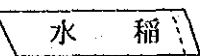
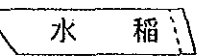
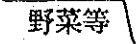



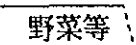
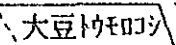
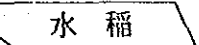

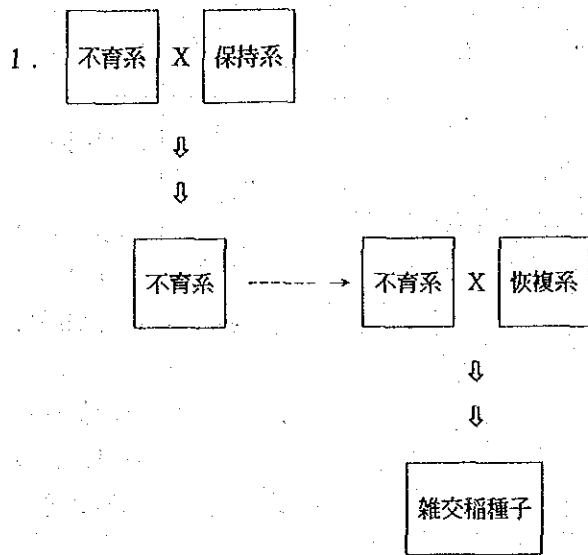


図 II-B-1-2 現況作付け体系—欽州市康熙嶺園

面積(畝)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	月	備 考
水田														苗代期間： 1 期 30 日 2 期 45 日 雑交稲20日 その他作物 カウモロシ, 大豆 馬鈴薯等
咸酸田 (14,500)	→休 閑→   →休 閑→													
通常田 (15,200)	   													
天水田 旱 田 (1,700)	   													

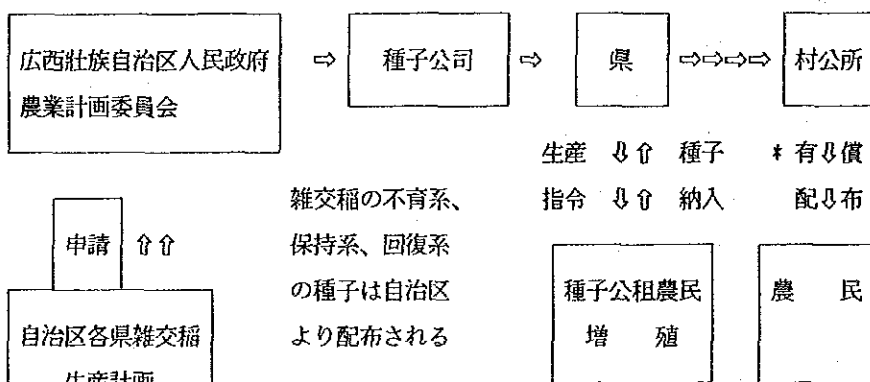
注： 水稻作期内の点線はハイブリッド（雑交稲）の早稲種の刈り取り期。
 常用の博優63は約130日。 出典；現地調査収集資料

図 11-E-1-3 雑交稲の作成(3系法)と増殖態勢:



出典；現地調査収集資料

2. 増殖計画、種子の流れ



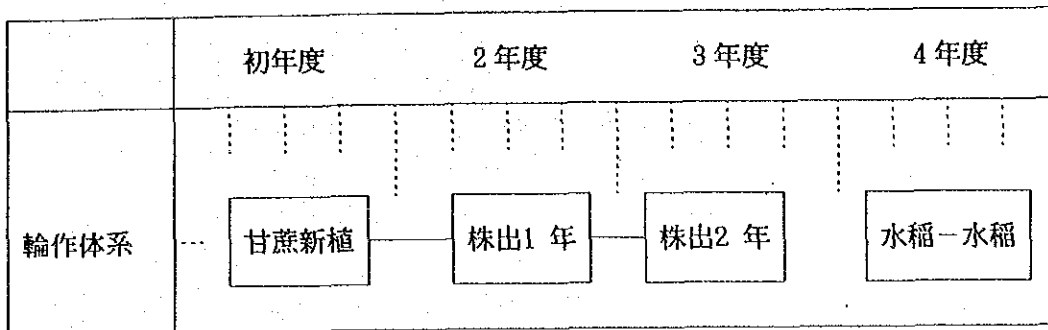
生産 指令 種子 納入 * 有償配布

* 代価 3.7 元/ 斤

種子量:2.5-4 斤/ 畝

出典；現地調査収集資料

図 11-B-2-1 計画作付体系
基本- 輪作体系



出典；現地調査収集資料

計画作付体系

面積比率	1年	2年	3年	4年
25%	水稻-水稻	甘蔗新植	甘蔗株出1年	甘蔗株出2年
25%	甘蔗株出2年	水稻-水稻	甘蔗新植	甘蔗株出1年
25%	甘蔗株出1年	甘蔗株出2年	水稻-水稻	甘蔗新植
25%	甘蔗新植	甘蔗株出1年	甘蔗株出2年	水稻-水稻

注：サトウキビの連作障害回避のため、4年目毎に水稻を栽培する。干拓地全体のサトウキビ原料茎生産の安定化のため毎年耕地の3/4をサトウキビの栽培に充当する。

出典；現地調査収集資料

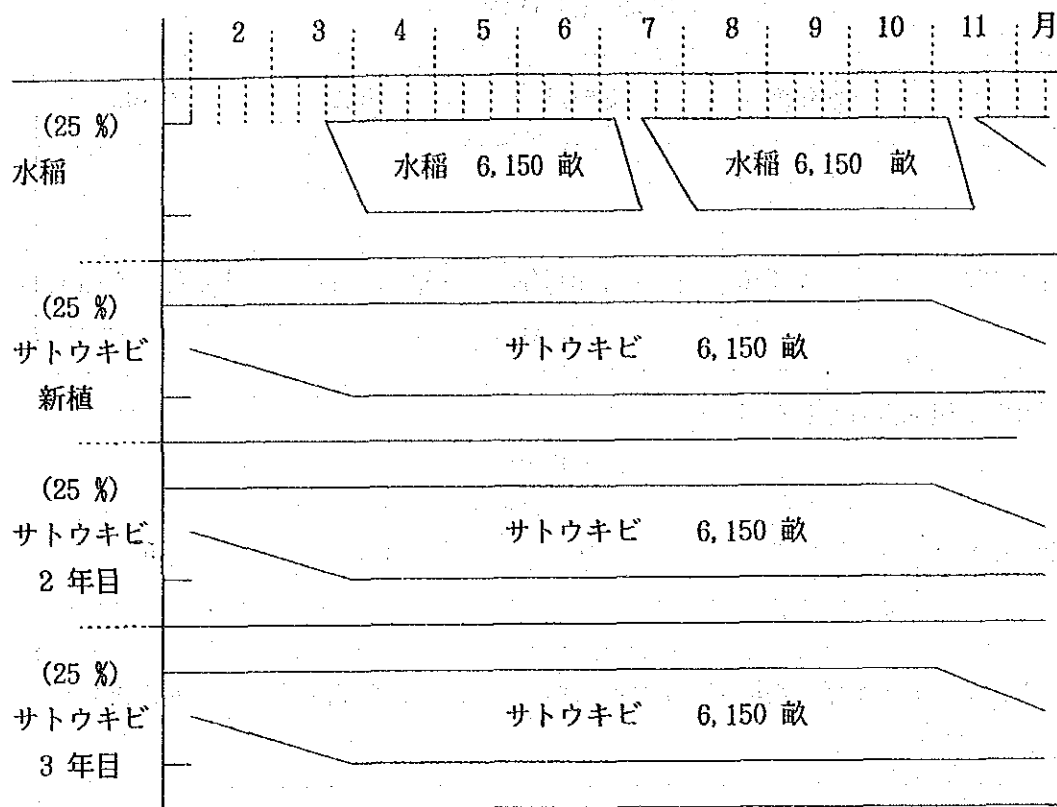


図 II-E-2-2.1 干拓地計画作付け体系- 耕種專業 康熙嶺開 (2005 年作付け開始)

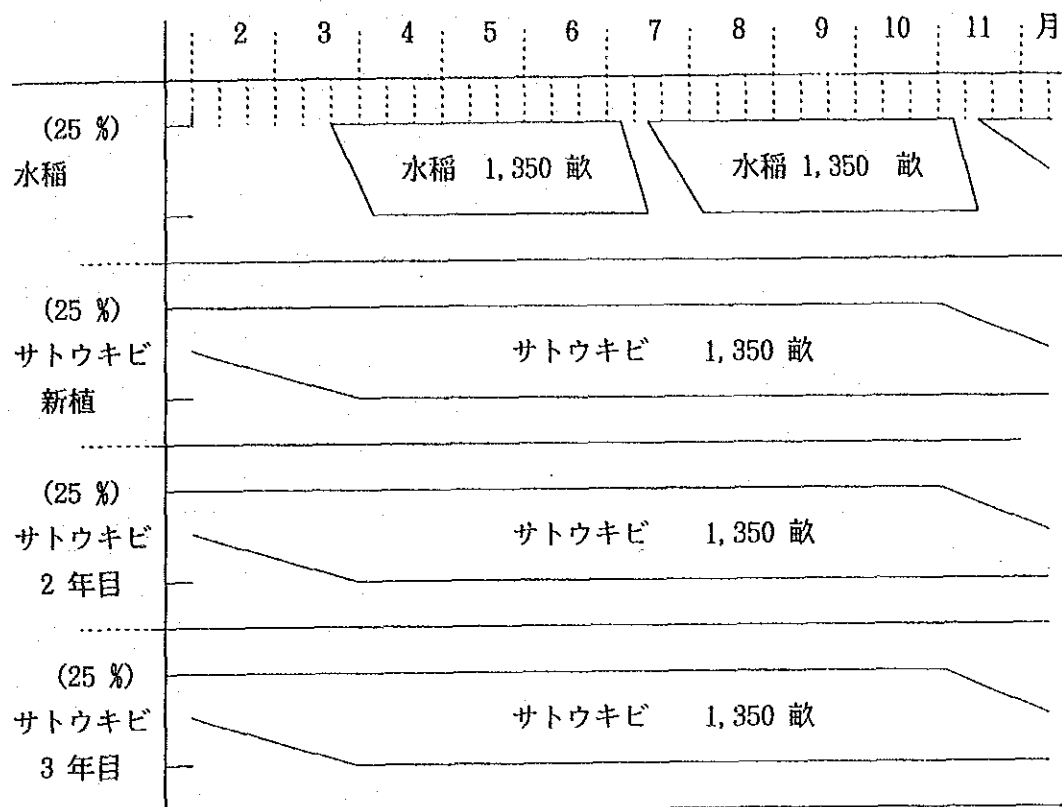


図 11-E-2-2.2 干拓地計画作付け体系- 複合経営 康熙嶺圃(2005 年作付け開始)

F. 干拓堤防計画

F, 海岸堤防計画

	頁
第1章 現況	F- 1
1.1 既設海岸堤防の状況	F- 1
(1) 康熙嶺围堤防概況	F- 1
(2) 現有堤防の問題点	F- 1
(3) 現有堤防の設計基準	F- 2
1.2 災害による被害状況	F- 3
1.3 開発の阻害要因	F- 4
(1) 財政問題	F- 4
(2) 広域排水系統の整備	F- 4
(3) インフラの整備	F- 4
(4) 樋門の統合	F- 4
第2章 計画	F- 5
2.1 基本方針	F- 5
2.2 比較案の検討	F- 6
2.2.1 比較案の設定	F- 6
2.2.2 比較案の工事費及び便益の算定	F- 7
2.2.3 計画案の決定	F- 9
2.3 既設堤防改修案	F- 11
(1) 基本方針	F- 11
(2) 堤体の設計	F- 11
(3) 堤体の安定計算	F- 13
2.4 堤防の設計	F- 16
2.4.1 潮受堤防	F- 16
(1) 設計基準	F- 16
(2) 堤防の設計	F- 16
(3) 堤体の安定計算	F- 20
2.4.2 潮止工の設計	F- 22
(1) 設計基準	F- 22
(2) 潮止工の設計	F- 22

付 表

表2-F-2.2-1 比較案の計画概要	F- 26
表2-F-2.2-2 比較案の受益面積調書	F- 27
表2-F-2.4-1 基礎地盤の土質定数	F- 28
表2-F-2.4-2 標高別面積及び標高別貯水量	F- 29

付 図

図2-F-1.1-1 康熙嶺囲海河堤縦断図(1/2、2/2)	F- 30
図2-F-2.2-1 康熙嶺囲背後地排水系統図	F- 32
図2-F-2.4-1 潮受堤防標準断面図	F- 33
図2-F-2.4-2 浸潤線の計算	F- 34
図2-F-2.4-3 円形スベリの結果(上流斜面)	F- 35
図2-F-2.4-4 円形スベリの結果(下流斜面)	F- 36
図2-F-2.4-5 潮止工標準断面図	F- 37
図2-F-2.4-6 潮止口延長決定図	F- 38

第 1 章 現 況

1.1 既設海岸堤防の状況

(1) 康熙嶺圍堤防概況

康熙嶺圍の堤防は、傍欽の龍泉沖から圍和に至る全長35kmである。そのうち0+000～9+000及び32+000～35+000の12kmが低潮洪水防止堤防区間で、その他の23kmは迎潮堤防区間である。堤頂標高は統一された基準点から3.8～5.2mであり、堤防基礎部の高さは0.1～0.8mで、堤頂幅は2.0～3.0mの間である。堤外法面勾配は1:1～1:2であり、堤内法面勾配比は1:1.3～1:2.5である。堤外法面保護については、11+000～11+580、12+200～14+600、17+000～18+110、19+560～19+880、23+000～23+500、25+900～27+600等の堤防区間で迎潮面に対して基礎部から頂上部まで石積工を施した。0+000～5+000、8+560～9+000の堤防区間については法面保護用の石積工を施していない。上記以外の堤防は30～40cmである。1つの石（主に砂岩）の重量は20kg前後で、石塊の一つ一つは小さく、重量は軽い。

堤防全体の排水樋門は81ヶ所で111門を有する。水門径間是一般に1～2mであるが、一部に4mのものもある。いずれも小型排水樋門に属するもので、水門扉は新聯圍に径間4mの鉄筋コンクリート製上下開閉門があるが、他の水門は木材を重ねた梁を用いている。

康熙嶺圍の堤防は10の村公所、88の村落、138の生産隊を保護しており、保護人口は29,189人、保護耕地は30,792畝（2,052.8ha）である。しかし、堤防の建設基準が低く、堤体が薄く高さも不足しており、また法面保護が不十分なため、暴風波浪に遇うたびに決壊し、災害を引き起こしてきた。1980年発生した台風（8009号）により横山堤防区間の12+200～12+600の400mが決壊した。1986年8609号の台風では、その熱帯暴風雨と潮の影響で、全堤防で78ヶ所、3,600mにわたる部分が決壊し、地区に大被害をもたらした。事後、欽州市人民政府は早急に一般大衆を組織し、人民の生命及び財産の安全を確保するために手早く応急修理を行い、迅速に生産を回復した。1987年からは毎年補修を行っている。

(2) 現有堤防の問題点

康熙嶺圍の海河堤の問題点は、第1部 合浦県百曲圍で記述されている内容と殆ど一致している。ただし、ボーリング結果から判断されるように当地区は基礎岩盤（砂岩層）が地表から約1～3mにあること、茅尾海の湾口である龍門地点が極く狭小なため暴風波浪が比較的小さいこと、平面線型の複雑歪曲が比較的小さいこと等で百曲

圃の堤防より安定している。

なお、図2-F-1.1-1に康熙嶺圃堤防の縦断図を示した。各地点の横断図は別途掲載とした。

(3) 現有堤防の設計基準

現在のところ、海河堤には以下の暫定設計基準を用いている。

(a) 海 堤

保護耕地面積1万畝(667ha)以上の堤防は、20年に1度の設計高潮位と風速に基づき設計し、更に余裕高0.5mを加え、堤頂幅を3～4mとする。1万畝以下の堤防は10年に1度の設計高潮位と風速に基づいて設計し、更に余裕高0.3mを加えて、堤頂幅を2～3mとする。

(b) 河川堤

保護耕地面積1万畝(667ha)以上の堤防は、20年に1度の洪水に基づいて設計し、更に余裕高1mを加え、堤頂幅は3～4mとする。1万畝以下の堤防は10年に1回の洪水に基づき設計され、更に余裕高0.5mを加えて、堤頂幅を2.5～3mとする。

(c) 堤防の樋門の排水設計基準

10年に1回の暴風雨洪水が災害とならない条件、即ち3日設計の暴風雨を3日で排水するものとする。

しかし、最近数年来災害が頻繁に発生し、資金の投入にも限りがあるため、康熙嶺圃の堤防補修については堤防を高くする等の補修工事を行っているが、現在の堤防断面では、当面潮を防ぐのみで、洪水防御・暴風波浪防御対策としては依然として不十分である。

1.2 災害による被害状況

解放以来、康熙嶺圍を含む欽州市では幾多の洪水・高潮被害を受けている。被害額の算定は海河堤整備事業の「便益」としての重要な要素となる。

以下に、過去最高の災害と思われる1986年台風9号(8609号)による洪水・高潮被害を記述する。

康熙嶺圍1986年台風9号による洪水・高潮被害

被害項目	単位	数量
浸水村公所	カ所	10
被災戸数	戸	5,622
被災人数	人	18,383
浸水村	カ村	43
倒壊家屋	戸	3,782
半壊家屋	戸	2,179
浸水面積	km ²	19.65
浸水耕地	ha	1,813
海河堤決壊	カ所/m	78 / 3,600
海河堤崩落	カ所/m	104 / 5,767
被害工事量土	万m ³	55.01
石	万m ³	1.98
損壊排水樋門	カ所	24
損失食糧	万kg	244
浸水苗	ha	225.6
損失水稻	万kg	5.52

出典：1990年9月 欽州市提出資料

1.3 開発の阻害要因

海河堤整備を行う上での阻害要因を以下に推定する。

(1) 財政問題

900km以上の海河堤整備に対し、1987年より年間500万元の整備費が割り当てられている。m当たり1,000元の整備費を必要とした場合、年間整備延長は5kmである。仮に500元としても10kmであり、全海河堤の整備に要する年限は90年以上となる。従って当然のことであるが、まず第一に整備費の予算増加を行わなくてはならない。食糧専項資金、土地開発基金、農業発展基金等の適用が期待される。財政源としては、企業や地方自治体に保留されている予算外資金及び耕地転用使用税が考えられる。

(2) 広域排水系統の整備

欽州市は、欽江を主とする広域排水系統の整備を行わなければならない。過去にも度々発生した洪水災害は、異常高潮による堤防決壊より遙かに頻度が多く、緊急を要する問題である。常に災害の脅威にさらされていては決して安定した農業開発計画を営むことができず、また農民自身が蓄積した資金を農業開発計画に投資する意欲を極端に減退させるものである。基本的には、まず直接受益者である農民が積極的に海河堤整備を行おうとする意思が必要である。したがって、当調査においても地域総合開発計画をも念頭に置かなければならない。

(3) インフラの整備

海河堤整備工事を円滑に行うためには、資材、労力、機械等の調達、運搬の便が良くなければならない。当地区においては、海及び河川を利用した船便と道路利用が考えられる。しかし、いずれも干潟の発達、土砂の堆積及び道路の未整備等で、十分な航路、陸路が得られない。これは日常の営農及び生活にも大きな障害となっている。堤防へのアクセスとしての基幹航路及び基幹道路の整備は急を要する。

(4) 樋門の統合

現在康熙嶺圍には53カ所の用排水樋門を有している。平均して約660mに一カ所である。換言すれば堤防にそれだけ多くの穴が開いていることになり、それだけ弱点を持っていることとなる。樋門の殆どは老朽化し、漏水が激しく不安定である。樋門の統合は排水の効率を高めるばかりでなく、堤体の弱点を減じる意味でも重要なことである。この前提として地区内の区画整備が不可欠であるが、基幹排水路の整備（主に浚渫）を行うだけでも効果は出る。

上記の要因の他、維持管理体制（農民組織、管理組織等）の問題も考えられる。

第 2 章 計 画

2.1 基本方針

第 1 次及び第 2 次現地作業の結果並びに中国側との協議の結果、本計画の基本方針を以下のように定めた。

- ①本調査の目的は、欽江及び茅嶺江デルタ地帯における農業海河堤整備計画及び背後地の農業開発計画とする。
- ②農業海河堤整備計画は、既設堤防の改修案よりも新規干拓堤防の建設案を優先する。
- ③欽江及び茅嶺江の洪水防御に対しては、農業開発計画内での基準で整備することとし、総合的な治水対策は別途とする。
- ④農業開発計画は新規干拓地を主とし、その水源は茅嶺江に求めることとする。
なお、既設耕地に対しては基幹道路、用排水路の改善のみとする。
- ⑤新規干拓地における営農体系は、上位計画に準拠しサトウキビ、水稲作を中心とする。その他海水、淡水の養殖、畜産、林業等も振興する。
- ⑥環境保護対策については特に以下の点に留意する。
 - a, 河川及び沿岸の水質
 - b, マングローブの成育地域
 - c, 干潟及び河口における生態、生産状況
 - d, 河川からの流出土砂量とその堆積状況その他水運の航路確保及び漁港建設等は別途とする。

2.2 比較案の検討

2.2.1 比較案の設定

既設堤防の状況から判断すると、現状の約90%、31.5kmに及ぶ改修を必要とする。また当地区の特徴としては、地表下約1mにマングロープの死骸層がある。これは干潟の干陸後の水田を咸酸田にするばかりでなく、堤防基礎を弱体化させている要因でもある。しかしながら、基本的には堤体そのものが薄く、高さも不足しており、かつ堤外法面（迎水面）の保護工も不十分である。

また合浦県と同様に、欽州市の広域排水系統が不整備であるため、住民は常に欽江および茅嶺江による洪水の脅威にさらされている。このことは、欽州市においても上記2大河川の改善なくしては、約89千畝の耕地と約45千人の人命及び財産を保護している92.2kmの海河堤の安全も確保されないことを意味している。また欽州市街地の洪水にも、これによって解決することが可能となる。

なお図2-F-2.2-1に康熙嶺田背後地排水系統図を示した。

以上、社会経済的及び技術的な観点から、中国側調査団も現況堤防改修案よりも沖出し案の方が有利であるとの判断を示している。この論拠は以下の通りである。

①既設海河堤に対しては

- a. 改修区間の大幅な短縮
- b. 受益地区の拡大：複数の田堤を同時に保護できる

②新規堤防に対しては

- a. 海河堤が防災と干拓の両面効果を有する
- b. 干拓により耕地面積が大幅に増加する
- c. 干潟の発達ที่著しいこと、支持層が浅いこと（2～3m）等で、新規堤体の安全性が高い
- d. 施工に船舶の利用が可能である
- e. 堤体の材料が入手しやすい。

以上より、当地区に対する海河堤整備の比較案として、以下に示す3案について検討することとした。

I 案：現状海河堤整備

原則としては現状位置における改修案とするが、複雑な歪曲は適宜修正するものとする。

Ⅱ案：背後地の広域排水システムの整備を極力抑さえ、かつ干潟の発達状況（標高、土壌、支持力等）を勘案し、余り無理のない中規模な干拓案とする。

Ⅲ案：背後地の広域排水システムを統一整備することを前提とし、かつ干潟を極力活用する大規模な干拓案とする。

2.2.2 比較案の工事費及び便益の算定

(1) 工事費の算出

各案についての概算工事費について、以下に算出を行った。

項 目	単 位	I 案	Ⅱ案	Ⅲ案
1) 既設海河堤	万 元	13,423	0	0
2) 新規干拓堤防	"	0	10,568	15,170
3) 河川改修	"	0	7,270	6,633
4) 干拓地内農業開発 (用排水施設含む)	"	0	20,263	31,204
合 計	万 元	13,423	38,101	53,007

*ここに、1元=26円とする（91年3月現在）
全体工事価格=直接工事費×1.25

(2) 増加便益の算定

代替案の便益比較表（欽州市康熙嶺圍地区）*1

項 目	単 位	第 I 案	第 II 案	第 III 案
受益面積	畝	50,700	86,000	101,100
干拓地面積	畝	0	50,000	77,000
1) 災害防止効果*2	万元	15,070	25,563	30,051
2) 干拓地生産効果*3	万元	0	29,510	45,445
3) 干拓地での生産減少*4	万元	0	-470	-12,724
便 益 合 計	万元	15,070	54,603	62,772

*1 対象便益10カ年の累計額（財務価格、100%便益発生時）

*2 第I案の災害防止効果算定値から受益面積比率で推定

*3 第II案の干拓地生産効果算定額から干拓地面積比率で推定

*4 第II案の干潟での生産減少額算定値から干拓地面積比率で推定

負の効果の他に、以下のように推定されるカキ養殖に対する負の効果の算定

第Ⅲ案干拓予定地周辺にあるカキ養殖場12,000畝のうち、干拓の影響により50%、6,000畝が失われるものとする。

年間生産純益減少額=6,000畝×カキ養殖単位純益額2,000元/畝/年
=1,200万元/年

(3) B/Cの比較

各比較案についての工事価格(C)及び便益(B)から、B/Cを算出し、各案についての事業効果を比較した。

項 目	単 位	I 案	II 案	III 案
1、受益面積	畝	50,700	136,000	178,100
1)既受益面積	〃	50,700	86,000	101,100
2)干拓面積	〃	0	50,000	77,000
2、海河堤整備延長	km	31.5	23.8	45.3
1)既設堤防改修延長	〃	31.5	0	0
2)新規干拓堤防	〃	0	12.4	17.8
3)河川改修延長	〃	0	43.4	39.6
3、河川閉塞	カ 所	0	1	2
4、概算工事価格	万 元	13,423	38,101	53,007
5、増加便益	万 元	15,070	54,603	62,772
6、便益/価格	万 元	1.12	1.43	1.18

以上の検討より、第Ⅱ案の事業効果が最も高くなる。

2.2.3 比較案の決定

比較検討の結果、各案についての優先順位は以下の通りである。

- ①Ⅱ案
- ②Ⅲ案
- ③Ⅰ案

Ⅱ案の有利性をまとめると以下の通りである。

- ①現況のカキ養殖に対するマイナス便益を最小限にすることができる（これがⅢ案より有利となるポイントである）。
- ②干拓面積が大きいので生産効果が高い。
- ③災害防止効果として、海の高潮による被害防止と河川の洪水による被害軽減が考えられる。
- ④背後地である既設干拓地及び既耕地の受益面積が拡大する。また市の中心である欽州の市街地も受益地に含まれる。
- ⑤潮受堤防及び河川堤防の建設に船舶の使用が可能であり、工事費節減を図ることができる。
- ⑥既設干拓地を保護している海河堤の改修及び維持管理が不要となる。

その他の要因として、以下の点が挙げられる。

- ①欽州地区における当該事業のモデルケースであるため、あまり大規模な工事は避ける。
- ②広西壮族自治区及び欽州市の技術及び財政状況を十分に勘案する。
- ③Ⅱ案においても欽江及び茅嶺江の洪水対策が可能である。
- ④干潟依存者を保護する。
- ⑤大きな環境変化は避ける。

以上のように、日本側は中規模干拓案であるⅡ案が最も実現可能であるとした。これについては中国側の意見も同一であり、Ⅱ案の計画樹立を強く要望した。その理由は以下の通りである。

- ①欽州湾（茅尾海）は湾口部（龍門地点）が狭小である。この湾に欽江及び茅嶺

江が流入する。したがって塩分濃度が外海より薄いこと、波が非常に穏やかであること、干潟の発達が著しいこと等の特徴を有する。この湾内の環境がマングローブの成育及びその他の生物の生息に適していると言える。

- ②調査によれば、湾内でのカキ（牡蠣）の養殖適地が約7万畝であると言われている。このカキは欽州市の特産品であり、最も期待されている海産物である。
- ③現在（1990年3月）におけるカキの養殖面積は約12,000畝あると言われている。その位置は主に湾の北東部の欽江の河口に発達した干潟上である。これは犂頭咀圍の堤外地に繋るマングローブ帯の沖合である。
- ④Ⅱ案はこの地域をあまり侵害することはないが、Ⅲ案の場合にはこの養殖エリアを著しく侵害することとなる。
- ⑤マングローブ帯はエビ・カニ等の産卵場であり、稚魚の生育場である。この区域は海生生物保存にとって非常に重要な役を担っている。
- ⑥欽州市においては、環境以外に用水源の問題がある。即ち、欽江からの灌漑用水は現在限界に達している。したがって新規干拓地への用水源は茅嶺江となる。この施設建設には相当な費用を要する。建設費用を節減する意味においても中規模干拓案であるⅡ案が望ましい。

以上の検討より、本地区に置いては第Ⅱ案が最も有利であると判断し、第Ⅱ案について以下F/Sを行うこととした。

2.3 既設堤防改修案

(1) 基本方針

既設の海堤の改修案は以下の通りとする。

①形式は直立型とする。

既設堤があること及び基礎岩盤が浅く沈下の心配がないこと等を考え、堤防の形式は直立型とする。これは用地及び土工量が少なくて済むためである。

②波返し工（パラペット）を設ける。

堤体の構造は中国側の計画案にも示されている通り、外斜面被覆工は硬岩割石による練石積工とし、堤体の体積を減少させるために、1 mの波返し工（パラペット）を設けるものとする。波返し工の構造は厚さ0.50m以上の練石積工とする。石は軟岩を使用するものとする。

③堤頂幅を5.00mとする。

堤体の維持管理及び地区内の幹線農道の機能を果たす目的から、堤頂幅を5.00 m（全幅）とする。車両の通行を可能にするために4.00mの砂利舗装を施し、表面を転圧するものとする。

以上を基本方針として堤体の設計を行う。

(2) 堤体の設計

堤体は次の2種類に分類される。

- a, 潮受堤防：現況 19.5km
- b, 河川堤防：現況 12.0km

1) 潮受堤防の設計

a, 天端高さ

2.4.1 の(2)の3)気象及び海象の解析より、波の打上高さは2.11mである。消波工は最高潮位（+3.82m）より上に設置しなければ、消波効果を生じない。現地盤のE Lは約+1.00mなので、高さ3.00m以上の消波工を設けなければならない。

これは工事費を大きく高騰させることとなるため、現況堤の改修には消波工を設置しないこととする。

したがって、堤防の天端高は以下のように定める。

$$\begin{aligned} \text{天端高} &= \text{既往最高潮位} + \text{波の打上高さ} + \text{余裕高} \\ &= \text{EL} + 3.82 + 2.11 + 0.50 = \text{EL} + 6.43 \\ &= \text{EL} + 6.50\text{m} \end{aligned}$$

ここに、現況の平均潮受堤防標高は+4.76mである。

b. 法勾配及び斜面被覆工

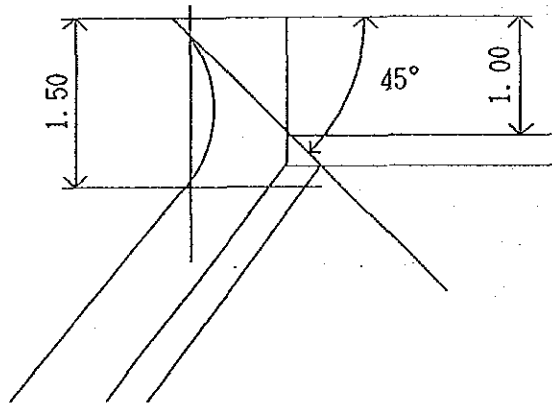
外斜面は1 : 0.7、内斜面は1 : 2.0とする。

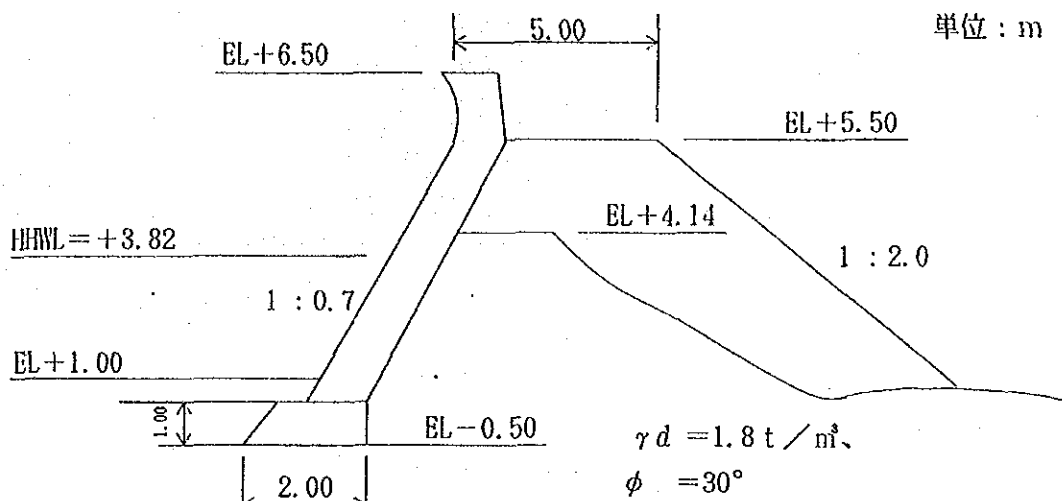
c. 基礎工

堤体の基礎部全体に対する基礎処理を行うものとする。これは堤体の最も重要な部分であるので、十分手を入れることとする。形状については次頁の図Aを参照のこと。

d. 波返し工（パラペット）

波返し工は軟岩による練石積工とする。厚さは50cm以上で確保し、外斜面被覆工と連続した構造とする。なお、波返しの効果を高めるために、以下のような形状にするものとする。





図A 潮受堤防標準断面図

(3) 堤体の安定計算

以下、潮受堤防についての概略安定計算を行う。

1) 滑りに対する検討

$$F = MW / P$$

ここに F : 安全率 1.2以上

M : 摩擦係数 (土と土は $\tan \phi$)

W : 浮力及び揚圧力を差し引いた堤体重量 (t)

P : 堤体に作用する外力の合計 (t)

波圧の計算

前面水深 (2.82m) が進行波の波高 (1.51m) の2倍以下なので、砕波式を用いる。

$$P_w = 1.5WH_D$$

ここに、 P_w : 砕波による圧力強度 (t/m^2)

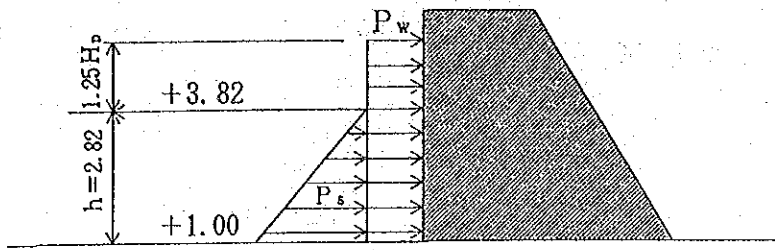
W : 海水の単位重量 = $1.03 t/m^3$

H_D : 構造物前面における波高 = 1.51m

($H_D = H \frac{1}{3}$ とする)

$$P_w = 1.5 \times 1.03 \times 1.18 = 1.82 t/m^2$$

$$\Sigma P_w = 2.33 \times (2.82 + 1.25 \times 1.51) = 11.0 t$$



静水圧

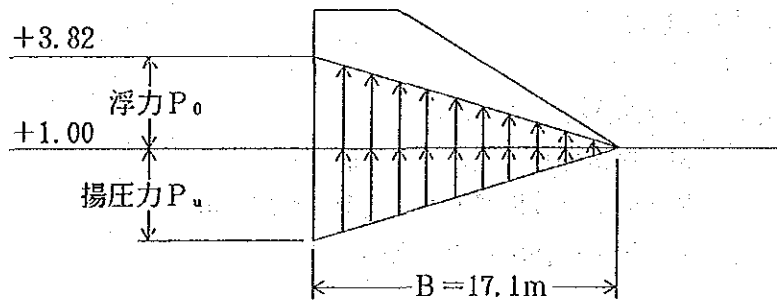
$$P_s = \frac{1}{2} W h^2 = \frac{1}{2} \times 1.03 \times 2.82^2 = 4.1 \text{ t}$$

以上より、

$$P = \Sigma P_w + P_s = 11.0 + 4.1 = 15.1 \text{ t}$$

揚圧力の計算

基礎が透水性で圧力が伝播すると仮定した場合には、波による揚圧力を考慮しなければならない。



$$P_u = 1.25 W_o H_D$$

$$= 1.25 \times 1.03 \times 1.51 = 1.9 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma P_u = \frac{1}{2} P_u \cdot B = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 17.1 = 16.2 \text{ t}$$

浮力の計算

$$\Sigma P_o = \frac{1}{2} P_o \cdot B = \frac{1}{2} \times 2.82 \times 17.1 = 24.1 \text{ t}$$

堤体重量の計算

$$W = W_o - \Sigma P_u - \Sigma P_o$$

$$\text{ここに、} W_o : \text{堤体重量} = \frac{1}{2} \times (5.0 + 17.1) \times 4.5 \times 1.8 \\ = 89.5 \text{ t}$$

したがって、

$$W = 89.5 - 16.2 - 24.1 = 49.2 \text{ t}$$

以上より、

$$\begin{aligned} F &= MW/P \\ &= \tan 30 \times 49.2 / 15.1 \\ &= 1.88 > 1.20 \end{aligned}$$

以上より、堤体の滑りに対しては十分安全である。

2) 転倒に対する検討

$$F = W t / P \ell$$

ここに、F : 安全率 (1.2以上)

W : 浮力及び揚圧力を差し引いた堤体重量 = 49.2 t

ℓ : 外力の作用点 = 2.0 m

P : 外力の合計 = 15.1 t

t : Wの作用線が堤体の底面を切る点 = $\frac{1}{2} B = 8.6 \text{ m}$

$$F = 49.2 \times 8.6 / 15.1 \times 2.0 = 14.0 > 1.2$$

以上より、転倒に対しても十分に安全である。

2.4 堤防の設計

2.4.1 潮受堤防

(1) 設計基準

設計基準は合浦県と同一である（第1部 2.4.1 (1) 参照のこと）。

(2) 堤防の設計

1) 堤防線の決定

地形、干潟の標高、干潟の自然・社会環境、干拓地の土地利用計画及び干拓地の自然排水等を考慮し、堤防線の標高は-1.00mとする。

なお、堤防調書は以下の通りである。

欽州市康熙嶺圍堤防調書

干拓面積 (畝)	堤防延長 (km)	潮受堤防 (m)	潮止工延長 (m)	排水樋門 (m)	船通し (m)
50,000	12.4	11,956.65	443.35	36.65 (30.00)	20.00 (15.00)

注) ()内は通水有効断面

2) 堤防の形式

堤防の形式は傾斜型と直立型（擁壁型）の混合型とする。その主な理由は以下の通りである。

- ① ボーリング調査の結果、干潟（標高+1.00~-1.00m）の表面下2.0~3.0m（標高-1.00~-3.00m）に基礎地盤である砂岩層が分布している。また、干潟を形成している2.0~3.0mの堆積層も砂質土である。以上より判断して堤体盛土の増加荷重による圧密沈下は発生しない。したがって、当地区は断面積の小さい直立型が適している。
- ② ただし、施工規模が大きく（総延長12.4km）、施工期間を極力短縮させたいので、機械施工の導入が容易は傾斜型構造を取り入れた。
- ③ 堤体の盛土材（砂）、捨石用岩、根固め用岩の調達が容易であり、船舶の利用も十分可能である。

3) 気象及び海象の解析

① 潮位

計画潮位は以下のように決定する。

既往最高潮位	+3.82m (1986年7月20日台風9号、1/100 確率に相当)
平均高潮位	+1.65m

平均潮位 +0.39m
 平均低潮位 -0.86m
 既往最低潮位 -2.70m

ここでは龍門のデータを使用した(1966~87年)。

②沖波の推定

(a)最大風速 (U)

$U=20.0\text{m/s}$ とする。これは既往最高潮位を記録した1986年の台風9号によって発生したものである。1/100確率に相当する。

(b)吹送距離 (F)

既設堤防 $F_1 = 13.0\text{km}$

計画潮受堤防 $F_2 = 10.0\text{km}$

欽州市大番坡郷辣椒槌(らっしょうついで)から築堤位置までの距離の最大値を吹送距離とする。茅尾海(欽州湾北部)の湾口(龍門地点)は極端に狭窄であり、その幅は約1km、海底標高は-10.0m程度である。したがって、外海からの波はここで遮断されるものとして、湾内における吹送距離を考慮する。台風時の風向は、南東あるいは南南東として設定する。なおⅡ案の場合は10.0kmである。

(c)平均水深 (h)

湾内の海底標高は-5.00~+1.00mである。既往最大高潮位は+3.82mである。したがって、平均水深は6.41mとなる。

(d)沖波の推定

有義波法とし、Bretshneider公式によって求める。

$$g h^2 / U^2 = 9.8 \times 6.41 / 20^2 = 0.157$$

$$g F_1 / U^2 = 9.8 \times 14,000 / 20^2 = 343$$

$$g F_2 / U^2 = 9.8 \times 10,000 / 20^2 = 245$$

図-2.4.1.2-1より、

F_1 の場合

$$g H^{1/3} / U^2 = 3.7 \times 10^{-2}, H^{1/3} = 0.037 \times 20^2 / 9.8 = 1.51\text{m}$$

F_2 の場合

$$g H^{1/3} / U^2 = 3.3 \times 10^{-2}, H^{1/3} = 0.033 \times 20^2 / 9.8 = 1.35\text{m}$$

また周期 ($T_{1/3}$) 及び波長 (L_0) は

F_1 の場合

$$T_{1/3} = 3.86 (H^{1/3})^{1/2} = 3.86 \times 1.51^{1/2} = 4.74\text{sec}$$

$$L_0 = 1.56 T^2 = 1.56 \times 4.74^2 = 35.0\text{m}$$

F₂ の場合

$$T_{\frac{1}{3}} = 3.86 (H_{\frac{1}{3}})^{1/2} = 3.86 \times 1.35^{1/2} = 4.48 \text{sec}$$

$$L_0 = 1.56 T^2 = 1.56 \times 4.48^2 = 31.3 \text{m}$$

以上より、

既設堤防位置においては $H_{\frac{1}{3}} = 1.51 \text{m}$ 、 $T_{\frac{1}{3}} = 4.74 \text{sec}$ 、 $L_0 = 35.0 \text{m}$

計画堤防位置においては $H_{\frac{1}{3}} = 1.35 \text{m}$ 、 $T_{\frac{1}{3}} = 4.48 \text{sec}$ 、 $L_0 = 31.3 \text{m}$

(c) 波のサク上高の算定

・既設堤防の場合

$$L_0 = 35.0 \text{m}$$

$$H_0 = 1.51 \text{m}$$

$$h = 2.82 \text{m} (= 3.82 - 1.00)$$

堤防勾配 = 平均 1 : 1.0 とする。

以上の条件より

$$H_0 / L_0 = 1.51 / 35.0 = 0.043$$

$$h / L_0 = 2.82 / 35.0 = 0.081$$

右図より

$$R / H_0 = 1.40, R = 1.4 \times 1.51 = 2.11 \text{m}$$

したがって、既設堤防位置における波のサク上高は 2.11m となる。これは標高 +5.93m (3.82 + 2.11) である。

・新規堤防の場合

$$L_0 = 31.3 \text{m}$$

$$H_0 = 1.35 \text{m}$$

$$h = 4.82 \text{m} (= 3.82 + 1.00)$$

堤防勾配 = 平均 1 : 1.0 とする。

以上の条件より

$$H_0 / L_0 = 1.35 / 31.3 = 0.043$$

$$h / L_0 = 4.82 / 31.3 = 0.154$$

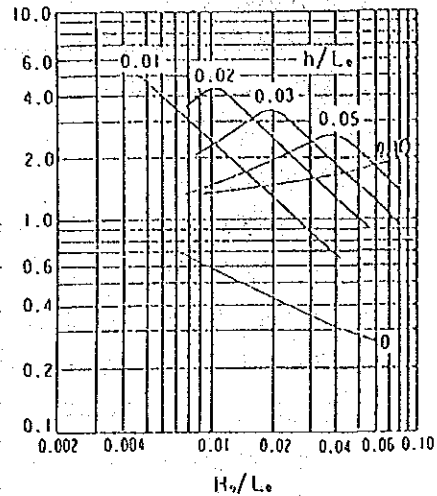
右図より

$$R / H_0 = 1.2, R = 1.2 \times 1.35 = 1.62 \text{m}$$

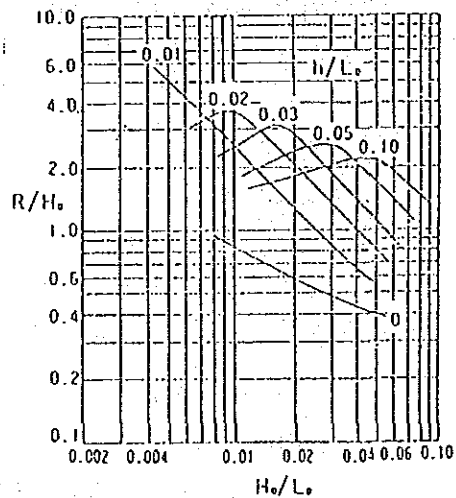
堤防勾配 = 1 : 2.0 の場合

$$R / H_0 = 1.7, R = 1.7 \times 1.35 = 2.30 \text{m}$$

以上より、新規堤防位置における波のサク上高は計画法勾配を 1 : 1.5 とし、2.0m $\{(1.62 + 2.30) \div 2\}$ とする。



(d) 堤防勾配 1 : 1 海底勾配 1 : 30



(e) 堤防勾配 1 : 2 海底勾配 1 : 30

4)堤防基本型

①外斜面勾配

標高+3.00mまで捨石及び根固工を機械施工とする。法勾配は1:1.5とする。
外斜面保護のために根固工を施工する。この捨石重量は次式によって求められる。

$$W = \frac{\Gamma_r H^3}{KD (S_r - 1)^3 \cot \alpha} = \frac{2.60 \times 1.35^3}{2.10 (2.70 - 1)^3 \cot 33.7} = 0.41 \text{ t/個}$$

ここに、

W : 捨石の重量 (t/個)

Γ_r : 石の空中単体 = 2.60 t/m³

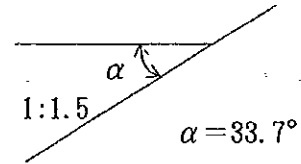
S_r : 石の比重 = 2.70 t/m³

α : 斜面が水面となす角度 = 33.7°

H : 波高 = 1.35m

KD : 捨石の形状による定数 = 2.10

(丸みのある捨石、2層以下)



以上により、根固工の捨石は約400kg/個を使用する。

②堤頂標高

(a)設計高潮位

設計高潮位は既往最高潮位+3.82mとする。

なお、セイシュ及び津波は本地区には適用しないものとする。

(b)計画堤頂標高

計画堤頂標高 = 既往最高潮位 + 波のサク上高 + 余裕高

$$= +3.82 + 2.00 + 1.00 = +6.82 \approx 7.00\text{m}$$

本地区は沈下がないこと、湾内なので異常高潮位が発生しないこと、堤体の工事費の節減を図ること等を考慮して余裕高は1.00mとした。

なお、管理用道路は堤頂に設け、全幅10.00m、有効幅員8.00m、アスファルト舗装とした。内斜面はEL+3.00mに4.00mの小段を設け、堤体の安定を図るとともに、降雨及び越波等による法面の浸食を防止するために表面は石張りとした。

潮受堤防の断面構造、材料等は添付図面を参照のこと。

(3) 堤体の安定計算

① 浸潤線の計算 (Cassagrande の方法: 均一タイプ)

$$Y_0 = (h^2 + d^2)^{1/2} - d = (5.00^2 + 24.75^2)^{1/2} - 24.75 = 0.59\text{m}$$

ただし、 $h = 5.00\text{m}$

$$d = 0.3\ell_1 + \ell_2 = 0.3 \times 7.50 + 22.50 = 24.75\text{m}$$

・基本放物線

$$Y = (2Y_0X + Y_0^2)^{1/2} = (2.00 \times 0.5X + 0.5^2)^{1/2} = (1.0X + 0.25)^{1/2}$$

$$X = 0 \text{ で } Y = Y_0 = 0.50 \text{ m}$$

$$Y = 0 \text{ で } X = Y_0/2 = 0.50/2 = 0.25\text{m}$$

・浸出面

$$\alpha = 146.3^\circ$$

$$c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.10 \text{ (図-Aより)}$$

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{0.50}{1 + 0.83} = 0.27 \text{ (}\cos 146.3^\circ = -0.83\text{)}$$

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} + \frac{\Delta a}{0.21} = 0.10 \quad \Delta a = 0.10 \times 0.21 = 0.021\text{m}$$

以上より浸潤面は法先に浸出しないので法先の洗掘はない。

② 浸透量の計算

均一タイプとして計算する。

$$q = k \cdot Y_0 = 10^{-3} \times 5.0 = 5.0 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 / \text{s} / \text{m}$$

ここに k : 水平方向透水係数 $= 10^{-3} \text{ cm}^3 / \text{s}$

$$Y_0: \quad = 50 \text{ cm}$$

以上より堤体 1 m 当たり $5.0 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 / \text{s}$ の浸透水量が見込まれる。

全堤体では以下の通りとなる。

$$Q = 5.0 \times 10^{-4} \times 12.4 \times 10^6 = 6.20 \times 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{s}$$

ただし、潮位が +4.00m として仮定されているので実際上は問題ない。

③パイピングの検討

$$Cc = \frac{\ell}{hcr} = \frac{21.00}{4.00} = 7.9 > 7.5 (\text{微砂})$$

ここに Cc: クリープ比

ℓ : 浸透路長の長さ = 21.00 m (標準図より)

her: 最大水頭 = +1.65 + 1.00 + 2.65 (平均高潮位をとる)

以上より、パイピングに対して十分安全である。

④円形スベリ面法

潮受堤防の標準断面について、円形スベリ面法による法面及び基礎地盤の安定計算を行った。以下にその結果を示す。

外斜面: 最小安全率 = 1.2 = 1.2 R = 9.22m

内斜面: 最小安全率 = 1.4 > 1.2 R = 7.00m

なお、設計条件及びスベリ面図は図2-F-2.4-4及び5を参照のこと。

⑤沈下に対する検討

海河堤中央における最終沈下量を求める。圧密沈下量を求めるには種々の方法があるが

ここでは次の式を用いて求めることにする。

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H$$

ここに、

S: 圧密沈下量 (cm)

e_0 : 載荷前における原地盤の初期土被り圧

e: 載荷を受けた後の間隙比 ($e - \log \rho$ 曲線より)

H: 圧密層の層厚

ρ : 初期土被り圧

$\Delta \rho$: 構築後の有効応力

$$\begin{aligned} S &= \frac{1.06 - 0.68}{1 + 1.06} \times 0.45 \\ &= 8.3 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

NaZK 3孔の付近では約 8.3cm 沈下することになる。

2.4.2 潮止工の設計

(1) 設計基準

合浦県百曲圏の技術報告書と同一である。

(2) 潮止工の設計

1) 位置の決定

基礎地盤が強固であること、干潟の標高が高いこと等の理由で、No. 〇に設置する。

2) 通水断面の決定

以下の条件を設定し、潮止口延長を電算によって求めた。

① 潮位

1991年1月30日に欽州湾で記録された実測値を使用する。

この時の最高潮位は+3.10mで最低潮位は-0.70mであり、全日潮であった。

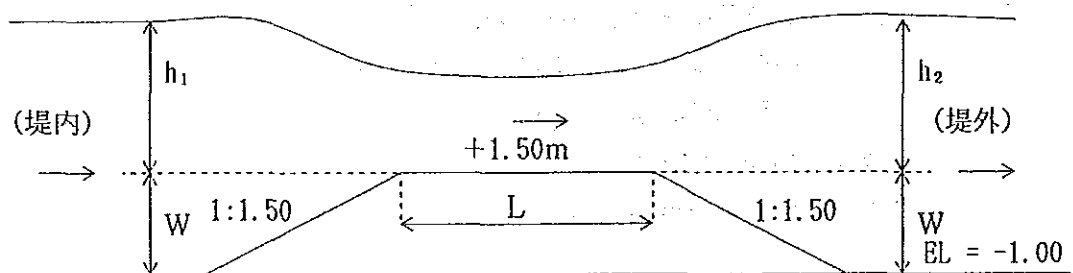
なお、この潮位はサク望月潮位である。

② 堰の流量公式

本間公式による。

$L = 12.0 \text{ m}$ とする。

$W = \text{EL} + 1.50\text{m}$ とする。



a. $h_2/h_1 < \frac{2}{3}$ の場合 (完全越流状態)

$$Q = 0.35 \cdot B \cdot h_1 \cdot (2 \cdot g \cdot h)^2$$

$$V = \frac{Q}{B} \cdot \frac{2}{3} \cdot h_1 \quad (h_1 \text{ は上流側水深で、堤頂上は } \approx 3h_1)$$

b. $h_2/h_1 > \frac{2}{3}$ の場合 (潜り堰の状態)

$$Q = 0.91 \cdot B \cdot h_2 \cdot \{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)\}$$

$$\frac{Q}{B} = B \cdot h_2 \quad (\text{堤頂上水深は } \approx h_2)$$

③堤内地の標高-面積(H-A)曲線及び標高-貯留量(H-V)曲線

現況地形における堤内地のH-A、H-V曲線を作成した(表2-F-2.4-1参照のこと)。

④計算手順

- a. 堰高はEL+1.50mとする。これは上下弦平均潮位に相当する。
- b. 潮位は内水位+3.10mから出発する。
- c. 潮止口は最大値から約2kmまで、1km毎に縮小していく。2kmに達したら100m毎に縮小して計算する。
- d. 計算時間は5分毎に水収支計算を行い、30分毎にその平均値を表示する。

⑤ 計算結果

計算結果を図2-F-2.4-7に示す。

計算潮止口延長は、 $V=2.50\text{m/s}$ になる点とする。

したがって、

$$L=500\text{m}$$

ただし、排水門は潮止工以前に施工され潮止口となるので、実際の潮止工延長は以下の通りとなる。

$$L=500-300=470$$

3) 基礎工事の設計

潮止工の基礎は無筋コンクリート $\ell=20.0\text{m}$ 、 $t=1.0\text{m}$ とする。これは基礎工は不透水性であること、及び急速載荷に対し、十分な支持力を持たなければならないからである。

止水工は以下の通り決定した。

$$\Sigma t=C_w \cdot h - \frac{1}{3} \cdot B = 8.5 \times 1.60 - \frac{1}{3} \times 20.0 = 6.93\text{m}$$

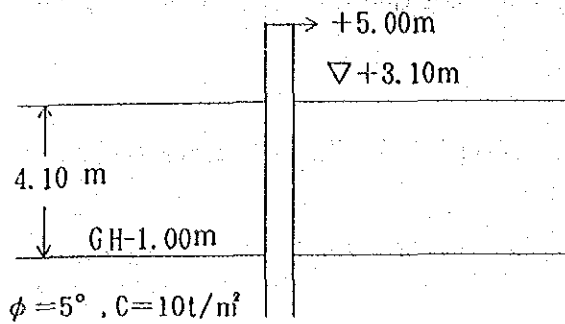
$$t = 6.93 / 4 = 1.73 \approx 2.0\text{m}$$

ここに C_w : ウェイトを付したクリープ比 = 8.5
 B : 基礎工幅 = 20.0m
 h : 水位差 = 3.10 - 1.50 = 1.6m
 t : 矢板の根入長

4) 仮設矢板の設計

基礎工の無筋コンクリート打設はドライ・ウワークとなるので、海水の浸入を防止するために仮締切を行う。仮締切には自立式鋼矢板を使用する。

基本設計条件は以下の通りである。



なお、干潟の土質定数は安全側と見込んだ。また、岩が浅い場合、十分な根入長が確保できないので、矢板内側に押え盛土（2 m）を設けることとした。図2-F-2.4-6参照。

計算結果は以下の通りである。

- ・根入長 : 自立時 3.151m ≒ 4.0m
 ボイリング 3.417m ≒ 4.0m
- ・地上部 : = 6.0m
- ・矢板長 : 4.0+6.0 =10.0m
- ・断面決定 : $M_{max}=13,425.5 \text{ tm/m}$
 曲げ応力度 $\sigma=1,708 < 2,700\text{kg/cm}^2$
 剪断力 $S=8,405 \text{ tf/m}$
 たわみ $\delta=5.6 \text{ cm}$
 使用鋼材 YSP-3 型

なお、当条件でヒービング、ボイリング、パイピング、盤ぶくれに対しても十分安全である。

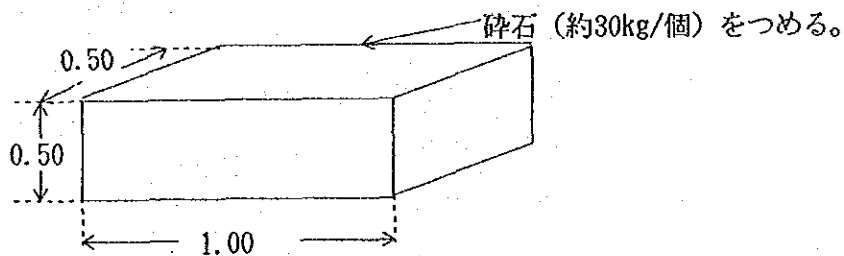
5) 潮止工法

荒止めの標高を+3.50mと設定した。

これは設計水位+3.10mに0.40mの余裕を見込んだものである。

荒止めは、フトン箆あるいは蛇箆を使用する。寸法は以下の通りである。

$$\text{幅} \times \text{長さ} \times \text{厚さ} = 0.50 \times 1.00 \times 0.50$$



なお、箆の材質は麻袋を使用する。これは県内に麻袋工場があるので調達が容易であること、及び安価であること等が理由である。

また、荒止めが終了した時点でフトン箆及び蛇箆の投入は中止し、本堤工事同様に中詰石と砂による盛土で堤体を完成することとなる。現在荒止めの標高は+3.50mに設定しているが、これは施工期間の潮位状況により変化する。したがって荒止めの工事は上下弦月に選定すれば、施工はより容易になる。

6) 床固め工

潮止工の前後15.00mは捨石で保護する。捨石の厚さは1.00mとし、石材はコストを下げるために軟岩を使用する。

表2-F-2.2-1 比較案の計画概要書

項目	単位	I 案	II 案	III 案	備考
1、現況					
(1)堤防延長	m	35,000	64,700	82,200	
海岸堤防延長	m	25,500	42,000	50,300	
河川堤防延長	m	6,000	22,700	31,900	囲堤の河川部のみ
(2)地区面積 A	畝	50,700	86,000	101,100	
耕地面積	畝	34,300	56,600	67,700	
水田	畝	25,600	44,300	54,000	
畑地	畝	8,700	12,300	13,700	
生産基盤	畝	1,700	6,200	7,300	
社会経済基盤	畝	6,600	9,700	11,100	
水域面積	畝	8,100	13,500	15,000	
2、計画					
(1)堤防延長	m	31,500	24,400	25,300	
新規干拓堤防	m	0	12,400	17,800	II、III案は沖出し
既設海岸堤防改修	m	19,500	0	0	
河川堤防改修	m	12,000	43,400	39,600	茅嶺江・欽江
(2)干拓面積 B	畝	0	50,000	77,000	100.0%
耕地面積	畝	0	29,952	72,716	60.0%
生産基盤	畝	0	3,800	4,545	8.0% 用排水路、道路等
社会経済基盤	畝	0	4,648	4,544	9.0% 宅地、公共施設、緑地等
水域面積	畝	0	11,600	9,090	23.0% 河川、遊水池、養殖池等
3、受益地面積合計	畝	0	136,000	178,100	A+B

注)・I案は現状海河堤整備、II案は沖出し案-A、III案は沖出し案-B

表2-F-2.2-2 比較案の受益面積調査書

項 目	単 位	原 案	団 和 案	I 案	尖 山 案	II 案	整 頓 案	III 案	備 考
(1)堤防延長	km	23.5	11.5	35.0	29.7	64.7	17.5	82.2	
海岸堤防延長	km	17.5	8.0	25.5	16.5	42.0	8.3	50.3	茅屋海(欽州湾)に面する
河川堤防延長	km	6.0	3.5	9.5	13.2	22.7	9.2	31.9	茅嶺江、欽江
(2)地区面積	畝	43,300	7,400	50,700	35,300	86,000	15,100	101,100	100.0%
耕地面積	畝	29,200	5,100	34,300	22,300	56,600	11,100	67,700	67.0%
水田	畝	21,600	4,000	25,600	18,700	44,300	9,700	54,000	53.4%
畑地	畝	7,600	1,100	8,700	3,600	12,300	1,400	13,700	13.6%
水域面積	畝	1,000	700	1,700	4,500	6,200	1,100	7,300	7.2% 河川、遊水地等
生産基盤面積	畝	6,000	600	6,600	3,100	9,700	1,400	11,000	11.0% 道路、用排水路等
社会経済基盤	畝	7,100	1,000	8,100	5,400	13,500	1,500	15,000	14.8% 宅地、公共施設、公園等
(3)人口	人	27,108	3,401	30,509	14,590	45,099	3,814	48,913	100%
農業人口	人	26,399	3,401	29,800	14,340	44,140	3,814	47,954	98%
その他	人	709	0	709	250	959	0	959	2%
(4)戸数(軒数)	戸	5,745	714	6,459	2,918	9,377	714	10,091	
農業	戸	5,685	714	6,379	2,868	9,247	714	9,961	漁業との兼業含む
その他	戸	80	0	80	50	130	0	130	公務員等

(注) I 案；現況整備計画、II 案；沖出し案-A、III 案；沖出し案-B

基礎地盤の土質定数

表2-F-2.4-1

欽州市

深 度 (m)	No. 2K 1孔 (GH = 0.33 m)				No. 2K 2孔 (GH = 0.22)				No. 2K 3孔 (GH = -1.00)							
	土 質 (t/m ³)	N	φ (°)	c (t/m ²)	k (cm/s)	土 質 (t/m ³)	N	φ (°)	c (t/m ²)	k (cm/s)	土 質 (t/m ³)	N	φ (°)	c (t/m ²)	k (cm/s)	
0~0.5	砂 質															
~1.0	粘 土	2	20° 00	1.2	10 ⁻¹	砂 質	3	20° 00	2.0	10 ⁻¹	砂 質	2	20° 00	1.4	10 ⁻¹	
~1.5	(1.2)					粘 土					粘 土					
~2.0	細粒砂	25	30° 00	0	10 ⁻²	(1.8)					細粒砂	25	33° 00	0	10 ⁻²	
~2.5	泥 質					泥 質					泥 質					
~3.0	砂 岩	30	40° 00	0	10 ⁻¹	砂 岩	27~30	40° 00	0	10 ⁻¹	砂 岩	30	40° 00	0	10 ⁻¹	
~3.5																

- 注) 1) 上記数値は海上ボーリング(3ヶ所)の結果である。
 2) N値はm毎には行われておらず、土質の変化している層毎に行ったものである。
 3) φ、cの値はN値からの推定値である。
 4) kについては実測値である。

表2-F-2.4-1 標高別面積及び標高別貯水量

標高	単面積	累加面積	貯水量	累加貯水量
	$\times 10^4 \text{ m}^2$	$\times 10^4 \text{ m}^2$	$\times 10^3 \text{ m}^3$	$\times 10^3 \text{ m}^3$
-2.00 ~ -1.00	367	367	3,670	3,670
-1.00 ~ 0.00	989	1,356	13,560	20,563
0.00 ~ +1.00	1,492	2,848	28,480	49,043
+1.00 ~ +2.00	485	3,333	33,330	82,373
+2.00 ~ +3.00	0	3,333	33,330	115,703
+3.00 ~ +4.00	0	3,333	33,330	149,033
合計	3,333 =50,000畝			

図2-F-1.1-1 康熙年間用海河堤縦断面図 (その1/2)

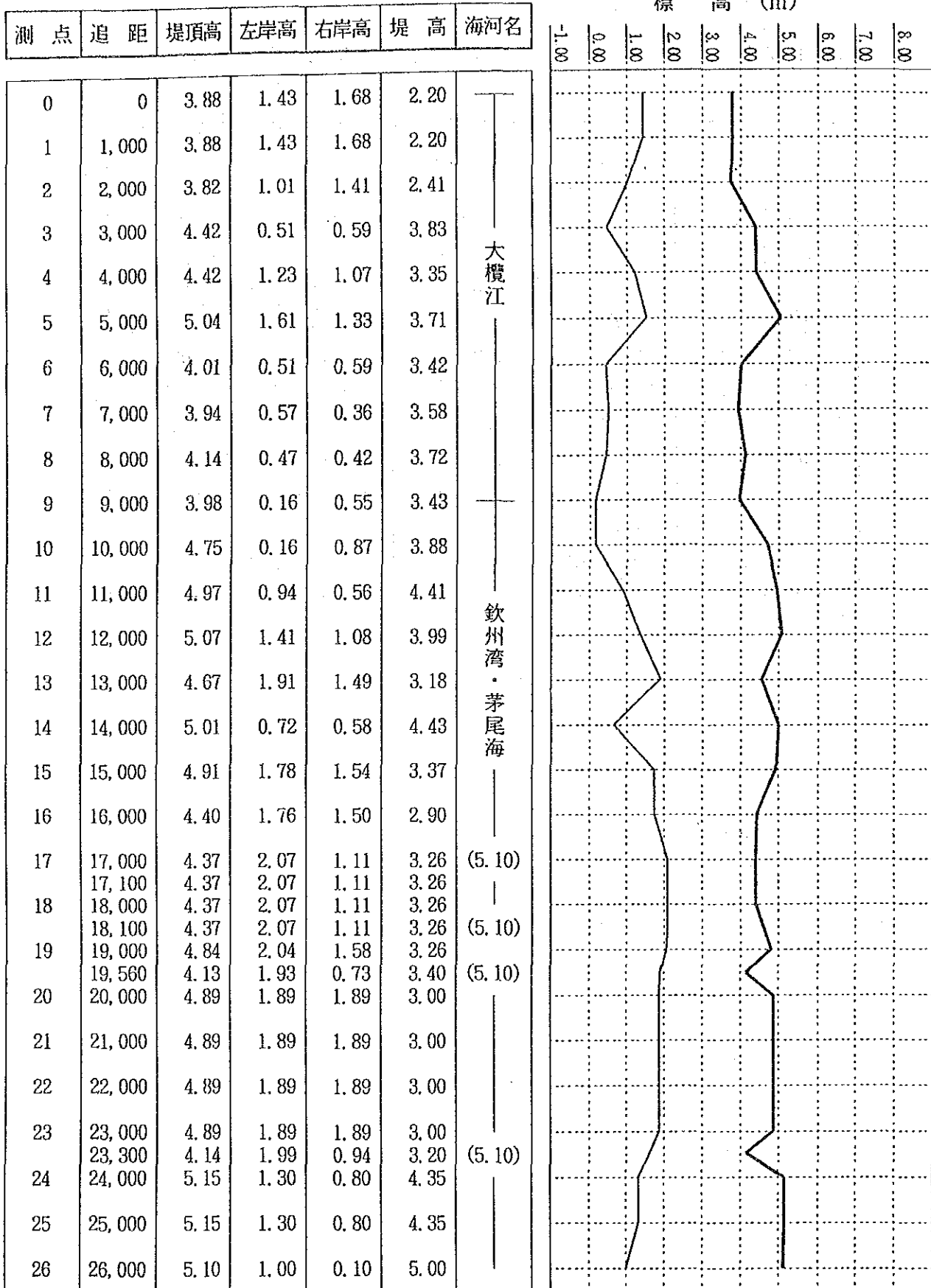
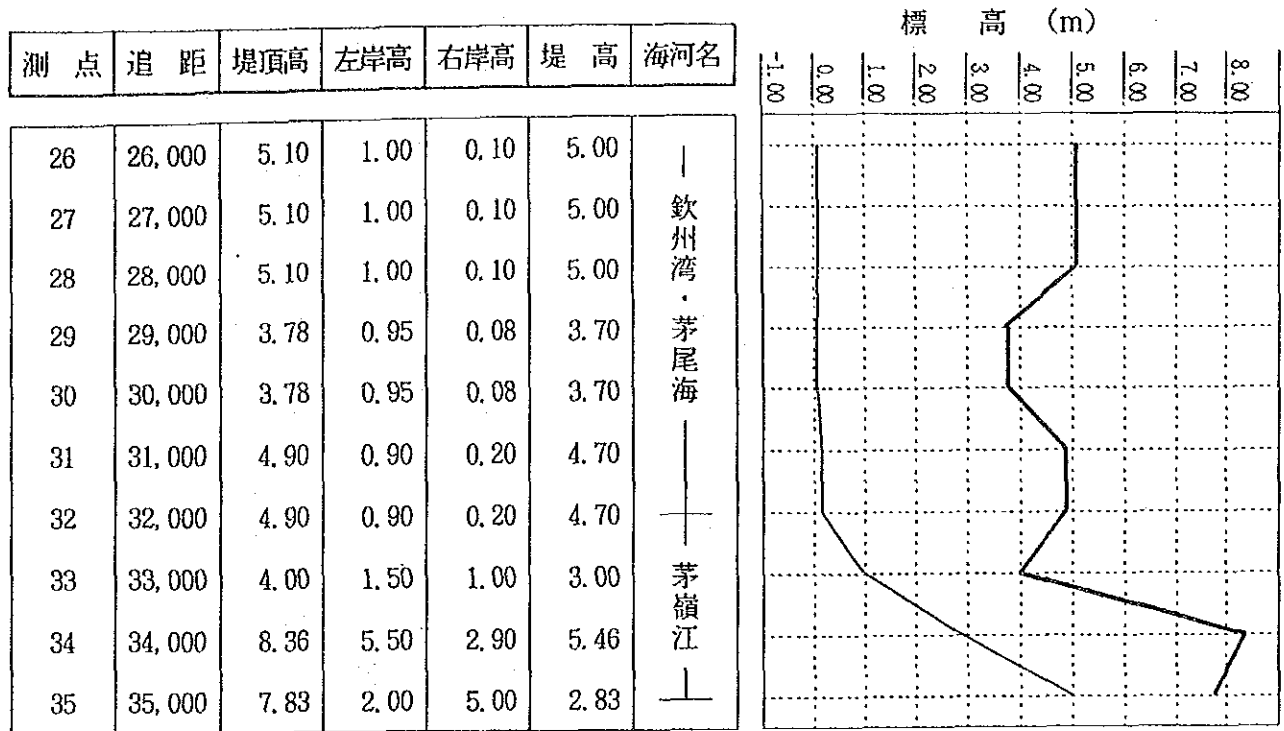


図2-F-1.1-1 康輿県嶺田海河堤縦断面図 (その2/2)

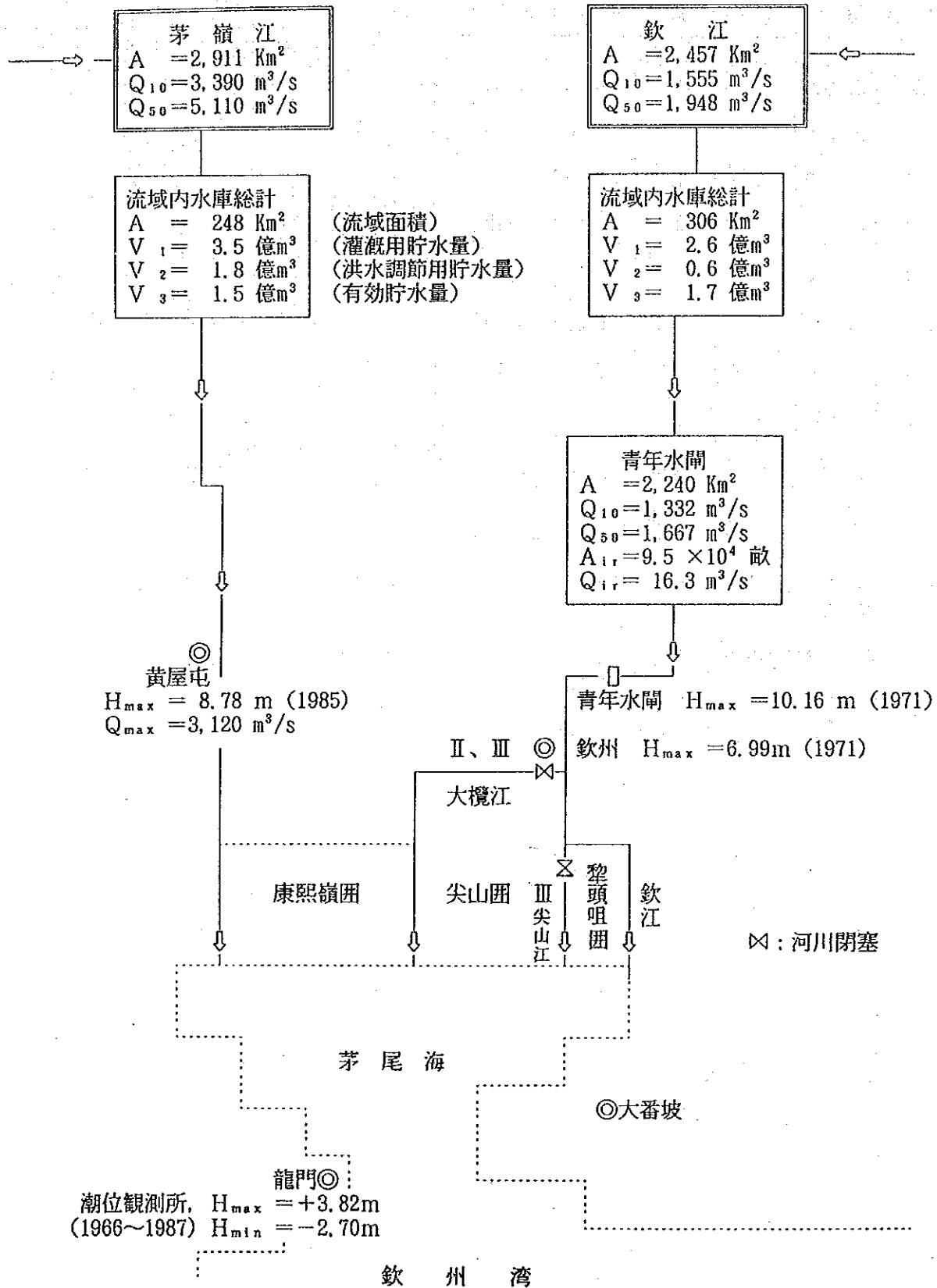


注) ・測点は0点を基準に北東から南西に向かって付している。左岸は海或いは河川であり、右岸は堤内地である。

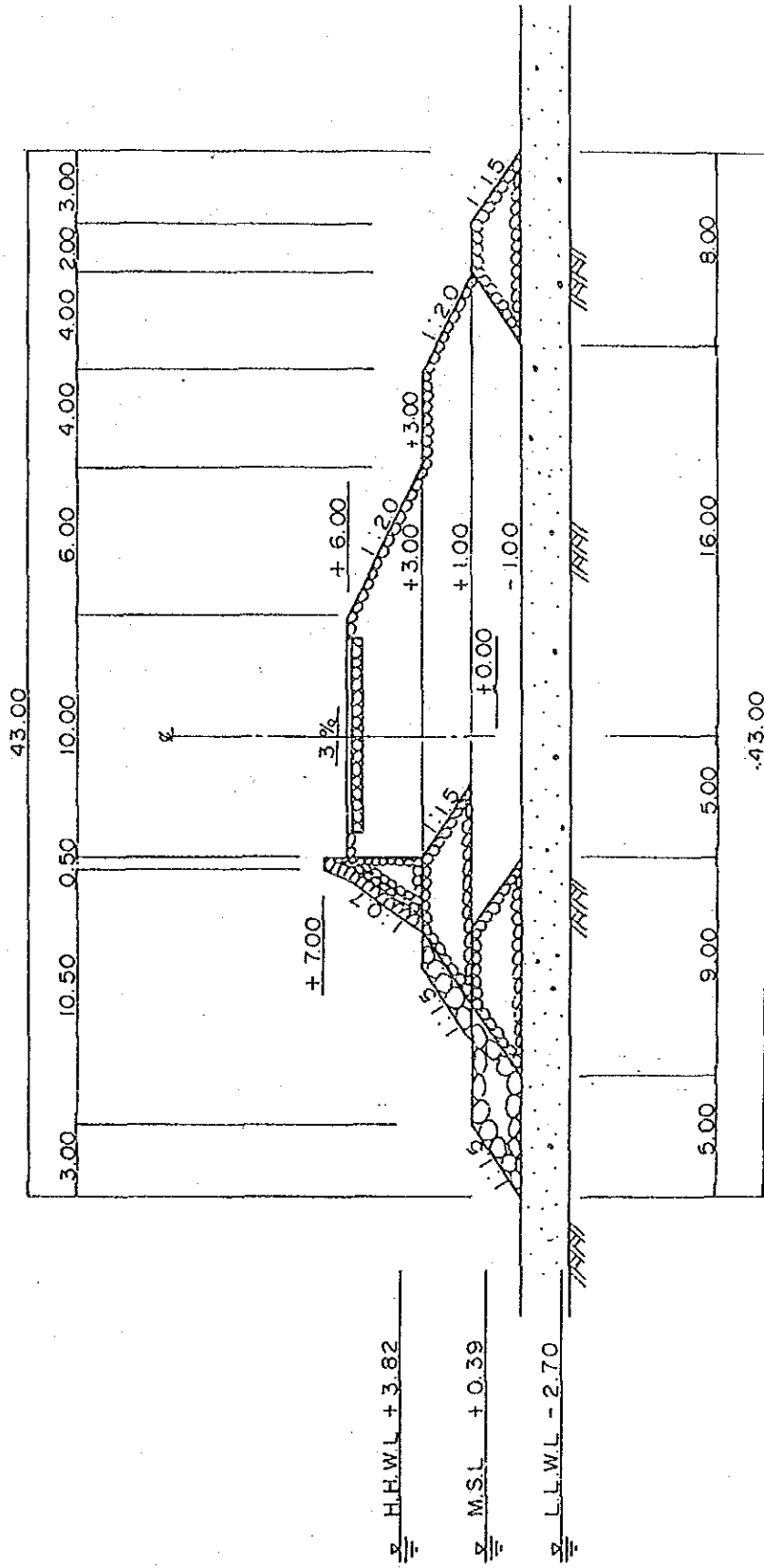
・測量は1988年10月に実施された。標高の基準点は鳳凰嶺の三角点 (147 m) である。

・表中の () は石積みによるパラペット (防波壁) の天端標高をしめす。パラペットの総延長は1.63Kmである。

圖2-F-2.2-1 康熙嶺圍背後地排水系統圖



(S = 1/200)



- (1) 岩層が浅いので基礎処理は行わない。堆積土は砂である。
- (2) 沈下が無いので石積みタイプ。傾斜タイプの併用とする。
- (3) 沈下が無いので管理用道路は天端に設け、幅は10.00とする。
- (4) 堤内側法面は浸食防止のため石張りとする。

図2-F-2.4-1 潮用受堤防標準断面図

欽州市直隸縣開闢・盛土材、基礎地盤の土質定数

記号	土性	単位体積重量 γ_s (t/m ³)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C (t/m ²)
①	石材	2.00	40.0	0
②	砂質土	1.60	24.0	0
③	砂質土	1.60	20.0	1.40
④	岩	—	—	—

注) 浸潤線以下は水中重量を使用する。この場合の重量は単位体積重量から0.90t/m³差し引くものとする。

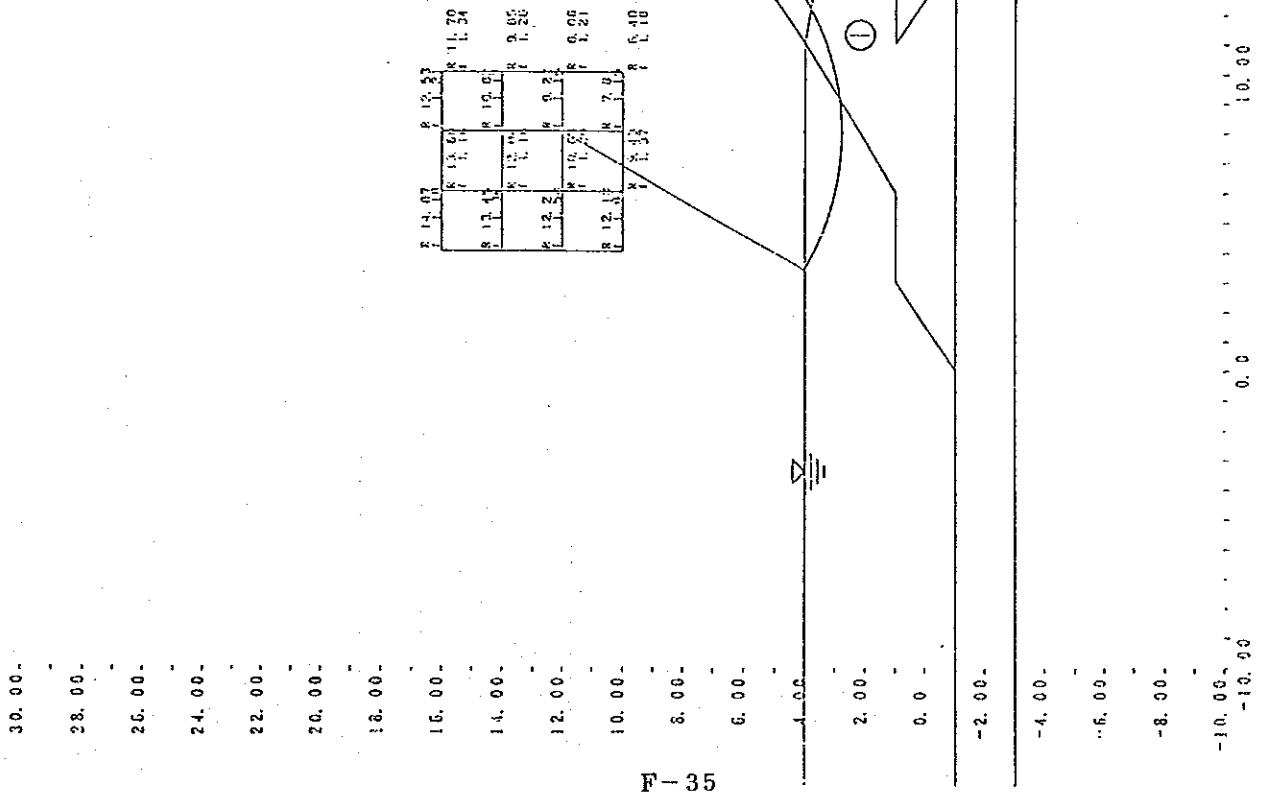


図2-F-2.4-3 円形スベリの結果 (上流斜面)

欽州市康照橋脚・盛土材、基礎地盤の土質定数

記号	土性	単位体積重量 γ (t/m ³)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C (t/m ²)
①	石材	2.00	40.0	0
②	砂質土	1.60	24.0	0
③	砂質土	1.60	20.0	1.40
④	岩	—	—	—

注) 浸潤線以下は水中重量を使用する。この場合の重量は単位体積重量から0.90 t/m³差し引くものとする。

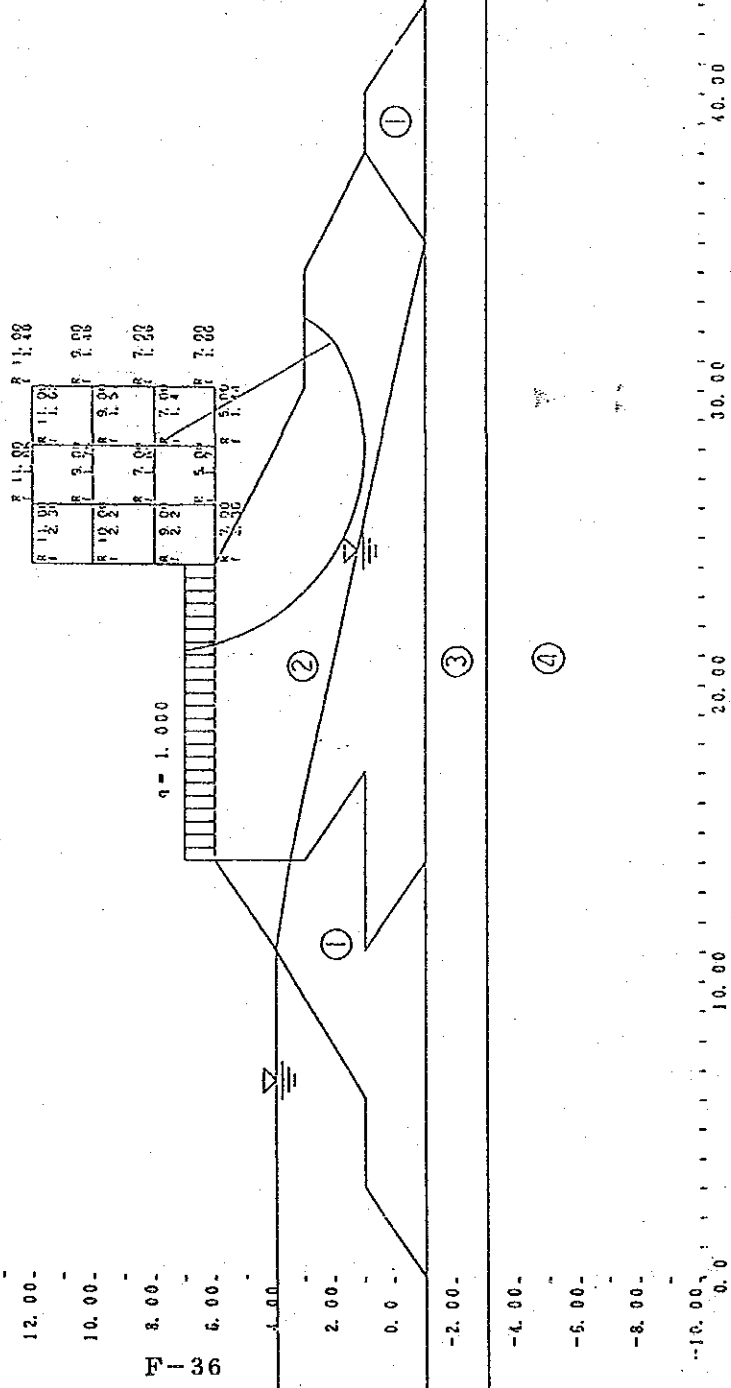
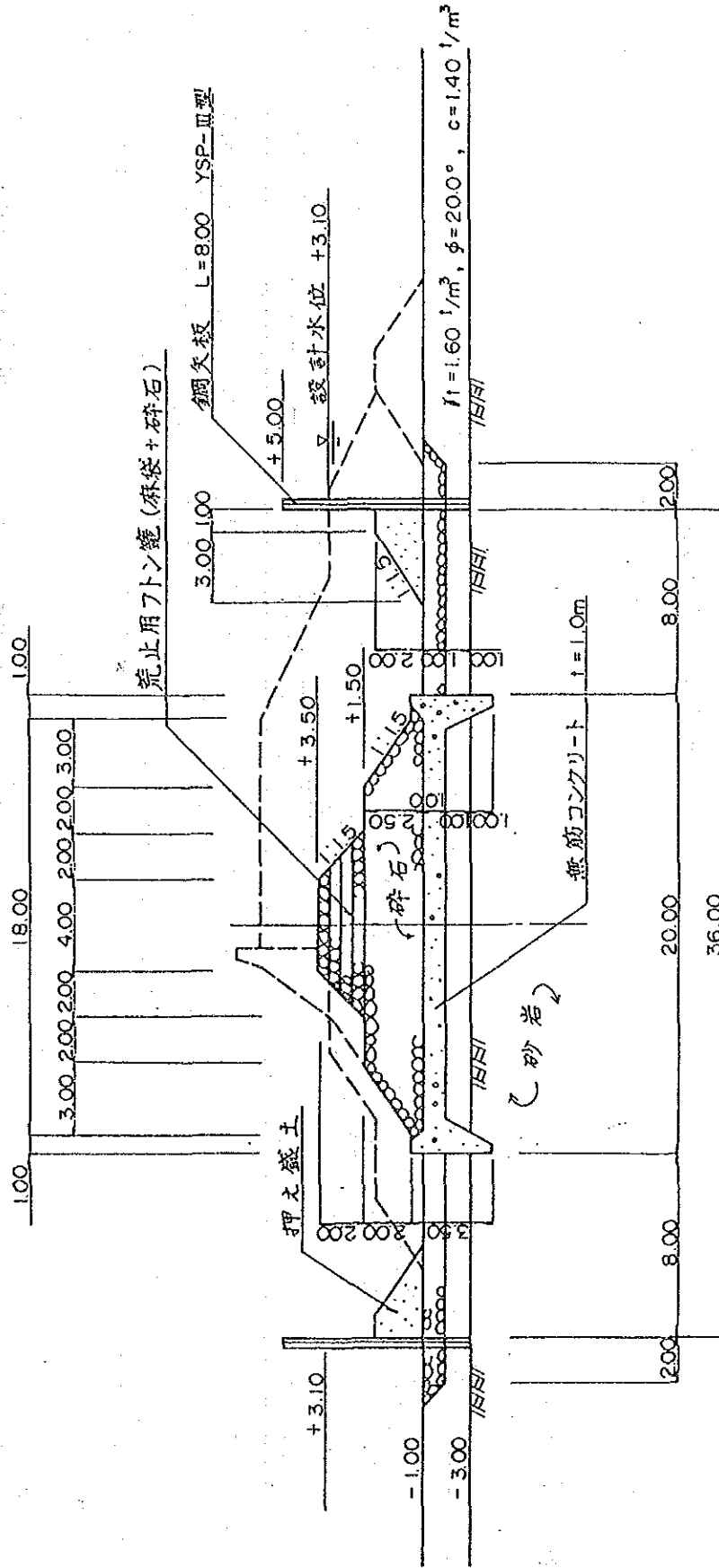


図2-F-2.4-4 円形スベリの結果 (下流斜面)

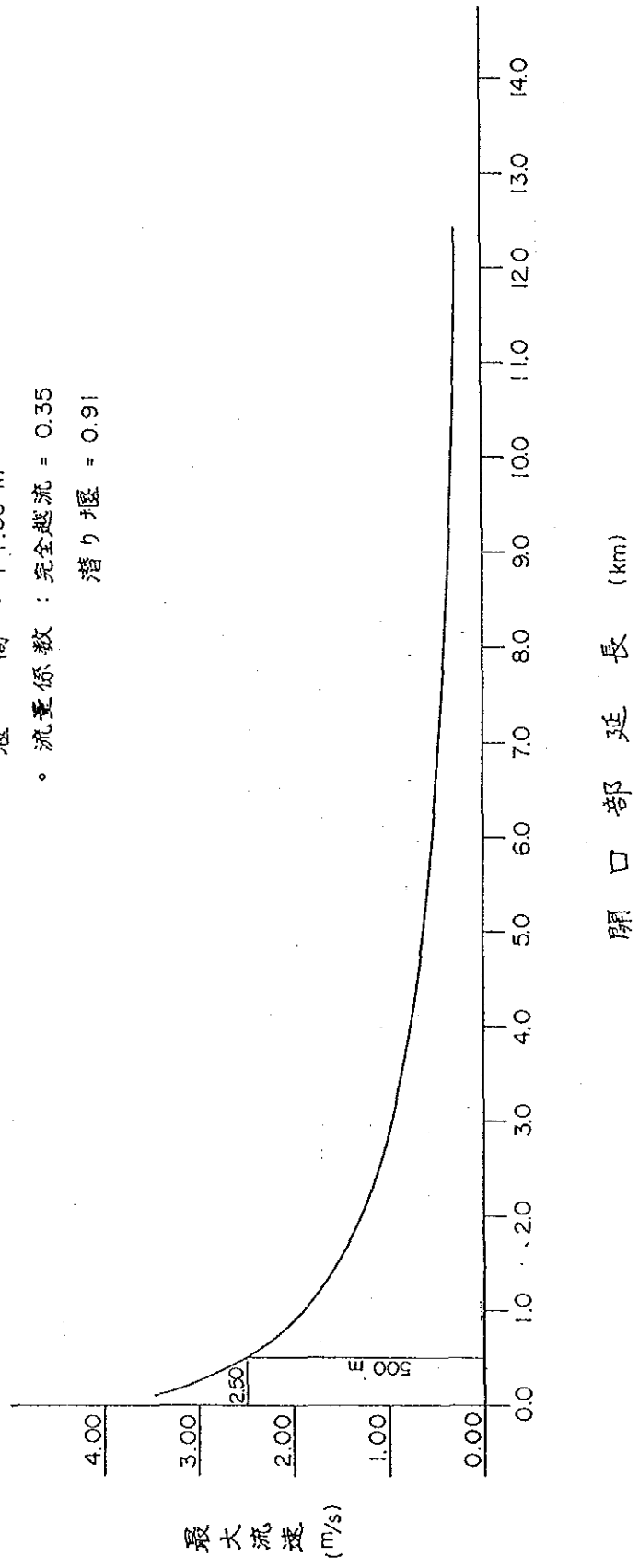
(S = 1/200)



- 注) 1) 潮止工の全長は 550m である。
 2) 仮締切用鋼矢板及び押え盛土は無筋コンクリート打設後、撤去される。

図2-F-2.4-5 潮止工標準断面図

- 。 潮位 : +3.10 ~ -0.70 m
- 。 堰高 : +1.50 m
- 。 流量係数 : 完全越流 = 0.35
潜り堰 = 0.91



注) 上図より $V_{max} = 2.50 \text{ m/s}$ になる開口部の延長 500 m を潮止口延長とする。

図2-F-2.4-6 潮止口延長決定図

G. 河川堤防計画

第Ⅱ部 欽州市康熙嶺圍地区開発計画

G. 河川堤防計画

目 次

	頁
第1章 現況	G- 1
1.1 既設河川堤防の現況	G- 1
1.2 開発の阻害要因	G- 3
1.3 現況河川の通水能力	G- 3
第2章 計画	G- 4
2.1 基本構想	G- 4
2.2 計画洪水量	G- 4
2.3 河川堤防の設計	G- 5
付 表	
表Ⅱ-G-1.3-1 欽江不等流計算	G-10
表Ⅱ-G-1.3-2 茅嶺江不等流計算	G-11
表Ⅱ-G-2.2-1 茅嶺江不等流計算	G-13
表Ⅱ-G-2.2-2 欽江不等流計算	G-15
付 図	
図Ⅱ-G-2.3-1 欽江河川堤防上流側斜面安定計算	G-16
図Ⅱ-G-2.3-2 欽江河川堤防下流側斜面安定計算	G-17

第1章 現況

1.1 既設河川堤防の現況

1. 欽江堤防概況

本計画の対象となる河口より青年水閘地点までの欽江の堤防概況は以下の通りである。

	No. 0 ~ No. 24+160 (河口) (青年水閘)
区間距離(m)	24,160
堤防標高(m)	3.91 ~12.70
最低堤防標高(m) (測点)	3.91 (No. 0 +000)
最高堤防標高(m) (測点)	12.70 (No. 24+160)
平均河川幅(m)	221
最大河川幅(m) (測点)	440 (No. 0+000)
最小河川幅(m) (測点)	108 (No. 3 +500)

現況の堤防概況は、上表及び現地調査より以下の通りである。

1) 河川断面が不均一であり(108m ~440mの間で変化) 狭小区間(最小河川幅

- 108m) が存在し通水能力の障害となっている。
- 2) 堤防標高も地点により堤高が不足し越流の恐れがある。
 - 3) 河道が湾曲しているため河川堤防は流れにより浸食されている。
 - 4) 堤防部幅が一般に 1.0m、最小では僅かに 0.5m である。
 - 5) 堤外法勾配は 1:1.0～ 1:1.8、内法勾配は 1:1.4～ 1:1.8である。

2. 茅嶺江堤防概況

河口より黄屋屯地点までの茅嶺江の堤防概況は以下の通りである。

No. 0 ～ No. 19+680 (河口) (黄屋屯)	
区間距離(m)	19,680
堤防標高(m)	2.83 ～11.00
最低堤防標高(m) (測点)	2.83 (No. 7+610)
最高堤防標高(m) (測点)	11.00 (No. 18+380)
平均河川幅(m)	381
最大河川幅(m) (測点)	695 (No. 9+630)
最小河川幅(m) (測点)	150 (No. 16+530)

現況の堤防概況は、上表及び現地調査より以下の通りである。

- 1) 河川断面が不均一であり狭小区間が存在し通水能力の障害となつて。
- 2) 堤防標高も地点により堤高が不足し越流の恐れがある。
- 3) 河道が湾曲しているため河川堤防は流れにより浸食されている。
- 4) 堤防幅が薄く、0.6-1.0mの区間がみられる。

1.2 開発の阻害要因

洪水防御を行う上での阻害要因を以下に推定する。

1. 広域排水系統の整備

本計画地域内には欽江、大欖江の河川が康熙嶺團の南側を流下し茅尾海に注いでいる。また康熙嶺團の西側には茅嶺江が茅尾海に注いでいる。大欖江は欽州市街の南側で欽江より分流し康熙嶺團の南側に接して茅尾海に注いでいる。沖出し案Ⅱ及びⅢ案では大欖江、欽江の一部締切及び流路変更が計画される。この為欽江を主とする広域排水系統の整備を行う必要がある。

2. 排水河川の統合と改修

本地域内の河川は河川断面が不均一であり、また堤防標高も不足している区間が多いため、河川断面の拡幅或いは堤防標高の嵩上げが必要である。排水河川の改修を行う場合には、排水河川の統合を充分に考慮の上行う必要がある。

1.3 現況河川の通水能力

欽江、茅嶺江の現況河川断面における通水能力の検討を行う。河口に於ける出発水位を龍門観測所に於ける既往最大潮位(3.82m:1986年7月21日)とし、洪水量を800~3,000 m³/sの場合の欽江の通水能力は表Ⅱ-G-1.3-1に示す通りである。現況堤防標高での通水能力は1,500m³/s程度である。茅嶺江の通水能力は表Ⅱ-G-1.3-2に示す通りである。現況堤防標高での通水能力は2,000m³/s程度である。

第2章 計画

2.1 基本構想

欽江、茅嶺江の洪水防御に対しては、本計画の基本構想で述べられているように計画対象地区の農業開発計画内での基準で整備することとする。このため欽江、茅嶺江の改修計画の洪水量は、1/10確率とし、基本的な治水対策は別途工事とする。計画対象地区は、中規模干拓案（比較案Ⅱ案）であり、計画地区内の排水は自然排水を原則とすることから、地区外からの洪水量は欽江、茅嶺江で排除する計画とする。

2.2 計画洪水量

1. 計画洪水量

茅嶺江黄屋屯水文観測所（流域面積= 1,852 km²）における 1/10 確率洪水量は $Q=2,155\text{m}^3/\text{s}$ であり、これを基にして、欽江、茅嶺江堤防改修計画の設計洪水量を比流量により算定すると以下の通りである。

・茅嶺江

・黄屋屯 $A = 1,852 \text{ km}^2$

1/10確率 $Q = 2,155 \text{ m}^3/\text{s}$

・全流域 $A = 2,911 \text{ km}^2$

$$1/10 \text{ 確率 } Q = 2,155 * \frac{2,911}{1,852} = 3,390 \text{ m}^3/\text{s}$$

・欽江

・全流域 $A = 2,457 \text{ km}^2$

$$1/10 \text{ 確率 } Q = 2,155 * \frac{2,457}{1,852} = 2,860 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. 計画洪水位

計画洪水量及び河川断面に基づき不等流計算により計画洪水位を算定する。河口における出発水位は、龍門観測所に於ける既往最大潮位(3.82m : 1986年7月21日)と平均満潮位(1.65m)の2ケースについて実施した。その結果は表II-G-2.2-1、2の通りである。

2.3 河川堤防の設計

1. 天端高さ

河川堤防の天端高さは、干拓堤防に接続される部分については、干拓堤防高さと同しく $EL=7.00m$ とする。上流部分については、計画洪水位に余裕高さを加えた高さとする。余裕高さは、 $0.50\sim 1.00m$ とする。

2. 法勾配及び斜面被覆工

外斜面は、 $1:0.7$ 、軟岩による練石積工とし、内斜面は $1:2.0$ 、筋芝による斜面被覆を計画する。

3. 堤頂幅

堤頂幅は $4.0m$ とし、砂利舗装する。これは維持管理及び地区内の幹線農道の機能をはたすためである。

茅嶺江断面拡幅及び嵩上げ高さ

測点	区間距離(m)	嵩上げ高さ(m)	断面拡幅
No. 0 +000~No. 3 +420	3,420	2.80	—
No. 3 +420~No. 6 +800	3,380	2.50	—
No. 6 +800~No. 9 +630	2,830	2.50	—
No. 9 +630~No. 12+780	3,150	1.30	—
No. 12+780~No. 16+090	3,310	0.60	—
合計	16,090		

6. 堤体の安定計算

堤防改修断面（最大断面）について、土質試験結果に基づいて安定計算を行う。

(1) 滑りに対する検討

$$F = MW / P$$

ここに F : 安全率 1.2 以上

M : 摩擦係数（土と土は $\tan \phi$ ）

W : 浮力及び揚圧力を差し引いた堤体重量 (t)

P : 堤体に作用する外力の合計 (t)

静水圧

$$P_s = 1/2 Wh^2 = 1/2 * 1.0 * 2.82^2 = 4.0 \text{ t}$$

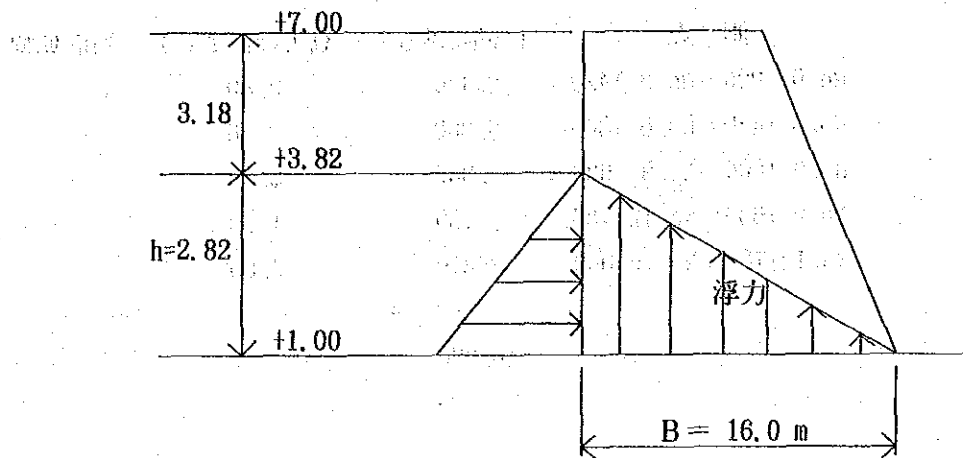
浮力の計算

$$\Sigma P_o = 1/2 * P_o * B = 1/2 * 2.82 * 16.0 = 22.6 \text{ t}$$

堤体重量の計算

$$W = W_o - \Sigma P_o$$

ここに、 W_o : 堤体重量 = $1/2 * (4.0 + 16.0) * 6.0 * 1.8 = 108.0 \text{ t}$



したがって、

$$W = 108.0 - 22.6 = 85.4 \text{ t}$$

以上より、

$$\begin{aligned} F &= MW/P \\ &= \tan 20^\circ * 85.4 / 4.0 \\ &= 7.8 > 1.2 \end{aligned}$$

以上より、堤体の滑りに対する安全率は 1.2 以上である。

(2) 転倒に対する検討

$$F = W t / P l$$

ここに、F : 安全率 (1.2 以上)

W : 浮力及び揚圧力を差し引いた堤体重量 = 85.4 t

l : 外力の作用点 = 0.9 m

P : 外力の合計 = 4.0 t

t : Wの作用線が堤体の底面を切る点 = $1/2B = 8.0$ m

$$F = 85.4 * 8.0 / 4.0 * 0.9 = 190.0 > 1.2$$

以上により十分安全である。

(3) 円弧滑り面法による安定計算

1) 土質定数

土質試験結果より土質定数は以下の通りとする。

	内部摩擦角(°)	粘着力(t/ m ²)	単位体積重量(t/ m ³)
堤体前面練石	40	0	2.0
同上(浸潤線下)	40	0	1.1
堤体盛土	0	3.9	1.8
同上(浸潤線下)	0	3.9	0.9
基礎地盤	33	0	0.9

2) 計算結果

上記定数により上流側、下流側斜面について電子計算機により計算を実施した。その結果を図Ⅱ-G-2.3-1.2 に示す。何れも安全率 1.5 以上であるため、滑りに対しては十分安全である。

表II-G-1.3-1 欽江不等流計算

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位									
			800 水位差 m ³ /s	800 水位差 m	1,000 水位差 m ³ /s	1,000 水位差 m	1,500 水位差 m ³ /s	1,500 水位差 m	2,000 水位差 m ³ /s	2,000 水位差 m	3,000 水位差 m ³ /s	3,000 水位差 m
No. 0+000	0	3.91	3.920	0.090	3.920	0.090	3.920	0.090	3.920	0.090	3.920	0.090
No. 1+500	1500	3.91	3.939	0.071	3.850	0.060	3.886	0.024	3.936	-0.026	4.075	-0.165
No. 3+000	1500	4.20	3.898	0.307	3.931	0.269	4.052	0.148	4.199	0.001	4.534	-0.334
No. 3+500	500	4.14	3.911	0.229	3.954	0.186	4.073	0.067	4.187	-0.047	4.341	-0.201
No. 4+450	950	4.09	4.554	-0.464	4.923	-0.833	6.057	-1.967	7.424	-3.334	10.853	-6.763
No. 6+700	2250	4.33	4.705	-0.375	5.101	-0.771	6.244	-1.914	7.567	-3.237	10.880	-6.550
No. 7+900	1200	4.79	4.932	-0.142	5.381	-0.591	6.598	-1.808	7.939	-3.149	11.198	-6.408
No. 8+600	700	4.88	5.062	-0.182	5.539	-0.659	6.801	-1.921	8.161	-3.231	11.409	-6.529
No. 9+800	1200	4.30	5.104	-0.804	5.582	-1.282	6.834	-2.534	8.178	-3.878	11.397	-7.097
No. 10+520	720	5.20	5.182	0.018	5.669	-0.469	6.930	-1.730	8.271	-3.071	11.468	-6.268
No. 11+120	600	8.32	5.262	3.058	5.747	2.573	6.992	1.328	8.317	0.003	11.489	-3.169
No. 11+920	800	8.32	5.488	2.832	5.981	2.339	7.219	1.101	8.520	-0.200	11.632	-3.312
No. 12+220	300	5.36	5.516	-0.156	6.011	-0.651	7.250	-1.890	8.549	-3.189	11.652	-6.292
No. 13+240	1020	12.67	5.592	7.078	6.081	6.589	7.278	5.392	8.523	4.147	11.538	1.132
No. 14+460	1220	5.76	5.997	-0.237	6.547	-0.787	7.827	-2.067	9.084	-3.324	11.972	-6.212
No. 15+650	1190	8.30	6.312	1.988	6.900	1.400	8.240	0.060	9.518	-1.218	12.368	-4.068
No. 17+290	1640	7.44	6.534	0.906	7.145	0.295	8.522	-1.082	9.799	-2.359	12.598	-5.158
No. 17+980	690	8.70	6.578	2.122	7.196	1.504	8.591	0.109	9.886	-1.186	12.706	-4.006
No. 19+130	1150	8.80	6.688	2.112	7.314	1.486	8.719	0.081	10.011	-1.211	12.804	-4.004
No. 19+930	800	9.50	6.734	2.766	7.374	2.126	8.804	0.696	10.103	-0.603	12.894	-3.394
No. 21+210	1280	9.40	6.840	2.560	7.516	1.884	9.020	0.380	10.323	-0.923	13.101	-3.701
No. 22+320	1110	10.00	6.921	3.079	7.621	2.379	9.149	0.851	10.436	-0.436	13.179	-3.179
No. 23+540	1220	10.70	7.004	3.696	7.718	2.982	9.233	1.467	10.496	0.204	13.180	-2.480
No. 24+160	620	12.70	7.062	5.638	7.789	4.911	9.332	3.368	10.620	2.080	13.337	-0.637

表 II - C - 1. 3 - 2 茅嶺江不等流計算 (1/2)

測点	距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位		1,500		2,000		2,500		3,000		3,500		水位差 m
			800 m ³ /s	1,000 m ³ /s	水位差 m	水位差 m ³ /s	水位差 m	水位差 m ³ /s	水位差 m	水位差 m ³ /s	水位差 m	水位差 m ³ /s	水位差 m	水位差 m ³ /s	
No. 0+000	0	3.33	3.320	0.060	3.820	0.060	3.820	0.060	3.820	0.060	3.820	0.060	3.820	0.060	0.060
No. 0+440	440	4.18	3.824	0.356	3.832	0.348	3.842	0.338	3.855	0.325	3.870	0.310	3.889	0.291	0.291
No. 1+040	600	3.86	3.828	0.032	3.847	0.013	3.867	-0.007	3.894	-0.034	3.926	-0.066	3.964	-0.104	-0.104
No. 1+440	400	3.78	3.828	-0.053	3.849	-0.069	3.872	-0.092	3.900	-0.120	3.935	-0.155	3.975	-0.195	-0.195
No. 1+770	330	4.00	3.832	0.168	3.863	0.137	3.896	0.104	3.939	0.061	3.989	0.011	4.049	-0.049	-0.049
No. 1+980	210	4.46	3.833	0.627	3.841	0.594	3.902	0.558	3.947	0.513	4.001	0.459	4.064	0.396	0.396
No. 2+240	260	4.38	3.837	0.543	3.846	0.502	3.923	0.457	3.979	0.401	4.046	0.334	4.124	0.256	0.256
No. 2+650	410	4.25	3.843	0.407	3.856	0.350	3.961	0.289	4.037	0.213	4.128	0.122	4.231	0.019	0.019
No. 3+030	380	4.63	3.845	0.785	3.859	0.722	3.975	0.655	4.058	0.572	4.155	0.475	4.266	0.364	0.364
No. 3+420	390	5.03	3.849	1.181	3.866	1.108	3.998	1.032	4.092	0.938	4.201	0.829	4.323	0.707	0.707
No. 3+760	340	4.56	3.848	0.712	3.864	0.643	3.989	0.571	4.076	0.484	4.176	0.384	4.286	0.274	0.274
No. 4+120	360	3.66	3.854	-0.194	3.873	-0.277	4.023	-0.363	4.128	-0.468	4.248	-0.588	4.380	-0.720	-0.720
No. 4+420	300	3.40	3.857	-0.467	3.884	-0.583	4.103	-0.703	4.249	-0.849	4.417	-1.017	4.602	-1.202	-1.202
No. 5+250	830	4.12	3.874	0.246	3.904	0.115	4.140	-0.020	4.302	-0.182	4.486	-0.366	4.688	-0.568	-0.568
No. 5+710	460	4.55	3.877	0.673	3.909	0.641	4.156	0.394	4.325	0.225	4.514	0.036	4.720	-0.170	-0.170
No. 6+110	400	4.87	3.882	0.988	3.916	0.954	4.179	0.691	4.357	0.513	4.556	0.314	4.771	0.099	0.099
No. 6+480	370	5.20	3.886	1.314	3.923	1.277	4.204	0.996	4.392	0.808	4.601	0.599	4.825	0.375	0.375
No. 6+800	320	5.67	3.894	1.776	3.934	1.736	4.243	1.427	4.447	1.223	4.673	0.997	4.914	0.756	0.756
No. 7+210	410	3.73	3.901	-0.171	3.945	-0.215	4.280	-0.266	4.500	-0.350	4.741	-0.437	4.997	-0.511	-0.511
No. 7+610	400	2.83	3.903	-1.073	3.948	-1.118	4.320	-1.266	4.507	-1.457	4.748	-1.677	5.002	-1.918	-1.918
No. 7+970	360	3.67	3.909	-0.239	3.958	-0.288	4.320	-0.447	4.553	-0.650	4.806	-0.883	5.071	-1.101	-1.101
No. 8+380	410	5.28	3.915	1.365	3.966	1.314	4.348	0.932	4.592	0.688	4.856	0.424	5.133	0.147	0.147
No. 8+700	320	3.22	3.918	-0.698	3.971	-0.751	4.384	-1.141	4.610	-1.390	4.879	-1.659	5.158	-1.938	-1.938
No. 9+100	400	5.75	3.923	1.827	3.978	1.772	4.422	1.366	4.640	1.110	4.916	0.834	5.201	0.549	0.549
No. 9+630	530	7.49	3.931	3.559	3.991	3.499	4.468	3.068	4.691	2.799	4.977	2.513	5.273	2.217	2.217
No. 10+320	690	3.31	3.942	-0.632	4.006	-0.696	4.466	-1.156	4.747	-1.437	5.044	-1.734	5.349	-2.039	-2.039
No. 10+800	480	6.14	3.936	2.204	3.998	2.142	4.430	1.710	4.692	1.448	4.966	1.174	5.244	0.896	0.896
No. 11+140	340	6.10	3.952	2.148	4.020	2.080	4.496	1.604	4.778	1.322	5.069	1.031	5.360	0.740	0.740
No. 11+470	330	6.00	3.990	2.010	4.077	1.923	4.654	1.343	4.988	1.012	5.323	0.677	5.654	0.346	0.346
No. 11+860	390	4.00	4.037	-0.037	4.145	-0.145	4.468	-0.830	5.204	-1.204	5.575	-1.575	5.937	-1.937	-1.937
No. 12+300	440	12.00	4.079	7.921	4.204	7.796	4.956	7.044	5.348	6.652	5.731	6.269	6.099	5.901	5.901
No. 12+780	480	8.50	4.124	4.376	4.268	4.232	4.679	3.821	5.538	2.962	5.952	2.548	6.349	2.151	2.151
No. 13+250	470	5.40	4.175	1.225	4.338	1.062	4.796	0.604	5.721	-0.321	6.161	-0.761	6.582	-1.182	-1.182
No. 13+630	380	4.60	4.196	0.404	4.363	0.237	4.825	-0.225	5.726	-1.126	6.147	-1.547	6.546	-1.946	-1.946
No. 14+050	420	6.70	4.233	2.497	4.413	2.287	4.919	1.300	5.859	0.841	6.292	0.408	6.701	-0.001	-0.001
No. 14+420	370	6.90	4.282	2.618	4.480	2.420	5.044	1.856	6.061	0.839	6.519	0.381	6.952	-0.052	-0.052
No. 14+890	470	7.60	4.345	3.255	4.567	3.033	5.186	2.414	6.291	1.309	6.775	0.825	7.231	0.369	0.369
No. 15+310	420	13.50	4.382	9.118	4.614	8.886	5.248	5.844	6.360	7.140	6.838	6.662	7.286	6.214	6.214
No. 15+670	360	8.60	4.427	4.173	4.678	3.922	5.350	5.938	6.537	2.612	7.045	1.555	7.524	1.076	1.076
No. 16+090	420	8.00	4.467	3.533	4.739	3.261	5.442	2.558	6.630	1.919	7.138	0.862	7.614	0.386	0.386

表II-C-1.3-2 茅嶺江不等流計算 (2/2)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位													
			800 m ³ /s	水位差 m	1,000 m ³ /s	水位差 m	1,500 m ³ /s	水位差 m	2,000 m ³ /s	水位差 m	2,500 m ³ /s	水位差 m	3,000 m ³ /s	水位差 m	3,500 m ³ /s	水位差 m
No. 16+530	440	8.50	4.513	3.987	4.810	3.690	5.533	2.967	6.146	2.354	6.664	1.836	7.134	1.366	7.568	0.932
No. 16+970	440	8.70	4.605	4.095	4.940	3.76	5.731	2.969	6.404	2.296	7.004	1.696	7.541	1.159	8.039	0.661
No. 17+430	460	9.40	4.689	4.711	5.054	4.346	5.900	3.500	6.623	2.777	7.279	2.121	7.854	1.546	8.389	1.011
No. 17+980	550	9.00	4.750	4.250	5.122	3.878	5.960	3.040	6.660	2.340	7.291	1.709	7.838	1.167	8.332	0.668
No. 18+380	400	11.00	4.836	6.164	5.237	5.763	6.151	4.849	6.914	4.086	7.608	3.392	8.211	2.789	8.770	2.230
No. 19+830	450	11.00	4.886	6.114	5.297	5.703	6.239	4.761	7.012	3.988	7.704	3.296	8.306	2.694	8.864	2.136
No. 19+260	430	10.50	4.954	5.546	5.378	5.122	6.340	4.160	7.131	3.369	7.825	2.675	8.430	2.070	8.988	1.512
No. 19+680	420	10.50	4.991	5.509	5.423	5.077	6.399	4.101	7.194	3.306	7.887	2.613	8.490	2.010	9.046	1.454

表II-G-2.2-1 茅嶺江不等流計算 (1/2)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位				
			3,390 m ³ /s	水位差 m	3,390 m ³ /s	水位差 m	
No. 0+000	0	3.88	3.820	0.060	1.650	2.230	L=3,420m 嵩上げ高さ =2.80m
No. 0+440	440	4.18	3.884	0.296	2.183	1.997	
No. 1+040	600	3.86	3.955	-0.095	2.406	1.454	
No. 1+440	400	3.78	3.966	-0.186	2.481	1.299	
No. 1+770	330	4.00	4.035	-0.035	2.610	1.390	
No. 1+980	210	4.46	4.049	0.411	2.653	1.807	
No. 2+240	260	4.38	4.106	0.274	2.773	1.607	
No. 2+650	410	4.25	4.207	0.043	2.981	1.269	
No. 3+030	380	4.63	4.241	0.389	3.055	1.575	
No. 3+420	390	5.03	4.295	0.735	3.185	1.845	
No. 3+760	340	4.56	4.261	0.299	3.192	1.368	L=3,380m 嵩上げ高さ =2.50m
No. 4+120	360	3.66	4.350	-0.690	3.348	0.312	
No. 4+420	300	3.40	4.560	-1.160	3.634	-0.234	
No. 5+250	830	4.12	4.642	-0.522	3.772	0.348	
No. 5+710	460	4.55	4.673	-0.123	3.838	0.712	
No. 6+110	400	4.87	4.722	0.148	3.916	0.954	
No. 6+480	370	5.20	4.775	0.425	4.002	1.198	
No. 6+800	320	5.67	4.860	0.810	4.130	1.540	
No. 7+210	410	3.73	4.940	-1.210	4.245	-0.515	
No. 7+610	400	2.83	4.945	-2.115	4.264	-1.434	
No. 7+970	360	3.67	5.012	-1.342	4.362	-0.692	L=2,830m 嵩上げ高さ =2.50m
No. 8+380	410	5.28	5.071	0.209	4.440	0.840	
No. 8+700	320	3.22	5.096	-1.876	4.477	-1.257	
No. 9+100	400	5.75	5.138	0.612	4.538	1.212	
No. 9+630	530	7.49	5.207	2.283	4.637	2.853	
No. 10+320	690	3.31	5.281	-1.971	4.745	-1.435	
No. 10+800	480	6.14	5.182	0.958	4.641	1.499	
No. 11+140	340	6.10	5.296	0.804	4.810	1.290	
No. 11+470	330	6.00	5.582	0.418	5.199	0.801	
No. 11+860	390	4.00	5.859	-1.859	5.550	-1.550	
No. 12+300	440	12.00	6.019	5.981	5.754	6.246	L=3,150m 嵩上げ高さ =1.30m
No. 12+780	480	8.50	6.263	2.237	6.034	2.466	
No. 13+250	470	5.40	6.491	-1.091	6.290	-0.890	
No. 13+630	380	4.60	6.460	-1.860	6.267	-1.667	
No. 14+050	420	6.70	6.613	0.087	6.440	0.260	
No. 14+420	370	6.90	6.858	0.042	6.709	0.191	
No. 14+890	470	7.60	7.133	0.467	7.005	0.595	
No. 15+310	420	13.50	7.190	6.310	7.070	6.430	
No. 15+670	360	8.60	7.420	1.180	7.312	1.288	
No. 16+090	420	8.00	7.512	0.488	7.410	0.590	

表 II-G-2.2-1 茅嶺江不等流計算 (2/2)

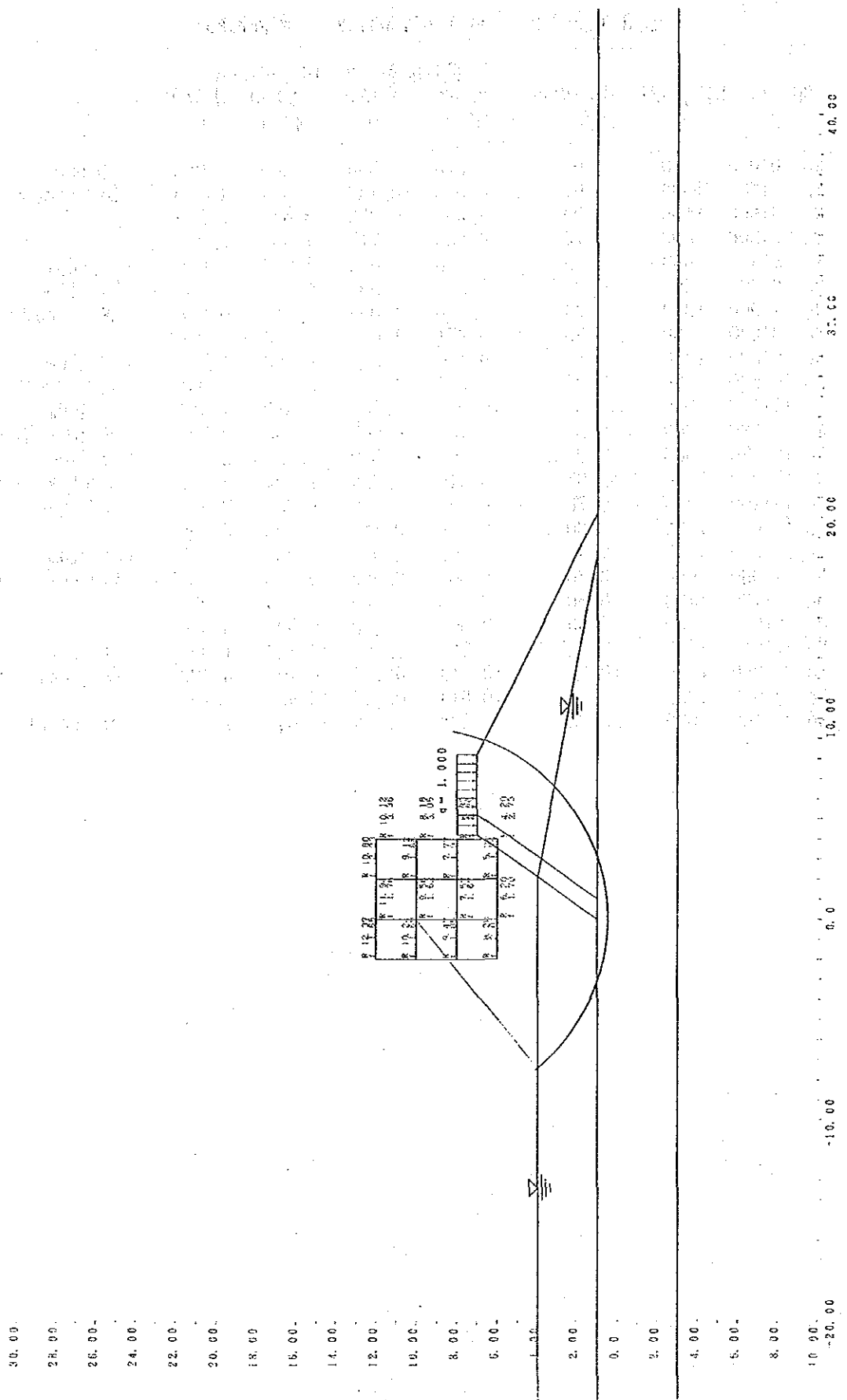
測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位				
			3,390 m ³ /s	水位差 m	3,390 m ³ /s	水位差 m	
No. 16+530	440	8.50	7.475	1.025	7.381	1.119	} L=3,590m 嵩上げなし
No. 16+970	440	8.70	7.932	0.768	7.856	0.844	
No. 17+430	460	9.40	8.274	1.126	8.208	1.192	
No. 17+980	550	9.00	8.225	0.775	8.162	0.838	
No. 18+380	400	11.00	8.650	2.350	8.596	2.404	
No. 18+830	450	11.00	8.744	2.256	8.693	2.307	
No. 19+260	430	10.50	8.868	1.632	8.821	1.679	
No. 19+680	420	10.50	8.927	1.573	8.882	1.618	

表II-G-2.2-2 欽江不等流計算 (断面拡幅)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位				
			2,860 m ³ /s	水位差 m	2,860 m ³ /s	水位差 m	
No. 0+000	0	3.91	3.820	0.090	1.650	2.260	L=3,000m 嵩上げ高さ=3.00m
No. 1+500	1500	3.91	4.052	-0.142	2.624	1.286	
No. 3+000	1500	4.20	4.485	-0.285	3.676	0.524	L=4,900m 断面拡幅 B=120m →360m 嵩上げ高さ=2.70m
No. 3+500	500	4.14	4.853	-0.713	4.351	-0.211	
No. 4+450	950	4.09	5.126	-1.036	4.732	-0.642	
No. 6+700	2250	4.33	5.630	-1.300	5.367	-1.037	
No. 7+900	1200	4.79	5.843	-1.053	5.615	-0.825	
No. 8+600	700	4.88	5.951	-1.071	5.738	-0.858	L=2,620m 嵩上げ高さ=2.20m
No. 9+800	1200	4.30	6.176	-1.876	6.002	-1.702	
No. 10+520	720	5.20	6.671	-1.471	6.548	-1.348	L=1,400m 堤頂巾拡幅 B=1.50m→4.00m
No. 11+120	600	8.32	6.938	1.382	6.839	1.481	
No. 11+920	800	8.32	7.785	0.535	7.736	0.584	L=2,540m 断面拡幅 B=120m →280m 嵩上げ高さ=3.00m
No. 12+220	300	5.36	7.869	-2.509	7.823	-2.463	
No. 13+240	1020	12.67	8.046	4.624	8.004	4.666	L=4,670m 嵩上げ高さ=1.50m
No. 14+460	1220	5.76	8.239	-2.479	8.201	-2.441	
No. 15+650	1190	8.30	8.418	-0.118	8.385	-0.085	L=4,410m 嵩上げ高さ=1.10m
No. 17+290	1640	7.44	9.352	-1.912	9.333	-1.893	
No. 17+980	690	8.70	9.553	-0.853	9.535	-0.835	嵩上げなし
No. 19+130	1150	8.80	9.849	-1.049	9.834	-1.034	
No. 19+930	800	9.50	10.050	-0.550	10.036	-0.536	
No. 21+210	1280	9.40	10.504	-1.104	10.492	-1.092	
No. 22+320	1110	10.00	10.714	-0.714	10.703	-0.703	
No. 23+540	1220	10.70	10.814	-0.114	10.805	-0.105	
No. 24+160	620	12.70	11.058	1.642	11.049	1.651	

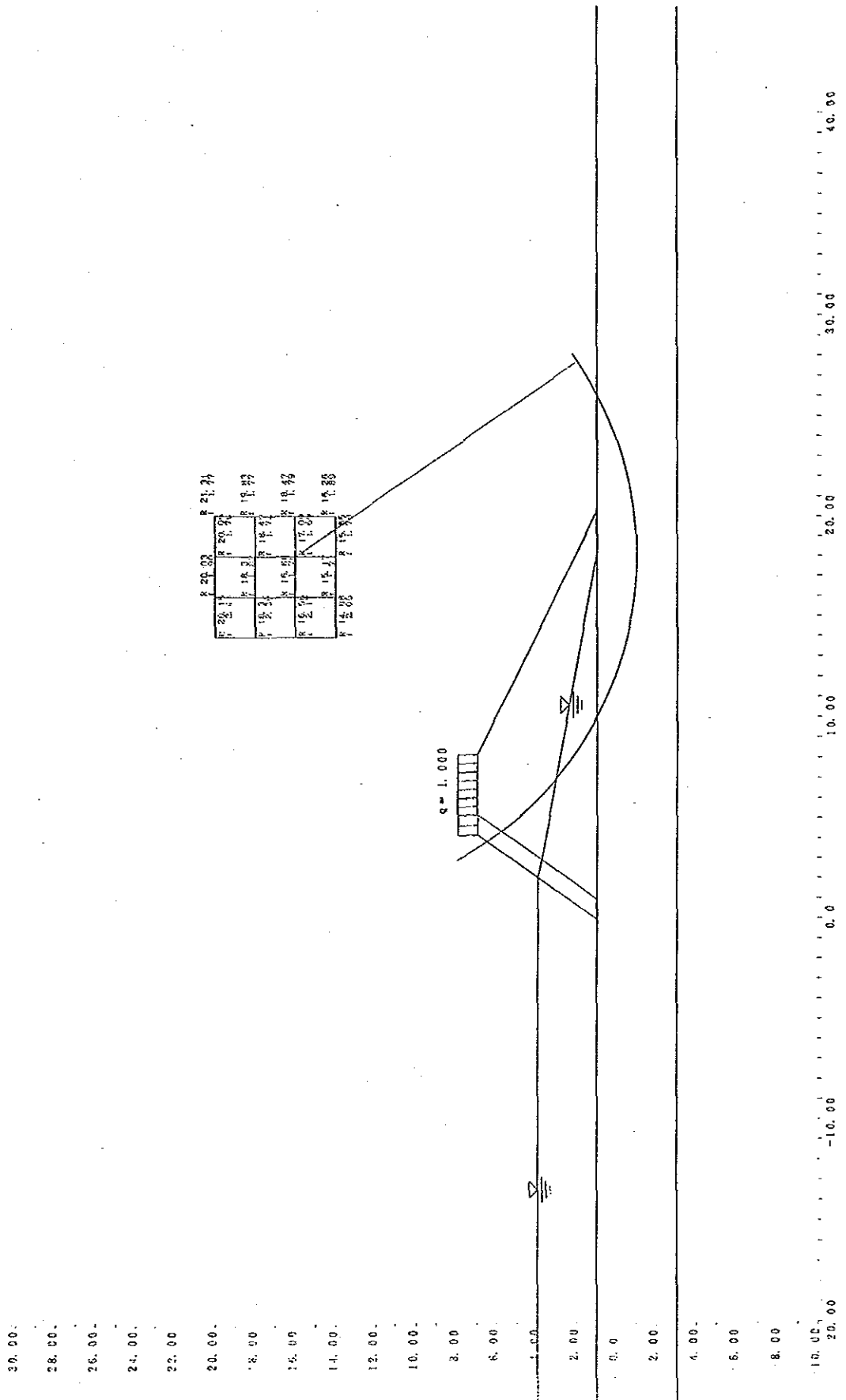
图II-C-2.3-1 钦江河川堤防上流侧斜面安定计算

1/200



图II-G-2.3-2 欽江河川堤防下流側斜面安定計算

1/200



H. 灌漑計画

Ⅱ 灌 漑

目 次

	頁
第1章 現 況 -----	Ⅱ- 1
1.1 現況灌漑組織 -----	Ⅱ- 1
1.1.1 水利用状況 -----	Ⅱ- 1
1.1.2 水利施設 -----	Ⅱ- 2
1.2 現況水田の必要最大水量 -----	Ⅱ- 5
1.3 開発阻害の要因 -----	Ⅱ- 5
1.3.1 現状分析 -----	Ⅱ- 5
1.3.2 新規干拓事業との関連 -----	Ⅱ- 6
第2章 計 画 -----	Ⅱ-15
2.1 基本方針 -----	Ⅱ-15
2.1.1 新規干拓地に対する必要水量 -----	Ⅱ-15
2.2 新規灌漑施設の検討 -----	Ⅱ-16
2.2.1 新規頭首工位置の比較検討 -----	Ⅱ-16
2.2.2 黄屋屯頭首工の位置・規模の決定 -----	Ⅱ-16
2.2 用水路の検討 -----	Ⅱ-19
2.3.1 専用導水路の規模概要 -----	Ⅱ-19
2.3.2 干拓幹渠の規模概要 -----	Ⅱ-19
参考資料	
Ⅰ. 茅嶺江頭首工設計 -----	参- 1
Ⅱ. 灌漑用水路断面決定 -----	参-22

H 灌漑計画

第1章 現況

1.1 現況灌漑組織

康熙嶺団は欽州湾の西北海岸線に平行して拓けた、長さ約19km、幅約5kmの長方形を呈する一大水田地帯である。その長軸は東北から南西の方向を示し、地区の西北辺は欽防公路に接し、同じく東南辺は欽州湾及び欽江の分流である大欖江に接している。

地区水田の主たる水源は地区の東北方欽州市を流れる欽江である。欽江は市の東北方上流、羅陽山に源を発し、其処には靈東ダムを有する。欽江からの取水施設は「青年水閘」頭首工で、左岸と右岸とに取水が可能である。

この地点での欽江の流域面積は2,240km²で、この下流には他の取水堰は無く、約15kmで河口に至る。

左岸取水は欽州市の東側の水田面積 30,580 畝(2,040ha)の灌漑用水として利用される。

右岸取水は当地区並びに隣接する「尖山団」地区の水田面積26,900 畝(1,794ha)の灌漑用水として利用される他、頭首工直下で、水力発電にも利用されている。

この発電所の最大出力は1,250KWH(落差、6.5m・水量31.5m³/s)、年間の運転日数は約200日で、稼働発電しない日が比較的多いのは、農業用水取水が優先している理由による。

施設の管理は水利電力局が当たり、上流115kmの靈山水運所からの6時間毎の気象、水文情報を参考にして施設の操作管理に当たっている。

青年水閘に依って取水された用水は導水路及び幹線用水路等延長約30kmを経て地区水田を灌漑する。

支線用水路は幹線用水路の左岸部に向って櫛の歯状に分岐しており、海岸線にほぼ直角方向に走る。

青年水閘以外の補助水源としては、幹線用水路右岸丘陵地帯に築造された大小13の貯水池と二つの揚水施設がある。

揚水施設の一つは幹線用水路の末端部である、団和地区の用水を補給するもので、水源は地区の西南部を流れる感潮河川、茅嶺江の表流部の淡水を利用している。

他の一つは地区南西部に在る低位部水田の反復水を再利用している。

以上を図-II-II-1-1康熙嶺団概要図並びに図-II-II-1-2康熙嶺団用水系統図に示す。

1.1.1 水利用状況

青年水閘は開放後の大躍進時代に完成した。建設当時、頭首工右岸の導水路「西絵幹渠」には計画灌漑面積32,467畝(2,165.6ha)に対応する10.92m³/sを取水する全体構想であった。(中国側資料説明ではこの「構想数値」を「設計値」と称している)。

これは尖山囲の計画面積32,466畝(2,145.7ha)に対応する灌漑用水量5.49m³/sと、本地区の計画灌漑面積32,466畝(2,165.5ha)に対応する灌漑用水量5.43m³/sを合算したものである。

然し現段階では6.7m³/sを取水した後、導水路の「西総幹渠」を經由し、取水地点から5km下流地点の巫屋分水工に於いて、尖山囲用幹線用水路「尖幹渠」には3.7m³/sを、康熙嶺囲用幹線用水路「康幹渠」には3.2m³/sを分水している。

(この「段階的」数値を「実際値」と称している。)

河川取水源の他の補助水源として大小13のダムがあり、下流の灌漑状況に適合させて放流している。

これらのダムの内、幹線水路の流下順序に、上流から清水窩ダム(貯水量120万m³)・大馬鞍(同782万m³)の両ダムは、巫屋分水工までの導水路に放流され、尖山囲地区にも分配される。

巫屋分水から始まる延長22kmの康幹渠は、主としてその左岸水田を直接灌漑しつつ、「那周尾」等14本の「支渠」(支線用水路)を、櫛の齒状に左岸水田に分水して、康熙嶺囲地区を南下し、末端付近で「茅嶺江」の分流の「金鷄塘江」に設置された水路橋で隣接の「団和」地区に接続する。

この間康幹渠右岸の丘陵地帯に築造された補助水源の「馬頭」、「鯉魚上水」等大小11のダムから適宜用水が補給される。

支線用水路の一つ「農機廠支渠」の下流水田の補助水源として、海河堤付近の遊水池内の反復水を電力で揚水している。

団和地区の西北部茅嶺江左岸には補助水源として「山龍嶺」ポンプ場がある。

このポンプ場は感潮河川の茅嶺江から、満潮時に塩水楔の表層淡水を取水している。

本報告書では以下で、段階的な「実際値」と調査時点の通水量とを比較検討する。

今回の調査では西総幹渠の通水量は、ほぼ実際値に近い94%を示したが、下流に下がるに従って極端に通水量に不足不足が生じ、末端では僅かに28%に過ぎない事が判明した。その状況を表Ⅱ-II-1-1康熙嶺囲幹線用水路現況通水能力、改善通水量検討・に掲げる。

1.1.2 水利施設

(1) 水資源

主要な主水源は欽江である。又補助的河川として欽江の北西側を走る茅嶺江がある。両河川の流域面積及び各流域内のダム貯水量は次の通りである。

	茅嶺江	欽江
流域面積	2,911 km ²	2,457 km ²
流域内水庫総計		
集水流域面積	248 km ²	306 km ²
灌漑用貯水量	3.5 億 m ³	2.6 億 m ³
取水地点河川水量	2,888 m ³ /s (黄屋屯1/30)	1,332 m ³ /s 青年水閘1/10
灌漑面積	(3.0×10 ⁴ 畝)	9.5 ×10 ⁴ 畝
灌漑用取水量	(3.74 m ³ /s)	16.3 m ³ /s

以上の2河川の他に、補助水源として大小13のダムが幹線水路の右岸（西北側）の丘陵地帯に築造されている。貯水量の最大規模の大馬鞍ダムの集水面積は8.0km²であるが、植生状況が貧弱で保水能力に疑問がもたれる。その他のダムは貯水容量に比較して流域面積が少なく、又堤体の構造が脆弱で貯水能力に不安がある他、取水装置が劣化している。

表-I-II-1-2康熙嶺田補助水源ダム調書に各ダムの状況を記載する。

(2) 取水施設

1) 「青年水閘」頭首工

地区の北東方、欽州市の上流約6kmの地点にある。

堰は欽江を横断する総延長151.5mの可動堰で、幅1.1mの堰柱26箇所と、水門幅3mが13門、幅6mが14門、合計幅員123mの通水部分からなっている。

可動扉は鋼製スルースゲートで電動機により容易に巻揚げられる。堰の天端、即ち取水水位は標高8mである。

この頭首工には日本の実施例に比して構造上若干の特徴が見られる。

①河床の標高は概ね+2mで砂層からなり、その厚さは2m程度。その下層の基盤は粉砂岩である。この砂層上に、恰かも多数の玉石をアンコとし、其の外側を厚さ40cmのコンクリートで被覆した鰻頭タイプの固定堰を築いた。固定堰の標高は+6.0mである。

従って可動堰の下部基礎構造物として、フローティングタイプの固定堰を築造した事になるが、止水矢板などは施工されていない。揚圧力を軽減する為、下流水叩き部に多数の「水抜き孔」（ウィープホール）を設けている。

②可動堰扉うち、6m径間ゲートの扉体重量を軽減する工法が採用されている。これは各主堰柱間隔の内側に、左右から1.3mの位置に補助堰柱を2本設け、扉に付設した滑車を通じて補助堰柱に水圧荷重を負担させる構造である。これにより扉に作用する水圧によるモーメントを少なくし、扉重量及び構造全体重量を軽減する事が可能で

ある。

(概算的に、6m径間の最大曲げモーメントは、 $M_{max} = q \times 6 \times 6 / 8 = 4.5q$ の数値に対し
て6m-1.3x2m径間の最大曲げモーメントは $M_{max} = q \times 3.4 \times 3.4 / 8 = 1.45q$ の数値
である。これは扉の部材重量を32%に減ずることを意味する。)

従って扉と主堰柱との水密性保持と、開閉操作とを容易にしている。

これらの特徴を図-I-II-1-3「青年水閘の構造上の特徴説明図」に記載した。

この堰により、欽江左岸に3.5m/s、同右岸に6.7m/sを取水している。

右岸の「西総幹渠」導水路は、頭首工の上流約500mの地点から開削されている土水路に始まり、約100m下流地点に設置されている2門の制水門によって取水量を調節している。現在の取水機能は充分である。

(3) 用水路及び分水工並びに損失率等

幹線用水路康幹渠及び康熙嶺開地区の支線用水路の14支渠、並びに団和地区内の4支渠の延長、通水量の状況は図-I-II-1-2の用水系統図の通りである。

又水路の堤塘護岸状況等は表-I-II-1-1の通りである。

水電局では1989年迄に石積み護岸3,348mの漏水防止工事を実施した。然し中国側の説明では「水路の利用率は40%・即ち60%の損失がある。」との事である。今回調査でも通水量の実測値が著しく低下している事が伺われた。

土水路の水路内損失率並びに灌漑施設容量について中国側の計算事例を考察するため、次の2種類の試算をした。

1) 水路損失の試算

表-I-II-1-3康熙嶺開幹線水路損失試算表において、「(支渠毎の)引水流量の実際値A」欄最上段に掲げる幹線用水路康幹渠の巫屋分水直後の水量は3.2m/sに対して「Aの末端支渠からの累加量B」の那周尾支渠での値は2.53m/sである。この差の0.67m/sを水路損失量を考えれば、その比率は21%になる。この比率は日本における土水路の損失率と比較しても妥当な数値であると考えらる。

そこで水路損失量0.67m/sを各支渠の引水量に按分比例して、康幹渠の各分水工地点での必要通水量を試算した。その結果を(F)欄に記載する。

2) 直接掛灌漑面積の試算

表-I-II-1-4は康幹渠の直接掛面積及び改善通水量の試算を示す。

康幹渠の巫屋分水直後の灌漑面積は1,794.6haとの表示に対して、各支渠の灌漑面積の累計は1,307.34haとなる。この差487.26haが直接掛の灌漑面積と仮定し、各支渠分水工地点での直接掛と支渠を含む灌漑面積を試算した。この修正面積毎に前項で試算した単位粗用水量を乗じて、改良通水量の試算をした。その値を「改善通水量C」

欄に示す。

以上の試算検討により以下の事項が解明された。

①灌漑施設容量（通水量）の設計値としては、水稻生育期別の最大値を採用している事と判断される。〔其の理由：康幹渠の巫屋分水地点での流量に就いて、中国側の設計値の 3.20m³/s・調査時の実測値3.0m³/s・水稻開花期最大値（改善値）の 3.05m³/s の間に は大きな差異はない〕

②中国側の説明する（60%の損失率）の実態が判明した。〔康幹渠の中流部の通水比は54～68%・下流部の通水比率は23～27%を示す〕

1.2 現況水田の必要最大水量

中国側の水資源調査資料「合浦県党江沿海開田保証率85% 水稻灌漑係数計算表」に因れば次のとおりとである。

1・2期作を通じて代掻整地期・洗成期の必要水量 2.12m³/s/667ha

1・2期作を通じて幼穂形成・穂孕期の必要水量 1.93m³/s/667ha

従って地方での「慣行基準量」と称せられる2m³/s/667ha(1万畝)は、合理性があると判断される。

1.3 開発阻害の要因

1.3.1 現状分析

1)施設の維持管理不十分

青年水閘及び西総幹渠に対して実施されている高い密度の維持管理状況に比較して、幹線水路の康幹渠全体の維持管理状況に就いては大きな落差がある。

例えば、水門のコンクリート製の扉は操作管理上問題があり、水量調節の役目を果たしていない。又分水工や公道下の横断暗渠工等に塵埃が多量に集積して通水を阻害している。付近住民 農家の協力で清掃作業をすれば、灌漑効率は向上する。

2)構造物の老化等

康幹渠を横断する道路等に見られる橋梁、暗渠の通水断面が異常に狭小である。又堤塘の構造が脆弱で、随所に人為的な破損箇所が見られる。

支渠への分水工の構造が貧弱で劣化している。

補助水源である中小ダムは、地形的に最大限の貯水容量（ポケット）を確保しているが、これに見合う集水面積が不足している。他の流域からの集水面積増加（掛け込み水路）を考慮するとともに、当地方の豊富な降雨量を上流地帯に確保するような林相改善が望ましい。各ダムとも、漏水が多く所定の水位を保つ事が困難である。これは建設当時の短期間の施工に因る堤体の転圧不足が原因かと考えられる。漏水防止対策を樹立すべきである。又取水施設の劣化の傾向がある。

1.3.2 新規干拓事業との関連

1) 水源対策

現況の水田経営に必要な灌漑用水は、欽江から青年水閘に因って確保されている。在の康熙嶺圏内の部分的な用水不足対策は、灌漑施設の維持管理向上に期待する。然し新規の干拓農地に対する必要量は青年水閘からの取水増量は不可能である。従って他の河川である茅嶺江に新らたに頭首工を設け、干拓地に導水路する必要がある。

康熙嶺團現況用水系統圖

91.09.06 註

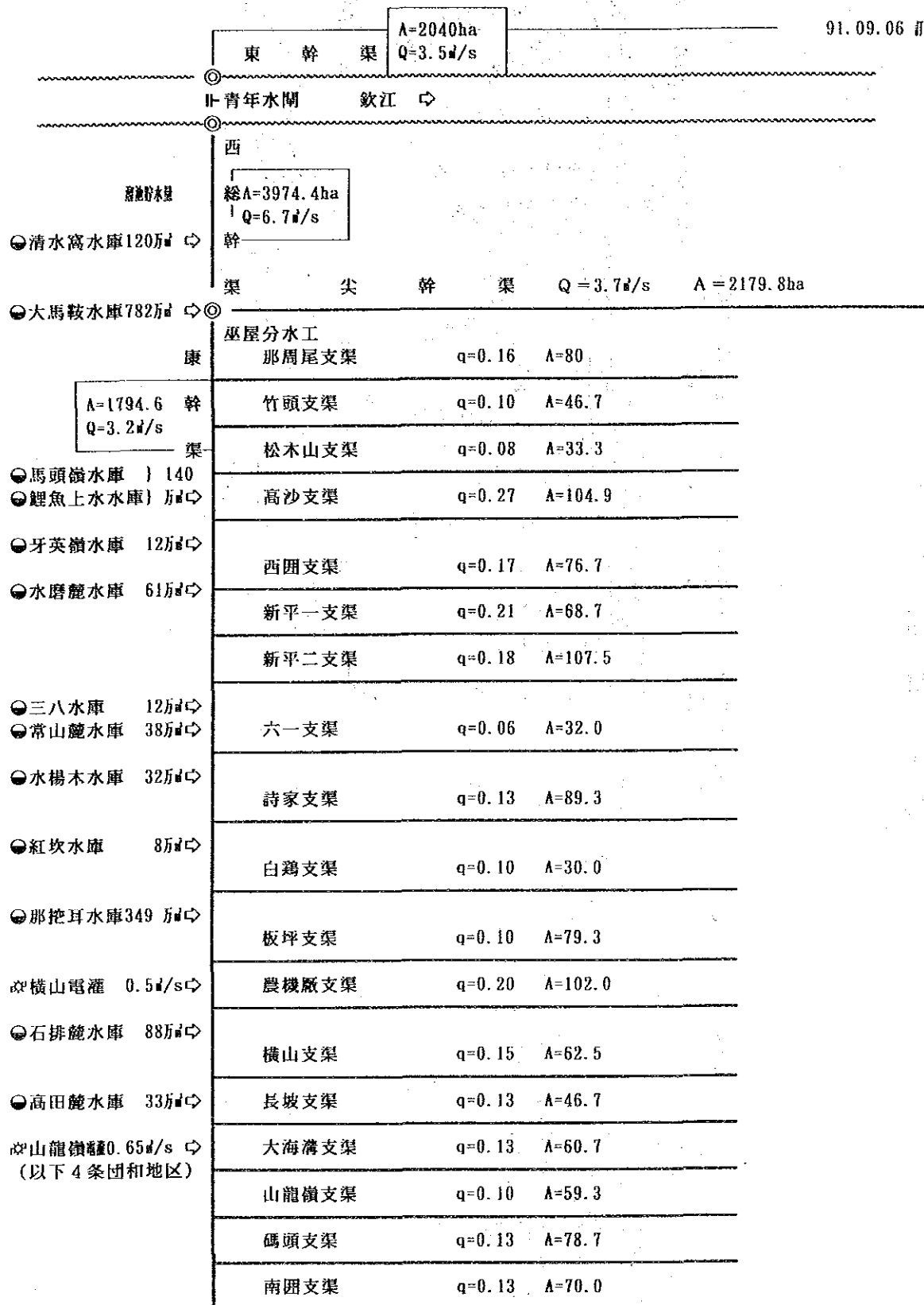


圖-1-II-1-2

表-1-1-1 康熙嶺用幹線用水路現況通水能力、改善通水量検討

幹渠施設名称	区間距離 m	追加距離 m	現況通水量 d/s			改善通水量 d/s		現況概要			
			實際	調査時	利用率	灌溉面積×単位排水量	堤塘	底幅	護岸	付帯構造物	
前水閘	+ 00	+ 00						充分	充分	コンクリートライニング	水量調節水門老朽
西総幹渠											
巫屋分水	+ 5000 (00)	+ 5000	3.20	3.0	94%	1794.6	3.05	堤塘高さ08m不足	充分	コンクリートライニング	
康幹渠											
藤尾支渠分水		+ 4450				1661.5	2.82	不足		片側護岸	公路下暗渠極めて狭小
4+950		4950									
竹前支渠分水		5630				1571.9	2.64	不足			
6+800		6800							幅1m不足		
7+000 松木山支渠分水		7000 7200				1507.9	2.56				
西洲支渠分水		9170	2.43	1.3	54%	1319.8	2.24	不整形	不整形	片側石積み護岸	分土工老朽醜
10+											
11+									高さ不足		
11+500		11500									
11+700		11700									
新平一支渠分水		11880	2.21	1.2	54%	1214.7	2.06		不整形	片側石積み護岸	分土工老朽醜
12+300		12300									

表-1-11-1-1 概2

幹渠施設名称	区間距離 □	追加距離 □	現況通水量 m ³ /s			改善通水量 m ³ /s		現況概要			
			実際	調査時	通水比率	灌溉面積 × 単位用水量	単位用水量	堤塘	底幅	護岸	付帯構造物
12+300		12300									
12+550		12550									
清家支渠分水		13400	1.64	1.1	67%	922.7	1.56	高さ不足		片側石積護岸	分水工老朽継
白岡支渠分水		14150	1.47	1.0	68%	807.2	1.48	高さ不足		護岸無	分水工老朽継
15+											
飯野支渠分水		15520				766.1	1.30				
良瀬原支渠分水		15910				657.4	1.12		幅不足		分水工老朽継 継ぎ
17+											
18+											
19+											
長瀬支渠分水		19470	0.77	0.18	23%	432.0	0.73	断面不整形		護岸無	分水工老朽継
20+											
21+											
21+768		21768									
金鷲崎江橋架			0.61	0.17	28%	368.1	0.62	コンクリート	幅不足		近年施工金鷲崎江

表-II-II-1-2

康熙嶺田補助水源ダム調書

ダム名称	集水面積 km ²	総貯水容量 万m ³	有効貯水量 万m ³	取水施設の状況	備 考
清水窩ダム	—	—	126.0		(順序は上流から)
大馬鞍ダム	8.0	1216.0	782.0		
馬頭嶺ダム	0.75	74.2	60.0		
鯉魚上水ダム	1.02	106.0	72.0	取水装置破損 堤高、堤幅不足	
牙英嶺ダム	0.25	16.2	12.0	取水装置破損 堤高、堤幅不足	
水磨麓ダム	0.98	78.6	61.0		
三八ダム	0.16	13.9	11.5	取水装置破損 堤高、堤幅不足	
常山嶺ダム	0.5	51.6	38.1		
水楊木ダム	0.4	38.2	32.2	取水装置破損 堤高、堤幅不足	
紅坎ダム	0.17	12.6	8.0		
那控耳ダム	3.5	526.0	349.0	堤高、堤幅不足	
石排麓ダム	1.31	135.0	88.2	堤高、堤幅不足	
高田麓ダム	0.53	50.6	33.0	取水装置破損 堤高、堤幅不足	

表-II-II-1-3

康嶺嶺團幹線水路損失試算表

名 称	引水流量 m ³ /s		Aの末 端支渠 からの 累加量 B	支渠取 水量の 按分比 A/B C	幹渠損 失分の 支渠別 配分D 0.67×C	Dの末 端支渠 からの 累加量 E	損失含 分水直 前干渠 流量F B+E	分水地 直後干 渠流量 G F-A
	設計	実際 A						
康幹渠 小計	5.43	3.20	3.2-2.53=0.67				3.20	
那周尾支渠	0.18	0.16	2.53	0.06	0.04	0.67	3.20	3.04
竹頭支渠	0.11	0.10	2.37	0.04	0.03	0.63	3.00	2.90
松木山支渠	0.08	0.08	2.27	0.03	0.02	0.60	2.87	2.79
高沙支渠	0.30	0.27	2.19	0.11	0.07	0.58	2.77	2.50
西圃支渠	0.18	0.17	1.92	0.07	0.05	0.51	2.43	2.26
新平一支渠	0.25	0.21	1.75	0.08	0.05	0.46	2.21	2.00
新平二支渠	0.29	0.18	1.54	0.07	0.05	0.41	1.95	1.77
六一圃支渠	0.10	0.06	1.36	0.03	0.02	0.36	1.72	1.66
詩家支渠	0.24	0.13	1.30	0.05	0.04	0.34	1.64	1.51
白鷄支渠	0.16	0.10	1.17	0.04	0.03	0.30	1.47	1.37
板坪支渠	0.16	0.10	1.07	0.04	0.03	0.27	1.34	1.24
農機廠支渠	0.33	0.20	0.97	0.08	0.05	0.24	1.21	1.01
横山支渠	0.23	0.15	0.77	0.06	0.04	0.19	0.96	0.81
長坡支渠	0.16	0.13	0.62	0.05	0.03	0.15	0.77	0.64
以下団和地区								
大海溝支渠	0.16	0.13	0.49	0.05	0.03	0.12	0.61	0.48
山龍嶺支渠	0.16	0.10	0.36	0.04	0.03	0.09	0.45	0.35
碼頭支渠	0.18	0.13	0.26	0.05	0.03	0.06	0.32	0.19
南圃支渠	0.20	0.13	0.13	0.05	0.03	0.03	0.16	0.03
康幹渠の損失率 $C = 1 - (2.53 \div 3.2) = 1 - 0.79 = 0.21$								

表-II-II-1-4

康幹線水路直接掛面積及び改善通水量試算

名 称	灌漑面積 h a		Aの末端 支渠から の累加量 (直接掛以外) h a B	直接掛面 積算定(便 宜上A、B線小 計の比率1.37 を乗ずる) C	改善通 水量 C × 0.0017 m ³ /s	
	設 計	実 績 A				
康幹渠 小計	2165.47	1794.60	1307.34	1794.60	3.05	A / B = 1794.60 / 1307.34 = 1.37
那周尾支渠	80.00	80.00	1227.34	1661.45	2.82	改善通水量 = 単位 面積当たり粗用水 量 × C 最大純用水量は2 期作の幼穂形成出 穂開花期11mm/日と 仮定し、0.013m ³ /s /10ha とする。 粗用水量 = 純用水 量 ÷ (1 - 各種損 失率) 各種損失率は幹渠、 支渠とも各10%、 管理用として5% 合計25%とする。
竹頭支渠	48.00	46.67	1147.34	1571.86	2.67	
松木山支渠	33.33	33.33	1100.67	1507.91	2.56	
高沙支渠	133.33	104.87	1067.34	1462.25	2.48	
西圃支渠	80.00	76.67	963.34	1319.78	2.24	
新平一支渠	112.00	68.67	886.67	1214.73	2.06	
新平二支渠	128.67	107.47	818.00	1120.66	1.90	
六一圃支渠	42.67	32.00	710.53	973.47	1.65	
詩家支渠	103.47	89.33	673.53	922.73	1.56	
白鷄支渠	74.67	30.00	589.20	807.20	1.48	
板坪支渠	80.00	79.33	559.20	766.10	1.30	
農機厩支渠	143.47	102.00	479.87	657.42	1.12	
横山支渠	102.00	62.53	377.87	517.68	0.88	
長坡支渠	73.33	46.67	315.34	432.01	0.73	
以下団和地区						
大海溝支渠	73.33	60.67	268.67	368.08	0.62	
山龍嶺支渠	60.00	59.33	208.00	284.96	0.48	
碼頭支渠	80.93	78.67	148.67	203.68	0.34	
南圃支渠	83.33	70.00	70.00	95.90	0.16	

従って単位当たり粗用水量は、0.013 ÷ 0.75 = 0.0017m³/s/ha

第2章 計 画

2.1 基本方針

現況調査の結果、新規干拓地に必要な用水の確保は欽江の青年水閘からは不可能である。因って新規水源を茅嶺江に求め、頭首工を新設し、専用導水路に依って干拓地に配分する。

2.1.1 新規干拓地に対する必要水量

1) 灌漑基準年次の検討

欽州及び北海観測所に於ける1980年から1989年まで10年間の年間降雨量記録から、各々の1/10確率年雨量を比較した結果は下記の通りである。

	欽州観測所	北海観測所
1980年灌漑期間雨量	1575.9mm	1508.0mm
1980年年間有効雨量	794.5mm	727.0mm

即ち基準年における灌漑期間・年間有効雨量ともほぼ等しく且つ、北海の値は計画上安全側にあるので、両地区共通に北海観測値を採用する。

従って総合作目に対する単位粗用水量（施設容量）として、合浦県百曲圃と同様1.2 $\text{m}^3/\text{s}/1$ 畝を採用する。

2) 新規干拓地に対する必要水量

① 新規の耕地面積 30,000畝 ----- A
単位粗用水量（施設容量）

$$1.2\text{m}^3/\text{s}/1\text{万畝} \times 30,000\text{畝} = 3.6\text{m}^3/\text{s}$$

② 養魚池の補給用水

通常の蒸発水量を補給する為、平均日蒸発量5mm/dayの60%を供給する。

養魚池の面積4,500畝即ち300haである。因って全供給量は次式による。

$$300 \times 5\text{mm} \times 60\% \div 86,400 \div (\text{幹} \cdot \text{支線用水路搬送効率}) \text{ ----- B}$$

$$= 0.1 \div (0.93 \times 0.85) \text{m}^3/\text{s} = 0.13\text{m}^3/\text{s}$$

③ 生活用水

住民1人当たり1日50 l を計上する。入植の計画戸数は1392戸で、1戸当たり、4人とすると、

$$50\text{l} \times 1,392 \times 4 \div 86,400 \div (\text{幹} \cdot \text{支線用水路搬送効率}) \text{ ----- C}$$

$$= 0.003 \div (0.93 \times 0.85) = 0.004 \approx 0.01\text{m}^3/\text{s}$$

計画の新規利水容量として、灌漑用水と養魚用水及び生活水の合計量

$A + B + C = 3.6\text{m}^3/\text{s} + 0.13\text{m}^3/\text{s} + 0.01\text{m}^3/\text{s} = 3.74\text{m}^3/\text{s}$ を確保する必要がある。

2.2 新規灌漑施設の検討

2.2.1 新規頭首工位置の比較検討

茅嶺江からの取水方法として次の3案があり比較検討する。

① 欽州市黄屋屯郷屯利地内の「牛皮」タービンポンプ所の固定堰の利用案。

この施設は茅嶺江の河口からの距離 38.2m 地点にある。元来は川の左右耕地への農業用水を揚水する為、その原動力源として茅嶺江の流水 $12\text{m}^3/\text{s}$ と落差 3m を利用して現地発電したものである。現在は揚水は行わず小規模の発電力(120kw) を周辺に送電している。

固定堰はコンクリート製でその堰頂標高は 5.2m である。

この堰を約 3m 程度嵩上げし、取り入れ口を設けるならば新規干拓地水田に必要な水量と水位の確保は容易である。但し問題点として、

- I 現在の発電用水量が不足するので減電補償問題が生ずる。
- II 茅嶺江左岸の崖縁を走る導水路の延長が、下流のセメント工場迄でも 18m の延長に達し建設費と維持管理に難点が生ずる。
- III コンクリート堰が老朽しており嵩上げ改修には相当の工事費用が必要である。

② 黄屋屯セメント工場地点に新規の頭首工を設置する案。

この地点は河口から 20.6m の位置にある。曾て此処に大口径のポンプ設置の計画があり、一部工事を開始したがその後事業が頓挫した。現在も機场上屋と吐き出し水槽の一部が残る。

固定堰の堰頂標高5.2mの上に可動堰を設置し、水位を標高8.0mに保つ、「青年水閘」型式の頭首工と、これに続く専用導水路の新設により干拓地への導水は可能である。その他の問題点としては、

- I 感潮河川なので潮の潮上を防ぐ為と取水位確保の為に、可動堰の天端標高を概ね 8m に確保する構造とする。
- II 牛皮タービンポンプ所の減電補償をする。
- III 堰の堰上げにより相当程度の湛水区域が生ずるので、周辺の護岸工事と潰れ地の補償問題が生ずる。

③ 団和邕北部山龍嶺付近で満潮時に茅嶺江の表層淡水を取水する案。

比較的安価な建設工事費として、当初中国側が主張した案である。然し安全な水質と水量を継続的に取水するには、不安定要素が多すぎるので合同現地踏査の段階で検討を断念した。

以上の各案を比較検討の結果、黄屋屯セメント工場付近に頭首工を新設する事がより現実的と判断し、更に細部の位置検討を進める。

又計画用水系統図を図-I-II-2-1に示す。

2.2.2 黄屋屯頭首工の位置・規模の決定

①新規頭首工の河川水位の堰上げ影響を検討すると、旧ポンプ場付近の右岸にはセメント工場があり、左岸には標高6m程度の耕地が約50ha程度存在し、左右両岸とも直接背水の影響範囲に入る。これを避けるため、その上流約1.5kmの「大山」集落付近(河口から21.8km)がより適切である。

②河床を安定させるため、標高±0mに床止工を行い、その上にコンクリート製固定堰を設けその堤頂標高を5.6mとする。固定堰の上部に高さ2.7m(構造令10条に定める余裕高0.3mを含む)鋼製可動堰を設置する。従って茅嶺江の取水水位は8.0mである。河川就航の便のため右岸部に通船水閘を設備し、固定堰上流側の体積土砂を排除する便の為に土砂吐けを設ける。又、河川水棲動物保護の為、右岸に魚道を設置する。

③通水径間の決定

欽江に於ける「青年水閘」頭首工は建設当時としては優れたものであるが、新設の「黄屋屯」頭首工の設計に当たっては、日中両国技術交流の具体的テーマとして、日本の「河川法」第13条(河川管理施設等の構造の基準)第2項に基づく構造令の技術的基準に準拠し、土地改良事業計画設計基準「頭首工」編による構造物を提案し、現在の中国側の実施可能条件を考慮検討する。

設計の細部は別紙記述のとおりであるが、青年水閘に比較して顕著な相違点は可動堰の純径間が17mに及ぶ事である。これは構造令第38条によって高水流量が2,000～4,000 m^3/s の場合は径間を30m以上と定められているが、中国側の現況を考慮して折衷案として提案する。

河床標高 ±00m

固定堰標高 +5.6m

可動堰標高 +8.3m

可動堰 電動式鋼製ローラー扉

通水幅 17.0 × 6 + 15.0 × 2

堰柱幅 3m × 9

取水量 3.74 m^3/s

洪水量 2.888 m^3/s

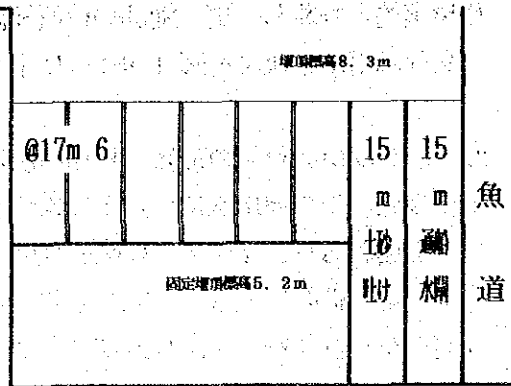
計画洪水位 m

堰延長 156m

土砂吐け幅15m。

魚道勾配 0.3m/2.5m。

堤脚標高 +10m



河底標高 +00m

河川堤塘標高 +10m

船通水間 幅15m。

2.3 用水路の検討

2.3.1 専用導水路の規模概要

①路線位置

水路起点位置は茅嶺江左岸「大山」集落付近（河口から21.8m）から、水路の終点位置は大欖江の高沙地点までの総延長9,600mとする。即ち新頭首工付近から大家村付近迄の標高10m内外耕地内を通過し（延長約1,660m）、旧ポンプ場跡付近の牛窩集落内の排水路に沿って南下し、黄屋屯への旧道に達する（約2,600m地点）。

これより新道に沿って進み、始点より約5,360m付近から同6,460mの間をトンネルで流下し、長嶺嶺付近の分水嶺及び南防鐵路（道床標高13.45m）を通過する。鐵路通過直後、始点より6,480m付近で（水路底標高6.60m）康幹渠の下を通過し、欽防公路と交差した後、高沙に至る。

②通水断面の決定

取水後水位標高	+7.9m	
取水路底標高	+5.9m	
終点水位標高	+6.00m	終点水路底標高 +4.09m
水路底勾配	上流より 1/7,000	（トンネル内1/2,000） 1/6,500
通水量	3.74m ³ /s	
通水断面	3面コンクリート舗装	上流 幅2.8m 壁高2.3m 下流 幅2.7m 壁高2.3m
	標準馬蹄型トンネル	半径1.2m 延長1,120m
	深成岩（花崗岩系風化岩）	
付帯構造物	西康幹渠下交差西康幹渠用水路橋	延長7.5m幅4.8m高さ2.6m

2.3.2 干拓幹渠の規模概要

専導水路に接続して高沙地点から大欖江に沿って1号取付道路・1号東西道路の西側（山側）に団和に向って干拓導水路を設ける。但し中流の白鷄付近から下流は流量が逡減する。

導水路にほぼ直角方向に1.3.4各号の幹渠を設ける。その他2号幹渠を白鷄分水工から幹線道路の海側に設ける。各幹渠の用水は更に支渠を経て小用水路に配分される。

①干拓導水路

I（上流部）

水路起点位置	高沙地点
水路終点位置	白鷄集落付近
分水位標高	+5.90m

分水底標高 +4.10m
 終点水位標高 +4.61m
 終点水路底標高 +2.81m
 総延長 約6,200m 底勾配 1/4,800
 通水量 3.74 m^3/s
 通水断面 3面コンクリート舗装 幅2.7m 水深1.8m 壁高2.1m

II (下流部)

水路起点位置 白鷄集落付近
 水路終点位置 団和地点
 分水位標高 +4.41m
 分水底標高 +3.11m
 終点水位標高 +3.41m
 終点水路底標高 +2.11m
 総延長 約4,800m 底勾配 1/4,800
 通水量 1.21 m^3/s
 通水断面 3面コンクリート舗装 幅1.65m 水深1.6m 壁高1.68m

③各号幹渠

I 1号幹渠

水路起点位置 白鷄集落付近 分水位標高 4.41m 分水底標高 3.21m
 水路終点位置 新干拓地終点 水位標高 3.21m 水路底標高 2.01m
 総延長 約3,600m 底勾配 1/3,000
 灌漑面積 960ha 通水量 1.81~0.44 m^3/s

区分	延長	通水量	下幅	水深	護岸構造	壁高	灌漑面積	%
1-1	1,300m	1.81	2.3m	1.0m	3面コンクリート	1.3m	14,483	100%
1-2	1,240m	1.20	1.7m	1.0m		1.3m	9,612	66%
1-3	1,060m	0.44	0.9m	1.0m		1.3m	3,520	24%

II 2号幹渠

水路起点位置 白鷄集落付近 分水位標高 4.41m 分水底標高 3.41m
 水路終点位置 新干拓地終点 水位標高 3.23m 水路底標高 2.23m
 総延長 約3,550m 底勾配 1/3,000
 灌漑面積 390ha 通水量 0.73~0.53 m^3/s

区分	延長	通水量	下幅	水深	護岸構造	壁高	水量算定係数	%
1-1	2,200m	0.73	1.2m	1.0m	3面コンクリート	1.3m	5,833	100%
1-2	1,350m	0.53	1.0m	1.0m		1.3m	1,624	28%

III 3号幹渠

水路起点位置 導水路末端 分水位標高 3.31m 分水底標高 2.51m
 水路終点位置 新干拓地終点 水位標高 2.51m 水路底標高 1.71m
 総延長 2,400m 底勾配 1/3,000
 灌漑面積 350ha 通水量 0.65m³/s

区分	延長	通水量	下幅	水深	護岸構造	壁高	水量算定係数	%
1-1	2,400m	0.65	1.1m	1.0m	3面コンクリート	1.3m	5,244	100%

IV 4号幹渠

水路起点位置 導水路末端 分水位標高 3.31m 分水底標高 2.11m
 水路終点位置 新干拓地終点 水位標高 2.11m 水路底標高 0.91m
 総延長 3,600m 底勾配 1/3,000
 灌漑面積 350ha 通水量 0.55m³/s ~0.22m³/s

区分	延長	通水量	下幅	水深	護岸構造	壁高	水量算定係数	%
1-1	2,600m	0.55	1.0m	1.0m	3面コンクリート	1.3m	4,440	100%
1-2	1,000m	0.22	0.6m	1.0m		1.3m	2,658	60%

康熙嶺圍干拓水田計畫用水系統圖

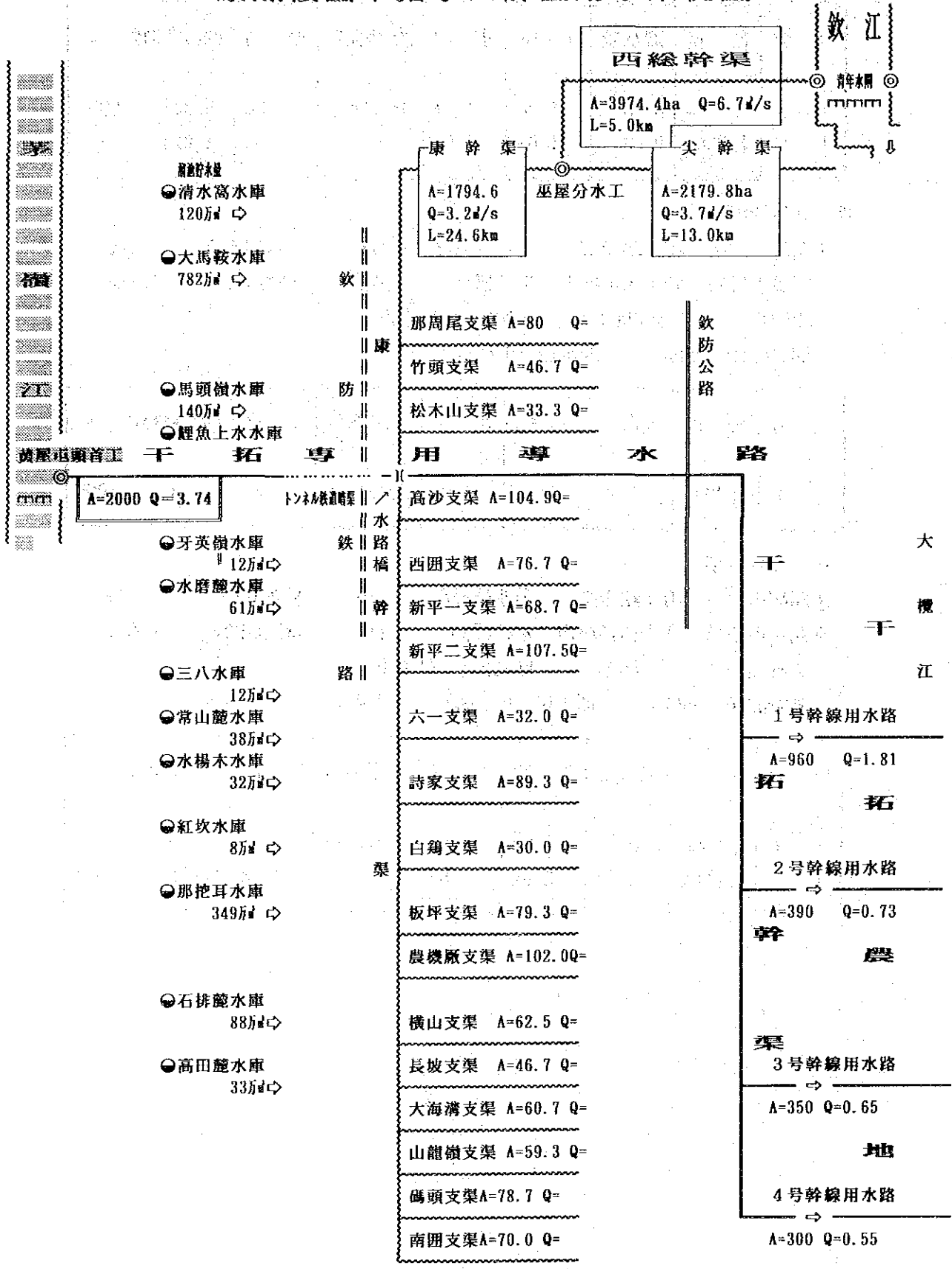


圖 - I-II-2-1

I. 茅嶺江頭首工設計

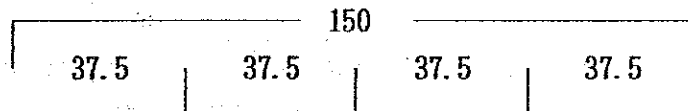
1. 設計条件

- (1) 設計洪水量 : 2888 m³/s (茅嶺江30年確率)
- (2) 施工位置 : 茅嶺江 No21+800地点
- (3) 設計洪水位 : 8.30 m
- (4) 設計取水量 : 3.74 m³/s
- (5) 設計取水位 : 8.00 m

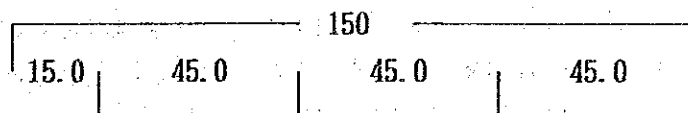
2. 頭首工可動堰可動部の径間長の決定

可動部の全長を現況断面より153mとする。

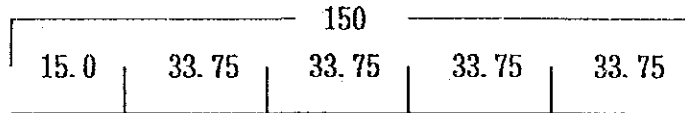
茅嶺江の計画高水流量は 2888m³/sであるので、構造令第38条第 1項の規定によれば、径間長は 30m以上でなければならない。従って、径間長は $150/4=37.5$ mで4径間となる。



ここで、本計画では片側に船通しを設けるので、構造令第39条第 1項の規定に基づいて船通しの径間長を 15m以上としなければならない。従って、船通しを 15mとすれば、それ以外の部分の全長は $150-15=135$ mとなり、当該部分は $135/3=45$ mで3径間となる。



次に、構造令第39条第2項及び規則第19条本文の規定を適用すれば、船通し以外の部分の径間長 45.0mは第4欄の値 30mを 10m以上越えているので、当該部分の径間をもう1径間増すと当該部分の径間長は $135/4=33.75$ mとなり4径間となる。



※以上が日本式であるが、中国側との協議により径間長 20.0mで6径間に土砂吐18.0mと船通し18.0mを加えて、全長を156.0mとする。

○構造令第38条及び同令規則第17条、第18条

堰の径間長の原則が構造令第38条及びこれを受けた同令規則第17条、第18条に規定されている。

(可動堰の可動部の径間長)

構造令第38条 可動堰の可動部の径間長（隣り合う堰柱の中心線長の距離をいう。）は計画高水流量に応じ、次の表の下欄に掲げる値以上（可動部の全長（両端の堰柱の中心線間の距離をいう。）が、計画高水流量に応じ、同欄に掲げる値未満である場合には、その全長の値）とするものとする。ただし、山間狭さく部であること、その他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるときは、この限りでない。

上欄	中欄	下欄
項	計画高水流量(d/s)	径間長(m)
一	500未満	15
二	500以上 2,000未満	20
三	2,000以上 4,000未満	30
四	4,000以上	40

2. 前項の表一の項の中欄に該当する場合において、可動堰の可動部の全長が 30m未満であるときは、前項の規定にかかわらず可動部の径間長を 12.5m以上とすることができる。
3. 第1項の表三の項又は四の項の中欄に該当する場合において、第1項の規定によれば径間長の平均値を 50m以上としなければならない可動堰の構造上適当でない認められるときは同項の規定にかかわらず、建設省令で定めるところにより、可動部の径間長をそれぞれ同表三の項又は四の項の下欄に掲げる値未満のものとするすることができる。
4. 第1項の表四の項の中欄に該当する場合においては、第1項の規定にかかわらず、流心部以外の部分に係わる可動堰の可動部の径間長を 30m以上とすることができる。

この場合においては、可動部の径間長の平均値は、前項の規定の適用がある場合を除き、40m以上としなければならない。

5. 可動堰の可動部が起伏式である場合においては、建設省令で定めるところにより、可動部の径間長を前各項の規定によらないものとする事ができる。

(可動堰の可動部の径間長の特例)

規則第17条 構造令第38条第3項に規定する場合における可動部の径間長は、同条第1項の規定による径間長に応じた径間数に1を加えた値で可動部の全長を徐して得られる値以上とすることができる。ただし、可動部の径間長の平均値が30mを越えることとなる場合においては、流心部以外の部分に係わる可動部の径間長を30m以上とすることができる。

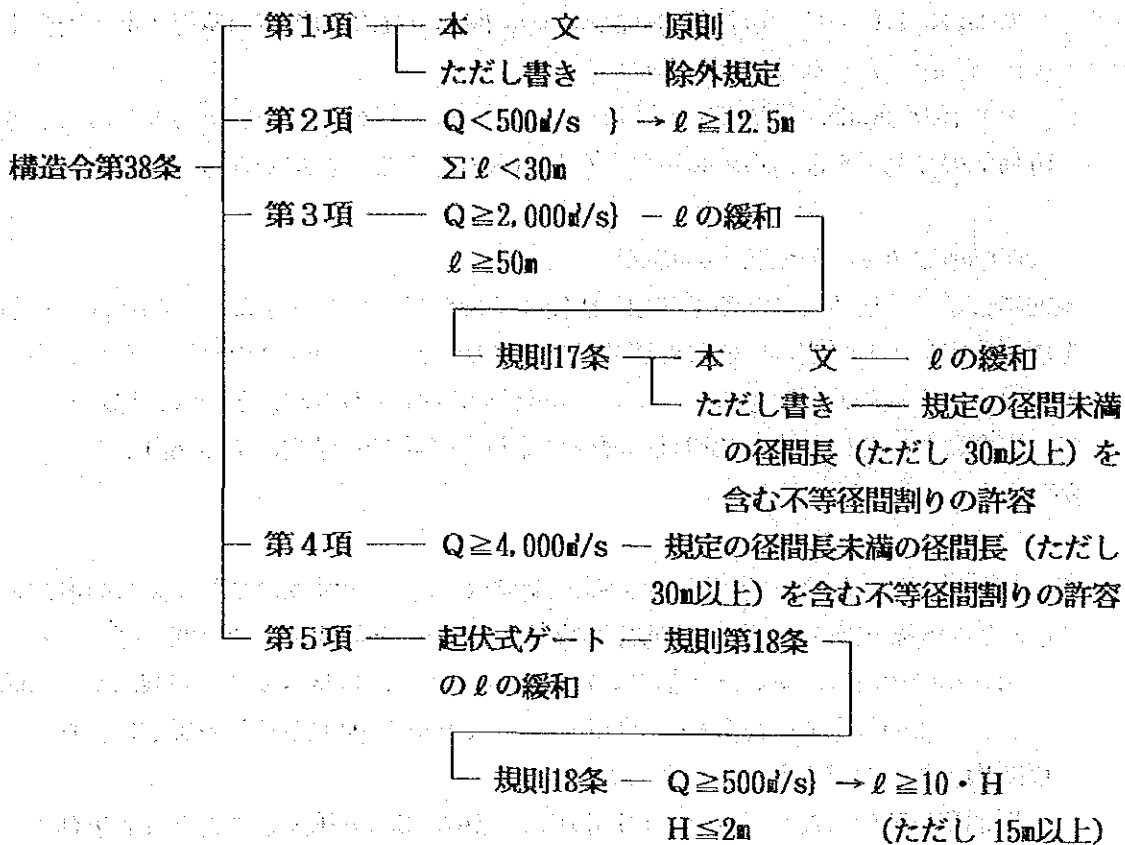
※ 径間長とは、隣合う堰柱の中心線間の距離であり、可動堰の全長は両端の堰柱の中心線間の距離である。堰柱の内面間の距離は一般に実径間とか純径間と呼ばれる。

第3項の規定は計画高水流量 Q が $2,000\text{m}^3/\text{s} \leq Q < 4,000\text{m}^3/\text{s}$ 及び $4,000\text{m}^3/\text{s} \leq Q$ の場合で、第1項の規定では径間長が50m以上となる場合に規則第17条の規定によりもう1径間増すことができるものである。

規則第17条のただし書きは、径間長の平均値が30mを越えることとなる場合で、流心部と流心部以外の部分が区別できる河道であれば、流心部の径間長を長くして、その分だけ流心部以外の部分の径間長を30mを限度として短くすることができる意である。

第3項の規定の運用上注意を要することは、次の第4項の規定を適用して径間割りをした結果50m以上の径間部分が生じたからとしてこの第3項の本文規定を適用してもう1径間を増すことはできない。あくまで第1項の規定で等径間割りをした結果すべての径間が50m以上となったときに、この第3項の緩和規定が適用できるものと解すべきものである。

以上、構造令第38条ならびに規則第17条及び第18条の構成をまとめると、次のとおりである。



ただし、 Q : 計画高水流量

l : 径間長

H : ゲートの直高

○構造令第39条及び同令規則第19条

可動堰の可動部の一部を土砂吐き又は船通しとしての効用を兼ねるもとする場合の特例規定が、構造令第39条及びこれを受けた同令規則第19条に規定されている。

(可動堰の可動部の径間長の特例)

構造令第39条 可動堰の可動部の一部を土砂吐き又は船通しとしての効用を兼ねるもとする場合においては、前条第1項の規定にかかわらず、当該部分の径間長は、計画高水流量に応じ、次の表の第3欄に掲げる値以上とすることができる。この場合においては、可動部の径間長の平均値は、同条第2項に該当する可動堰の可動部の可動部を除き、同表の第4欄に掲げる値以上でなければならない。

第1欄 項	第2欄 計画高水流量 (d/s)	第3欄 可動部のうち土砂吐き又は船通しとしての効用を兼ねる部分の径間長(m)	第4欄 可動部の径間長の平均値 (m)
一	500未満	12.5	15
二	500以上 2,000未満	12.5	20
三	2,000以上 4,000未満	15	30
四	4,000以上	20	40

2. 前項の規定によれば可動堰の可動部のうち土砂吐き又は船通しとしての効用を兼ねる部分以外の部分の径間長が著しく大となり、当該部分のゲートの構造上適当でなく、かつ、治水上の支障がないと認められる場合においては、建設省令で定めるところにより、可動部の径間長を同項後段の規定によらないものとする事ができる。

(可動堰の可動部のうち土砂吐き等としての効用を兼ねる部分以外の部分の径間長の特例)

規則第19条 構造令第39条第2項に規定する場合における可動部の径間長は、可動堰の可動部のうち土砂吐き又は船通しとしての効用を兼ねる部分(以下の部分以下この条において「兼用部分以外の部分」という。)の径間長が計画高水流量に応じ、同条第1項の表の第4欄に掲げる値を10m以上越えることとなる場合又はゲートの縦の長さとの比が15分の1以下となる場合においては、当該径間長を同表の第4欄に掲げる値以上とすることができる。ただし、次の各号の一に該当する場合には、可動部の径間長を当該各号に定める値以上とすることができる。

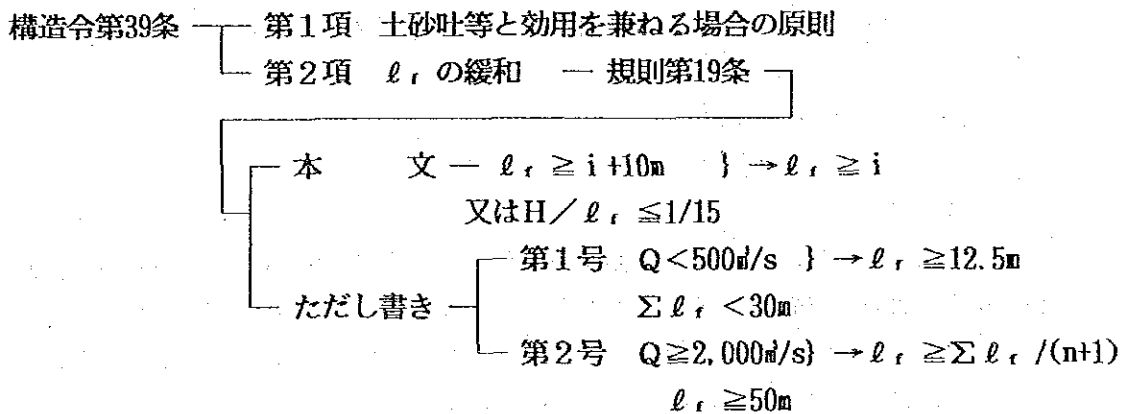
- 一 計画高水流量が500 d/s 未満であり、かつ、兼用部分以外の部分の可動部の全長が30m未満である場合 12.5m
- 二 計画高水流量が2,000 d/s 以上であり、かつ、兼用部分以外の部分の径間長が50m以上である場合、構造令第39条第1項の規定による径間長に応じた径間数に1を加えた

値で兼用部分以外の可動部の全長を除して得られる値

※ 第2項及び規則第19条は第1項の規定により径間割りをした結果、平均径間長を規定値以上とするため土砂吐等の径間部分以外の部分が著しく長大なものとなる場合の緩和規定である。すなわち、まず、規則第19条の本文規定により、(a)表の第4欄の値より10m以上長くなる場合と、(b)ゲートの縦横比が1:15より長くなる場合は、表の第4欄の値を限度として短くすることができるものである。

さらに、規則第19条のただし書きによって、条件によっては径間長を表の第4欄の値以下とすることができる。この場合の前提条件は上記(a)又は(b)に該当するときである。

以上、構造令第39条及び規則第19条の構成をまとめると、次のとおりである。



ただし、Q：計画高水流量

l ：径間長

l_r ：兼用部分以外の部分の径間長

i：表の第4欄の値

H：ゲートの直高

n：構造令第39条第1項の規定により径間長に応じた兼用部分以外の部分の径間数

3. 型式の決定

取水堰の型式は、基礎となる岩盤が河床から浅い位置にあって直接岩盤上に構築する固定型と、岩盤の位置が深い位置にあるかあるいは全くない土砂、石レキ等の自然河床の上に直接設けるフローティング型がある。

本計画は、フローティング型として設計する。

4. 縮切り方法の決定

本計画では、河川の全幅にわたって縮切り、一部を固定で一部を可動とする部分可動とする。

堰上げ施設は、河川に直角に設けることを原則とする。このことは、河川に直角に縮切することは最も経済的であり、土砂吐による取入れ口前面の排砂を行なうにあっても操作上最も有利な位置となるからである。

5. 堰頂標高の決定

堰頂の標高は次式によって決定する。

$$\text{堰頂標高} = \text{計画取水水位} - \{ (\text{渴水量} - \text{取水量}) \text{の越流水深} \} + \text{余裕高}$$

一般に灌漑期間は河川の流量は少ないので、通常第2項は無視してさしつかえない場合が多い。すなわち、堰頂標高=計画取水水位。

本計画では、計画取水水位 8.00mにゲートの余裕高 0.30mを加え、堰頂標高を 8.30mとする。

6. 固定堰の検討

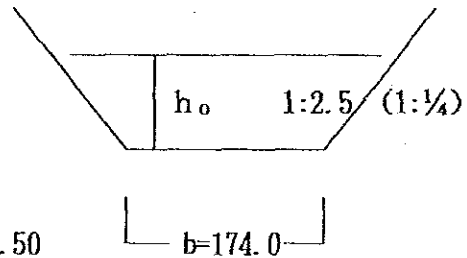
(1)洪水時の河川の平均流速及び水深

30年確率洪水量 $Q_{max} = 2888.0(d/s)$

河床勾配 $I = 1/5000$

粗度係数 $n = 0.03$

【土地改良事業計画設計基準・水路Ⅰ(砂1)】 p. 50



の手法で、 h_o を求める。

$$\frac{Q \cdot n}{I^{1/2} \cdot b^{8/3}} = \frac{2888.0 \times 0.03}{(1/5000)^{1/2} \times (174.0)^{8/3}} = 0.006$$

h_o	$Q \cdot n$
b	$I^{1/2} \cdot b^{8/3}$
0.040	0.0045
x	0.006
0.050	0.0065

$\therefore x = 0.0475$

$$\therefore \frac{h_o}{b} = 0.0475$$

$$h_0 = 0.0475 \times 174.0 = 8.265 \approx 8.3 \text{ m}$$

従って、

$$A = (174.0 + 215.5) / 2 \times 8.3 = 1616.425 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$P = 174.0 + 8.3 \times 2.693 \times 2 = 218.704 \text{ (m)}$$

$$R = A / P = 1616.425 / 218.704 = 7.3909 \text{ (m)}$$

$$V = Q / A = 2888.0 / 1616.425 = 1.787 \text{ (m/s)}$$

(2) 洪水時における水位上昇高

本河川が、常流状態において流動しているものとすれば、式(2.1)の条件を満足しなくてはならない。

$$i < g / \alpha \cdot c^2 \dots \dots \dots (2.1)$$

ここで、 $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

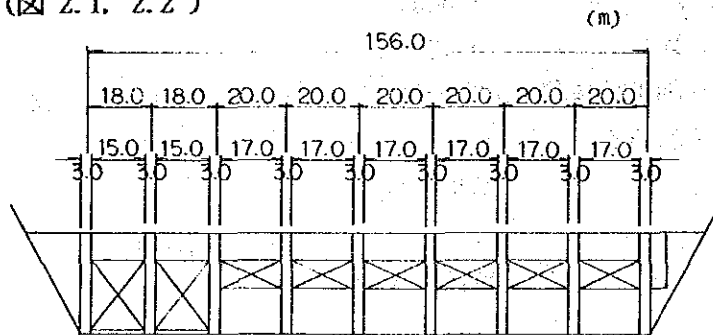
$\alpha = 1.058$ (断面の形によって、決まる定数 Boussinesq は、幅の広い矩形断面に対しては、1.058 を与えている。)

$$c = V / \sqrt{R \cdot I} = 1.787 / \sqrt{7.391 \times (1/5000)} = 46.5$$

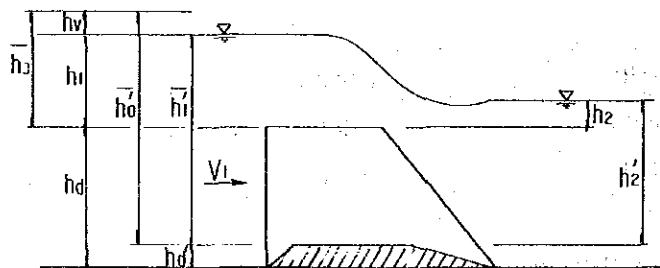
$$i = 1/5000 < g / \alpha \cdot c^2 = 9.8 / 1.058 \times (46.5)^2 \approx 1/233$$

従って、常流状態において流動していると考えられる。

今、堰の断面を図 2.1 の様に仮定すると、一般に堰の越流量 Q は式(2.2) によって表される。(図 2.1, 2.2)



(図 2.1)



(図 2.2)

・越流堰の場合 $Q = m \cdot b \cdot \bar{h}_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \bar{h}_0}$
 $\approx m \cdot b \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \dots \dots \dots (2.2)$

・潜り堰の場合 $Q = m' \cdot b \cdot \bar{h}_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (\bar{h}_0 - h_2)}$
 $\approx m' \cdot b \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)}$

ここで、 b : 堰の長さ(m)

m : 流量係数、図 2.2 の様な形の堰では、0.35~0.45 であるから 0.4 を取る。

m' : 堰の形によって変化する係数

$$m = 2/3 \cdot \sqrt{1/3} \cdot m' \quad \therefore m' = 3/2 \cdot \sqrt{3} \cdot m = 2.6(m)$$

次に、固定堰の幅を b_f 、越流量を Q_f 、可動堰の幅を b_m 、越流量を Q_m とすれば全越流量 Q は、

$$Q = Q_f + Q_m = 2888.0 (\text{m}^3/\text{s})$$

今、固定堰、可動堰、共に完全越流であると仮定すれば、

$$Q_f = m \cdot b_f \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1}$$

$$= m \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot b_f \cdot h_1^{3/2}$$

$$Q_m = m \cdot b_m \cdot h_1' \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1'}$$

$$= m \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot b_m \cdot h_1'^{3/2}$$

ここで、 $m = 0.4$, $b_f = 102.0(\text{m})$, $b_m = 30.0(\text{m})$

$$h_1' = h_1 + h_d - h_d' = h_1 + (5.6 - 0.5) = h_1 + 5.1$$

$$Q = Q_f + Q_m$$

$$= m \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (b_f \cdot h_1^{3/2} + b_m \cdot h_1'^{3/2})$$

$$= 0.4 \sqrt{2 \times 9.8} \times (102.0 \times h_1^{3/2} + 30.0 \times (h_1 + 5.1)^{3/2})$$

$$2888.0 = 1.771 \times (102.0 \times h_1^{3/2} + 30.0 \times (h_1 + 5.1)^{3/2})$$

従って、

$$102 \times h_1^{3/2} + 30.0 \times (h_1 + 5.1)^{3/2} = 1630.71$$

$$102 \cdot x + 30.0 \cdot y = 1630.71$$

として、 h_1 を求めると、表 2.1 の様になる。

h_1	x	$102 \cdot x$	$h_1 + 5.1$	y	$30 \cdot y$	$102 \cdot x + 30 \cdot y$
4.20	8.607	877.91	9.30	28.361	850.83	1728.7
4.00	8.000	816.00	9.20	27.451	823.54	1639.5

(表 2.1)

従って、 $h_1 = 4.00\text{m}$ となる。

次に、接近流速 V_1 を求めると、

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b \cdot (h_1 + h_d)} = \frac{2888.0}{150.0 \times (4.00 + 5.6)} = 1.966 \text{ (m/s)}$$

速度水頭: h_v

$$h_v = V_1^2 / 2 \cdot g = 1.966^2 / 2 \times 9.8 = 0.197 \text{ (m)}$$

$$\bar{h}_o = h_1 + h_v = 4.00 + 0.197 = 4.197 \text{ (m)}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \bar{h}_o = \frac{2}{3} \times 4.197 = 2.798 \text{ (m)}$$

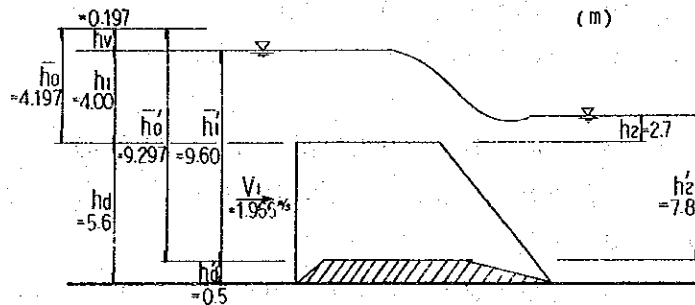
$$\bar{h}_o' = h_1' + h_v = (4.00 + 5.1) + 0.197 = 9.297 \text{ (m)}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \bar{h}_o' = \frac{2}{3} \times 9.297 = 6.198 \text{ (m)}$$

故に、 $h_2 = 8.3 - 5.6 = 2.7 \text{ (m)}$

$$h_2 = 2.7 \text{ m} < \frac{2}{3} \cdot \bar{h}_o = 2.798 \text{ (m)}$$

従って、越流堰となる。



故に、橋台・橋脚による水流の縮小、及び接近流速 V_1 を考慮して計算すれば、次の様になる。

$$Q_r = m \cdot b_r' \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \{ h_1 + V_1^2 / (2 \cdot g) \}^{3/2} \dots (2.3)$$

$$Q_m = m \cdot b_m' \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \{ h_1' + V_1^2 / (2 \cdot g) \}^{3/2}$$

ここで、 $b_r' = b_r - \bar{h}_o \cdot (C_a \cdot N_a + C_n \cdot N_n)$

$$b_m' = b_m - \bar{h}_o' \cdot (C_a \cdot N_a' + C_n \cdot N_n')$$

ここで、 b_r' 、 b_m' : b_r 及び b_m の有効幅員

h_o 、 \bar{h}_o' : 固定堰、及び可動堰の越流水深

$$\bar{h}_o = 4.197 \text{ (m)}, \bar{h}_o' = 9.297 \text{ (m)}$$

C_a : 橋台の収縮係数 = 0.1

C_n : 橋脚の収縮係数 = 0.04

N_a 、 N_a' : 固定堰、及び可動堰における橋台の収縮

$$\text{箇所数 } N_a = 0, N_a' = 12$$

N_n, N_n' : 固定堰、及び可動堰における橋脚の収縮
箇所数 $N_n = N_n' = 2$

$$b_r' = b_r - \bar{h}_0 \cdot (C_a \cdot N_a + C_n \cdot N_n)$$

$$= 102.0 - 4.197 \times (0.1 \times 0 + 0.04 \times 12)$$

$$= 99.99(\text{m})$$

$$b_m' = b_m - \bar{h}_0' \cdot (C_a \cdot N_a' + C_n \cdot N_n')$$

$$= 30.0 - 9.297 \times (0.1 \times 2 + 0.04 \times 2)$$

$$= 27.40(\text{m})$$

$$h_v = V_1^2 / (2 \cdot g) = 0.197 = 0.19(\text{m})$$

$$Q = Q_r + Q_m$$

$$= m \cdot \sqrt{(2 \cdot g)} \cdot \{ b_r' \cdot (h_1 + V_1^2 / (2 \cdot g))^{3/2} + b_m' \cdot (h_1' + V_1^2 / (2 \cdot g))^{3/2} \}$$

$$= 0.4 \sqrt{(2 \times 9.8)} \times \{ 99.99 \times (h_1 + 0.197)^{3/2} + 27.40 \times (h_1 + 5.1 + 0.197)^{3/2} \}$$

$$2888.0 = 1.771 \times \{ 99.99 \times (h_1 + 0.197)^{3/2} + 27.40 \times (h_1 + 5.297)^{3/2} \}$$

故に、 $3.65 \times (h_1 + 0.197)^{3/2} + (h_1 + 5.297)^{3/2} = 59.52$

$$3.65 \cdot x + y = 59.52$$

として、 h_1 を求めれば、表 2.2 の様になる。

h_1	$h_1 + 0.197$	x	$3.65 \cdot x$	$h_1 + 5.297$	y	$3.65 \cdot x + y$
4.10	4.297	8.907	32.51	9.397	28.81	61.32
4.00	4.197	8.598	31.38	9.297	28.35	59.73

(表 2.2)

従って、 $h_1 = 4.00(\text{m})$ をとる。

故に、安全のため速度水頭を無視すれば、

$$h_1 = 4.0 + 0.197 = 4.197 \approx 4.2(\text{m})$$

となる。

故に、仮定した断面でOKである。

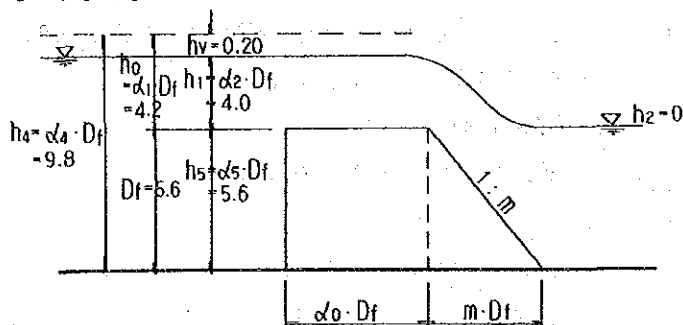
7. 固定堰の断面決定

堰体の材料はコンクリートとし、堰体の自重の他に外力（静水圧、動水圧、揚げ圧力、地震力、滯砂土圧）が作用した場合において、転倒、滑動、沈下の検討により安定した断面とする。

通常、安定計算による計算労力を軽減する目的から、安定計算グラフにより安定断面を決定する。

(1)断面の決定

完全越流で、しかも下流水深が堰頂よりも上にある状態において、安定上最も不利な条件は、 $h_2 = 0$ である。



(図 3.2)

ので、図 3.2に示す条件で計算を行う。

- ・土圧係数 $C_0 = 0.5$
- ・コンクリート単位重量 $\gamma = 2.3(t/d)$
- ・揚圧係数 $\mu = 1.0$
- ・河床砂礫単位重量 $\gamma_1 = 1.8(t/d)$
- ・滑動係数 $S = 0.75$
- ・震 動 $K = 0$
- ・越流水深 $h_1 = 4.0(m)$
- ・固定堰高 $D_r = 5.6(m)$

従って、
$$\alpha_2 = h_1 / D_r = 4.0 / 5.6 = 0.71$$

故に、図 3.2.27 , 図 3.2.30 に $\alpha_2 = 0.71$ を記入し、それぞれ α_0 に対する m_1 , m_{s1} を読み取り、図 3.2.28 にプロットして、 α_0 及び m を決定する。

よって、

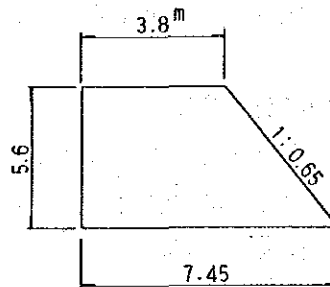
$$\alpha_0 = 0.67$$

$$m = 0.65$$

故に、

$$\alpha_0 \cdot D_r = 0.67 \times 5.6 = 3.75 \approx 3.8(m)$$

$$m \cdot D_r = 0.65 \times 5.6 = 3.64 \approx 3.65(m)$$



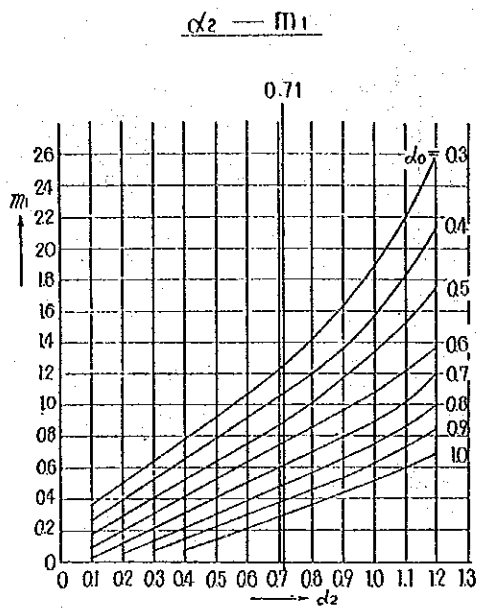


图 3.2.27

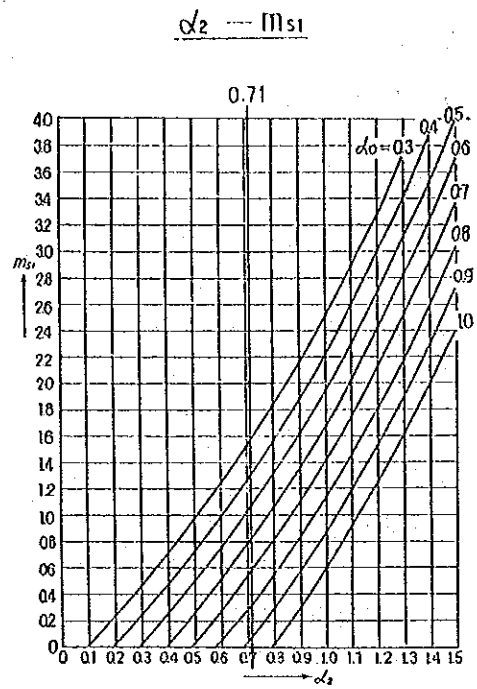


图 3.2.30

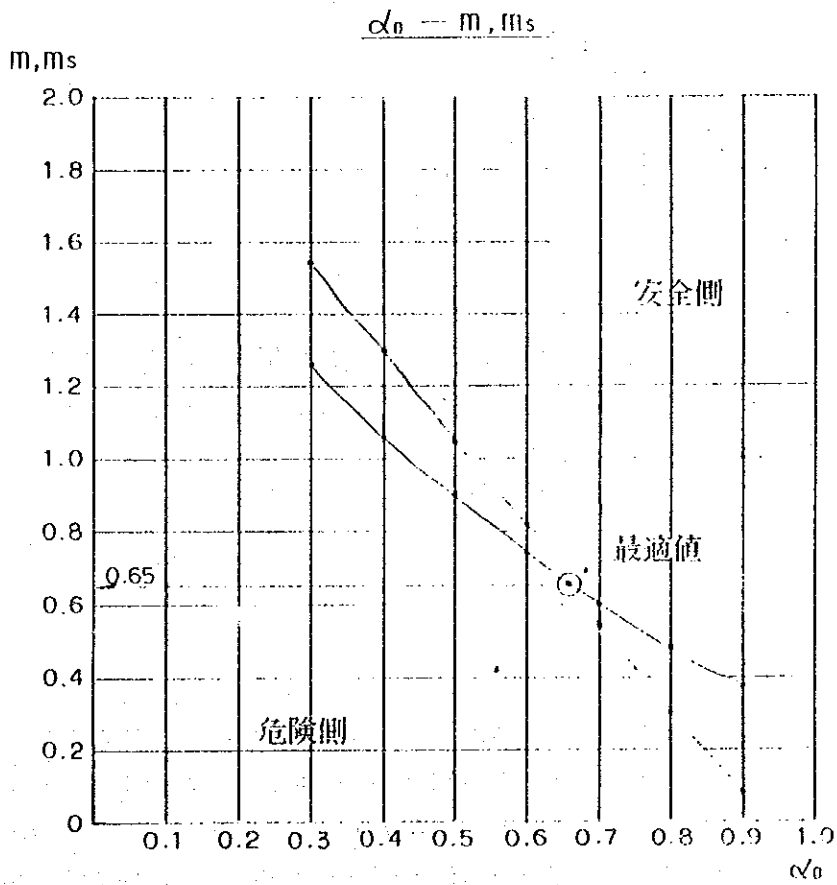
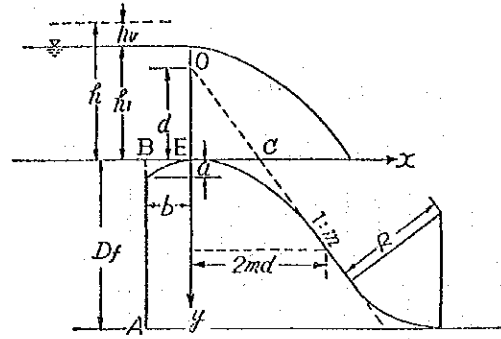


图 3.2.28

(2)断面の修正

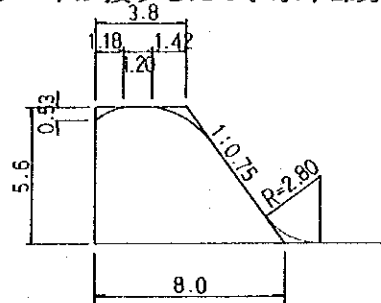
1)上流堰頂端

上流堰頂端は、
 $h_1 + h_v = h$ として
 $a = 0.125 \cdot h$
 $b = 0.28 \cdot h$
 となる、 $\frac{1}{4}$ 楕円とすれば良い。
 $\therefore a = 0.125 \times 4.20 = 0.53$
 $b = 0.28 \times 4.20 = 1.18$



2)下流面

下流面は、
 $x^2 = 4 \cdot m^2 \cdot d$, 但し、 $4 \cdot d/h \cdot m^2 > 1.78$
 となる放物線とする。
 $m = 0.75$ とすると、
 $4 \cdot d/h \cdot m^2 = 4 \times 3.49/4.20 \times 0.75^2 \approx 1.87 > 1.78 \therefore \text{OK}$
 また、堰頂にゲートが接するため、水平部分設ける形状とする。



3)水承

水承は、越流堰の堤体法先の部分において、落下水脈を水平方向に偏向させるために設けるもので、その目的は、水の落下衝突による洗掘を防止するためである。
 この曲線は堰頂高の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ とする。

$$\therefore R = (\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}) \times 5.60 = 2.80(\text{m})$$

8. 堰柱の形状

(1) 堰柱の高さ

堰柱の高さは、次式により決定する。

堰柱の高さ = 設計洪水位 + 余裕高① + ゲート高 + 余裕高② + 頂版の厚さ

ここに、設計洪水位 : 堰の上流側の設計洪水位 = $4.00 + 5.60 = 9.60(\text{m})$

ゲート高 : 堰頂標高 - 固定堰高 = $8.30 - 5.60 = 2.70(\text{m})$

余裕高① : 設計洪水位とゲート下端の間で、構造令第20条第1項

(下表) に定められている数値以上
 余裕高② : ゲート引上げ時におけるゲート天端と頂版下端の間で、
 一般には0.50~1.00m とする。

項	計画高水流量 (d/s)	計画高水位に加える値 (m)
1	200未満	0.5
2	200以上 500未満	0.8
3	500以上 2,000未満	1.0
4	2,000以上 5,000未満	1.2
5	5,000以上 10,000未満	1.5
6	10,000以上	2.0

$$\text{堰柱の高さ} = 9.60 + 1.2 + 2.70 + 1.00 + 1.00 = 15.5(\text{m})$$

(2) 堰柱の厚さ

堰柱の厚さは、次式により決定する。

$$t_p = 0.12 \times (D_p + 0.2 B_i) \pm 0.25$$

ここに、 t_p : 堰柱の厚さ(m)

D_p : 堰柱の高さ(m)

B_i : 径間長(m)

$$t_p = 0.12 \times (15.5 + 0.2 \times 20.00) + 0.25 = 2.59 \approx 3.00(\text{m})$$

(3) 形状について

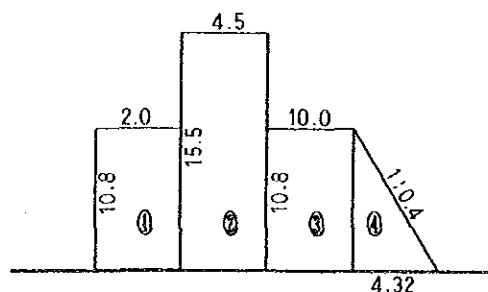
堰柱の流心方向の長さは、堰柱の安定に必要な長さとし、下部の断面は通常台形断面で、下流側に 1:0.4 程度の勾配をつける。

また、水切り以下の高さの堰柱の水平断面の形状は、洪水時の流水に渦流を生じさせないように、堰柱の上下流側に半円形又は紡すい形の丸味をつける。

9. 堰柱の断面決定

堰柱に各外力が作用した場合において、転倒、滑動、沈下の検討を行ない、安定した断面を決定する。ただし、地震は考慮しない ($K=0$)。

(1) 設計条件



コンクリートの単位重量 : $W=2.5(\text{t/d})$ (鉄筋コンクリート)

設計震度 : $K=0$

(2) 外力の種類及び作用点

1) 自重 (W)

$$\textcircled{1} (10.8 \times (\pi \times 1.5^2) / 2 + 10.8 \times 0.5 \times 3.0) \times 2.5 = 135.9 (\text{t})$$

$$\textcircled{2} (15.5 \times 4.5 \times 3.0) \times 2.5 = 523.1 (\text{t})$$

$$\textcircled{3} (10.8 \times 10.0 \times 3.0) \times 2.5 = 810.0 (\text{t})$$

$$\textcircled{4} \{ (10.8 \times 4.32 \times 3.0) / 2 - (3.0 \times 1.5 - (1.5^2 \times \pi) / 2) \times 10.8 \} \times 2.5 = 148.9 (\text{t})$$

$$\text{計 } W = 1617.9 (\text{t})$$

2) 卷上げ機の重量 (W_1)

$$W_1 = 1.0(\text{t})$$

3) 操作橋の重量 (W_2)

$$W_2 = 30.0(\text{t})$$

4) ゲートの重量 (W_3)

$$W_3 = 12.0(\text{t})$$

5) ゲートが受ける水圧 (P_1)

$$P_1 = 1/2 \cdot w_0 \cdot (H^2 - H_0^2) \cdot B_m$$

ここで、 w_0 : 水の単位重量 = $1.0(\text{t/d})$

H : ゲート敷上の水深 = $4.2(\text{m})$

H_0 : ゲート天端から水面までの距離 = $1.5(\text{m})$

B_m : 純径間長 = $17.0(\text{m})$

$$P_1 = 1/2 \times 1.0 \times (4.2^2 - 1.5^2) \times 17.0 = 130.8(\text{t})$$

6) ゲートが受ける動水圧 (P_a)

$$P_a = P_a \cdot B_m$$

$$= 7/12 \cdot w_0 \cdot K \cdot \sqrt{H \cdot h^3}$$

K : (設計震度) = 0

$$\therefore P_a = 0$$

7) 堰柱に働く水圧 (P_2)

$$P_2 = 1/2 \cdot w_0 \cdot (H^2 - H_0^2) \cdot t_p$$

ここで、 t_p : 堰柱の厚さ(m)

$$P_2 = 1/2 \times 1.0 \times (4.2^2 - 1.5^2) \times 3.0 = 23.1(\text{t})$$

8) 揚圧力

$$U = -1/2 \cdot (H - H_0) \cdot \mu \cdot w_0 \cdot A$$

μ : 揚圧力係数 (=1.0)

A : 堰柱底面積(m^2)

$$A = (2+4.5+10.0+4.32) \times 3.0 - 2 \times (3 \times 1.5 - (1.5^2 \times \pi) / 2)$$

$$= 60.5 (m^2)$$

$$U = -1/2 \times (4.2^2 - 1.5^2) \times 1.0 \times 1.0 \times 60.5$$

$$= -465.5 (t)$$

9) 風荷量

風荷重は、純投影面積に作用するものとして、下記の値に形状係数を乗じた値とする。

鉛直投影面積に対して、300(kg/ m^2)

ここに形状係数は、平面形状に対して 1.2

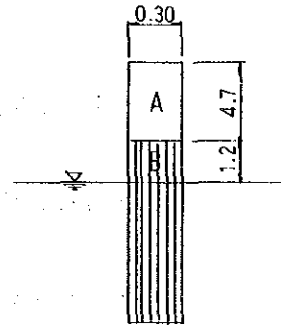
円筒形状(1本の)に対して 0.7

とする。

$$A : 3.0 \times 4.7 \times 0.3 \times 1.2 = 5.1 (t)$$

$$B : 3.0 \times 1.2 \times 0.3 \times 0.7 = 0.8 (t)$$

$$C : 17.0 \times 2.7 \times 0.3 \times 1.2 = 16.5 (t)$$

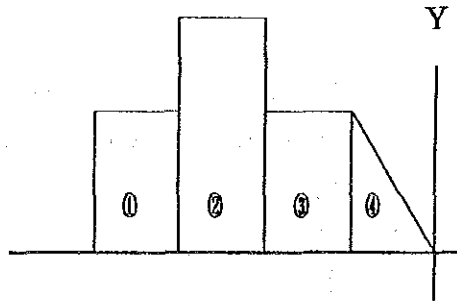


(3) 安定計算

上記の外力の大きさ及び働点距離により、モーメントを計算し、次の事項について検討する。

- ① 転倒に対して、安全であること。
- ② 滑動に対して、安全であること。
- ③ 沈下に対して、安全であること。

1) 合力の計算



$$X_o = \Sigma (V \cdot X) / \Sigma V (m)$$

$$Y_o = \Sigma (H \cdot Y) / \Sigma H (m)$$

$$\Sigma M = \Sigma (V \cdot X) + \Sigma (H \cdot Y)$$

ここで、 X_o : 鉛直力の合力の作用線と基準点との距離(m)

Y_o : 水平力の " " (m)

ΣV : 鉛直力の合力(t)

ΣH : 水平力の合力(t)

$\Sigma (V \cdot X)$: 鉛直力によるモーメントの合計(t・m)

$\Sigma (H \cdot Y)$: 水平力によるモーメントの合計(t・m)

ΣM : モーメントの合計又は合力によるモーメント(t・m)

i)鉛直力によるモーメント

・自重 : ① $135.9 \times (-19.82) = -2693.5$

② $523.1 \times (-16.57) = -8667.8$

③ $810.0 \times (-9.32) = -7549.2$

④ $148.9 \times (-2.88) = -428.8$

計 $\Sigma W \cdot X = -19339.3(t \cdot m)$

・巻上げ機の重量

$W_1 \cdot X = 1.0 \times (-16.57) = -16.6(t \cdot m)$

・操作橋の重量

$W_2 \cdot X = 30.0 \times (-9.32) = -279.6(t \cdot m)$

・ゲートの重量

$W_3 \cdot X = 12.0 \times (-16.57) = -198.8(t \cdot m)$

・揚圧力

$U \cdot X = -465.5 \times (-13.88) = 6461.1(t \cdot m)$

∴鉛直力によるモーメントの合計

$\Sigma (V \cdot X) = -19339.3 - 16.6 - 279.6 - 198.8 + 6461.1 = -13373.2(t \cdot m)$

鉛直力の合計

$\Sigma V = 1617.9 + 1.0 + 30.0 + 12.0 - 465.5 = 1195.4(t)$

ii)水平力によるモーメント

・水平力の合計

$\Sigma H = 1/2 \cdot (P_1 + P_2) + P_3 + \text{風荷重}$

$= 1/2 \times (130.8 + 0) + 23.1 + (5.1 + 0.8)$

$= 88.5 + 5.9$

$= 94.4(t)$

・水平力によるモーメント

$\Sigma (H \cdot Y) = 88.5 \times 3.27 + (5.1 \times 13.15 + 0.8 \times 10.2)$

$= 364.62(t \cdot m)$

従って、 $X_0 = \Sigma (V \cdot X) / \Sigma V$

$= -13373.2 / 1195.4$

$= -11.19(m)$

$$Y_o = \Sigma (H \cdot Y) / \Sigma H$$

$$= 364.62 / 94.4$$

$$= 3.86(\text{m})$$

$$\Sigma M = -13373.2 + 364.62$$

$$= -13008.6(\text{t} \cdot \text{m})$$

2) 転倒についての検討

$$e = | \Sigma M / \Sigma V - \ell / 2 |$$

$$e \leq \ell / 6$$

e : 偏心距離(m)

ℓ : 底辺の長さ

$$e = | -13008.6 / 1195.4 - (-20.82/2) | = | -0.47 | = 0.47$$

$$\therefore e = 0.47 \leq \ell / 6 = 20.82 / 6 = 3.47 \quad \therefore \text{OK}$$

3) 滑動についての検討

底面がコンクリート基礎の場合は、打継面に働く最大剪断力 τ_{\max} を式 (3.2.

54) より求め、コンクリートの許容剪断力以内であれば良い。

$$\tau_{\max} = 3/2 \cdot \Sigma H / A \quad \dots \dots \dots (3.2.54)$$

τ_{\max} : 最大剪断応力(t/m²)

A : 底面の面積(m²)

$$\tau_{\max} = 3/2 \times 94.4 / 60.5 = 2.34(\text{t/m}^2)$$

$$\therefore \tau_{\max} = 2.34(\text{t/m}^2) < \tau_{a1} = 4.2(\text{t/m}^2) \quad \therefore \text{OK}$$

表 3.1 コンクリートの許容応力度

(kgf/cm²)

種 類		鉄筋コンクリート
28 日 設 計 基 準 強 度 σ_{ck}		210
曲 げ 圧 縮 応 力 度 σ_{ca}		70
剪 断 応 力 度	斜め引張鉄筋の 計算をしない場合 τ_{a1}	ハ リ 1)スラブ 4.2 8.5
	斜め引張鉄筋の 計算をする場合 τ_{a2}	2)懸かけ 19
支 圧 応 力 度 σ_{ca}'		63
付 着 応 力 度 τ_{oa}		丸 鋼 異形鉄筋 7.5 15.0

底面が、岩盤又は砂礫の場合は、拡面基礎とするので十分安全であるが、滑動については、式 (3.2.55) を満足する必要がある。

$$\alpha \cdot \Sigma V > \Sigma H$$

α : 地盤に対する摩擦係数 (砂 : 0.5)

$$\therefore \alpha \cdot \Sigma V = 0.5 \times 1195.4 = 597.7(t) > \Sigma H = 94.4(t) \therefore \text{OK}$$

4) 沈下についての検討

底面における圧縮強度を、式 (3.2.56) により求め、基礎地盤又は基礎コンクリートの安全支持力以内であれば、通常安全である。

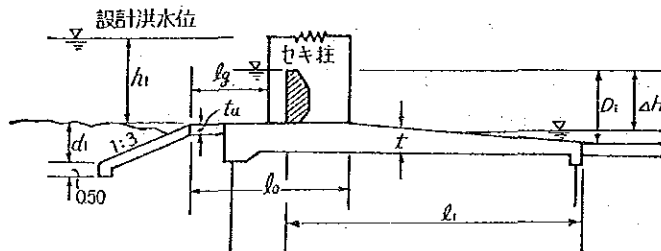
$$P = \Sigma V / A \cdot (1 \pm b_e / \ell) \quad (t/m^2) \dots \dots \dots (3.2.56)$$

P : 底面の両端に生ずる圧縮強度(t/m²)

$$\begin{aligned} P &= \Sigma V / A \cdot (1 \pm b_e / \ell) \\ &= 1195.4 / 60.5 \times (1 \pm (6 \times 0.47) / 20.82) \\ &= 22.43(t/m^2) \end{aligned}$$

$$\therefore P = 22.4(t/m^2) < \sigma_{ck} / 4 = 55(kg/cm^2) = 550(t/m^2) \therefore \text{OK}$$

11. 洪水吐



洪水吐断面説明図

上図において、 l_0 は広頂堰として機能させ粗度効果を発揮させるため、設計洪水位における上流水深 h_1 の2倍以上取ることが望ましい。

$$l_0 = 2 \times h_1 = 2 \times 9.6 = 19.2(t)$$

また、勾配は原則として計画河床勾配に平均に設ける。長さ l_0 のうち、堰柱上流部の l_g は堰柱幅の3倍程度とし、これより上流へは3割の逆勾配を与え、その先端は現河床より $d_1 = 1.5m$ 程度貫入させる。上流エプロンの厚さ t_1 は下流エプロンの最大厚さ t の1/2程度とする。

ゲート戸当り部より下流の堰体及び堰体下流のエプロンの長さ l_1 は式11-1、下流端の厚さ t_2 は式11-2によって求める。

$$l_1 = 0.9 \cdot c \cdot \sqrt{D_1} \quad \dots \dots \dots (11-2)$$

l_1 : 下流エプロンの長さ(m)

D_1 : エプロン下流端の上面からゲート天端までの高さ(m)

c : プライの係数(礫及び砂:9)

$$t_2 \geq 0.1 + 0.1 \cdot \sqrt{q \cdot H}$$

t_2 : エプロン下流端厚(m)

q : 単位長さ当りの洪水量(m³/s)

H : 全圧力水頭~上・下流最大水位差(m)

$$\therefore l_1 = 0.9 \cdot c \cdot \sqrt{D_1}$$

$$= 0.9 \times 9 \times \sqrt{8.3}$$

$$= 23.3 \approx 23.5(\text{m})$$

$$H = 8.8(\text{m})$$

$$q = 2888/102.0$$

$$= 28.31(\text{m}^3/\text{s})$$

$$\therefore t_2 \geq 0.1 + 0.1 \cdot \sqrt{q \cdot H}$$

$$\geq 0.1 + 0.1 \times \sqrt{28.31 \times 8.3}$$

$$= 1.63$$

$$t_2 = 1.65(\text{m})$$

また、上流端厚についても、岩盤が比較的浅く岩着タイプとすることから、下流端厚と同一とする。

II 灌漑用水路断面算定

1. 干拓専用導水路断面 (縦断面参照)

2.80

(1) 断面① (開水路)

$$A = 2.8 \times 2.0 = 5.60 \text{ m}^2$$

$$P = 2.0 + 2.8 + 2.0 = 6.8 \text{ m}$$

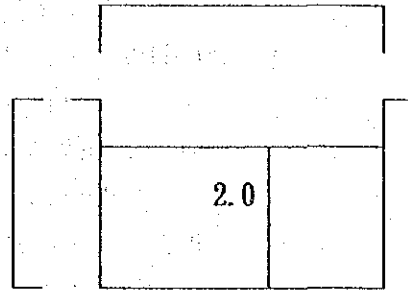
$$R = A/P = 5.60/6.8 = 0.824 \text{ m}$$

$$I = 1/7000$$

$n = 0.015$ (コンクリート3面張り) とすると、

$$(L = 5360 \text{ m})$$

2.3



$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots \text{マンニング式}$$

$$= 1/0.015 \times 0.824^{2/3} \times (1/7000)^{1/2}$$

$$= 0.700 \text{ m/s}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$= 5.60 \times 0.700$$

$$= 3.92 \text{ m}^3/\text{s} \geq 3.74 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (計画用水量)} \quad \text{OK}$$

(2) 断面② (水路トンネル)

水路トンネルは、標準馬テイ形 (2r型) とする。

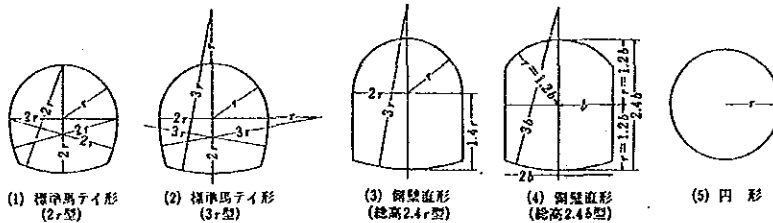
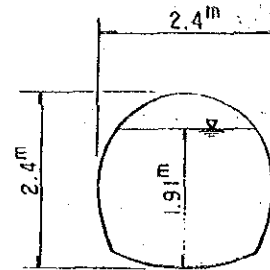


表 8-2 (3) 水路トンネル等流水深計算係数表 ($n \cdot Q / (111.7)^{1/3} = a \beta^{1/3}$)

断面形 h/r または (h/b)	(1) 標準馬テイ形 (2r型)	(2) 標準馬テイ形 (3r型)	(3) 倒置直形 (総高 2.4r型)	(4) 倒置直形 (総高 2.4b型)	(5) 円形断面
2.4			2.882	2.970	
2.3			3.060	3.172	
2.2			3.050	3.159	
2.1			2.987	3.084	
2.0	2.106	2.152	2.880	2.970	1.979
1.9	2.258	2.307	2.750	2.817	1.802
1.8	2.242	2.287	2.601	2.635	2.105
1.7	2.175	2.218	2.435	2.448	2.038
1.6	2.069	2.115	2.264	2.268	1.932
1.5	1.938	1.984	2.081	2.084	1.802
1.4	1.790	1.835	1.904	1.904	1.662
1.3	1.634	1.677	1.723	1.723	1.495
1.2	1.459	1.509	1.548	1.548	1.328
1.1	1.290	1.338	1.375	1.375	1.158
1.0	1.119	1.165	1.203	1.203	0.989
0.9	0.952	1.000	1.035	1.035	0.825
0.8	0.791	0.835	0.872	0.874	0.666
0.7	0.636	0.681	0.715	0.715	0.519
0.6	0.493	0.533	0.565	0.565	0.386
0.5	0.360	0.396	0.421	0.421	0.271
0.4	0.242	0.272	0.289	0.289	0.173
0.3	0.140	0.163	0.172	0.172	0.096
0.2	0.061	0.076	0.0755	0.0755	0.041

注 (4) 形については h/b の値を示す。

$n = 0.02$
 $Q = 3.74 \text{ m}^3/\text{s}$
 $I = 1/2000$
 $r = 1.2 \text{ m}$ とすると、
 $(L = 1120 \text{ m})$



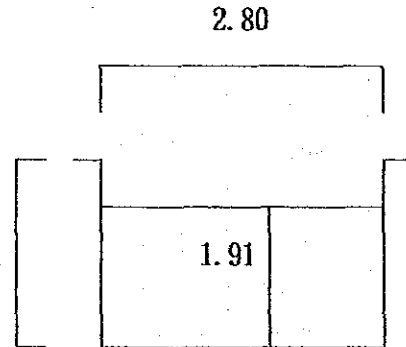
$$(n \cdot Q) / (I^{1/2} \cdot r^{8/3}) = (0.02 \times 3.74) / ((1/2000)^{1/2} \times 1.2^{8/3}) = 2.057$$

上表より、 $h/r = 1.591$

$$\therefore h = 1.591 \times 1.2 = 1.91 \text{ m}$$

(3) 断面③ (開水路)

$A = 2.8 \times 1.91 = 5.35 \text{ m}^2$
 $P = 1.91 + 2.8 + 1.91 = 6.62 \text{ m}$
 $R = A/P = 5.35/6.62 = 0.808 \text{ m}$ 2.21
 $I = 1/7000$
 $n = 0.015$ (コンクリート3面張り) とすると、
 $(L = 6500 \text{ m})$



$$\begin{aligned}
 V &= 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots \text{マンニング式} \\
 &= 1/0.015 \times 0.808^{2/3} \times (1/6500)^{1/2} \\
 &= 0.717 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= A \cdot V \\
 &= 5.35 \times 0.717 \\
 &= 3.77 \text{ m}^3/\text{s} \geq 3.74 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (計画用水量)} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

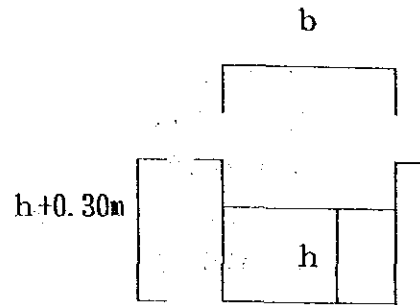
2. 干拓幹渠断面

各断面ともマニング式で計算し、以下の結果となる。

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

$$Q = A \cdot V$$

※n=0.015 とする。



名称	幅 b (m)	水深 h (m)	延長 L (m)	面積 A (㎡)	径深 R (m)	勾配 I	流速 V (m/s)	流量 Q (m³/s)	計画水量 Qa (m³/s)
導水路上部	2.70	1.80	6.200	4.86	0.771	1/4800	0.809	3.93	3.74
導水路下部	1.60	1.30	4.800	2.08	0.495	"	0.602	1.25	1.21
1-1号幹渠	2.30	1.00	1.300	2.30	0.535	1/3000	0.802	1.84	1.81
1-2号幹渠	1.70	"	1.240	1.70	0.459	"	0.724	1.23	1.20
1-3号幹渠	0.90	"	1.060	0.90	0.310	"	0.558	0.50	0.44
2-1号幹渠	1.20	"	2.200	1.20	0.375	"	0.633	0.76	0.73
2-2号幹渠	1.00	"	1.350	1.00	0.333	"	0.585	0.59	0.53
3号幹渠	1.10	"	2.400	1.10	0.355	"	0.610	0.67	0.65
4-1号幹渠	1.00	"	2.600	1.00	0.333	"	0.585	0.59	0.55
4-2号幹渠	0.60	"	1.000	0.60	0.231	"	0.458	0.27	0.22

I. 排水計画

技術報告書・第Ⅱ部・欽州市康熙嶺围地区開発計画

I. 排 水

目 次

	頁
第1章 現 況	I - 1
1.1 洪水の概要	I - 1
1.2 洪水状況	I - 1
1.3 排水施設	I - 1
1.4 開発阻害の要因	I - 2
第2章 計 画	I - 4
2.1 基本方針	I - 4
2.2 計画基準降雨	I - 4
2.2.1 計画基準年次	I - 4
2.2.2 1/10年3日連続雨量の日雨量への配分	I - 4
2.3 流出量	I - 8
2.3.1 計画有効雨量	I - 8
2.3.2 流出量の算定	I -10
2.4 排水施設	I -17
2.4.1 設計洪水量及び排水路の決定	I -17
2.4.2 排水門	I -22

I. 排水計画

第1章 現況

1.1. 洪水の概要

地区内の排水は、14条の排水路とこれらに接続する排水樋門に依って外海欽州湾に排除される。

排水路は概ね用水路と交互に配置されている。海岸線までの距離が比較的短く、地形勾配が1/1,300程度なので西北部の高位部耕地は排水状況は良好である。

然し海岸堤防沿いの東南部の耕地は標高が1m程度になり、欽州湾の潮汐作用を直接受けることと、堤外の干潟が堤内の水田標高より高いこと、排水樋門の構造上の欠陥をも併せて、常時排水不良になっている。

加えて海河堤の構造不備に起因する越波・破堤・洪水等により、湛水被害は地区全体にまで波及している。

以上の関係を図-II-I-1-1康熙嶺围排水系統図に示す。

1.2 排水状況

本地区の西北辺を走る欽防公路付近の標高は概ね4.0m前後である。

一方海河堤に接する水田地帯の標高は概ね1.0mで、その地形勾配は概ね1/1,300程度である。加えて各排水路と用水支線とが、概ね交互に配置されている。従って公路沿線の耕地の平常時の排水は比較的良好である。

これに反して、海河堤側の低位部水田は欽州湾の潮汐と、外海に発達した干潟の標高が高い等の影響で平常の排水は不良である。

1.3, 排水施設

本地域には機械排水施設はなく、総べて自然排水である。排水は海河堤に設けられた排水閘を通じて行われる

大規模な排水閘は「山角排水閘」及び「新聯排水閘」の二箇所である。

新聯排水閘の本体はコンクリート製で、調節水門は8門・扉はコンクリート製である。その内4門がワイヤーロープによる開閉装置で、他は巻き上げ装置がない。

従って干満潮に合せての水門操作は極めて困難である。左岸の1門は漁船の出入に利用されるので扉上部に胸壁コンクリートがない。

以上の構造から満潮時にはコンクリート扉と戸当たりとの隙間から相等量の海水が逆流するばかりでなく、左岸の船通し空間部分では、扉の天端を大量の海水が越流する。

山角排水閘は大欖江の堤塘に設置されて、3基からなっている。中央の水門は通水幅4m1門で、3方水密のコンクリート製の扉を巻き上げる構造である。

その左右にある水門は何れも通水幅10mで、4方水密性の門扉を3門つづ備えている。

1.4 開発阻害の要因

地区の西北辺を走る欽防公路沿線の耕地は標高が高く、且つ比較的組織的に排水溝が配列されている。この為平常の排水は良好である。然し南東部の低位部耕地は海河堤自体が脆弱であり、排水閘の構造的欠陥、管理の不十分な事により因り、外海の欽州湾の潮汐の影響を直接受ける。

この対策として新規の海河堤を設置し、排水改良を促進すべきである。

康 熙 積 囤 排 水 系 統 圖 90.10.21 班

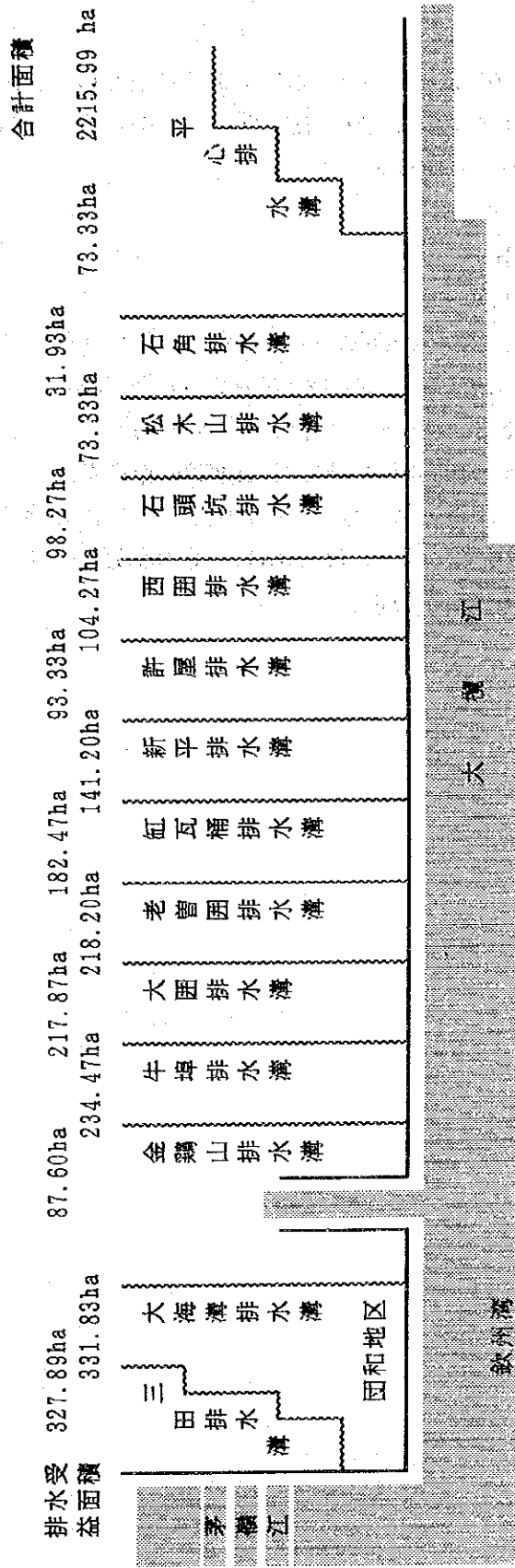


圖-II-1-1-1

第2章 計 画

2.1 基本方針

排水計画は、1/10年確率3日連続雨量を設計降雨として、耕地に許容湛水を考慮しつつ、遊水池へ排水する様に排水路、排水門の計画をする。排水方法は、欽州湾の干満差を利用する自然排水方式を採用する。

2.2 計画基準降雨

2.2.1 計画基準年次

1980年から89年までの欽州観測所の記録から、1/10年確率3日連続降雨量を求め、376. mmを得る。この値に対する降雨分布を次の方法で試算する。

2.2.2 1/10年確率3日連続雨量の日雨量への配分

欽州観測所の1980～1989年間の最大3日連続雨量を選定し、3日間の実際の雨量配分を前方山型(A)・中央山型(B)・後方山型(C)に3種類の分類し、3日連続雨量に占める、日雨量の比率の平均値を算出し、その配分比率を応用して前記の1/10年確率3日連続雨量を日雨量に配分する。

表I-I-2-1 3日連続降雨量の降雨分布の解析 欽州観測所(1980~1989)

雨 量	生 起 年 月 日	各 日 雨 量			分 類 型
		第1日	第2日	第3日	
mm/3日 451.9	1985. 8/27~8/29	264.5mm 58.5%	155.4mm 34.4%	32.0mm 7.1%	A
386.7	1986. 7/21~7/23	272.8 70.5	91.0 23.5	22.9 6.0	A
244.9	1981. 6/28~6/30	76.0 31.0	144.5 59.0	24.4 10.0	B
232.2	1984. 7/ 9~7/11	136.1 58.6	52.9 22.8	43.2 18.6	A
210.7	1980. 7/18~7/20	3.0 1.4	119.9 56.9	87.8 41.7	B
206.9	1982. 4/ 1~4/ 3	174.7 84.4	0.0 0.0	32.2 15.6	A
193.4	1987. 7/26~7/28	18.3 9.5	40.3 20.8	134.8 69.7	C
185.2	1983. 9/10~9/12	162.9 88.0	8.3 4.5	14.0 7.5	A
184.3	1988. 8/28~8/30	131.1 71.1	33.1 18.0	20.1 10.9	A
92.1	1989. 9/22~9/24	23.8 25.9	38.7 42.0	29.6 32.1	B

表-I-I-2-2 降雨分布の占有率

降雨分布種類	個 数	占 有 率			
		1日目	2日目	3日目	平均雨量
前方山型 A	6	71.9%	17.2%	10.9%	274.5mm
中央山型 B	3	19.4	52.6	28.0	182.6
後方山型 C	1	9.5	20.8	69.7	193.4

降雨波形を調べた結果、左記の表から見るように、前方山型が最も多い。又降雨量の占有率（ピーク）はA型では1日目、B型では2日目、C型では3日目となっている。従って、3日連続雨量の各日への配分率は、雨量

第1位の占有率の平均を1日目に、第2位の占有率を2日目に、第3位の占有率を3日目の占有率とする。

第1位の占有率（荷重平均値）

$$\frac{6 \times 71.9 + 3 \times 52.6 + 1 \times 69.7}{10} = 65.9 \%$$

第2位の占有率（荷重平均値）

$$\frac{6 \times 17.2 + 3 \times 28.0 + 1 \times 20.8}{10} = 20.8 \%$$

第3位の占有率（荷重平均値）

$$\frac{6 \times 10.9 + 3 \times 19.4 + 1 \times 9.5}{10} = 13.3 \%$$

上述の各位の占有率（荷重平均値）を計画雨量に乗じて3日間の日雨量を算定する

表-I-I-2-3 3日連続雨量の日雨量への配分

	3日連続雨量	1日目	2日目	3日目
比 率	100.0 %	65.9 %	20.8 %	13.3 %
雨 量	376.0 mm	247.8 mm	78.2 mm	50.0 mm

表-II-I-2-4 3日連続雨量の時間雨量への配分戦:mm

時刻	計 画 降 雨 量		
	1日目	2日目	3日目
1	4.6	4.3	2.5
2	4.9	4.2	2.4
3	5.5	4.0	2.4
4	5.6	4.0	2.4
5	6.5	3.7	2.2
6	7.8	3.7	2.2
7	13.0	3.6	2.2
8	45.9	3.5	2.1
9	18.3	3.4	2.1
10	14.5	3.3	2.1
11	12.5	3.2	2.1
12	11.3	3.1	2.1
13	10.4	3.1	2.1
14	9.7	3.1	2.0
15	9.1	3.1	2.0
16	8.7	3.0	2.0
17	8.3	2.9	2.0
18	8.0	2.9	2.0
19	7.7	2.8	1.9
20	7.5	2.8	1.9
21	7.2	2.7	1.9
22	7.1	2.7	1.8
23	6.9	2.6	1.8
24	6.8	2.5	1.8
計	247.8	78.2	50.0
		総 計	376.0

時間雨量データがないので、
“シャーマン型”降雨強度式によ
り時間雨量への配分を行う。

シャーマン型降雨強度式

$$R_t = R_T (t/T)^k$$

R_T は配分しようとするT時
間雨量。 R_t は R_T 中でのt
時間最大雨量kは、
通常 $k = 1/2 \sim 1/3 = 1/2$

計算の結果を右欄に示す。

2.4 流出量

2.4.1 計画有効雨量

(1) 流出率

事業実施後のピーク流出係数を推定する場合や、実測資料の乏しい場合の参考として従来よりよく用いられている値と角屋によって測定された値を下表に示す。下表は、物部が日本内地の河川の洪水時の値として与えたものであるが、流域の状況によって変化するとともに、安全係数に類するものも含めてあるが、流域の状況によって変化するとともに、安全係数に類するものも含めてあり、更に対象とした洪水が大きなものであるため、土地改良事業で対象とする降雨に対しては、大きな値となる傾向がある。特に水田の場合には、0.7～0.8の値をとることはほとんどなく、大略0.3～0.4の範囲内と考えてよい。水田の流出率を0.3とする。

表-II-I-2-5 従来よりよく用いられているピーク流出係数

地形の状態	f。
急しゅんな山地	0.75～0.9
三紀層山地	0.7～0.8
起伏のある土地及び樹林地	0.5～0.75
平らな耕地	0.45～0.6
灌漑中の水田	0.7～0.8
山地河川	0.75～0.85
平地小河川	0.45～0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.5～0.75

(2) 計画有効降雨量の計算

シャーマン式に依って求めた、3日連続雨量の時間雨量に水田の流出率0.30を乗じて各時間毎の有効雨量(流出量)を求めると、以下の表のとおりである。

図-I-I-2-6

単位: mm

時刻	計画有効降雨量		
	1日目	2日目	3日目
1	1.38	1.29	0.75
2	1.47	1.26	0.72
3	1.65	1.20	0.72
4	1.68	1.20	0.72
5	1.95	1.11	0.66
6	2.34	1.11	0.66
7	3.90	1.08	0.66
8	13.77	1.05	0.63
9	5.49	1.02	0.63
10	4.35	0.99	0.63
11	3.75	0.96	0.63
12	3.39	0.93	0.63
13	3.12	0.93	0.63
14	2.91	0.93	0.60
15	2.73	0.93	0.60
16	2.61	0.90	0.60
17	2.49	0.87	0.60
18	2.40	0.87	0.60
19	2.31	0.84	0.57
20	2.25	0.84	0.57
21	2.16	0.81	0.57
22	2.13	0.81	0.54
23	2.07	0.78	0.54
24	2.04	0.75	0.54
計	74.34	23.46	15.00
		総計	112.80

2.3.2 流出量の算定

流出量は単位図法で求める。既存の実測資料がないので、中安の総合単位図法を適用する。

$$Q_{\max} = 0.2778 \frac{A \cdot R_0}{0.3 \cdot T_1 + T_{0.3}}$$

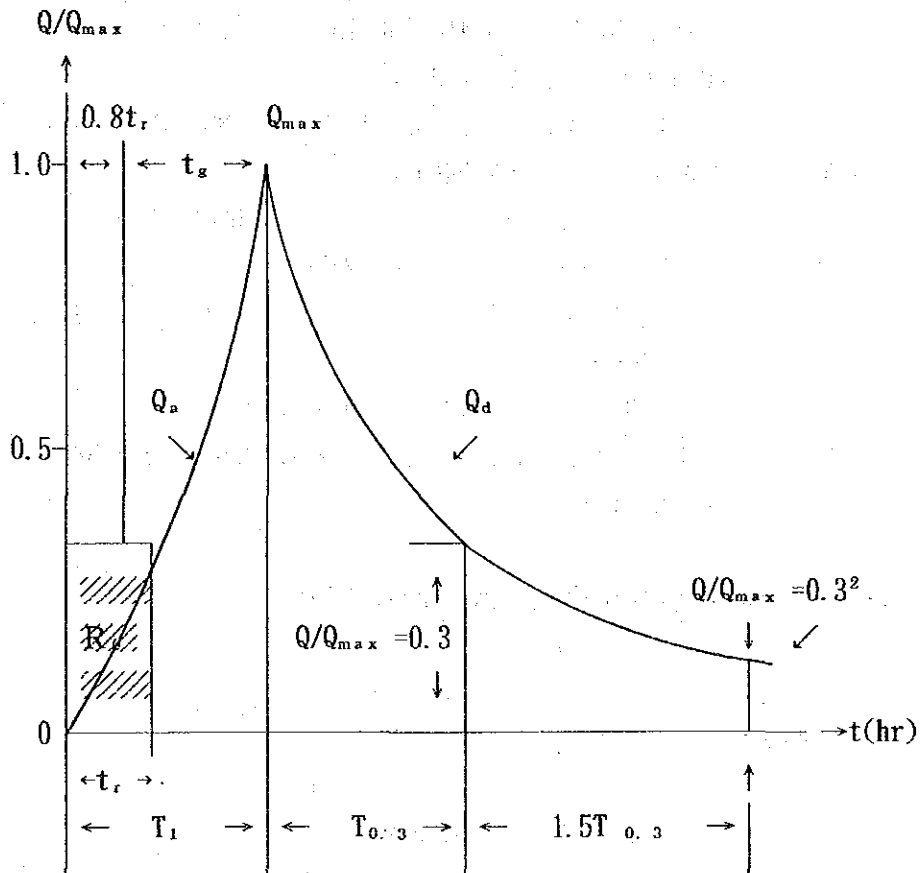
上昇曲線： $\frac{Q_a}{Q_{\max}} = \left(\frac{t}{T_1} \right)^{2.4}$

減水曲線： $\frac{Q_d}{Q_{\max}} \geq 0.3 : \frac{Q_d}{Q_{\max}} = 0.3 \frac{t - T_1}{T_{0.3}}$

$$0.3 \geq \frac{Q_d}{Q_{\max}} \geq 0.3^2 : \frac{Q_d}{0.3 \cdot Q_{\max}} = 0.3 \frac{t - (T_1 + T_{0.3})}{1.5 \cdot T_{0.3}}$$

$$0.3^2 \geq \frac{Q_d}{Q_{\max}} ; \frac{Q_d}{0.3^2 \cdot Q_{\max}} = 0.3 \frac{t - (T_1 + T_{0.3} + 1.5 \cdot T_{0.3})}{2 \cdot T_{0.3}}$$

ここに Q_{\max} は単位時間 t_r (hr)、有効雨量 R_0 (mm) によるピーク流量 (m/s)、 Q_a 、 Q_d は上昇と減水時の流量 (m/s)、 T_1 はピーク到達時間 (hr)、 $T_{0.3}$ は Q_{\max} が 0.3 Q_{\max} になる時間であり、次頁のグラフに示すとおりである。



最大流路延長をLで表し、集水面積をAで表すと、

$$L < 15 \text{ km} : t_g = 0.21 L^{0.7}$$

$$L > 15 \text{ km} : t_g = 0.4 + 0.058 L$$

$$\text{出水の出が遅く引きの早い河川} : T_{0.3} = 1.5 t_g$$

$$\text{出水の出が早く引きの遅い河川} : T_{0.3} = 3.0 t_g$$

$$\text{その中間} : T_{0.3} = 2.0 t_g$$

$$T_1 = t_g + 0.8 t_r$$

以上の式から t_r を、 $t_r = (0.5 \sim 1.0) t_g$ にとると洪水記録の乏しい河川においても単位図法を適用出来る。

そこで、本計画流域の河川流路45km、集水面積300km²を適用し、雨量10mmに対する1時間毎の流量を算定すると以下のとおりである。

$L = 45 \text{ km}$	\cdot	$A = 300 \text{ km}^2$
$R_0 = 10 \text{ mm}$	\cdot	$T_0 = 1.0 \text{ hr}$

- $t_g = 0.4 + 0.058 \cdot L = 0.4 + 0.058 \times 15 = 1.27(\text{hr})$
- $t_r = (0.5 \sim 1.0) \cdot t_g = 1.270(\text{hr})$
- $T_1 = t_g + 0.8 \cdot t_r = 1.27 + 0.8 \times 1.270 = 2.286 \approx 2.29(\text{hr})$
- $T_{0.3} = 2.0 \cdot t_g = 2.54(\text{hr})$

$$Q_{\max} = 0.2778 \frac{A \cdot R_0}{0.3T_1 + T_{0.3}} = 0.2778 \times \frac{66.0 \times 10.0}{0.3 \times 2.29 + 2.54}$$

$$= 57.333(\text{m}^3/\text{s})$$

- $T_{0.3} = T_1 + T_{0.3} = 2.29 + 2.54 = 4.83(\text{hr})$
- $T_{0.3}^2 = T_1 + T_{0.3} + 1.5 \cdot T_{0.3} = 2.29 + 2.54 + 1.5 \times 2.54 = 8.64(\text{hr})$

次に降雨の経過時間毎の流出量を、次のように算定する。

I. $0 \leq t \leq 2.3$
(ピーク時まで)

$$\frac{Q_d}{Q_{\max}} = \left(\frac{t}{T_1} \right)^{2.4}$$

$$\therefore Q_d = 57.333 \left(\frac{t}{2.30} \right)^{2.4}$$

II. $2.3 \leq t \leq 4.8$
(ピーク時の30%)

$$\frac{Q_d}{Q_{\max}} = 0.3 \frac{t - T_1}{T_{0.3}}$$

$$\therefore Q_d = 57.333 \times 0.3 \frac{t - 2.3}{2.54}$$

III. $4.8 \leq t \leq 8.6$
($1.5T_{0.3}$ 時)

$$\frac{Q_d}{0.3 \cdot Q_{\max}} = 0.3 \frac{t - (T_1 + T_{0.3})}{1.5 \cdot T_{0.3}}$$

$$\therefore Q_d = (0.3 \times 57.333) \times 0.3 \frac{t - 4.8}{3.8}$$

$$= 17.200 \times 0.3 \frac{t - 4.8}{3.8}$$

$$\begin{aligned}
 \text{IV. } 8.6 \leq t & \quad \frac{Q_d}{0.3^2 Q_{\max}} = 0.3 \frac{t - (T_1 + T_0.3 + 1.5 T_0.3)}{2.0 \cdot T_0.3} \\
 \text{(減水期)} & \\
 \therefore Q_d & = (0.3^2 \times 57.333) \times 0.3^{\frac{t-8.6}{5.1}} \\
 & = 5.160 \times 0.3^{\frac{t-8.6}{5.1}}
 \end{aligned}$$

以上の4式を用いて、降雨量10mmに対する1時間毎の単位流出量を算定し、次頁の表II-I-2-7に示す。

又、10mm降雨量に対する各有効雨量の比率から、各時間毎の有効流出量を表II-I-2-8に示す。

表-I-1-2-7 欽州地方雨量10mm当り流出量算定表

時刻(hr)	適用式	Q/Qmax	Q (m ³ /s)	時刻(hr)	適用式	Q/Qmax	Q (m ³ /s)
0.0	①			25.3	④	0.002	0.100
0.3	"	0.008	0.432	26.3	"	0.001	0.079
1.3	"	0.254	14.579	27.3	"	0.001	0.062
2.3	"	1.000	57.333	28.3	"	0.001	0.049
3.3	②	0.618	35.420	29.3	"	0.001	0.039
4.3	"	0.382	21.883	30.3	"	0.001	0.031
5.3	③	0.256	14.680	31.3	"	0.000	0.024
6.3	"	0.187	10.694	32.3	"	0.000	0.019
7.3	"	0.136	7.790	33.3	"	0.000	0.015
8.3	"	0.099	5.675	34.3	"	0.000	0.012
9.3	④	0.076	4.374	35.3	"	0.000	0.009
10.3	"	0.060	3.454	36.3	"	0.000	0.007
11.3	"	0.048	2.728	37.3	"	0.000	0.006
12.3	"	0.038	2.154	38.3	"	0.000	0.005
13.3	"	0.030	1.701	39.3	"	0.000	0.004
14.3	"	0.023	1.344	40.3	"	0.000	0.003
15.3	"	0.019	1.061	41.3	"	0.000	0.002
16.3	"	0.015	0.838	42.3	"	0.000	0.002
17.3	"	0.012	0.662	43.3	"	0.000	0.001
18.3	"	0.009	0.523	44.3	"	0.000	0.001
19.3	"	0.007	0.413	45.3	"	0.000	0.001
20.3	"	0.006	0.326	46.3	"	0.000	0.001
21.3	"	0.004	0.257	47.3	"	0.000	0.001
22.3	"	0.004	0.203				
23.3	"	0.003	0.161				
24.3	"	0.002	0.127				

この表は降雨量 $R_0 = 10\text{mm}$ ・集水面積 $A = 66.6\text{km}^2$ ・流路延長 $L = 15\text{km}$ について1時間毎の単位流出量を算定する。適用式は① $0 \leq t \leq 2.3$ ② $2.3 \leq t \leq 4.8$ ③ $4.8 \leq t \leq 8.6$ ④ $8.6 \leq t$ の区分による。

表-I-I-2-8

流出量の計算

単位: mm

時刻	有効雨量	流出量	時刻	有効雨量	流出量	時刻	有効雨量	流出量	時刻	有効雨量	流出量
1	1.38	0.060	26	1.26	40.938	51	0.72	14.889	76	0.72	4.578
2	1.47	2.075	27	1.20	35.783	52	0.72	14.538	77	0.66	3.357
3	1.65	10.126	28	1.20	32.275	53	0.66	14.301	78	0.66	2.535
4	1.68	15.794	29	1.11	29.731	54	0.66	14.051	79	0.66	1.935
5	1.95	20.220	30	1.11	27.877	55	0.66	13.590	80	0.63	1.496
6	2.34	23.663	31	1.08	26.116	56	0.63	13.288	81	0.63	1.176
7	3.90	27.955	32	1.05	24.839	57	0.63	13.046	82	0.63	0.928
8	13.77	35.349	33	1.02	23.474	58	0.63	12.734	83	0.63	0.733
9	5.49	61.387	34	0.99	22.770	59	0.63	12.524	84	0.63	0.578
10	4.35	113.456	35	0.96	21.875	60	0.63	12.379	85	0.63	0.457
11	3.75	104.173	36	0.93	21.050	61	0.63	12.276	86	0.63	0.360
12	3.39	92.438	37	0.93	20.281	62	0.60	12.197	87	0.60	0.284
13	3.12	83.316	38	0.93	19.598	63	0.60	12.093	88	0.60	0.224
14	2.91	76.498	39	0.93	19.119	64	0.60	11.875	89	0.60	0.117
15	2.73	70.605	40	0.90	18.773	65	0.60	11.734	90	0.60	0.139
16	2.61	65.527	41	0.87	18.469	66	0.60	11.640	91	0.60	0.110
17	2.49	61.398	42	0.87	18.055	67	0.57	11.572	92	0.57	0.087
18	2.40	58.003	43	0.84	17.622	68	0.57	11.479	93	0.57	0.068
19	2.31	55.012	44	0.84	17.288	69	0.57	11.270	94	0.57	0.054
20	2.25	52.405	45	0.81	16.912	70	0.54	11.134	95	0.54	0.042
21	2.16	50.084	46	0.81	16.612	71	0.54	11.003	96	0.54	0.033
22	2.13	48.058	47	0.78	16.259	72	0.54	10.770	97	0.54	0.026
23	2.07	46.166	48	0.75	15.974	73		10.595	98	0.54	0.020
24	2.04	44.621	49	0.75	15.593	74		9.708	99	0.54	0.016
25	1.29	43.171	50	0.72	15.194	75		6.542	100	0.54	0.012

單位排水量

$$q = 113.456 (\text{m}^3/\text{s}) / 66.6 (\text{km}^2) \\ = 1.704 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

設計洪水量

$$Q_{\text{max}} = 113.456 \text{ m}^3/\text{s}$$

2000

1000

0.0

流量 (m³/s)

8 16 24 32 40 48 56 64 72 80 88 96 104 112 120

時間 (hr)

圖-I-I-3-1