インドネシア共和国

公共事業省 水資源開発総局

ジェネベラン河下流域治水計画調査

主 報 告 書

JICA LIBRARY
1055003[6]

国 際 協 力 事 業 団

国際協力事業団
受入月日 '84. 5. 2
登録No. 04222
108
61.7
SDS

序　　文

日本国政府はインドネシア共和国政府の要請に応えて，同国ジェネベラン河下流域治水計画調査を行なうことを決定し，国際協力事業団がこれを実施した。

事業団は先に，事前調査のため，建設省河川局都市河川課長　陣内孝雄氏　を団長とする調査団を，昭和 54 年 2 月インドネシア共和国に派遣し，調査報告書を同年 4 月にまとめた。

事前調査に引き続き更に詳細な検討を加えて，同計画の経済的妥当性を調査するため，この度調査団を昭和 54 年 6 月 11 日より昭和 54 年 10 月 30 日迄インドネシア共和国に派遣し，政府関係者と最終的な意見調整を行ない，調査報告書を取りまとめた。

本報告書が，同地域の社会的，経済的発展に寄与するとともに，日本国，インドネシア共和国の友好，親善の促進に役立てば幸いである。

終りに，本調査に御協力ならびに御支援をいただいた関係各位に対して，深甚の感謝の意を表する次第である。

昭和 55 年 10 月

国際協力事業団

総裁　有田圭輔

要　　約

1. 序

本報告書はジェネベラン河下流域洪水防御計画のフィージビリティスタディの結果を示したものである。

2. 経　　緯

ウジュンパンダン市は排水路の不整備とジェネベラン河下流の疎通能力不足のため従来から洪水被害をうけていた。

この状況のもとにインドネシア共和国政府は日本国政府に洪水防御および排水改良計画の策定を要請した。

この要請をうけて国際協力事業団（JICA）は1979年2月に事前調査団を派遣した。この調査結果に基づいて，フィージビリティスタディを1979年6月から実施した。

3. 調査内容

本調査の内容は次の通りである。

a. 水資源開発の可能性を含む洪水防御および排水改良の全体計画策定

b. 洪水防御および排水改良の緊急計画策定

c. 洪水防御および排水改良の緊急計画における予備設計

4. 社会経済的背景

1974/75 年度に開始された第2次5ケ年開発計画（Pelita Ⅱ）においてインドネシア国の国内総生産の年平均成長率は約6.9%に達した。

第2次5ケ年開発計画に引き続き 1979/80 年度を初年度とする第3次開発計画（Pelita Ⅲ）が策定された。

この第3次開発計画の5ケ年間において国内総生産の成長率は6.5%が見込まれ，1人あたり国内総生産は約24%増加することが予想されている。

また第3次5ケ年開発計画においてウジュンパンダン市を東インドネシアの地域開

発の拠点とする産業都市開発計画が含まれている。

本計画の主要部となるウジュンパンダン市の現況における人口は 604,438 人である。

求職者数は南スラベシ州の統計資料によると約3％となっているが，1週間勤務時間が 35 時間以下の労働者は約 45 ％にも達しており実際には相当数の求職者がいる。

5. 計画対象地域

計画地域にはジェネベラン河，タロー河の2河川が流れているが，このうちジェネベラン河は当計画地域にしばしば洪水被害を及ぼしている。

また一方計画対象地域の排水河川であるタロー河は潮位の背水影響をうけ排水能力が乏しく，洪水氾濫の原因となっている。

さらに当区域の排水は現在2本の主要排水路によって処理されているが，いずれも洪水時にその役割を充分果していない。

この状況のもとで，当区域に地域開発計画が3段階に分けて策定されている。それによると第1次段階が 1985 年，第2次段階が 2000 年に完成する予定である。

なお，当区域の気候条件は熱帯性モンスーンに支配され，年平均降雨量は山地4,000㎜平地 2,800 ㎜で雨期と乾期の2シーズンに分かれる。

ジェネベラン河

ジェネベラン河は 727㎢の流域面積を有し，丘陵地帯を流下後，カンピリ地点で平地に入り，大きな蛇行はなく，マカッサル海峡に注ぐ。河床勾配はスングミナサ橋上流で 1/1,400，下流で 1/2,100 となっている。

また当河川は，両岸とも部分的に築堤がなされており，疎通能力はスングミナサ橋上流で 600 ㎥/s，下流で 1,000㎥/s となっている。河床材料はピリピリ，カンピリ地点では砂礫であり，スングミナサ地点では細砂である。

現在ジェネベラン河はかんがい用水路の完備した 31,000 haの農地を有しているが，乾期に供給できるのはわずか 3,500 ha にすぎない。1967年洪水ではスングミナサ橋上流 9.0K，下流 3.0K 地点で右岸側が堤防欠壊し，氾濫水はウジュンパンダン市に流入し，当地区に甚大な洪水被害を与えた。

タロー河

タロー河は河床勾配1/10,000，流域面積417.3㎢の河川で，河口から上流10㎞までは感潮区間となっており，蛇行が激しく部分的に0.5m～1mの高さの堤防が存在するものの疎通能力はテロー橋上流で50㎥/s，下流で150㎥/s程度しかない。

内水域

南にジェネベラン河，北にタロー河，西にウジュンパンダン市の市街地を流域界とする内水域はパナクカン通りにより市街地側と山地側の2つに分けられ，各々の最低地盤高は標高1.5mと標高0.3mである。

当区域の排水システムはパンパン川，パナンブー水路，シンリジャラ水路とジェネベラン河沿いの2つの樋門から成っている。しかし，いずれも疎通能力が充分でなく，内水被害軽減には充分な効果を発揮していない。

過去の最大内水被害は，1976年1月洪水（確率8年相当）であり，氾濫は3日間に渡り，湛水深は平均60㎝，最大1mであった。また湛水面積は35㎢，被害額はRp.450,000,000に及んでいる。

6. 計画策定

6－1 全体洪水防御計画

全体洪水防御計画は当区域の内水排除システムの改良とジェネベラン河の河道改修とダム建設を考慮した洪水防御計画から成っている。

緊急洪水防御計画が完了後もウジュンパンダン市は，なお，ジェネベラン河からの洪水の危険にさらされており，全体洪水防御計画では排水路の改修に先がけてジェネベラン河の治水計画を実施する必要がある。

なお，排水システムの改良は地域開発ステージに合せて段階的に実施することが望ましい。

ジェネベラン河の洪水防御計画

ジェネベラン河の洪水防御計画は，基本高水流量3,700㎥/s（50年確率）を対象とし，計画高水流量はピリピリダムで1,200㎥/sをカットし，2,500㎥/s

を河道に流下させる。

1) 河道改修

河道改修の対象区間は河口からカンピリ堰地点までの20km区間である。

計画河道諸元として，計画縦断勾配はスングミナサ橋より上流で1/1,270，下流1/1,900とし，計画横断面は複断面を採用し，低水路流量は950m³/s（1.5年確率）とする。

スングミナサ橋の上流側及び下流側の川幅はそれぞれ265m，325mでありスングミナサ橋は河道拡幅に伴ってスパン延長する必要が生ずる。また河道の安全を計るため護岸，水制，床固め等の河川構造物を設置する。

2) ダム計画

ダムの建設は，河口から31kmのジェネベラン河中流のピリピリ地点でダム高65m，ダム型式はロックフィルダムである。

総貯水容量は320×10⁶m³，有効貯水容量262×10⁶m³で，このうちダムサイト計画流量2,750m³/s から 1,200m³/sをカットした場合の洪水調節容量は24×10⁶m³で残りの238×10⁶m³は利水目的に用いられる。

この238×10⁶m³の利水容量からカンピリ地点での取水可能量は，21m³/sとなり，発生電力量は年平均約75,000MWHが見込まれ，このため，11,000KWの発電機2基が必要である。

また，発電に用いた流量を利水に使用するための調整池は，2門のゲートを備え計画ダム地点から4km下流に設備する。

排水システムの改良計画

全体洪水防御計画では，排水路の外水位が内水域の最低地盤高より高いため，ポンプ排水によらざるをえない。さきに述べた地域開発計画の第2次段階での経済的に見た最適ポンプ容量は30m³/s，第3次段階では40m³/sであるが，最適ポンプ設置後もなお湛水被害は残存する。

また，ポンプ地点に流域流出量を導く排水路を設置する必要がある。その排水能力は最適ポンプ容量に合致させるものとする。この場合の排水路の幅は6m～20mであり，設置ポンプは第2次段階で容量5m³/sのポンプを6基，第3次段階

では8基設置する。さらにタロー河からの逆流を防ぐためにパンパン橋地点及びパンナラ地点に樋門を設置する。

全体洪水防御計画の効果

ジェネベラン河の河道改修と計画ダムによる洪水調節によって50年確率までの洪水被害は生じなくなる。

また，雨期には灌漑用水が31,000haの農地に安定的に供給され，乾期においても灌漑可能面積は現在の3,500haから19,000haに増加し，2.5期作が可能になる。

この灌漑用水を発電に利用した場合，最大出力22,000KW，年間発生電力量75,000MWHである。

全体計画で提案されている排水システム効果は，地域開発計画が進むにつれて発揮される。

6－2　緊急洪水防御計画

当地域の洪水防御システムは早急に作成しなければならない。しかし，さきに述べた全体洪水防御計画を完成するには，長い期間と多大な資金を要する。

したがって，緊急洪水防御計画は，全体計画に基づき洪水被害を軽減するために策定した。

この計画はジェネベラン河河道改修計画と，排水システムの改良から成る。

ジェネベラン河河道改修計画

緊急計画の計画流量は2,500m³/s（10年確率流量：カンピリ地点）である。

ここでの計画流量はスングミナサ橋上流側にある自然の遊水池（貯水容量13×10⁶m³）により，2,500m³/sから2,100m³/sに調整される。

河道改修の計画対象区間は河口からスングミナサ橋までの9km区間であり，計画高水位は地盤高より2m以下におさえた。

また河道の法線は家屋移転や用地買収等の社会的な問題をさけるため現河道法線をそのまま適用し，計画河床勾配は1/1,900とした。

計画河道は堤防嵩上げによって計画流量に見合う河積をもちうる。しかし，一方低水路の安定を考慮し，さらに低水路整形を併せて改修断面を設定した。なお河道の安定と安全を保つに必要と思われる箇所に護岸，水制等の河川構造物を設置した。

排水システム改良計画

緊急計画における当流域の排水計画は地形的条件から自然排水システムが望ましい。

この場合，現存するパナンブー水路の改修，および新しい水路としてジョンガヤ水路を開削し，シンリジャラ水路は日常の排水を行なうため現況断面を整形する程度に留める。

パナンブー水路の改修規模は最大疎通能力30m³/sとし，改修延長4.9km，水路幅15.5mである。また，ジョンガヤ水路は疎通能力30m³/s，改修延長7.3km，水路幅17.5mで各水路とも護岸を設置した。これに伴ないパナンブー，シンリジャラ，ジョンガヤ各水路にかかる橋はすべてつけかえ，また，シンリジャラ水路とパナクカン通りの交差地点（シンリジャラ水路1.0km地点）には山地側の湛水が市街地側に流入するのを防止するため樋門を設置した。

緊急洪水防御計画の効果

緊急洪水防御計画の完成後，当区域では確率10年以下の洪水ではジェネベラン河からの氾濫は生じなくなる。また，内水域に降った雨は計画排水路によりすみやかに排水され，5年確率洪水では市街地側の内水位は標高1.87mに収まり，確率5年以下の洪水による被害はなくなる。

7. 緊急洪水防御計画の評価

緊急洪水防御計画の設計も含んだ建設事業は1981年から1985年の5ヶ年で実施され，その便益は事業完成後の1986年からもたらされる。

経済的な建設事業費は総計US$11,900,000となり，建設事業を請け負い方式で行った場合の建設所要資金は外貨US$5,723,000，内貨US$12,386,000，直営方

式で行った場合外貨US$7,138,000，内貨US$12,385,000となる。エンジニアリングサービスを除く他の項目についての建設事業費をすべて内貨で積算した場合，全体の建設事業費（エンジニアリングサービスの費用は外貨が含まれる）に対する建設所要資金は請負方式でUS$18,502,000，直営方式でUS$19,967,000となる。ただし，このうち，エンジニアリングサービスの外貨分はUS$1,884,000である。この場合の維持，管理，および器材の交換に必要な年経費はUS$55,000である。

また洪水調節による年平均便益はUS$2,020,000で，内部収益率は13.2%である。感度分析結果では建設事業費が10%増加した場合でも内部収益率は高く，12.1%である。また第1次段階の地域開発計画が計画より5年遅れた1990年に完了した場合，12.2%である。

計画諸元の総括

1. 計画諸元

1－1 全体洪水防御計画

河川改修

基本高水流量	ピリピリ計画ダム；2,750m³/s
	カンピリ堰，スングミナサ橋；3,700m³/s
計画高水流量	カンピリ堰，スングミナサ橋；2,500m³/s
改修区間	河口～カンピリ堰地点までの20km
スングミナサ橋	267mに延長
床固め	スングミナサ橋30m下流地点1ケ所
護岸	11.1km（総延長）
水制	86ケ所，計4.3km
樋門	15ケ所
用地買収	70ha
家屋移転	220戸

ピリピリダムおよび貯水池

集水面積	384.4km²
湛水面積	16.5km²
ダム高	65m
堤体積	8.0×10^6 m³
ダム形式	中央コア型ロックフィルダム
有効貯水容量	262×10^6 m³
洪水調節容量	24×10^6 m³（1,200m³/s ピークカット）
利水容量	238×10^6 m³
利用可能量	21m³/s（カンピリ堰地点）
かんがい可能面積	延べ25,000haの増加
発電	最大出力11,000KW×2基（竪軸カプラン水車）

年間発生電力量	75,000 MWH
調　整　池	調整容量 $1.2 \times 10^6 m^3$
砂防ダム	3ケ所
道路嵩上げ	15km区間
用地買収	1,400 ha
家屋移転	550戸

排水システムの改良

ポンプ設置	第2次地域開発；ポンプ容量 $5 m^3/s$ を6基
	第3次地域開発；ポンプ容量 $5 m^3/s$ を8基
排水能力	第2次地域開発；$30 m^3/s$
	第3次地域開発；$40 m^3/s$
排水路の改修	第2次地域開発；パンパン川延長4.3km
	第3次地域開発；総延長16.9km
	（パンパン川延長10.0kmを含む）
樋門設置	パンナラおよびポンプ設置地点の計2ケ所
用地買収	第2次，第3次地域開発；30 ha
移転家屋	第2次，第3次地域開発；20戸

1－2　緊急洪水防御計画

河川改修

計画流量	カンビリ堰；$2,500 m^3/s$
	スングミナサ橋；$2,100 m^3/s$
河道改修区間	スングミナサ橋下流9km区間
遊水池	1ケ所，調節容量 $13 \times 10^6 m^3$
護岸	延長5.7km
水制	23ケ所延べ1km
樋門	3ケ所
排水溝	延長2.8km

用地買収	5ha
移転家屋	60戸

排水システムの改良

パナンブー水路	延長4.9km，最大水路幅15.5m
	排水能力30m³/s
ジョンガヤ水路	延長7.3km，最大水路幅17.5m
	排水能力30m³/s
シンリジャラ水路	水路の断面整形（延長2.3km）
樋門	パナクカン通り1ケ所
橋梁付替	22ケ所
用地買収	15ha
移転家屋	370戸

2. 緊急洪水防御計画の建設事業費および便益

ここでは交換レートとしてRp. 625 = US$1，¥250 = US$1を用いた。

2－1 経済的建設事業費

単位；×10³US$

項　目	外　貨	内　貨	計
河川改修	2,757	3,472	6,229
排水路改修	1,606	4,067	5,673
計	4,363	7,539	11,902

2－2 建設所要資金

外貨で7%，内貨で10%の価格上昇をみて積算した場合の建設所要資金は次の通りである。

a) 請負方式（外貨，内貨の両方で積算）

単位；×10³US$

項　目	外　貨	内　貨	計
河川改修	3,679	5,905	9,584
排水路改修	2,044	6,480	8,524
計	5,723	12,385	18,108

b) 請負方式（エンジニアリングサービスの費用を除く他の項目をすべて内貨で積算）

単位；×10³US$

項　目	外　貨	内　貨	計
河川改修	1,211	8,646	9,857
排水路改修	673	7,972	8,645
計	1,884	16,618	18,502

c) 直営方式（外貨，内貨の両方で積算）

単位；×10³US$

項　目	外　貨	内　貨	計
河川改修	4,849	5,906	10,755
排水路改修	2,290	6,479	8,769
計	7,139	12,385	19,524

d) 直営方式（エンジニアリングサービスの費用を除く他の項目をすべて内貨で積算）

単位；×10³US$

項　目	外　貨	内　貨	計
河川改修	1,211	9,841	11,052
排水路改修	673	8,242	8,915
計	1,884	18,083	19,967

2－3 便　　益

年間洪水調節便益　　US$2,020,000

内部収益率　　13.2%

目　　次

序　　文
要　　約
概　要　図

第1章　序 …… 1
1.1　計画の経緯 …… 1
1.2　調査項目 …… 1
第2章　計画の背景 …… 2
2.1　社会経済的背景 …… 2
2.2　計画の背景 …… 3
第3章　計画対象地域の現況 …… 4
3.1　位　　置 …… 4
3.2　既存の地域開発計画 …… 4
3.3　人　　口 …… 4
3.4　自然状況 …… 5
3.4.1　地　　形 …… 5
3.4.2　気　　候 …… 5
3.4.3　洪水，年流出および流出土砂 …… 6
3.4.4　潮　　位 …… 7
3.4.5　地質および土質 …… 7
3.5　河川の現況 …… 7
3.5.1　河道状況 …… 7
3.5.2　ジェネベラン河河口部変遷 …… 8
3.5.3　河川利用状況 …… 9
3.6　排水システムの現況 …… 9
3.6.1　内水域 …… 9
3.6.2　排水システム状況 …… 9
3.7　洪水被害 …… 10
3.8　社会経済 …… 10
3.8.1　土地利用 …… 10
3.8.2　交通および通信 …… 11
3.8.3　水需要 …… 11
3.8.4　計画対象地域の資産 …… 12

第４章　全体洪水防御計画の策定 …… 13
4.1　概　　説 …… 13
4.2　計画高水流量 …… 13
4.3　河 川 改 修 …… 14
4.3.1　計画高水位 …… 14
4.3.2　計画河道法線 …… 14
4.3.3　計画河道縦断 …… 15
4.3.4　計画河道横断 …… 15
4.3.5　必要土工量 …… 15
4.3.6　河川構造物 …… 15
4.4　砂防および土砂保全 …… 16
4.4.1　概　　説 …… 16
4.4.2　砂防ダム …… 17
4.4.3　土砂保全 …… 17
4.5　ダムおよび貯水池 …… 17
4.5.1　ダムサイトの選定 …… 17
4.5.2　ピリピリダム …… 18
4.5.3　水資源開発 …… 19
4.6　排水システム …… 20
4.6.1　排水システム案 …… 20
4.6.2　最適排水システム …… 20
4.6.3　必要土工量 …… 22
4.6.4　排 水 施 設 …… 22
4.7　用地買収および移転家屋 …… 23
4.8　建設事業費 …… 24
第５章　緊急洪水防御計画の策定 …… 25
5.1　概　　説 …… 25
5.2　河 川 改 修 …… 25
5.2.1　緊急河川改修計画の規模および区間 …… 25
5.2.2　計画高水位 …… 26
5.2.3　計画河道法線 …… 26
5.2.4　計画河道縦断 …… 26
5.2.5　計画河道横断 …… 26
5.2.6　自然遊水池 …… 26

5.2.7 下流側の影響 …… 27
5.2.8 必要土工量 …… 27
5.2.9 河川構造物 …… 28
5.3 排水システム …… 29
5.3.1 排水システム案 …… 29
5.3.2 最適排水システム …… 30
5.3.3 必要土工量 …… 31
5.3.4 排水施設 …… 32
5.4 緊急洪水防御計画の効果 …… 32
5.5 用地買収および移転家屋 …… 33
5.6 建設資材 …… 34
5.7 施工計画 …… 34
5.8 建設機械 …… 34
第6章 緊急洪水防御計画の経済評価 …… 35
6.1 概説 …… 35
6.2 プロジェクト便益 …… 35
6.3 建設事業費 …… 36
6.3.1 経済的建設事業費 …… 36
6.3.2 維持管理費 …… 36
6.4 建設所要資金 …… 36
6.5 経済評価 …… 37
6.5.1 内部収益率 …… 37
6.5.2 感度分析 …… 37
6.6 社会経済的インパクト …… 37
第7章 結論および勧告 …… 38
7.1 概説 …… 38
7.2 結論 …… 38
7.2.1 全体洪水防御計画 …… 38
7.2.2 緊急洪水防御計画 …… 40
7.3 勧告 …… 41
7.3.1 全体洪水防御計画 …… 41
7.3.2 緊急洪水防御計画 …… 42

付録 ; 議事録

表　目　次

表1－1　調査団，カウンターパート，管理委員名簿 …… 44

表2－1　セクター別国民生産構成 …… 45

表3－1　ジェネベラン河確率流量 …… 45

表3－2　土地利用状況の変遷（標高2.5 m以下） …… 46

表4－1　河川改修土工量 …… 15

表4－2　ビリビリダムの諸元 …… 47

表4－3　カンビリ地点利用可能量 …… 47

表4－4　最適ポンプ容量の比較検討 …… 48

表4－5　排水計画土工量 …… 22

表4－6　全体計画の建設事業費 …… 24

表5－1　2.0K地点の水位変化 …… 27

表5－2　河川改修土工量 …… 28

表5－3　排水路の計画諸元 …… 31

表5－4　排水計画土工量 …… 31

表5－5　計画前および後の内水位 …… 33

表5－6　緊急河道計画の建設工程割り振り …… 49

表5－7　緊急排水計画の建設工程割り振り …… 49

表5－8　購入建設機械 …… 50

表6－1　年平均被害額 …… 36

表6－2　年平均被害軽減期待額 …… 51

表6－3　経済的建設事業費の内訳 …… 53

表6－4　経済的建設事業費の年割り振り …… 54

表6－5　維持管理費の年割り振り …… 55

図　目　次

図3－1　流域概要図 …… 56
図3－2　都市開発状況 …… 57
図3－3　現況排水域および排水路 …… 58
図3－4　河口砂洲の変遷 …… 59
図3－5　モデル潮位 …… 60
図3－6　調査対象流域の地質図 …… 61
図3－7　ジェネベラン河の概要図 …… 62
図3－8　ジェネベラン河現河道疎通能力 …… 63
図3－9　ジェネベラン河およびタロー河の横断図 …… 64
図3－10　平均粒径分布 …… 65
図3－11　タロー河の概要図 …… 66
図3－12　1976年1月洪水の氾濫区域 …… 67
図3－13　標高別資産額 …… 68
図4－1　建設費と流量関係図 …… 70
図4－2　流量と用地買収面積，移転家屋数の関係 …… 70
図4－3　基本高水，計画高水ハイドログラフ …… 71
図4－4　基本高水，計画高水流量配分 …… 72
図4－5　ジェネベラン河計画河道縦断図 …… 73
図4－6　全体計画の計画河道法線 …… 74
図4－7　崩壊地の分布および砂防ダム計画地点 …… 75
図4－8　ビリビリダムおよび関連施設位置図 …… 76
図4－9　ビリビリダムの水位，容量曲線 …… 77
図4－10　ビリビリダムの一般平面図 …… 78
図4－11　排水計算モデルおよび外水位 …… 79
図4－12　日雨量分布 …… 80
図4－13　全体計画の最適排水規模 …… 81
図4－14　全体計画の最適排水システム …… 82
図4－15　全体計画の排水路縦断図 …… 83
図4－16　全体計画のポンプ場図 …… 85

図５－１　計画高水流量配分 …… 86
図５－２　計画ハイドログラフ …… 86
図５－３　ジェネベラン河計画河道縦断図 …… 87
図５－４　緊急計画の河道法線 …… 88
図５－５　道路嵩上げ区間 …… 89
図５－６　河道改修後のH～Q曲線 …… 90
図５－７　排水計算モデルおよび外水位 …… 91
図５－８　２排水路の最適規模 …… 92
図５－９　緊急計画の最適排水システム …… 93
図５－10　緊急計画の排水路計画縦断図 …… 94
図５－11　計算モデル …… 98
図５－12　河道改修計画工事区間 …… 99
図５－13　河道改修施工計画 …… 100
図５－14　排水路計画工事区間 …… 101
図５－15　排水改良施工計画 …… 102

略号および語集

1) 地方行政組織

Kab = Kabupaten =県

Kec = Kecamatan=町区

Desa = 村

2) 他の地方関連事項

Pelita Ⅰ = 第一次5ケ年開発計画

Pelita Ⅱ = 第二次5ケ年開発計画

Pelita Ⅲ = 第三次5ケ年開発計画

Sungai = 川

S. = Saluran = 水路

JL.= Jalan = 通り

3) 長 さ

m = メーター

cm = センチメーター

km = キロメーター

K = 杆標

4) 面積，体積および重さ

m^2 = スクエアメーター

ha = ヘクタール = $10^4 m^2$

km^2 = スクエアキロメーター = $10^6 m^2$

ℓ = リッター

5) 電力および電力量

KW =キロワット

KWH =キロワットーアワー

MWH =メガワットーアワー

6) 通 貨

U.S.$=米ドル

Rp. =インドネシアルピア

¥ =日本円

7) 温度，標高，他

℃ = 摂氏

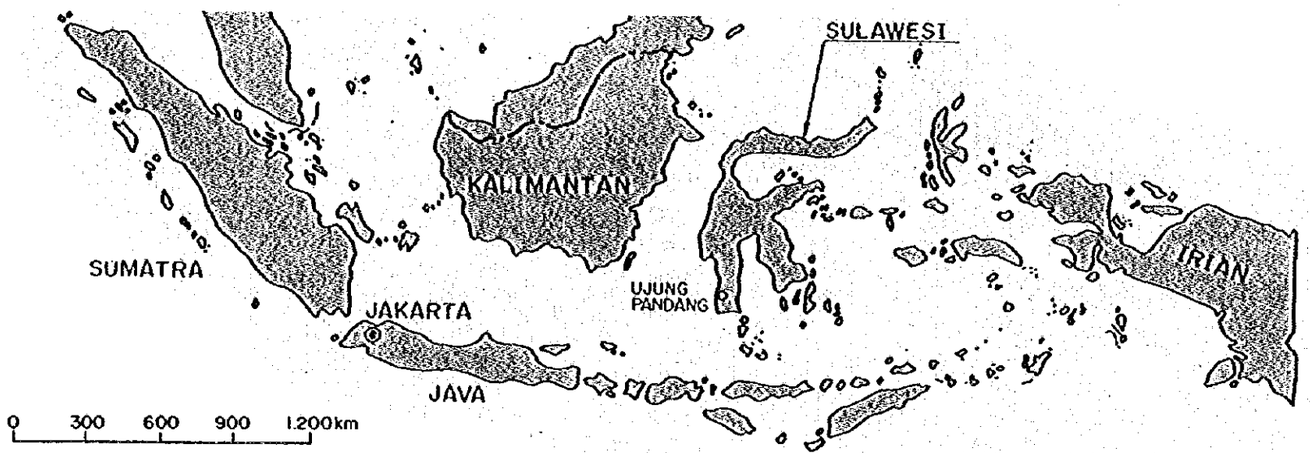
M.S.L= ウジュンパンダン港平均潮位

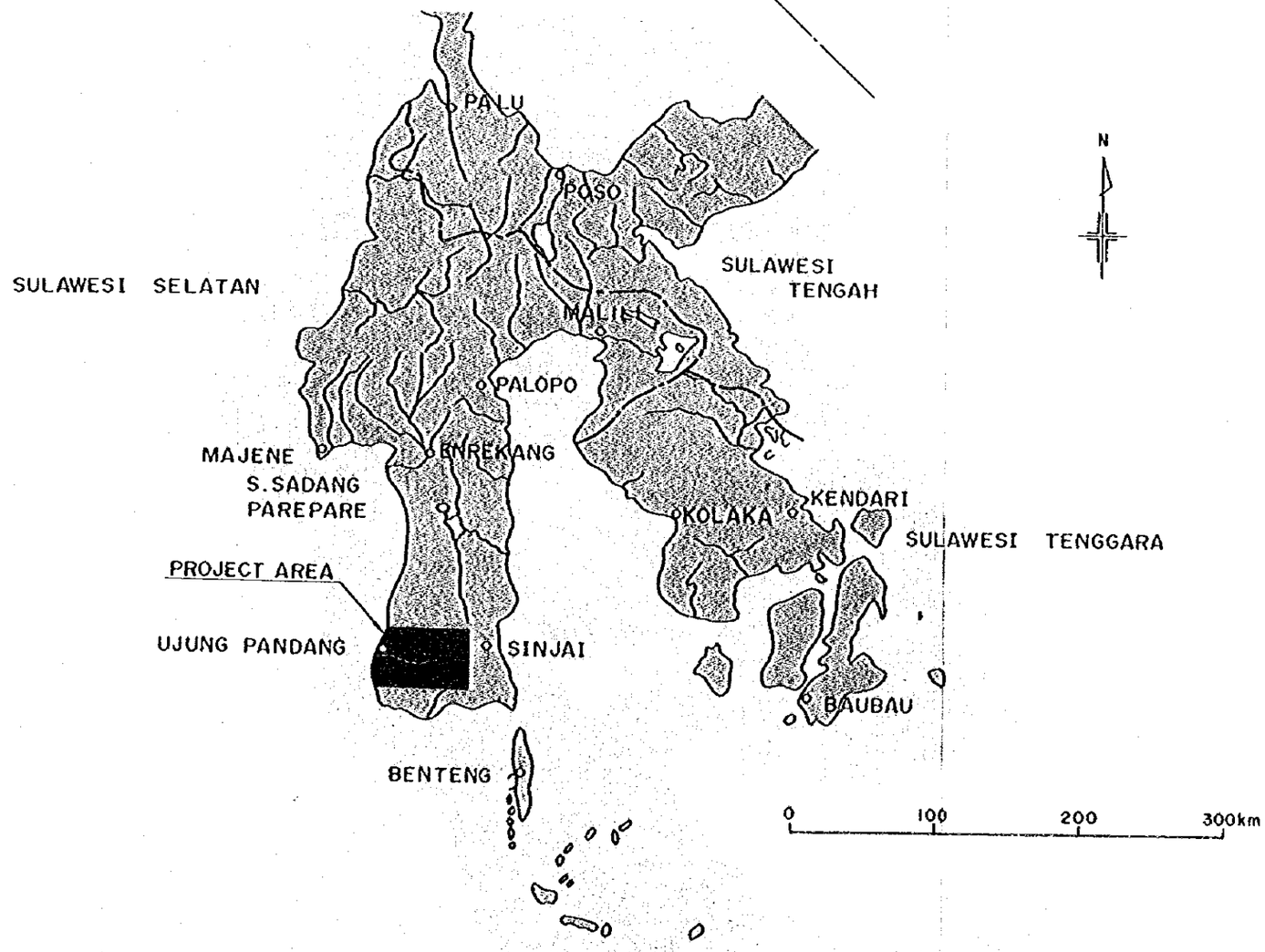
D.L = 基準標高

qc = コーン貫入抵抗値

P.S = 馬力

GENERAL MAP


INDONESIAN TERRITORY
SULAWESI
KALIMANTAN
SUMATRA
JAKARTA
UJUNG PANDANG
IRIAN
JAVA
0 300 600 900 1.200km


PALU
POSO
SULAWESI TENGAH
SULAWESI SELATAN
MALILI
PALOPO
MAJENE
ENREKANG
S.SADANG
PAREPARE
KENDARI
KOLAKA
SULAWESI TENGGARA
PROJECT AREA
UJUNG PANDANG
SINJAI
BAUBAU
BENTENG
N
0 100 200 300km

第1章　　序

1.1 計画の経緯

ウジュンパンダン市は排水システムの不整備とジェネペラン河の氾濫により従来から度々洪水被害を被っている。

地方官庁では洪水被害軽減のため,排水システムの改良を考慮した地域開発計画を現在検討しているが，しかしこの排水改良計画は最適なものでなく，当該地域の洪水被害を軽減するためには更に調査が必要である。

この状況のもとに国際建設技術協会が当該地域に対する洪水防御計画の有意性調査を行った。その報告に基づきインドネシア政府は日本政府に対し，洪水防御および排水改良計画の策定を要請してきた。

この要請を受けて，国際協力事業団（ＪＩＣＡ）は１９７９年２月２２日より１８日間インドネシア国に事前調査団を派遣し，当該地域の洪水防御の必要性を確認した。

1.2 調査項目

インドネシア政府および日本政府が合意した調査範囲は，次の通りである。

- 水資源開発の可能性調査を含む洪水防御および排水改良の全体計画策定
- 洪水防御および排水改良の緊急計画策定
- 洪水防御および排水改良の緊急計画における予備設計

調査結果は次の２冊の報告書にまとめた。

1) 主報告書

2) サポーテングレポート

Ⅰ. 水文，Ⅱ. 地質，Ⅲ. 砂防および土砂保全，Ⅳ. 河川改修，
Ⅴ. ダムおよび貯水池，Ⅵ. 排水，Ⅶ. 施工計画，Ⅷ. 経済

本調査団は，株式会社建設技術研究所から招聘された阿部勝久を調査団長とする１１人の専門家で構成された。調査は現地に於いて１９７９年６月より１０月迄，日本国に於いて１９７９年１１月から１９８０年９月迄，洪水防御計画策定のため，フィージビリティスタディを行った。

第2章 計画の背景

2.1 社会経済的背景

インドネシア国は熱帯地方に位置しており，国土面積 2,030,000 ㎢，人口 137,000,000 人を有しており，国内総生産の年成長率は 1960 年代に約 2 %であった。

しかし国内経済の復興を目的として行われた第一次 5 ケ年計画の実施により，この期間の国内総生産の成長率は年平均 7 %となった。

これに引き続き第二次 5 ケ年計画が 1974／75 から実施され，食糧増産，国内移住，教育，衛生等に於いて，充分にその目的を達成することが出来なかったが，この期間の成長率は 6.9 %（年平均）であった。

第二次 5 ケ計画に続き，第三次 5 ケ年計画が 1979／80 に計画され，その目標は次の通りである。1）国民の生活水準，技能および福祉を向上せしめ，さらにこれを平均的かつ公正にする。2）次回の開発段階のために強い土台を作る。国内総生産はこの期間に 6.5 %向上するように計画されている。

第三次 5 ケ年計画では，公共部門，工業，農業，鉱業，エネルギー等の部門の急速な発展に開発の重点を置いている。各部門の開発計画は表 2 － 1 に示す通りである。

人口の増加率は，第二次 5 ケ年計画の期間中に 2.3 %であったが，第三次 5 ケ年計画では 2.0 %と推定している。現在の人口は 137,000,000 人であるので，第三次 5 ケ年計画終了時には 151,000,000 人に増加する。

この期間の国民一人当りの国内総生産の増加は約 24 %である。

この 5 ケ年計画に於いて，ウジュンパンダ市は東インドネシアの開発拠点として位置づけられている。これに沿って現在ウジュンパンダン市では種々の開発計画が実施されている。

2.2 計画の背景

調査対象区域には流域面積 727 ㎢のジェネベラン河と 417 ㎢のタロー河が流れている。

この区域の地盤高は著しく低く，最低地盤高は標高 0.3 m である。

ジェネベラン河からの氾濫水は時おり当区域に洪水被害を及ぼしており，また当区域の排水路であるタロー河の支川パンパン川は潮位の影響をうけ，排水能力が乏しいためこれも洪水被害の一因となっている。

当区域の排水はバナンブーとシンリジャラの2本の排水路によって処理されているが，いずれも排水能力は乏しく洪水時にその役割を充分果していない。

現在ジェネベラン河はかんがい用水路の完備した31,000haの農地を有しているが，乾期にかんがい用水を供給できるのはわずか全農地の10%にすぎない。

また，ジェネベラン河の河川水は都市用水および工業用水としてウジュンパンダン市に供給されている。ウジュンパンダ市は，緊急地域開発計画[1]および地域開発計画[2]によって都市開発を行っており，近い将来，工業用水や電力需要の増大に伴ない河川水の利用も増大することが予想される。

このように，乾期に於ける水不足が大きな問題としてあげられる一方，毎年のように雨期に生じる洪水被害も大きな問題である。

当区域の都市化に伴ない洪水被害も増大し，社会問題となることが予想され，流域資産を守るため，早急に洪水防御および排水改良計画を策定，実施することが要望されている。

---

[1]： この計画は1978年BIEC International が作成した3段階の開発ステージによりなる地域開発計画である。

[2]： この計画は1975年P.T.TIMURAMA がウジュンパンダン市の地域開発のために作成した。

第３章　計画対象地域の現況

3.1　位　　置

スラベシ島は北スラベシ，中央スラベシ，南スラベシ，東南スラベシの４州から成っている。

計画対象地域は南スラベシ州の州都であるウジュンパンダン市を含むジェネベラン河流域を対象としている。（図３－１参照）

行政区界からすれば，計画対象地域は図３－２に示す如くウジュンパンダン市の大部分とゴワ県およびマロス県の一部を含んでいる。

3.2　既存の地域開発計画

現在，ウジュンパンダン市において，人口増加と生活環境改善を目的として，いくつかのプロジェクトが遂行されている。

また開発計画の主なものとしては P.T. Timurama により作成された "地域開発計画" および BIEC International により作成された "緊急地域開発計画" があり，これら計画は面積 2,442 ha，人口 114,750 人を対象としている。

この開発計画は，図３－２に示す如く，開発ステージが３段階に分けられ，このうち第１次段階での開発は 386.7 ha の面積を対象に １９８５年完成，また第２次段階では 970.2 ha を対象に ２０００年に完成することを目標としており，第３次段階はその他残りの地域を対象としている。この開発地域の中で標高 0.68 m 以下の総面積 258 ha の地区は標高 0.68 m まで埋立てる計画となっている。

開発計画地域は住居地区，公共地区，工業地区に分けられ上記地区の人口密度はそれぞれ 50人／ha，75人／ha，100人／ha になる予定である。（図３－４参照）

3.3　人　　口

計画対象地域の大部分を占めるウジュンパンダン市の人口は現在 604,438 人，人口密度は 5,300人／㎢で海抜 2.5 m 以下の低地帯の居住者は約１１０,０００人にのぼる。

"ウジュンパンダン市工業団地計画" の報告書によれば，開発計画の第１次段階が完了する １９８５年においては，人口は 700,000 人に，また第２次段階の 2000 年には 1,150,000 人に増加することが予想されている。

求職者数は南スラベシ州の統計資料によると約３％となっているが，１週間勤務時間が３５時間以下の労働者は約４５％にも達しており実際には相当数の求職者がいる。

3.4 自 然 状 況

3.4.1 地　　形

ジェネベラン河流域

ジェネベラン河は標高2,833ｍのバワカラエン山に水源を発し，多くの支川を合流しながら西流し，３０㎞地点でジェネラタ川と合流後西南に流れを変え，ウジュンパンダン市の南部を通過し，マカッサル海峡に注いでいる。

その河川延長は図３－１に示すように約７５㎞，集水面積は７２７㎢である。また流域平均勾配はジェネラタ川合流点上流で 1/65，下流側で 1/800 となっている。

タロー河流域

標高８８５ｍのカラボロンボ山に水源を発するタロー河は集水面積417.3㎢，流路延長６６㎞でウジュンパンダン市の北部を流下しマカッサル海峡に注いでいる。

上流山地部に於ける洪水時の流出ははやく，波形も急峻であるが下流低地部に於いていたる所で氾濫し湿地帯を形成している。これらの湿地帯は一部水田や養漁池として利用されている。

内水流域

ジェネベラン河とタロー河にはさまれた洪水氾濫地帯は，主に農地として利用されているが，ウジュンパンダン市街地に隣接する地域は，現在都市化が進められている。

本調査の計画対象となる内水排除地域は図３－３に示す通りそのほとんどは，低地帯であり，最も低い地点では標高０.３ｍしかなく，面積はウジュンパンダン市を含み６０.５㎢となっている。

3.4.2 気　　候

当流域の気候条件は熱帯モンスーンに支配され，年平均降雨量は山地4,000㎜，平地で2,800㎜である。気候は１１月～４月の雨期と５月～１０月の乾期の２季に分かれる。

気温は年間を通じて２６℃前後を上下し，日最高気温および最低気温はそれぞれ３０℃，２２℃である。

また月平均相対湿度は，雨期で８５％，乾期で７０％，年平均蒸発散量はパン蒸発計

での観測によると1,600～1,800㎜になっている。

さらに日照率の月平均値は雨期４０～５０％，乾期約８０％である。

3.4.3　洪水，年流出および流出土砂

洪　　水

カンピリ観測所に於ける水位観測以来の大洪水は，第１位が１９６７年に起り最大流量は3,350 ㎥/s である。第２位および第３位は各々１９７７年，１９７４年に起り，その最高流量は2,120 ㎥/s および1,440 ㎥/s である。

なお，ジェネベラン河に於ける確率流量を表３－１に示した。

また，タロー河の水位は１９７９年４月から感潮区間で観測されているが，洪水記録についてはほとんど存在しない。

年　流　出

ジェネベラン河の水位観測はカンピリ，ピリピリの２地点で行なわれている。資料の整備されている１９７８年のピリピリ地点（流域面積３８４㎢）の観測結果では，年平均流量は３０㎥/s となっている。

一方過去１０年間の流況は，資料のよく整備されているマリノ，ポントピリ，スングミナサの各観測所日雨量をもとにしてタンクモデル法を用いて算定した。その結果によると，最渇水年はピリピリ地点で１９７６年，カンピリ地点で１９５８年に起り，年間流出量および渇水流量はピリピリ地点で 796×10^6 ㎥ および3.3 ㎥/s，カンピリ地点で $1,099\times10^6$ ㎥ および5.6 ㎥/s である。

流出土砂

流出土砂は，ジェネベラン河本川上流のロンボバタン火山噴出物分布地域の崩壊地，および同地域の段丘の側方侵食，さらに中流域の堆積物の河道浸食によって生産され河道へ供給されている。

現在のところ上流域に於ける著しい土砂の生産は見られないが，過去に，上流域で生産された土砂が上，中流域河道に一時堆積し，この堆積土砂が下流河道に移送されている状態にある。その量は掃流力に比して余り多くない。

上流域内の年平均生産土砂量は，江崎式により推算すると1,500 ㎥/㎢/年 である。この値は，過去７８年間に河口および海底に堆積した土砂量とほぼ一致する。なお河口の変遷状況については図３－４に示すとおりである。

3.4.4 潮　　位

マカッサル海峡の潮位はマカッサル検潮所で観測されており，資料の整備されている１９７６年～１９７８年の記録をもとに朔望平均満干潮位を求めモデル潮位を作成し，図３－５に示した。

3.4.5 地質および土質

ジェネベラン河流域の地質は 1) 新生代新第三紀堆積岩類 2) 新生代新第三紀の岩脈類 3) 第四紀のロンボバタン火山堆積物 4) 沖積層の４つに区分される。

なお当流域の地質区分を図３－６に示した。

新第三紀堆積岩類は，中流域に分布しており，主として中硬質塊状火山角礫岩と凝灰岩からなり，軟質シルト岩，砂岩を狭み新第三紀堆積岩に貫入する岩脈は幅が数100m であり,長さは数km である。この岩脈は堅硬な輝緑岩，細粒閃緑岩からなり，割目が多い。

ロンボバタン火山噴出物は，上流域に分布しており，安山岩，溶岩，凝灰角礫岩，泥流堆積層からなる。

沖積層は河床および下流域の沖積平野に分布する。前者は砂，礫からなり，後者は砂と粘土からなる未固結層である。

3.5 河川の現況

3.5.1 河道状況

ジェネベラン河

ジェネベラン河は山地部を流下後，カンビリ堰付近で平地部へ入り，大きな蛇行もなくマカッサル海峡へ注いでいる。本河川改修対象区間は図３－７に示す河口からカンビリ堰の２０km である。

ジェネベラン河の現況河床勾配はスングミナサ橋上流および下流で，それぞれ 1/1,400, 1/2,100 である。現在のジェネベラン河は 4.4 K付近に於いて南側の左派川と北側の右派川に分派し，マカッサル海峡に注いでいる。航空写真によれば１９２４年以前の河道は北側の右派川と今は締切って廃川となっている旧ジェネベラン河とに分派していた。

ジェネベラン河の築堤工事は１９６５年から実施されている。

左岸 7.2 K付近および右岸 8.0 K付近に一部無堤防部があるが，左岸 2.0 K付近から

9K区間，右岸は2.6K付近から10.9K付近まで堤防はほゞ完成している。しかし，この現況堤防はその高さが不連続であり，また堤防断面が不統一でありその安全性は十分でない。

ジェネベラン河の現況疎通能力はスングミナサ橋上流で600 m^3/s，下流で1,000 m^3/sである。各地点に於ける疎通能力は図3－8に示す通りである。

なお，スングミナサ橋下流に於ける疎通能力の最も小さい断面は8.0K地点であり，図3－9に示す如く右岸は無堤防部である。先に記した通りその疎通能力は100 m^3/sである。しかし河岸の背後に地盤より1 m程高い道路が存在し，この道路がウジュンパンダン市に対して堤防の役割を果している。この道路面まで氾濫を許容した場合，河道の疎通能力は1,800 m^3/sとなる。

またスングミナサ橋の上流部には右岸側に道路，左岸側にカンビリ灌漑水路が存在し，これらは周囲の地盤より高く，これらによって囲まれる地域は自然遊水池の役割を果している。（図5－5参照）河川の流量が1,800 m^3/s以上になると右岸側の道路を越えてその背後にあるビリビリ灌漑水路に流入しウジュンパンダン市まで達する。

現況の河床構成材料はビリビリおよびカンビリ付近で礫，またスングミナサ付近で細砂より成る。河床構成材料の縦断分布および現河床勾配から判断して一部堆積箇所はみられるものの著るしい河道の変化は生じてないと判断される。図3－10に河床構成材料の50%粒径の縦断変化を示した。

タロー河

タロー河は勾配1/10,000の感潮河川である。潮位の影響は10 km以上にも及び，河道は大きく蛇行しており，河口の一部分の築堤を除いて全くの原始河川である。（図3－11参照）

一方，タロー河の現況疎通能力は18.0K付近で50 m^3/s，9K付近で150 m^3/sであり非常に小さい。

なお，9.0K地点および18.0K地点の河川横断を図3－9に示した。

3.5.2 ジェネベラン河河口部変遷

ジェネベラン河河口部は，上流からの土砂供給に伴ない砂州の発達がみられる。以前は旧ジェネベラン河を通して土砂が供給され，マカッサル港に堆積していた。し

かし現状では旧ジェネベラン河は締切られており，ジェネベラン河の主流が南側の左派川に移行したため，マカッサル港に対する著るしい土砂供給はない。

なお，１９００年以降の供給土砂量を最新の深浅測量結果とオランダ海洋省によって作成された海図との比較により概算すると約60,000,000 m^3 程度である。（図３－４参照）

3.5.3 河川利用状況

ジェネベラン河

ジェネベラン河の河川水は灌漑，上水，工業用水および河口部での養漁場等に利用されている。またジェネベラン河の3.6K付近に渡し場があり，河川は人々の往来に利用されている。一方，スングミナサ橋下流では主に乾期に土砂採取が盛んに行われている。図３－７に現況河川利用施設を示す。

タロー河

タロー河の河川利用状況は火力発電所の冷却水および河口部での養漁場程度である。また，河道は緩勾配の感潮河川であることから舟運に多く利用されている。

3.6 排水システムの現況

3.6.1 内 水 域

計画対象となる内水域は南にジェネベラン河，北にタロー河，そして西にウジュンパンダン市旧市街地に囲まれた領域であり，バナクカン通りにより市街地側（１５.１km^2）と山地側（４５.４km^2）に二分される。

市街地側および山地側の最低地盤高は，それぞれ標高約1.5 mおよび0.3 mであり，内水域は毎年のように湛水被害に見舞れている。

3.6.2 排水システム状況

当計画区域内の排水システムはパンパン川，バナンブー水路，シンリジャラ水路およびジェネベラン河に沿った２つの水門によって構成されている。（図３－３参照）

バナンブーおよびシンリジャラ水路は市街地側の排水路の役割を果しており，タロー河の支川であるパンパン川は山地側の排水路の役割を果している。

バナンブー水路（水路延長4㎞）は，直接マカッサル海峡へ排水する。

シンリジャラ水路（水路延長2.5㎞）はパンパン川の左支川であり，パンパン川（流路延長２０㎞）およびタロー河を通って氾濫水をマカッサル海峡に排水する。

パンパン川，バナンブー水路およびシンリジャラ水路の現況疎通能力は各々15㎥/s，4㎥/s，4㎥/s程度であり，いずれもこの地区の排水路として十分な排水能力を有してない。

ジェネベラン河の2.8K地点から6.5K地点間の右岸側に存在する2つの水門はジェネベラン河沿いの内水排除を目的に建設された。しかしこれら水門へつながる排水溝は充分な維持がなされておらず，排水溝としての機能を十分に果していない。

3.7 洪水被害

既往最大湛水は，１９７６年1月洪水（確率約8年）によって起り，現施設の排水能力不足のため大きな被害が発生した。この時の降雨記録によれば降雨は２３日間降りつゞき日最大雨量は1月１２日で３００㎜を記録し，連続雨量は９８４㎜である。

最も被害のひどかったのはバナンブー水路沿いの旧市街地とベテラン通り沿いの市街化地域で，湛水位は約2.1㎜に達した。これらの地域は水深約６０㎝程度の湛水が３日間程つゞき，多くの家が床上浸水した。

１９７６年1月洪水の湛水域は，図３－１２に示す如く3.5㎢に及び，その被害額はRp．450,000,000と推定される。

既往最大の洪水は１９６７年に発生し，ジェネベラン河3.0K地点および9.5K地点に於いて右岸堤防が欠壊し，ウジュウパンダン市に多大の被害を及ぼしたが洪水被害記録が不十分なため,被害額は算定出来なかった。

3.8 社会経済

3.8.1 土地利用

標高2.5㎜以下の区域は，現況で2,951 haである。その内訳は都市部880 ha，湖沼部140 haで，他は農作地1,931 ha である。

このうち第1，第2，第3次開発段階でそれぞれ３２５ ha，559.6 ha，947.4 ha開発される予定である。表3－2は各開発段階による土地利用状況を示している。

3.8.2 交通および通信

計画対象地域の交通機関は，航空，海上交通および道路交通によって構成されている。ガルーダインドネシア航空およびムルパティヌサンタラ航空は，ジャカルタへ週41便，アンボンへ週16便，スラバヤへ週35便，そしてその他の20都市への国内航空サービスを行っている。

マッカッサル港は，海上交通および世界貿易のため，重要な役割をになっている。この港は水深7mから8mの総延長1,770mの3つの埠頭をもち，10,000トン級の船が停泊することが可能である。

計画対象地域の主要道路はマロス県へ通じるゴワジャヤ通り，ならびにゴワ県へ通じるゴワラヤ通りである。これらは，両方とも主要都市と農業生産地を結んでいる。

通信システムは，電通省の管理のもとに主要都市間を結んでいる。ウジュウパンダン市には6,569の電話が架設されており，電話の普及率は16.6世帯に1つの割合である。

3.8.3 水 需 要

農　　業

ジェネベラン河は灌漑水路の完備した31,000haの農地を有しているが，灌漑システムは自然流況に基づいているため，乾期には水位が下がり，左岸の農地3,500ha を灌漑出来るだけで，また雨期に於いてすら取水は不安定である。

電　　力

ウジュンパンダン市の全設備容量は現在約57,500KWである。電力需要はサダン水力発電開発計画報告書（JICA）によると1985年に127MW，1990年に207MWに達する見込みである。

上　　水

ウジュンパンダン市には現在2つの上水供給施設がある。旧施設の場合，上水はジェネベラン河から取水し100,000人に給水出来るにすぎず，乾期にはジェネベラン河の水位低下のため給水不能となる。また1976年にマロス川の水を市内の浄水場に導くために全長26kmの開水路が建設された。これによっても給水可能な人口は全人口の30%にすぎず，残りは，従来通り井戸水に依存している。地域開発に伴ない上水の需要が増大する事は明瞭である。

3.8.4　計画対象地域の資産

計画対象地域内の標高2.5 m以下にある現況の家屋，家計資産は Rp. 59×10^9 と推定される。

各開発段階に於ける現在および将来の家屋，家計資産の推移は図3－13に示す通りである。

第4章　全体洪水防御計画の策定

4.1　概　　説

全体洪水防御計画は地域開発計画の第2，第3次段階が完成された後の計画区域の洪水被害を減少する目的で策定する。

この全体計画は，ジェネベラン河の洪水調節とパンパン川の改修を含んだ排水システムの改良からなる。

ジェネベラン河の洪水防御の計画規模は50年確率洪水であり，これによって計画対象地域は確率50年以下の洪水から守られる。洪水防御の方策としては

1）ダム　2）放水路　3）河川改修　4）遊水池

等があげられる。

当河川の場合50年確率流量を調節するために放水路を開削することは地形的に困難であること，また遊水池として適当な場所はこの区域に見当らないことから当河川の洪水防御はダムおよび河川改修によって計画することが妥当である。

ダム，河川改修の最適規模は，技術的，経済的，社会的な観点から慎重に決定する必要がある。

ダム建設は総合的な観点から治水単独ダムよりも多目的ダムの建設が推奨される。したがって，治水面だけではなく下流側の農水，都市用水，電力等の需要を満たすため，多目的ダムを建設することによる水資源開発の可能性についても検討を行った。

また現況排水システムの改良は，自然排水と機械排水の併用方式について検討し，最適規模は経済的な観点から決定した。

4.2　計画高水流量

洪水防御計画規模はインドネシア国に於ける他河川の改修規模を考慮して，50年確率洪水を対象とする。（サポーティングレポート"水文"の項参照）

各地点に於ける基本高水は下記の通りである。

— ビリビリ地点基本高水流量　；　2,750 m^3/s

— カンピリ地点基本高水流量　；　3,700 m^3/s

— スングミナサ地点基本高水流量　；　3,700 m^3/s

カンピリおよびスングミナサ地点の基本高水流量3,700 m^3/s はダムと河道で調整される。

ダムと河川改修の最適規模配分は事業費と家屋移転数および用地取得量について検討し決定した。治水のための総事業費はダム建設費と河川の改修費からなり，図4－1に示す通りである。この場合，ダム建設費は多目的ダムからアロケーションされた治水分担分∠(1)を治水のためのダム建設費とした。

図4－1より総事業費はダムおよび河道のいかなるアロケーションに於いても大きな相違はない。しかしながら，ジェネベラン河で2,500 m^3/s 以上の流量を流下させるためには図4－2に示すごとく家屋移転数と用地取得量が急増する。したがって，河道への流量配分は2,500 m^3/s が妥当であると考えられる。

この結果，洪水防御計画は次の条件の下に策定する。

- ピリピリダム洪水調節流量　；　1,200 m^3/s
- ジェネベラン河計画高水流量　；　2,500 m^3/s
- 河川改修区間　；　河口～カンピリ堰∠(2)

計画高水波形および計画高水流量配分は各々図4－3，図4－4に示す通りである。

4.3 河川改修

4.3.1 計画高水位

計画高水位は，可能な限りダメージポテンシャルを下げるように計画するのが望ましいが，掘り込み河道は多量の河道掘削が必要となり，事業費増となる。

計画対象区間である河口からカンピリ堰までの計画高水位は図4－5に示すごとく現地盤より原則として2 m以下に設定した。

4.3.2 計画河道法線

計画対象区間は河口からカンピリ堰までの20 km区間である。対象区間に於いて，それ程激しい蛇行は見られないので，計画河道法線は基本的に現河道法線を尊重した。計画河幅はスングミナサ橋上流で265 m，下流で325 mである。ただし，河道の彎曲部に於ける河道幅は計画高水流量を安全に流下させるべく標準断面より若干拡幅した。

∠(1)　：　多目的ダムの治水事業費は多目的ダム総事業費に治水容量と有効貯水容量の比を乗じて求めた。

∠(2)　：　カンピリ堰上流河道は充分な流下能力を有しており，河川改修の必要はない。

また，現河道は 4.4 K地点で左派川と右派川に分派しているが，本計画では左派川を改修し，右派川は締切ることとした。計画河道法線は図4－6に示す通りである。

4.3.3　計画河道縦断

計画河床勾配は，図4－5に示すごとく河口からスングミナサ橋までが 1/1,900，スングミナサ橋上流が 1/1,270 である。

また，平均河床掘削深は，スングミナサ橋下流が約 0.6 m，上流が約 0.8 m程度である。

計画縦断図は図4－5に示す通りである。

4.3.4　計画河道横断

計画横断形状としては単断面の方が複断面より経済的であるが，河道安定の上で複断面形状の方がはるかにすぐれている。したがって，計画横断形は図4－6に示す複断面を採用し，低水路断面で 1.5 年確率に相当する 950 m^3/s を流下させ，全断面で計画流量（2,500 m^3/s）を流下させる。

4.3.5　必要土工量

河道および排水溝の掘削ならびに築堤に要する土工量は表4－1に示す通りである。なお，河床材料は，築堤材料としては不適格であるので，土取場から調達する。

表4－1　河川改修土工量

	スングミナサ橋上流	スングミナサ橋下流	排水溝	合計
築堤	850,000	480,000	—	1,330,000
掘削	2,900,000	1,600,000	150,000	4,650,000

土捨場はジェネベラン河右派川を利用とする。ただし，排水溝のスペースは残すものとする。

掘削土量のうち，ジェネベラン河右派川に捨てることの出来る土量は約 1,200,000 m^3 であり，残り土量 3,450,000 m^3 はタロー河沿いの低地帯に捨てられる。

4.3.6　河川構造物

堤防および護岸

堤防は計画河道法線に沿って左右岸に構築される。堤防高は現地盤より 3.2 m以下とし，余裕高を 1.2 m とした。天端幅は管理用車輌を通行させるため 3.0 m とし，法面勾

配は堤防の安全性を考慮し，表勾配，裏勾配共に１：2.0とした。

また，法面浸食を防止するため，スングミナサ橋付近および彎曲部は高水部および低水部共，護岸を施すものとした。護岸構造は現場付近で容易に手に入る玉石を使用した練石張りである。

護岸を施さない部分は，降雨や流水による浸食から法面を保護するため，張芝工を行う。

さらに，彎曲部には図４－６に示すごとく水制を設置し，この水制を設けることにより土砂の堆積を促進し，法先の洗掘を防止する。

床　固　め

ピリピリダム完成後は貯水池に大量の土砂が堆積し，その結果，下流河床は低下することが予想される。

したがって，スングミナサ橋の基礎を護るため図４－６に示すごとく橋の下流３０ m の地点に床固めを設ける。

排水施設

ジェネベラン河の堤防沿いには樋門が狭い間隔で設置されており，堤防の安全上，好ましくない。また，これらの樋門は維持管理が不十分なため，その機能を充分に果してないものもあるので統廃合の必要がある。

したがって，計画では樋門を２km間隔に１ケ所設置し，併せて，主排水溝も改修する。

主排水溝および樋門の位置は図４－６に示す通りである。

スングミナサ橋

スングミナサ橋付近の河道は，計画高水流量を安全に流下させるには河積が不充分であるので拡幅する必要がある。したがって，スングミナサ橋も計画横断幅に応じ，継ぎ足しする必要がある。

4.4　砂防および土砂保全

4.4.1　概　　説

土砂保全とは，対象地域を土砂害から護るため流出土砂の移動ならびに河床，崩壊地，裸地，草原等を土砂侵食から制御することである。その対策として一般的には植林，砂防施設の建設等が効果的であるとされている。

現地踏査およびジェネベラン河流域の航空写真によれば，計画対象地域の７％が草原

であり，他はほとんど森林および耕作地である。

また崩壊地は，図4－7に示すロンボバタンカルデラに存在し，崩壊地の面積率は流域面積の0.03以下である。

ロンボバタンのカルデラ壁は古代陥没によって形成され，崖が広範囲に存在する。

この崖は，堅固な岩からできているため，当面崩壊の可能性は，少ないと考えられる。

現在，土砂生産は，上流域の2次的な河床堆積物の流出および河岸や段丘の側方浸食に起因している。

4.4.2 砂防ダム

流出土砂は，砂防ダムにより，ある程度調節可能である。

砂防ダムは，直接土砂を堆積させるほか，砂防ダム上流の河床上昇をもたらすことによって，新たな崩壊の発生を防ぐという利点を有している。土砂の生産および移動を制御するため，砂防ダムを設置することは非常に有効である。

砂防ダムの設置位置の決定に於いて 1) 崩壊地の下流　2) 峡谷部　3) 側方侵食が起り易い場所　4) 建設資機材の搬入が容易な場所等の条件を充分に考慮した。なお，砂防ダムの計画位置は，図4－7に示す通りである。

4.4.3 土砂保全

ジェネベラン河上流域の草原地帯は比較的安定しており，ほとんど土砂を生産していない状況にある。したがって，土砂保全の面からは緊急的な防御策は必要ないと考えられる。しかし，植林は将来において，森林を作るばかりでなく，水資源の涵養，自然景観の改善等の効果が大きいので実施することが望ましい。

草原地帯の中でも水分の多い所では，現在，樹木が繁茂しており，樹木の種類の選定と地下水涵養のための溝を付設することによって植林は可能となる。

4.6 ダムおよび貯水池

4.5.1 ダムサイトの選定

ジェネベラン河筋に於けるダム建設適地は，地形および地質上から判断して，河口から31㎞のピリピリ地点，44㎞のバサラトワヤ地点および53㎞のジョンゴア地点の3ケ所が挙げられる。

上記の3地点に於いて地形的に可能な最大規模のダムを設定し，比較検討した。その結果，下記の理由により下流案のピリピリ地点を最適ダムサイトと選定した。

1）有効貯水容量が大きい

2）貯水単価が安い

3）治水面で位置的に優れている

4.5.2　ピリピリダム

ダムサイトの地形，地質

ダムサイトは図4－8に示すごとく河口より31㎞上流のジェネベラン河中流部に位置している。この地点は地形的に両岸の小さな丘が狭窄部を構成しており，河幅は200m程度である。

ダムサイトの地質は，新第三紀の堆積岩類と，これを貫く輝緑岩からなる。これらはフィルダムの基盤岩としていずれも十分な強度を有している，堆積岩類はダム遮水壁材として，また，輝緑岩はロック材として使用可能である。

ピリピリ貯水池

ピリピリ貯水池は，満水位標高100.0m，湛水面積16.5㎢，総貯水容量320×10^6 m^3，有効貯水容量 262×10^6 m^3である。

このうち，洪水調節容量は 24×10^6 m^3 であり，ダムサイトにおける計画高水流量2,750 m^3/s のうち1,200 m^3/s を調節する。さらに，残りの容量 238×10^6 m^3は，利水目的に用いることができる。

貯水容量曲線は，図4－9に示す通りである。

ダ　　ム

ダム形式は，ダムサイトの地形，および堤体材料の取得等から中央コアー型ロックフィルダムが適している。

ダムは，2つの丘を結んだ主ダム，左右両副ダムの3ダムからなる。

主ダムはジェネベラン河を締切るためのもので，右岸側副ダムは，マリノ街道が通る鞍部を，左岸側副ダムは左支川ジェネラタ川との分水嶺の鞍部を締切るためのものである。（図4－10参照）

余水吐は，主ダムと右岸側副ダムとの間の丘に設置する。

設計対象洪水流量は，4,200 m^3/s ∠(1) とする。

なお，ダムの洪水に対する安全性を高めるために，主ダムと左岸側副ダムを結ぶ尾根

∠(1)：この流量は日本大ダム会議の設計条件にしたがって算定したもので，200年確率流量3,500 m^3/s の2割増に相当する。

に緊急用余水吐∠(1)を設けるものとする。

計画ダムの主要諸元は，表４－２に示す通りである。

4.5.3　水資源開発

計画対象地域の将来の水需要から判断して，ダムによる開発水量は灌漑，発電，上水等に利用することが可能である。

現在，下流域の灌漑用水がかなり不足しており，また，都市用水，発電等の需要は，将来明らかに増大すると考えられる。したがって，ピリピリダムの有効貯水容量 238×10^6 m^3 に対する電力，都市用水の需要が充分に期待出来る。

灌漑用水および都市用水

カンピリ地点での利用可能量は，渇水第２位で２１ m^3/s であり，これは雨量資料のある過去１０年間の降雨をもとに算定したものである。（表４－３参照）

この流量を灌漑に利用すれば，31,000 ha の農地の６０％，即ち 19,000∠(2) ha が灌漑可能となり，年間 2.5 期作（乾期 1.5 期作）が期待出来る。また，この流量は灌漑だけでなく都市用水としても利用できる。

発生電力

発生電力量は過去１０年間の降雨資料に基づいて算定した流況によれば，約 75,000 MWH/年　である。

発電所は出力 11,000 KW の竪軸カプラン水車２基を設置するものとし，有効落差は１６.５ m から４０.５ m までの２４ m である。

発電（８時間ピーク発電）に使用した水を灌漑用として利用するため，ダム下流４ km 地点に固定堰を設け，調整容量 1,200,000 m^3 の逆調整池を設定する。

関連水理構造物の位置図は，図４－８に示す通りである。

∠(1)　：これは異常洪水や，ゲート操作ミスによっておきるオーバーフローを防ぐためクレストより低い高さに設置する。

∠(2)　：この値は減水深を８ mm/day また，圃場および水路の損失を減水深の１０％と仮定して算定された値である。

4.6 排水システム

4.6.1 排水システム案

一般に，内水排除方式としては，自然排水，機械排水，および遊水池等による方式が有効と考えられている。当地域の場合，遊水池のための用地を確保することは，経済的に妥当性がない。たとえ遊水池を設定したとしても当地域は，5日間連続雨量に支配されるため，調節機能をピーク流出量出現以前に失なう可能性があり，洪水時の調節効果は疑わしい。また，内水域の最低地盤高は，排水路出口に於ける外水位よりも低いので，自然排水方式だけで，内水を排除することは，不可能である。したがって，この地域の内水排除方式は機械排水方式，自然排水方式の併用が適当と考えられる。

4.6.2 最適排水システム

最適排水システムは，地域開発計画の第2次段階が完了した時点および第3次段階が完了した時点の各々の資産を対象とし，本報告書に於いて，提案された緊急排水計画（1985年完了）が既に完成したものとみなし，これを現況排水施設として検討した。

検討の前提条件

最適排水システムは，下記の条件のもとに検討を行った。

1）排水条件

内水域はパナクカン通りによって市街地側と山地側の2内水域に分割される。したがって，計算モデルは2湛水池連動モデルを用いた。

シンリジャラ水路は，これら2内水域を結ぶ唯一の水路であり，この水路を通じて内水は，両内水域を移動する。なお，内水位が標高2.2 mを越えると内水は，パナクカン通りを越流し，他内水域に流入する。

排水システムは，内水を排除することを目的として計画規模を決定するものであり，河川の氾濫水を対象とはしていない。したがって，ジェネベラン河からの氾濫は，ないものと仮定した。

計算モデルは図4－11に示す通りである。排水路としては，シンリジャラ水路，パナンブー水路およびジョンガヤ水路がある。

2）流出量

対象内水域の開発に伴って流域の流出率は変化する。既述のごとく，当流域の洪水は5日連続雨量に支配されるので，図4－12に示す降雨分布形を用いた。さらに，地域開発計画の第2次段階，第3次段階の開発後の流出量は，開発に伴う流出状況の

変化を考慮して算定した。

3) 外 水 位

内水は，マカッサル海峡およびパンパン川に排水される。各排水路の出口に於ける外水位は，図4－11に示す通りである。

ただし，パンパン川の外水位については，タロー河の水理資料が不十分なため，正確に算定出来なかったので，河床勾配を考慮してモデル潮位を補整し，これを外水位とした。

4) 排水機場

現在の対象内水域の地盤高は地域開発計画の進展に伴って変化することが予想されるので，現段階で詳細な位置の検討は不可能である。したがって，本検討に於いてポンプ場は，パンパン橋地点にのみ設置されると仮定した。

5) 工事費算定

排水システムの工事費はポンプ場の建設，現況排水路の改修および新設排水路の建設から成っている。なお，排水路の工事費は下記条件のもとに算定した。

1) 水路の法勾配は1：1.0とする。

2) 水路の掘削面は標高－2.0 m以内とする。

3) 粗度係数は0.025 とする。

6) 便 益 算 定

最適ポンプ容量は，緊急排水計画がすでに完成したものとし，これを現況排水施設として，地域開発計画の第2次段階および第3次段階完了後の流域資産を対象として検討した。

また，内水被害額は，家屋および家計財産のみを対象とし，農地および農作物被害は非常に小さいので無視した。

プロジェクトの便益は現況排水システムによる被害額と計画排水システムの完成後の被害額の差として算定した。

施設規模の決定

ポンプ容量が変れば，これに伴って，当然，内水位も変り被害額も変化する。

種々のポンプ規模に対する年平均被害軽減期待額およびポンプ場と排水路の総工事費は表4－4に示す通りである。

これらの結果より，全体計画の最適ポンプ規模は，図4－3に示すごとく，地域計

画の第２次段階が完了した時点で３０m^3/s，第３次段階が完了した時点で４０m^3/sである。しかし，上記最適排水規模のポンプ場が設置されたとしても，なお，この地域に相当の内水被害が残ることが予想される。

一般に，改修工事費として，年平均被害軽減期待額の数倍の投資を行うことが経済的に可能であるとされている，この基準で，この地域のポンプ規模を推定した場合，地域開発計画の第３次段階が完了した時点で，150m^3/sのポンプ規模まで投資可能である。しかし，現段階に於いては，地域開発計画完成後の流域の状況が正確に判らないので，計画実施段階に於いてさらに，詳細な検討を行うことが必要であろう。

排水路の排水能力は，ポンプ容量に見合った規模で設計した。また，パンパン川のパンパン橋地点下流の蛇行部は，水路の排水能力を増大するため，かつ水路出口の外水位を下げるため，図４－１４に示すごとくショートカットした。

4.6.3　必要土工量

必要土工量は，主に，排水路の掘削，および浚渫からなり，地域開発計画の第２次段階および第３次段階における排水計画の土工量は表４－５の通りである。

土捨場は内水域およびタロー河の低地帯を使用する。

表４－５　排水計画土工量

地域計画開発段階	土 工 量
第２次段階	$240\times10^6\ m^3$
第３次段階 （第２次段階も含む）	$660\times10^6\ m^3$

4.6.4　排 水 施 設

排 水 路

計画排水路は，法勾配１：1.0，水路深2.8 m～3.9 m，水路幅6.3 m～２0.5 mの台形断面とした。

水路の両側には管理用道路を設け，片側は，車輌の通行が可能なように幅員3.0 mとし，片側は歩行可能なように幅員1.5 mとする。

排水路の計画縦横断図は，図４－１５に示す通りである。

ポンプ場

必要ポンプ容量は，地域開発計画の第２次段階で，３０m^3/s，第３次段階で，40m^3/s

であり，図4－16に示すようにバンバン橋地点に設置した。

この地点の地質は厚さ20mの沖積層で，gc＝40%の砂とgc＝10%の粘土から成り，その下層は，新第3紀堆積岩類である。

ポンプは，図4－6に示すごとく地域開発計画の第2次段階に於いて容量5 m³/sのポンプ6基，また，第3次段階に於いて容量5 m³/sのポンプ8基を設置する。

樋　門

洪水時，タロー河の河川水は，バンバン川，およびバンナラ地点の排水溝を通って内水域に逆流する。したがってタロー河からの逆流を防ぐため，図4－14に示すごとくバンバン橋地点とバンナラ地点に逆流防止水門を設けた。

道路嵩上げ

対象内水域とタロー河流域の境界は，バンナラとスングミナサを結ぶ道路である。大洪水時には，この道路の標高の低い（標高約3.5m）100m区間を越流してタロー河流域から内水域に洪水が流入する可能性がある。したがって，この区間の嵩上げが必要である。嵩上げ区間は図4－14に示す通りである。

4.7　用地買収および移転家屋

全体洪水防御計画実施のための用地買収面積は次の通りである。

河川改修	；	70 ha
ダムおよび貯水池	；	1,400 ha
バンバン川ショートカットを含む 排水路改修 （地域開発計画第2次段階および第3次段階域）	；	30 ha
計		1,500 ha

また移転家屋数は790戸で内訳は次の通りである。

河川改修	；	220 戸
ダムおよび貯水池	；	550 戸
バンバン川ショートカットを含む 排水路改修 （地域開発計画第2次段階および第3次段階域）	；	20 戸
計		790 戸

4.8 建設事業費

全体洪水防御計画の建設事業費は河川改修事業費，排水システム改良事業費およびダム建設事業費から成っている。請負方式による概算事業費は表4－6の通りである。

表4－6　全体計画の建設事業費

（単位：×10^6 US$）

項目		事業費
排水		
ポンプ場	第2次段階	19.2
〃	第3次段階（第2次段階を含む）	24.8
水路	第2次段階	1.9
	第3次段階（第2次段階を含む）	5.1
河川		47.7
ダム		
ダム		125.3
発電所		26.7

第5章　緊急洪水防御計画

5.1 概　　説

急速に都市化がすすんでいる当流域では，洪水防御計画を早急に実施する必要があるが第4章で述べた全体洪水防御計画を実施するには，長期間，かつ膨大な費用が必要である。

したがって，全体洪水防御計画を踏まえ，当流域の洪水被害を軽減するため，緊急洪水防御計画を策定する。緊急洪水防御計画は，ジェネベラン河の河川改修と排水システムの改良によりなっている。

緊急洪水防御計画に於けるジェネベラン河の計画規模は，技術的，社会的条件を考慮して決定した。また，一方，排水システムの最適規模は，経済的な条件を考慮して決定した。

また，緊急洪水防御計画は，河川改修と排水システム改良を一体のプロジェクトとして経済的に評価した。

5.2 河　川　改　修

5.2.1 緊急河川改修計画の規模および区間

河川改修規模，および改修区間は，種々の比較検討を行い，次のように決定した。

- 河川改修規模　；　10年確率洪水
- 計画高水流量　；　2,500 m³/s（カンピリ堰地点）
  2,100 m³/s（スングミナサ橋地点）
  （図5－1，5－2参照）
- 河川改修区間　；　河口よりスングミナサ橋間9 km

なお，比較検討の結果は，次の通りである。

1）洪水防御の目的は，下流域のウジュンパンダン市を洪水氾濫から護ることであり，流域資産を比較した場合，ウジュンパンダン市を擁するスングミナサ下流域がスングミナサ上流域よりはるかに大きく，洪水被害のポテンシャリティが高い。

2）河口からカンピリ堰区間の河川改修に要する土工量は，河口からスングミナサ橋間の改修に要する土工量に比べ非常に大きい。

3）河口からスングミナサ橋間の土工量は，5年確率と10年確率で，それ程大きな差はない。

4）スングミナサ橋からカンピリ堰区間は，現在，自然遊水池としての機能を有してお

り洪水調節に効果的である。

5.2.2　計画高水位

流域のダメージポテンシャルを低くするため，計画高水位は，図５－３に示すごとく原則として地盤高より２ｍ以下に設定した。

5.2.3　計画河道法線

計画築堤区間は，スングミナサ橋より現況堤防下流端（2.0Ｋ地点）までの約７㎞区間である。

河口より2.0Ｋ地点までの約２㎞区間は，下記の理由により堤防の新設は行わないこととした。なお，この区間の流下能力は，800 ㎥/s である。

1）河口より2.0㎞区間が氾濫しても，氾濫水は，ウジュンパンダン市市街地域に流入しない。

2）この区間の流域資産は少ない。

計画築堤区間となる７㎞区間は，蛇行が少なく，その殆んどの区間にわたって現在小規模な堤防が存在する。したがって，河川改修に伴なう家屋移転，用地買収等の社会的影響を考慮して計画河道法線は図５－４に示すごとく現況法線を尊重した。

5.2.4　計画河道縦断

計画河道勾配は，1）各横断面での流下能力，　2）現況河川構造物の機能，

3）掘削土量，　等を考慮して，図５－３に示すごとく 1/1,950に設定した。

5.2.5　計画河道横断

計画河道横断形状は，経済性の面から流下能力のある断面については，現状の横断をそのまゝ使用する。ただし，低水路の安定性を考慮して，低水路部分のみを全体計画の標準横断に従って整形する。

ジェネベラン河は，4.4Ｋ付近で左派川および右派川に分派している。この4.4Ｋ地点下流河川の改修は，現在主流である左派川について計画し，右派川は，現況のままとする。

5.2.6　自然遊水池

スングミナサ橋からカンビリ堰間の現況河道の疎通能力は，600㎥/s であり，流下量が600 ㎥/s を越えると河道は，いたる所で氾濫する。この区間の氾濫域は，自然遊水池として利用する。

ビリビリ灌漑用水路とジェネベラン河の間に位置するマリノ街道を嵩上げし１０年確

率流量 2,500 m^3/s 以下の流量がピリピリ灌漑水路に流入しないよう計画する。この結果カンピリ地点１０年確率流量 2,500 m^3/s は，スングミナサ橋地点に於いて 2,100 m^3/s に逓減する。

自然遊水池の容量は約 $13.0 \times 10^6 m^3$ である。

自然遊水池の位置，および道路の嵩上げ区間の縦横断は，図５－５に示す通りである。

この道路の嵩上げにより，自然遊水池の湛水位が上昇し，大洪水時にはマイナスの便益を生じる。一方，中小洪水時には湛水位が低下し，スングミナサ橋下流の低水路を掘削することによって，自然遊水池のプラスの便益を生じる。このプラスの便益とマイナスの便益は，互いに相殺するものと考えられる。したがって，この地域の被害はプロジェクトの経済評価に於いて無視した。

5.2.7　下流側の影響

既述のごとく，ジェネベラン河のスングミナサ橋地点の計画高水流量は，改修工事完了時点で，1,800 m^3/s から 2,100 m^3/s に増大する事となり，2.0 K 下流河道に対しては流量増をもたらす。しかしながら，この区間の河床は，河道安定のため整形，掘削されるので，図５－６，および表５－１１に示すごとく水位は改修前に比べ低くなり，下流周辺域に対しては，悪影響をもたらすことはない。

表５－１　２０Ｋ地点の水位変化

		流量（m^3/s）	水位（m）
左ジェネベラン河			
	改修前	950	3.13
	改修後	1,330	3.11
右ジェネベラン河			
	改修前	850	3.20
	改修後	770	3.05

5.2.8　必要土工量

河道の掘削土量は，約 800,000 m^3 である。

現在，ジェネベラン河に於いては，砂利採取が盛んに行われている。この砂利採取量は年間 200,000 m^3 ～ 300,000 m^3 程度であり，宅地造成および建設材料等として売却され

ている。プロジェクトは，4年間で実施されるので，本プロジェクトの河床掘削土量も同様の方法により売却する。

なお，ジェネベラン河改修に必要な土工量は，下表の通りである。

表5－2　河川改修土工量

項　目	体　積（m^3）
築　堤	95,000
道路嵩上げ	16,000
河道掘削	794,000
排水溝掘削	12,000

5.2.9　河川構造物

堤防および護岸

緊急洪水防御計画に於いて，スングミナサ橋下流の現況堤防は，嵩上げする。計画堤防の天端幅は，管理用車輌が通行できるよう3.0 mとし，法勾配は，堤防の安定性を考慮し，表，裏共1：2.0とする。

堤防，および道路の嵩上げのための必要盛土量は，約111,500 m^3である。

通常，盛土材料としては，掘削した河床材料が用いられるが，ジェネベラン河の河床材料は細砂で，透水性が良く，かつ粒径が均一であるため，圧密が充分に行えない。したがって盛土材料は，土取場より調達する。土取場は，図5－5に示すごとくスングミナサ橋北東約2 Kmの丘陵とする。この土取場から約120,000 m^3の盛土材料を採取することが出来る。

堤体保護のため河道彎曲部に図5－4に示すごとく高水護岸および低水護岸を施す。護岸の施工延長は，5,700 mである。

護岸構造は，現場付近で容易に入手できる玉石を用いた練石張とする。護岸を施さない区間は，降雨や流水による法面侵蝕から堤体を保護するため，張芝を施す。さらに，河道の彎曲の激しい区間には，図5－4に示すごとく水制工を施し，土砂の堆積を促進することにより法先の洗掘を防止する。水制は長さ30 m，高さ2.3 mの木杭を用いた透過構造であり，45 m間隔に合計23ケ所設置する。

排水施設

既存の樋管のいくつかは，そのまま使用するが，余り近接して樋管を設けることは

堤体の安全，安定上好ましくないので部分的に統廃合するものとした。

5.3 排水システム

5.3.1 排水システム案

資産の多い地域を内水氾濫から護ることは，経済的にプロジェクトの妥当性が得易い。これらの地域を護るため，氾濫水を他流域へ排除することは，単に被害の移行であり，全体として経済的であったとしても問題が残る。

一般に，排水方式としては自然排水，機械排水および遊水池の各方式がある。

地域開発計画の第１次段階の地域の最低地盤高は標高 1.5 m であり，朔望平均満潮位（標高 0.56 m ）より高いため，緊急洪水防禦計画に於いて機械排水を行う必要はない。また，遊水池のためのスペースを用意することは経済的に妥当性がない。たとえ遊水池を設けたとしても，当地区は，５日間連続雨量に支配されるため，調節機能をピーク流量の出現前に失なう可能性があり，大洪水時の調節効果は疑わしい。

したがって，経済的および技術的観点から緊急洪水防御計画策定に当っては自然排水方式を採用した。

シンリジャラ水路は，洪水時に於いて市側地側から山地側へ内水を移動させる役割を果している。通常，この水路は，平常排水路としての役割を果している。したがってシンリジャラ水路の計画横断形状は，平常排水路としての機能を有する程度に整形するものとした。

緊急洪水防御計画の排水計画は，下記の理由によりパナンブー水路の改修だけでなくジョンガヤ水路の新規開削を含んでいる。

1) パナンブー水路の改修のみにより排水を行うとすれば，水路規模が大きくなり，移転家屋の増加や用地確保の点で大きな社会問題を生じる恐れがある。

2) 移転家屋や用地確保等の社会問題を全く引き起さないためには，ウジュンパンダン市の地下を通ってマカッサル海峡へ排水する暗渠が考えられる。しかし，暗渠は，建設費が高く，また維持管理が難しく，現実的でない。

3) ジョンガヤ付近の内水を排除するためには，ジョンガヤ水路の新規開削が必要であり，パナンブー排水路は，この地区の内水を排水する機能を有していない。

5.3.2 最適排水システム

検討の前提条件

最適排水システムは，下記の条件のもとに検討を行った。

1) 排水条件

内水域はパナクカン通りによって市街地側と山地側の2内水域に分割される。したがって，計算モデルは，2湛水池連動モデルを用いた。シンリジャラ水路は，これら2内水域を結ぶ唯一の水路であり，この水路を通じて内水は，両内水域を移動する。なお，内水域の水深が2.2 mを越えると内水は，パナクカン通りを越流し他内水域に流入する。

排水システムは，内水を排除することを目的として計画規模を決定するものであり，河川の氾濫水を対象とはしていない。したがって排水システムの検討では，ジェネベラン河からの氾濫はないものと仮定した。

計算モデルは，図5－7に示す通りである。排水路としてはシンリジャラ水路，パナンブー水路およびジョンガヤ水路がある。

2) 流 出 量

対象内水域の開発に伴って流域の流出率は変化する。

既述のごとく当流域の洪水は，5日連続雨量に支配されるので図4－12に示す降雨分布形を用いた。さらに地域開発計画の第1次段階の開発後の流出量は，開発に伴う流出状況の変化を考慮して算定した。

3) 外 水 位

内水は，マカッサル海峡およびパンパン川に排水される。各排水路の出口に於ける外水位は，図5－7に示す通りである。

ただし，パンパン川の外水位は，タロー河の水理資料が不充分なため，正確に算定出来なかった。したがって，ここでは河床勾配を考慮してモデル潮位を補整し，これを外水位とした。

4) 工事費算定

排水システムの工事費は，現況排水路の改修，新規水路の開削から成っている。なお，排水路の工事費は，下記条件のもとに算定した。

1) 水路の法勾配は1：1.0とする。　2) 水路の掘削面は標高－2.0 m以内とする。　3) 粗度係数は0.025とする。

5) 便益算定

プロジェクトの便益は，現況排水施設と計画排水システム完成後の被害額の差として求められる。この被害額の算定に於いては地域開発計画の第1次段階完成後の家屋および家計資産のみを対象とし，農地および農作物被害は，非常に小さいので無視した。

最適排水システム

最も経済的な排水路規模を決定するために，バナンブー水路とジョンガヤ水路の改修規模について図5－8に示すごとく種々の比較検討を行った。

この結果，最適排水システムは，バナンブー水路，ジョンガヤ水路およびシンリジャラ水路より成り，その計画諸元は表5－3に示す通りである。また，最適排水路のルートは図5－9に示す通りである。また，最適排水路のルートは図5－9に示す通りである。

表5－3　排水路の計画諸元

	バナンブー水路	ジョンガヤ水路	シンリジャラ水路
流路延長	4.9km	7.3km*	2.3 km
最大水路幅	15.5 m	17.5 m	9.0 m
最大水深	2.6 m	2.6 m	2.8 m
縦断勾配	1/40,000	1/6,400	1/5,700
最大流量	30 m^3/s	30 m^3/s	7 m^3/s
必要工事	水路改修	水路開削	水路整形

〔注〕＊；この値は旧ジェネペラン河を含んだ流路延長である。

5.3.3　必要土工量

緊急洪水防御計画に於ける排水システム改良に要する土工量は，表5－4に示す通りであり，その工種は掘削，浚渫，盛土，埋め戻しおよび捨土よりなる。

表5－4　排水計画土工量

工　種	土工量 (m^3)
掘　削	399,200
浚　渫	139,000
埋め戻し	30,000
捨　土	508,000

5.3.4 排水施設

排 水 路

計画排水路は，法勾配1：1.0，水深2.56 m の完全な掘込み水路である。排水路の深さは，一定であるが，水路幅は排水容量に応じ変化する。

水路の両側には管理用道路を設け，片側は，車輌の通行が可能な様に幅員3.0 m とし，片側は歩行可能な様に幅員1.5 m とする。

排水路の計画縦横断図は，図5－10に示す通りである。

橋　　梁

バナンブー水路およびシンリジャラ水路に架る既設橋梁は，水路を拡幅するために全て新設する。また，新たに開削するジョンガヤ水路と既存道路との交差地点にも橋梁を新設する。

シンリジャラ水路とバナクカン通りの交叉地点の橋梁は，付け替えると共にゲート付きの樋管を併設する。

橋梁の構造は，材料の入手し易さ，施行の容易さ等の理由で鉄筋コンクリート単純桁橋とする。

桁下高は，計画高水位に余裕高0.6 m を加えた高さとし，橋長は，水路幅に1.0 m 加えた長さとする。また，幅員は既設橋梁または道路幅員と等しくする。

樋　　管

洪水時に山地側から市街地側への内水の逆流を防ぐため，シンリジャラ水路とバナクカン通りの交差地点にゲート付きの樋管を設置する。

樋管断面積は，その上流側水路の流積と同一とする。

5.4 緊急洪水防御計画の効果

緊急洪水防御計画は，排水計画と河川改修と排水システム改良より成るが，これらは一対（パッケージ．プロジェクト）として実施すべきである。

この緊急洪水防御計画を実施した場合と実施しない場合の氾濫域に於ける水理的効果について，5.3.2節，項目2），3）および下記条件により検討を行った。

ジェネベラン河は，洪水時に下記の確率流量で下記地点に於いて氾濫するものとする。

1）緊急洪水防御計画完成後

洪水確率　：　10年確率

氾濫地点　：　9.6 K 地点および6.0 K 地点

2) 現　況

洪水確率　：　2.4年確率
氾濫地点　：　6.0K地点

洪水確率　：　8年確率
氾濫地点　：　9.6K地点および6.0K地点

上記の条件に基づく計算モデルは図5－11に示し，これによる内水域の水位は，表5－5に示す通りである。

緊急洪水防御計画を実施することにより市街地側の内水位は，5年確率洪水で標高2.53mから標高1.87mに減じる。このことは市街地側に於いて5年確率以下の洪水によって内水氾濫がなくなり，この流域の資産は，安全に護られることを意味している。

表5－5　計画前および後の内水位

単位：M.S.L. m

	現　況		緊急計画実施後	
確　率	山地側	市街地側	山地側	市街地側
2年	1.45	2.03	1.30	1.54
5年	1.68	2.53	1.50	1.87
10年	2.11	2.71	1.64	2.01

5.5　用地買収および移転家屋

緊急洪水防御計画の実施に必要な用地買収面積は次の通りである。

河川改修　；　5 ha∠(1)
排水路改修　；　15 ha
合　計　；　20 ha

移転家屋数は430戸でその内訳は次の通りである。

河川改修　；　60戸
排水路改修　；　370戸
合　計　；　430戸

∠(1)　；　既存堤防の堤外地側はカウントしてない。

5.6 建 設 資 材

インドネシアで生産されるトナサセメントおよびフォーチュンセメントは，ウジュンパンダン市に於いて入手でき，質および量共に使用可能である。

建設に必要な砂，砂利および玉石等の骨材のうち砂は，掘削土が利用でき，砂利および玉石は，中流部および上流部で容易に入手できる。また，木杭や芝についても充分な量が入手できる。

橋梁や樋管の建設に必要な鋼材は，インドネシアで生産されている。したがって，ほとんどの建設資材は，インドネシアに於いて入手可能である。

5.7 施 工 計 画

ジェネベラン河の河川改修と内水域の排水システム改良によりなる緊急洪水防御計画の工事実施は，準備および実施設計を含み，1981年から1985年までの5ケ年間である。

河 川 改 修

河川改修工事は，4月～10月の乾期に施工する，浚渫，掘削，および盛土等の工事は当地域特にウジュンパンダン市に工事の実施に伴う悪影響を及ぼさないよう配慮し，下流側から施工する。施工順序，および工区割は，図5－12に，また各年の主作業量は，表5－6および図5－13に示す通りである。

排水システムの改良

排水路工事は，旧ジェネベラン河の浚渫を除いて4月～10月の乾期に施工する。雨期にジェネベラン河の浚渫が不可能であるので，これに配置した浚渫船を利用し，旧ジェネベラン河の浚渫を行う。また工事実施による早期効果を期待してパナンブー水路，ジョンガヤ水路，シンリジャラ水路の順で施工する。

それぞれの工期はパナンブー水路2年，ジョンガヤ水路2年，およびシンリジャラ水路1年である。施工順序，工区割は，図5－14に，各年の主作業量は，表5－7および図5－15に示す通りである。

5.8 建 設 機 械

プロジェクトに必要な建設機械は，ブルドーザー，バックホー，ダンプトラック等であり，これらの性能および数量は，表5－8に示す通りである。

第6章　緊急洪水防御計画の経済評価

6.1　概　　説

本章に於いては，ジェネベラン河の河川改修と内水域の排水システムの改良よりなる緊急洪水防御計画を経済的に評価した。経済評価に於いて，洪水被害額は地域開発計画の第1次段階完了時の家屋および家計資産を対象とした。

洪水防御計画の経済的妥当性は内部収益率によって評価し，経済的建設事業費の上昇や地域開発計画の完了時期の変化に対し感度分析を行った。また，財務分析はプロジェクト実施に伴なう現金収入が期待出来ないので行わなかった。

プロジェクト実施に伴なう社会経済的影響は対象地域に与える効果を考慮して評価した。

なお，ルピア，円およびドルへの換算レートは1 US$＝625 Rp，1 US$＝250円とし，プロジェクトライフは，1981年から2030年までの50年間とした。

6.2　プロジェクト便益

プロジェクト便益とはプロジェクトを実施することによる洪水被害の軽減額として定義される。年便益は年平均被害軽減期待額として与えられ，これはプロジェクト実施前および実施後に於ける各確率洪水ごとの洪水被害軽減額に洪水の年当り発生確率（期待値）を乗じた総和として得られる。

また，洪水被害は直接被害，間接被害および無形被害よりなり，直接被害は洪水により被害を受けた資産を洪水前の状態にもどすための現金支出として定義される。

間接被害は避難，家屋移転等に要する費用，賃金損失，生産損失および売上損失として定義される。また，無形被害は金銭で計上できない洪水による諸被害として定義される。

本検討では，計量化出来る家屋，家計資産および農作物への直接被害と間接被害のみを対象とした。

すなわち，このプロジェクトを実施することによる年平均便益は，直接被害の年平均被害軽減期待額と間接被害の年平均被害軽減期待額（これは直接被害の年平均被害軽減期待額に所定の割合を乗じて求めた）の和として求めた。

なお，プロジェクト便益は，山地側および市街地側の資産について各々算定した。

計画対象域に於ける家屋，家計資産および農作物の年平均被害額は表6－1に示す通りであり，被害額算定のための諸条件はサポーティングレポートに詳述した。

年平均被害軽減期待額はUS$ 2,020,000である。なお，その詳細は表6－2に示す通りである。

表6－1　年平均被害額
（地域開発計画第1次段階実施後）

単位：US$×$10^6$

		実施前	実施後
家屋および家計資産	直接被害	1.998	0.250
	間接被害	0.300	0.038
小計		2.298	0.288
農作物	直接被害	0.035	0.028
	間接被害	0.007	0.006
小計		0.042	0.034
合計		2.340	0.322

6.3 建設事業費

6.3.1 経済的建設事業費

河川改修および排水システムの改良に必要な経済的建設事業費はUS$ 11,900,000であり，うち内貨US$ 7,540,000，外貨US$ 4,360,000である。経済的建設事業費の内訳および各年ごとの支出額は各々表6－3，6－4に示す通りである。

6.3.2 維持管理費

プロジェクトの維持管理に必要な年経費は表6－5に示す通りUS$ 55,000である。

6.4 建設所要資金

プロジェクトの建設所要資金は物価の上昇を，外貨7％，内貨10％として，請負方式と直営方式の2通りの方法で算定した。

これら双方の方式に於ける建設所要資金は施工機材費，用地買収費および価格上昇等を含む総事業費である。ただし，請負方式に於ける施工機械の費用は減価償却費のみが計上され，直営方式に於ける施工機械の費用は購入費が計上される。

建設所要資金は請負方式で行った場合，外貨US$ 5,272,300，内貨US$ 12,385,000，直営方式で行った場合，外貨US$ 7,139,000，内貨US$ 12,385,000である。

エンジニアリング　サービスを除く総建設事業費を内貨で算定すれば，建設所要資金は請負方式でUS$ 18,502,000，直営方式でUS$ 19,967,000となる。なお，上記両方式に含まれるべきエンジニアリング　サービスの外貨分は請負方式，直営方式ともにUS$ 1,884,000である。

6.5　経済評価

6.5.1　内部収益率

6.2節および6.3節において算定したプロジェクト便益および建設事業費から内部収益率を算定すると13.2%となり，この数値は本プロジェクトが経済的に妥当であることを示している。

6.5.2　感度分析

プロジェクトの感度分析は地域開発計画の完了時期と建設事業費の変化を考慮して検討した。

仮に，建設事業費が10%上昇した場合，内部収益率は12.1%，また，仮に地域開発計画の第1次段階完了時期を1990年とした場合，内部収益率は12.2%となり，内部収益率は比較的高く，上記条件のもとでも本プロジェクトは経済的に妥当である。

6.6　社会経済的インパクト

本プロジェクトを実施することにより，6.2節に於いて算定した便益以外にも次に示すような社会経済的インパクトを期待することが出来る。

プロジェクト実施に伴ない，雇用機会が増大し，地域経済の発展に寄与する。河川と排水路の改修工事の実施に於いて約1,000人が建設に参加し，また，プロジェクト完了後も約22人が維持管理のために雇用される。

プロジェクトを通してインドネシアの人々に洪水防御計画の各分野に於いて技術の移転が行われる。技術の移転は，今後の洪水防御計画策定のために非常に有効である。

プロジェクトを実施することにより，生活環境は大幅に改善される。生活環境の改善は地域内の社会経済活動に対して良い影響を与えるものと考えられる。

第7章　結論および勧告

7.1　概　　説

本調査は1)水資源開発を含む全体洪水防御計画策定のための予備調査,および2)ウジュンパンダン市の排水計画を含む緊急洪水防御計画の策定よりなっている。

対象地区の住民および財産を洪水被害から護り，かつ，地域開発を促進するためには全体洪水防御計画および緊急洪水防御計画は必要欠くべからざるものである。特に緊急洪水防御計画は技術的に妥当であり，また，プロジェクトの内部収益率が13.2%であり，経済的にも実施可能である。

したがって，全体洪水防御計画および緊急洪水防御計画を実施するため，次の段階の調査検討が速かに行われることを勧告するものである。

7.2　結　　論

7.2.1　全体洪水防御計画

全体洪水防御計画は，インドネシアに於ける他の重要河川の改修規模を考慮し，50年確率洪水を対象に計画した。カンピリ地点およびピリピリ地点の基本高水流量は各々3,700 m^3/s，2,750 m^3/s である。この基本高水流量はダム建設および河川改修により制御される。

河口より31 km上流に計画したピリピリダムは治水と利水の多目的ダムである。ダムタイプは中央コア型ロックフィルダムで，ダム高65 mの主ダムとその両側の2つの副ダムよりなる。

貯水池の有効貯水容量は $262\times10^6\,m^3$で，洪水調節容量，利水容量の配分はそれぞれ $24\times10^6\,m^3$，$238\times10^6\,m^3$ である。

ピリピリダム地点の基本高水流量 2,750 m^3/sは，ダムにより1,200 m^3/sピークカットされ，1,550 m^3/sとなる。これに他流域からの流出量を加えてカンピリ地点に於ける計画高水流量は2,500 m^3/sになる。

河川改修対象区間は河口からカンピリ堰迄の20 km区間である。改修工事は河道の掘削，浚渫および築堤等よりなっている。また，これに伴ない護岸，水制，床固め等の設置，橋梁，樋管等の付替え，堤内地側の排水溝の改修等も行う。

一方，最適排水システムはポンプと排水路よりなり，地域開発計画の第2次段階およ

び第3次段階完了後，実施されるべきものである。この場合の最適排水容量は第2次段階完了時点で30m³/s，第3次段階完了時点で40m³/sである。

しかしながら，対象地域の地盤標高は非常に低いので，単に排水機場や水路を建設するだけでは湛水被害を完全になくす事は困難である。

計画された排水路の延長は地域開発計画の第2次段階完了時点で4.3km，第3次段階完了時点で16.9kmであり，これらは全て護岸が施こされる。

また，上流域に於ける崩壊土砂および河岸，扇状地に於ける浸食土砂は現在の所余り多くない。したがって，地域防災のため砂防ダムを3基建設する。造林，保水，あるいは環境改善のために植林は行うべきである。

洪水防御全体計画を実施することにより，もたらされる効果は次の通りである。

洪水防御

ジェネベラン河の河川改修およびビリビリダムの建設は50年確率の洪水に対して計画したものであり，全体洪水防御計画完成後は50年確率以下の洪水に対し流域は安全に護られる。

灌　漑

現在の農地面積は雨期に於いて31,000ha，乾期に於いて3,500haである。

全体洪水防御計画完成後，カンビリ堰地点に於いて21m³/sの取水が可能であり，これを灌漑に用いるならば，雨期に於いて31,000haの農地が灌漑でき，また，乾期に於いても19,000haの農地が灌漑でき，年2.5期作が可能である。したがって，乾期に1.5期作を行うとすれば，乾期に於ける延灌漑面積は28,500haとなり，稲作可能増加面積は25,000haとなる。

カンビリ取水口，ビリビリ取水口および用水路等の灌漑施設はすでに設置されており，単に農業用水を開発することによって当該地区の収穫高は大幅に増加し，年収穫高はほぼ倍増する。

発　電

ダムからの灌漑のための放流水を利用して22,000KWの発電が可能であり，年間発生電力量は75,000MWHに達する。これはウジュンパンダン市に於ける現発電施設の出力の40%に相当する。計画発電所の位置が現存する3ヶ所の変電所から20km以内であることを考えれば非常に経済性がある。

都市用水

上水および工業用水の需要は地域開発計画の進展とともに増大すると考えられ，ピリピリダムの建設は将来の都市用水の需要を満たす上からも有益である。

7.2.2　緊急洪水防御計画

緊急河川改修の計画高水流量はスングミナサ橋地点で2,100m³/s（10年確率）である。

河川改修区間は河口からスングミナサ橋までの9.0km区間で，工事は掘削，浚渫および築堤等からなる。また，これに伴ない護岸，水制，樋管および排水溝等の河川構造物の設置および整備を行う。

また，スングミナサ橋上流の堤内地は洪水の自然遊水地として利用し，これによりカンピリ地点計画流量2,500m³/sはスングミナサ橋地点で2,100m³/sに調節される。

排水計画はバナンブー水路の改修，シンリジャラ水路の整形およびジョンガヤ水路の新規開削等からなり，これら2水路の改修延長は14.5kmである。改修規模はバナンブー水路が30m³/sの排水能力，シンリジャラ水路が現況断面整形，ジョンガヤ水路が30m³/sの排水能力を有するようにする。

これらの水路は旧ジェネベラン河部分を除いて全て2面張り護岸水路とし，水路改修に伴ない樋管や橋梁等は全て付替えるものとする。

エンジニアリング　サービスを含む緊急洪水防御計画の実施期間は1981年から1985年の5ケ年間である。

河川改修と排水システムの改良からなる緊急洪水防御計画の経済的建設事業費はUS$11,900,000であり，その内訳は内貨US$7,540,000，外貨US$4,360,000である。これを実施するための建設所要資金は請負方式で行った場合，外貨US$5,272,300，内貨US$12,385,000，また，直営方式で行った場合，外貨US$7,139,000，内貨US$12,385,000である。

エンジニアリング　サービスを除く総建設事業費を内貨で算定すれば，建設所要資金は請負方式でUS$18,502,000，直営方式でUS$19,967,000である。このうち，エンジニアリング　サービスの外貨分はUS$1,884,000である。また，プロジェクトの維持管理に必要な年経費はUS$55,000である。

この緊急洪水防御計画を実施することにより，当計画地域はジェネベラン河の10年確率以下の洪水に対し安全となり，また，排水システムの改良により，確率5年以下の内水被害に対して無害となる。

なお，この緊急洪水防御計画を行うことにより生じる年便益はUS$2,020,000である。

7.3 勧　告

7.3.1 全体洪水防御計画

1) ジェネベラン河の緊急洪水防御計画が完成したとしてもウジュンパンダン市はなお，10年確率以上の洪水に対し，洪水氾濫の危険にさらされている。一方，ウジュンパンダン市の開発計画の進展に伴ない，今後，水需要は増大すると考えられ，この将来の水需要に備えて水資源の開発を行う必要がある。

したがって，ジェネベラン河の全体洪水防御計画および水資源開発計画のフィージビリティスタディを早急に実施すべきである。

また，地域開発計画の第2次段階および第3次段階の排水計画は現在，当該地区の資産が少ないため，早急に実施する必要はなく，地域開発計画の進捗に合わせて行うべきである。

2) 河口からカンピリ堰までの区間の河川改修は 50 年確率洪水を対象として計画されているが,50年確率以上の洪水が生起する可能性は充分にある。これに対処するため，上流域にヒューズを計画することが望ましい。このヒューズについては次の段階で検討すべきである。

3) 現在，ジェネベラン河上流域は草地で，地形的に安定しており，流出土砂は殆んどない。したがって，流出土砂の抑止対策は早急に必要ないが，土砂の保全は将来の流出土砂の増大を防ぐ意味で重要なことであるので，今後さらに調査検討を行うことが望ましい。

4) 地域開発計画の第3次段階完了時に於けるポンプ規模は経済的に約 150m³/s まで成立する。概略検討によれば，150m³/s のポンプ場を建設するよりも対象地区の低標高地帯を埋めたてた方が安くなる。いずれにしても費用が膨大なものとなるので当地域の開発計画は慎重に検討する必要がある。

5) 地域開発計画の第2次段階，第3次段階の地域は大部分が農地であるが,地域開発計画の完了時点に於いて市街化されるため，当地区への灌漑用水は不必要となる。したがって，この灌漑用水路は撤去されることが望ましい。

また，ピリピリ灌漑用水路を通じて洪水が当該地区に流入する可能性があるため，ピリピリ取水口を修理し，洪水時に河川水が流入しないようにすべきである。

さらに，灌漑用水路に取水口下流域から流入した洪水をスングミナサ橋上流の適当な地点でジェネベラン河へ排水する等の対策も併せてフィージビリティスタディ段

階で検討する必要がある。

6) ジェネベラン河の全体洪水防御計画および水資源開発計画のフィージビリティスタディを実施するため，下記調査が必要である。

－河川構造物計画地点および灌漑用水路の縦横断測量

－ダムサイト，発電所，逆調整地および砂防ダムサイト建設予定地点の地形図（縮尺1/5,000）および貯水池，灌漑地域，スングミナサ～ダムサイト間の河川沿いの地形図（縮尺1/10,000）の作成。

－ジェネベラン河に於ける水位観測所の設置およびジェラベラン河上流域に於ける雨量観測所の設置

－ジェネベラン河の流送土砂量観測および各水位観測所に於ける流量観測

－ダムサイトのボーリング調査および物理探査

7.3.2 緊急洪水防御計画

1) 計画対象地域は現在急速に都市化が進んでおり，河川改修と排水システムの改良よりなる緊急洪水防御計画は，早急に実施する必要がある。そして，この緊急計画を実施することは，単に当該地区を洪水被害から護るだけでなく，地域開発をなお一層促進することになる。

2) スングミナサ橋上流域の自然遊水地については，詳細な地形図がないため，本調査に於いては十分な検討が出来なかった。自然遊水地の洪水調節機能はジェネベラン河下流の計画高水流量を決める重要な要因となるので，実施設計の段階ではさらに詳細に調査検討する必要がある。

3) 河川改修計画および排水改良計画を実施するには多くの家屋を移転しなければならず，社会問題を引き起す可能性があるので，家屋の移転は法律や規則に合わせ細心の注意を払って行わなければならない。

4) 緊急洪水防御計画の早期実現をはかるため，実施設計の段階に於いて下記調査を行う必要がある。

－河川改修区間の縦横断測量（50 m間隔）および計画排水路の縦横断測量（20 m間隔）

－ジェネベラン河河川沿いの地形図（縮尺1/2,500），計画排水路および道路嵩上げ区間の地形図（縮尺1/200），構造物建設予定地点附近の地形図（縮尺1/50）およびスングミナサ橋上流の自然遊水地の地形図（縮尺1/10,000）等の作成

－土取り場予定地点，構造物建設予定点およびジェネベラン河，排水路の土質調査および試験

Table 1-1 MEMBER OF SURVEY TEAM, COUNTERPART AND ADVISORY COMMITTEE

Advisory Committee		
Head	Mr. Takao Jinnouchi	
River	Mr. Naohito Murata	
Drainage	Mr. Tadahiko Nakao	
Hydrology	Mr. Tsuneya Mochizuki	
Coordinator	Mr. Katsuhiko Biyajima	
Survey Team and Counterparts		
Team Leader	Mr. Katsuhisa Abe	Mr. Soeratman Mr. Rusbini
Hydrologist	Mr. Yoshiharu Matsumoto	Mr. Suwarno Mr. Singkir
River Engineer	Mr. Hiroshi Kimura	Mr. Amar Mr. Syarifuddin Mr. Nur Alim
Drainage Engineer	Mr. Makoto Migita	Mr. Rasyid Mr. Siradjuddin
Geologist and Sabo Engineer	Mr. Shinichi Uda	Mr. Budiono Mr. Syamsul Mr. Hasbi
Hydraulic Structural Engineer	Mr. Yoshiyuki Tomioka	Mr. Supriya Mr. Didiek
Dam Engineer	Mr. Akio Yoshino	Mr. Edy Wahjono Mr. Islamuddin
Engineering Economist	Mr. Joji Ishii	Mr. Syafiudin Mr. Suwardy
Survey Engineer	Mr. Masao Iimori Mr. Kiyotaka Takahashi	Mr. Ramli M. Nur Mr. A. Halim Mr. Abd. Wahab Mr. Ariffin Mr. Rasyid Mr. Abd. Rauf Mr. Amir
Liaison Officer	Mr. Kimio Shimomura	Mr. Ridwan Mr. Badjaras

Table 2-1 TARGET COMPOSITION OF NATIONAL PRODUCTION BY ECONOMIC SECTOR

	Fiscal Year 1978/1979	Annual Growth rate	Fiscal Year 1983/1984
Agriculture	31.4%	3.5%	27.2%
Mining	17.9%	4.0%	15.9%
Manufacturing	10.2%	11.0%	12.6%
Construction	4.9%	9.0%	5.5%
Transport	4.6%	10.0%	5.4%
Others	31.0%	8.1%	33.4%
Gross	100.0%	6.5%	100.0%

Table 3-1 PROBABLE DISCHARGE OF JENEBERANG RIVER

Unit: m^3/s

Return Period (Year)	Bili-Bili	Kampili Weir	Sungguminasa	
100	3,122 (8.1)	4,163 (6.7)	4,163 (6.2)	
50	2,748 (7.1)	3,664 (5.9)	3,664 (5.5)	
30	2,471 (6.4)	3,249 (5.3)	3,294 (4.9)	
20	2,249 (5.9)	2,998 (4.8)	2,998 (4.5)	
10	1,862 (4.8)	2,483 (4.0)	2,483 (3.7)	2,085 * (3.1)
5	1,461 (3.8)	1,948 (3.1)	1,948 (2.9)	1,670 * (2.5)
2	854 (2.2)	1,138 (1.8)	1,138 (1.7)	1,090 * (1.6)

* Discharge after regulation
() Specific discharge

Table 3-2 TRANSITION OF LAND USE

(ha)

Land Use	Development Stage	Existing	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
City Side Area	Urban area	671.6	774.1	792.1	792.1
	Agricultural area	258.5	156.0	138.0	138.0
	No use	24.2	24.2	24.2	24.2
	Total	954.3	954.3	954.3	954.3
Mountain Side Area	Urban area	208.1	226.7	661.8	1,443.3
	Agricultural area	1,673.0	1,657.7	1,280.0	510.0
	No use	115.6	112.3	54.9	434.0
	Total	1,996.7	1,996.7	1,996.7	1,996.7
	Grand Total	2,951.0	2,951.0	2,951.0	2,951.0

Table 4-2 PRINCIPAL FEATURES OF THE BILI-BILI DAM

I T E M	FEATURES
DAM AND RESERVOIR	
Catchment Area	384.4 km^2
Type of Dam	Rockfill, Central Core
Crest Elevation	EL 105.00 m
Max. Height of Dam	65.0 m
Crest Length	1,670 m
Dam Volume	8.0 million m^3
Low Water Level (L.W.L.)	EL 74.00 m
Normal Water Level (N.W.L.)	EL 98.00 m
Surcharge Water Level (H.W.L.)	EL 100.00 m
Sediment Storage Capacity	58 million m^3
Effective Storage Capacity	238 million m^3
Flood Control Capacity	24 million m^3
SPILLWAY	
Type of Spillway	Overflow Weir-Chuteway
Gate	7 gates, 8.5 x 9.5 m
Design Discharge Capacity	4,200 m^3/s

Table 4-3 UTILIZABLE DISCHARGE AT KAMPILI

Y E A R	UTILIZABLE DISCHARGE
1953	23 m^3/s
1956	32
1957	20
1958	24
1959	27
1960	25
1975	24
1976	21
1977	24
1978	32

Table 4-4 BENEFIT AND COST ESTIMATE OF DRAINAGE SYSTEM

	Pump (m^3/s)	Benefit ($x10^9$Rp.)	Cost ($x10^9$Rp.)	
			Pump	Channel
Second Stage	P = 10	0.658	5.00	0.76
			5.76	
	P = 20	1.704	8.50	0.96
			9.46	
	P = 30	2.840	12.00	1.11
			13.11	
	P = 40	3.128	15.50	1.24
			16.74	
	P = 50	3.296	19.00	1.35
			20.35	
Third Stage	P = 10	3.475	5.00	1.81
			6.81	
	P = 20	6.917	8.50	2.27
			10.77	
	P = 30	10.563	12.00	2.76
			14.76	
	P = 40	14.390	15.50	2.96
			18.46	
	P = 70	17.795	26.00	3.98
			29.98	
	P =100	18.730	36.50	4.56
			41.06	
	P =160	23.069	57.50	5.46
			62.96	

Table 5-6 BREAKDOWN OF THE TOTAL WORK VOLUME
(URGENT RIVER IMPROVEMENT)

I T E M	UNIT	1st Yr.	2nd Yr.	3rd Yr.	4th Yr.	TOTAL
Dredging	m^3	39,600	79,200	72,600	72,600	264,000
Excavation						
Overland	m^3	39,800	79,500	73,000	72,700	265,000
Under Water	m^3	39,800	79,500	73,000	72,700	265,000
Embankment	m^3	16,600	26,500	24,600	27,800	95,500
Sodding	m^2	11,700	21,500	25,400	24,400	83,000
Revetment						
High-water	m	700	2,300	600	2,100	5,700
Low-water	m	-	1,300	2,600	1,800	5,700
Groyne	PC	-	-	23	-	23
Sluice (1.5x1.5m)	PC	-	-	-	2	2
Sluice (1.1x1.1m)	PC	-	1	-	-	1
Drainage Ditch	m^2	-	600	-	2,200	2,800
Land Acquisition	m^2	9,000	14,300	4,300	27,700	55,300
House Evacuation	PC	20	20	10	10	60
Road Raising	m	-	-	-	2,950	2,950

Table 5-7 BREAKDOWN OF THE TOTAL WORK VOLUME
(URGENT DRAINAGE SYSTEM IMPROVEMENT)

I T E M	UNIT	1st Yr.	2nd Yr.	3rd Yr.	4th Yr.	TOTAL
Excavation	m^3	119,200	134,000	116,000	30,000	399,200
Dredging	m^3	55,400	83,000	-	-	138,400
Filling	m^3	4,000	2,100	2,800	10,600	19,500
Backfill	m^3	2,600	2,800	2,800	2,300	10,500
Revetment	m^2	23,000	24,900	24,700	21,300	94,000
Bridge	PC	5	10	5	2	22
Sluice	PC	-	-	-	1	1
Land Acquisition	m^2	35,800	52,000	50,800	12,800	151,400
House Evacuation	PC	140	150	80	-	370

Table 5-8 CONSTRUCTION EQUIPMENT TO BE PURCHASED

Equipment	Capacity	Unit
Drainage System Improvement		
Bulldozer	11 ton	3
Back Hoe	0.6 m3	4
Dump Truck	8 ton	16
Pile Driver	2.5 ton Ram	1
Tamper	80 kg	1
River Improvement		
Dredger	520 ps	1
Anchor Barge	30 ps	1
Wheel Loader	1.2 m3	1
Wheel Loader	2.0 m3	2
Bulldozer	11 ton	1
Bulldozer	21 ton	3
Back Hoe	1.2 m3	2
Dump Truck	8 ton	31
Vibrating Roller	2.5 ton	1
Soil Compactor	90 kg	1
Tamper	80 kg	1
Road Roller	11-12 ton	1
Tire Roller	8-20 ton	1
Asphalt Engine Sprayer	200 ℓ	1
Asphalt Finisher	2.5 m class	1

Table 6-2 (1) ANNUAL EXPECTED DIRECT DAMAGE REDUCTION

BUILDING AND HOUSELHOLD EFFECTS IN THE FIRST DEVELOPMENT STAGE

1	2				3		4	5	6	7	8
Return Period (1/T)	Inundation Water Stage(M.S.L.m)				Flood Damage(10^6Rp)		Flood Damage Reduction (10^6Rp)	Average (10^6Rp)	Expected Value	5 x 6 (10^6Rp)	Total (10^6Rp)
	Without Project		With Project		Without Project	With Project					
	H_1	H_2	H_1	H_2							
(1/1)	(1.30)	(1.89)	(1.12)	(1.27)	520	40	480				
								535	0.50	268	
1/2	1.45	2.03	1.30	1.54	690	100	590				
								655	0.084	55	
1/2.4	1.50	2.14	1.34	1.60	840	120	720				
								1,500	0.216	324	
1/5	1.68	2.53	1.50	1.87	2,700	420	2,280				
								4,460	0.100	446	
1/10	2.11	2.79	1.64	2.01	7,300	660	6,640				
											1,093.0

NOTE H_1 : Inundation water stage in the mountain-side area

H_2 : Inundation water stage in the city-side area

Table 6-2 (2) ANNUAL EXPECTED DIRECT DAMAGE REDUCTION

FARM CROPS IN THE FIRST DEVELOPMENT STAGE

1	2				3		4	5	6	7	8
Return Period (1/T)	Inundation Water Stage(M.S.L.m)				Flood Damage(10^6Rp)		Flood Damage Reduction (10^6Rp)	Average (10^6Rp)	Expected Value	5 x 6 (10^6Rp)	Total (10^6Rp)
	Without Project		With Project		Without Project	With Project					
	H_1	H_2	H_1	H_2							
(1/1)	(1.30)	(1.89)	(1.12)	(1.27)	20.1	17.3	3.8				
								3.60	0.50	1.800	
1/2	1.45	2.03	1.30	1.54	23.0	19.6	3.4				
								3.45	0.084	0.290	
1/2.4	1.50	2.14	1.34	1.60	23.7	20.2	3.5				
								4.50	0.216	0.972	
1/5	1.68	2.53	1.50	1.87	27.2	21.7	5.5				
								6.20	0.100	0.620	
1/10	2.11	2.79	1.64	2.01	31.4	24.5	6.9				
											3.682

NOTE H_1 : Inundation water stage in the mountain-side area

H_2 : Inundation water stage in the city-side area

Table 6-3 BREAKDOWN OF ECONOMIC COST

WORKS	UNIT	QUANTITY	COST ($x10^3$US$) F.C.	L.C.
1. RIVER IMPROVEMENT				
Main Works				
Dredgeing	m^3	264,000	225	233
Excavation	m^3	530,000	1,051	946
Embankment	m^3	95,500	202	199
Sodding	m^2	83,000	-	41
Revetment	m	5,700	-	1,155
Groyne	pc	23	-	53
Sluice	pc	3	1	31
Drainage Ditch	m	2,800	9	9
Road Raising	m	2,950	27	162
Sub-Total			1,515	2,829
Preparatory Work	LS		227	424
Land Acquisition and House Evacuation	LS		-	55
Total for 1			1,742	3,308
2. DRAINAGE CHANNEL				
Main Works				
Excavation	m^3	399,200	339	184
Foundation	m	23,290	-	207
Revetment	m^2	93,700	-	937
Backfill	m^3	10,500	-	2
Filling	m^3	19,500	6	4
Spoil	m^3	369,200	334	406
Dredging	m^3	138,400	195	227
Bridge	nos.	22	8	621
Sluice	nos.	1	1	64
Sub-Total			883	2,652
Preparatory Work	LS		132	398
Land Acquisition and House Evacuation	LS		-	824
Total for 2			1,015	3,874
Total for 1 and 2			2,757	7,182
3. Engineering	LS		1,606	357
Grand Total			4,363	7,539

Table 6-4 ANNUAL DISBURSEMENT OF ECONOMIC COST

UNIT: $x10^3$US$

	ITEM	TOTAL		1		2		3		4		5	
		F.C.	L.C.	F.C.	L.C.	F.C.	L.C.	F.C.	L.C.	F.C.	L.C.	F.C.	L.C.
Jeneberang River Improvement	MAIN WORKS	1,515.0	2,829.0	-	-	226.8	253.9	441.1	744.4	403.3	864.6	443.8	966.1
	PREPARATORY WORK	75.8	141.4	-	-	11.3	12.7	22.1	37.2	20.2	43.2	22.2	48.3
	SURVEY & SOIL TEST	151.5	282.9	-	-	22.7	25.4	44.1	74.4	40.3	86.5	44.4	96.6
	LAND ACQUISITION	-	35.4	-	-	-	5.8	-	9.1	-	2.8	-	17.7
	HOUSE EVACUATION	-	19.2	-	-	-	6.4	-	6.4	-	3.2	-	3.2
	SUB-TOTAL	1,742.3	3,307.9	-	-	260.8	304.2	507.3	871.5	463.8	1,000.3	510.4	1,131.9
Drainage System Improvement	PANAMPU ROUTE	293.5	1,054.3	-	-	206.1	623.6	87.4	430.7	-	-	-	-
	JONGAYA ROUTE	543.4	1,233.1	-	-	77.9	90.7	264.4	522.3	201.0	620.1	-	-
	SINRIJALA ROUTE	45.4	365.3	-	-	-	-	-	-	-	-	45.4	365.3
	PREPARATORY WORK	44.1	132.7	-	-	14.2	35.7	17.6	47.7	10.1	31.0	2.3	18.3
	SURVEY & SOIL TEST	88.2	265.2	-	-	28.4	71.4	35.2	95.3	20.1	62.0	4.5	36.5
	LAND ACQUISITION	-	705.3	-	-	-	229.1	-	252.1	-	162.7	-	61.4
	HOUSE EVACUATION	-	118.4	-	-	-	44.8	-	48.0	-	25.6	-	-
	SUB-TOTAL	1,014.6	3,874.3	-	-	326.6	1,095.3	404.6	1,396.1	231.2	901.4	52.2	481.5
	ENGINEERING WORK	1,606.0	357.4	750.0	120.0	216.0	59.7	240.0	66.3	200.0	55.5	200.0	55.5
	TOTAL	4,362.9	7,539.2	750.0	120.0	803.4	1,459.2	1,151.9	2,333.9	895.0	1,957.2	762.6	1,668.9
	GRAND TOTAL	11,902.1		920.0		2,262.6		3,485.8		2,852.2		2,431.5	

NOTE: The maiantenance cost is not included in this table
Conversion rate; 250 YEN to 1 US$

Table 6-5 BREAKDOWN OF OPERATION AND MAINTENANCE COST

Unit: $x10^3$Rp.

Item	1983		1984		1985		1986 - 2030	
	Number	Amount	Number	Amount	Number	Amount	Number	Amount
Remuneration								
- Supervisor	1 person	1,080	1 person	1,080	1 person	1,080	1 person	1,080
- Staff	1 person	720	2 persons	1,440	4 persons	2,160	6 persons	4,320
- Driver	1 person	480	1 person	480	2 persons	960	2 persons	960
- Operator	1 person	1,080	1 person	1,080	1 person	1,080	1 perosn	1,080
- Labor	6 persons	1,620	8 persons	2,160	10 persons	2,700	12 persons	3,240
Machinery								
- Jeep	1 nos.	1,000	1 nos.	1,000	2 nos.	2,000	2 nos.	2,000
- Clamshell	1 nos.	9,000	1 nos.	9,000	1 nos.	9,000	1 nos.	9,000
- Mechinary Maintenance	L.S.	5,000	L.S.	5,000	L.S.	5,500	L.S.	5,500
Office running Cost	L.S.	4,000	L.S.	4,000	L.S.	4,000	L.S.	4,000
Miscellaneous	L.S.	2,370	L.S.	2,520	L.S.	2,850	L.S.	3,120
T o t a l		26,080		27,760		31,330		34,300

Fig. 3-1 LOCATION MAP

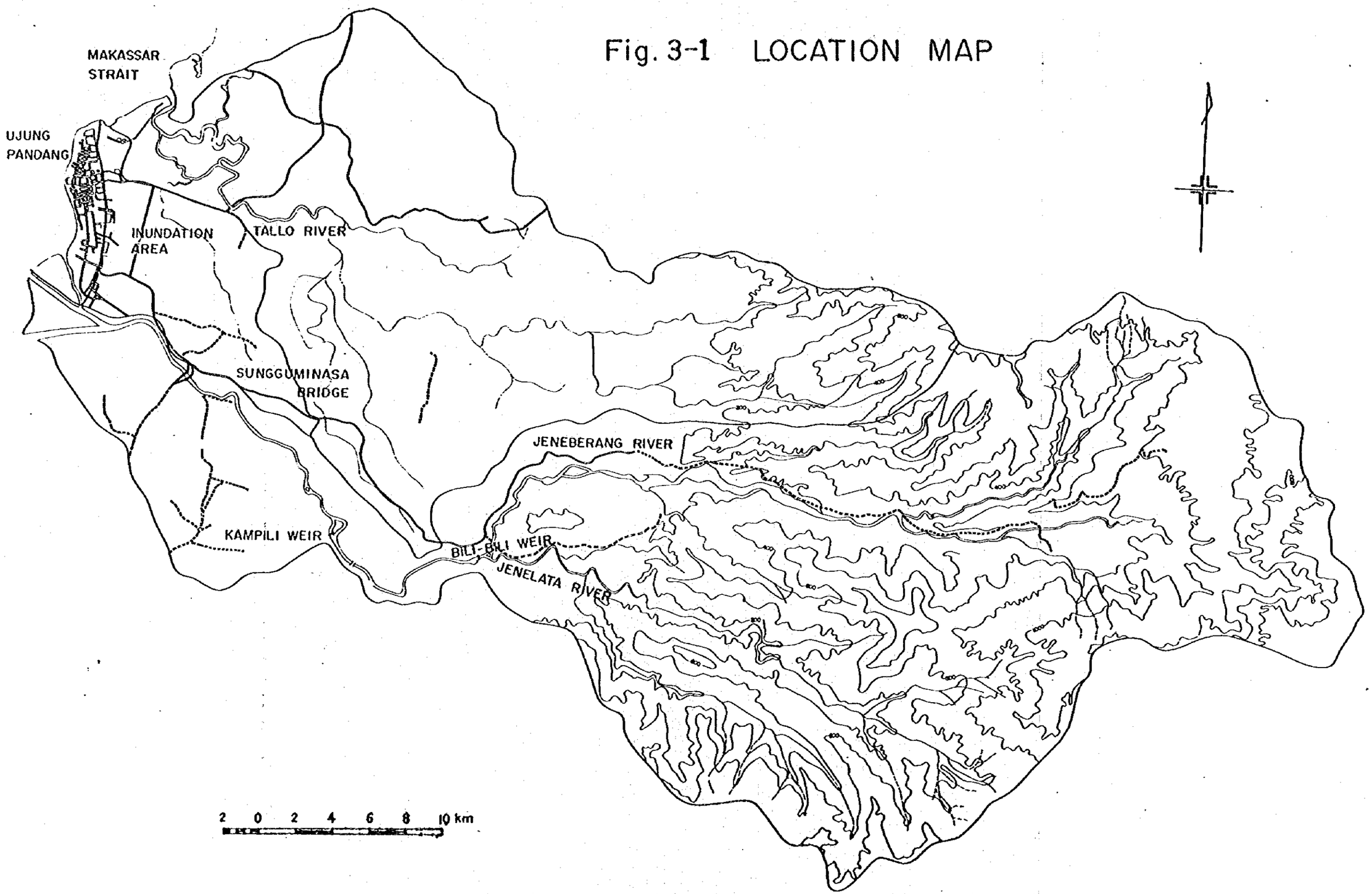


Fig. 3-2 PROJECT AREA AND DEVELOPMENT AREA

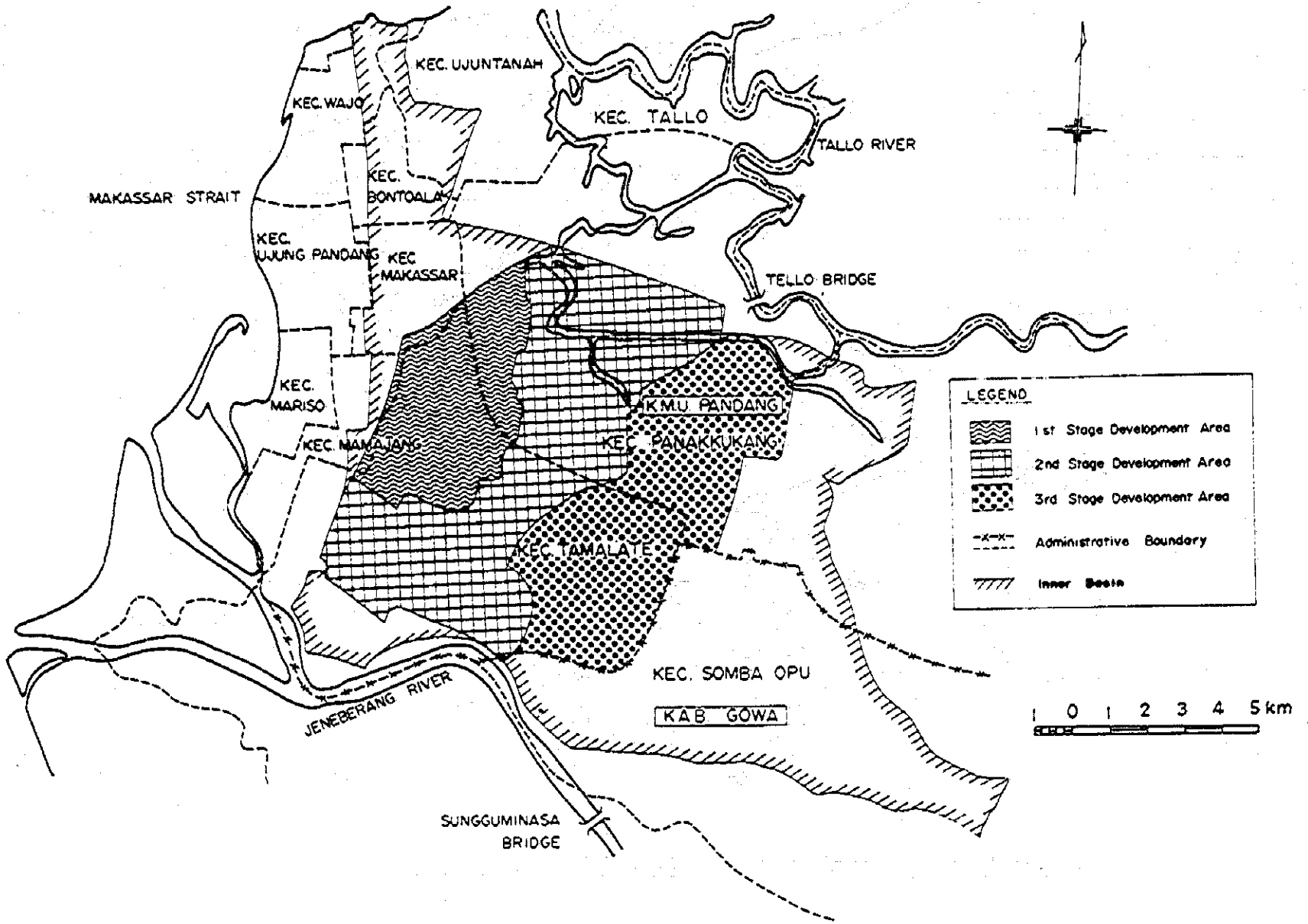


Fig. 3-3 PRESENT DRAINAGE AREA AND DRAINAGE CHANNELS

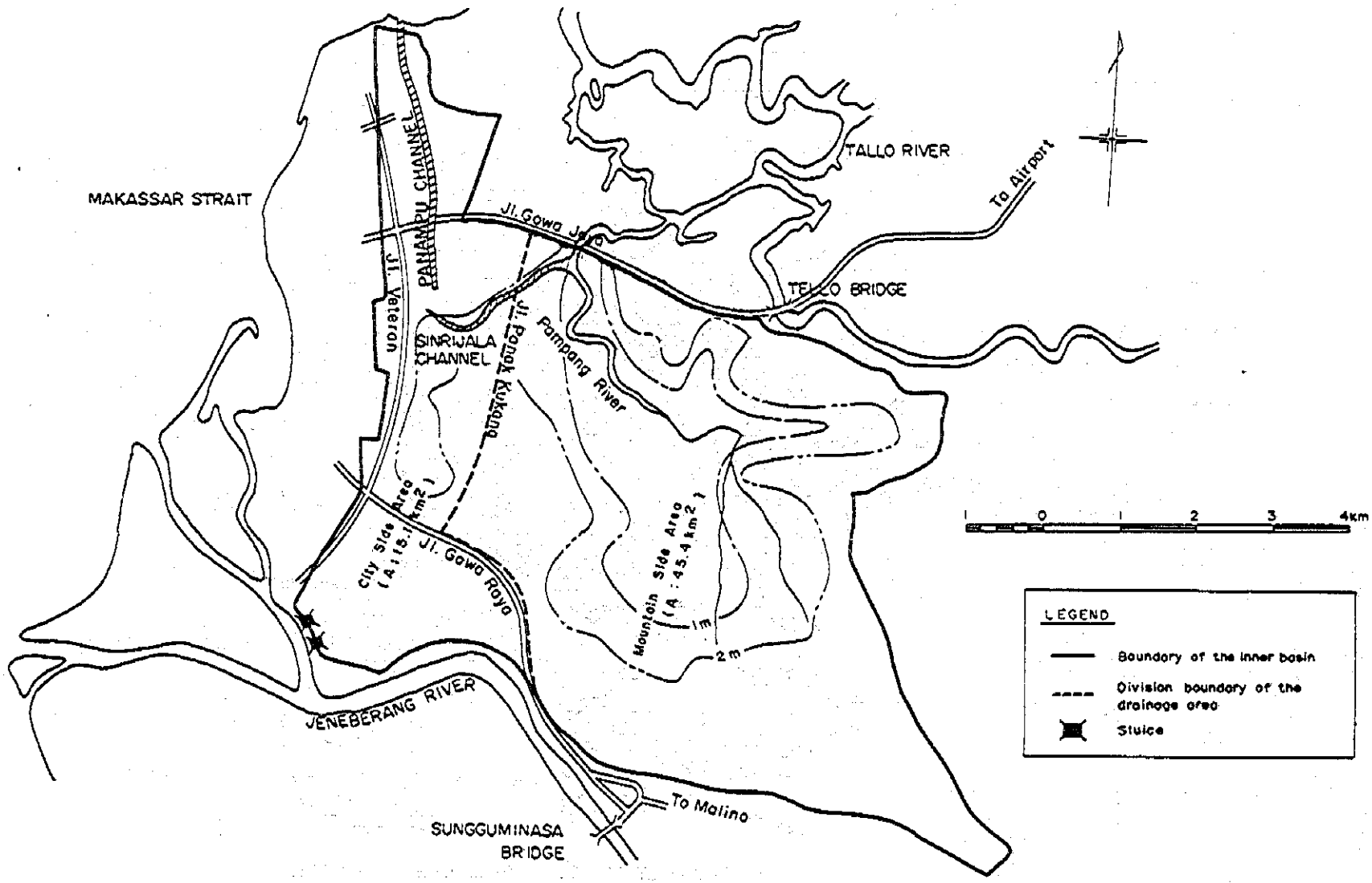


Fig. 3-4 TRANSITION OF ESTUARY SAND BAR

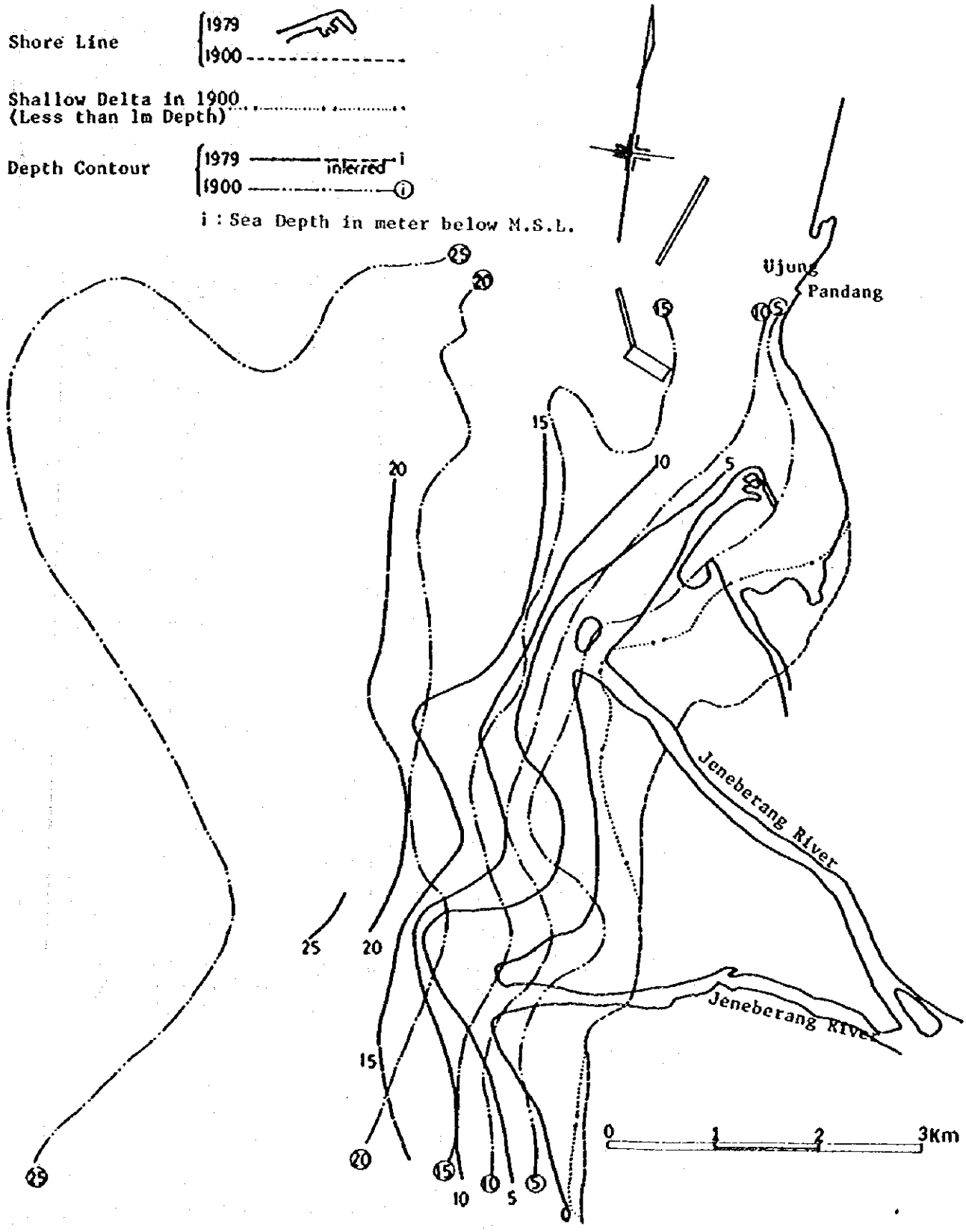
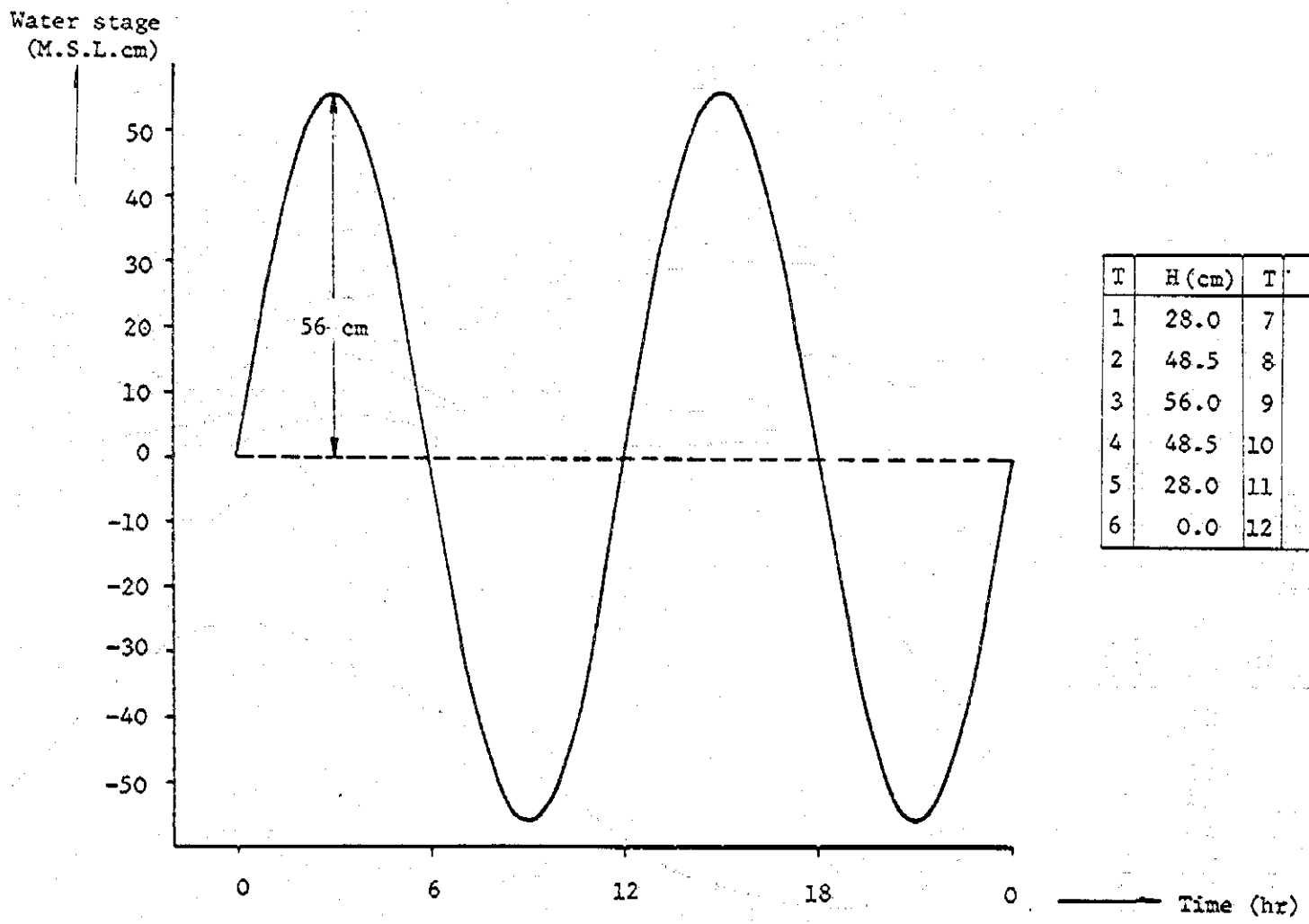


Fig. 3-5 MODEL TIDAL HYDROGRAPH



T	H (cm)	T	H (cm)
1	28.0	7	-28.0
2	48.5	8	-48.5
3	56.0	9	-56.0
4	48.5	10	-48.5
5	28.0	11	-28.0
6	0.0	12	0.0

Fig. 3-6 GEOLOGICAL MAP

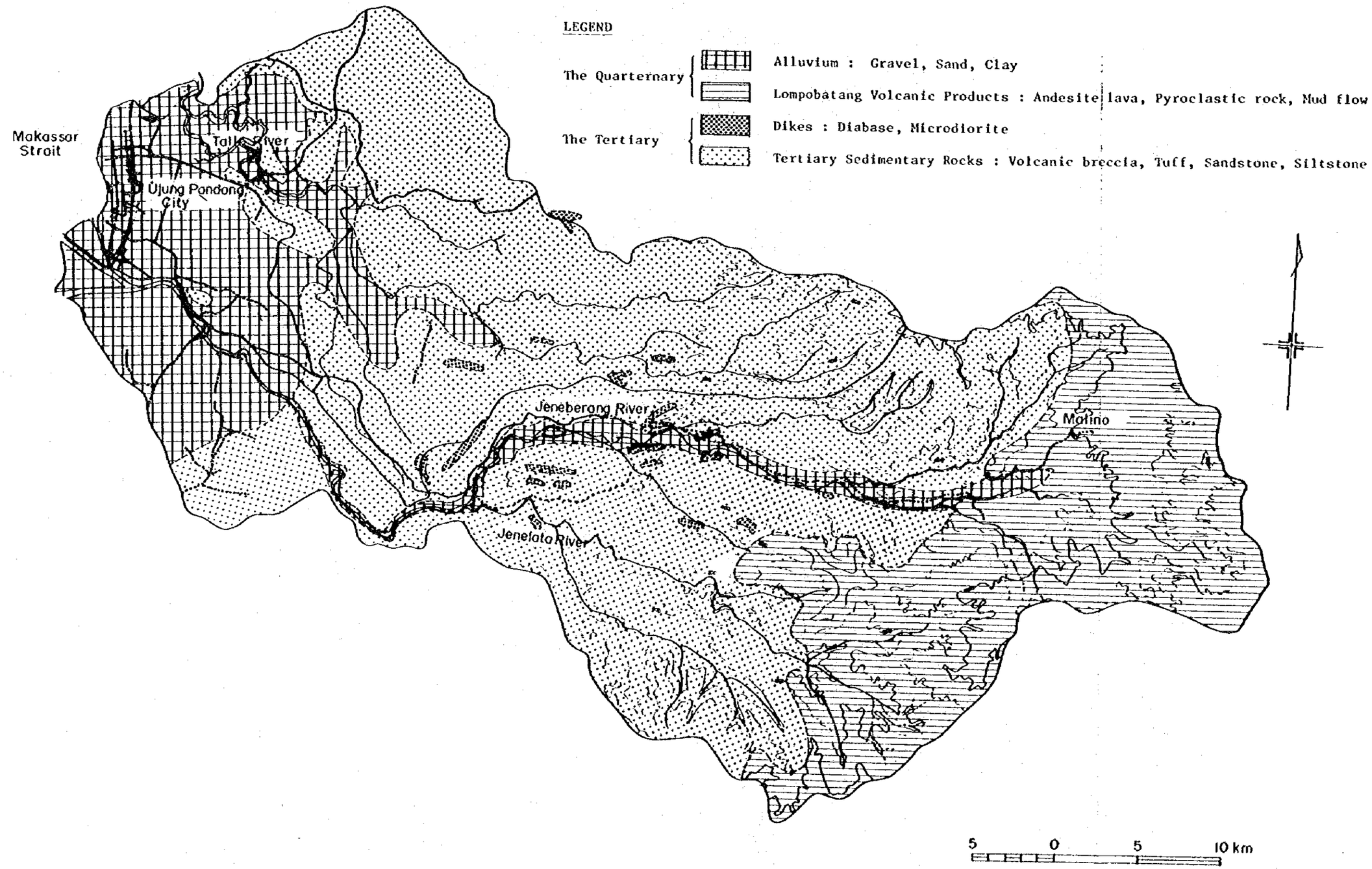


Fig. 3-7 GENERAL MAP OF JENEBERANG RIVER COURSE

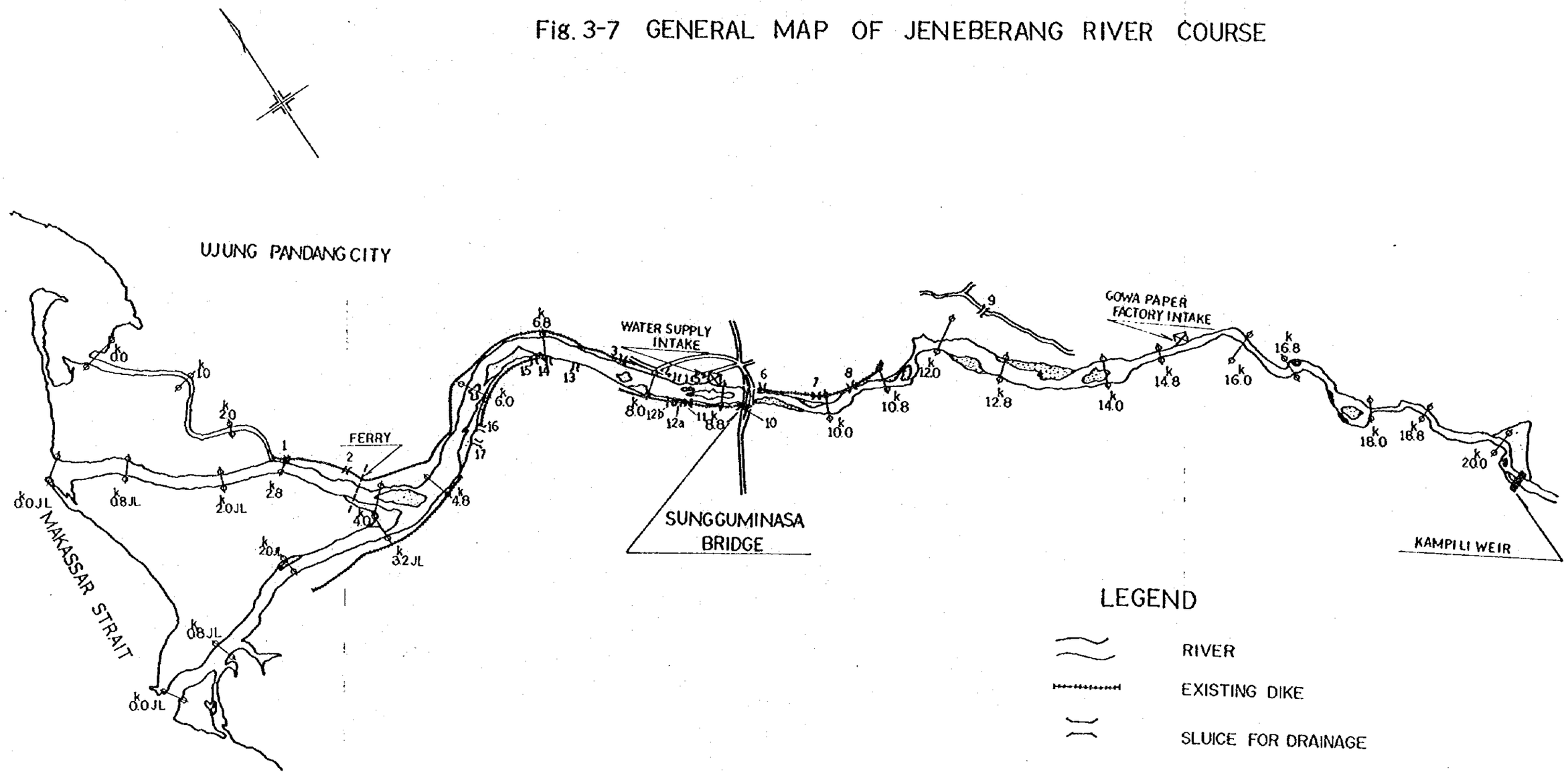


Fig. 3-8 PRESENT FLOW CAPACITY OF JENEBERANG RIVER

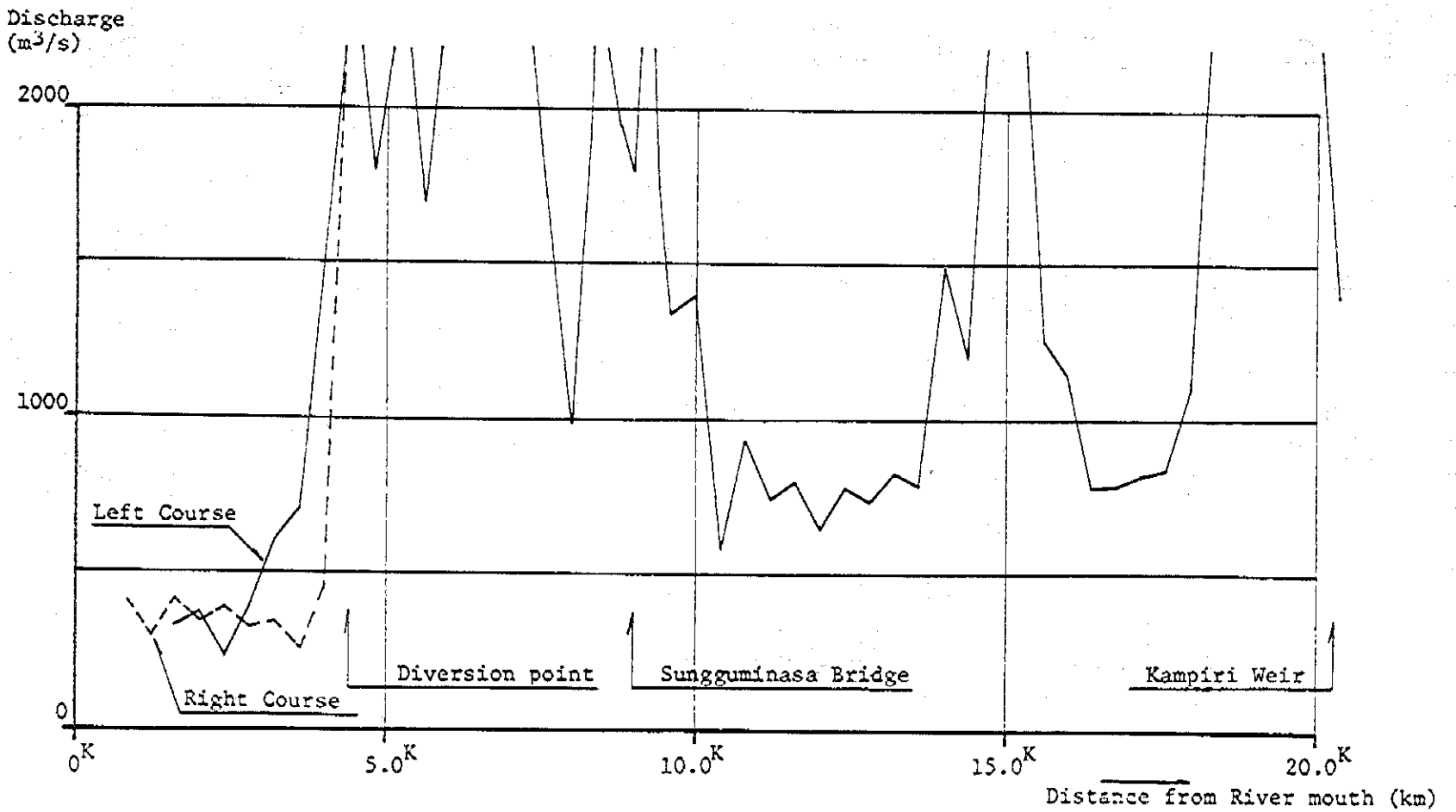


Fig. 3-9 CROSS-SECTION OF THE JENEBERANG AND TALLO RIVERS

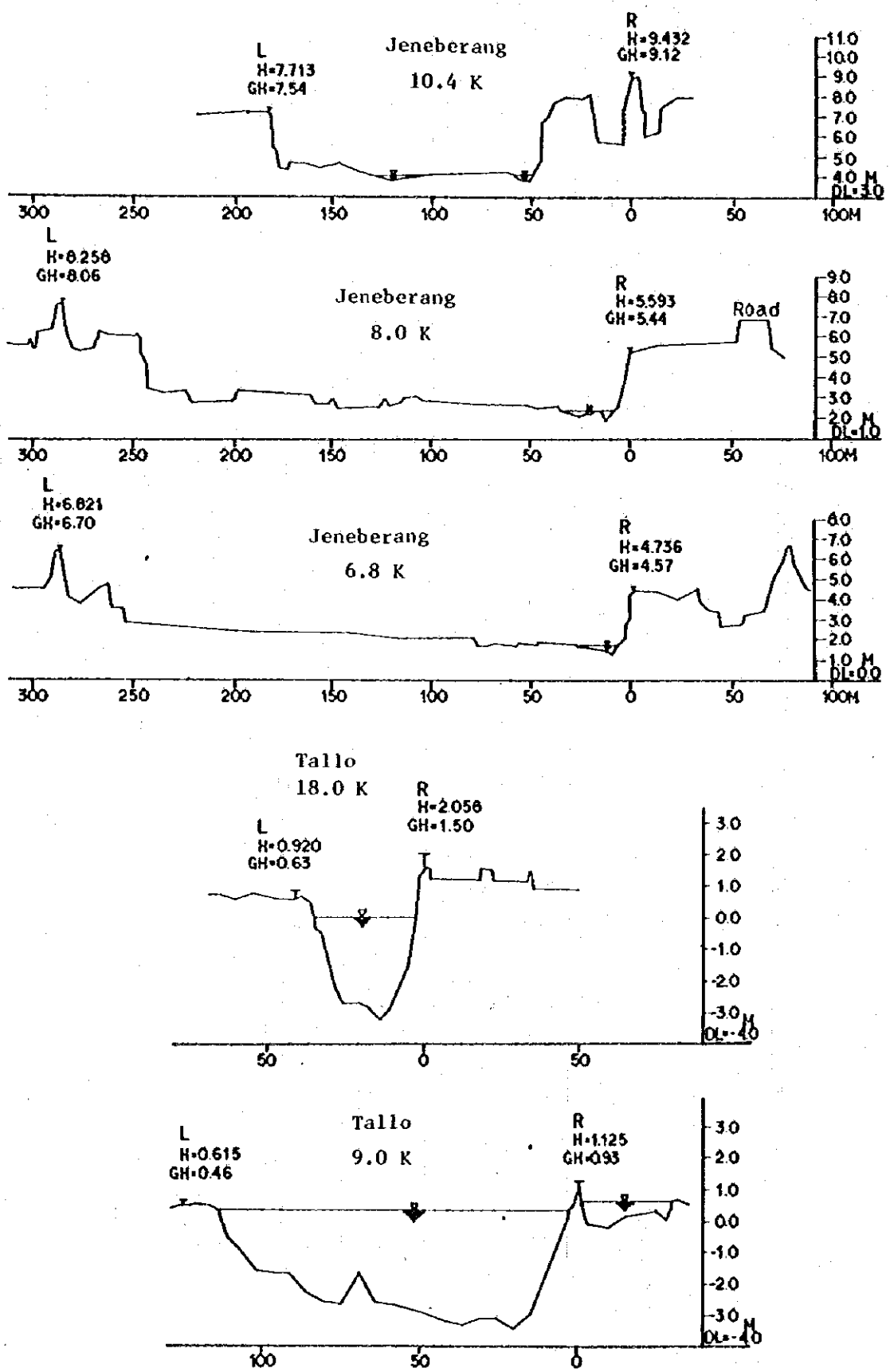
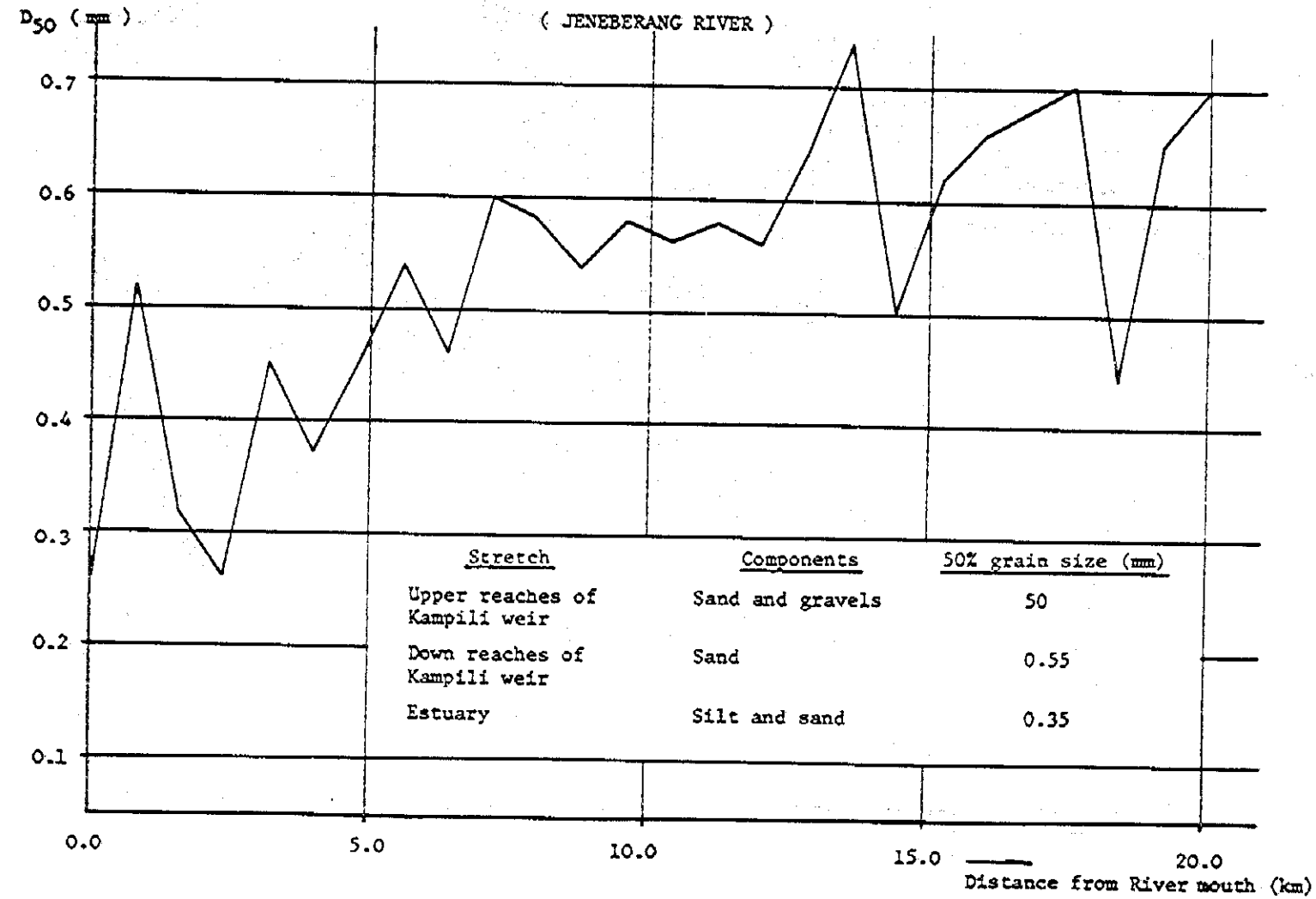


Fig. 3-10 MEAN GRAIN SIZE DISTRIBUTION

(JENEBERANG RIVER)



Stretch	Components	50% grain size (mm)
Upper reaches of Kampili weir	Sand and gravels	50
Down reaches of Kampili weir	Sand	0.55
Estuary	Silt and sand	0.35

Fig. 3-11 GENERAL MAP OF TALLO RIVER COURSE

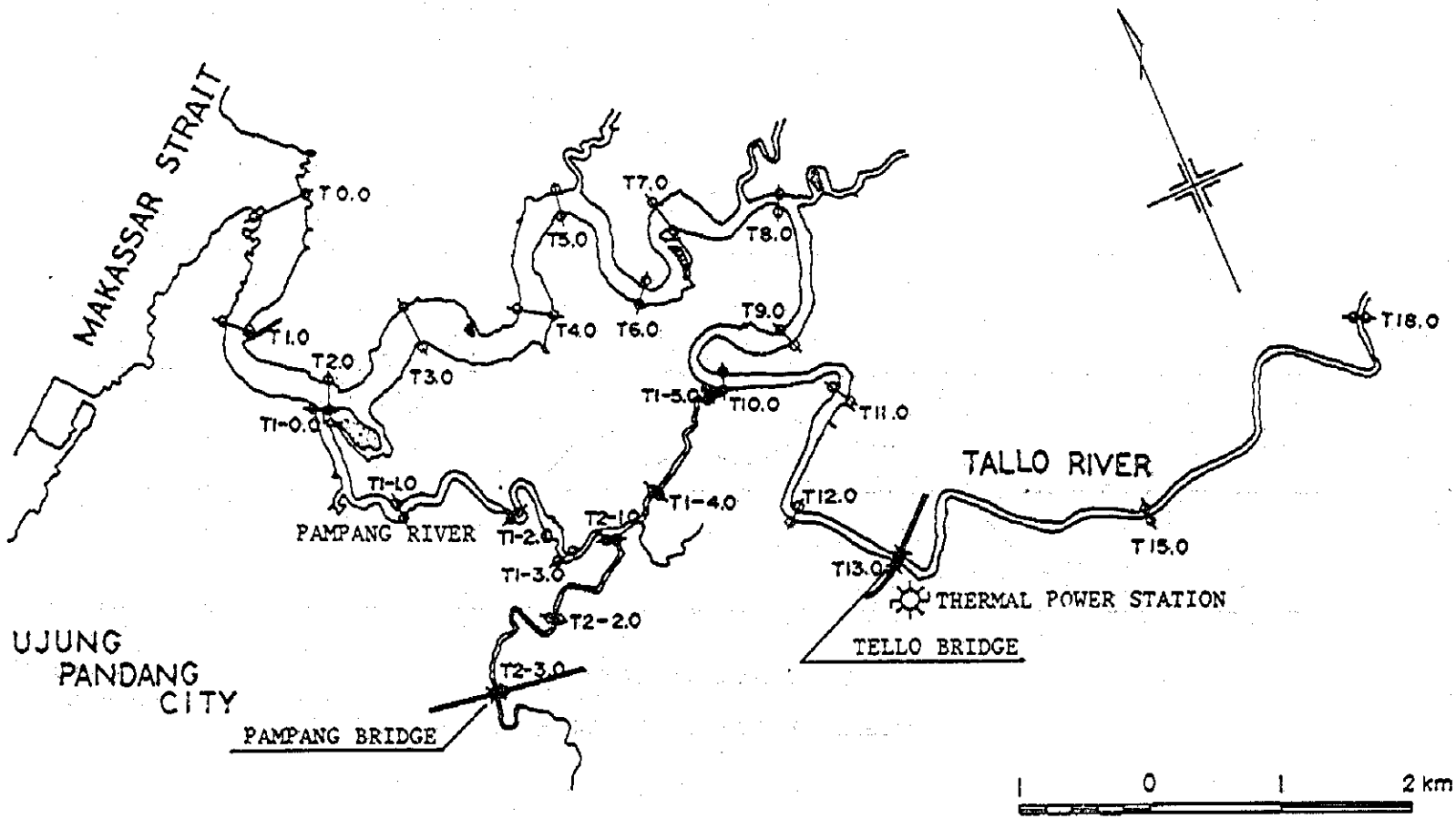


Fig. 3-12 INUNDATION MAP DURING THE FLOOD OF JAN. 1976

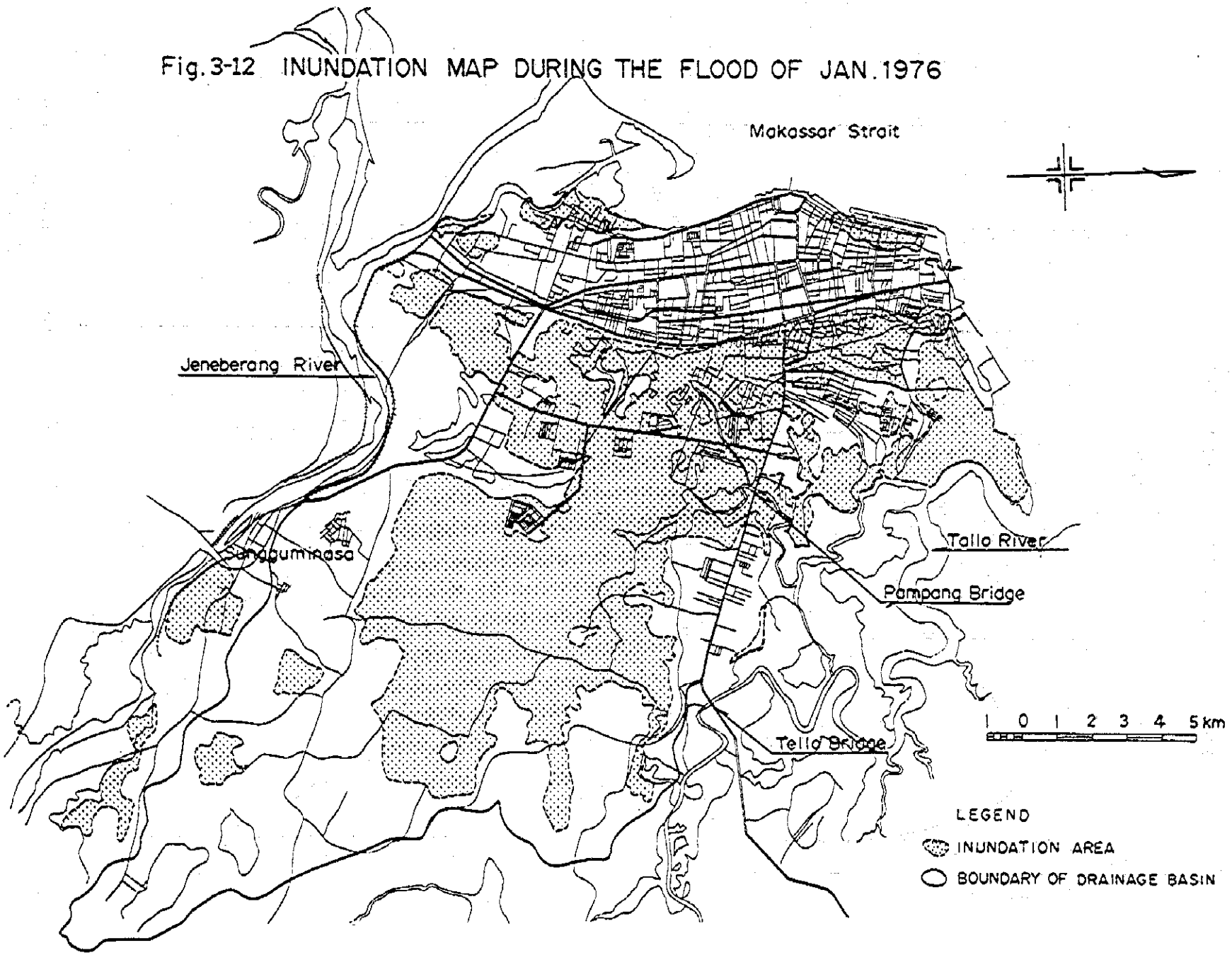
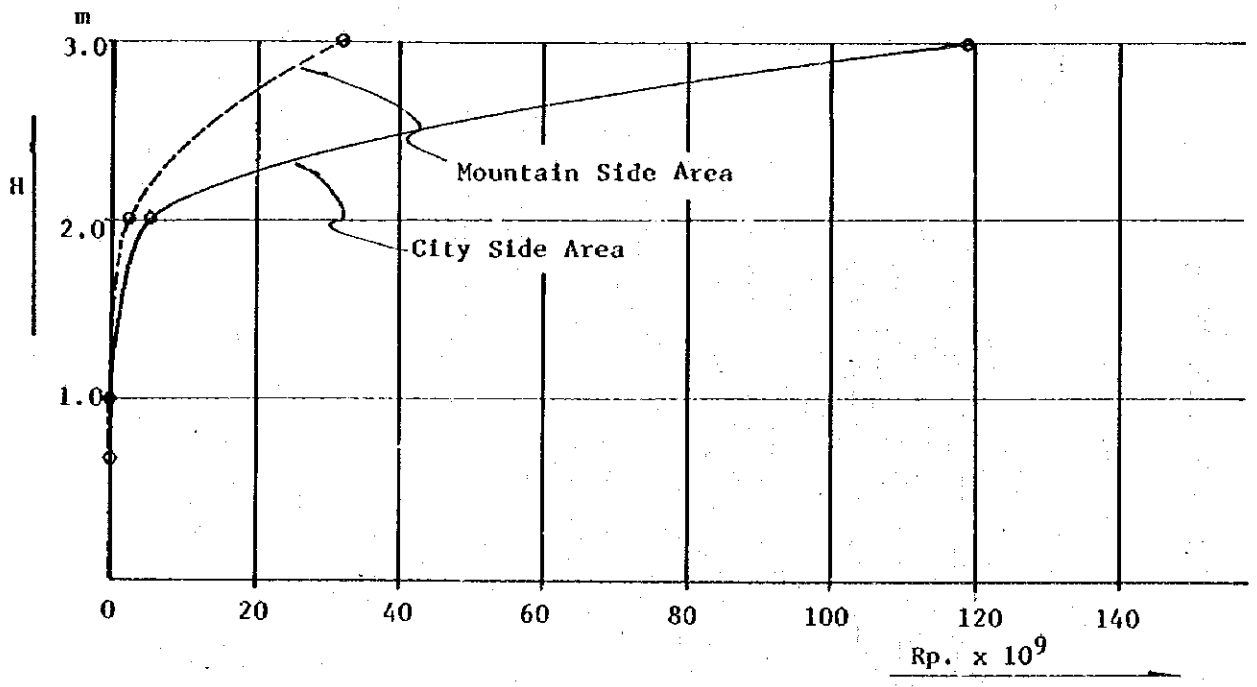


Fig. 3-13 (1) ASSETS - GROUND HEIGHT CURVE

Existing



1st Stage

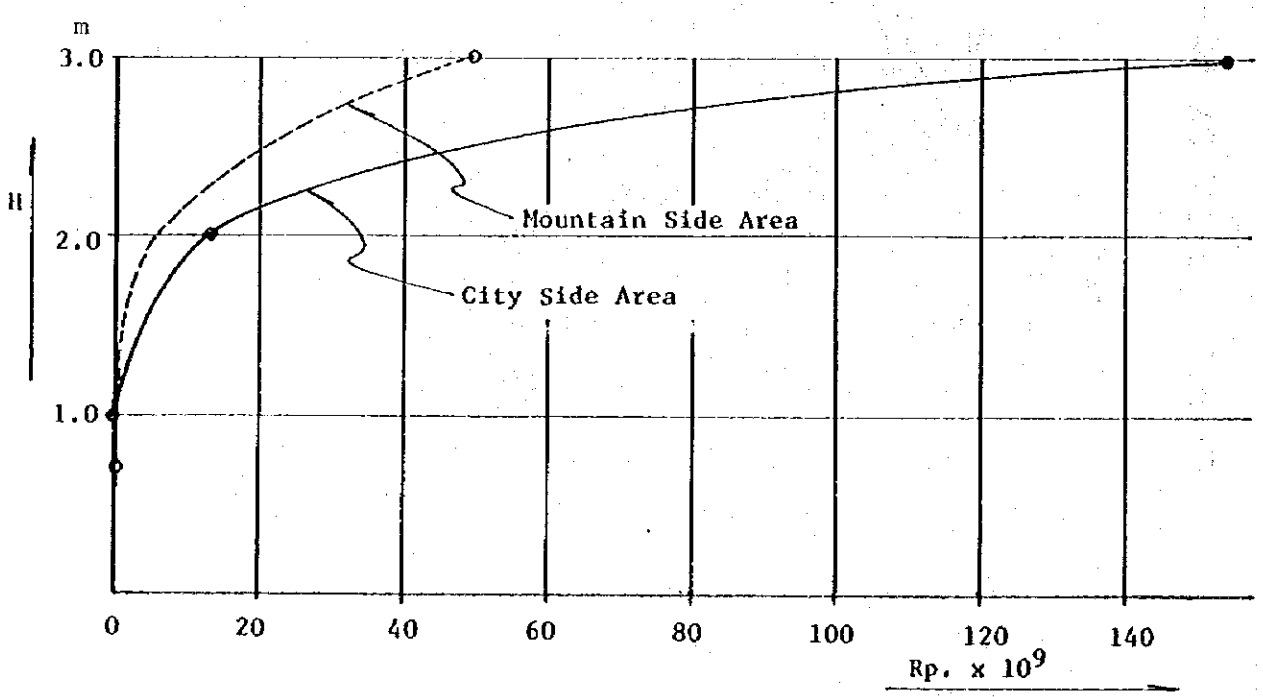
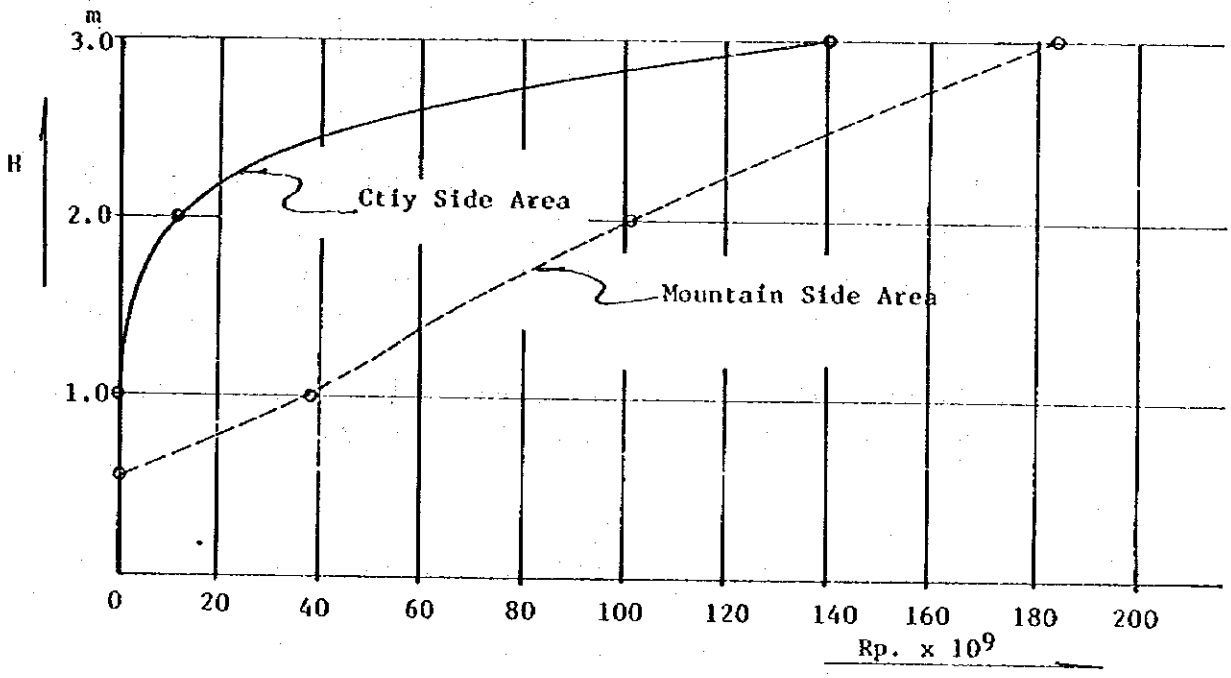


Fig. 3-13 (2) ASSETS - GROUND HEIGHT CURVE

2nd Stage



3rd Stage

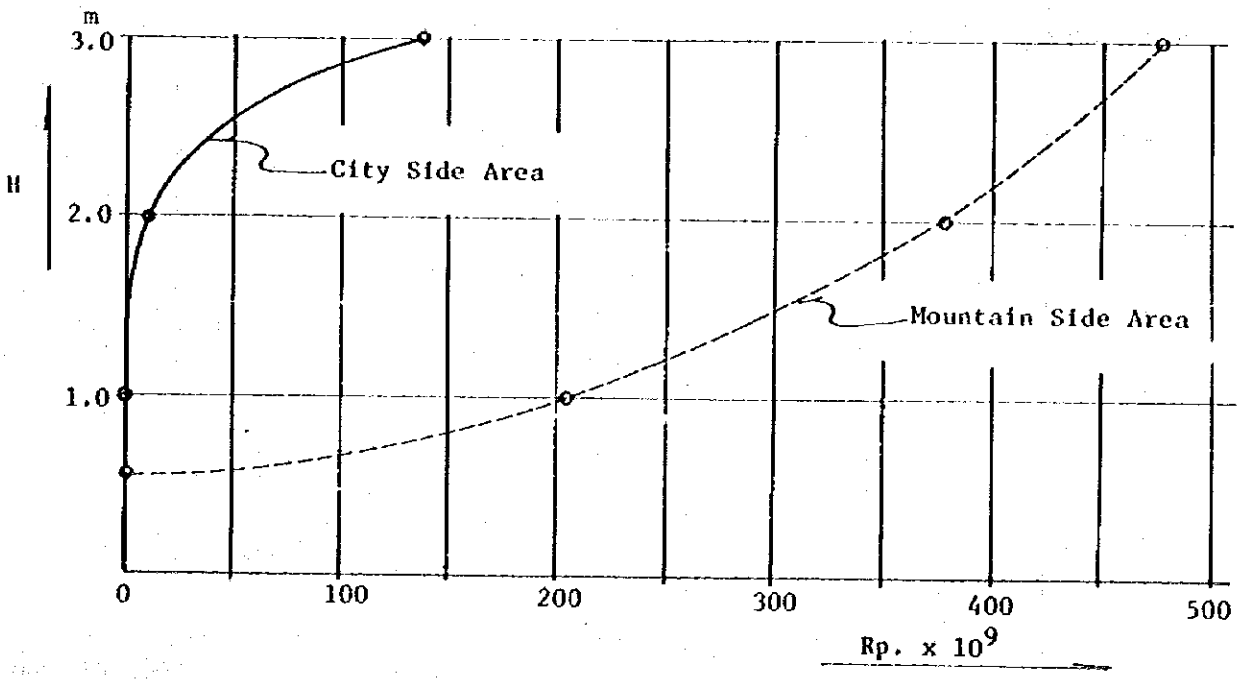
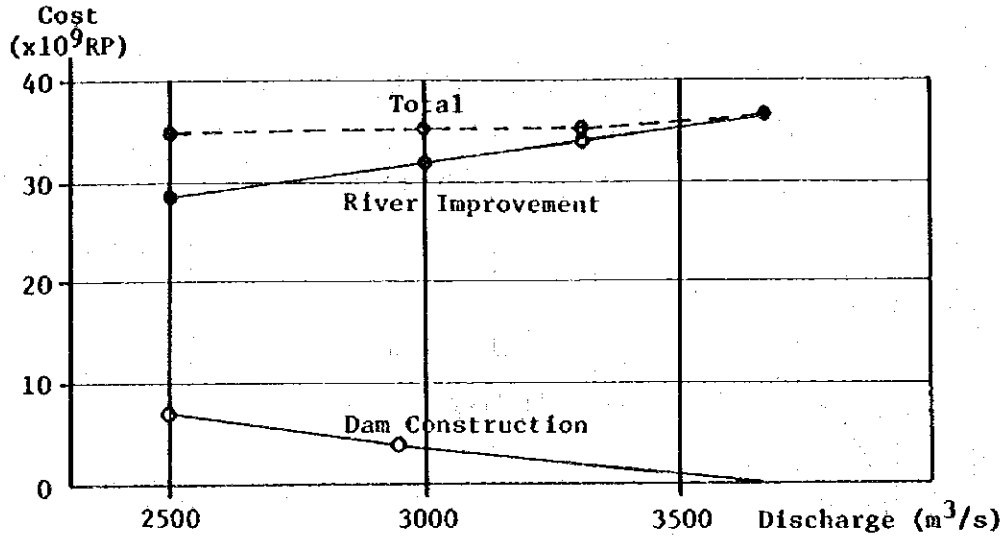


Fig.4-1 RELATION BETWEEN COST AND DISCHARGE
(MULTI-PURPOSE DAM)



Note: The cost allocated to flood control capacity of a multipurpose dam is counted for the dam construction cost.

Fig.4-2 DISCHARGE - LAND ACQUISITION AND
DISCHARGE - HOUSE EVACUATION CURVES
(River Improvement and Dam Construction)

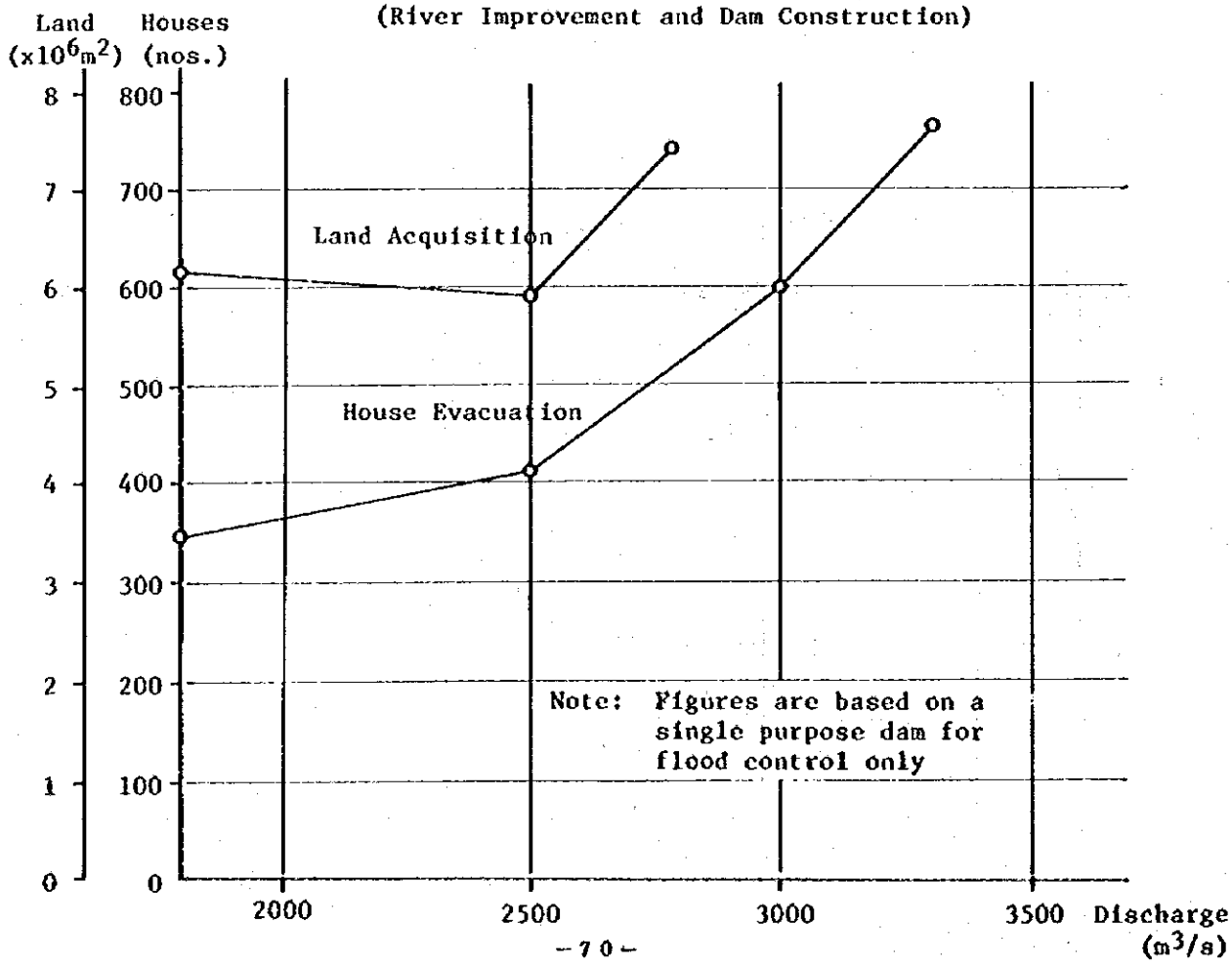


Fig. 4-3 FLOOD HYDROGRAPH

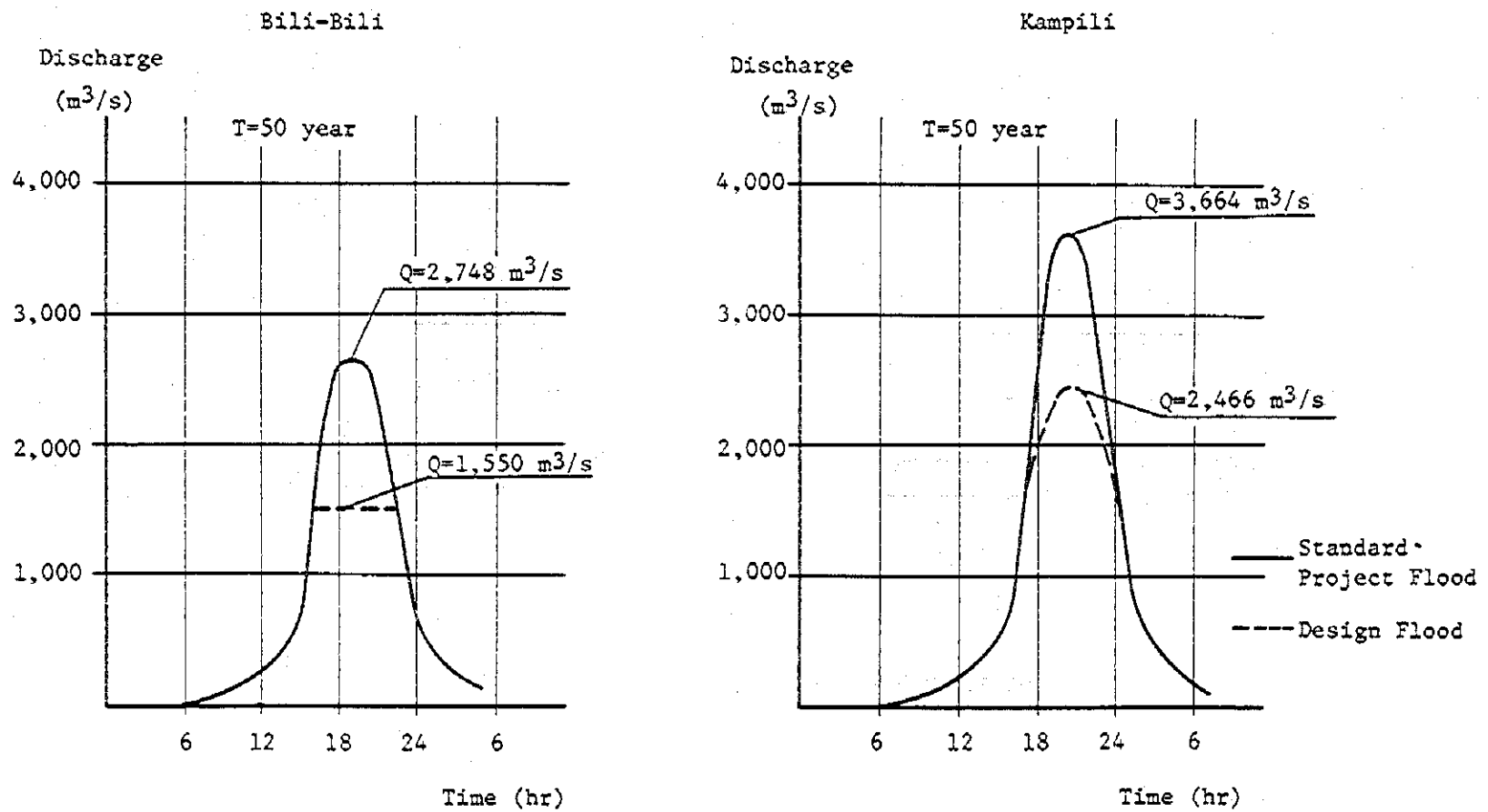
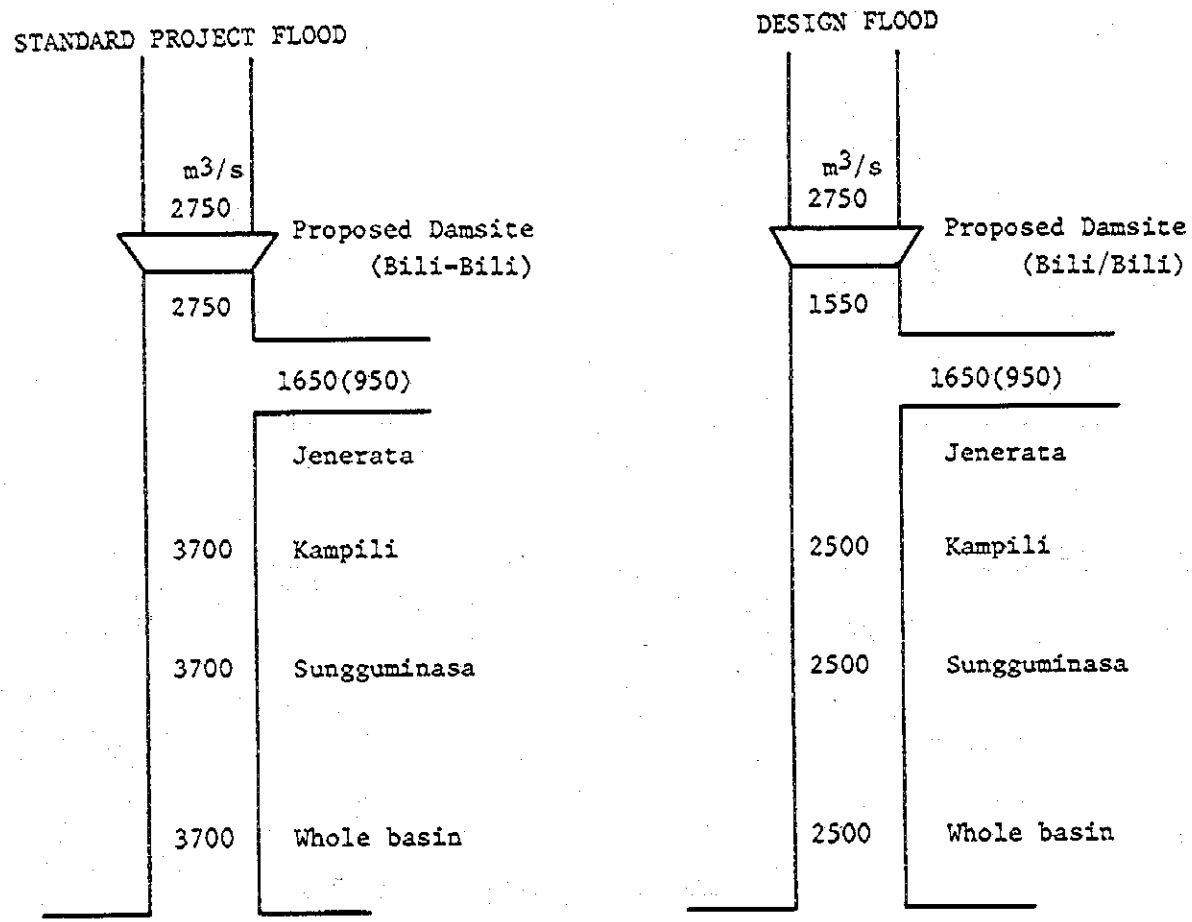


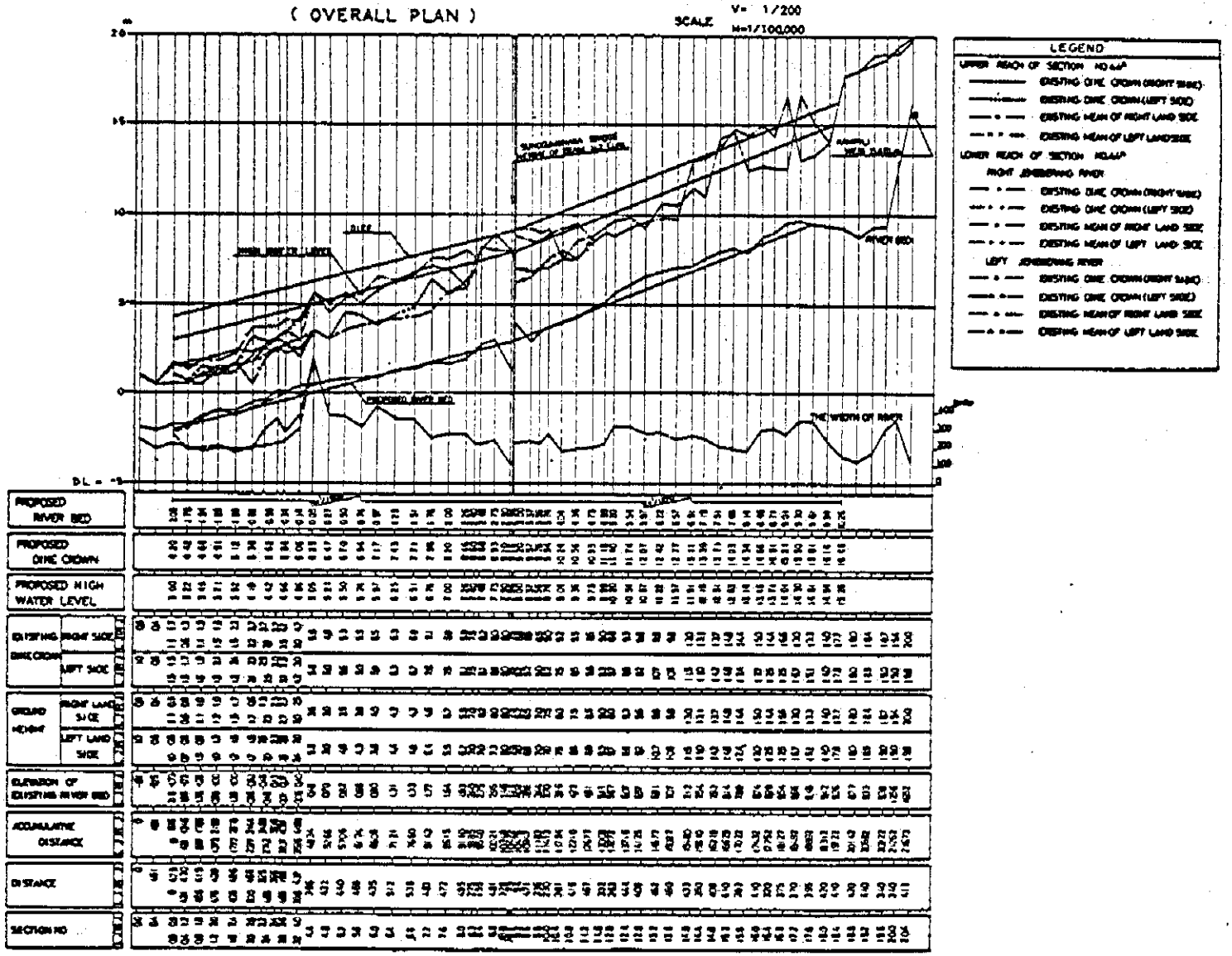
Fig. 4-4 FLOOD DISTRIBUTION



Note : Figures in parentheses represent discharge joining the main stream

Fig. 4-5 PROPOSED LONGITUDINAL PROFILE OF JENEBERANG RIVER

(OVERALL PLAN)



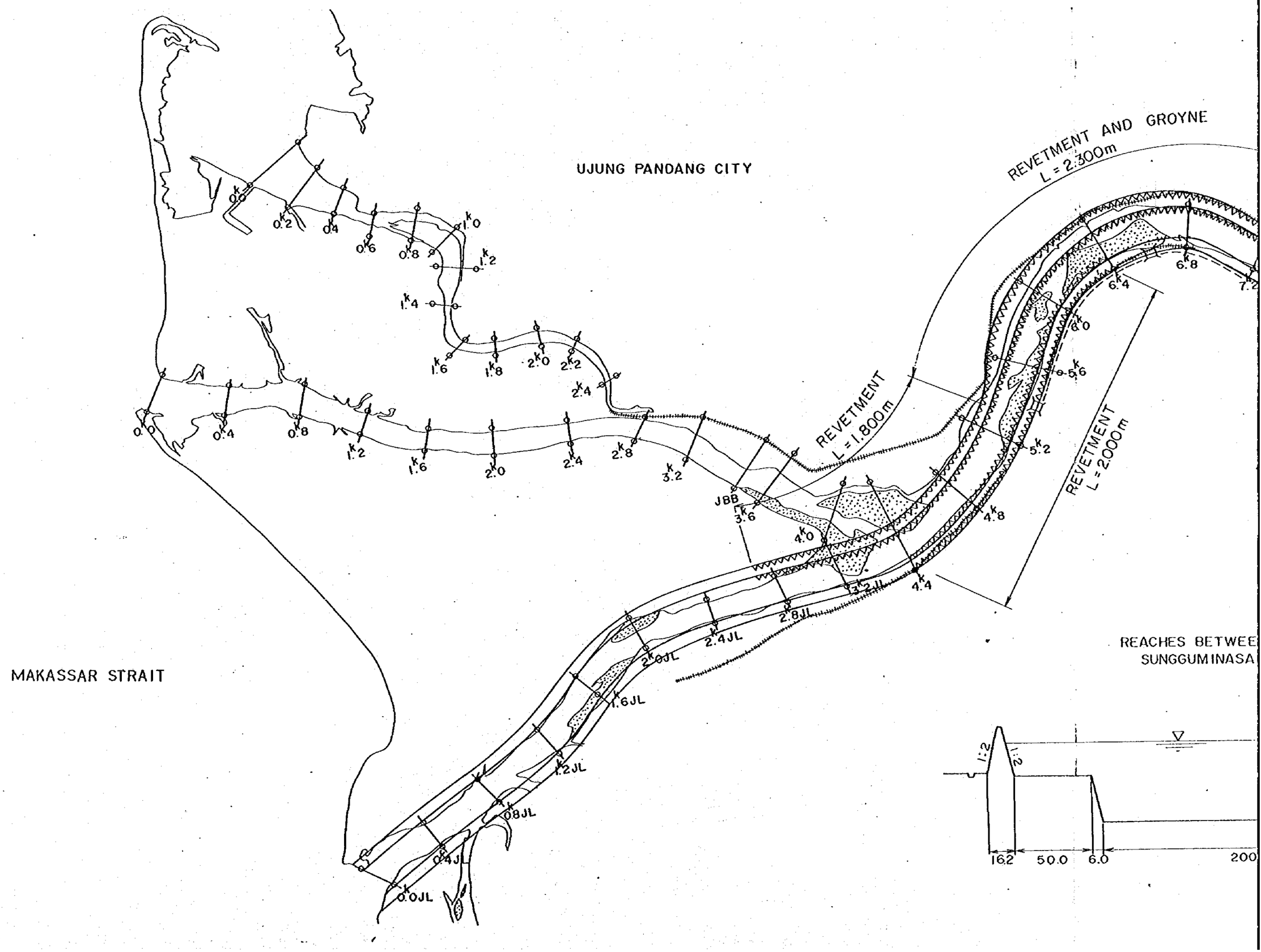
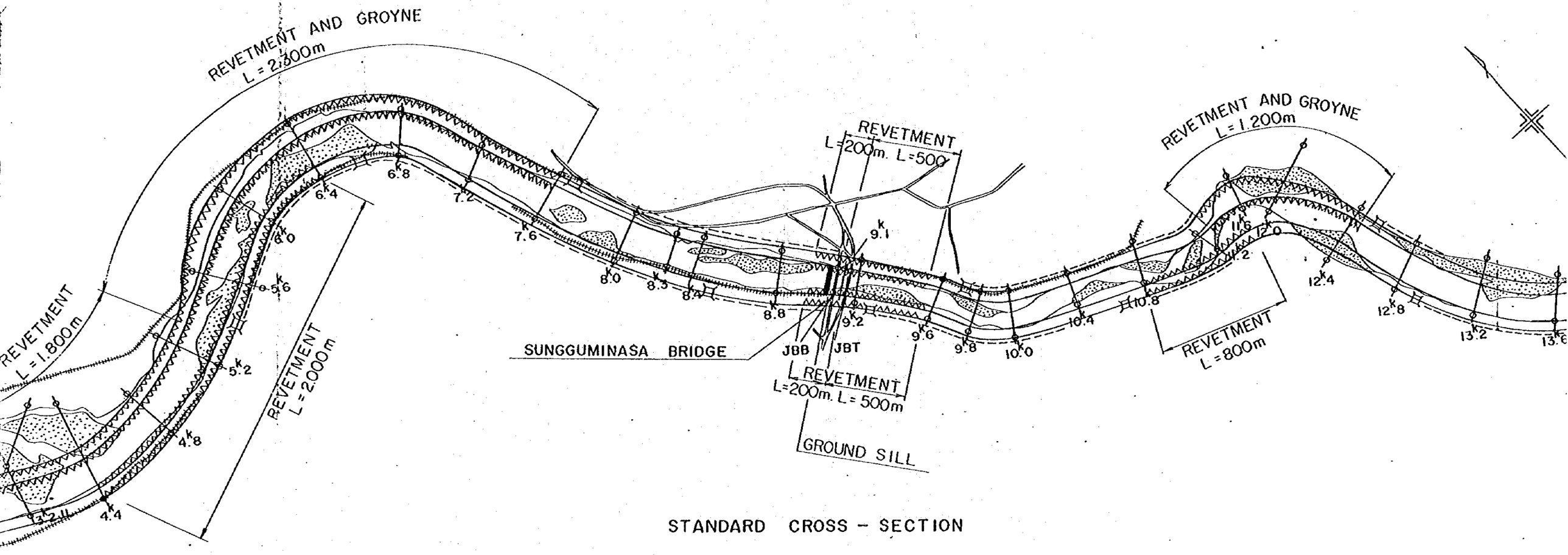
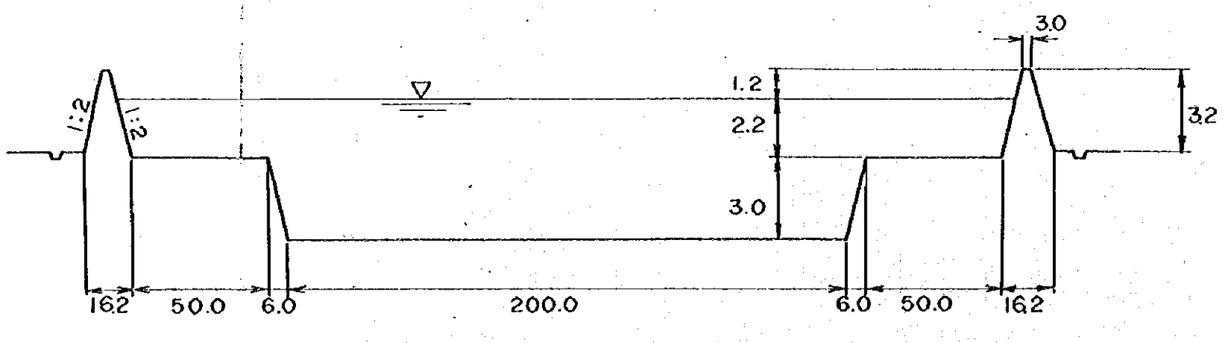

UJUNG PANDANG CITY
MAKASSAR STRAIT
REVETMENT AND GROYNE
L = 2.300m
REVETMENT
L = 1.800m
REVETMENT
L = 2.000m
REACHES BETWEE
SUNGGUMINASA
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0
2.2
2.4
2.8
3.2
3.6
JBB
4.0
4.2
4.4
4.8
5.2
5.6
6.0
6.4
6.8
0.0JL
0.4JL
0.8JL
1.2JL
1.6JL
2.0JL
2.4JL
2.8JL
3.2JL
1:2
1:2
16.2
50.0
6.0
200

Fig. 4-6 PROPOSED ALIGNMENT FOR OVERALL PLAN

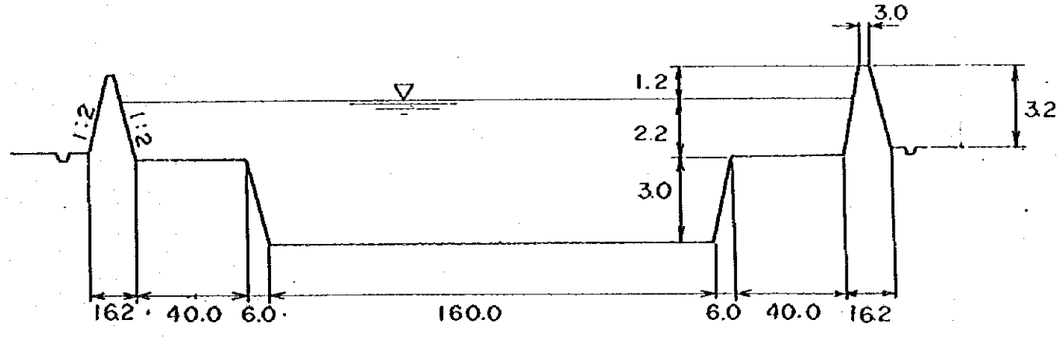


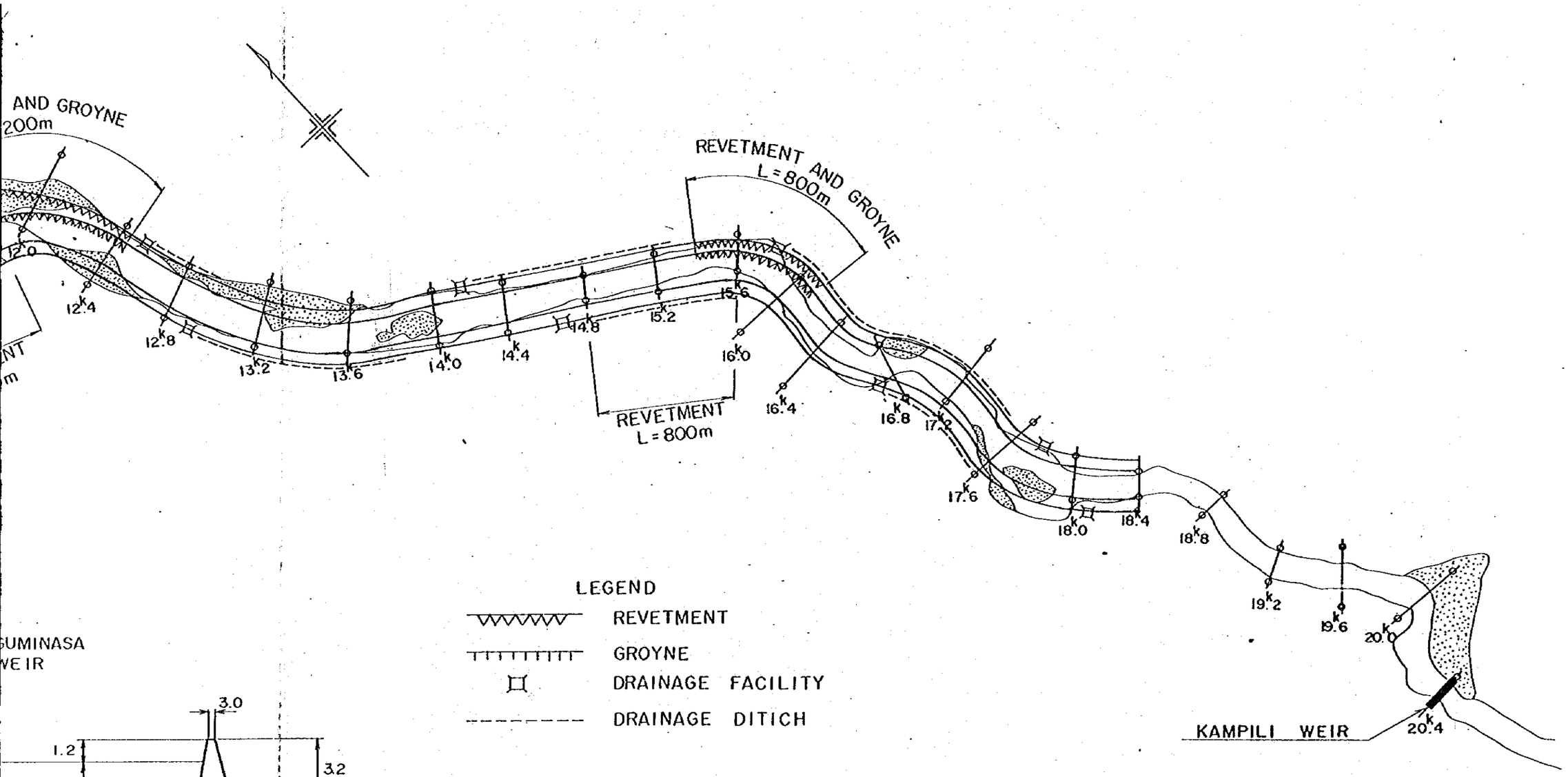
STANDARD CROSS - SECTION

REACHES BETWEEN ESTUARY AND SUNGGUMINASA BRIDGE



REACHES BETWEEN SUNGGUMINASA BRIDGE AND KAMPILI WEIR




AND GROYNE
200m
12.0
12.4
12.8
13.2
13.6
14.0
14.4
14.8
15.2
15.6
16.0
16.4
16.8
17.2
17.6
18.0
18.4
18.8
19.2
19.6
20.0
20.4
REVETMENT AND GROYNE
L = 800m
REVETMENT
L = 800m
KAMPILI WEIR
LEGEND
REVETMENT
GROYNE
DRAINAGE FACILITY
DRAINAGE DITICH
500
0
500
1000
1500 m

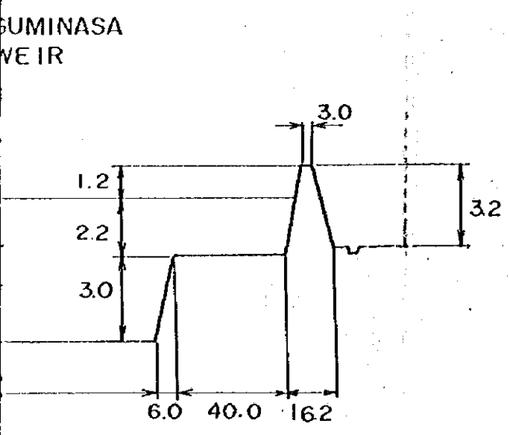

UMINASA
WEIR
3.0
1.2
2.2
3.0
3.2
6.0
40.0
16.2

Fig. 4-7 DISTRIBUTION OF COLLAPSES AND LOCATION OF THE PROPOSED SABO DAMS

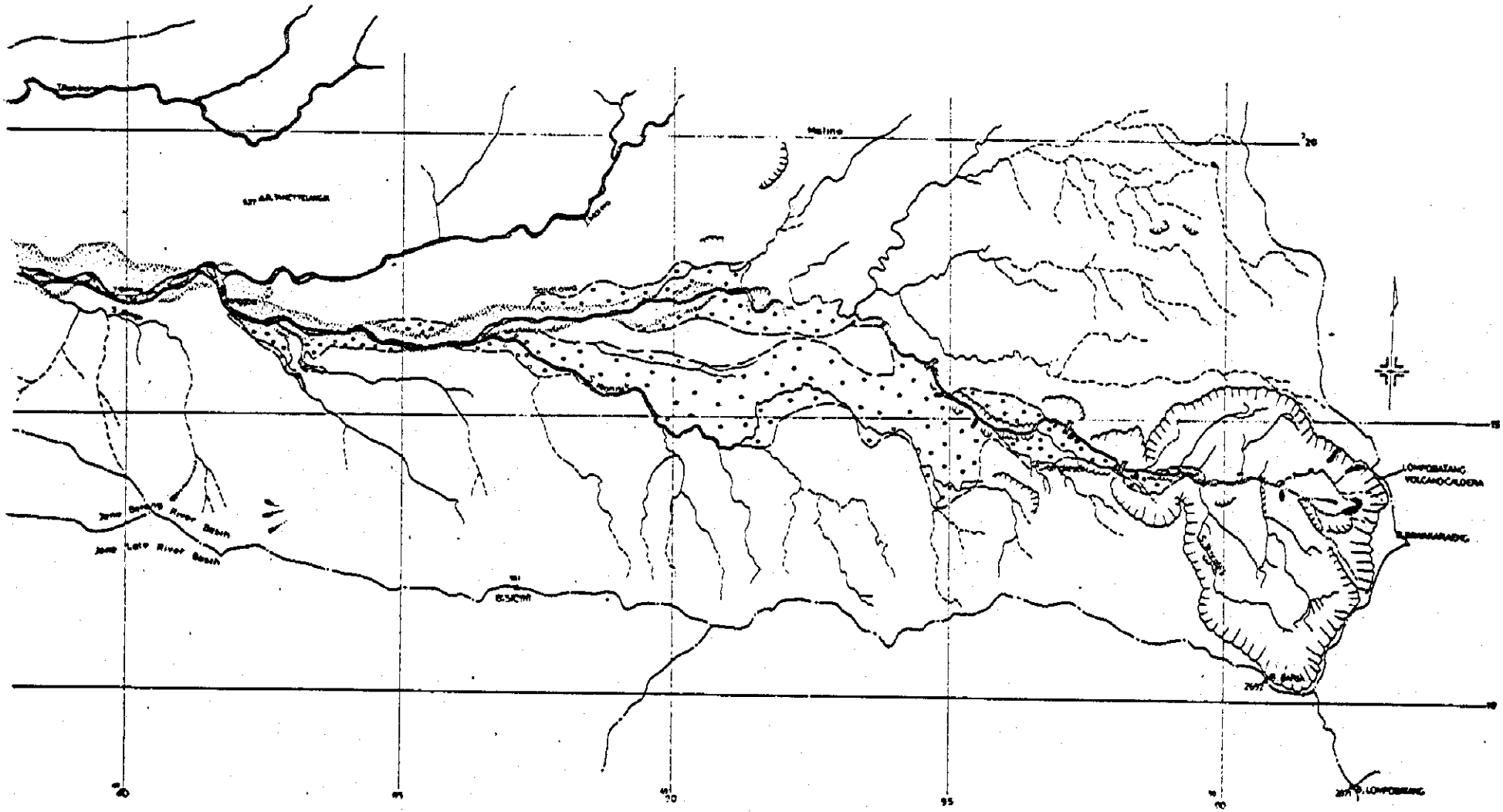


Fig. 4-8 LOCATION OF BILI-BILI DAM AND HYDRAULIC FACILITIES

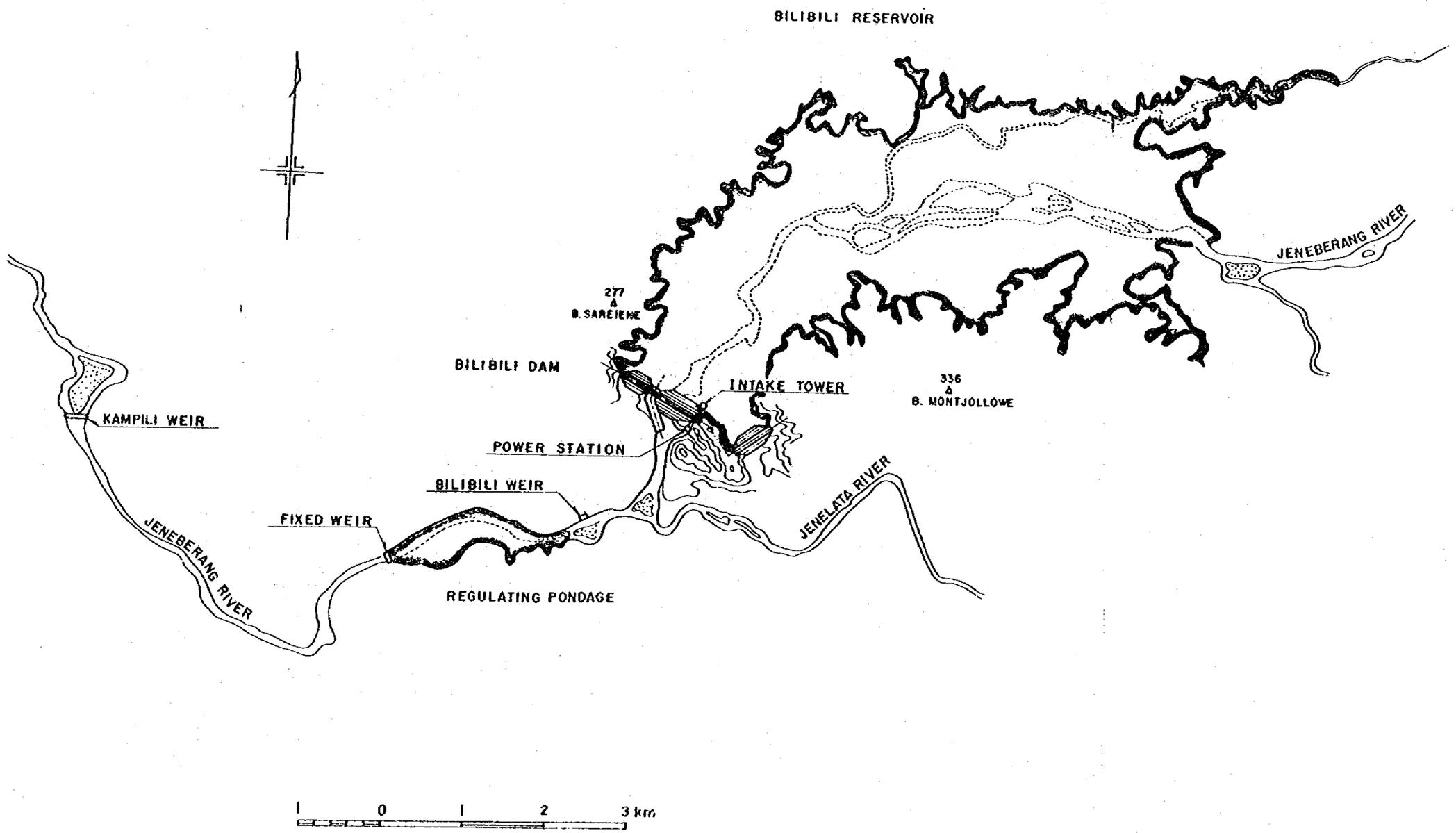
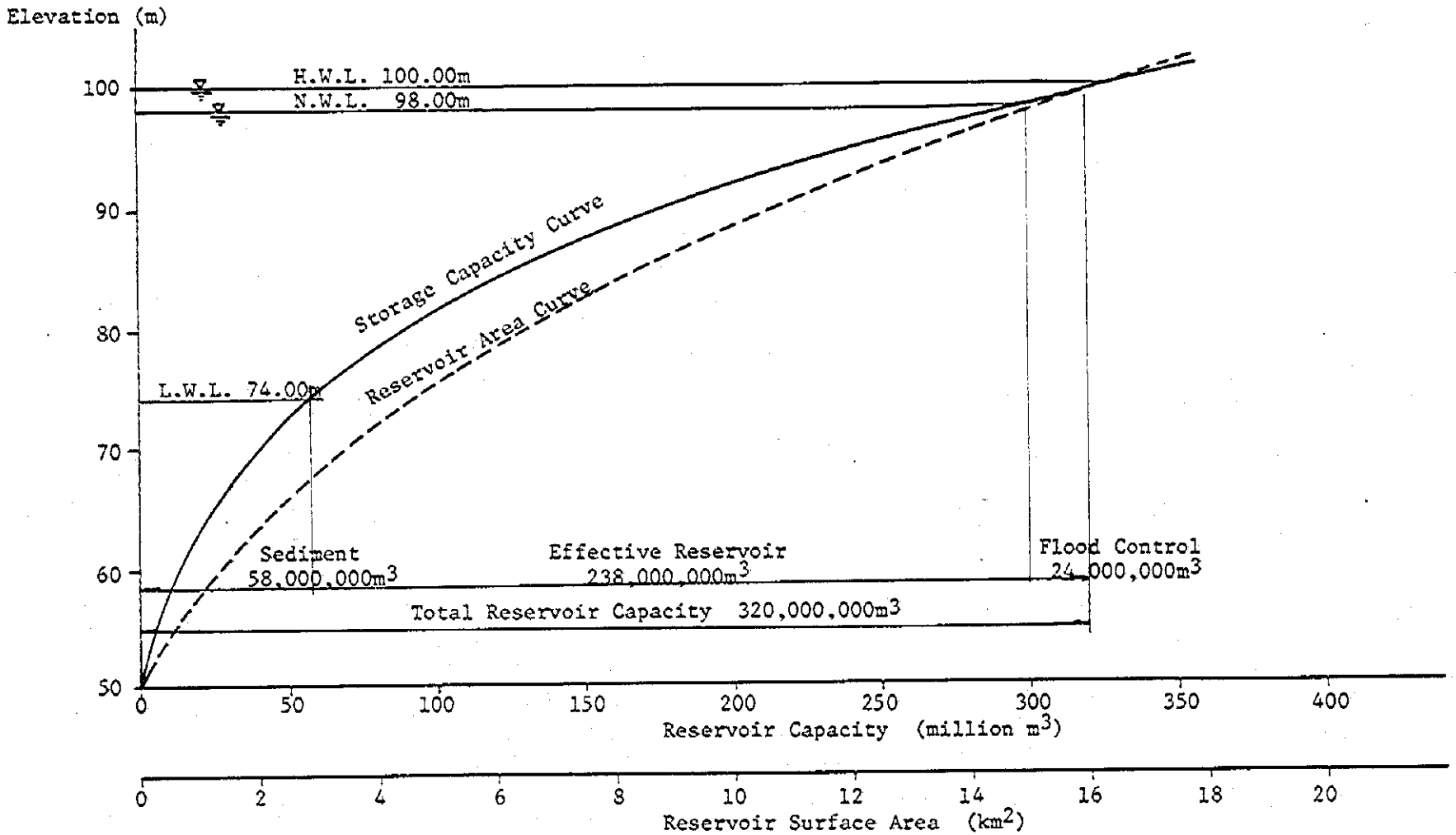
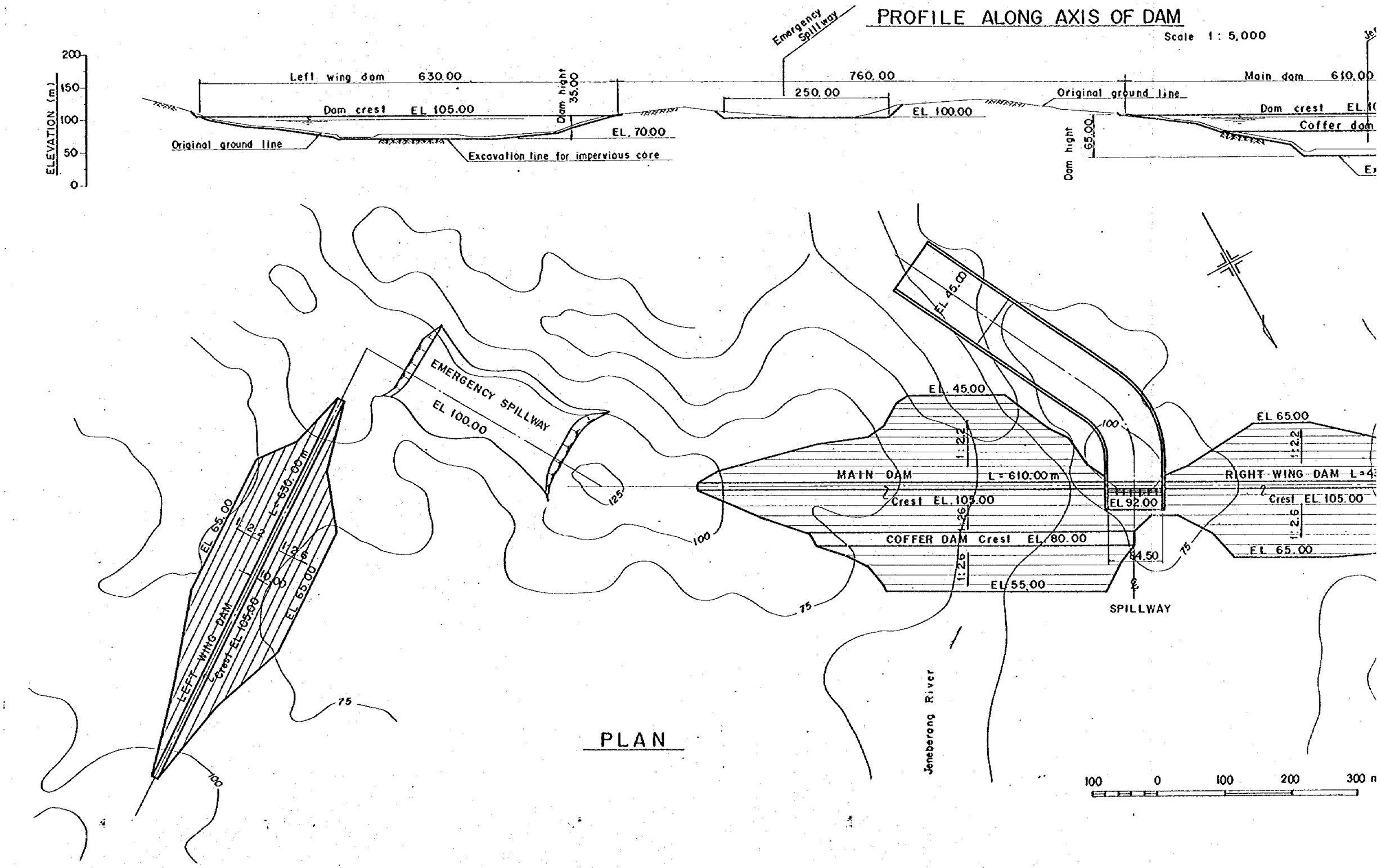
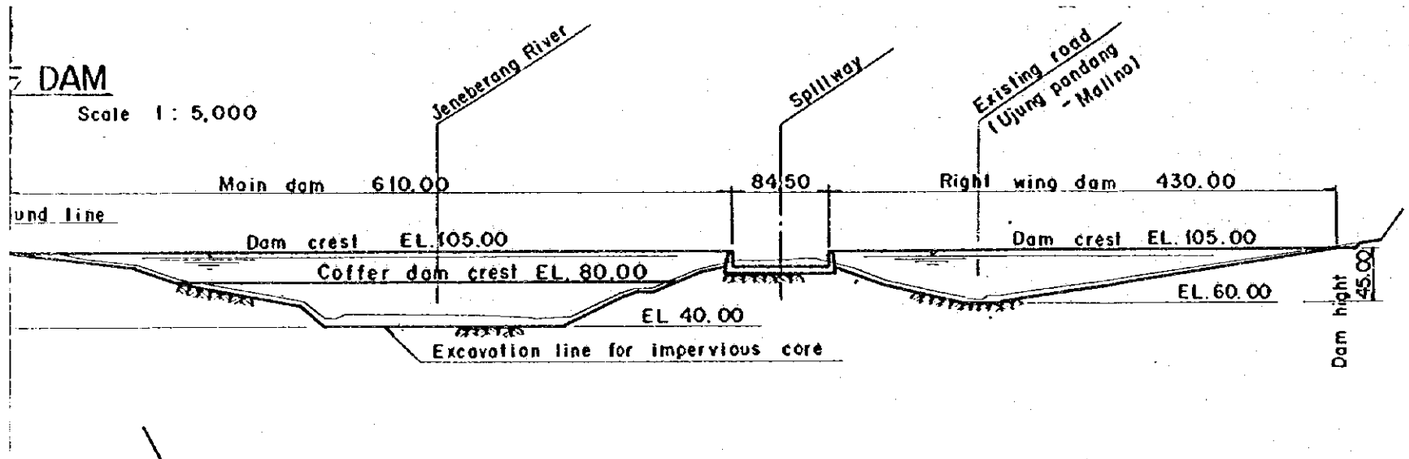
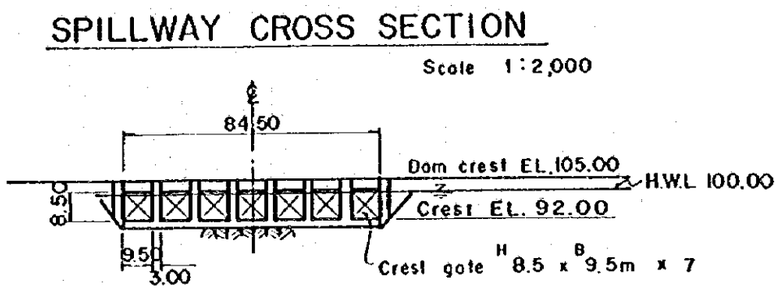


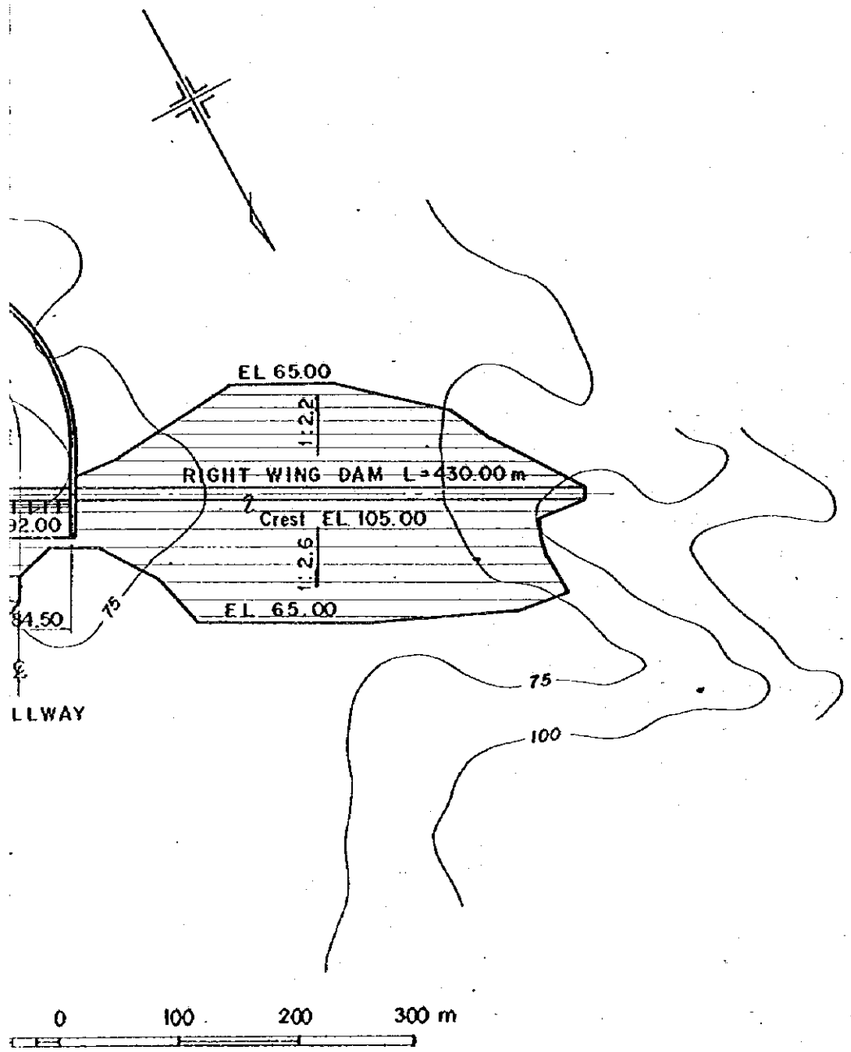
Fig. 4-9 RELATION CURVE BETWEEN ELEVATION AND STORAGE CAPACITY

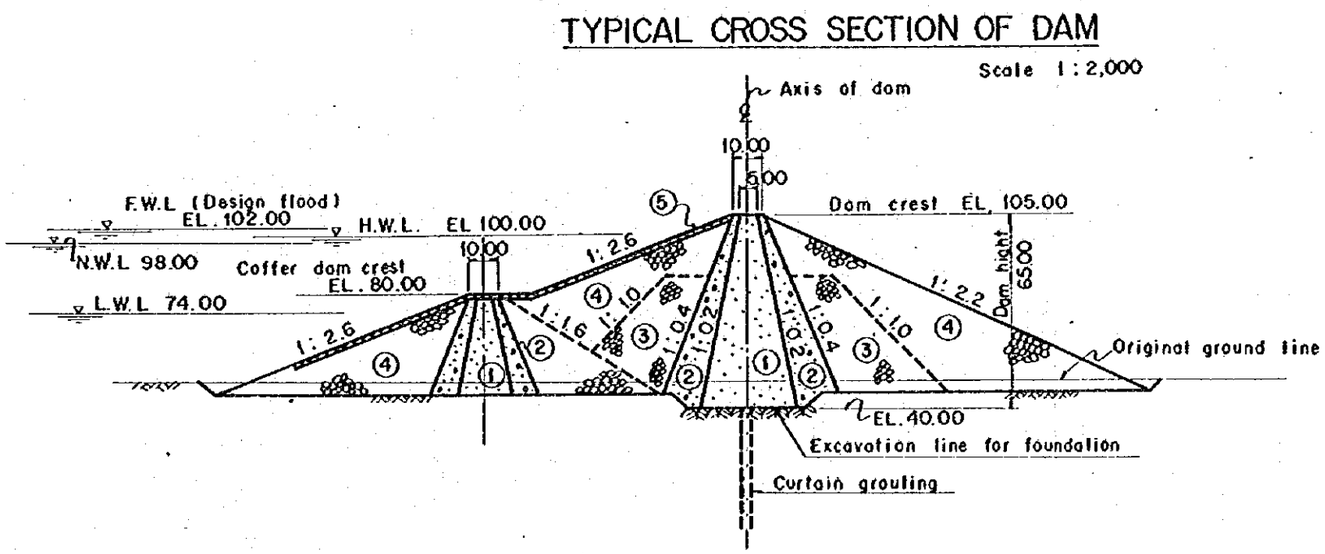



PROFILE ALONG AXIS OF DAM
Scale 1 : 5,000
ELEVATION (m)
200
150
100
50
0
Left wing dam 630.00
Dam hight 35.00
Dam crest EL 105.00
EL. 70.00
Original ground line
Excavation line for impervious core
Emergency Spillway
250.00
760.00
EL 100.00
Original ground line
Main dam 610.00
Dam hight 65.00
Dam crest
Coffer dam
EMERGENCY SPILLWAY
EL 100.00
125
100
75
EL 65.00
LEFT WING DAM
L = 630.00m
Crest EL 105.00
EL 65.00
EL 45.00
EL 45.00
MAIN DAM
L = 610.00m
Crest EL. 105.00
COFFER DAM Crest EL. 80.00
EL 55.00
EL 92.00
84.50
SPILLWAY
EL 65.00
RIGHT WING DAM
Crest EL 105.00
EL 65.00
Jeneberang River
PLAN
100 0 100 200 300 m









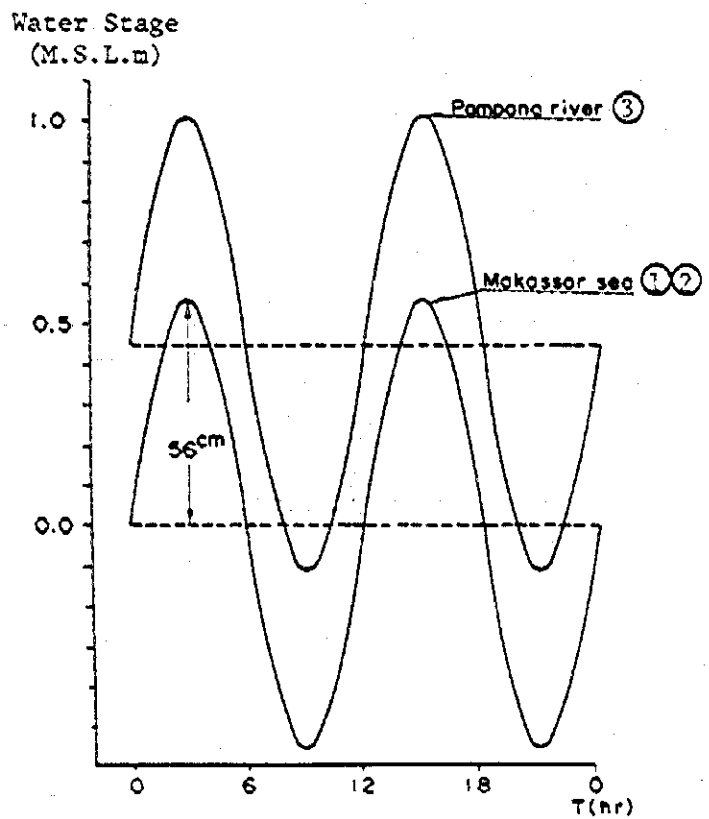
EMBANKMENT ZONES

1. Impervious core
2. Filter
3. Random
4. Rockfill
5. Rock riprap

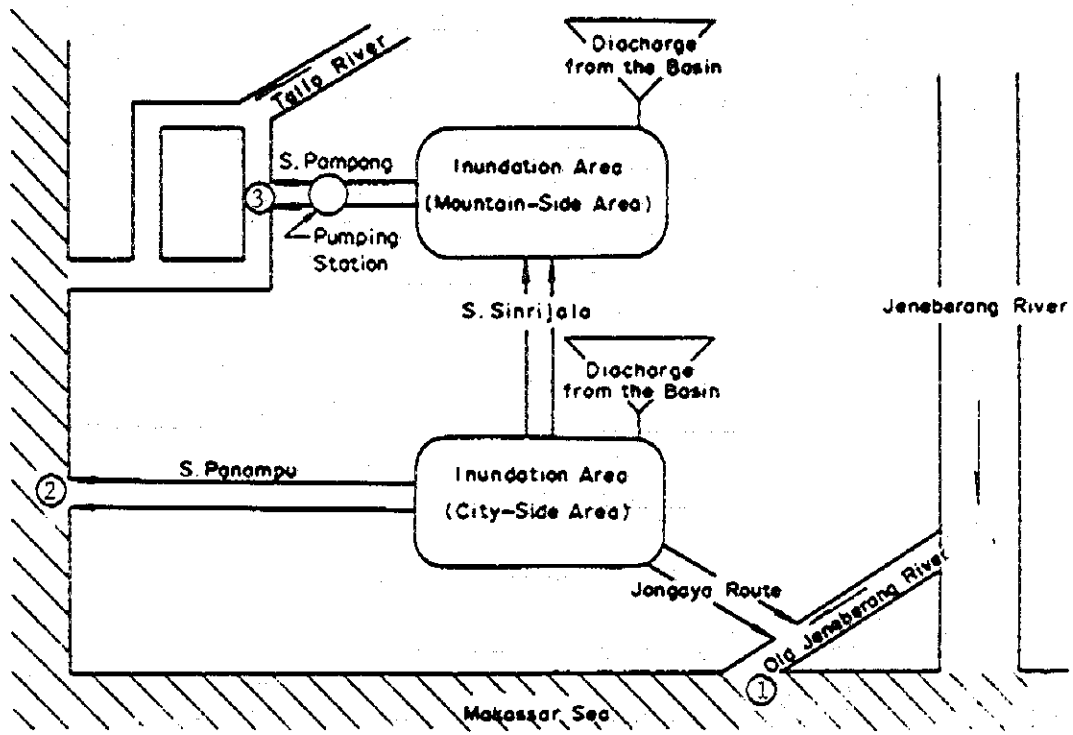
Fig. 4-10 GENERAL PLAN OF BILI - BILI DAM

Fig. 4-11 CALCULATION MODEL AND OUTLET WATER STAGE

OUTLET WATER STAGE



CALCULATION MODEL



Legend : ①,② and ③ Show the outlet points of drainage channels

Fig. 4-12 RAINFALL INTENSITY PATTERN

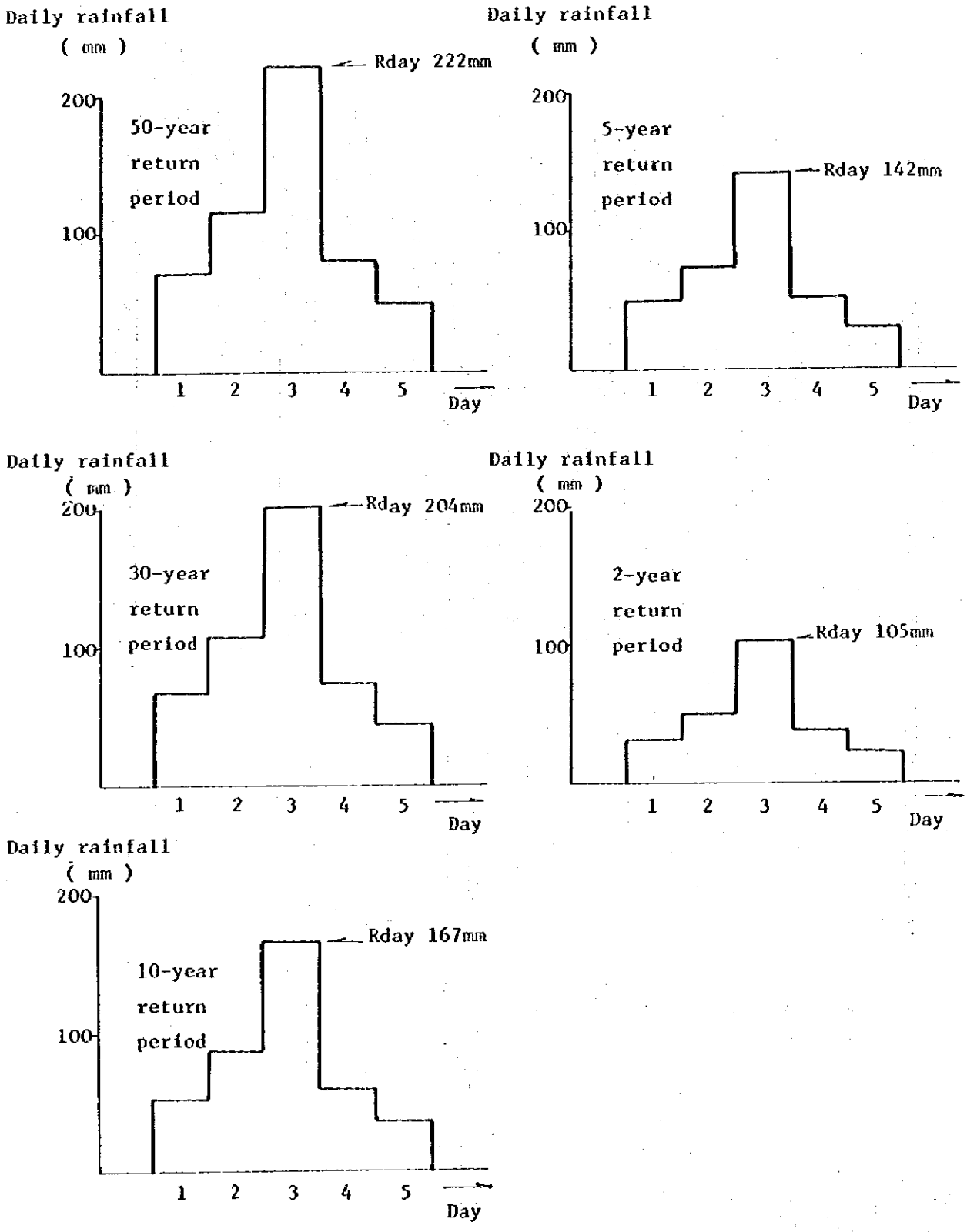
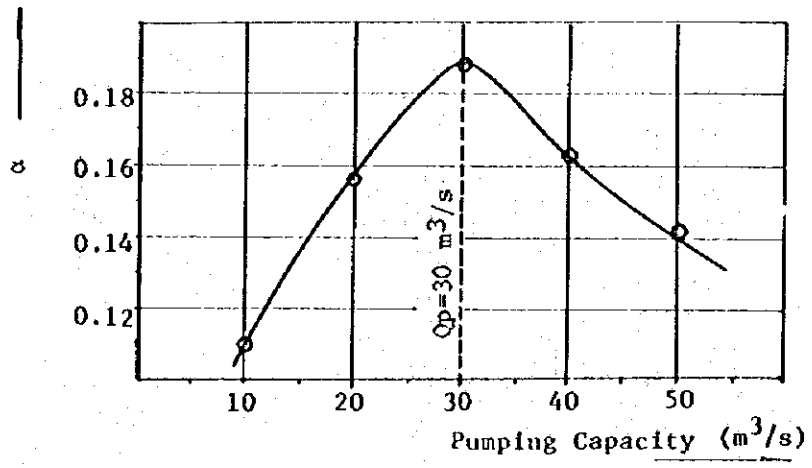
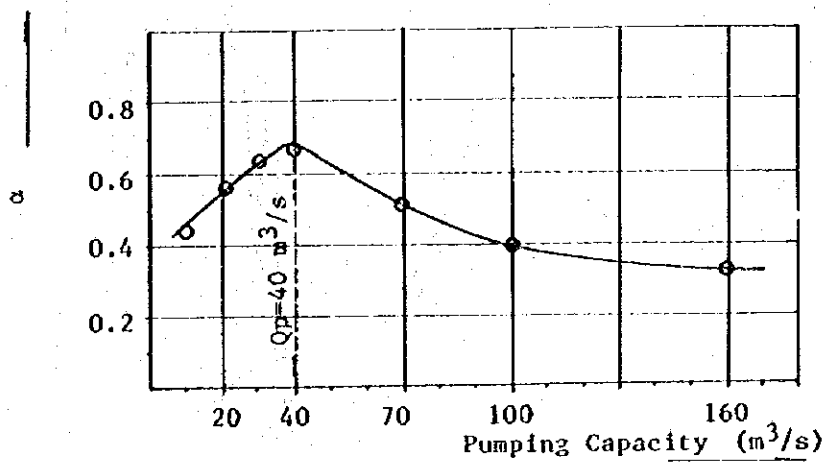


Fig. 4-13 OPTIMUM DRAINAGE SCALE FOR OVERALL PLAN
(After Completion of Urgent Flood Control)

After Completion of the Second Stage Development



After Completion of the Third Stage Development



NOTE : α = Annual Expected Damage Reduction/Construction Cost

Fig. 4-14 LOCATION OF OPTIMUM DRAINAGE SYSTEM FOR OVERALL PLAN

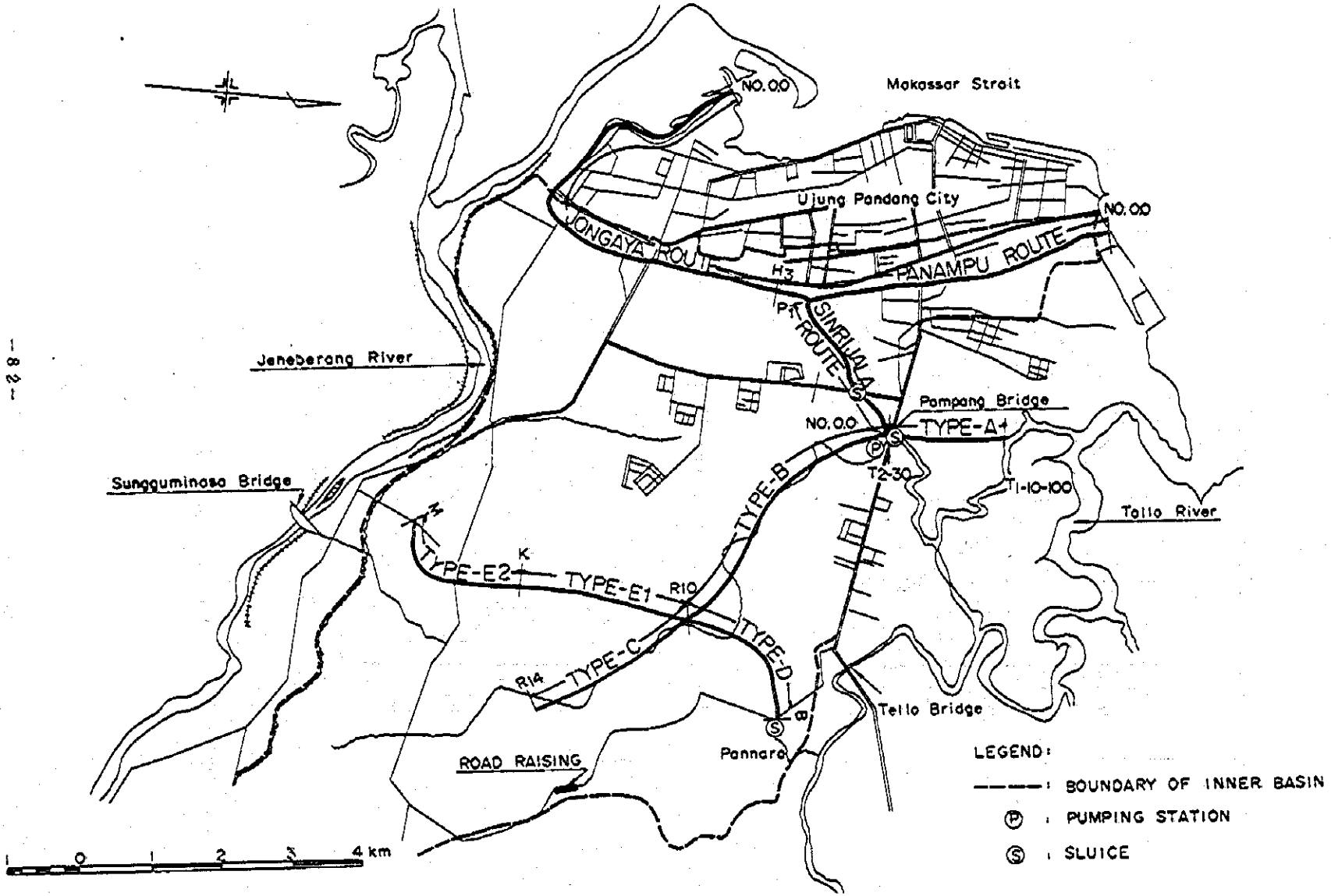
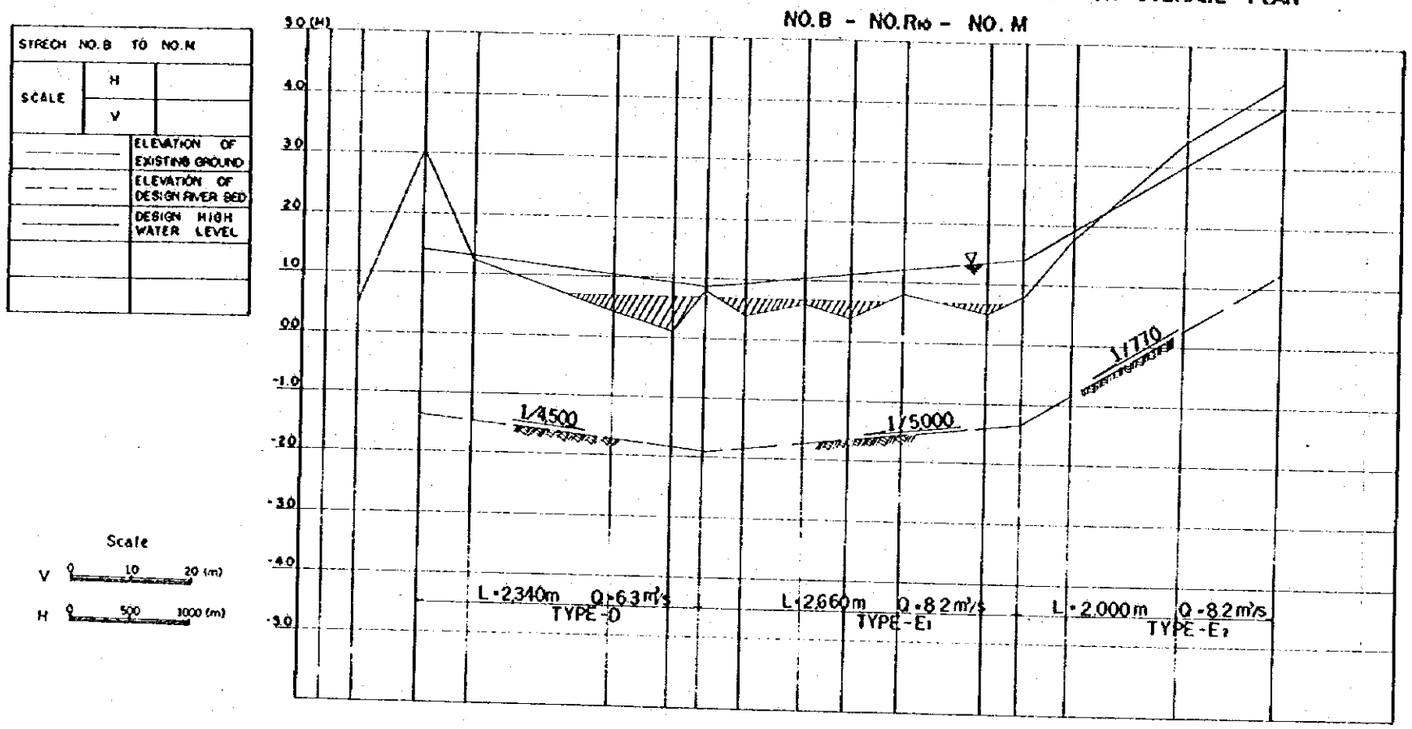
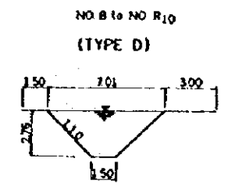
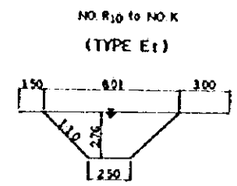


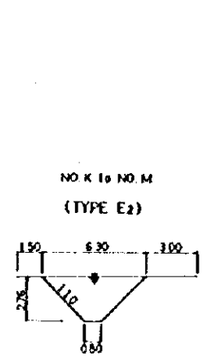
Fig. 4-15(1) LONGITUDINAL PROFILE OF DRAINAGE CHANNEL FOR OVERALL PLAN

NO.B - NO.R10 - NO. M









		STATION NO	DISTANCE	ACCUMULATIVE DISTANCE	ELEVATION OF EXISTING GROUND	ELEVATION OF DESIGN RIVER BED	DESIGN HIGH WATER LEVEL
DISTANCE		A	0.00	0.00			
		B	270.00	270.00	0.50	-1.335	1.400
		C	530.00	800.00	3.03	-1.451	1.304
		D	430.00	1230.00	1.20		
		E	1170.00	2400.00	0.40	-1.711	1.044
		R10	490.00	2890.00	0.10	-1.819	0.936
		F	250.00	3140.00	0.79	-1.870	0.880
		G	360.00	3500.00	0.40	-1.920	0.832
		M	500.00	4000.00	0.60	-1.703	1.052
		H	350.00	4350.00	0.40	-1.633	1.122
		I	450.00	4800.00	0.80	-1.543	1.212
		J	700.00	5500.00	0.50	-1.403	1.352
		K	300.00	5800.00	0.80	-1.343	1.412
		N	300.00	6100.00	1.80	-1.304	1.451
		L	900.00	7000.00	3.40	0.210	2.965
		M	800.00	7800.00	4.40	1.249	4.000

Fig.4-15(2) LONGITUDINAL PROFILE OF DRAINAGE CHANNEL FOR OVERALL PLAN
PAMPANG NO. T1.0-100 — NO. R14

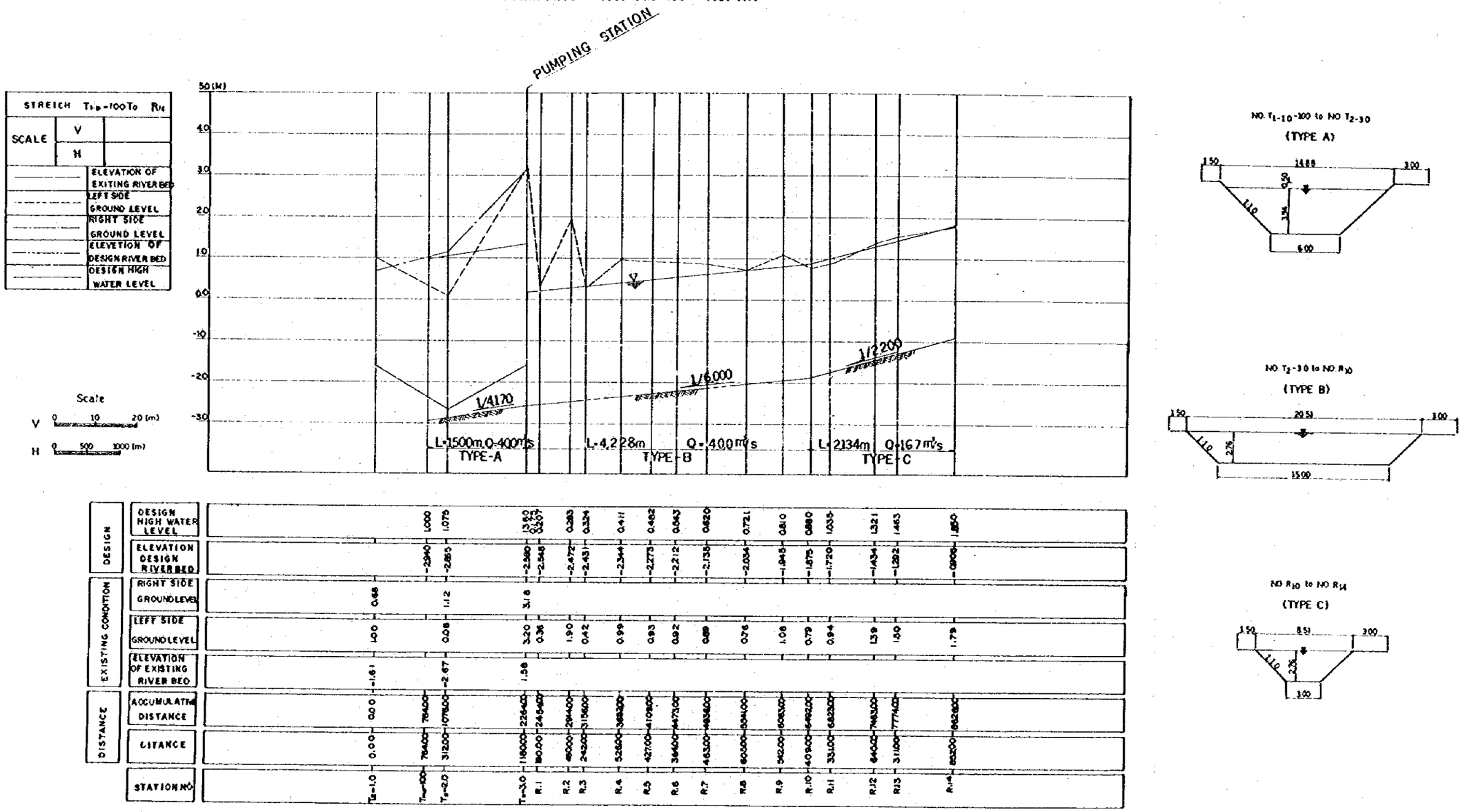


Fig. 4-16 PUMPING STATION FOR OVERALL PLAN

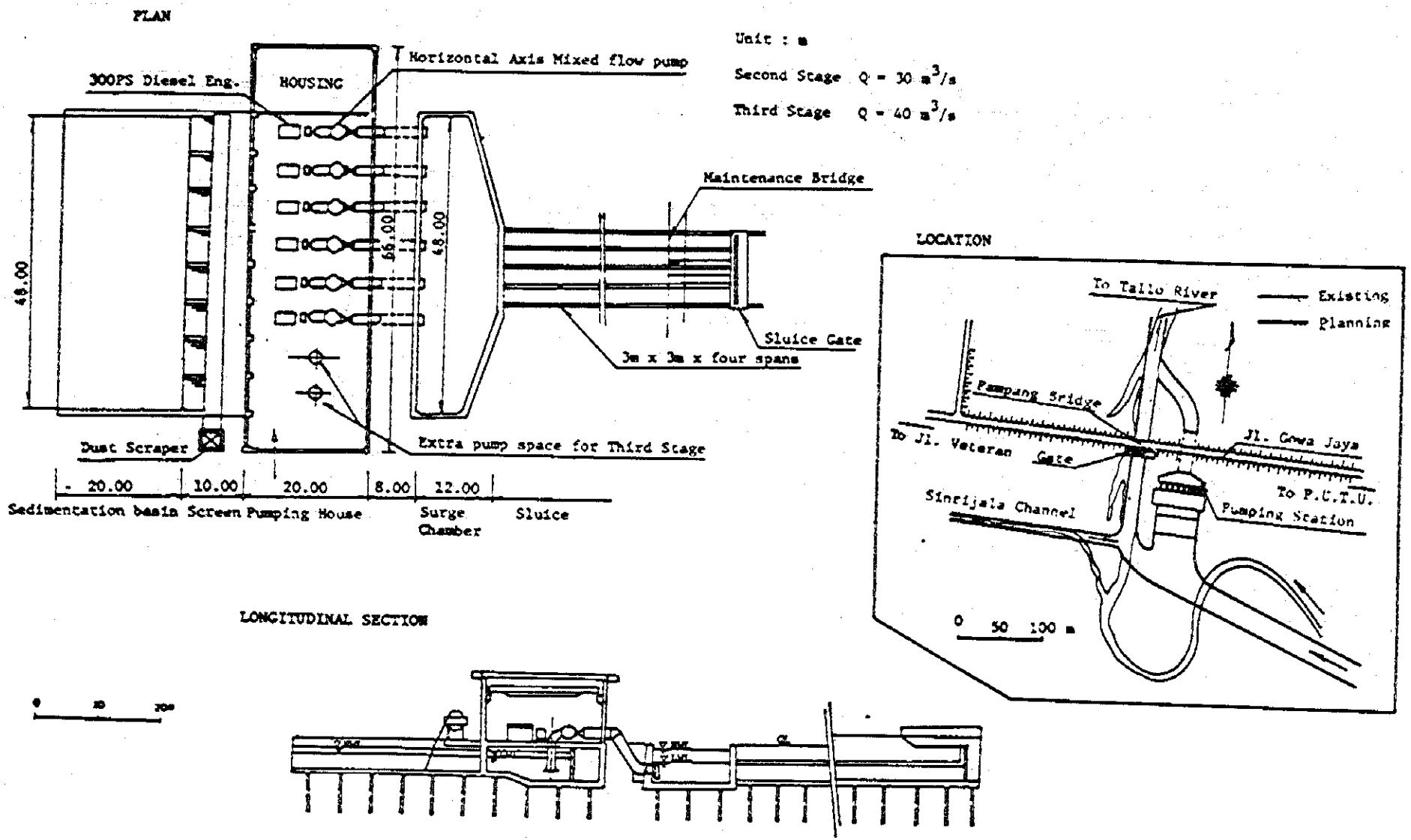


Fig. 5-1 DESIGN DISCHARGE OF JENEBERANG RIVER

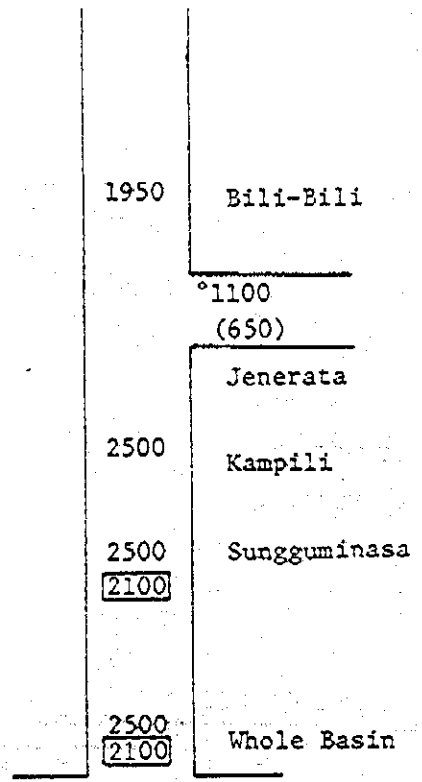
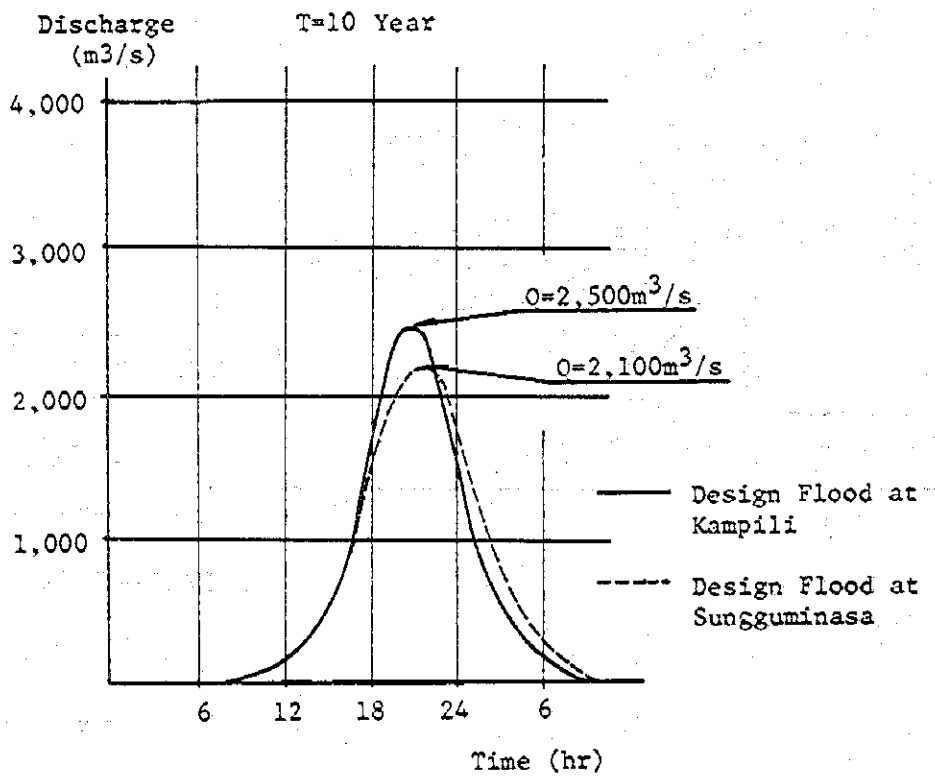


Fig. 5-2 DESIGN FLOOD HYDROGRAPH



▭: Discharge after Regulation by Retarding Basin

( ): Discharge joing the Main Stream

Fig. 5-3 PROPOSED LONGITUDINAL PROFILE OF JENEBERANG RIVER

(URGENT PLAN)

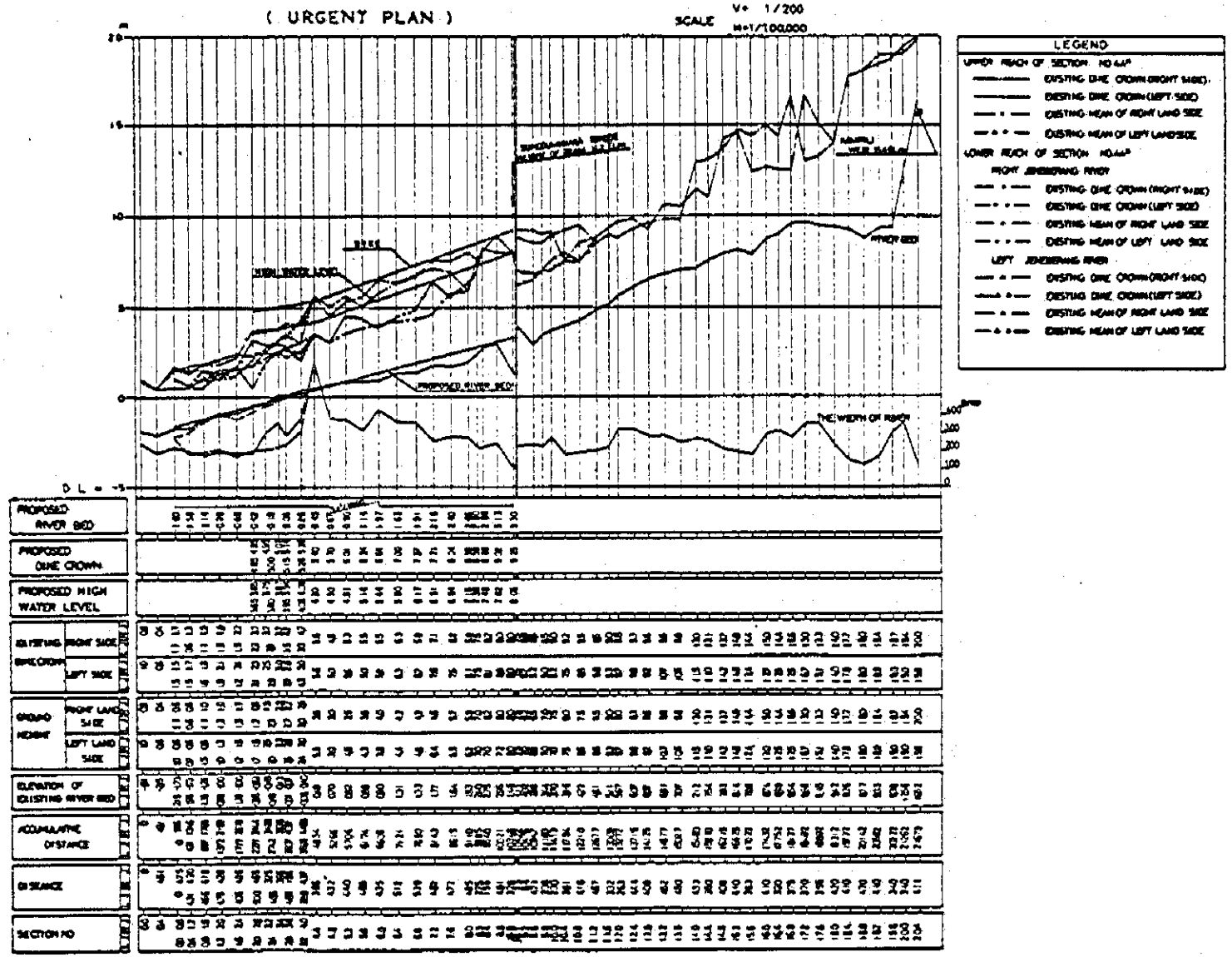


Fig. 5-4 PROPOSED ALIGNMENT FOR URGENT PLAN

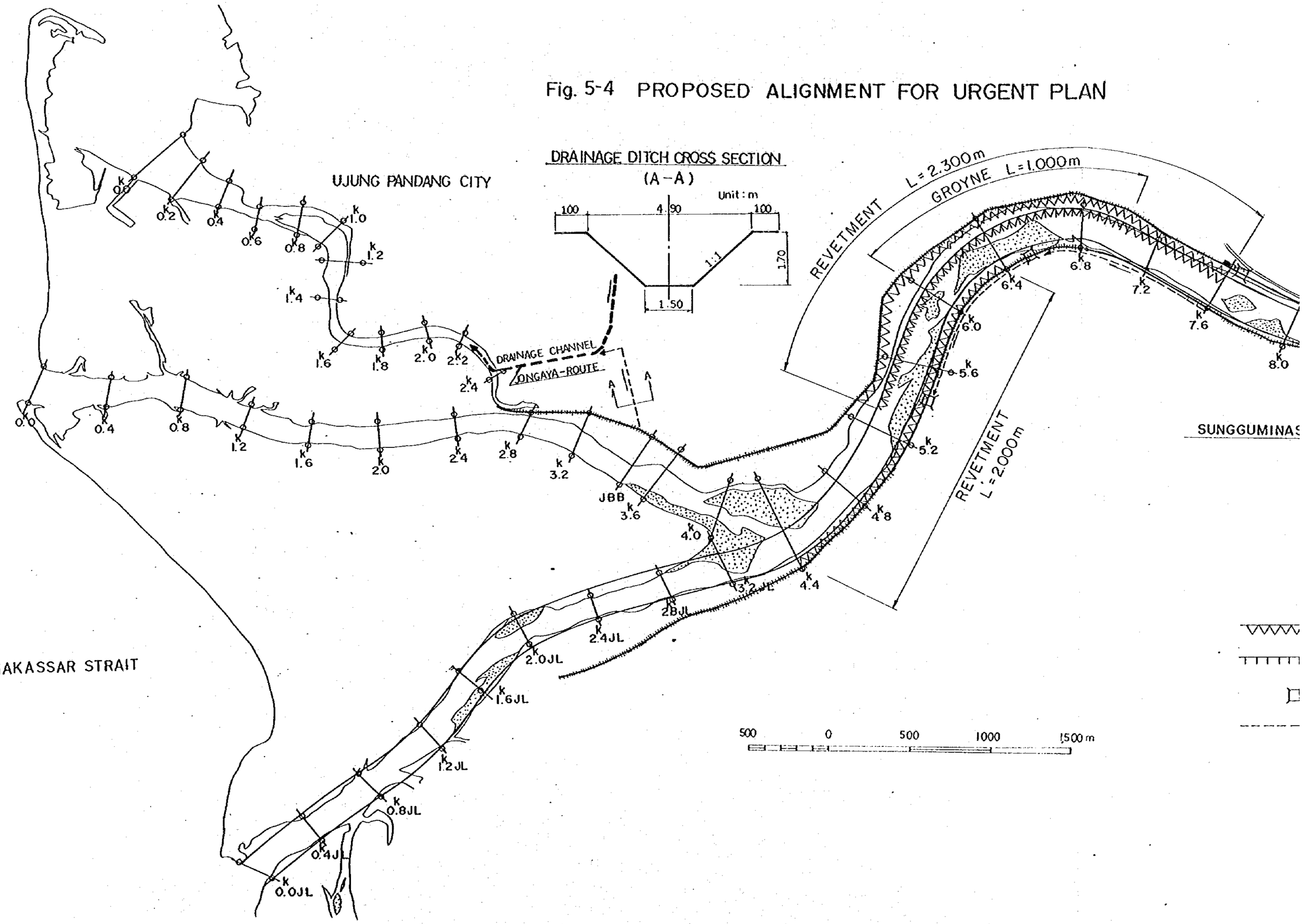


Fig. 5-4 PROPOSED ALIGNMENT FOR URGENT PLAN

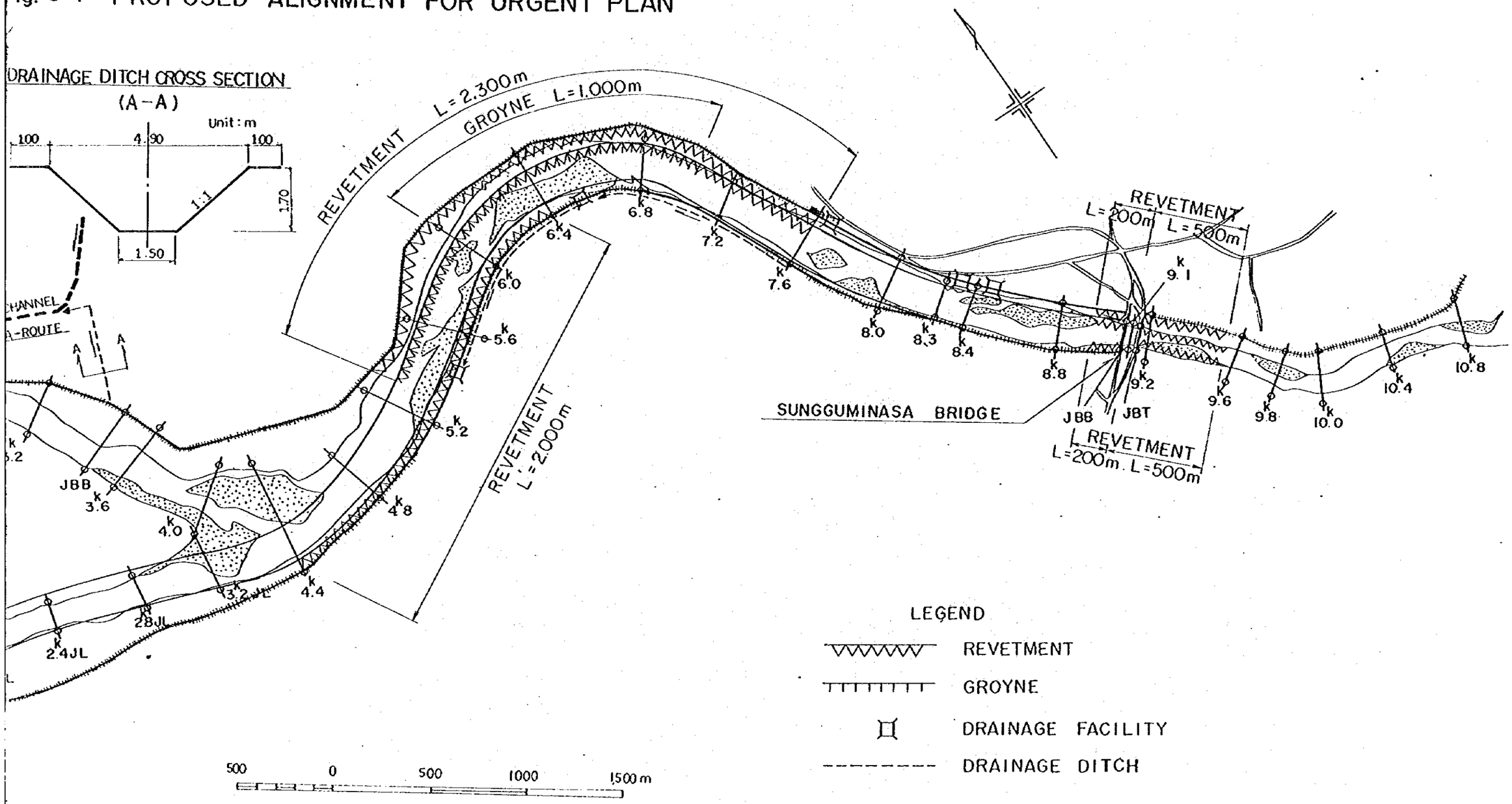
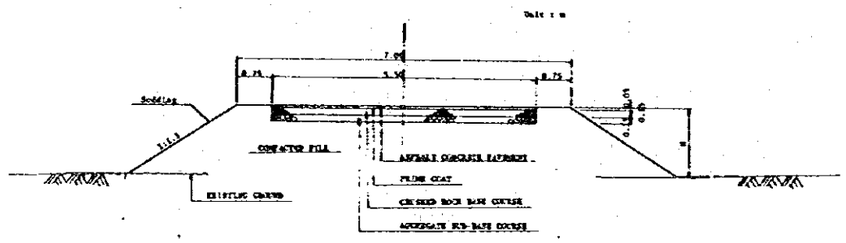
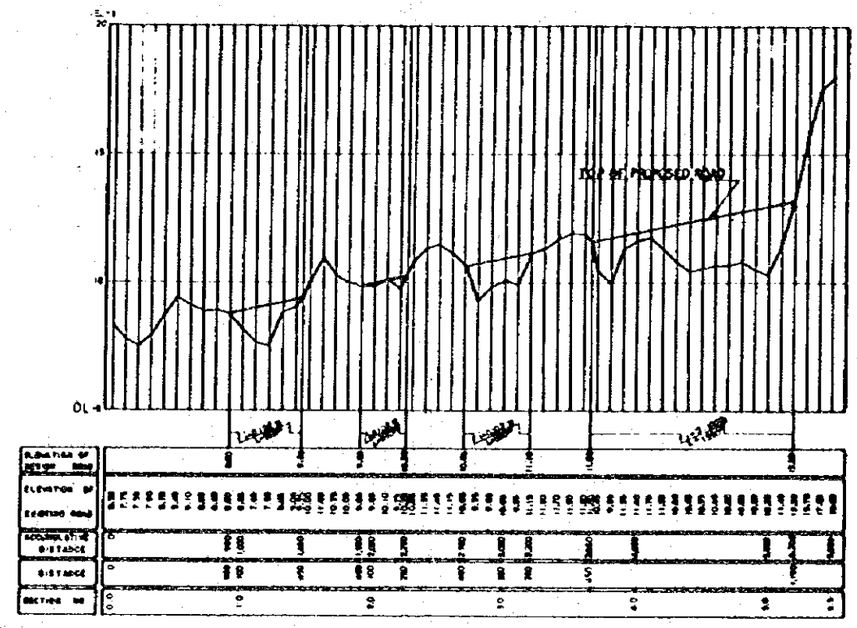


Fig. 5-5 ROAD RAISING SECTION

CROSS SECTION



LONGITUDINAL PROFILE OF ROAD RAISING



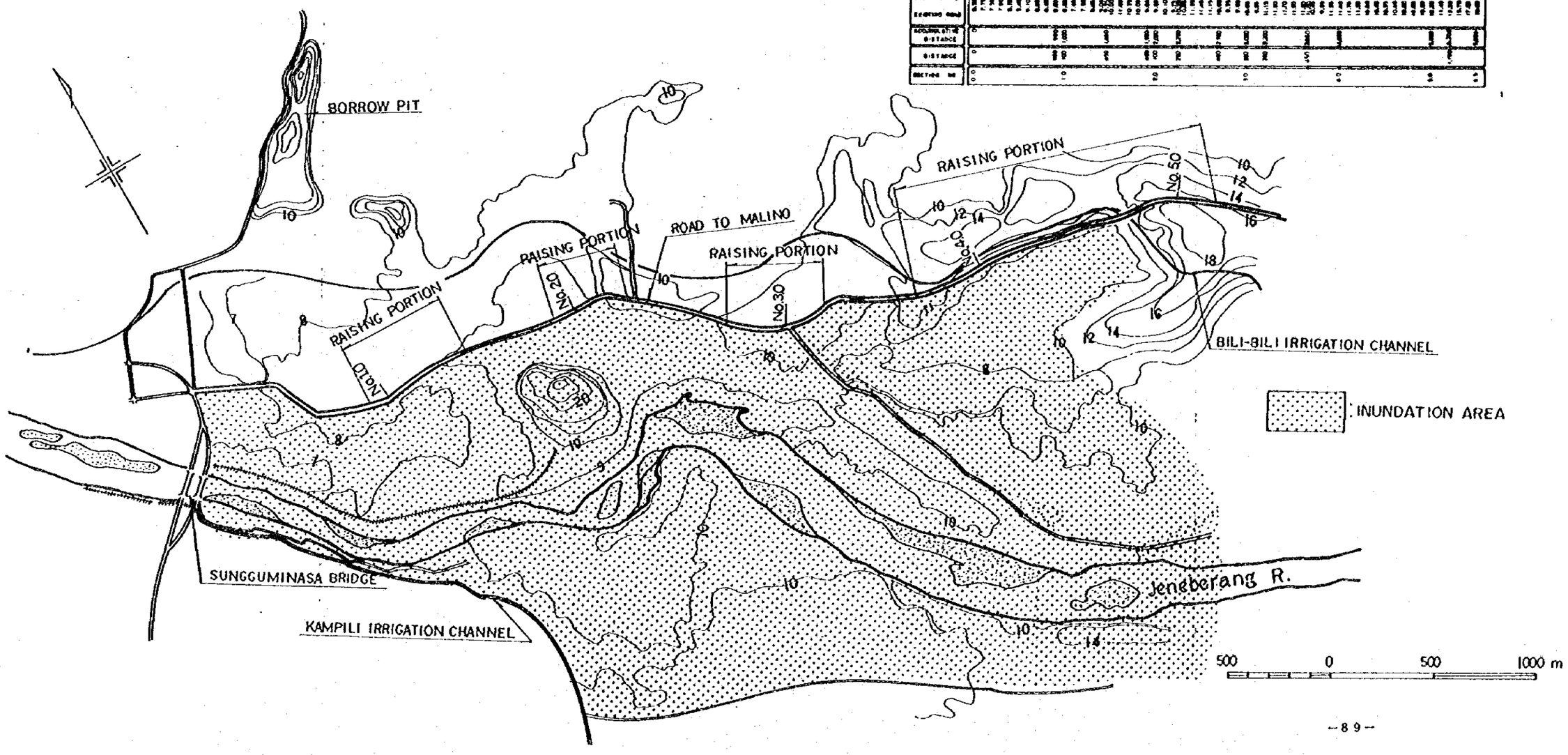
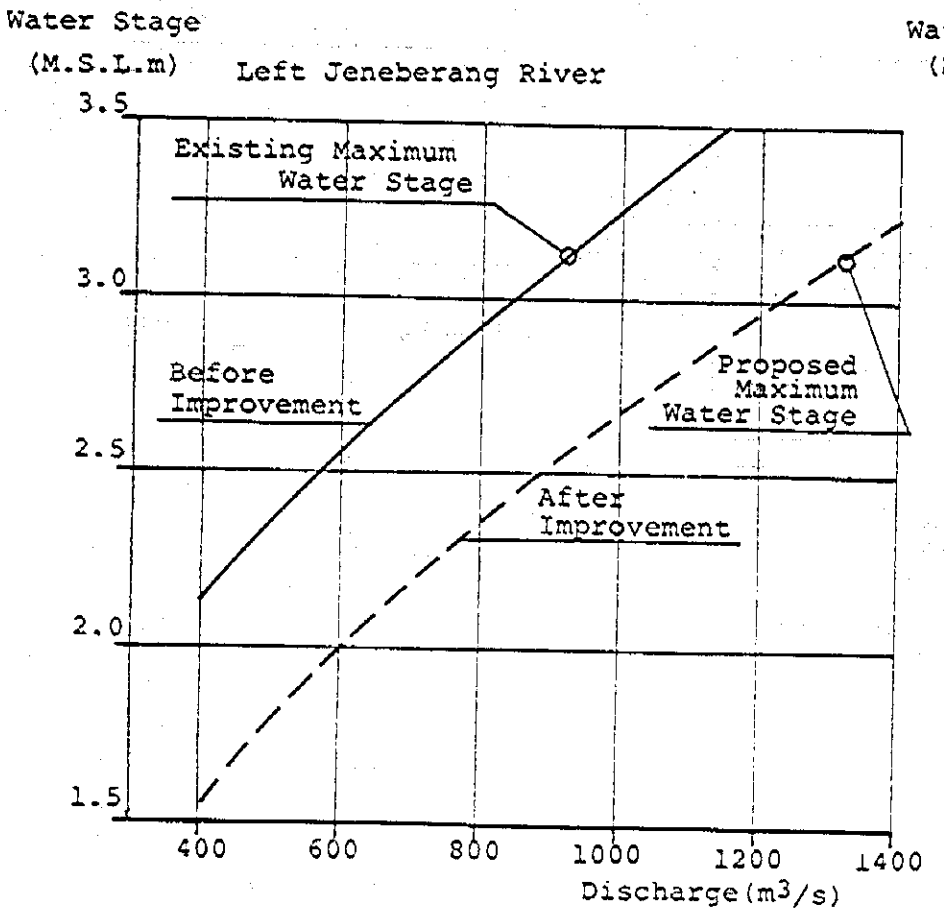
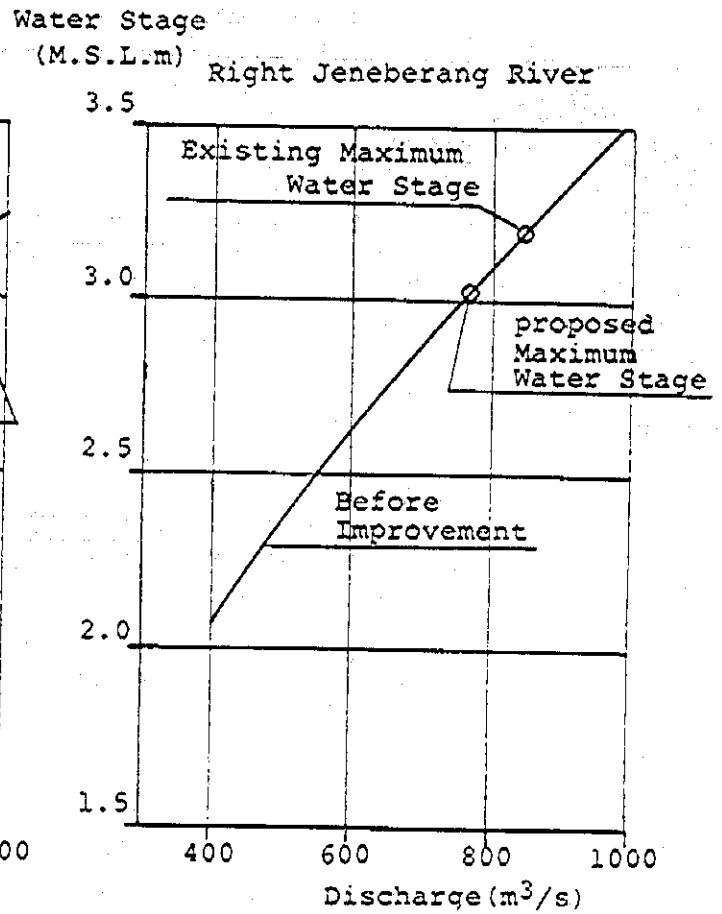


Fig. 5-6 RATING CURVE AFTER RIVER IMPROVEMENT
(SECTION NO. 2.0K)



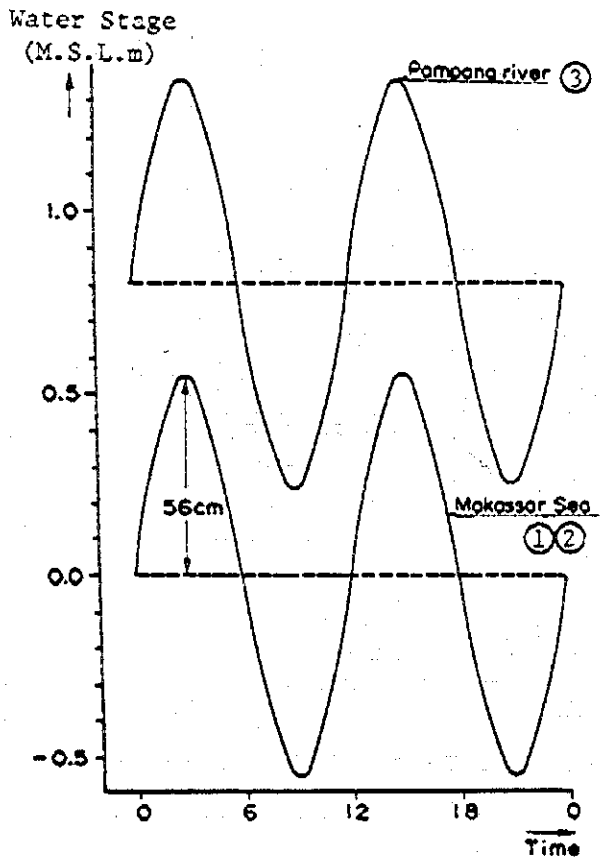


	Discharge (m3/s)	Water Stage (M.S.L.m)
Before Improvement	950	3.13
After Improvement	1,330	3.11

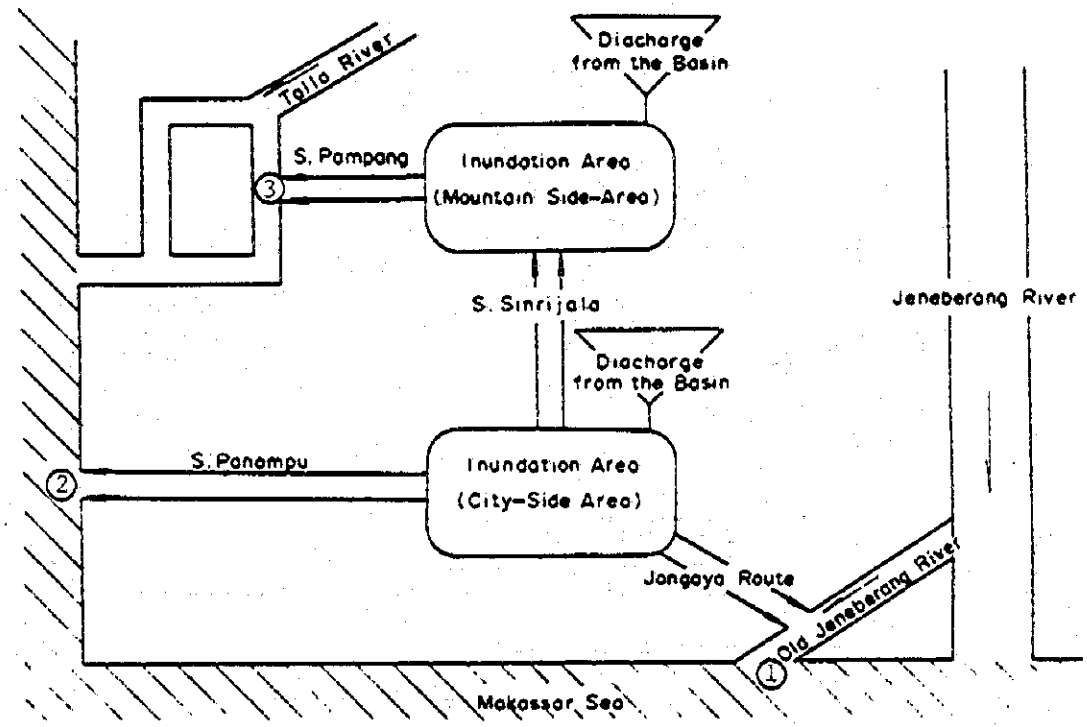
	Discharge (m^3/s)	Water Stage (M.S.L.m)
Before Improvvment	350	3.20
After Improvement	770	3.05

Fig. 5-7 CALCULATION MODEL AND OUTLET WATER STAGE

OUTLET WATER STAGE

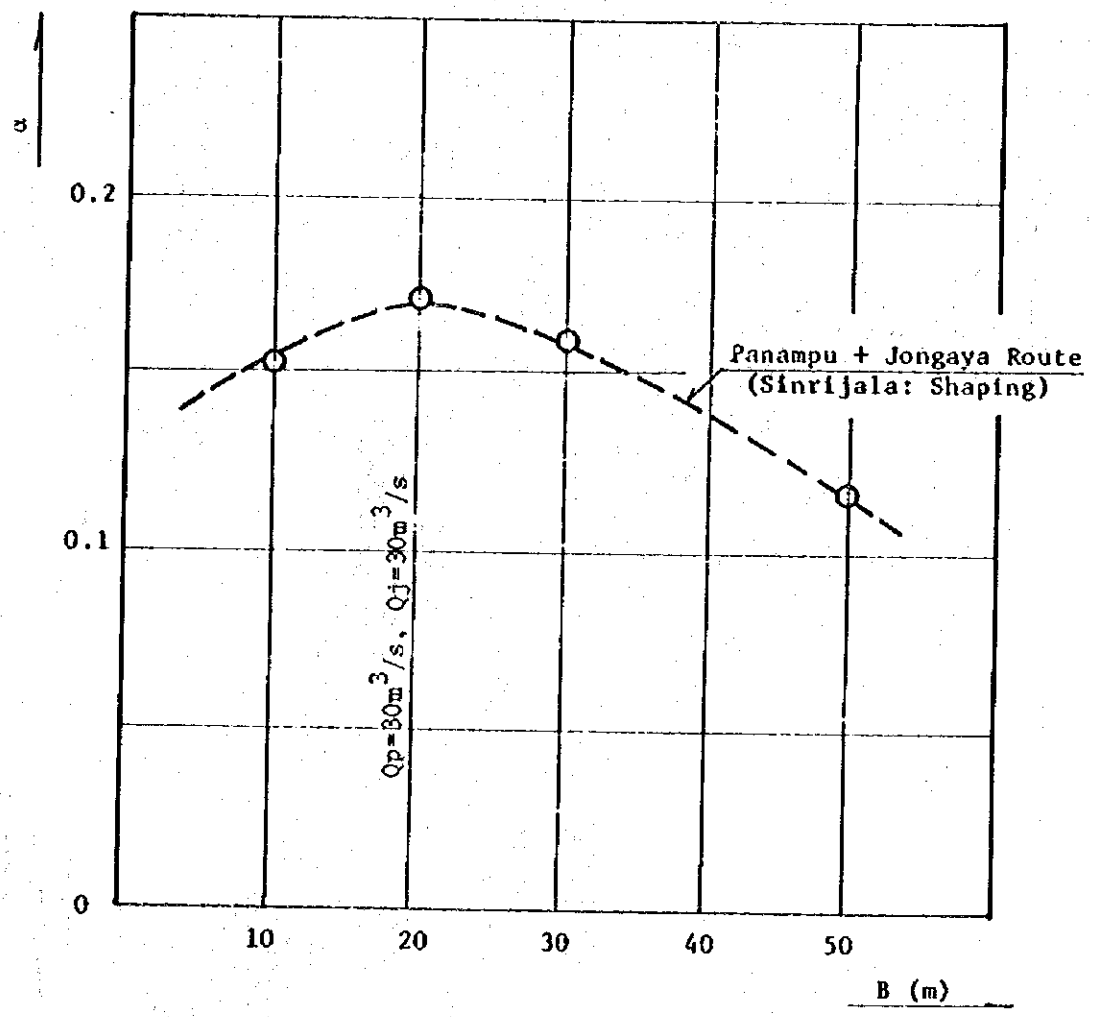


CALCUALTION MODEL



Legend : ①, ② and ③ Show the outlet points of drainage channels.

Fig. 5-8 OPTIMUM SCALE OF TWO DRAINAGE CHANNELS



α: Annual Expected Damage Reduction/Construction Cost

B: Bottom Width of Channel

Qp: Discharge of Panampu Channel

Qj: Discharge of Jongaya Route Channel

Fig. 5-9 LOCATION OF OPTIMUM DRAINAGE SYSTEM FOR URGENT PLAN

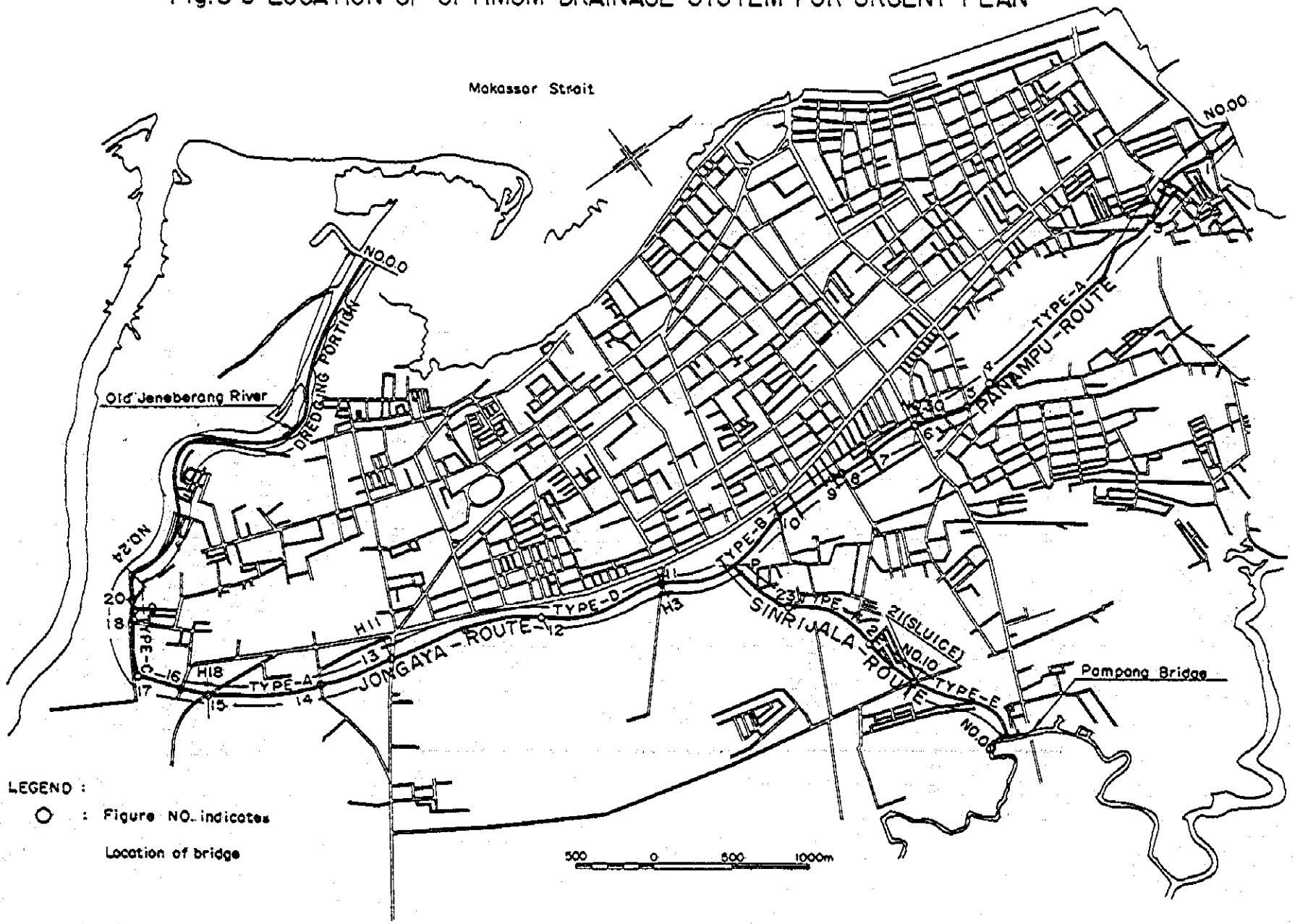
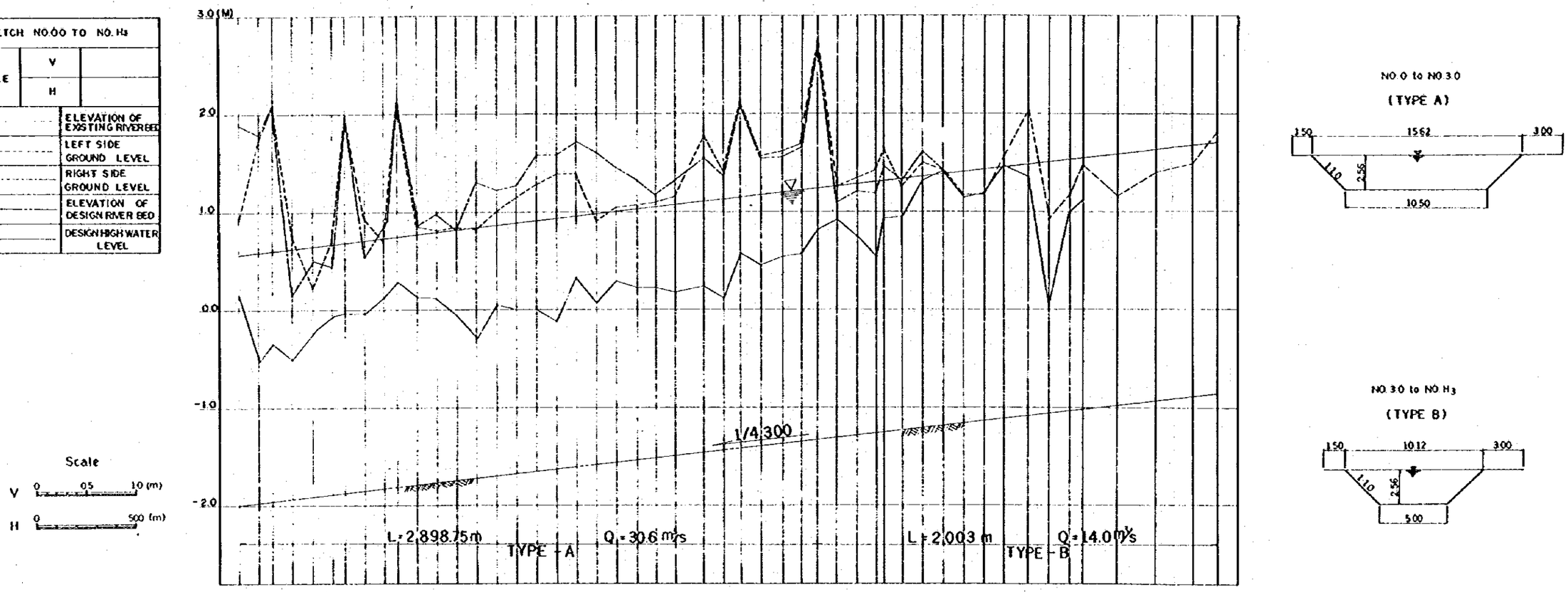


Fig. 5-10(1) LONGITUDINAL PROFILE OF DRAINAGE CHANNEL FOR URGENT PLAN

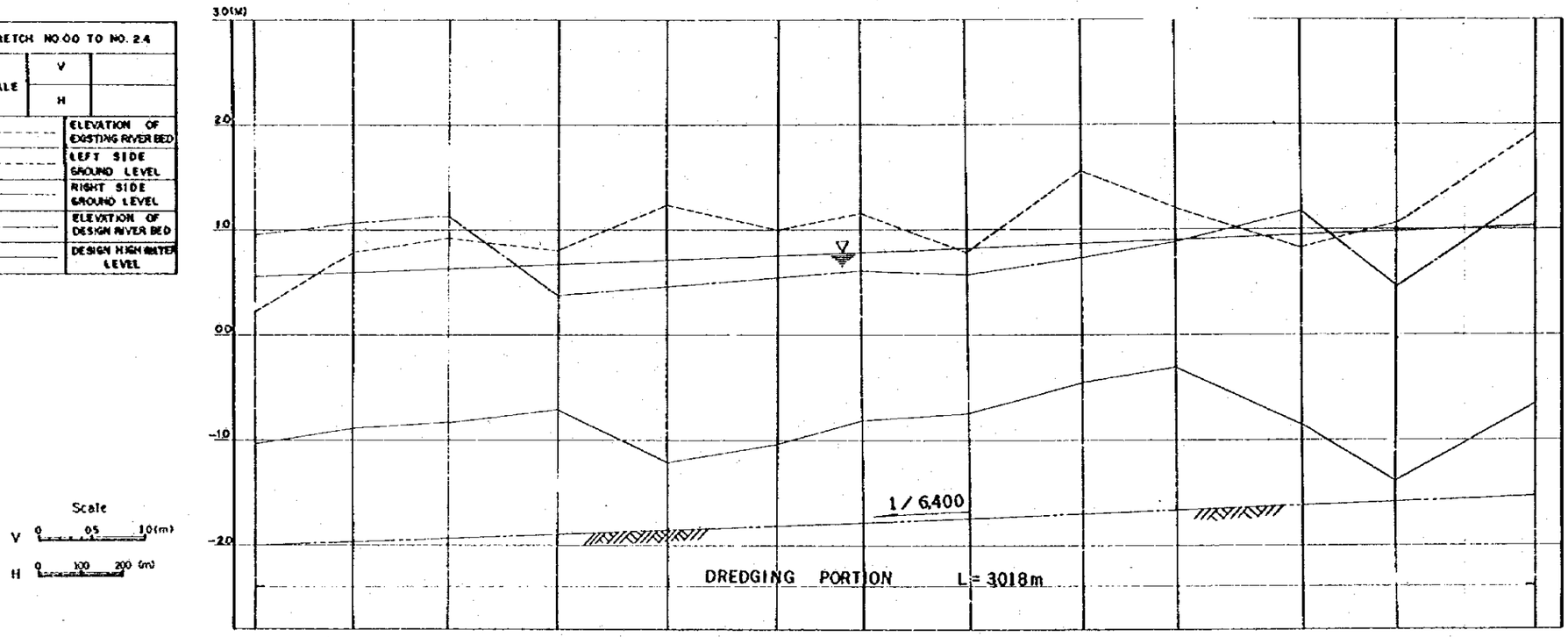
PANAMPU ROUTE NO. 0.0 - NO. H3

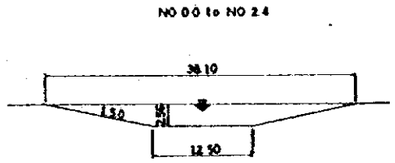


| | | |

Fig. 5-10 (2) LONGITUDINAL PROFILE OF DRAINAGE CHANNEL FOR URGENT PLAN

JONGAYA ROUTE NO. 0.0 - NO. 2.4 (1/2)





		0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4
DESIGN	DESIGN HIGH WATER LEVEL	0.580	0.595	0.631	0.672	0.712	0.752	0.784	0.823	0.865	0.898	0.945	0.981	1.036
	ELEVATION OF DESIGN RIVER BED	-2.000	-1.965	-1.929	-1.888	-1.848	-1.808	-1.776	-1.737	-1.695	-1.661	-1.615	-1.579	-1.523
EXISTING CONDITION	RIGHT SIDE GROUND LEVEL	0.95	1.06	1.14	0.38	0.45	0.55	0.61	0.57	0.73	0.88	1.17	0.46	1.33
	LEFT SIDE GROUND LEVEL	0.22	0.79	0.92	0.80	1.23	1.00	1.16	0.78	1.55	1.21	0.84	1.06	1.81
	ELEVATION OF EXISTING RIVER BED	-1.03	-0.90	-0.83	-0.71	-1.21	-1.03	-0.81	-0.74	-0.45	-0.30	-0.84	-1.38	-0.46
DISTANCE	ACCUMULATIVE DISTANCE	0.00	226.00	456.00	718.00	974.00	1231.00	1451.00	1682.00	1952.00	2171.00	2460.00	2688.00	3046.00
	DISTANCE	0.00	226.00	230.00	262.00	256.00	257.00	220.00	231.00	270.00	219.00	294.00	228.00	358.00
	SECTION NO.	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4

Fig. 5-10(3) LONGITUDINAL PROFILE OF DRAINAGE CHANNEL FOR URGENT PLAN

JONGAYA ROUTE NO.2.4-NO.H3 (2/2)

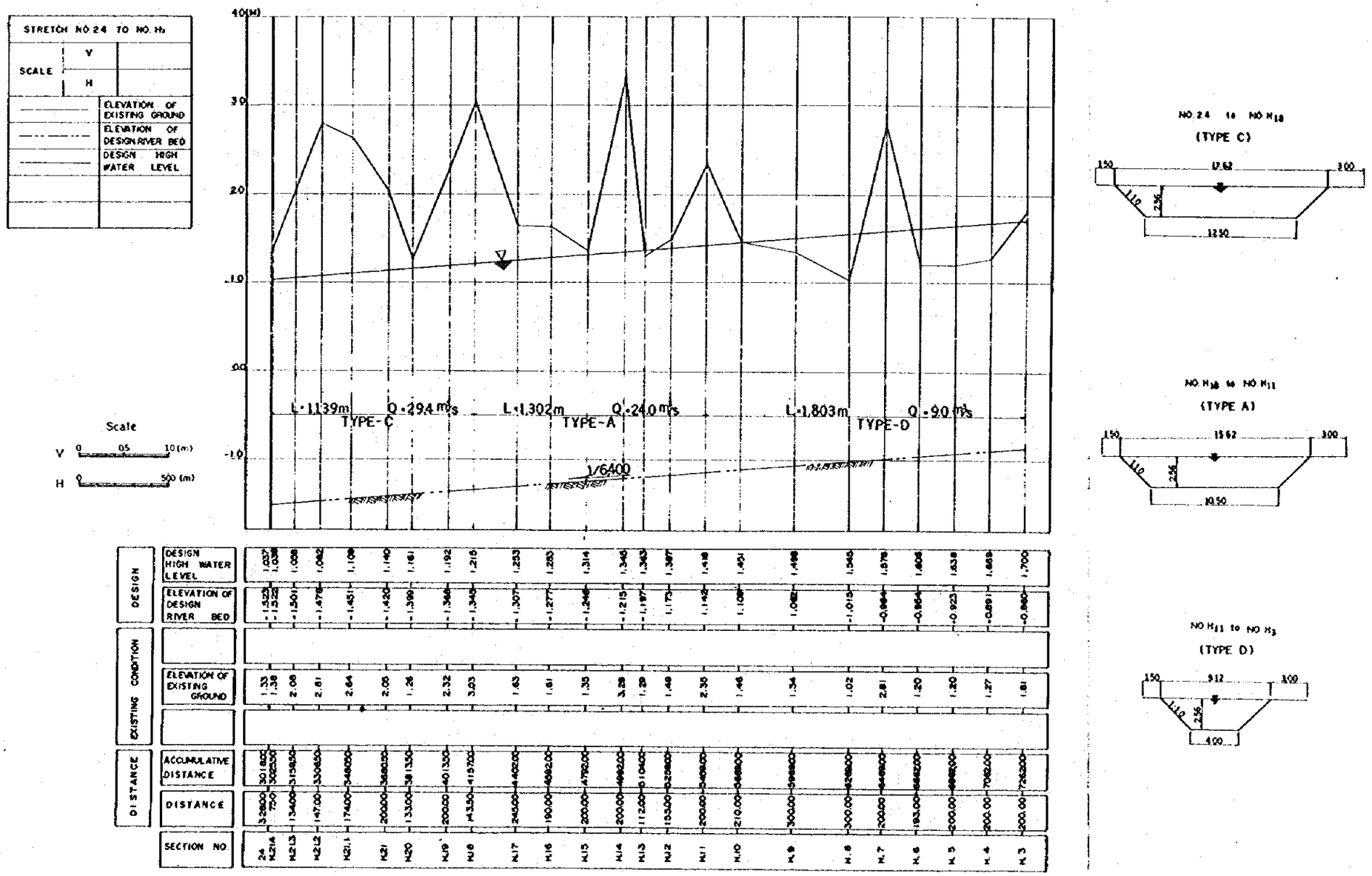
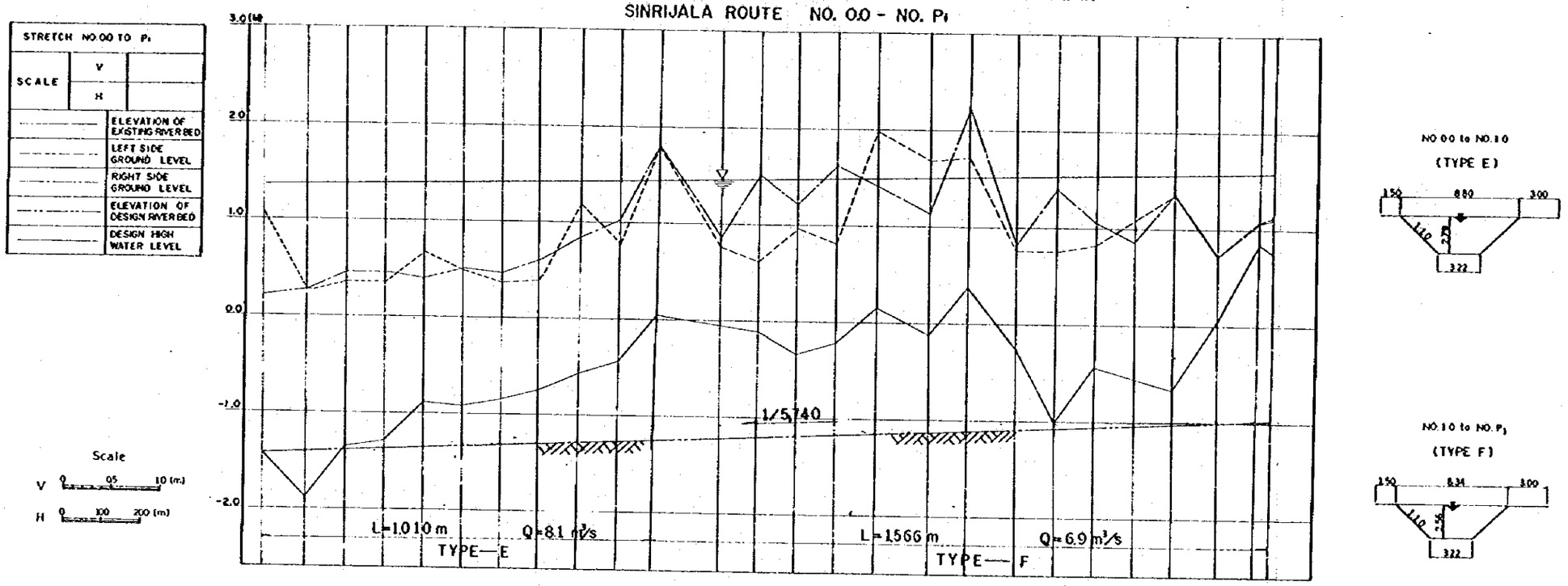


Fig 5-10(4) LONGITUDINAL PROFILE OF DRAINAGE CHANNEL FOR URGENT PLAN
SINRIJALA ROUTE NO. 0.0 - NO. P1



		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	P1
DESIGN	DESIGN HIGH WATER LEVEL	1.360	1.369	1.378	1.386	1.395	1.404	1.412	1.421	1.429	1.438	1.446	1.460	1.468	1.477	1.485	1.494	1.505	1.514	1.524	1.533	1.542	1.550	1.559	1.568	1.577	1.580
	ELEVATION OF DESIGN RIVER BED	-1.429	-1.410	-1.392	-1.373	-1.358	-1.340	-1.325	-1.305	-1.288	-1.271	-1.256	-1.225	-1.205	-1.191	-1.173	-1.156	-1.131	-1.113	-1.094	-1.076	-1.057	-1.041	-1.024	-1.004	-0.988	-0.988
EXISTING CONDITION	RIGHT SIDE GROUND LEVEL	1.06	0.28	0.36	0.36	0.67	0.49	0.37	0.39	1.19	0.79	1.79	0.76	0.62	0.97	0.82	1.38	1.68	1.72	0.77	0.76	0.82	1.08	1.35	0.71	1.08	
	LEFT SIDE GROUND LEVEL	0.22	0.27	0.46	0.45	0.40	0.51	0.47	0.61	0.84	1.02	1.80	0.86	1.31	1.21	1.62	1.41	1.14	2.22	0.62	1.40	1.06	0.88	1.35	0.71	1.06	
	ELEVATION OF EXISTING RIVER BED	-1.42	-1.87	-1.34	-1.28	-0.88	-0.91	-0.84	-0.73	-0.56	-0.43	0.05	-0.05	-0.10	-0.33	-0.21	0.16	-0.12	0.38	-0.24	-1.00	-0.42	-0.39	-0.88	0.06	0.83	
DISTANCE	ACCUMULATIVE DISTANCE	0.0	110.00	210.00	310.00	410.00	510.00	610.00	710.00	810.00	910.00	1010.00	1166.00	1266.00	1366.00	1466.00	1566.00	1702.00	1802.00	1926.00	2026.00	2126.00	2226.00	2326.00	2441.00	2541.00	2576.00
	DISTANCE	0.00	110.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	156.00	100.00	100.00	100.00	100.00	136.00	100.00	124.00	100.00	100.00	100.00	100.00	115.00	100.00	35.00
	SECTION NO	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	P1

Fig. 5-11 CALCULATION MODEL

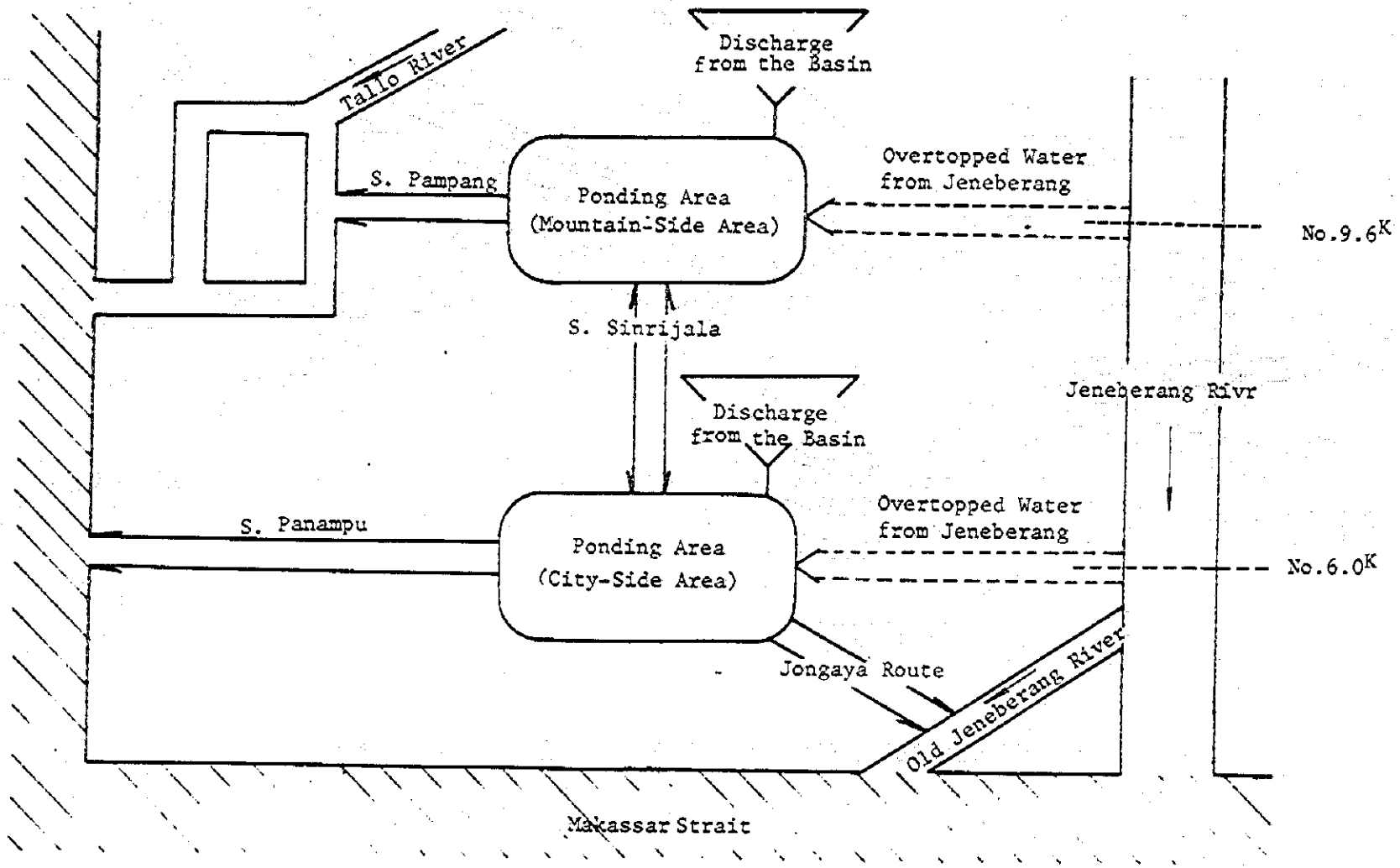


Fig. 5-12 RIVER IMPROVEMENT WORK SECTION

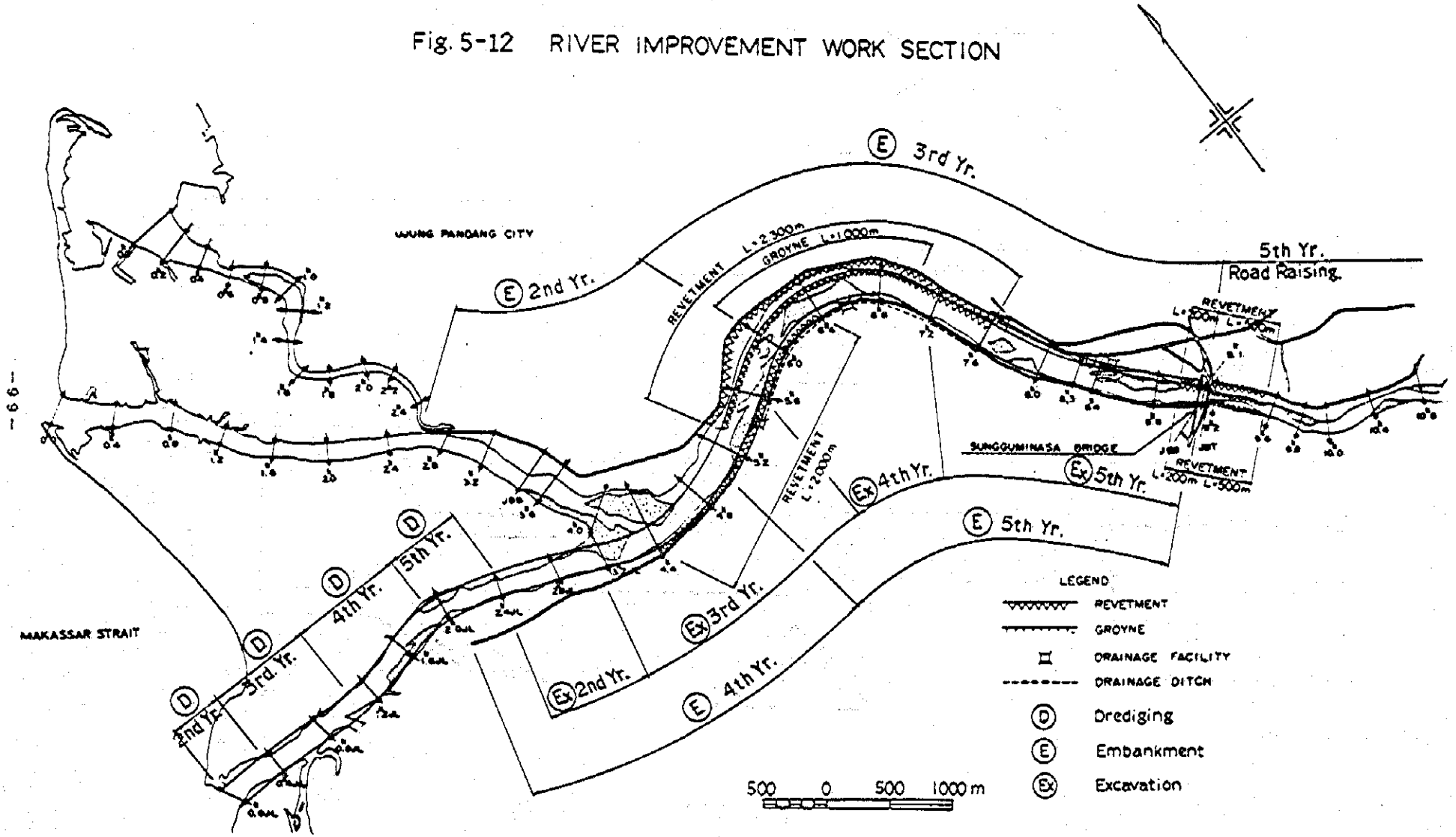


Fig. 5-13 CONSTRUCTION SCHEDULE (RIVER IMPROVEMENT)

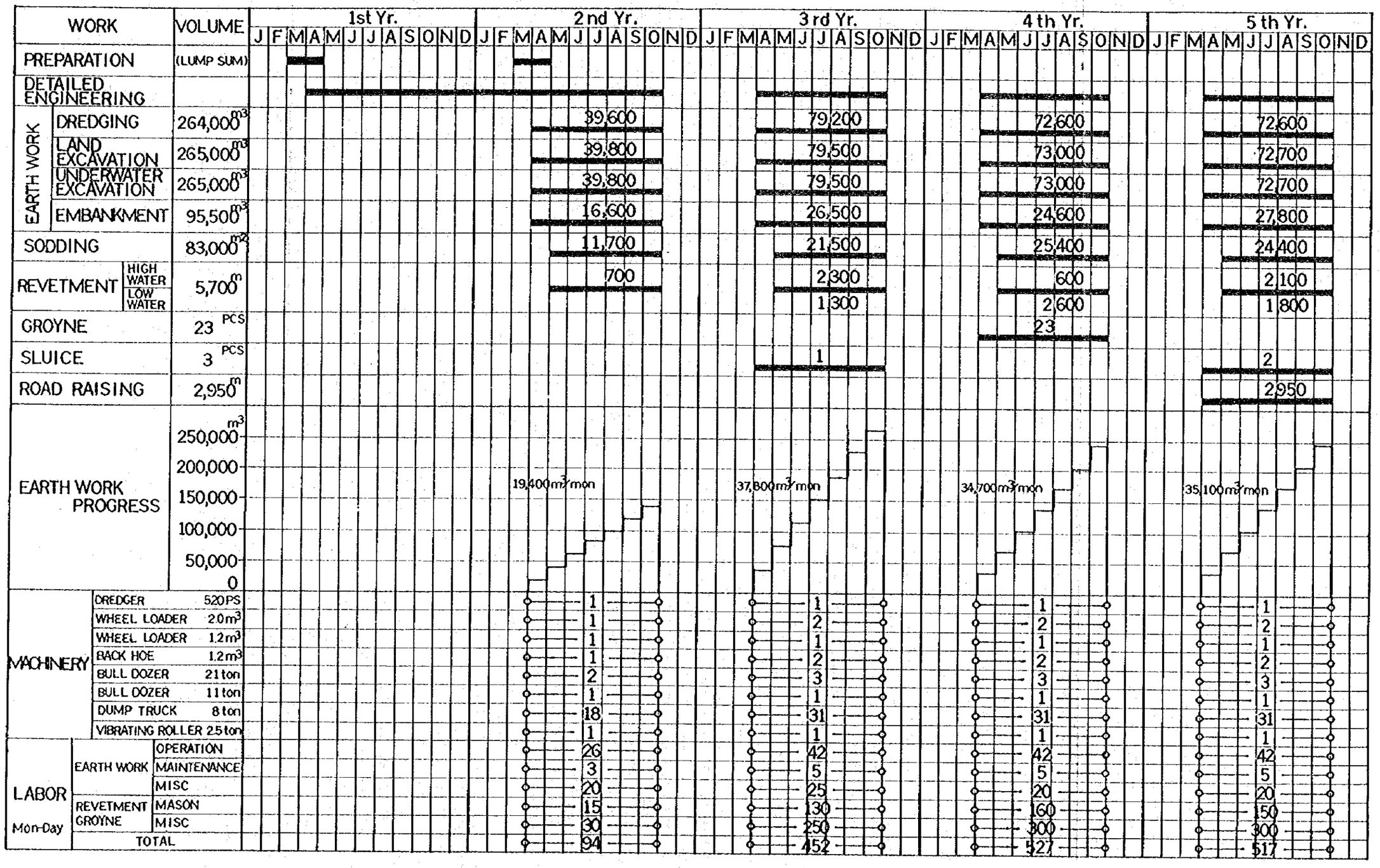


Fig. 5-14 DRAINAGE CHANNEL WORK SECTION

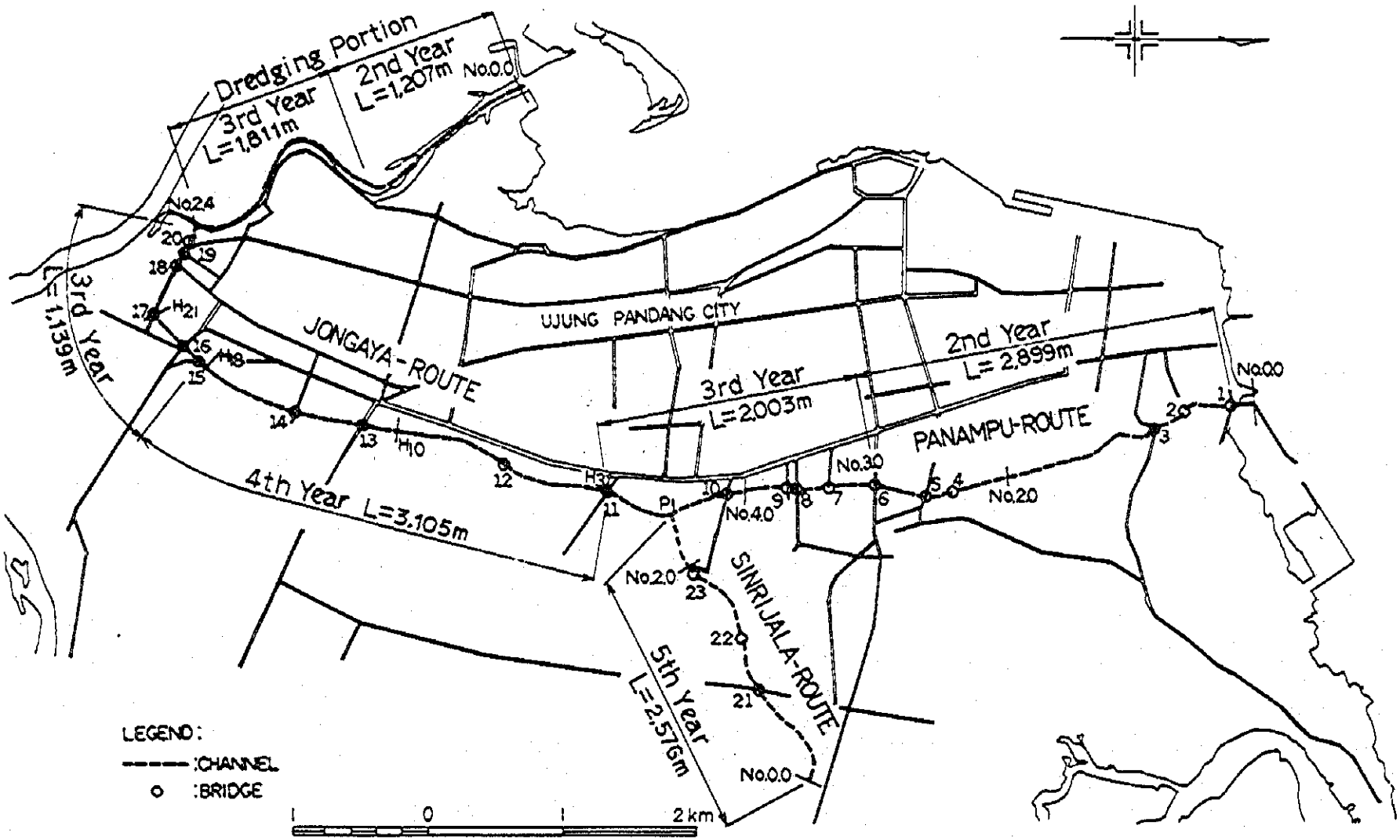
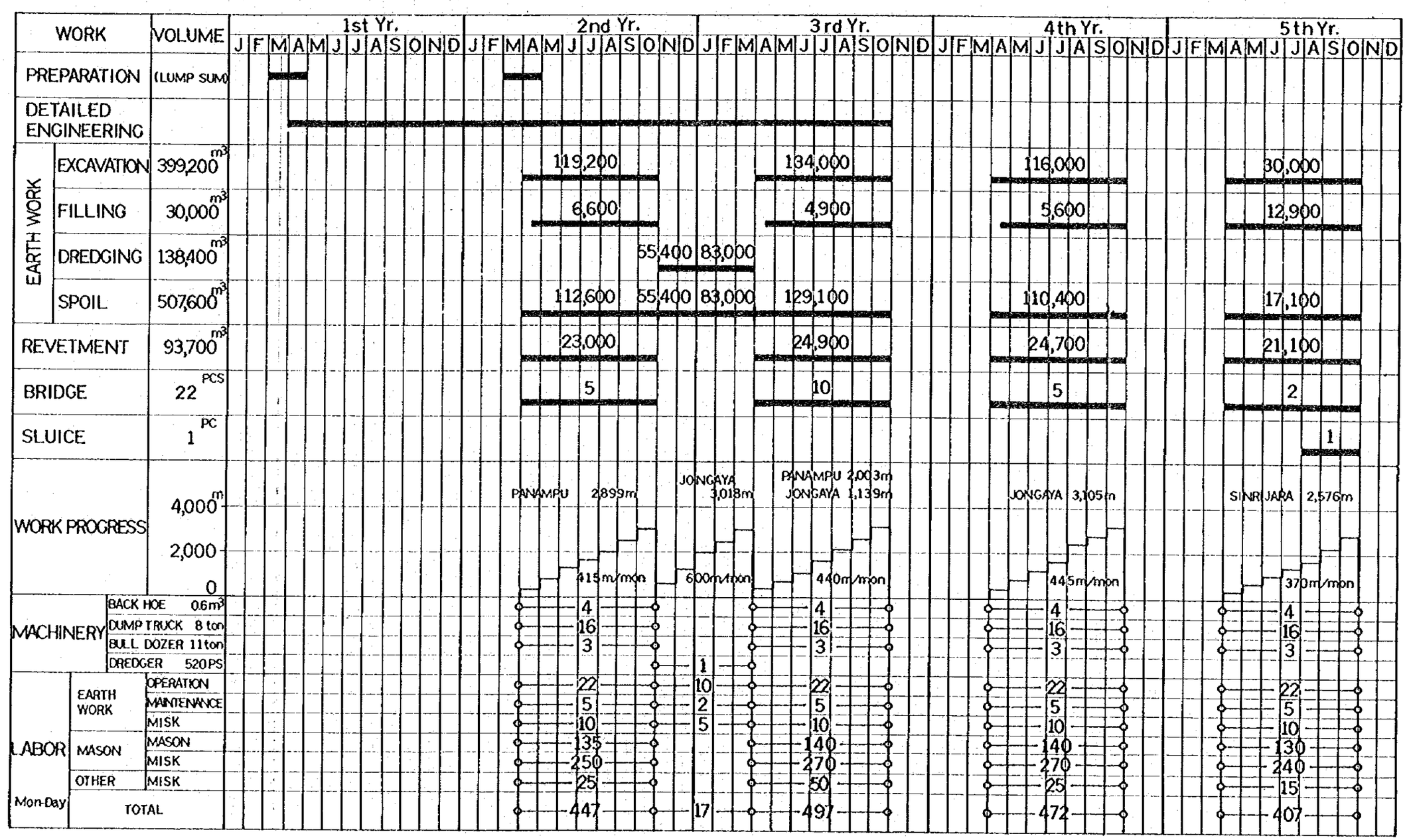


Fig. 5-15 CONSTRUCTION SCHEDULE (DRAINAGE IMPROVEMENT)



付録；議事録

MINUTES OF MEETING

I. Meeting on July 3, 1979

The Japanese Survey Team (JICA) and the Directorate of Planning and Programming of the Directorate General of Water Resources Development, Ministry of Public Works, the Government of the Republic of Indonesia, exchanged their views concerning the Inception Report for Feasibility Study of Lower Janeberang River Flood Control Project prepared by the Japanese Survey Team.

Following items were agreed upon by and between the both parties.

1. With regard to the cross-sectional survey of Tallo river described in 3.1.1.b. of the Inception Report, the sentence of "in a same condition of (a)" was eliminated, and the Japanese Survey Team will conduct the necessary number of cross-sectional survey.

2. With regard to the improvement of drainage system, the study will be conducted on main drainage channels, and the old urban area of Ujung Pandang City will not be included in the Project area.

3. With regard to the geology and soil mechanics in 3.1.4. of the Inception Report, there might be available result of boring test in the project area. Therefore should the result be available, boring and its test will not be conducted.

4. Japanese Survey Team will study the amount of sediment discharge and the degraded area to be controlled, and likewise will introduce erosion control. In this connection, the geology and sabo engineer will cover the engineering field of erosion control and soil conservation to the extent mentioned above.

5. Japanese Survey Team will make efforts to indicate necessity for comprehensive water resources development including flood control of the Jeneberang river by the end of October.

MINUTES OF MEETING

II. Meeting on September 25, 1979

A meeting between the Directorate of Planning & Programming and the Japanese Survey Team was held in the Department of Public Works (DPU) on 25 September 1979.

The following was agreed upon by and between both parties.

1. Definition of the future conditions in the objective area:

   i) Urgent drainage system will be studied, based on the conditions at the time of completion of the First Stage (1985) proposed in the Regional Development Plan.

   ii) Overall drainage system will be studied, based on the conditions at the time of completion of the Second and Third Stage respectively proposed in the same plan.

2. Proposal of river improvement scale:

   i) Jeneberang river improvement scale for the urgent flood control will be determined after studying three alternative plans ; 5-, 7- and 10-year return periods.

   ii) The scale for the overall flood control was determined at 50-year return period.

3. Cancellation of the boring test and its soil test:

Judging that the existing geological data prepared by the Directorate Geology give enough information for this feasibility study, the proposed boring test and its soil test were cancelled.

MINUTES OF MEETING

III. Meeting on October 27, 1979

A meeting between the Directorate of Planning & Programming and the Japanese Survey Team was held on October 27, 1979. The Progress and Study Reports submitted October 20, 1979 were explained and discussed. It was agreed that the Survey Team will conduct more detailed study in Japan, based on the criteria and findings described in the Study Report.

In addition, the following were discussed and agreed upon by and between both parties.

1. Jeneborang River Improvement

a) Natural retarding basin

To increase the regulation capacity of natural retarding basin in the upper reaches of Sungguminasa bridge, it is considerably effective to raise the road surrounding that basin. The effectivity will be studied, considering the social problems caused thereby.

b) Intermediate improvement scale

The scale of urgent and overall flood control was agreed to be 10-year and 50-year return period respectively. Judging from the characteristics of the existing river channel, the maximum scale of flood control by means of river improvement is about 10-year return period. To control a flood of more than 10-year return period, possibility of a reservoir will be studied. However, from the economical viewpoint, the reservoir to control a flood of intermediate return period can not be recommended.

2. Drainage System

a) Urban development plan

Following the basic concepts of the existing development plan prepared by BIEC International, Co., the study will be conducted. In connection with this plan, the lower parts in the development area will be filled with soil 12 cm above the mean high water springs (+68 cm above M.S.L.).

b) Bili-Bili irrigation channel

The lower area of the Bili-Bili irrigation is being urbanized. Bili-Bili irrigation channel is not utilized in a dry season. A great deal of discharge flows down through this channel into the inner basin

in a rainy season. However, in the event that the gates will be operated properly, the flood water will not inflict a big damage to the inner basin.

Countermeasures against the possible damage caused by gate mis-operation will be studied and recommended.

MINUTES OF MEETING

IV. Meeting on February 8, 1980

The Japanese Survey Team (JICA) and Ministry of Public Works, the Government of Republic of Indonesia, exchanged their views concerning the feasibility study result of interim report of Lower Jeneberang River Flood Control Project prepared by the Japanese Survey Team.

Appreciation of the study result and following items were agreed upon by and between the both parties.

1) Japanese Survey Team will amend the followings in draft final report.

   i) To make clear in the report that the overall study is in sphere of preliminary stage.

   ii) To insert the minutes of meeting during the study.

   iii) To insert the back-data concerning the determination of design flood for urgent and overall flood control plan.

   iv) To add the indication of north direction in the plan maps.

2) With regard to draft final report, the Government of Republic of Indonesia will provide Japanese Survey Team with its comments within 30 days after discussion of interim report, if any Japanese Survey Team will submit 30 copies to the Government of Republic of Indonesia within 3 months after receipt of the comments. Discussion of draft final report will be held in Indonesia after submittal of draft final report.

MINUTES OF MEETING

V. Meeting on July 16, 1980

A meeting between the Directorate of Planning & Programming and the Japanese Survey Team was held on July 16, 1980 in Jakarta. Japanese Survey Team explained the draft final report. Both parties exchanged their views on the mattersd mentioned below.

1). Retarding Basin
- Opinion of the people
- Resettlement program
- Cost of house evacuation

2). Proposed drainage channel in relation with the Cipta Karya's Plan

3). Hydrological Matters

4). Irrigable area by the overall plan

Japanese Survey Team wil prepare some additional expalanations in the final report to make the study result clear.

Appreciation of the study report was agreed upon by and between both parties.

With regardrd to the final report, the Directorate of Planning & Programming will provide Japanese Survey Team with its comments within 30 days after submission of the draft final report.

Japanese Survey Team will submit 50 copies to the Government of the Republic of Indonesia within 2 months after reciept of the comments on the draft final report.