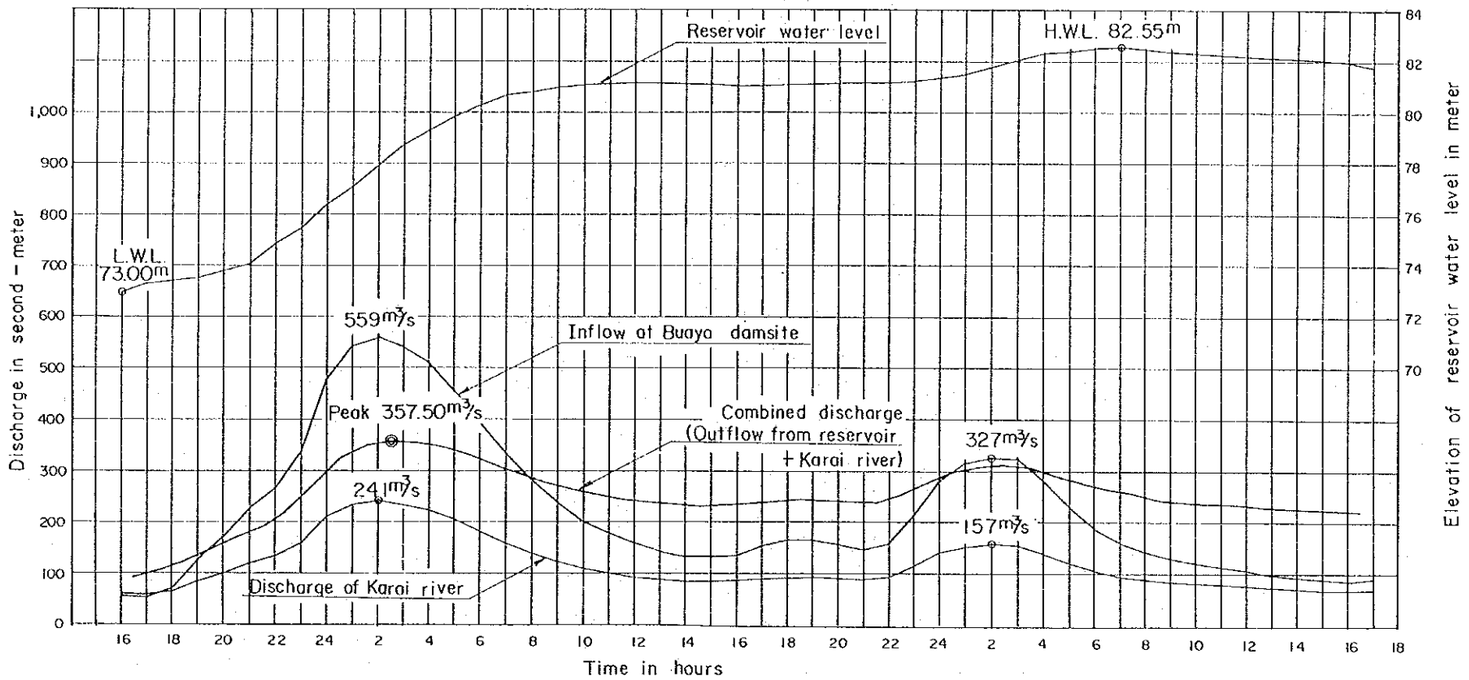
Design flood = 1,000m³/s

Peak discharge at Buaya damsite = 538m³/s

Peak discharge of Karai river = 462m³/s

H.W.L. = EL. 82.20m
L.W.L. = EL. 73.00m
Reservoir capacity = $16^{90} \times 10^6 m^3$

Fig.3-7-8 Flood Control by Buaya Dam



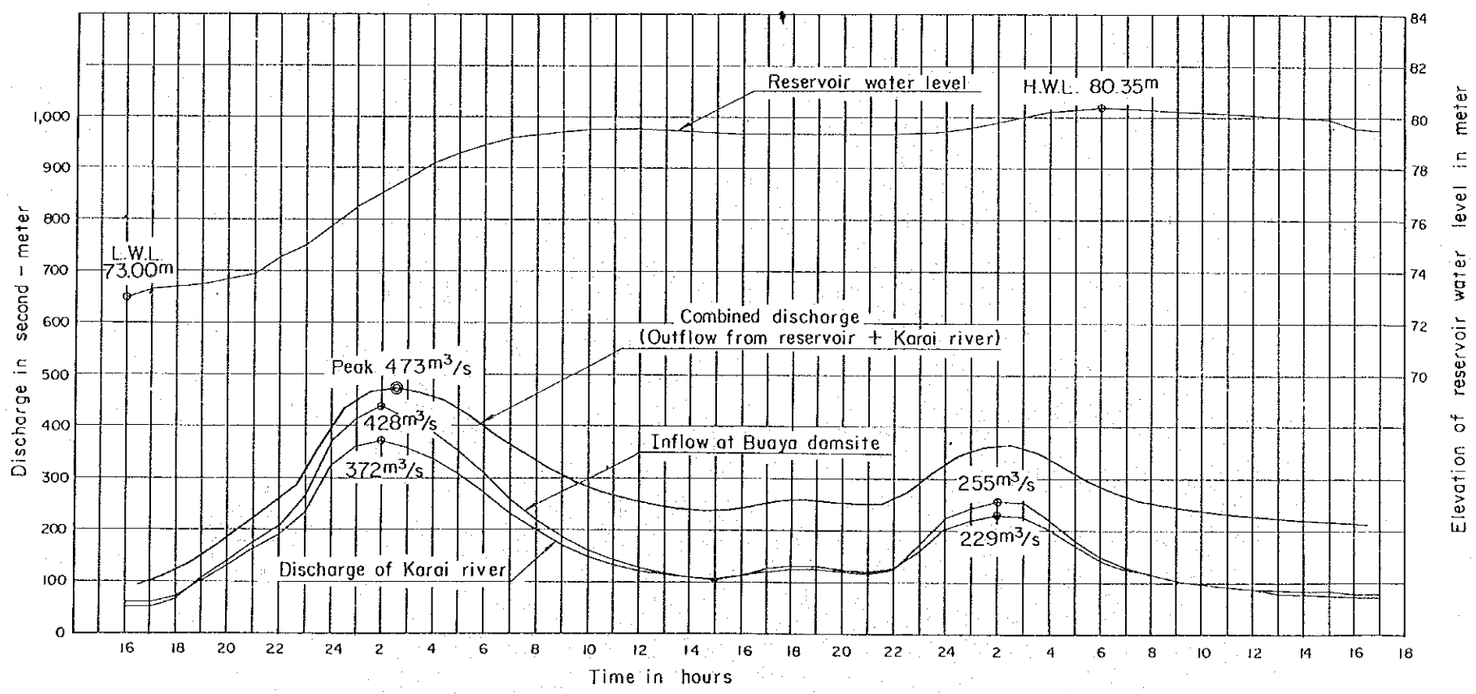
Case Ⅲ - A

Design flood = 800m³/s

Peak discharge
at Buaya damsite = 559m³/s

Peak discharge
of Karai river = 241m³/s

H.W.L = EL. 82.55m
L.W.L = EL. 73.00m
Reservoir capacity = $17^{90} \times 10^6$ m³



Case Ⅲ - B

Design flood = 800m³/s

Peak discharge
at Buaya damsite = 428m³/s

Peak discharge
of Karai river = 372m³/s

H.W.L. = EL. 80.35m
L.W.L. = EL. 73.00m
Reservoir capacity = $12^{20} \times 10^6$ m³

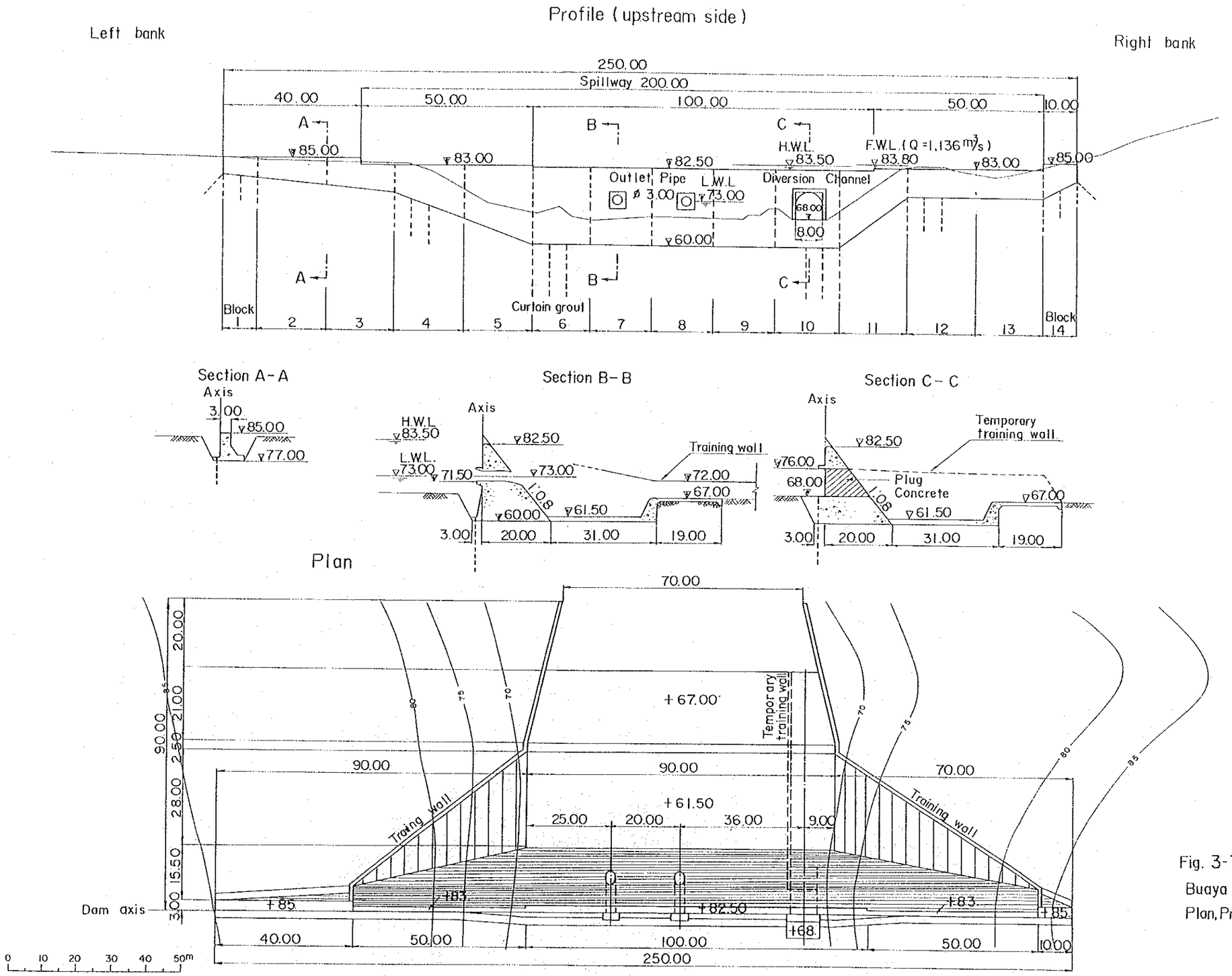


Fig. 3-7-9
Buaya Dam
Plan, Profile & Section

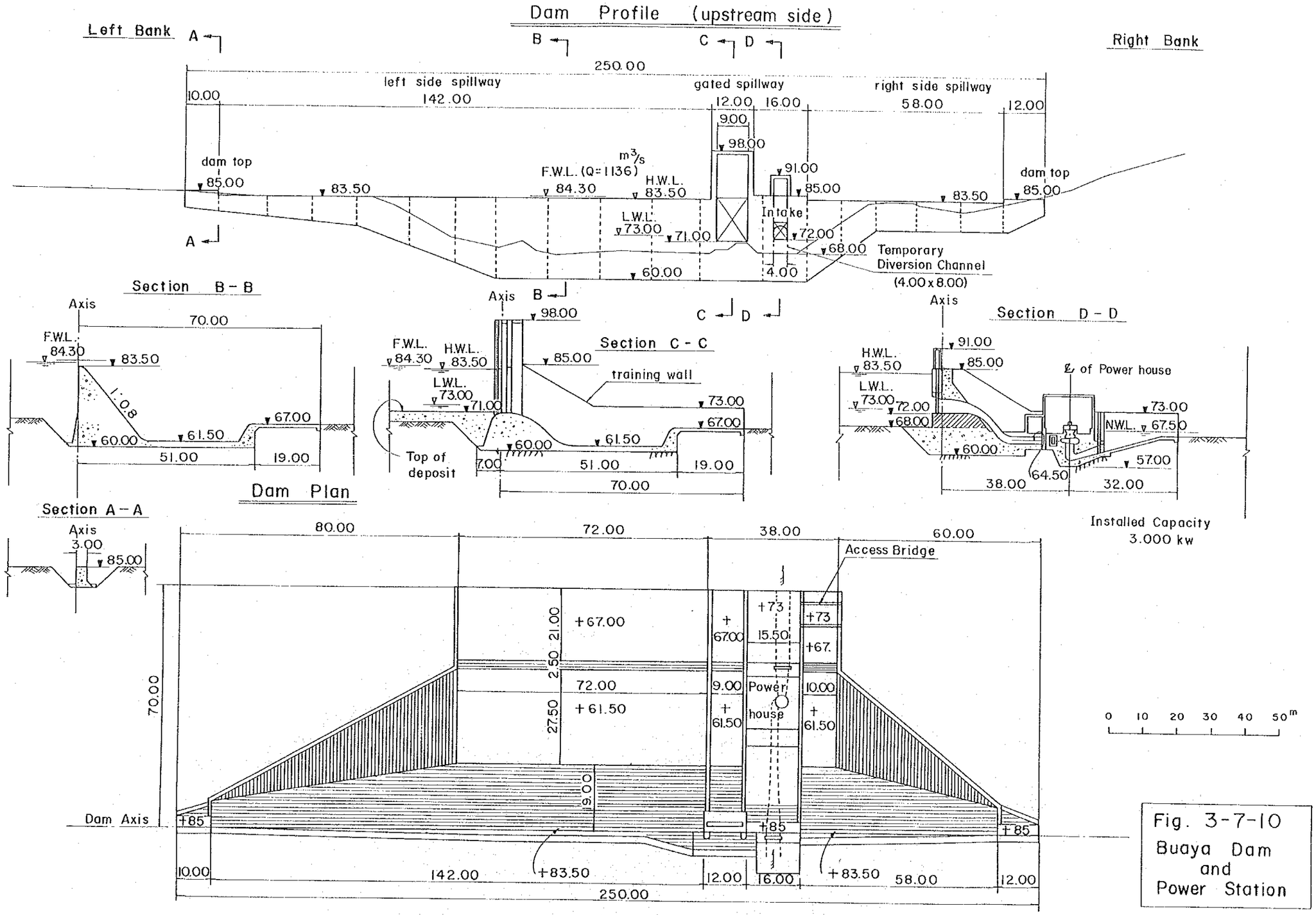
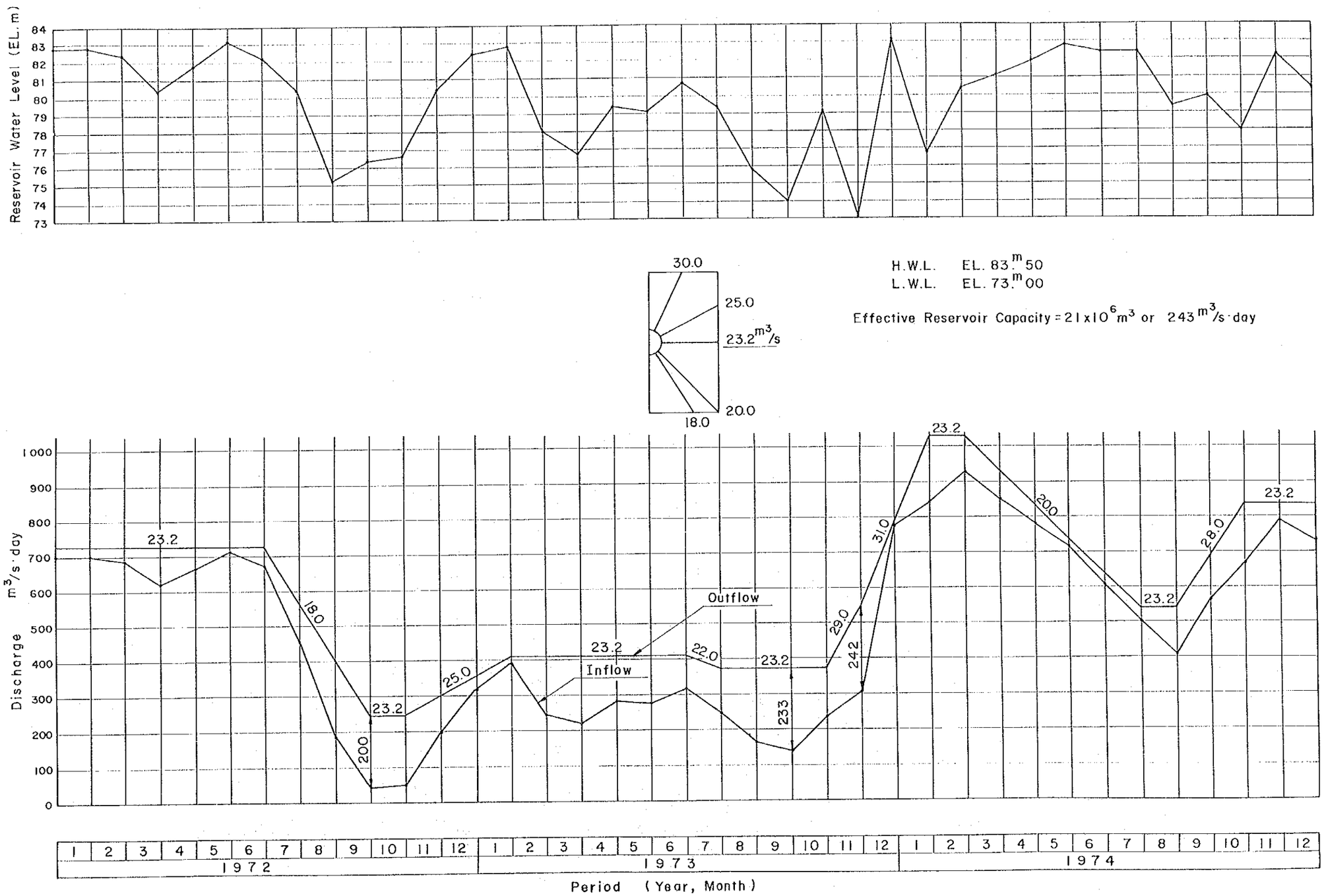


Fig. 3-7-10
Buaya Dam
and
Power Station

Fig. 3-7-11 Mass Curve of Buaya Reservoir



3.8　高水流量配分

治水事業として三種類を検討した。第一番目は，ダム建設を要さずに高水流量を流下させ得るように考えた河道改修工事，第二番目は河道改修を要さずに高水流量を調節させ得るように考えたダムの建設，第三番目は上記両者の組み合せた計画である。以上の内，第二番目については，全く考慮の余地がない。何故なら，緊急洪水防禦計画をうけて，計画流量600m^3/s とした改修工事が Ular 橋から下流についてすでに行われているからである。この工事は河道改修工事の基本として今後も継続される必要がある。従って，治水事業のために必要な調査は，高水流量を600m^3/s 以上とした河道改修のみによる治水，及びダムによる洪水調節と流量600m^3/s 以上とした河道改修による治水とを組み合せたもの，の二種類である。

河道改修については四種類の場合について検討した。すなわち，流量600m^3/s の場合，800m^3/s の場合，1,000m^3/s の場合，及び1,200m^3/s の場合である。前節3.5に述べたように，それら四種類の流量の場合については，それぞれの場合について工事費を推定した。それらはTable 3－8－1に示されている。しかしながら，これには緊急工事の時の工事費，すなわち1976年価格に換算して2,643,000,000 R_p が含まれていない。

Table 3-8-1　Construction Costs of River-channel Improvement

Basic flood discharge	Allocation	Cost at 1976-prices (unit: million Rp)
600 m^3/sec	R:　600 m^3/sec	2,651
700 m^3/sec	R:　700 m^3/sec	2,910
800 m^3/sec	R:　800 m^3/sec	3,170
1,000 m^3/sec	R: 1,000 m^3/sec	4,132
1,200 m^3/sec	R: 1,200 m^3/sec	5,251

Note:　R means river channel.　Cost for 700 m^3/s was estimated by averaging 600 m^3/s and 800 m^3/s.

ダムと河道改修を組み合せた治水については，ダムと河道に対する流量配分をTable 3－8－2 のように推定した。その中で，基準高水流量とはSerbajadi 橋における標高基準点を考慮したダムによる調節を含まない基準ハイドログラフにおけるピーク流量を意味し，配分項目とは，河道及びダムに配分すべきそれぞれの流量を意味する。その結果，表に示したように六種の配分案が検討された。

ダムと河道改修の組み合せによる工事費は，前節3.7に述べたようなダムの工事費

Table 3-8-2 Combined Construction Costs of Dam and River Improvement

Basic flood discharge	Allocation	Cost at 1976-prices (unit: million Rp)	Total
800 m^3/sec	R:600 m^3/sec D:200 "	R:2,651 D:2,327	4,978
1,000 "	R:600 " D:400 "	R:2,651 D:2,695	5,346
1,000 "	R:800 " D:200 "	R:3,170 D:2,410	5,580
1,200 "	R:600 " D:Beyond the control by one reservoir.		
1,200 "	R:700 " D:500 "	R:2,910 D:2,712	5,622
1,200 "	R:800 " D:400 "	R:3,170 D:2,631	5,801
1,200 "	R:1,000 " D: 200 "	R:4,132 D:2,445	6,577

Note: R means river channel and D means dam.

及びTable 3－8－1で示したような河道改修工事費を基礎として計算した。その結果をTable 3－8－2に示す。

Table 3－8－1及びTable 3－8－2に示された工事費を比較すると，四種類のどの場合についても，ダムと河道改修を組み合せた場合より，河道改修単独の場合の方

Table 3-8-3 Discharge Allocation and Construction Costs for Flood Control by Basic Flood Discharges

Basic flood discharge	Discharge allocation		Cost at 1976-prices (unit:million Rp)		
	R	D	R	D	Total
600 m^3/se	600	0	2,651	0	2,651
800 "	800	0	3,170	0	3,170
1,000 "	1,000	0	4,132	0	4,132
1,200 "	1,200	0	5,251	0	5,251

Note: R means river channel and D means dam.

がその工事費が安いことがわかる。従って，ダムへの流量配分を行わない河道改修が治水事業として経済的により有利である。 Table 3－8－3 は基準高水流量と高水流量配分決定案を示したものである。

3.9 洪 水 被 害

3.9.1 概　　要

Ular 川流域は北 Sumatra 州の Deli Serdang 及び Simalungun の両県に亘り，その水は Galang から下流の稲作の灌漑用水として供給されてきた。しかし，一方その下流は毎年 Ular 川の洪水にさらされてきた。

このような洪水による被害のうち，１９５４年９月，１９６９年１０月，１９７３年１月及び１９７３年１２月におきた主な洪水について公共施設の被害額が記録されている。しかし家屋，家財，農作物などの被害については利用できる資料がない。そこで，今度の調査においては緊急洪水防御計画のフィジビリティースタディで調査された洪水による侵水深及び侵水期間に加えて，住民からの聞き込みによって家屋，家財資産及び鉄道，道路輸送状況の調査を行った。

本調査で計上される洪水被害項目は公共施設，家屋，家財資産，農作物，農園内施設，鉄道，道路による輸送者及び輸送貨物及び営業停止からなる。ここに農作物は稲，パームオイル，ゴム，とうもろこし，キャッサバ，甘蔗，ピーナッツ，大豆を含む。

まず，上記４洪水による被害を計算し四種の流量すなわち６００m^3／s，８００m^3／s，1,０００m^3／s，1,２００m^3／s の流量によるそれぞれの洪水被害についてを前述の洪水被害を基にして推定した。このようにして推定された被害額はそれらの計画流量に相当する河川工事が実施された場合には，河川改修からもたらされるべき便益となる。

3.9.2 過去の洪水被害

Sumatra 州公共事業局の洪水記録によると Ular 川の洪水は殆んど毎年おき，Ular 川中・下流域の住民に多大の被害を与えた。これらの洪水のうち本プロジェクトの経済分析のために前節で述べた４つの大洪水についてその被害額を推定した。

１９７３年１月の洪水を除く他の３つの洪水の浸水面積及び浸水深は緊急工事計画のときのフィジビリティーレポートをもとに更に今回の調査結果を考慮して推定した（Table 3－9－1）。 １９７３年１月洪水については浸水面積及び浸水深が資料不足のため推定できず，その総被害額は上記３つの洪水から夫々の総被害額及び公共施設の被害額との関係をもとにして推定した。

Table 3-9-1 Inundated Area

Unit: ha

(A) Flood in Oct. 1969

Land use \ Inundation depth	0.00 — 0.49	0.50 — 0.99	1.00 — 1.49	1.50 — 1.99	over — 2.00	Total
Oil palm	740	500	200	430	140	2,010
Rubber	260	350	10	0	0	620
Paddy	1,920	1,340	870	980	500	5,610
Upland crops	290	160	30	0	0	480
Others	1,500	540	560	360	670	3,630
Total	4,710	2,890	1,670	1,770	1,310	12,550

(B) Flood in Dec. 1973

Unit: ha

Land use \ Inundation depth	0.00 — 0.49	0.50 — 0.99	1.00 — 1.49	1.50 — 1.99	over — 2.00	Total
Oil palm	1,160	1,290	380	670	440	3,940
Rubber	60	90	10	0	0	160
Paddy	2,010	1,190	770	1,090	560	5,620
Upland crops	330	60	30	0	0	420
Others	1,260	530	300	310	480	2,880
Total	4,820	3,160	1,490	2,070	1,480	13,020

(C) Flood in Sept. 1954

Land use \ Inundation depth	0.00 — 0.49	0.50 — 0.99	1.00 — 1.49	1.50 — 1.99	over — 2.00	Total
Oil palm	1,650	1,480	1,080	1,310	550	6,070
Rubber	280	450	190	100	0	1,020
Paddy	2,670	3,250	2,310	2,150	1,760	12,140
Upland crops	470	220	100	100	0	890
Others	1,550	1,750	1,780	1,300	1,070	7,450
Total	6,620	7,150	5,460	4,960	3,380	27,570

(1) 公共施設の被害

北Sumatra州公立事業局によって記録された4つの洪水による公共施設の被害をTable 3－9－2 に示す。

Table 3-9-2 Flood Damages to Public Facilities

Unit: 10^3 Rp

Item	Sept. 1954		Dec. 1973		Oct. 1969		Jan. 1973	
	Quantity	Amount	Quantity	Amount	Quantity	Amount	Quantity	Amount
National road	km 15.6	84,200	km 0.5	2,700	km 13.2	71,300	km 0.5	1,000
Provincial roads	km 7.5	20,200	km 3.5	9,500	km 2.6	7,000	km 5.0	5,000
Canal	km 13.0	35,100	km 3.0	8,100	km 2.0	5,400	km -	-
Intakes	5	27,000	3	16,200	3	16,200	1	25,000
Dikes	km 5.4	32,400	km 0.3	4,100	km 6.2	29,700	km 0.6	17,000
Bridges	4	32,400	4	32,400	4	32,400	1	8,100
Total		231,300		73,000		162,000		56,100

Amounts in the table are given at the 1976-prices.

(2) 家屋，家財の被害

a 家屋被害の推定条件

洪水による家屋被害を推定するためには家屋の評価額，浸水家屋の数，一軒当りの家屋の被害率を決めなければならない。家屋の一軒当りの平均評価額は事前調査団によって収集された4つの郡（Galan，Perbaungan，Lubuk Pakam 及び Pantai Cermin）の評価額の平均値を採用し，Table 3－9－3に示した。これらを家屋被害推定に採用した。

Table 3-9-3 Appraisements of Houses and Household Effects or Stored Goods

Unit: 10^3 Rp

Kind of house	Rate of house distribution in the project area (%)	Appraisements		
		Houses	Household effects or stored goods	Total
Farm	65.1	250	175	425
Residence	29.2	250	290	540
Shop	2.4	930	1,370	2,300
School	0.3	5,270	1,000	6,270
Office/1	0.1	9,300	8,570	17,870
Hospital	0.1	3,680	1,300	4,980
Factory	0.2	3,640	2,760	6,400
Mosque & Church	0.5	2,560	490	3,050
Kiosk	2.1	100	30	130
Total	100.0			

/1: Public office, meeting hall, post office, bank and scouting house.

家屋の浸水被害率は，日本の治水経済調査で用いられている次の値を仮定した。

Water level above floor (m)	Rate of damage
0 - 0.49	0.037
0.50 - 0.99	0.064
1.00 - 1.49	0.099
1.50 - 1.99	0.137
2.00 - 2.49	0.179

Source: Ministry of Construction, Japan.

１９７５年における上記４つの Kecamatans 内の家屋数は Table ３－９－３の第２欄に示すような家屋の分布率をもち，１ha 当り約 0.829 軒である。

b　家財被害の推定条件

家財，在庫品の洪水被害推定条件を次のように設定した。

家財，在庫品の評価額は１９７６年１１月と１２月の現地における資産調査によって Table ３－９－３ の第４欄に示す結果を得た。また現地調査の結果，床上高さ別家財資産は Table ３－９－４ に示す結果を得た。

Table 3-9-4　Appraisal of Household Effects Classified by Height above Floor Level

Unit: %

Kind of house	Height above floor level						
	0-0.5	0-1.0	0-1.5	0-2.0	0-2.5	0-3.0	over 3.0
Farm house	65	90	95	98	100	100	100
Residence	56	79	89	94	99	100	100
Shop	38	63	77	88	96	99	100
Office, etc./1	54	87	97	99	100	100	100

/1: Office, school, hospital, factory, mosque, church and kiosk.

家財，在庫品の被害率については，日本の治水経済調査で用いられている次の率を仮定した。

Kind of property	Rate of damage to submerged goods
(A) Household effects of residence and farm house	0.690
(B) Stored goods of shop and factory	0.597
(C) Properties of office, school, hospital, mosque, church and kiosk	0.632

上記の家財評価額，被害率及び１ ha 当りの家屋数から，浸水深別１ ha 当りの家財被害額を計算し，結果を次に示す。

Inundation depth (m)	Damages to houses and household effects and stored goods per ha (10^3 Rp)
0.0 - 0.49	95.5
0.50 - 0.99	139.7
1.00 - 1.49	160.5
1.50 - 1.99	177.6
2-00 - 2.49	193.7

上記a,bの結果から過去4種の洪水による家屋，家財及び在庫品の被害額は次のように推定した。

Flood	Damages to properties (10^6 Rp)
Sep. 1954	4,043
Dec. 1973	1,795
Oct. 1969	1,690
Jan. 1973	319

(3) 稲の被害

稲の洪水被害を推定するために，浸水による稲の生産量の減少率，価額，単位生産量及び稲用の浸水面積を与えなければならない。

稲の価格は1Kg当り65ルピア，生産量をha当り3.4 ton と夫々仮定した。また浸水面積は既に Table 3－9－1 に示すとおりである。

稲の浸水による被害率は Fig. 3－9－1 及び Table 3－9－5 を用いて推定した。これらの図及び表は今回の現地調査の結果並びにスラバヤ河河川改修計画のフィジビリティーレポートを基に作られた。

以上の条件を基にして洪水による1ha当りの稲の減収率を現在のクロッピングパターンを考慮して下記の如く仮定した。

Fig. 3-9-1 Relation Between Plant Height and Period of Growth of Paddy

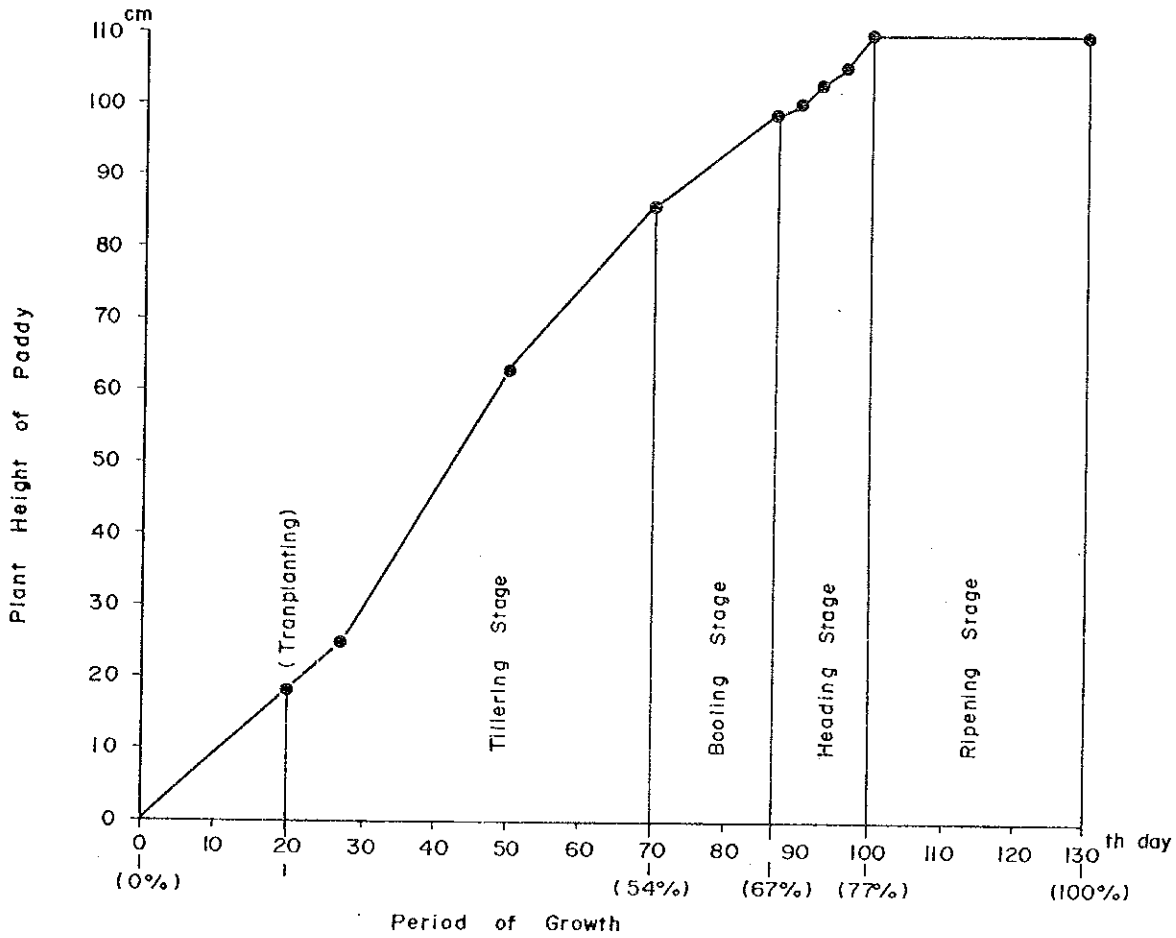


Table 3-9-5 Rate of decrease in Yield of Paddy due to Submergence (%)

Submergence		Tillering Stage 0 ~ 70 th day (0 ~ 54 %)	Booling St. 71 ~ 87 th (55 ~ 67%)	Heading St. 88 ~ 100 (68 ~ 77%)	Ripening Stage 101 ~ 130 th (78 ~ 100%)
Depth	Duration (days)				
Case (1)	1 to 2	10 %	70 %	30%	5 %
Over	3 to 4	20	80	80	20
Plant Height	5 to 6	30	85	90	30
	Over 7	35	95	100	30
Case (2)	1 to 2	6	40	10	4
75% of	3 to 4	9	46	23	15
Plant Height	5 to 6	14	49	26	23
	Over 7	16	55	30	23
Case (3)	1 to 2	4	37	8	2
50% of	3 to 4	9	42	22	4
Plant Height	5 to 6	13	45	25	6
	Over 7	15	50	28	6

Inundation depth (m)	Amount of damage per ha (Rp)
0.0 - 0.49	19,200
0.50 - 0.99	54,300
1.00 - 1.49	71,400
1.50 - 1.99	72,700
over 2.00	72,700

これより，過去４つの洪水による稲の被害額が次のように推定された。

Floods	Damage to paddy (10^6 Rp)
Sep. 1954	676
Dec. 1973	278
Oct. 1969	279
Jan. 1973	52

(4) パームオイル及びゴムの被害

緊急洪水防御計画が実施された後，プロジェクト内にある農園の排水施設は著しく改良された。それ故，オイルパームの根は水に対してあまり強くないが，農園内の排水の現状ではオイルパームは浸水によって被害をうけることはないように思われる。しかし，洪水期間及び洪水が引いたあとの施設復旧に要する期間は生産活動が停止されるため，パームオイルやゴムの生産は減少するであろう。我々はこれを洪水によるオイルパーム及びゴム農園に対する被害と見做す。

生産施設の復旧に要する期間は洪水の期間にほぼ等しいこと，及び生産は毎日均等に行われるであろうということを仮定して，生産の停止期間及び ha 当りの減収率を浸水深ごとに次のように推定した。

Inundation depth (m)	Suspended period of production (days)	Rate of decrease in yield (Rp/ha)	
		Palm oil	Rubber
0.0 - 0.49	10	9,400	5,200
0.50 - 0.99	26	24,000	13,400
1.00 - 1.49	45	42,200	23,200
1.50 - 1.99	64	60,000	33,000
2.00 - 2.49	80	75,000	41,200

上記 Table の中でパームオイル，パームケルネル及びゴムの単価及び単位収量は次の如く仮定された。

Kind of crops	Unit price (Rp/kg)	Yield (kg/ha)
Palm oil	120	2,400
Palm kernel	90	600
Rubber	188	1,000

従って過去4つの洪水によるパームオイル，ゴムの被害は次のように推定された。

Floods	Amount of damages (10^6 Rp)	
	Palm oil	Rubber
Sep. 1954	217	15
Dec. 1973	132	2
Oct. 1969	64	6
Jan. 1973	18	1

(5) 農園内の土木施設の被害

道路（国道，州道を除く），水路，中小橋のような土木施設の洪水による ha 当りの被害率は農園の内外の区別なく，浸水地域内で一様であるということを仮定して Table 3－9－1 に示す浸水面積と Table 3－9－2 に示す農園外の公共土木施設の被害額を用いてオイルパーム，ゴム農園内の土木施設の被害額を推定した。そ

の結果は4種の洪水について次に示すとおりである。

Floods	Damages to facilities in the plantations (10^6 Rp)
Sep. 1954	30
Dec. 1973	23
Oct. 1969	12
Jan. 1973	5

(6) 畑作物の被害

畑作物としてトウモロコシ，キャツサバ，甘藷，ピーナッツ，大豆，グリーンピースの主要作物について被害を推定した。次の表はDeli Serdangにおける上記作物の作付面積，生産量，単価を示す。

Kind of crops	Harvest area/1 (ha)	(%)	Production/2 (ton)	Unit price/3 (Rp/kg)
Maize	3,055	23	5,904	70
Cassava	2,547	19	31,472	20
Sweet potatoes	1,213	9	15,260	25
Peanuts	4,726	35	6,069	250
Soya beans	1,272	10	1,194	200
Small green peas	515	4	399	200
Total	13,328	100		

/1, /2: 1975-data by North Sumatra Statistical Year Book, Kantor Sensus & Statistik Propinsi Sumatera Utara.

/3: Commercial Office, North Sumatra.

浸水された作物の被害率は日本の治水経済調査で用いられている被害率をもとにして設定し，ha当りの被害率を次のように推定した。

Inundation depth (m)	Rate of damage
0.0 - 0.49	0.35
0.50 - 0.99	0.69
1.00 - 1.49	0.85
1.50 - 1.99	0.95
2.00 - 2.49	0.99

以上の結果，過去の4洪水の被害額は次のようになる。

Floods	Damages to crops (10^6 Rp)
Sep. 1954	115
Dec. 1973	43
Oct. 1969	55
Jan. 1973	9

(7) 営業活動停止による損失

浸水期間中，浸水地域内の個人及び法人の営業活動の一部或は全部停止されることになる。しかし，このような営業活動の停止による損失を正確に推定することは非常に難しい。日本では過去の洪水統計によって，この損失は家屋，家財の被害額の約6％と推定されている。本調査ではインドネシアにおける利用できる適当な資料がないため，上記日本の被害率を適用して営業停止損を次のように推定した。

Floods	Losses due to suspension of business (10^6 Rp)
Sep. 1954	243
Dec. 1973	108
Oct. 1969	101
Jan. 1973	19

(8) 交通停止による損失

計画地域内には Medan と Tebing Tinggiを結ぶ国有鉄道と国道が東西方向に走

っている。これらの鉄道，道路上の交通及び輸送量は Medan にある鉄道局，道路局の統計資料並びに１９７６年１２月１３日，１４日の両日国道上で調査団によって行われた輸送調査結果をもとにして次のように推定された。

Mode of transport	Passenger car (car/day)	Passenger (person/day)	Freight car or truck (car/day)	Freight (ton/day)
Railway	24	2,100	40	1,900
Highway	3,000/1	28,000/2	1,400	9,800

/1: Includes buses of 600.

/2: Includes passengers of 14,000 by buses.

この調査で計上可能な交通停止による損失は，1)旅客の収入減，2)輸送貨物の停滞損及び，3)バス，トラック，鉄道の運転停止による損失から構成される。

1) 旅客の収入減

交通停止による旅客の収入減の推定には，次の二つの要素を想定して行う。

i 旅客の収入：５００R_p／日

ii 全旅客者中の就労者比率：８０％

上記の数字及び前表に示した旅客数を使用して，旅客の収入減を推定すると，下記計算の通り，日当り１２,０４０,０００R_pとなる。

a. 鉄道旅客の場合 ：５００R_p×2,１００人／日×0.8

＝８４０,０００R_p／日

b. 国道通過客の場合：５００R_p×２８,０００人／日×0.8

＝１１,２００,０００R_p／日

c. 計 ＝１２,０４０,０００R_p／日

2) 輸出貨物の停滞損

輸送中の貨物を資産とすると，交通停滞による貨物の輸送停滞は資産の稼動停滞を意味する。従って，この損失は資産に対する利子によって算定できる。

過去の鉄道貨物輸送記録及び本調査団が行った国道上での輸送量調査の結果を基に，輸送貨物の平均価格をトン当り１００,０００R_pとした。そして，年利１０％の利子率を想定して，輸送貨物の停滞額を計算すると下記計算の通り，日当り３２０,０００R_pとなる。

100,000 R_p／トン×（1,900トン／日＋9,800トン／日）×0.1÷365日＝320,000 R_p／日

3) バス，トラック，鉄道の運転停止による損失

浸水地域内の個人及び企業の営業活動停止による損失は前節(7)において推定してある。このような損失は浸水地域よりも広範囲にわたって発生し，一般的にその損失量を推定することは非常に難かしい。従って，今回の調査では，非浸水地域における営業活動停止による損失の推定はこれらバス，トラック，鉄道の輸送業務という比較的推定しやすい損失を推定するにとどめた。

これら損失の算定には，前述の鉄道貨物輸送記録及び今回行った国道上での輸送量調査を基にして，下表の各要素を想定した。

Item	Unit	Railway	Highway
1. Average fare per passenger	Rp	500	250
2. Average transportation range of freight	km	200	150
3. Transportation charge of freight per ton·km	Rp	8	100
4. Ratio of business truck to entire truck	%	–	40
5. Ratio of profit to transportation fare or charge	%	20	20

その結果，日当り営業活動停止損は下記計算の通り13,280,000 R_pとなった。

a 鉄道の旅客輸送の場合：500 R_p／人×2,100人／日×0.2
＝210,000 R_p／日

b 鉄道の貨物輸送の場合：8 R_pトン×1,900トン／日×200Km
×0.2＝160,000 R_p／日

c バスの場合：250 R_p／人×14,000人／日×0.2
＝700,000 R_p／日

d トラックの場合：100 R_p／トン×9,800トン／日×150Km
×0.4×0.2＝11,760,000 R_p／日

上記1)，2) 及び 3)を総合すると，結局，交通停止による損失は概略日当り25,000,000 R_p と推定できる。

過去の洪水記録によれば，上記国道及び鉄道の浸水日数は１９５４年９月の洪水で３日間，１９７３年１２月洪水及び１９６９年１０月洪水で２日間，１９７３年１月洪水で１日間と推定されている。

従って，各洪水時における交通停止による損失は下表の通りとなる。

Floods	Loss due to interruption of traffic (10^6 Rp)
Sep. 1954	75
Dec. 1973	50
Oct. 1969	50
Jan. 1973	25

3.9.3 流量別洪水被害

以上の結果を集計して過去の４洪水の夫々の総被害額を Table 3－9－6 に示す。

Table 3-9-6 Estimates of Damages caused by the Past Floods

Unit: Million Rp

Item	Floods			
	Sep.1954	Dec.1973	Oct.1969	Jan. 1973
1. Public facilities	231	73	162	56
2. Houses and household effects	4,043	1,795	1,690	319
3. Paddy	676	278	279	52
4. Palm oil and rubber	232	134	70	19
5. Facilities in plantation	30	23	12	5
6. Upland crops	115	43	55	9
7. Suspension of business activities	243	108	101	19
8. Interruption of traffic	75	50	50	25
Total	5,636	2,504	2,419	504

前節 3.4 において Serbajadi 橋におけるピーク流量は１９５４年洪水のとき 865

m^3／s，１９６９年洪水のとき５４０m^3／s，１９７３年１月洪水のとき４３０m^3／s及び１９７３年１２月洪水のとき６１０m^3／s と推定された。また６００m^3／s，８００m^3／s 1,０００m^3／s 及び 1,２００m^3／s のピーク流量に対する確率年が夫々８年，３３年，１３３年及び５００年と推定された。

このような条件と Table ３－９－６ に示す過去の４洪水の被害額を用いて内挿及び外挿法によって６００m^3／s，８００m^3／s，1,０００m^3／s 及び 1,２００m^3／s の流量に対する被害額を推定する。即ち，Table ３－９－６ に示す洪水被害の中には１９７２年以来，Ular 川の中流部で行われた緊急洪水防御工事による効果が含まれていない。しかし，この効果は考慮されるべきである。この効果を正確に推定することは極めて困難と思われるので，安易な推定方法の一つとして我々はここに緊急洪水防御工事の効果は Ular 川改修の総工事費に対する緊急工事費の比に比例するものと仮定した。

緊急洪水防禦工事は，Serbajadi 橋におけるピーク流量６００m^3／s を考慮して実施された。前節３.５で述べられたように６００m^3／s のピーク流量の場合，緊急洪水防御の工事費は総工費の約５０％に相当する。従って，その効果は総効果の１／２ということになる。このことを考慮して各流量ごとの洪水被害を推定すると，Table ３－９－７ に示す結果を得た。

Table 3-9-7 Flood Damages by Discharges

Discharge (m^3/s)	Return period (year)	Flood damage (10^6 Rp)
400	2	175
600	8	1,400
800	33	5,050
1,000	133	6,620
1,200	500	7,680

第４章　農　　業

4.1 農業背景

農業はインドネシア経済のかなめであり，国内総生産（ＧＤＰ）の約４０％を占めている。国内総生産に占める農業の割合は，Pelita Ⅰ の実施期間中年率４％の率で増加した。

米の生産量は旱魃であった１９７２年を別にして，単位収量及び栽培面積の増加により，年率3.5％の高い割合で米の生産は増加し，１９７４年には1,５４０万トンに達した。

しかし，高い米生産量にもかかわらずインドネシア政府は依然として毎年約１００万トンの米を輸入せねばならなかった。それは年2.1％の高人口増加率によって引き起こされる高食糧需要及び生活水準の上昇から生じる一人当りの米消費量の増加が原因である。

Pelita Ⅰ に引き続き，現在実施されているPelita Ⅱは１９７４／１９７５年の会計年度に開始された。Pelita Ⅱ も農業に最優先度を与え，特に国内消費を目的とした米の生産に重点を置いた。このため，米生産振興，灌漑施設の普及が計画された。

Pelita Ⅱ による全産業的に見た，国内総生産（ＧＤＰ）の毎年の伸びは7.5％で，最終会計年で４４％と計画されている。農業部門の国内総生産は３６％，年率では46％の伸びと計画された。

北Sumatra州の米生産はPelita Ⅱの計画にそって，主として作付率の上昇と灌漑施設の整備によって増加してきた。米の全生産量は1973年には169万トン，1975年には１３８万トンに達した。１９７５年の減少は主としてうんかによって引き起こされた。

一方，北Sumatra州の人口は年率2.9％で急速に増加し，１９７５年には７５０万人に達した。

米不足は毎年起こり，年間約１２万トン，輸入もしくは他の州からの移入によってまかなっている。もし人口が毎年2.9％づつ増加するならば，２０００年には人口は1,５３０万人に達し，その食糧として年間２３０万トンの米が必要となろう。現状の米生産量の傾向からすれば，２０００年には約１９０万トンの米が生産されるであろうと予測される。従ってその時の米不足は４０万トンと推定される。

本計画の対象地域は行政的には，北Sumatra州の中央に位置するDeli Serdang県に属している。本計画地域は北Sumatra州の州都であるMedan市を主市場とした重要な米生産地である。しかし，計画地域内で灌漑されている水田は，十分な気温，良好

な土壌，豊富な雨量にもかかわらず，灌漑水田は全水田面積の４０％以下にすぎず，又乾季の稲作率は２５％に制限されている。

米の生産量を急速に増加させるための鍵は，計画地域内での適切な水管理と水稲の周年栽培の導入である。計画地域内における灌排水施設の整備は国家経済の振興はもちろんのこと，地域経済の振興のためにも重要な役割を演ずるであろう。

4.2 計画地域の現況

4.2.1. 位　　置

計画地域はSerbajadi橋を頂点とする，Ular川下流域の三角形をなす地域である。本地域は北西部をSerdang川に，北東部をRampah川に，南部をマラッカ海峡に囲まれている。

Medan市とTebing Tinggi市を結ぶ国道は計画地域の中央を東から西に横切っていて，この国道及びこの国道とほぼ平行にはしっている鉄道は共にMedan市への重要な食糧供給路である。

計画地域は行政上はDeli Serdang県に属し，７つの郡（Lubuk Pakam, Pantai Cermin, Perbaungan, Galang, Tg. Beringin, S. Rampah, Teluk Mengkudu）の全体もしくは一部よりなっている。

4.2.2 人口及び宗教

計画地域の人口は１９７５年で１５９,８００人と推定される。人口密度は一平方キロメータ当り約６００人で，全北Sumatra州平均人口密度１００人に比べ非常に高い。

計画地域には大都市は存在しないが，いくつかの小都市が存在する。そのうちLubuk PakamとPerbaungan は比較的大きい。

ほとんどの住民は計画地域内に点在する村や部落に居住し，ほとんど農業もしくは稲作を基盤とした関連産業に従事している。主要な街は大部分郡部に属し，周辺の農村地域の商業地域としての役割を負っている。

計画地域の大部分の住民は，民族学的にはBatak族に属しキリスト教徒か回教徒である。

それ以外の民族としては主要なものとしてジャワの回教徒，華僑，及びムラユ（アニミスト）グループがある。

宗教上の教義は生活様式を維持する実用的な道徳であり，住民どうしの関係，農業，それに儀式や芸術に影響を与えている。

以上の民族や宗教上の教義などの要因は効果的な灌漑や新しい技術の適用を妨