社会開発協力部報告書

タ イ 国

バンコク市下水道整備計画

マスタープラン調査報告書

第4巻 付 録 編

昭和56年8月

国際協力事業団

タ イ 国

バンコク市下水道整備計画

マスタープラン調査報告書

第4巻 付 録 編

昭和56年 8 月

国際協力事業団

目　　次

A. 処 理 区 分 け

A 処理区分け

1. 下水道処理区の適正規模

このスタディは一つの処理場が受持つ対象面種の規模をどのくらいにしたらよいかをコストの面から検討したものである。

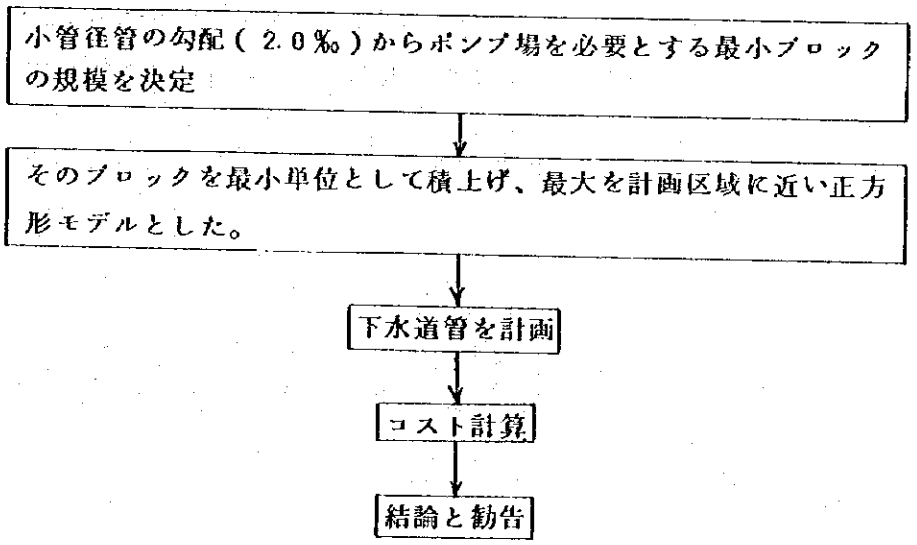
(a) モデル

スタディに当って次の諸点を仮定条件に図A・1に示すような分流式下水道モデルを作成した。

仮定条件

1. 地形は一様に平担である。
2. 河川、横断によるコストアップは見込まない
3. 人口密度は一様で150人／haとする
4. 1人当り平均汚水量を300ℓ／日とする。
5. 管きょ延長を200m／haとする。
6. ⊙200～⊙800の平均勾配を2.0％、⊙900～⊙1,500のそれを0.8‰、⊙1,500以上については0.6‰とする。
7. 下水道管の埋設深が6mになったらポンプ場を設ける。
8. 処理方式は標準活性汚泥法とエアレーテッドラグーンの2方式を考える。
9. 各処理区に処理場を設置する。

モデルの作成は次図に示すフローのように行なった。



小管径管の平均勾配（2.0‰）から1～6mの深さに達し、ポンプ場が必要となる延長は約3Kmである。従って正方形ブロックとして1.5Km×1.5Km（225 ha）がスタディのユニットとなる。

これを積上げて計画区域面積に近い正方形モデルを作ると18Km×18Km（144ユニット）、32,400 haとなる。

(b) コスト

図A1は処理場1ケ所の場合の大幹線のレイアウトで、これを基として処理区の規模を変えたいくつかの案を考えコストを算出し、表A1、A2及び図A4のような結果を得た。

すべての単価は付録Eに示したものを用い、用地費は750バーツ/m^2とした。年間経常費は減債基金法によって計算した。

1) コストスタディの結果

第1案：標準活性汚泥法の場合

i 用地費は最も小さいにもかかわらず、処理場位置が中心地から遠くなるので大幹線の延長が長くなり、そのための建設費がかさむのでケースHが最も不利である。

ii 下水管の布設費という面ではケースAが最も有利であるが、処理場のための用地費と建設費は最も高い。

iii ケースC～Fは大差なし。

iv 処理面積が10,000ha以上の場合には用地費は処理区面積が大きくなるに従って小さくなるが大幹線管きょの工事費は逆に高くなっていく。

第2案：エアレーテッドラグーン法の場合

i 処理場を集約するメリットはない。

ii 従って用地が得られるなら処理区は小さいほどよい。

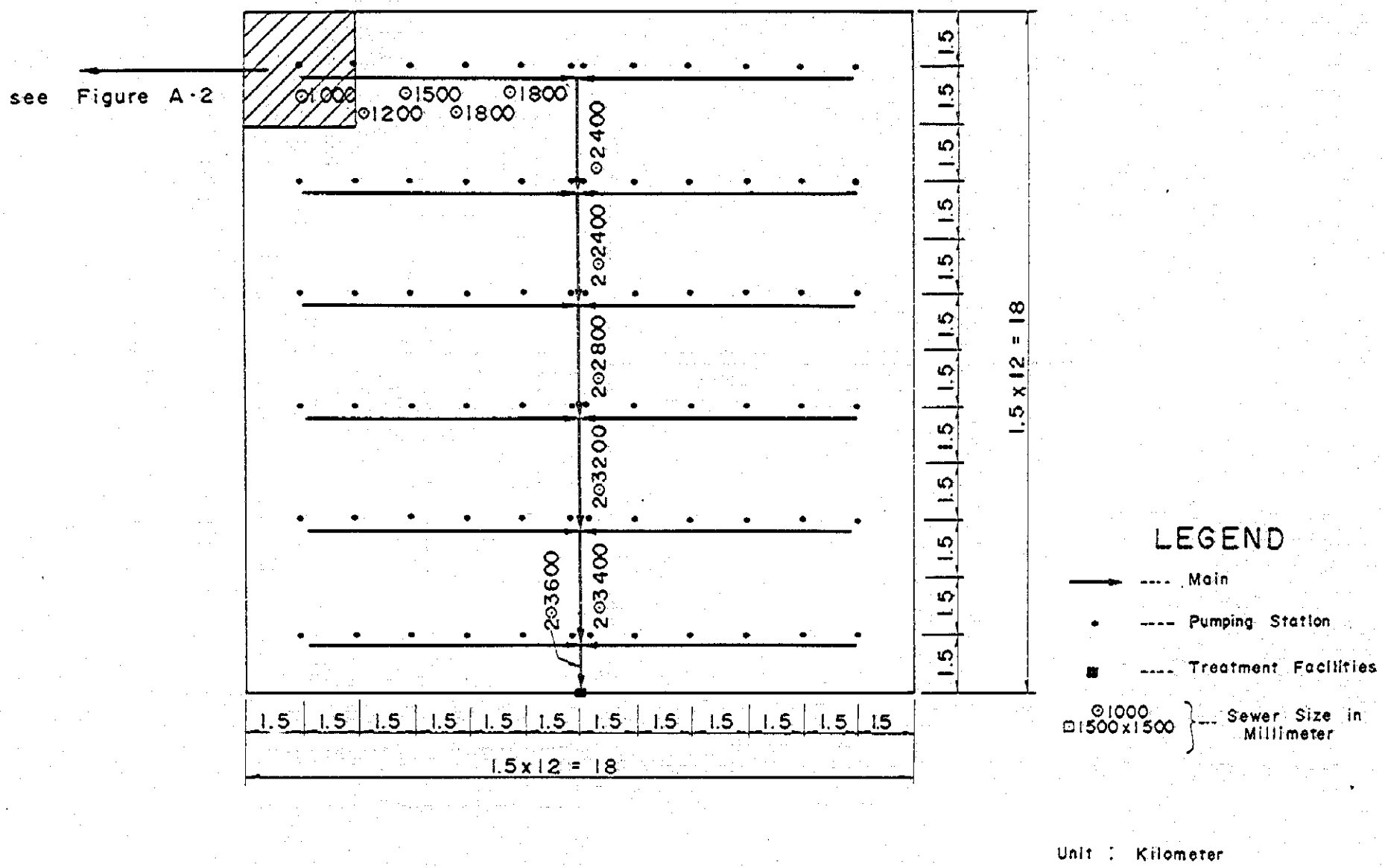


図 A·1 分流式下水道システムモデル

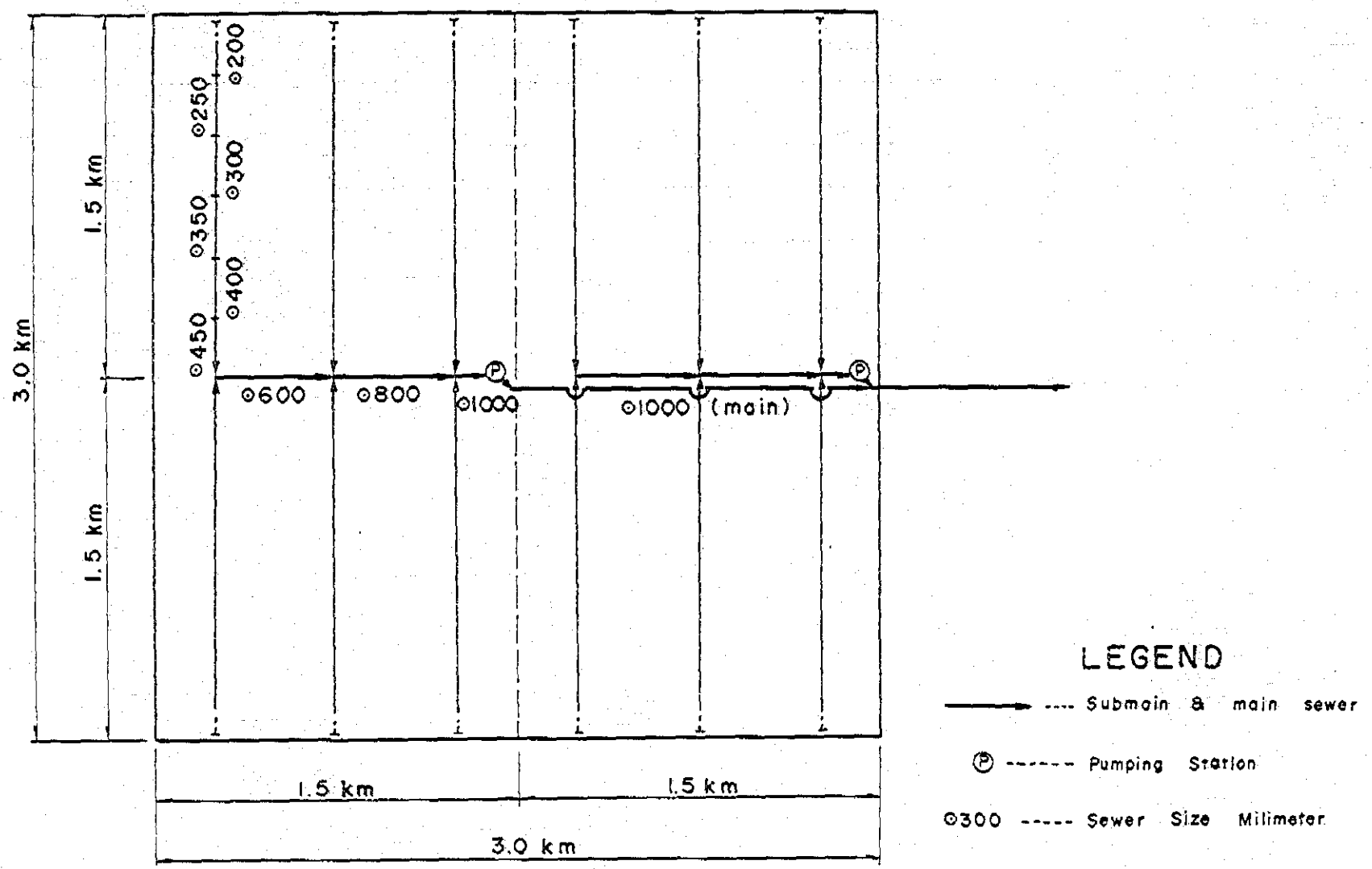

3.0 km
1.5 km
1.5 km
⊙200
⊙250
⊙300
⊙350
⊙400
⊙450
⊙600
⊙800
⊙1000
⊙1000 (main)
P
P
1.5 km
1.5 km
3.0 km
LEGEND
---- Submain & main sewer
P ------ Pumping Station
⊙300 ----- Sewer Size Milimeter

図 A・2 準幹線管きょ

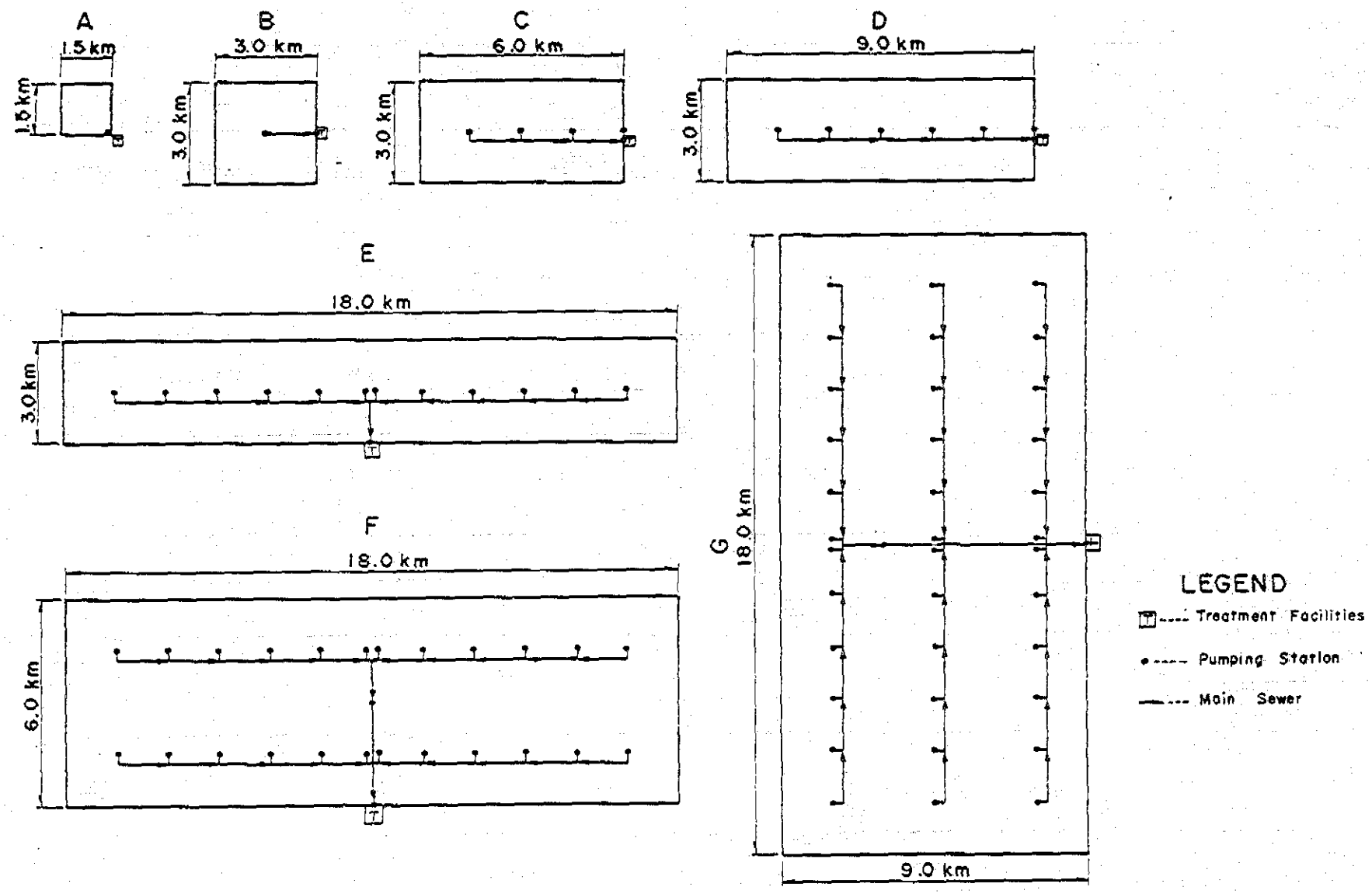

A
1.5 km
1.5 km
B
3.0 km
3.0 km
C
6.0 km
3.0 km
D
9.0 km
3.0 km
E
18.0 km
3.0 km
F
18.0 km
6.0 km
G
18.0 km
9.0 km
LEGEND
Treatment Facilities
Pumping Station
Main Sewer

図 A・3 処理区のサイズ

表A.1　建　設　費

単位：1000バーツ（1980年価格）

ケース	下水道管建設		ポンプ場工事		処理場		計	
	枝線	幹線	建設費	用地費	建設費	用地費	建設費	用地費
A 144処理区 （各225 ha）	7,128,000	1,882,800	792,000	31,300	11,664,000 (2,055,800)	1,728,000 (7,763,800)	21,466,800 (11,858,600)	1,759,300 (7,795,100)
							23,226,100 (19,653,700)	
B 36処理区 （各900 ha）	7,128,000	2,602,800	1,119,600	34,000	8,164,800 (1,807,900)	1,202,800 (7,381,100)	19,015,200 (12,658,300)	1,236,800 (7,415,100)
							20,252,000 (20,073,400)	
C 18処理区 （各1,800 ha）	7,128,000	3,852,900	1,011,600	34,700	6,925,500 (1,589,200)	1,038,800 (6,998,400)	18,918,000 (13,581,700)	1,073,500 (7,033,100)
							19,991,500 (20,614,800)	
D 12処理区 （各2,700 ha）	7,128,000	5,104,800	915,600	31,300	6,269,400 (1,458,000)	984,100 (6,670,300)	19,417,800 (14,606,400)	1,015,400 (6,701,600)
							20,433,200 (21,308,000)	
E 6処理区 （各5,400 ha）	7,128,000	5,779,800	801,600	27,300	5,103,000 (1,297,600)	874,800 (6,451,600)	18,812,400 (15,007,000)	902,100 (6,478,900)
							19,714,500 (21,485,900)	
F 3処理区 （各10,800 ha）	7,128,000	6,454,800	819,600	28,200	4,374,000 (1,122,700)	765,400 (6,123,600)	18,776,400 (15,525,100)	793,600 (6,151,800)
							19,570,000 (21,676,900)	
G 2処理区 （各16,200 ha）	7,128,000	7,681,800	765,600	25,900	3,936,600 (1,057,100)	761,200 (5,904,900)	19,512,000 (16,632,500)	787,100 (5,930,800)
							20,299,100 (22,563,300)	
H 1処理区 （32,400 ha）	7,128,000	9,589,700	747,600	25,200	3,353,400 (911,200)	656,100 (5,576,800)	20,818,700 (18,376,500)	681,300 (5,602,100)
							21,500,000 (23,978,500)	

注：カッコ内の数字はエアレーテッドラグーンの場合

表A.2　年間経常費

単位：百万バーツ／年（1980年価格）

ケース	原価	利子	維持管理費	計
A	377,740 (63,384)	1,858,088 (1,572,296)	509,730 (400,380)	2,705,558 (2,036,060)
B	253,281 (67,044)	1,620,160 (1,605,872)	501,680 (406,910)	2,375,121 (2,079,826)
C	220,775 (63,685)	1,599,320 (1,649,184)	486,410 (406,220)	2,306,505 (2,119,089)
D	203,846 (61,943)	1,634,656 (1,704,640)	465,840 (400,230)	2,304,342 (2,166,813)
E	172,141 (58,388)	1,577,160 (1,718,872)	453,490 (387,880)	2,202,791 (2,165,140)
F	154,489 (57,151)	1,565,600 (1,734,152)	456,770 (405,740)	2,176,859 (2,197,043)
G	144,078 (57,209)	1,623,928 (1,805,064)	436,020 (392,280)	2,204,026 (2,254,553)
H	131,708 (57,880)	1,720,000 (1,918,280)	449,890 (406,150)	2,301,598 (2,382,310)

注：利子は8％、耐用年数は機械類15年その他50年

カッコ内の数字はエアレーテッドラグーンの場合

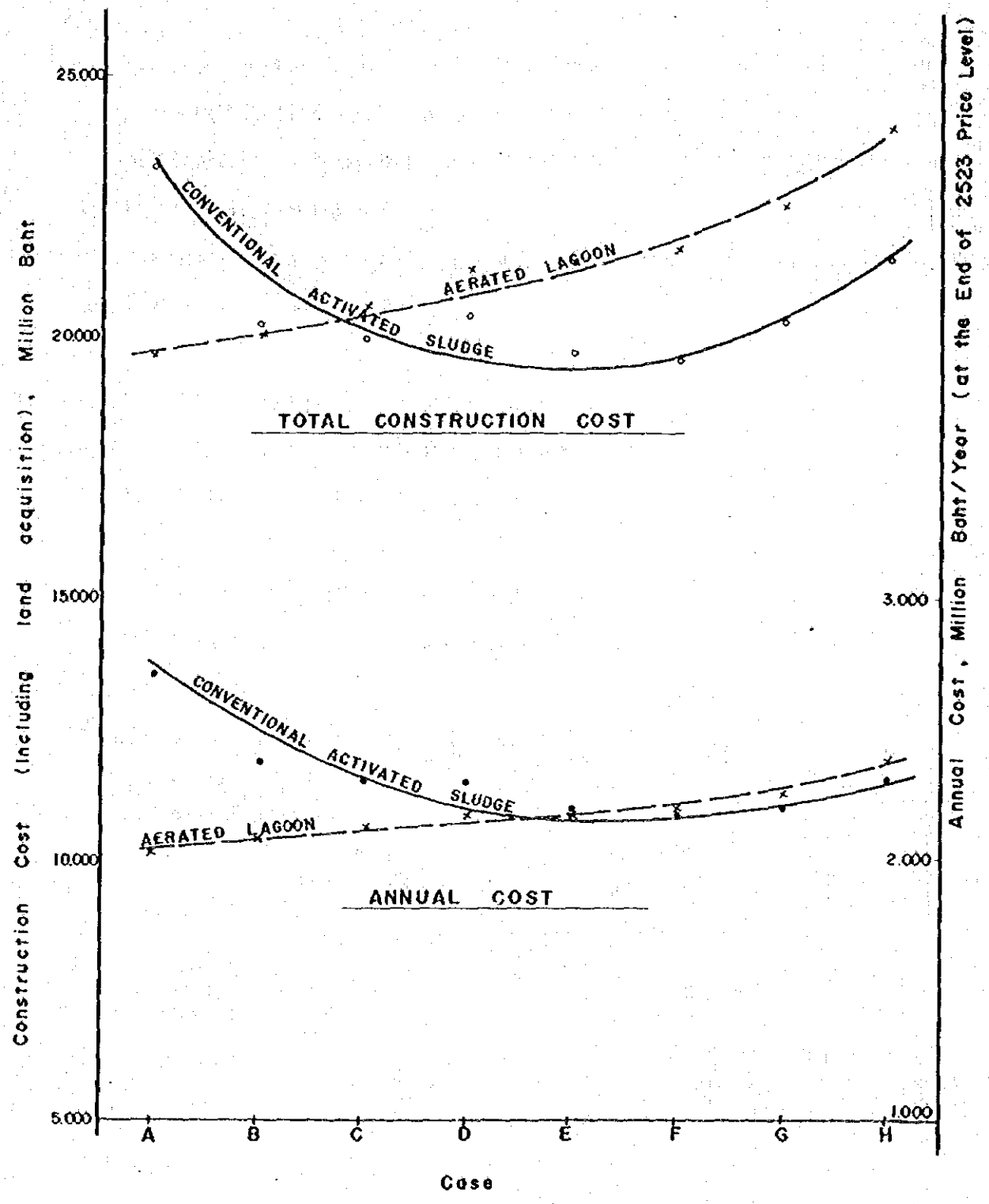


図 A・4　コストスタディの結果

2) 結　論

このスタディでは河川、鉄道、クローン等の横断によるコストアップは見込んでおらずこれらを考慮すれば長距離の輸送形態をもつシステムほど不利になろう。

標準活性汚泥法による処理場を考えた場合には3,000～10,000 ha が処理区の規模としては適正と考えられる。

しかしながらエアレーテッドラグーンによる処理とした場合には処理区の面積はもっと小さい方がよい。

2. 中心地区に於る処理区分け

処理区分けを考えるにあたり、まず計画区域全体を比較的人口密度が高く市の中心的な地域と、そうでない地域に分けて考える。中心地域は市の雨水計画区域の重要度の高い区域を含む9,500 ha とした。（図A.5）

中心地域には処理場用地に限りがあり、図A.5に示すようにマッカサン地区に20 ha、タバコ工場横に25 ha、クロンチャンノンスイ地区に50 haの3ケ所である。

(a) 地区分け

中心地域は地理的条件により図A.5のように4つの地区に分けられる。各地区の性格は以下に示すとおりである。

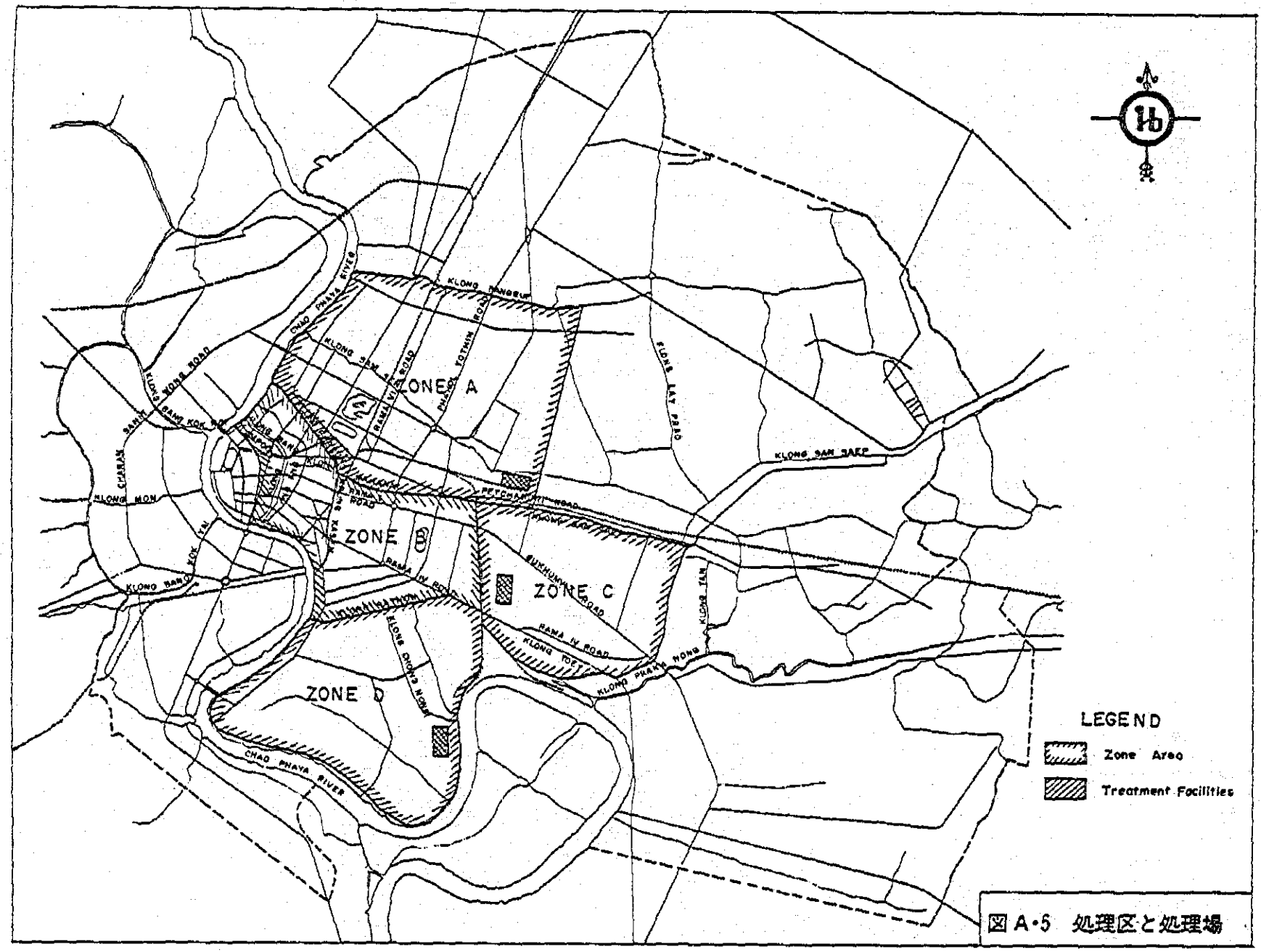

ZONE A
ZONE B
ZONE C
ZONE D
KLONG SAN SAEP
KLONG MON
KLONG BANG KOK YAI
CHAO PHRAYA RIVER
RAMA IV ROAD
PETCHABURI ROAD
SUKHUMVIT ROAD
KLONG TOEI
KLONG PHAYA NONG
KLONG TAN
LEGEND
Zone Area
Treatment Facilities

図 A・5　処理区と処理場

A地区…主に公共用地、公園、官庁街を含む3,400haである。1979年現在の人口密度は約230人／haで、2,000年の計画人口は1,019,000人である。

B地区…市の中心街で人口密度の高い商業地域、官庁街、住居地域を含む1,800haである。1979年現在の人口密度は高く350人／haで、2,000年の計画人口は692,000である。

C地区…近年、都市化が進んだ1,800haで主に住居地域である。1979年現在の人口密度は90人／ha、2,000年の計画人口は132,000人である。

D地区…B地区の南に位置し、商業地域、住居地域として都市化が進行しつつある2,500haの地区である。1979年現在人口は150人／haで、2,000年の計画人口は500,000人である。

(b) 地区別汚水量

2,000年の地区別計画汚水量を図A3に示す。

表A.3　地区別計画汚水量

地区名	面積	人口2000年	計画汚水量 (m³/日)
A	3,400	1,019,000	275,000
B	1,800	692,000	315,000
C	1,800	132,000	60,000
D	2,500	500,000	119,000
計	9,500	2,343,000	769,000

(c) 処理場候補地

中心地区の処理場候補地の状況は下表A.4のとおりである。

表A.4　処理場候補地の状況

位置	面積	利用状況	所有者	放流先
マッカサン地区の池	20	池	国鉄	クローンサムセン
タバコ工場横の池	25	池	タバコ工場	クローントエイ
クロンチャンノンスィの河口付近	50	果樹園	市 …… 5ha 民間 …… 45ha	チャオピヤ川

各々の処理場候補地の最大処理能力は、処理方式としては標準活性汚泥法と考えて、２０haの用地で２７０,０００m^3/日、２５haの用地で３６０,０００m^3/日、５０haの用地では８８０,０００m^3/日である。

(d) 処理区案

上記地区および各処理場候補地の処理能力により技術的に考えられる処理区分けの案は下記の通りである（図Ａ６参）

案 (1) ……中心地域を以下の様に３処理区に分割する。

Ａ地区、Ｂ地区＋Ｃ地区、Ｄ地区

案 (2) ……中心地区を以下の様に３処理区に分割する

Ａ地区、Ｂ地区＋Ｄ地区、Ｃ地区

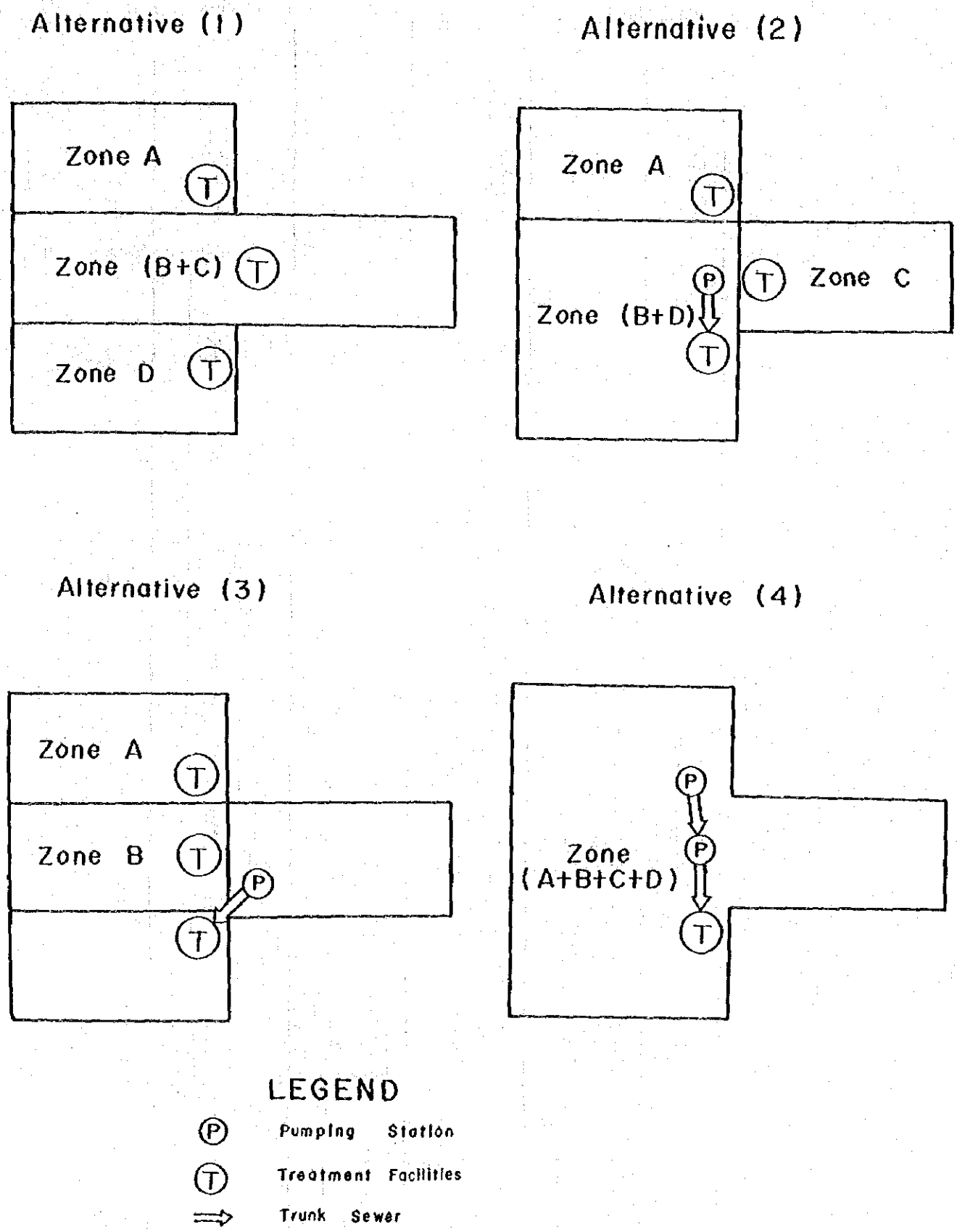
案 (3) ……中心地区を以下の様に３地区に分割する。

Ａ地区、Ｂ地区、Ｃ地区＋Ｄ地区

案 (4) ……中心地区を一つの処理区とする

(e) 下水道施設

上記各案において必要となる下水道施設を表Ａ５にまとめる。


Alternative (1)
Zone A
Zone (B+C)
Zone D
Alternative (2)
Zone A
Zone (B+D)
Zone C
Alternative (3)
Zone A
Zone B
Alternative (4)
Zone
(A+B+C+D)
LEGEND
Pumping Station
Treatment Facilities
Trunk Sewer

図A•6 処 理 区 割

表A.5　下　水　道　施　設

案	面積 (ha)	人口 (人)	幹線延長 (Km)	ポンプ場 時間最大汚水量 (m³/sec)	ポンプ場 用地面積 (m²)	処理場 日平均汚水量 (m³/day)	処理場 用地面積 (ha)	処理場位置
案 (1)								
A地区	3,400	1,019,000				275,000	20	マッカサン
B地区＋C地区	3,600	824,000				375,000	25	タバコ工場
D地区	2,500	500,000				119,000	11	クロンチャンノンスイ
案 (2)								
A地区	3,400	1,019,000				275,000	20	マッカサン
B地区＋D地区	4,300	1,192,000	4(Ø2,600mm)	6.2	1,500	434,000	29	クロンチャンノンスイ
C地区	1,800	132,000				60,000	6	タバコ工場
案 (3)								
A地区	3,400	1,019,000				275,000	20	マッカサン
B地区	1,800	692,000				315,000	23	タバコ工場
C地区＋D地区	4,300	632,000	5(Ø2,100mm)	1.4	1,000	179,000	15	クロンチャンノンスイ
案 (4)								
A地区＋B地区＋C地区＋D地区	9,500	2,343,000	4(Ø2,700mm) 5(Ø3,900mm)	5.4 12.8	1,400 1,900	769,000	45	クロンチャンノンスイ

(f) 建設費

各案毎の建設費および用地費は表A.6のとおりである。

表A.6　建設費

（1980年価格1,000バーツ）

案	管渠	ポンプ場 用地費	ポンプ場 建設費	処理場 用地費	処理場 建設費	合計
案 (1)						
A地区				50,000	911,000	
B地区＋C地区				187,500	1,149,700	
D地区				33,000	488,200	
計				270,500	2,548,900	2,819,400
案 (2)						
A地区				50,000	911,000	
B地区＋D地区	292,000	1,130	50,700	87,000	1,282,500	
C地区				45,000	294,100	
計	292,000	1,130	50,700	182,000	2,487,600	3,013,430
案 (3)						
A地区				50,000	911,000	
B地区				172,500	1,008,800	
C地区＋D地区	305,000	750	19,300	45,000	661,500	
計	305,000	750	19,300	267,500	2,581,300	3,173,800
案 (4)						
A地区＋B地区＋C地区＋D地区	904,000	1,780	127,500	135,000	1,969,900	3,138,180

(g) 維持管理費

各案毎の年間維持管理費は表A.7に示す通りである。

表A.7 維 持 管 理 費

（1980年価格1,000バーツ／年）

案	管 渠	ポンプ場	処 理 場	計
案 (1)				
A地区			60,800	
B地区＋C地区			81,500	
D地区			28,200	
計			170,500	170,500
案 (2)				
A地区			60,800	
B地区＋D地区	40	9,300	93,500	
C地区			15,100	
計	40	9,300	169,400	178,740
案 (3)				
A地区			60,800	
B地区			69,200	
C地区＋D地区	50	1,500	41,000	
計	50	1,500	171,000	172,550
案 (4)				
A地区＋B地区＋C地区＋D地区	90	30,200	161,100	191,390

(h) 総費用

下水道施設の耐用年数を３０年間とし、３０年間の総費用を各案毎に集計すると表Ａ８のようになる。

表A.8　総　費　用

（１９８０年価格：1,000バーツ）

案	建設費	維持管理費	計
案 (1)	2,819,400	5,115,000	7,934,400
案 (2)	3,013,430	5,362,200	8,375,630
案 (3)	3,173,850	5,176,500	8,350,350
案 (4)	3,138,180	5,741,700	8,879,880

(i) 費用比較

表Ａ８に示すように建設費と３０年間の維持管理費の比較では(1)案が最小費用となる。しかし４つの案とも大きな差がなく、この費用比較だけでは決定し難いことがわかる。

(j) 既在施設の有効利用

中心地域は既に開発された都市域であり、雨水を集水する暗きょが整備されている。家庭排水もこの暗きょによりクローンや河川に放流されている。これらの暗きょは合流汚水管の働をしており、分流式の汚水管として使用するには充分な勾配をもっていない所もあるが、一時的にでも下水道施設の枝線として使用できれば下水道建設の推進に大きな助けとなる。すなわち処理施設および既設管と処理施設を結ぶ補助的な施設を建設すれば現在問題となっているクローンの汚染やラマⅣポンプ場およびカセムポンプ場からの汚濁水放流問題は解消される。これは下水道施設の建設を進めてゆく上での最初のステップとして、充分有効な方法であると考えられる。

この関点および将来の下水道建設の進めやすさから中心地区の処理区分けを考えてみると、前述の４つの案のうち(1)案と(4)案が有力になってくる。そこで、既設施設の利用を考慮に入れて(1)案と(4)案との費用比較を行う。

また、下水道の建設は現在汚濁問題が一番深刻なＢ地区から始められると想定されるので、Ｂ地区の汚水処理だけを考えて比較計算を行う。

既存施設の利用は図A.7に示すように枝線と一部の遮集管とし、処理施設、ポンプ場と一部遮集管は新たに建設するものとする。

(1)案および(4)案について新たに建設を要する施設とその建設費を表A.9とA.10に示した。

表A.9　建設する施設

案	管きょ		ポンプ場		処理場	
	幹線 (Km)	遮集管 (Km)	用地面積 (m^2)	計画汚水量 (m^3/S)	用地面積 (ha)	計画汚水量 (m^3/d)
案 (1)	10.0	1.0	1,300	2.7	25.0	315,000
案 (4)	10.0	2.0	1,300	2.7	45.0	315,000

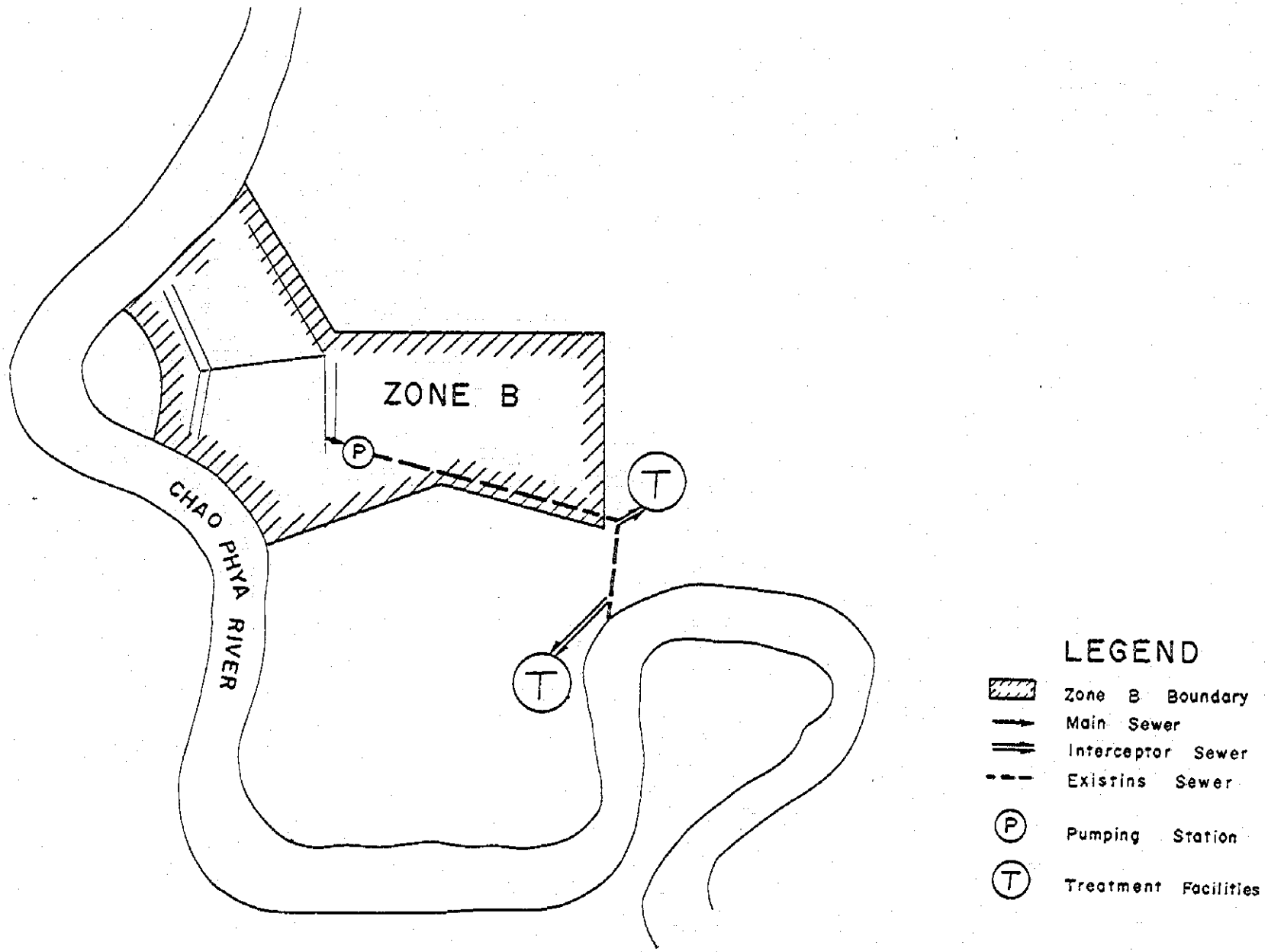
表A.10　建設費

(1980年価格：1,000バーツ)

案	管きょ		ポンプ場		処理場		計
	幹線	遮集管	用地費	建設費	用地費	建設費	
案 (1)	134,500	87,300	3,250	29,700	187,500	1,008,800	1,451,050
案 (4)	134,500	280,000	3,250	29,700	135,000	1,008,800	1,591,250

以上の費用比較により(1)案が一番適当であると考えられる。又、(1)案の処理場候補地は市当局の所有地であり、取得も容易で、経費も節約できる可能性がある。第一期の投資規模から考えて、チャオピア川とクローンバドンクルンカセムに囲まれた地域の汚水収集システムは当面建設されないであろうし、その場合には表A.10に計算されているように、更なる費用の削減が期待できる。段階的建設を考えてゆく上にも第(1)案が現実的な案であると言える。

上記のごとく中心地域の処理区分けは第(1)案が望ましいと考えられる。


ZONE B
CHAO PHYA RIVER
P
T
T
LEGEND
Zone B Boundary
Main Sewer
Interceptor Sewer
Existins Sewer
Pumping Station
Treatment Facilities

図A-7 比較検討図

B．合流式下水道の雨水吐口からの放流水水質

B 合流式下水道の雨水吐口からの放流水水質

1. 概　要

合流式下水道を採用する場合、雨水吐口からの放流水が公共用水域におよぼす影響を検討しておく必要がある。ここではこの種の検討によく用いられているC.K.チェンとW.W.サクトンが１９７３年に報告した方法を用いて雨天時に放流される汚水の放流先におよぼす影響を推定し、合流式下水道システムの遮集倍率を検討する。使用するデータはバンコク市での過去１０年間の降雨記録である。

2. 雨水流出量

(a) 流出量の推定

各降雨量に対する流出量の比率を算定するために、入手した１０年間の降雨記録を表B１の(1)項から(5)項のように平均降雨量毎に整理した。

降雨量と流出量の関係は流出率もしくは流出量比で示される。流出率はピーク流量を算出する場合に用いられ、流出量比は全降雨量とそれに対する全流出量の比として用いられるのが一般的である。本検討での流出量の算定には流出量比を用いる。

流出量比は、C.K.チェンとW.W.サクトンにより米国のいくつかの都市での研究が報告されている。それを図示したのが図Ｂ１である。又、降雨強度Ｉと流出量Ｒとの相関式は次式のようになる。

$$R = a\,(I - b) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここにａ、ｂは定数

本検討では上記の方法で流出ハイドログラフを合成することとする。

合流式下水道の雨水吐口からの放流機構を合成ハイドログラフで図示したのが図Ｂ２である。雨天時の雨水吐口からの放流量は図Ｂ２により幾何学的に次式のように表わされる。

$$t_0 = t\left\{1 - \frac{Qd}{Qp}(n-1)\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

$$V_0 = 0.5\ t_0\ Qp\left[1 - \frac{Qd}{Qp}(n-1)\right] \quad \cdots\cdots \quad (3)$$

ここに

Ｑｐ；ピーク流出量　m^3／hr（＝２Ｖ／ｔ）

Ｖ；降雨量　　m^3

t ：降雨継続時間　分

Qd：日平均汚水量　m^3／hr

n ：遮集倍率

to：放流時間　hr

Vo：放 流 量　m^3

(b)　モデルの適用

(a)に示した方法を適用するために雨天時の管内流量を測定して降雨量と流出量の比を算出し、図B２に示すようなモデルを決定するのが望ましい。しかしバンコク市において雨天時の流量測定が行なわれていないので本検討では都市部の解析によく用いられている一般的な値を使用する。流量比を８０％、凹地貯留、その他浸透損失等を0.７５㎜として、式(1)を次式のように表わす。

$$R = 0.80\,(I - 0.75) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

又、検討に用いるその他の条件を下記のとおりとする。

1. 集水面積；1,８００ha
2. 汚 水 量　１００m^3／日／ha
3. 仮　　定
   - 降雨は集水区域内で一様とする
   - 汚水量は年間を通じて変化しないものとする
   - 不浸透域は集水区域の７０％とする。

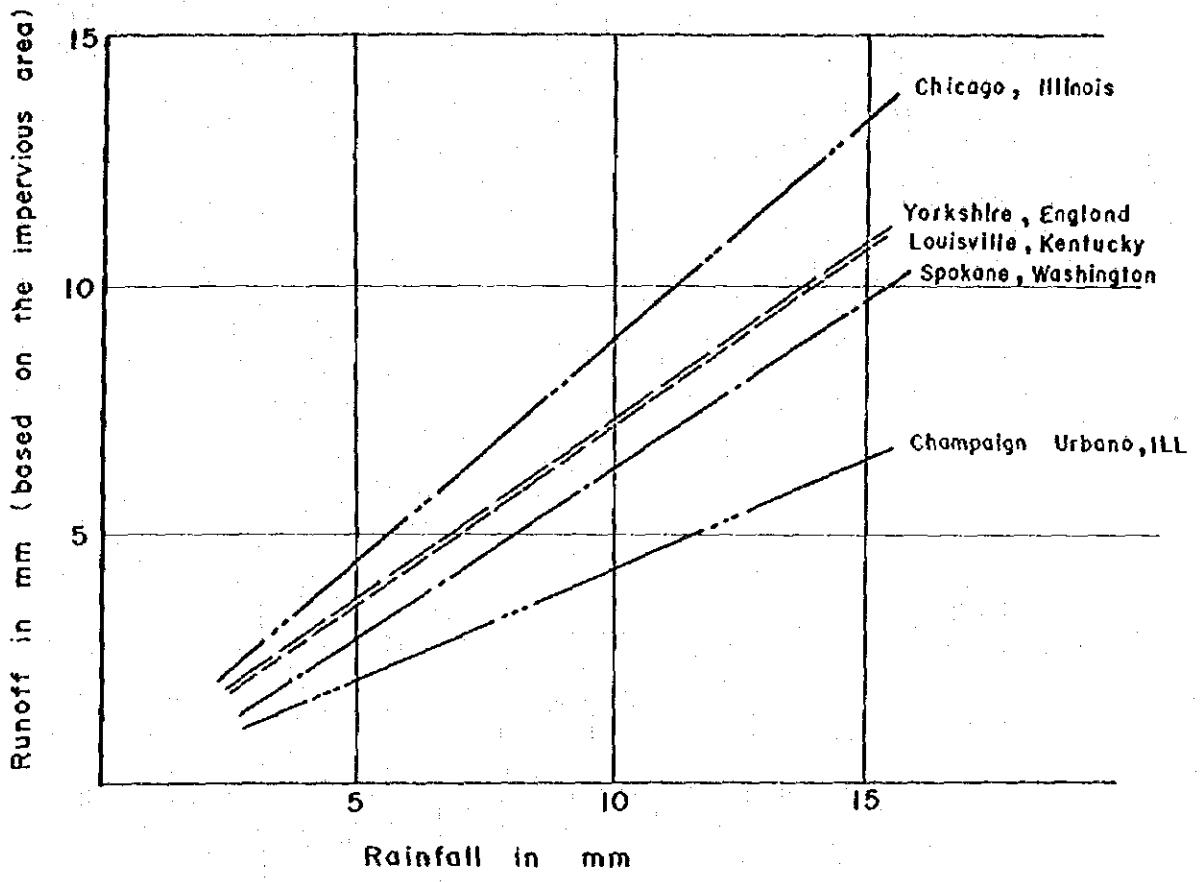


図 B・1　外国諸都市における降雨と流出量の関係

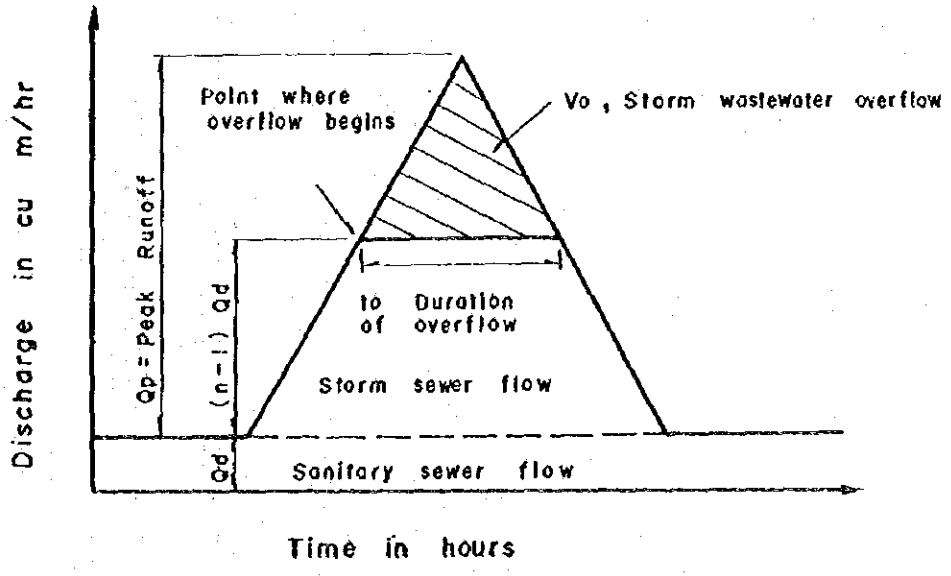


図 B・2　合流式下水流出ハイドログラフ

表B.1　越流汚水量の算定表（遮集倍率　n ＝ 2）

	(1) 平均降雨 (mm)	(2) 降雨回数	(3) 平均降雨量 (hr)	(4) 総降雨時間 (hr) (2)×(3)	(5) 総降雨量 (mm) (2)×(1)	(6) 平均流出量 (m³) 5.6[(1)−0.75]	(7) 総流出量 (m³) (2)×(6)	(8) 平均汚水量 (m³) 4.17×(3)	(9) 平均流量 (m³) (6)+(8)	(10) 汚水量率 (8)/(9)	(11) ピーク流出量の平均 (m³/hr) 2×(6)/(3)	(12) Qd/Qp 4.17/(11)	(13) $1-\frac{Qd}{Qp}(n-1)$ 1−(12)×(n−1)	(14) 平均越流時間 (3)×(13)(hr)	(15) 総越流時間 (hr) (2)×(14)	(16) 平均越流量 (m³) 1/2(11)(13)(14)	(17) 総越流量 (m³) (2)×(16)	(18) 年間汚水越流量 (10)・(17)
0	0.35	41.2	1.35	55.8	14.4	0	0	5.6	5.6	1.000	0	-	-	0	0	0	0	0
1	1.35	26.4	2.00	52.8	35.6	3.4	89.8	8.1	11.7	0.709	3.40	1.226	0	0	0	0	0	0
2	2.45	10.8	2.54	27.4	26.5	9.5	102.6	10.6	20.1	0.527	7.48	0.557	0.443	1.13	12.20	1.9	20.5	10.8
3	3.45	8.3	2.54	21.1	28.6	15.1	125.3	10.6	25.7	0.412	11.89	0.351	0.649	1.65	13.7	6.4	53.1	21.9
4	4.45	7.4	2.49	18.4	32.9	20.7	153.2	10.4	31.1	0.334	16.63	0.251	0.749	1.87	13.84	11.6	85.8	28.7
5	5.45	6.3	3.05	19.2	34.3	26.3	165.7	12.7	39.0	0.326	17.25	0.242	0.758	2.31	14.55	15.1	95.1	31.0
6	6.45	3.7	3.19	11.8	23.9	31.9	118.0	13.3	45.2	0.294	20.00	0.209	0.791	2.52	9.32	19.9	73.6	21.6
7	7.45	4.0	2.53	10.1	29.8	37.5	150.0	10.6	48.1	0.220	29.64	0.141	0.859	2.17	8.68	27.6	110.4	24.3
8	8.45	3.6	3.56	12.8	30.4	43.1	155.2	14.8	57.9	0.256	24.21	0.172	0.828	2.95	10.62	29.6	106.6	27.3
9	9.45	2.8	3.71	10.4	26.5	48.7	136.4	15.5	64.2	0.241	26.25	0.159	0.841	3.12	8.74	24.4	96.3	23.2
10	10.95	5.5	3.60	19.8	60.2	57.1	314.1	15.0	72.1	0.208	31.72	0.131	0.869	3.13	17.22	43.1	237.1	49.3
11	12.95	4.6	3.80	17.5	59.6	68.3	314.2	15.8	84.1	0.188	35.95	0.116	0.884	3.36	15.46	53.4	245.6	46.2
12	14.95	4.0	3.63	14.5	59.8	79.5	318.0	15.1	94.6	0.160	43.80	0.095	0.905	3.29	13.16	65.2	260.8	41.7
13	16.95	2.7	4.04	10.9	45.8	90.7	244.9	16.8	107.5	0.156	44.90	0.093	0.907	3.66	9.88	74.5	201.2	31.4
14	18.95	1.7	3.88	6.6	32.2	101.9	173.2	16.2	118.1	0.137	52.53	0.079	0.921	3.57	6.07	86.4	146.9	20.1
15	20.95	1.7	3.35	5.7	35.6	113.1	192.3	14.0	127.1	0.110	67.52	0.062	0.938	3.14	5.34	99.4	169.0	18.6
16	22.95	2.4	4.04	9.7	55.1	124.3	298.3	16.8	141.1	0.119	61.53	0.068	0.932	3.77	9.05	108.1	259.4	30.9
17	24.95	1.8	4.11	7.4	44.9	135.5	243.9	17.1	152.6	0.112	65.94	0.063	0.937	3.85	6.93	118.9	214.0	24.0
18	26.95	1.3	4.85	6.3	35.0	146.7	190.7	20.2	166.9	0.121	60.49	0.069	0.931	4.52	5.88	127.3	165.5	20.0
19	28.95	1.8	3.78	6.8	52.1	157.9	284.2	15.8	173.7	0.091	81.55	0.050	0.950	3.59	6.46	142.5	256.5	23.3
20	32.45	3.1	4.00	12.4	100.6	177.5	550.3	16.7	194.2	0.086	88.75	0.047	0.953	3.81	11.81	161.1	499.4	42.9
21	37.45	2.1	3.43	7.2	78.7	205.5	431.6	14.3	219.8	0.065	119.83	0.035	0.965	3.31	6.95	191.4	401.9	26.1
22	42.45	1.3	5.23	6.8	55.2	233.5	303.6	21.8	255.3	0.085	89.29	0.047	0.953	4.98	6.47	211.9	275.5	23.4
23	47.45	1.5	4.87	7.3	71.2	261.5	392.3	20.3	281.8	0.072	107.39	0.039	0.961	4.68	7.02	241.5	362.3	26.1
24	54.95	1.4	4.64	6.5	76.9	303.5	424.9	19.3	322.8	0.060	130.82	0.032	0.968	4.49	6.29	284.3	398.0	23.9
25	64.95	0.9	4.22	3.8	58.5	350.5	323.6	17.6	377.1	0.047	170.38	0.024	0.976	4.12	3.71	342.6	308.3	14.5
26	74.95	0.4	8.25	3.3	30.0	415.5	166.2	34.4	449.9	0.076	100.73	0.041	0.959	7.91	3.16	382.1	152.8	11.6
27	84.95	0.6	4.33	2.6	51.0	471.5	282.9	18.1	489.6	0.037	217.78	0.019	0.981	4.25	2.55	454.0	272.4	10.1
28	94.95	0.1	2.00	0.2	9.5	527.5	52.8	8.3	535.8	0.015	527.50	0.008	0.992	1.98	0.20	518.0	51.8	0.8
29	109.95	0.1	5.00	0.5	11.0	611.5	61.2	20.9	632.4	0.033	244.60	0.017	0.983	4.92	0.49	591.5	59.2	2.0
30	169.95	0.2	24.00	4.8	34.0	947.5	189.5	100.1	1,047.6	0.096	78.96	0.053	0.947	22.73	4.55	849.8	170.0	16.3
Total																	5,749.0	692.0

注：日平均汚水量＝１００m³/日

(c) 越流汚水量

合流式下水道の遮集倍率と雨水吐口からの越流汚水量との関係は表B 2および表B 3と図B 3および図B 4のように計算される。又、計算結果から次の事が明らかである。

i 遮集倍率を上げれば越流汚水量は減少する

ii 遮集倍率を汚水量の1倍とした場合と6倍とした場合の越流汚水量は全汚水量のそれぞれ2.7%と0.7%で、その差はわずか2%である。

iii 遮集倍率を6倍以上にしても越流水の減少はそれほど期待できない。

(d) 遮集倍率

バンコク市地方の降雨は、強度の強い雨が多いため、越流水に混ざる汚水の比率は極めて低くなっており、越流水質も充分希釈されている。そのため遮集倍率を高くしてもそれほどの効果が期待できないことになる。

そこで遮集倍率は日平均汚水量の1倍で充分であると考える。

表B.2　遮集倍率による汚水越流量の変化

遮集倍率	(A) 汚水越流量 (1,000 m^3/年)	(B) 越流水の汚水量率	(C) 越流汚水の減少率 (%)	備　考
1	1,798.7	2.7	0	
2	1,245.6	1.9	30.8	日平均汚水量 = 100 m^3/ha
3	941.4	1.4	47.7	
4	729.9	1.1	59.4	集水面積 = 1,800 ha
5	575.3	0.9	68.0	
6	465.5	0.7	74.1	

$$(C) = 1 - \frac{(A)}{1,798.7}$$

表B.3　遮集倍率による越流水量の変化

遮集倍率	(D) 越流水量 (1,000 m^3/年)	(E) 越流水減少率 (%)	備考
1	12,508.0	0	
2	10,348.2	17.3	
3	8,737.9	30.1	
4	7,436.5	40.5	
5	6,358.3	49.2	
6	5,492.9	56.1	

$$(E) = 1 - \frac{(D)}{12,508.0}$$

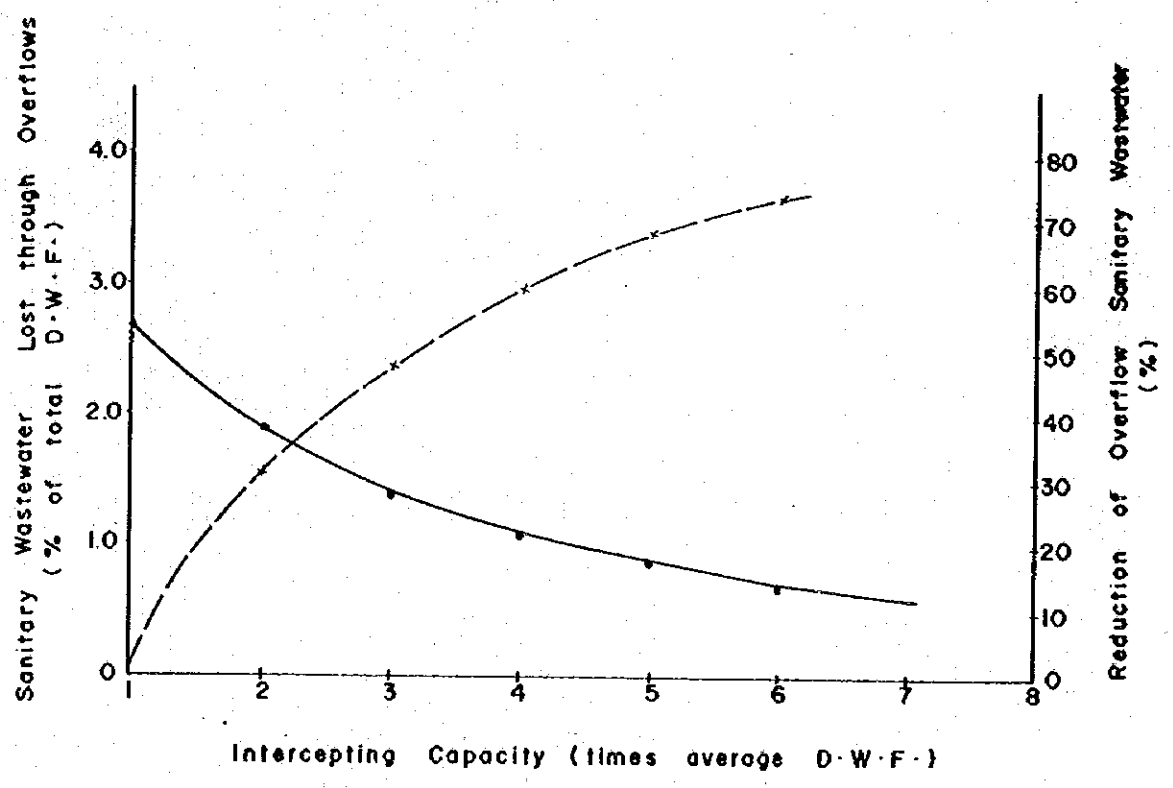


図 B·3　遮集容量と汚水流亡率

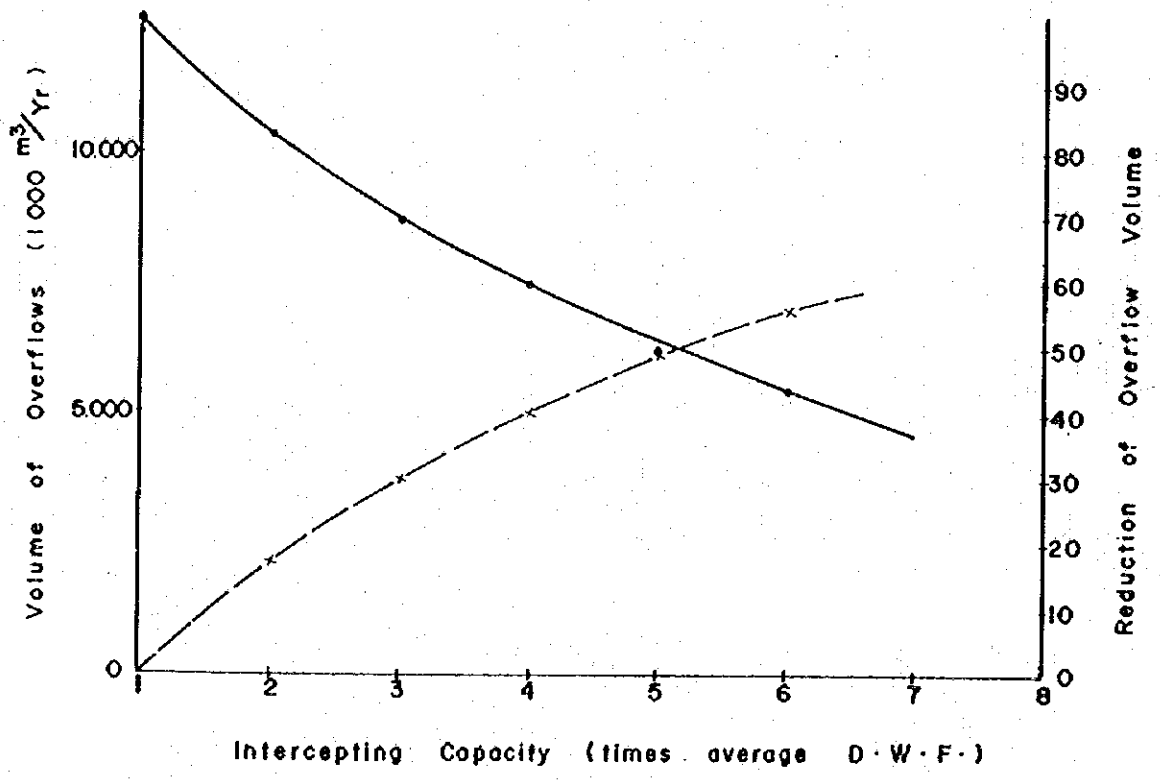


図 B·4　遮集容量と流出量の関係

C．合流式下水道と分流式下水道の比較

C 合流式下水道と分流式下水道の比較

1. モデルによる検討

合流式下水道と分流式下水道の建設費の比較をモデルを用いて検討する。検討するモデルはバンコク市の典型的な都市域における河川やクローンの配置を考慮して図C１に示す型を設定した。

上記のモデル地域について次の４ケースに関する建設費の比較を行った。

ケース1　分流式　既設管を雨水排水管として使用できる場合

ケース2　分流式　既設管を使用しない場合

ケース3　合流式　既設管を合流管として使用できる場合

ケース4　合流式　既設管を使用しない場合

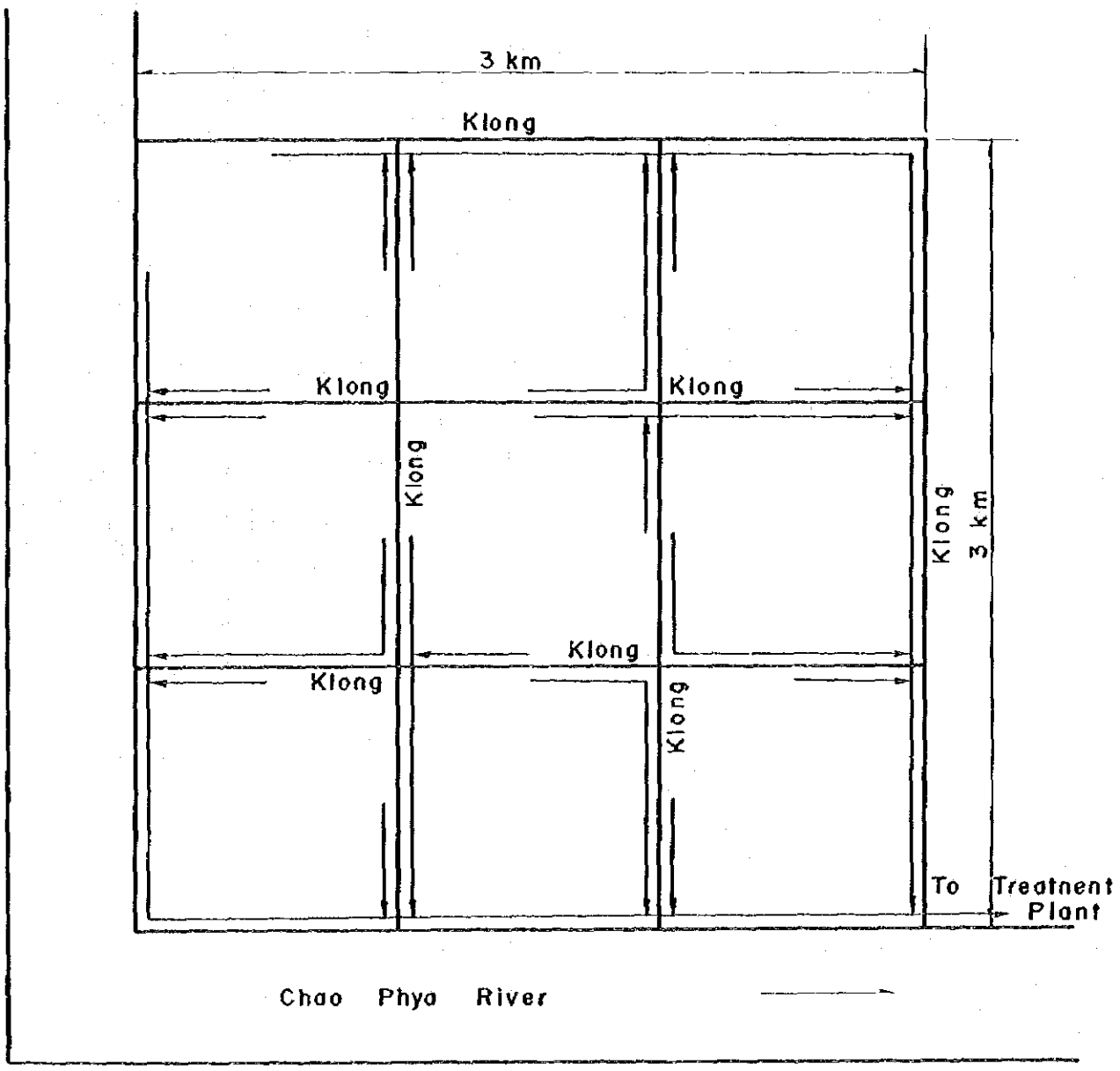
上記４ケースとも市内のすべてのクローンは雨水排水のための幹線として使用するものとする。

又、各々のケースの建設費の算出条件は下記のとおりである。

1. 一人当りの平均汚水量は３００ℓ／日とする
2. 人口密度は２５０人／haとする
3. 支線延長は２００m／haとする
4. 合流式の場合の遮集倍率は１倍と３倍の２ケースとする
5. 処理施設の建設費は全ケース一様とし費用比較には考慮しない

費用比較の結果（表C１、C２参照）

ケース２とケース４との比較でわかるように既設管が使用できない場合は合流式下水道の方が割り高となる。しかし、既設管が使用できる場合にはケース３が最も安くなる。これは合流式下水道の場合遮集管だけ作ればよいからである。次に安くなるのはケース２の分流式となる。



LEGEND

→ : Sewer

図C·1 モデル平面図

表C.1　建　設　費

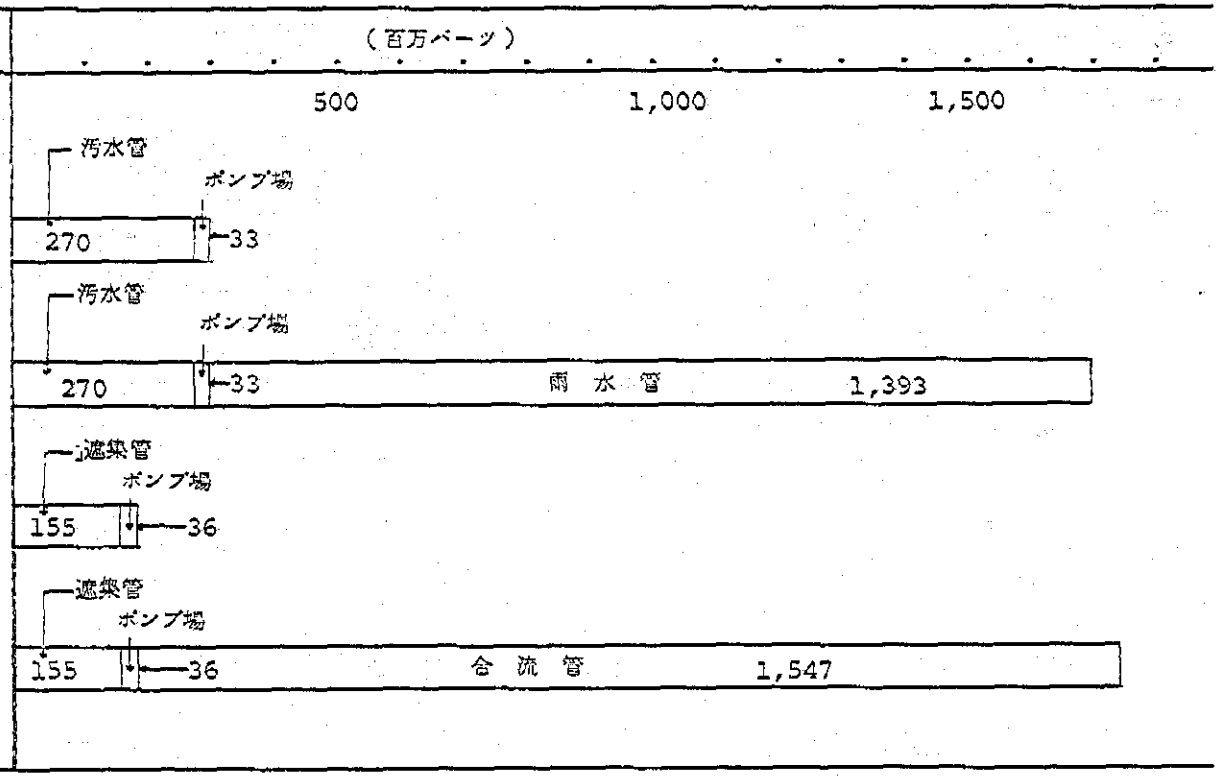
（１９８０年価格　1,000バーツ）

ケース	分流式				合流式			合計
	汚水管	汚水中継ポンプ場	雨水管	雨水排水ポンプ場	合流管	遮集管	ポンプ場	
1	270,300	32,511	-	-	-	-	-	302,811
2	270,300	32,511	1,392,552	-	-	-	-	1,695,363
3	-	-	-	-	-	154,680 (373,000)	36,348 (70,162)	191,028 (443,162)
4	-	-	-	-	1,547,280 (1,547,280)	154,680 (373,000)	36,348 (70,162)	1,738,308 (1,990,442)

注：（　）内遮集倍率３倍の値

表C. 2　建設費の比較

ケース	内容
1.	分流式：既設管を雨水管として使用
2.	分流式：既設管を使用しない
3.	合流式：既設管を合流管として使用する
4.	合流式：既設管を使用しない



2. CDMレポートにおける比較検討

CDMのマスタープランでは以下の検討を行っている。

バンコク市には、都市形態の異った地区があり、その典型的な6地区を選出し検討している。選出された地区は図C2に示す6地区で以下のとおりである。

1. 建設地区……チャオピア川とクローンパドンカセムに囲まれた地区
2. サートン三角地区……ラマⅣ道路以南でサートン道路以北
3. パトウンワン地区……ラマⅣ道路、プロエンチット道路、クローンパドンクルンカセム、鉄道港湾線に囲まれた地区
4. ブンカイ再開発地区……鉄道とプルキジット道路の間でラマⅣ道路に面した53 haの地区
5. バンカピ地区……鉄道、71道路とスクンビット道路の少し北側のラインに囲まれた地区
6. トンブリ地区……アンパルスクロンサンとトンブリの一部でトンブリ地域の中心地区

上記6地区においてそれぞれ分流式と合流式の下水道について建設費の比較を行い、第2地区（サートン三角地区）以外の地区は分流式の方が安いという結果となっている。建設費の比較結果は表C3に示すとおりである。

表C3. CDMのマスタープランにおける建設費比較表

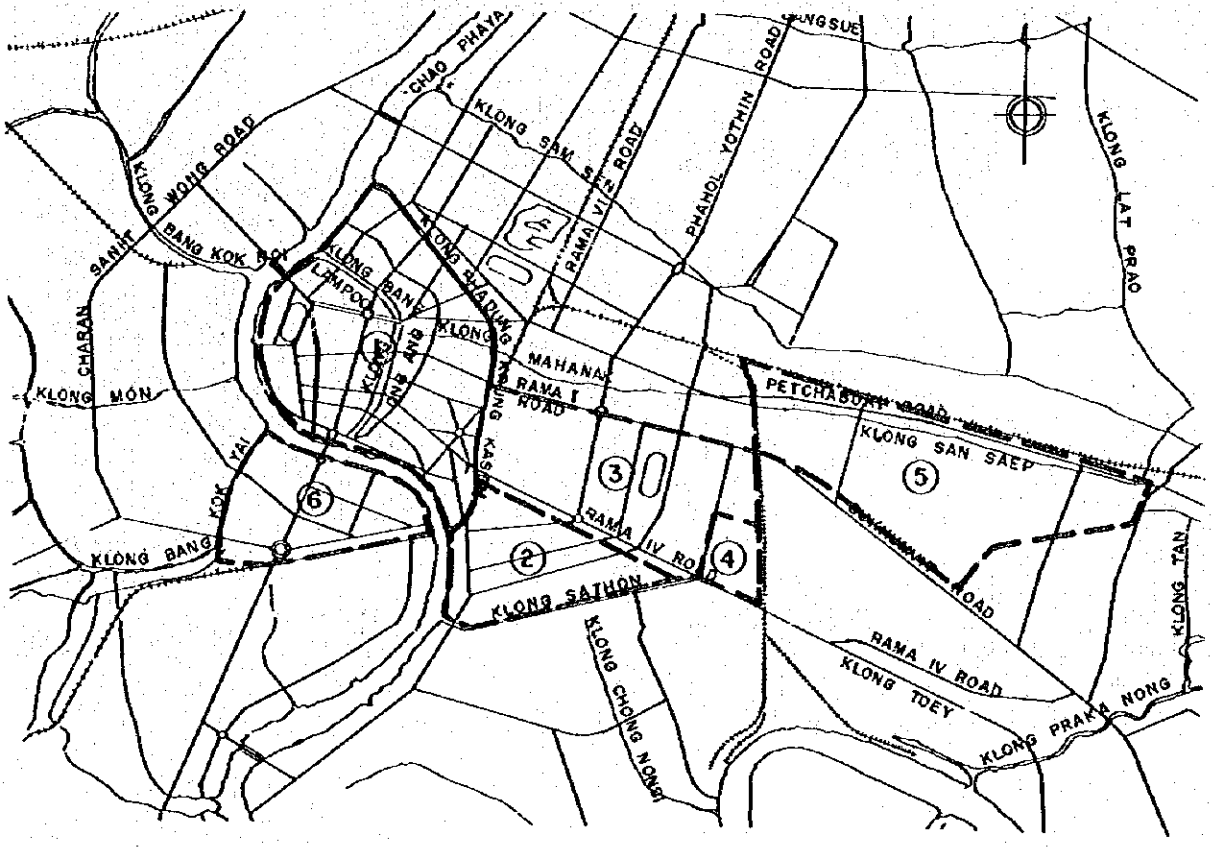
地区	建設費（1968年価格 バーツ）		合流式の建設費率 $\frac{合流式}{分流式}\times 100$
	分流式	合流式	
1. 建設地区	464,000,000	532,500,000	115
2. サートン三角地区	229,500,000	184,900,000	81
3. パトウンワン地区	306,500,000	498,000,000	163
4. ブンカイ地区	4,500,000	9,400,000	210
5. バンカピ地区	242,800,000	312,000,000	129
6. トンブリ地区	126,600,000	168,300,000	132
計	1,373,900,000	1,705,100,000	124 %

合流式の建設費は分流式よりも平均で２４％高くなっている。

６地区の合計約３３Km²、これは全計画区域の９％に当るが、この地区の建設費の差が３３０百万バーツとなっている。この差は、分流式においては既設のクローンを雨水排水用の幹線に使用しているのに対し合流式ではこれを暗渠化し合流幹線として使用している事によるものと思われる。

AREA DESIGNATIONS

① CONSTRUCTION. AREA
② SATHORN TRIANGLE AREA
③ PATHUM WAN AREA
④ BONKAI URBAN REDEVELOPMENT PROJECT
⑤ BANG KAPI AREA
⑥ THONBURI AREA



LEGEND

— — — TYPICAL AREA BOUNDARY
① STUDY AREA

図 C·2 合流式を検討した地区

D．ポンプ場、処理場の必要用地面積

D ポンプ場、処理場の必要用地面積

1 ポンプ場用地

ポンプ場の建設に必要な用地面積を算出するために小規模ポンプ場3ケース（ピーク流量0.1 m^3/S、0.4 m^3/S、0.8 m^3/S）、及び大規模ポンプ場3ケース（ピーク流量1 m^3/S、2 m^3/S、4 m^3/S）の計6ケースについて実際に概略設計を行った。概略設計を基に算出した必要面積は下記のとおりである。

ポンプ場の必要面積

ピーク流量（m^3/S）	0.1	0.4	0.8	1.0	2.0	4.0
必要面積（m^2）	220	295	530	900	1,089	1,369

ピーク流量と必要用地面積の関係を図D1に示す。又、計算式は下記のとおりとなる。

$$Sp = 511.7 \times Qp^{0.394} \qquad Qp < 1.0$$

$$Sp = 889.2 \times Qp^{0.301} \qquad 1.0 \leqq Qp$$

ここに　Sp：必要面積　m^2

Qp：ピーク流量　m^3/S

2 処理施設の必要用地面積

本計画の検討に用いられる5つの処理方法に関してそれぞれ3ケースの処理水量に対する概略設計を行い必要な用地面積を表D1のように算出した。又、必要用地面積の図を第2巻図11.8に示した。

表D 1. 処理用地の必要面積

(ha)

処理方式	処理水量（m^3/日）		
	50,000	100,000	500,000
スタビリゼーション ポンド	60.72	114.54	545.10
エアレーテッド ラグーン	26.04	47.74	226.92
オキシデーション ディッチ	9.45	16.20	59.40
標準活性汚泥法	5.58	8.68	32.86
モディファイド エアレーション	4.59	7.14	26.08

上表より処理法別の必要面積算出式は下記のように表わせる。

(a) スタビリゼーション ポンド

$$S = 0.00193\ Q^{0.956}$$

(b) エアレーテッド ラグーン

$$S = 0.00092\ Q^{0.945}$$

(c) オキシデーション ディッチ

$$S = 0.00163\ Q^{0.800}$$

(d) 標準汚性汚泥法

$$S = 0.00116\ Q^{0.780}$$

(e) モディファイド エアレーション

$$S = 0.00115\ Q^{0.763}$$

ここに S：必要用地面積 ha

Q：日平均汚水量 m^3/日

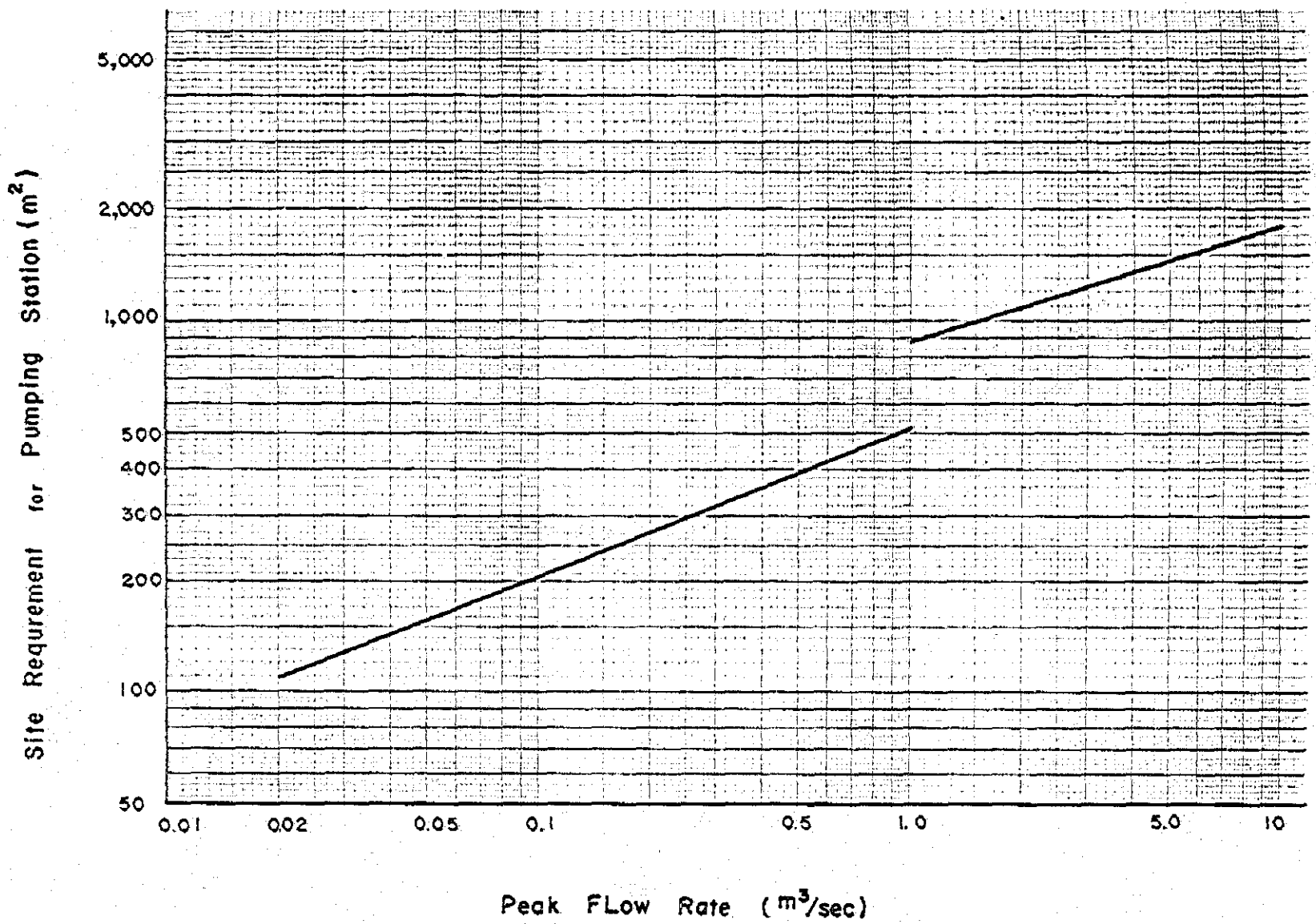


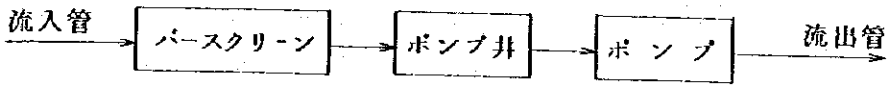
図 D・1　ポンプ場用地面積

E. 費　用　関　数

E 費用関数

1 ポンプ場

ポンプ場の建設費の費用関数は揚水能力6ケース（0.1m^3/S、0.4m^3/S、0.8m^3/S、1.0m^3/S、2.0m^3/S、4.0m^3/S）に対し3ケースの流入管土被り（6m、8m、10m）について、概略設計を行い算定した。ポンプ場内のフローシートは下記のとおりである。



建設費の土木および建築部分は第2巻の第9章に示されている図面を基に、又、機械および電気設備は日本の数社からの見積りを参考にし、輸送費、設置費を加味して算出した。各ケースの建設費は表E1、E2に示すとおりである。

費用関数は上記の結果をプロットした第2巻、第14章の図14.3を基に次式の型で表わせる。

$$Cp = a \cdot Q^b$$

ここに　Cp：建設費　1,000バーツ

Q　：ピーク流量　m^3/S

a.b：定　数

定数a.bはピーク流量毎に最小自乗法で算出した。

$Cp = 10{,}467\ Q^{0.6367}$　（D＝6m、Q＜1.0）

$Cp = 12{,}296\ Q^{0.6122}$　（D＝8m、Q＜1.0）

$Cp = 13{,}827\ Q^{0.5697}$　（D＝10m、Q＜1.0）

$Cp = 15{,}039\ Q^{0.6388}$　（D＝6m、Q≧1.0）

$Cp = 15{,}487\ Q^{0.6498}$　（D＝8m、Q≧1.0）

$Cp = 16{,}020\ Q^{0.6587}$　（D＝10m、Q≧1.0）

ここに

D：流入管の土被り

表 E.1　小規模ポンプ場の建設費

(1)　土被り6m　　(1980年価格1,000バーツ)

汚水量 (m^3/sec)	土木、建築	機械、電気設備	計
0.1	1,761	677	2,438
0.4	2,644	3,041	5,685
0.8	4,553	4,693	9,246

(2)　土被り8m　　(1980年価格1,000バーツ)

汚水量 (m^3/sec)	土木、建築	機械、電気設備	計
0.1	2,286	738	3,024
0.4	3,440	3,433	6,873
0.8	5,839	5,036	10,875

(3)　土被り10m　　(1980年価格1,000バーツ)

汚水量 (m^3/sec)	土木、建築	機械、電気設備	計
0.1	2,896	880	3,776
0.4	4,253	3,619	7,872
0.8	7,210	5,307	12,517

表E.2　大規模ポンプ場の建設費

(1)　土被り6m　　(1980年価格1,000バーツ)

汚水量 (m^3/sec)	土木、建築	機械、電気設備	計
1.0	4,530	10,304	14,834
2.0	7,664	16,405	24,069
4.0	12,316	23,645	35,961

(2)　土被り8m　　(1980年価格1,000バーツ)

汚水量 (m^3/sec)	土木、建築	機械、電気設備	計
1.0	4,923	10,328	15,251
2.0	8,241	16,816	25,057
4.0	13,030	24,513	37,543

(3)　土被り10m　　(1980年価格1,000バーツ)

汚水量 (m^3/sec)	土木、建築	機械、電気設備	計
1.0	5,326	10,425	15,751
2.0	8,831	17,329	26,160
4.0	13,773	25,481	39,254

2 処理場

本計画で検討に用いる5つの処理法に関する建設費の費用関数を作成するために、各処理法毎に又、処理能力、50,000m³/日、100,000m³/日、500,000m³/日について概略設計を行い、建設費を算出する。

2.1 スタビリゼーション ポンド

第2巻、第11章で設定した基準を基に、又、下記の項目を考慮して概略設計を行って積算した。

(i) ポンドの水深は、1.5m、法勾配は1：1とし石張りとする。

(ii) 維持管理を考慮して最大水面積は4haとする。又巾と長さの比は1：1.5～2.0とする。

(iii) ポンド底は、0.3mの不浸透性の土をしきつめる。

(iv) 堤の上巾は維持管理車両の交通を考慮して4mとする。

(v) 処理場は家畜などの侵入防止のため柵で囲うものとする。

(vi) 処理場は巾10mの場内道路をめぐらすものとする。

スタビリゼーションポンドの概略設計図は第2巻、第11章、図11.2に示すとおりであり、建設費は1980年価格の材料費、建設単価を基に表E3のように算出される。

表E3. スタビリゼーションポンドの建設費

(1980年価格 1,000バーツ)

項目	計画汚水量(m³/日)		
	50,000	100,000	500,000
土木、建築			
築堤	26,788	36,811	112,664
流入、流出渠	2,679	3,681	11,266
盛り土	15,190	30,803	153,093
芝	468	540	1,277
フェンス	1,910	2,198	5,146
沈殿池	449	770	2,777
管理本館、倉庫	1,260	1,980	3,960
計	48,744	76,783	290,183

この結果に基づき次式により費用関数を作成した。

$$Cs = a, Q^{b}$$

ここに　Cs　：建設費　（1,000バーツ）

Q　：処理能力（m^3/日）

a, b：定　数

定数a, bを最小自乗法により求めた結果、次のとおりとなった。

$$Cs = 9.751\ Q^{0.784}$$

2.2　エアレーテッド　ラグーン

第2巻、第11章の設計基準を基に概略設計を行い、建設費を見積もるものとする。

概略設計に際しては次の点を考慮した。

(i)　池の水深は3mとし法面勾配は1：1とする。又、法面は洗掘防止のため厚さ0.3mの石張り仕上げとする。

(ii)　維持管理を考慮して、水面積は4 ha以内とし、巾と長さの比は1：1.5～2.0とする。

(iii)　池の底は浸透防止のため0.3mの不透水性の土をしきつめる。

(iv)　堤の上巾は維持管理車両の通行を考慮して4mとする。

(v)　池の回りは家畜等の侵入防止のため柵をめぐらす。

(vi)　処理場周辺は巾10mの管理用道路を設ける。

これらの点を考慮して概略設計を行ったのが、第2巻、第11章の図11.3である。これを基に建設費を算出したのが表E4である。

表E.4　エアレーテッドラグーンの建設費

（1980年価格1,000バーツ）

項　目	処理能力（m³/日）		
	50,000	100,000	500,000
土木、建築			
築　堤	20,060	27,974	87,288
流入・流出渠	2,006	2,797	8,729
掘　削	2,190	4,277	21,578
盛り土	8,350	16,626	83,248
芝はり	312	406	1,258
フェンス	1,248	1,661	3,245
沈殿池	449	770	2,777
管理本館倉庫	1,800	2,880	5,400
小　計	36,415	57,391	213,523
機械、電気設備			
エアレーター	10,816	14,847	66,818
コントロール　パネル	5,884	9,133	25,381
モーター	360	721	3,244
小　計	17,060	24,701	95,443
合　計	53,475	82,092	308,966

表E４の建設費を基にして算定した費用関数は次式のようになる

$$CA = 11{,}980\ Q^{0.773}$$

ここに　CA：建設費、1,000バーツ

Q　：処理能力（m^3/日）

2.3　オキデデーション　ディッチ

オキシデーション　ディッチの建設費は第２巻、第１１章の設計基準によって概略設計を行い積算した。

概略設計に際しては次のことを考慮した。

(i)　池の水深は1.5mとし、堤の法勾配は１：１とする。又、法面は厚さ0.3mの石張りとする。

(ii)　維持管理を考慮してディッチの巾は７m以下とする。

(iii)　池の底は厚さ0.3mの不透水性の土をしきつめる。

(iv)　堤の巾は３mとする。

(v)　沈殿池は円形とし、その径は２０m以下とする。

(vi)　ディッチの回りは家畜等の侵入防止のため柵をめぐらせる。

(vii)　処理場の周辺は巾１０mの管理用道路をめぐらす

積算した建設費を表E５に示す

表E.5　オキシデーションディッチの建設費

（1980年価格1,000バーツ）

項　目	処理能力　(m³/日)		
	50,000	100,000	500,000
土木、建築			
築　堤	8,879	17,759	75,120
盛　土	210	419	2,096
掘　削	163	329	1,633
沈 殿 池	14,884	29,768	148,841
塩素混和池	625	625	625
乾 燥 床	3,229	6,459	32,294
沈 殿 槽	449	770	2,777
フェンス	720	1,142	2,016
芝 は り	389	745	2,374
管理本管、倉庫	1,800	2,880	5,400
小　計	31,348	60,896	273,176
機械、電気設備			
ローター	25,920	46,656	207,360
汚泥かき寄せ機	28,800	51,840	230,400
ポンプ	960	1,728	7,680
電気設備	2,400	4,320	19,200
パイプ	840	1,512	6,720
小　計	58,920	106,056	471,360
合　計	90,268	166,952	744,536

表E5を基に算出した費用関数は下記のとおりである。

$$Co = 4.318\ Q^{0.919}$$

ここに　Co　：　建設費1,000バーツ

　　Q　：　処理能力　m³/H

2.4 標準活性汚泥法

設計基準を基に概略設計を行い建設費を積算したのが表E.6である。

表 E.6 標準活性汚泥法の建設費

（1980年価格1,000バーツ）

項　目	処理能力 (m³/日)		
	50,000	100,000	500,000
土木、建築			
最初沈殿池	10,328	18,900	77,625
エアレーションタンク	27,346	51,192	220,320
最終沈殿池	12,442	22,680	90,720
塩素混和池	2,268	3,645	10,530
濃縮タンク	2,387	4,142	14,742
消化タンク	14,251	29,344	120,042
乾 燥 床	1,281	2,561	12,807
管 理 本 館	1,800	3,600	4,500
コンプレッサー室	8,100	12,150	31,590
造園、その他	12,772	22,864	33,505
小　計	92,975	171,078	616,381
機械、電気設備			
最初沈殿池	25,619	45,348	171,573
エアレーションタンク	14,479	17,136	80,631
最終沈殿池	26,850	48,620	192,814
塩素混和池	5,722	7,630	15,371
濃縮タンク	4,264	6,732	18,850
消化タンク	17,675	23,178	58,373
コンプレッサー室	19,775	29,284	74,052
電 気 設 備	28,475	56,100	117,810
小　計	142,859	234,028	729,474
合　計	235,834	405,106	1,345,855

上表より標準活性汚泥法の建設費の費用関数は下記のとおりとなる。

$$Cc = 67.634\ Q^{0.755}$$

ここに　Cc : 建設費　1,000バーツ

Q : 処理能力　m³/日

2.5 モディファイドエアレーション法

設計基準を基に概略設計を行い建設費を積算したのが表E.7である。

表E.7 モデファイドエアレーション法の建設費

（1980年価格1,000パーツ）

項　目	処理能力 (m³/日)		
	50,000	100,000	500,000
土木、建築			
最初沈殿池	10,328	18,900	77,625
エアレーションタンク	9,115	17,064	73,440
最終沈殿池	12,442	22,680	90,720
塩素混和池	2,268	3,645	10,530
消化タンク	14,251	29,344	120,042
乾 燥 床	1,281	2,561	12,807
管 理 本 館	1,800	3,600	4,500
コンプレッサー室	4,050	6,075	15,792
造園、その他	870	1,589	5,321
小　計	56,405	105,458	410,777
機械、電気設備			
最初沈殿池	25,619	45,348	171,573
エアレーションタンク	4,826	5,712	26,877
最終沈殿池	26,850	48,620	192,814
塩素混和池	5,722	7,630	15,371
消化タンク	17,675	23,178	58,373
コンプレッサー室	6,592	9,795	24,684
電 気 設 備	20,196	56,100	117,810
小　計	107,480	196,383	607,502
合　計	163,885	301,841	1,018,279

上表よりモディファイドエアレーション法の費用関数は下記のとおりとなる。

$$C_M = 33.861\ Q^{0.787}$$

ここに　C_M ： 建設費　1,000パーツ

Q ： 処理能力　m³/日

3. 維持管理の費用関数

3.1 ポンプ場

ポンプ場の維持管理費の積算にあたっては次の点を考慮した。

(i) 維持管理の作業員は1ポンプ場につき1人とする。

(ii) 電気代はkWh当り15バーツ、作業員の給与は年40,000バーツとする。

(iii) 修理修繕代は土木費の1%および機械・電気設備の2%を計上する。

表E.8に算出した維持管理費を示す。

表E.8 ポンプ場の維持管理費

(1980年価格1,000バーツ/年)

ピーク流量 (m^3/sec) / 項目	0.1		0.4		0.8		1		2		4	
. 人件費	20		20		20		20		20		20	
. 電気代	44	(1)	207	(2)	720	(3)	710	(4)	2,168	(5)	4,599	(6)
. 修理修繕費	38	(7)	103	(8)	159	(9)	256	(10)	419	(11)	621	(12)
計	102		330		899		986		2,607		5,240	

注：(1) $(0.1m^3/s \div 4.5^{*} \times 86,400s/日) \div (3m^3/分 \times 60分/h) \times 365日/年 \times 7.5kW \times 1.5バーツ/kWh = 43,800$ バーツ/年

(2) $(0.4m^3/s \div 3.0^{*} \times 86,400s/日) \div (8m^3/分 \times 60分/h) \times 365日/年 \times 21kW \times 1.5バーツ/kWh = 206,956$ バーツ/年

(3) $(0.8m^3/s \div 2.7^{*} \times 86,400s/日) \div (12m^3/分 \times 60分/h) \times 365日/年 \times 37kW \times 1.5バーツ/kWh = 720,267$ バーツ/年

(4) $(1.0m^3/s \div 2.5^{*} \times 86,400s/日) \div (20m^3/分 \times 60分/h) \times 365日/年 \times 45kW \times 1.5バーツ/kWh = 709,560$ バーツ/年

(5) $(2.0m^2/s \div 2.0^{*} \times 86,400s/日) \div (40m^3/分 \times 60分/h) \times 365日/年 \times 110kW \times 1.5バーツ/kWh = 2,168,100$ バーツ/年

(6) $(4.0m^3/s \div 1.8^{*} \times 86,400s/日) \div (80m^3/分 \times 60分/h) \times 365日/年 \times 210kW \times 1.5バーツ/kWh = 4,599,000$ バーツ/年

ここに： *はピーク流量の日平均流量に対する比率

(7) 2,286,000 x 0.01 + 738,000 x 0.02 = 37,620 バーツ

(8) 3,440,000 x 0.01 + 3,433,000 x 0.02 = 103,060 バーツ

(9) 5,839,000 x 0.01 + 5,036,000 x 0.02 = 159,110 バーツ

(10) 4,923,000 x 0.01 +10,328,000 x 0.02 =255,790 バーツ

(11) 8,241,000 x 0.01 +16,816,000 x 0.02 =418,730 バーツ

(12) 13,030,000 x 0.01 + 24,513,000 x 0.02 =620,560 バーツ

上記の結果より費用関数は下記のように表わせる。

$$C_{MP} = 1,002.096\ Q^{1.018}$$

ここに　C_{MP} : 維持管理費　1,000 バーツ／年

Q : ピーク流量　, m^3/sec, $Q < 1.0$

$$C_{MP} = 1,032.102\ Q^{1.205}$$

ここに　$Q \geqq 1.0$

3.2 処 理 場

第2巻、第11章の基準により5つの処理方式について維持管理費を算出した。

表E.9　処理場の維持管理費

（1980年価格1,000バーツ）

処 理 法	処理能力（m³/日）		
	50,000	100,000	500,000
(i) スタビリゼーション ポンド			
・人 件 費	120	200	400
・修理修繕費	487 (1)	768 (2)	2,902 (3)
計	607	968	3,302

注：(1) 48,744,000 x 0.01= 487,440 バーツ　（表E3参照）
(2) 76,783,000 x 0.01 = 767,830 バーツ
(3) 290,183,000 x 0.01 = 2,901,830 バーツ

（１９８０年価格1,０００パーツ）

処理法	処理能力（m³/日）		
	50,000	100,000	500,000
(ii) エアレーテッドラグーン			
・人件費	120	200	400
・電気代	7,884 (1)	15,768 (2)	70,956 (3)
・修理修繕費	705 (4)	1,068 (5)	4,044 (6)
計	8,709	17,036	75,400

Note: (1) 15kWx40ユニットx24h/日x365d/年x1.5パーツ/kWh = 7,884,000 パーツ/年

(2) 30kWx40ユニットx24h/日x365d/年x1.5パーツ/kWh = 15,768,000 パーツ/年

(3) 30kWx180ユニットx24h/日x365d/年x1.5パーツ/kWh = 70,956,000 パーツ/年

(4) 36,415,000 x 0.01 + 17,060,000 x 0.02 = 705,350 パーツ
（表E４参照）

(5) 57,391,000 x 0.01 + 24,701,000 x 0.02 = 1,067,930 パーツ

(6) 213,523,000 x 0.01 +95,443,000 x 0.02 = 4,044,090 パーツ

(iii) オキシデーション デイッチ			
・人件費	320	400	600
・電気代	11,116 (1)	22,233 (2)	111,164 (3)
・修理修繕費	1,492 (4)	2,730 (5)	12,159 (6)
・薬品費	1,460 (7)	2,920 (8)	14,600 (9)
・汚泥処理費	684 (10)	1,369 (11)	6,844 (12)
計	15,072	29,652	145,367

Note: (1) (30kWx24ユニット+0.75kWx8ユニット+15kWx8ユニット)x24h/日x365d/年
x1.5パーツ/kWh = 11,116,440 パーツ／年

(2) (1) x 2 = 22,232,880 パーツ／年

(3) (1) x 10 = 111,164,400 パーツ／年

(4) 31,348,000 x 0.01 + 58,920,000 x 0.02 = 1,491,880 パーツ
（表E５参照） 1e E.5)

(5) 60,896,000 x 0.01 + 106,056,000 x 0.02 = 2,730,080 パーツ

(6) 273,176,000 x 0.01 + 471,360,000 x 0.02 = 12,158,960 パーツ

(7) 1.0 t/日 x 365 日／年 x 4,000 パーツ/t = 1,460,000 パーツ／年

(8) (7) x 2 = 2,920,000 パーツ／年

(9) (7) x 10 = 14,600,000 パーツ／年

(10) 18.75 t/日 x 365 日／年 x 100 パーツ = 684,375 パーツ／年

(11) (10) x 2 = 1,368,750 パーツ／年

(12) (10) x 10 = 6,843,750 パーツ／年

（１９８０年価格1,０００パーツ）

処理法	処理能力（m³/日）		
	50,000	100,000	500,000
(iv) 標準活性汚泥法			
・人件費	800	1,200	2,000
・電気代	4,845 (1)	9,691 (2)	48,454 (3)
・修理修繕費	3,787 (4)	6,391 (5)	20,753 (6)
・薬品費	1,460	2,920	14,600
・汚泥処理費	548 (7)	1,095 (8)	5,475 (9)
計	11,440	21,297	91,282

Note: (1) [7,000kWh/日（コンプレッサー）+360kWh/日（ポンプ）+990kWh/日（ガスホールダー）+500kWh/日（その他）]x365日/年x1.5パーツ/kWh = 4,845,375 パーツ/年

(2) [14,000kWh/日(コンプレッサー)+720kWh/日（ポンプ）+1,980kWh/日（ガス ホルダー）+1,000kWh/日]x365日/年x1.5パーツ/kWh = 9,690,750 パーツ/年

(3) [70,000kWh/日(コンプレッサー)+3,600kWh/日（ポンプ）+9,900（ガス ホルダー）+5,000kWh/日（その他）]x365日/年x1.5パーツ/kWh = 48,453,750 パーツ/年

(4) 92,975,000 x 0.01 + 142,859,000 x 0.02 = 3,786,930 パーツ（表E６参照）

(5) 171,078,000 x 0.01 + 234,028,000 x 0.02 = 6,391,340 パーツ

(6) 616,381,000 x 0.01 + 729,474,000 x 0.02 = 20.753,290 パーツ

(7) 15 t/日 x 365 日/年 x 100 パーツ/t = 547,500 パーツ/年

(8) (7) x 2

(9) (7) x 10

(v) モディファイドエアレーション法			
・人件費	720	1,080	1,800
・電気代	3,526 (1)	7,052 (2)	35,259 (3)
・修理修繕費	2,714 (4)	4,982 (5)	16,258 (6)
・薬品費	1,460	2,920	14,600
・汚泥処理費	475 (7)	949 (8)	4,745 (9)
計	8,895	16,983	72,662

注： (1) [4,740kWh/日(コンプレッサー)+210kWh/日(ポンプ)+990kWh/日(ガスホールダー)
+500kWh/日(その他)]x365日/年x1.5バーツ/kWh = 3,525,900 バーツ/年

(2) [9,480kWh/日(コンプレッサー)+420kWh/日(ポンプ)+1,980kWh/日(ガスホルダー)
+1,000kWh/日(その他)]x365日/年x1.5バーツ/kWh = 7,051,800 バーツ/年

(3) {47,400kWh/日(コンプレッサー)+2,100kWh/日(ポンプ)+9,900kWh/日(ガスホルダー)
+5,000kWh/日(その他)]x365日/年x1.5バーツ/kWh = 35,259,000 バーツ/年

(4) 56,405,000 x 0.01 + 107,480,000 x 0.02 = 2,713,650 バーツ

(5) 105,458,000 x 0.01 + 196,383,000 x 0.02 = 4,982,240 バーツ

(6) 410,777,000 x 0.01 + 607,502,000 x 0.02 = 16,257,810 バーツ

(7) 13 t/日 x 365 日/年 x 100 バーツ/t = 474,500 バーツ/年

(8) (7) x 2

(9) (8) x 10

上記5つの処理法の費用関数は下記のとおり算出される。

(i) スタビリゼーションポンド

$C_{MS} = 0.198\ Q^{0.740}$

(ii) エアレーテッドラグーン

$C_{MA} = 0.355\ Q^{0.935}$

(iii) オキシデーションディッチ

$C_{MO} = 0.354\ Q^{0.985}$

(iv) 標準活性汚泥法

$C_{MC} = 0.657\ Q^{0.902}$

(v) モディファイドエアレーション法

$C_{MM} = 0.471\ Q^{0.911}$

ここに C : 維持管理費1,000バーツ/年

Q : 処理能力 m^3/日

4　用 地 費

各施設の用地費は内務省から入手した１９８０年の公認地価を参照して見積る。

F．処理方式の比較検討

F 処理方式の比較検討

第２巻、第１１章でも述べられているように、用地費、建設費、維持管理費は処理法によって大きく左右される。そこで、本検討ではバンコクの実情に適した処理方式を選定するための指針とするために５つの処理方式の費用比較を行う。

処理法の費用比較は年間に必要となる支出を対象に行う。すなわち建設費、用地取得費の償還金、減価償却、維持管理費を算出して比較する。年経費の算出には下記の仮定を設けた。

a) 処理場の流入汚水水質は２００mg/ℓ、放流水質は２０～６０mg/ℓとする。

b) 処理場用地の地価は１００バーツ/m² から 1,000バーツ/m² とする。

c) 建築物の耐用年数は５０年、機械、電気設備は１５年とする。

d) 利率は８％とする。

汚水１m³ 当りの年間経費は下表のように算出される。

表F 1. 処理場の建設費

（１９８０年価格 バーツ/m³）

処理方式	処理能力（m³/日）				
	10,000	50,000	100,000	500,000	1,000,000
(1) スタビリゼーションポンド	1,334	942	811	573	493
(2) エアレーテッドラグーン	1,481	1,028	878	609	521
(3) オキシデーションディッチ	2,048	1,797	1,699	1,492	1,410
(4) 標準活性汚泥法	7,082	4,774	4,029	2,716	2,292
(5) モディファイドエアレーション法	4,761	3,379	2,915	2,069	1,785

表F.2　用　地　費

（1980年価格　バーツ／m³）

処理方式	処理能力（m³/日）				
	10,000	50,000	100,000	500,000	1,000,000
(1) スタビリゼーションポンド					
単　価					
100 バーツ/m²	1,290	1,198	1,163	1,083	1,051
500 バーツ/m²	6,450	5,990	5,815	5,417	5,255
1,000 バーツ/m²	12,900	11,980	11,630	10,834	10,509
(2) エアレーテッドラグーン					
単　価					
100 バーツ/m²	550	508	488	447	430
500 バーツ/m²	2,750	2,540	2,440	2,235	2,152
1,000 バーツ/m²	5,500	5,080	4,880	4,470	4,303
(3) オキシデーションディッチ					
単　価					
100 バーツ/m²	260	188	163	118	103
500 バーツ/m²	1,300	940	815	591	514
1,000 バーツ/m²	2,600	1,880	1,630	1,182	1,028
(4) 標準活性汚泥法					
単　価					
100 バーツ/m²	150	108	92	65	56
500 バーツ/m²	750	540	460	323	278
1,000 バーツ/m²	1,500	1,080	920	646	555
(5) モディファイドエアレーション法					
単　価					
100 バーツ/m²	130	88	75	51	44
500 バーツ/m²	650	440	375	256	218
1,000 バーツ/m²	1,300	880	750	512	435

表F 3. 維持管理費

（1980年格価 パーツ/m^3）

処理方式	処理能力（m^3/日）				
	10,000	50,000	100,000	500,000	1,000,000
(1) スタビリゼーション ポンド	18.1	11.9	9.9	6.5	5.5
(2) エアレーテッド ラグーン	195.1	175.7	168.0	151.3	144.6
(3) オキシデーション ディッチ	308.3	301.0	297.9	290.7	287.7
(4) 標準活性汚泥法	266.4	227.5	212.6	181.6	169.7
(5) モディファイド エアレーション法	207.5	179.8	169.1	146.5	137.7

表F 4～F 6および第2巻、第11章の表11.10～11.12に、用地の単価100，500，1,000パーツ/m^2における各処理方式の年間経費を示す。上記の結果より次の事が明らかとなる。

1) 地価が100パーツ/m^2以下のところではスタビリゼーションポンドが経済的である。

2) 地価が500パーツ/m^2で処理能力が150,000m^3/日程度の処理区には、エアレーテッドラグーンが割安となる。

3) 地価が500パーツ/m^2程度で、処理能力が150,000m^3/日以上の処理区ではモディファイドエアレーション法が有効である。又、地価が1,000パーツ/m^2以上の所では、処理能力にかかわらずモディファイドエアレーションが経済的である。

表F 4～F 6の減価償却費の計算にはシンキングファンド法を用いた。建設費と用地費は年8%の金利で借りることとし、減価償却費の割引き率も同率の8%とする。

シンキングファンド率は下記のように表わされる

$$\text{シンキングファンド率} = \frac{i}{(1+i)^n - 1}$$

ここに　i：割引き率

　　n：耐用年数

表F.4　年間経費（地価100バーツ／m²）

（バーツ／m³・年）

処理方式		処理能力（m³/日）				
		10,000	50,000	100,000	500,000	1,000,000
(1) スタビリゼーションポンド						
a. 年利 (8%)						
・建設費		106.7	75.4	64.9	45.8	39.4
・用地費		103.2	95.8	93.0	86.6	84.1
b. 減価償却費	(0.174%)	2.3	1.6	1.4	1.0	0.9
c. 維持管理費		18.1	11.9	9.9	6.5	5.5
合計		230.3	184.7	169.2	139.9	129.9
(2) エアレーテッドラグーン						
a. 年利 (8%)						
・建設費		118.5	82.2	70.2	48.7	41.7
・用地費		40.0	40.6	39.0	35.8	34.4
b. 減価償却費	(0.402%)	6.0	4.1	3.5	2.4	2.1
c. 維持管理費		195.1	175.7	168.0	151.3	144.6
合計		363.6	302.6	280.7	238.2	222.8
(3) オキシデーションディッチ						
a. 年利 (8%)						
・建設費		163.9	143.8	135.9	119.4	112.8
・用地費		20.8	15.0	13.0	9.4	8.2
b. 減価償却費	(1.115%)	22.8	20.0	18.9	16.6	15.7
c. 維持管理費		308.3	301.0	297.9	290.7	287.7
合計		515.8	479.8	465.7	436.1	424.4
(4) 標準活性汚泥法						
a. 年利 (8%)						
・建設費		566.6	381.9	322.3	217.3	183.4
・用地費		12.0	8.6	7.4	5.2	4.5
b. 減価償却費	(0.906%)	64.2	43.3	36.5	24.6	20.8
c. 維持管理費		266.4	227.5	212.6	181.6	169.7
合計		909.2	661.3	578.8	428.7	378.4
(5) モディファイドエアレーション						
a. 年利 (8%)						
・建設費		380.9	270.3	233.2	165.5	142.8
・用地費		10.4	7.0	6.0	4.1	3.5
b. 減価償却費	(1.086%)	51.7	36.7	31.7	22.5	19.4
c. 維持管理費		207.5	179.8	169.1	146.5	137.7
合計		650.5	493.8	440.0	338.6	303.4

表F.5　年間経費（地価500バーツ／m²）

（バーツ／m³．年）

処理方式		処理能力（m³/日） 10,000	50,000	100,000	500,000	1,000,000
(1) スタビリゼーションポンド						
a．年利 (8%)						
・建設費		106.7	75.4	64.9	45.8	39.4
・用地費		516.0	479.2	465.2	433.4	420.4
b．減価償却費	(0.174%)	2.3	1.6	1.4	1.0	0.9
c．維持管理費		18.1	11.9	9.9	6.5	5.5
合計		643.1	568.1	541.4	486.7	466.2
(2) エアレーデッドラグーン						
a．年利 (8%)						
・建設費		118.5	82.2	70.2	48.7	41.7
・用地費		220.0	203.2	195.2	178.8	172.2
b．減価償却費	(0.402%)	6.0	4.1	3.5	2.4	2.1
c．維持管理費		195.1	175.7	168.0	151.3	144.6
合計		539.6	465.2	436.9	381.2	360.6
(3) オキシデーションディッチ						
a．年利 (8%)						
・建設費		163.9	143.8	135.9	119.4	112.8
・用地費		104.0	75.2	65.2	47.3	41.1
b．減価償却費	(1.115%)	22.8	20.0	18.9	16.6	15.7
c．維持管理費		308.3	301.0	297.9	290.7	287.7
合計		599.0	540.0	517.9	474.0	457.3
(4) 標準活性汚泥法						
a．年利 (8%)						
・建設費		566.6	381.9	322.3	217.3	183.4
・用地費		60.0	43.2	36.8	25.8	22.2
b．減価償却費	(0.906%)	64.2	43.3	36.5	24.6	20.8
c．維持管理費		266.4	227.5	212.6	181.6	169.7
合計		957.2	695.9	608.2	449.3	396.1
(5) モディファイドエアレーション法						
a．年利 (8%)						
・建設費		380.9	270.3	233.2	165.5	142.8
・用地費		52.0	35.2	30.0	30.5	17.4
b．減価償却費	(1.086%)	51.7	36.7	31.7	22.5	19.4
c．維持管理費		207.5	179.8	169.1	146.5	137.7
合計		692.1	522.0	464.0	355.0	317.3

表F.6　年間経費（地価1,000パーツ／m²）

（パーツ／m³．年）

処理方式		処理能力（m³/日）				
		10,000	50,000	100,000	500,000	1,000,000
(1) スタビリゼーションポンド						
a．年　利　(8%)						
．建設費		106.7	75.4	64.9	45.8	39.4
．用地費		1,032.0	958.4	930.4	866.7	840.7
b．減価償却費	(0.174%)	2.3	1.6	1.4	1.0	0.9
c．維持管理費		18.1	11.9	9.9	6.5	5.5
合　計		1,159.1	1,047.3	1,006.6	920.0	866.5
(2) エアレーテッドラグーン						
a．年　利　(8%)						
．建設費		118.5	82.2	70.2	48.7	41.7
．用地費		440.0	406.4	390.4	357.6	344.2
b．減価償却費	(0.402%)	6.0	4.1	3.5	2.4	2.1
c．維持管理費		195.1	175.7	168.0	151.3	144.6
合　計		759.6	668.4	632.1	560.0	532.6
(3) オキシデーションディッチ						
a．年　利　(8%)						
．建設費		163.9	143.8	135.9	119.4	112.8
．用地費		208.0	150.4	130.4	94.6	82.2
b．減価償却費	(1.115%)	22.8	20.0	18.9	16.6	15.7
c．維持管理費		308.3	301.0	297.9	290.7	287.7
合　計		703.0	615.2	583.1	521.3	498.4
(4) 標準活性汚泥法						
a．年　利　(8%)						
．建設費		566.6	381.9	322.3	217.3	183.4
．用地費		120.0	86.4	73.6	51.7	44.4
b．減価償却費	(0.906%)	64.2	43.3	36.5	24.6	20.8
c．維持管理費		266.4	227.5	212.6	181.6	169.7
合　計		1,017.2	739.1	645.0	475.2	418.3
(5) モディファイドエアレーション法						
a．年　利　(8%)						
．建設費		380.9	270.3	233.2	165.5	142.8
．用地費		104.0	70.4	60.0	41.0	34.8
b．減価償却費	(1.806%)	51.7	36.7	31.7	22.5	19.4
c．維持管理費		207.5	179.8	169.1	146.5	137.7
合　計		744.1	557.2	494.0	375.5	334.7

G. 汚水量、水質調査

G　汚水量、水質調査

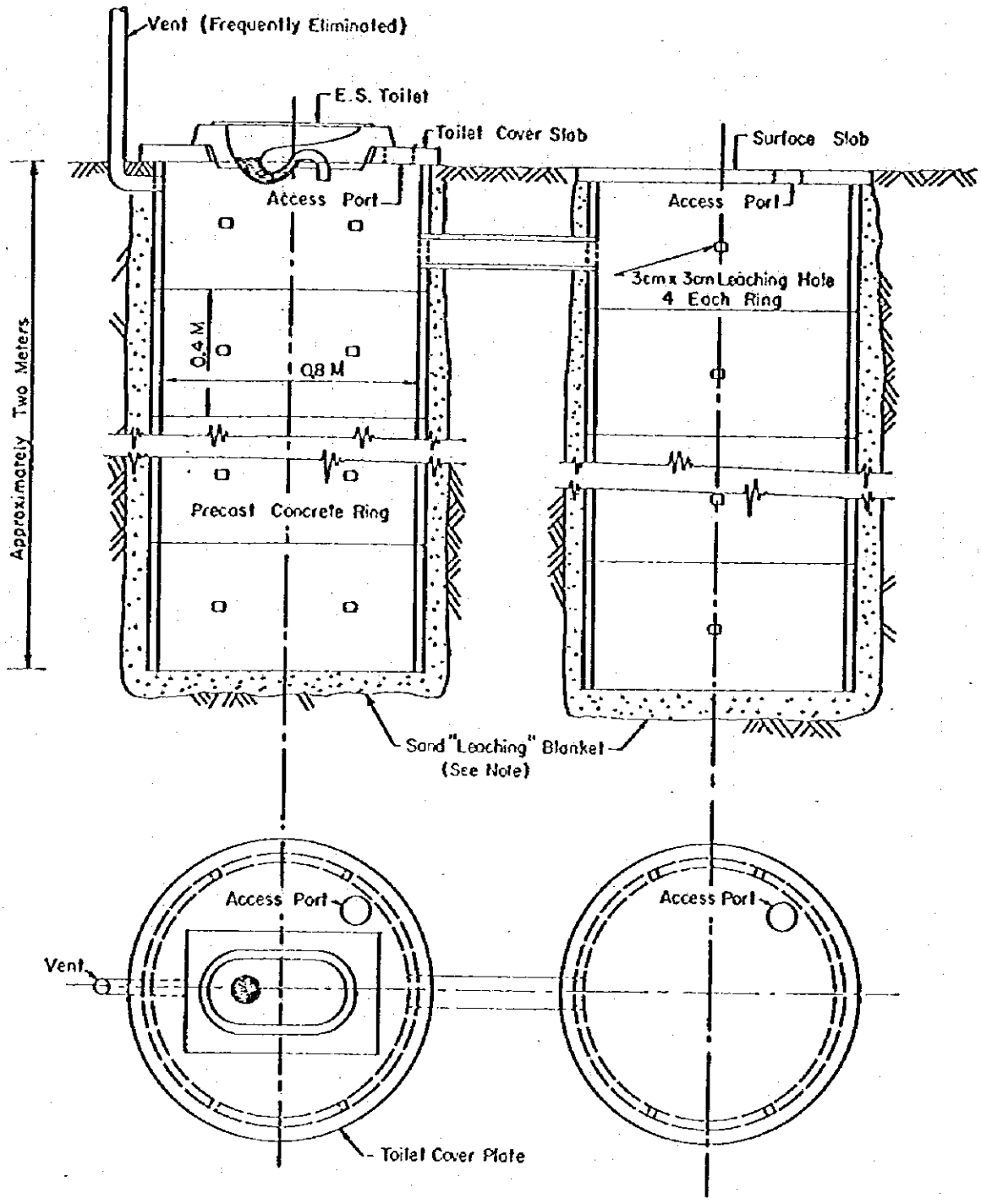
本調査は汚水の一人当り汚水量、家庭排水および商業活動によるＢＯＤ負荷量を算出することを目的としている。又、雨天時に都市域からクローンへ排出されるＢＯＤ負荷量も算定する。

バンコクにおける汚水排水の現状は、各家庭からの雑排水は雨水と共に市の排水管で集水されクローンへ、し尿は各戸でセプティックタンクにより処理されている。しかし、し尿の一部は市の排水管に放流されているのもある。バンコクの典型的な汚水排水システムを図G.1～G.3に示す。

計画区域は、大部分が住居地域と商業地域からなっており、住居地区の中には一部点在する近隣商業的地区も含まれる。

一方、中心地域に位置する商業地域の排水量は地域の人口と関わりなく商業活動の種類に大きく左右される。そこで商業地域の排水は住民の生活による排水と商業排水に分けて算出する。ここでいう商業排水というのは商業活動による排水をさす。

現況の排水量を算出するために二カ所で採水と水質試験を行った。採水地点は住民地域と商業地域の各々一カ所である。採水地点を選定するために、既設の排水管の流向、放流先、隣接する地域からの流入等を調査した。その結果、フェイクワン住宅団地とワンブラパ地区を採水点とした。

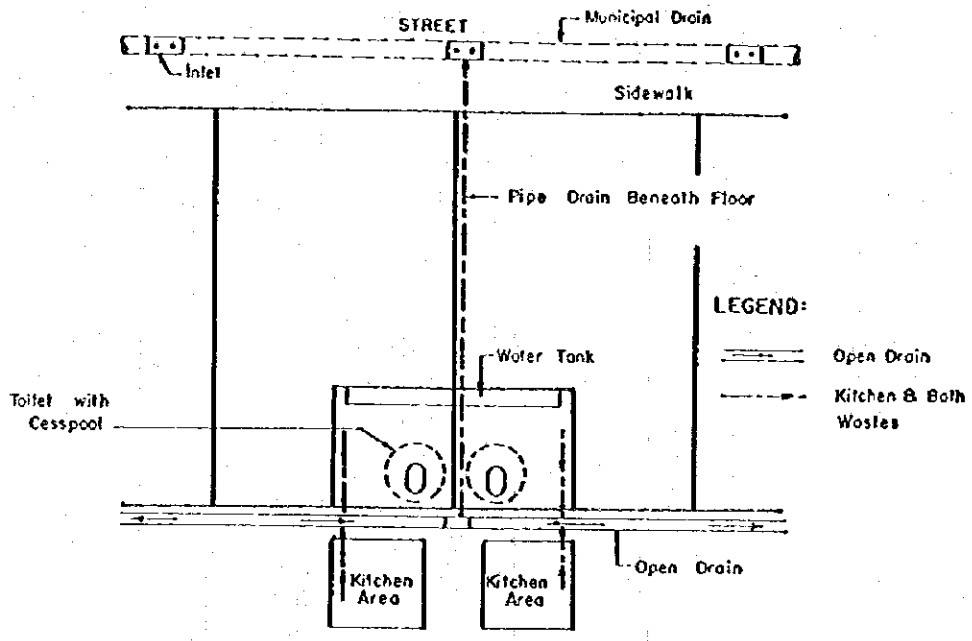


NOTE

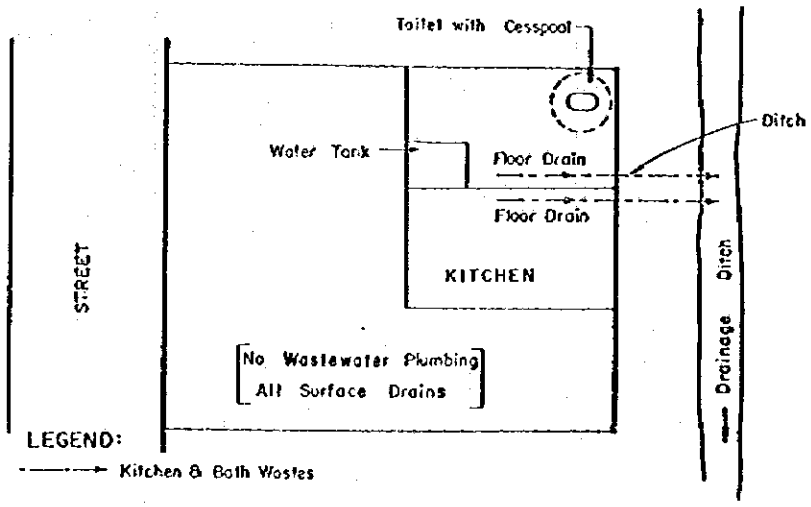
MUNICIPAL PLAN CALLS FOR PROVIDING A SAND LEACHING BLANKET AROUND EACH TANK. IN FACT THIS IS SELDOM DONE THE RINGS ARE USUALLY INSTALLED BY "CAISSON" TYPE EXCAVATION, OR EXCAVATION FROM WITHIN, ALLOWING THE RING TO SLIDE INTO THE GROUND.
THE CAPACITY CAN BE INCREASED BY THE ADDITION OF RINGS BUT THE USE OF 5 RINGS (2.0 M DEPTH) SEEMS TO BE STANDARD. IF MORE CAPACITY IS REQUIRED A SECOND TANK IS ADDED AS SHOWN.

Scale 1 : 20
1cm = 0.20 meter
1in = 1.66 feet

図G・1 貯 留 槽

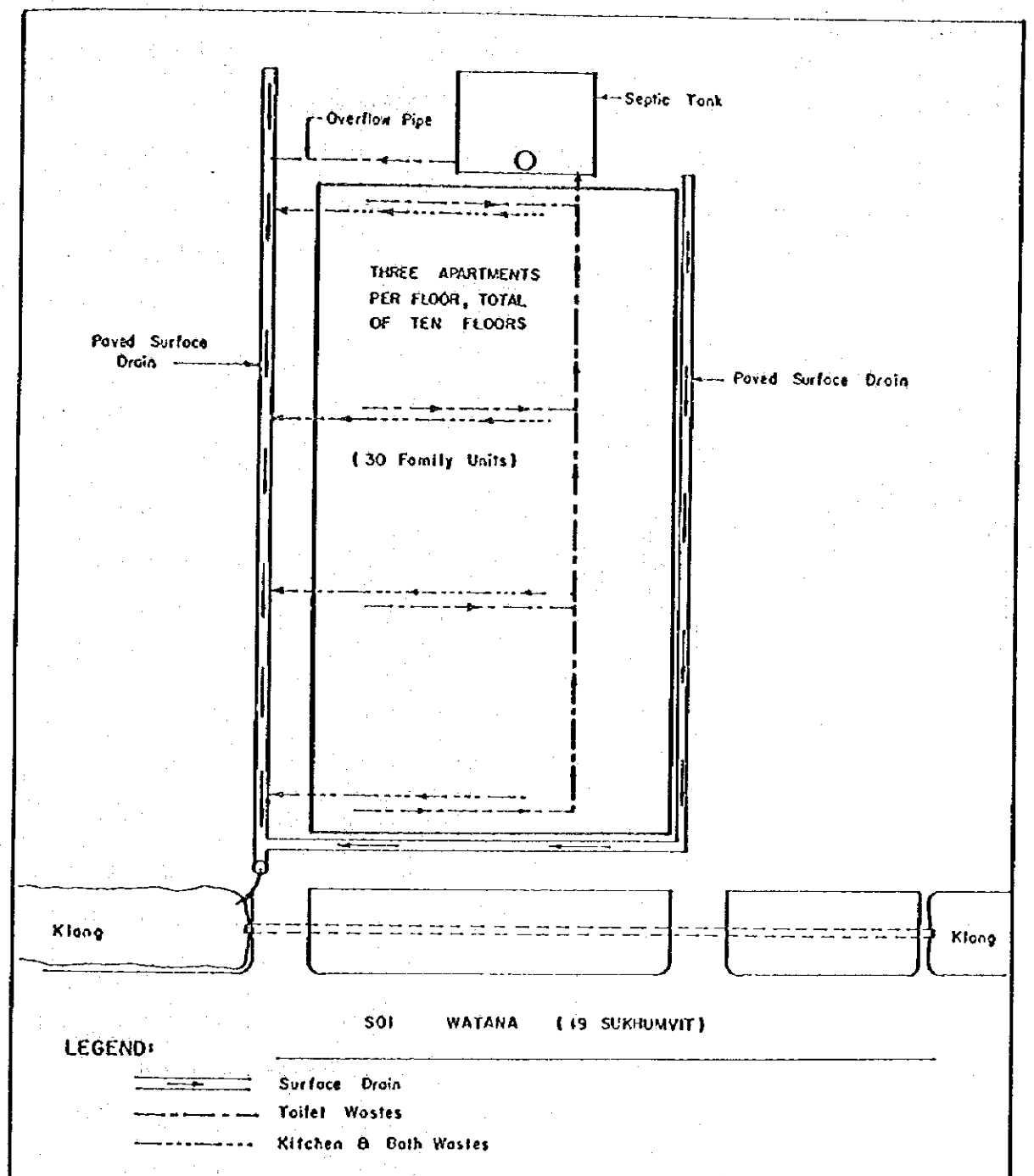


Row Housing Wastewater System



Small Single Family Unit Wastewater System

図 G・2 家庭の排水システム（その1）



Apartment Wastewater System

図 G·3 家庭の排水システム（その2）

1. 調査地域

フェイクリン

フェイクリン住宅団地はスラム地区の住民を収容するために、住宅局（NHA）が建設したものである。この団地には近代的な下水道施設が完備しており、一部合流式を含むが、大部分が分流式で処理施設は活性汚泥法であり、汚泥の消化と機械脱水を行っている。

当団地は3,360世帯、全38棟で、スーパーマーケット、小売店、小学校、役所の出先き事務所、公園からなっている。

団地の概要は以下のとおりである。

○面　　積	約13ha
○人　　口	25,000人
○世 帯 数	3,360
○スーパーマーケット	1
○学　　校	1（2,700人）
○役所事務所	3

ワンブラバ

この地域は市の中心地域で137店の商店からなっている。（一階が店で二階以上が住居である）大部分が小売店とレストランであり、劇場やスーパーマーケットも有る。

地域の概要は以下のとおりである。

○面　　積	3.2ha
○人　　口	647人
○世 帯 数	137
○劇　　場	2
○スーパーマーケット	6
○銀　　行	1

この地域はシアムセンターができる前は市の最も大きな商業街であった。排水系統は図G・4に示すように近接する地域から完全に分離されている。排水はクローンオンアンに自然流下で流れている。クローンオンアンの水位はカセムポンプ場で調節されており、採水中にはバックウォーターは起っていない。

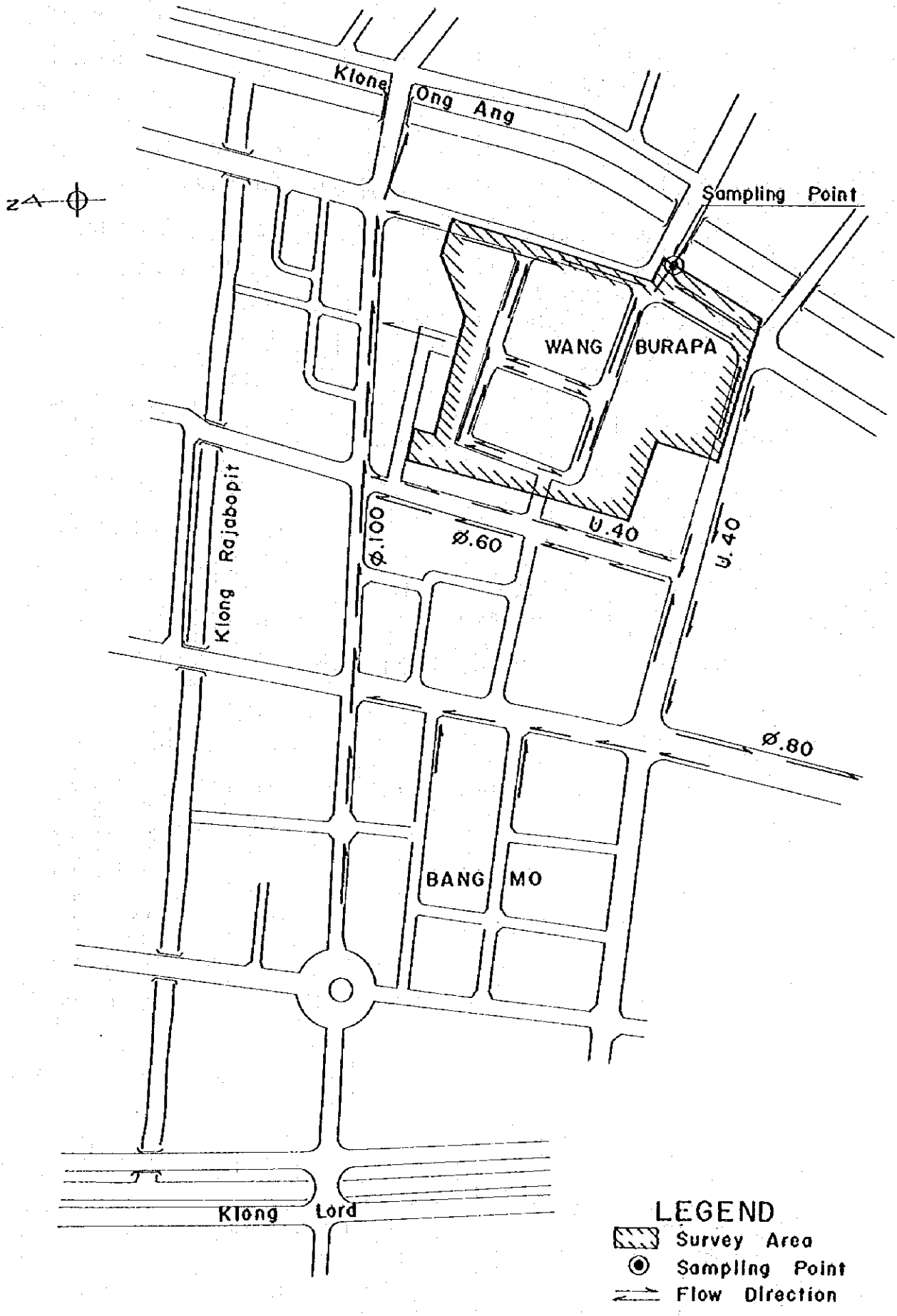


図 G・4　ワン・プラパ地区の排水系統と採水地点

2. 調査方法

2.1 流量測定

フェイクワン地区では処理場流入点において、パーシャルフリュームで測定する。

ワンブラパ商業地区の流量は断面流速法で1時間毎に測定した。又、降雨時の初期には10分間隔で行った。測量点は商業地域からクローンオンアンへの放流口である。

2.2 採水および水質試験

排水の採水は1時間毎にフェイクワン処理場の流入口とワンブラパ地区の排水管の吐口で行った。又、雨天時には10分毎に採水した。採取したサンプルは分析までアイスボックスか冷蔵庫に保管した。

分析した指標はpH. BOD. SS. Cℓイオンである。分析の結果を表G・1からG・3に示す。

表G・1で8月26日は雨天時の、又、8月27日は晴天時の場合である。ワンブラパ地区の晴天時汚水は平均28.2ℓ/s、BODは74mg/ℓ、SSは24mg/ℓであった。

フェイクワンの平均汚水量は68.8ℓ/s、BOD/47mg/ℓ、SS 151mg/ℓ であった。二カ所の分析結果を比較して、ワンブラパ地区の排水管には浸透水の混入と、SS の堆積が想定される。

2.3 家庭訪問調査

採水調査を行った地域の裏付けを行うため家庭訪問調査を行った。家族数、水道使用量、月収等の調査を調査地域からランダムに抽出した家庭を対象に行った。その結果を表4.5、4.6に示す。

フェイクワン住宅団地の世帯人口は平均5.9人、月収は3,700バーツでバンコク市では中級か、下級クラスであると言えよう。

フェイクワン地区の1人当りの使用水量は184ℓ/人・日 で、水道料金は収入の1%程度であった。

表G．1　リンブラバ地区の調査結果

1980年

日	時刻	流量 l/sec	pH	BOD mg/l	COD mg/l	SS mg/l	CL mg/l
8／26	10:00	24.2	7.18	89	147	53	52
	11:00	26.4	-	-	-	-	-
	12:00	26.4	7.21	82	143	48	53
	13:00	32.8	-	-	-	-	-
	14:00	29.7	7.25	96	171	47	52
	15:00	28.9	-	-	-	-	-
	16:00	32.5	7.54	88	151	52	57
	17:00	33.9	-	-	-	-	-
	:45	34.7	-	-	-	-	-
	:55	75.4	7.42	125	1,047	359	52
	18:00	299.6	7.40	145	1,321	584	42
	:05	221.7	-	-	-	-	-
	:10	212.0	7.42	142	936	573	31
	:15	216.9	-	-	-	-	-
	:20	212.0	7.44	114	403	253	24
	:30	163.4	7.39	71	210	91	22
	:40	160.9	7.34	54	250	94	29
	19:00	125.4	7.37	48	70	63	22
	20:00	42.7	-	-	-	-	-
	21:00	55.5	7.13	74	111	69	47
	:00	68.9	7.22	86	145	108	45
	:20	72.4	7.26	77	170	70	44
	:30	71.4	7.24	69	123	146	43
	:40	65.9	7.31	66	36	72	44
	22:00	64.6	7.28	92	111	74	44
	24:00	39.8	7.24	32	51	21	38
8／27	2:00	37.6	7.34	23	25	11	39
	4:00	35.2	7.24	16	45	8	38
	6:00	29.5	7.27	16	20	6	37
	8:00	30.4	6.71	100	565	66	79
	9:00	28.6	-	-	-	-	-
	10:00	29.5	7.41	93	138	25	59
	11:00	31.3	-	-	-	-	-
	12:00	34.2	7.04	102	166	40	88
	13:00	35.7	-	-	-	-	-
	14:00	25.1	7.10	120	182	23	63
	15:00	30.9	-	-	-	-	-
	16:00	27.1	7.20	89	154	26	56
	17:00	30.8	7.20	121	213	31	110
	18:30	25.7	7.16	107	182	28	74
	20:00	30.7	7.45	107	170	33	69
	22:00	26.9	7.46	100	265	47	66
	24:00	29.1	7.27	50	988	17	43
8／28	2:00	28.3	7.29	32	36	6	37
	4:00	27.8	7.37	24	36	12	38
	6:00	28.1	7.37	22	36	15	36
	8:00	20.1	7.29	35	44	11	42
	10:00	25.1	7.12	89	136	29	58

表G．2　フェイクワン地区の調査結果

1980年

日	時刻	流量	BOD		SS	
		l/sec	mg/l	g/s	mg/l	g/s
1／29	9:00	71.1	303	21.5	339	24.1
	11:00	88.9	160	14.2	213	18.9
	13:00	80.0	136	10.9	168	13.4
	15:00	71.1	123	8.7	144	10.2
	17:00	71.1	137	9.7	114	8.1
	19:00	71.1	164	11.7	160	11.4
	21:00	80.0	152	12.2	148	11.8
	23:00	72.9	136	9.9	140	10.2
1／30	1:00	65.8	98	6.4	71	4.7
	3:00	56.9	69	3.9	74	4.2
	5:00	56.9	68	3.9	62	3.5
	7:00	64.0	280	17.9	27	17.2
	9:00	71.1	220	15.6	208	14.9
	11:00	74.7	159	11.9	154	11.5
	13:00	71.1	126	9.0	141	10.0
	15:00	67.6	123	8.3	144	9.7
	17:00	69.4	137	9.5	148	10.3
	19:00	71.1	157	11.2	152	10.8
	21:00	74.7	154	11.5	170	12.7
	23:00	71.1	117	8.3	118	8.4
	1:00	65.8	103	6.8	78	5.1
	3:00	56.9	63	3.6	50	2.8
	5:00	51.6	77	4.0	68	3.5
	7:00	56.9	294	16.7	292	16.6
	9:00	71.1	165	11.7	172	12.2
平均		68.8	147	10.1	151	10.4

表G．3　フェイクワン地区の調査結果

日	時間	流量 (l/sec)
8／27	17:00	53.4
	19:00	58.7
	21:00	85.4
	23:00	81.8
8／28	1:00	60.5
	3:00	42.7
	5:00	35.6
	7:00	92.5
	9:00	85.4
	11:00	67.6
	13:00	53.4
	15:00	49.8
	17:00	58.7
	19:00	64.0
	21:00	80.0
	23:00	76.5
8／29	1:00	56.9
	3:00	40.9
	5:00	35.6
	7:00	71.1
	9:00	97.8
	11:00	96.0
	13:00	85.4
	15:00	72.9

1980年

日	時刻	流量 (l/sec)
9／8	15:00	67.6
	17:00	67.6
	19:00	72.9
	21:00	80.0
	23:00	74.7
9／9	1:00	49.8
	3:00	35.6
	5:00	28.5
	7:00	94.3
	9:00	74.7
	11:00	58.7
	13:00	49.8

3. 考　察

3.1　1人当り汚水量とBOD負荷

晴天時の汚水量調査結果を表G・6にまとめた。

家庭汚水量は主に生活形態によって異り、特に使用水量の影響を受ける。水道局が1977年に行った調査によれば、高所得者の使用水量は350ℓ/日・人以上で低所得者は200ℓ/日・人以下であり、平均は230ℓ/日・人であった。

フェイクワン地区の1人当り平均汚水量は157ℓ/日・人（表G・6参照）であり、この地区の住民は、低所得者の分類に入る。一方水道局の調査（1977）によれば、低所得者と中級所得者の水使用量の比は1：1.17であった。これを参考にし、市の平均使用水量を157ℓ/日・人×1.17＝184ℓ/日・人とする。

フェイクワンの調査結果によってもわかるように、家庭雑排水とし尿が混合した汚水のBODとSS濃度はほぼ同一である。

又、ワンプラパ地区のようにSSがBODに比して少い場合は汚水管内に沈殿していると考え、表G・6に示されている181kg/日を1.3倍し、ワンプラパ地区のBOD負荷量を235kg/日と考える。

以上により商業地域と住居地域の汚水量は表G・7に示すように算出される。又、BOD水質は表G・6に示される値を用いて両地域とも260mg/ℓとする。

表G．4　フェイクワン地区の家庭訪問調査結果

（人口、月収）

棟	世帯数	人　口	世帯人口	月　収	
				バーツ／月・世帯	バーツ／月・人
5	20	108	5.40	4,635	858
7	8	50	6.25	3,363	538
12	21	123	5.86	3,824	653
13	21	142	6.76	4,367	646
22	20	145	7.25	3,470	479
26	23	119	5.17	2,665	515
31	6	41	6.83	3,783	554
34	21	104	4.95	3,476	702
	140	832	5.94	3,700	623

１９８０年１月２８日調査

表G．5　フェイクワン地区の家庭訪問調査結果

（水道料金、使用水量）

棟	世帯数	人口	水道料金		使用水量	
			バーツ/月・世帯	バーツ/月・人	m^3/月・世帯	ℓ/月・人
5	-	-	-	-	-	-
7	6	39	44.0	6.77	28.8	148
12	16	102	45.7	7.16	36.0	188
13	18	127	47.7	6.75	41.0	193
22	13	80	37.4	6.08	33.1	179
26	2	7	22.8	6.50	25.3	240
31	-	-	-	-	-	-
34	2	7	18.3	5.21	15.8	150
	57	362	42.2	6.64	35.1	184

1980年1月28日調査

表G．6　家庭排水調査のまとめ

項　目	単　位	ワンプラバ	フェイクワン
日	-	1980年8月	1980年1月
面積	ha	3.2	13
人口	人	647	19,958
人口密度	人／ha	202	1,535
流量	m^3/日	2,441	5,587
浸入水*	"	1,737	2,462
汚水量	"	704	3,125
1人当り水量	l／日・人	1,088	157
BOD負荷量	kg／日	181**	821***
SS負荷量	kg／日	59**	844***
1人当りBOD負荷量	g/日・人	280**	41***
1人当りSS負荷量	g/日・人	91**	42***

*　最小流量を浸透水量とした。
**　この地区の屎尿処理にはセプティフタンクが使用されている。
***　家庭汚水と屎尿はともに汚水管で集められている。

表G．7　1人当り汚水量

1980年

項　目		住宅地域	商業地域	計
1人当り汚水量	ℓ／日・人	184	50	234
BOD濃度	mg／ℓ	260	260	260
BOD負荷量	g／日・人	48	13	61

3.2　雨天時の流量調査

晴天時汚水量の調査とともにワンブラパ地区で雨天時調査も行った。降雨はバンコクの雨期の典型的なパターンである高強度で継続時間の短いものであった。降雨強度を図G･5に示す。

図G･5にバンコクの市街地における典型的な流出パターンを示す。市街地においては、不浸透層が多いことと集水面積が小さいことにより流出は極めて早い。

ＢＯＤおよびＳＳ濃度は、流出初期には極めて高く平均の２０倍にも達し、すみやかに減小し平均以下になる。初期には管内に沈殿している負荷がフラッシュされその後雨水により薄められる。これは合流式下水道の雨水吐口における越流水の水質を論じる場合考慮に入れられるであろう。

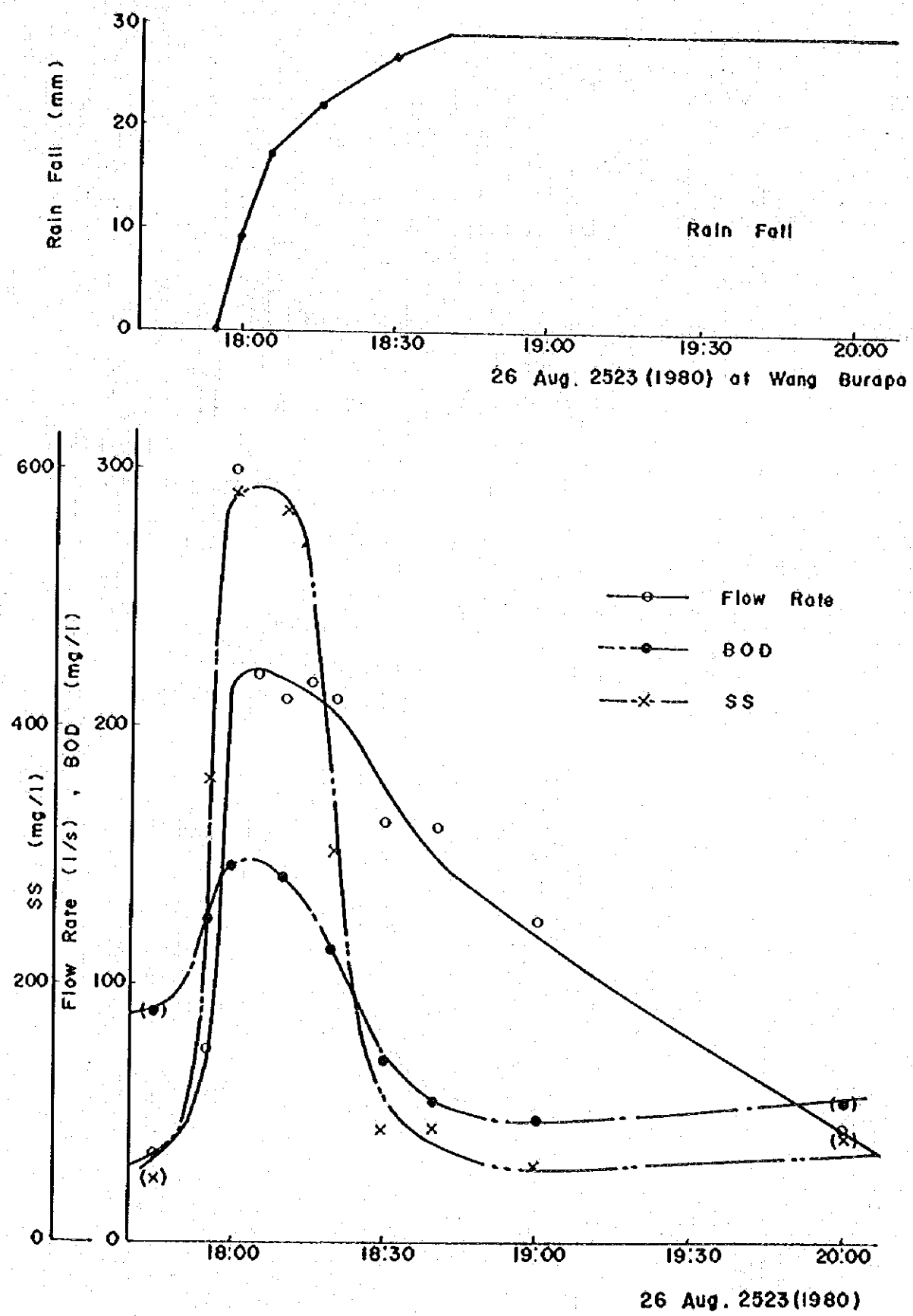


図 G·5 降雨流出パターン