

水 門 ・ 樋 門 の 計 画 と 設 計

—(内水排除樋門および分流水門の実例を主体として)—

1. ま え が き

河川工作物としての水門、樋門は、その目的と機能によって幾多の種類に分類され、これを一括して取り扱うことは困難である。たとえば水門においても、貯水ダムに附属する各種の水門を始め、河道を横断して設けられる分流水門、逆流防止または逆潮防止水門、用水取入水門から、河川堤防を横断する用、排水門等、その規模も目的も様々である。

ことに河川堤防を横断する用、排水施設においては、一般に上部が開放された無蓋型式のものを水門と呼ぶものの、いわゆる樋門と呼ぶものとの間に必ずしも明確な区別をつけ難い場合もある。

このように多種にわたる水門および樋門のおのおのについて、その計画と設計をのべることは困難であるのでここではまず内水排除を目的とする樋門につき、実例を中心としてその計画ならびに水理設計をのべ、さらに、水門については、放水路分流水門について、同じく実例により水理設計上の主要な問題点をのべるにとどめ、施設の構造設計および具体的な施工計画、工法についてはふれないことにしたい。

2. 堤内地湛水の原因

河川改修工事の進展と沿岸土地利用の高度化にともない、堤内地の内水処理が重要な問題となっている。堤内地の湛水問題が生ずる原因を河川改修との関連も含めて考察すると次のような項目があげられる。

- (i) 洪水流量の増大による本川水位の上昇。
- (ii) 洪水到達時間の短縮。
- (iii) 洪水継続時間の増大。
- (iv) 本川河床の上昇。
- (v) 内水地域の開発による遊水地の減少。
- (vi) 内水地区の排水路の不良。
- (vii) 用、排水管理の不十分または不合理。
- (viii) 低地部を新たに通過する道路、鉄道、新水路等による流出阻害。
- (ix) 水門、樋門等の断面の過小。
- (x) 排水対策を欠く遊水地の土地利用増進。

以上の諸原因が単独にあるいは複合して湛水問題をひきおこしている。

3. 一 般 対 策

以上の原因からくる内水問題の対策を一般的に考えると次の8項目があげられる。

- (i) 堤外水位の低下。
- (ii) 内水流域の流出を高地部、低地部に区分して処理する。
- (iii) 内水排出口を下流位置に付け替える。
- (iv) 内水地区内の低地を埋立てる。
- (v) 用排水施設の管理を強化、合理化する。

- (vi) 内水地域内河川、水路の改良を行なう。
- (vii) 排水用の水門、樋門、樋管の断面の拡大または増設。
- (viii) 機械排水施設の設置、強化。

これらの対策はそれぞれ長所と短所をもち、現地の特性に応じて最も効果の多い対策を選定することが大切であり、時には組み合わせて処理する必要も生ずる。これらの関係については渡辺隆二の論文¹⁾が参考になる。

4. 排水樋門（水門）による内水排除対策

内水排除対策は現地の状況に応じ各種の対策を検討した上で決定さるべきものであるが、その地域の特性から経験的にもいづれの対策が有利であるかおよその見当はつくものである。

しかしながら、経験的には、かりに排水樋門（または水門）が対策の主体であると考えられる場合であっても、最近においては、本川の高水位の増大に加えて、内水地域の開発増進の結果として、湛水の完全防止の要望が強く、とくに大河川沿岸の内水地域においては、機械排水との混合方式が、対策として一般化する傾向にあることが注目される。

この意味から、排水樋門の計画、設計に当たり、検討すべき項目とその解析の方法を考察するほか、排水樋門と機械排水の組み合わせにつきどのような手段と方法で検討さるべきかを考察しようとするもので、その実例として吉野川沿岸川島地区における内水排除計画²⁾を選び、これを中心として考察を進めることにしたい。

5. 排水樋門の計画と設計

5-1. 内水排除対策の一般的考察

実例としてあげる吉野川沿岸川島地区の概要は次のとおりである。この地区は吉野川直轄改修区域の中流部に位置し、この地区を貫流する桑村川、学島川は吉野川第1期改修堤防の築造により、それぞれ樋門によって吉野川本流に排水されているが、近年内水被害が増大し、内水処理の改善の必要にせまられていた地区である。

当地区の湛水概況は図-2～-4に見られるとおりであり、昭和36年9月16日第2室戸台風による出水では学島川地区湛水深は平均 1.50 m、桑村川地区湛水深は平均 3.00 m に及ぶものであった。

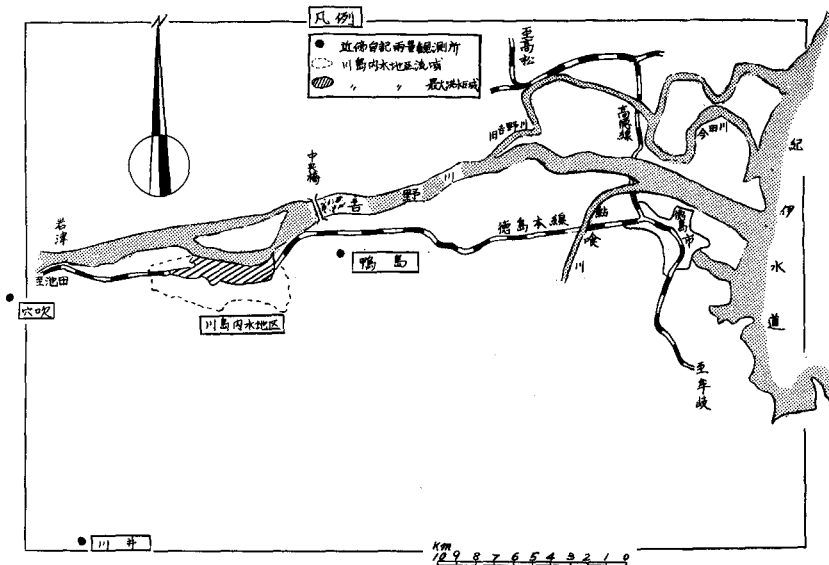


図-1 川島内水地区位置図

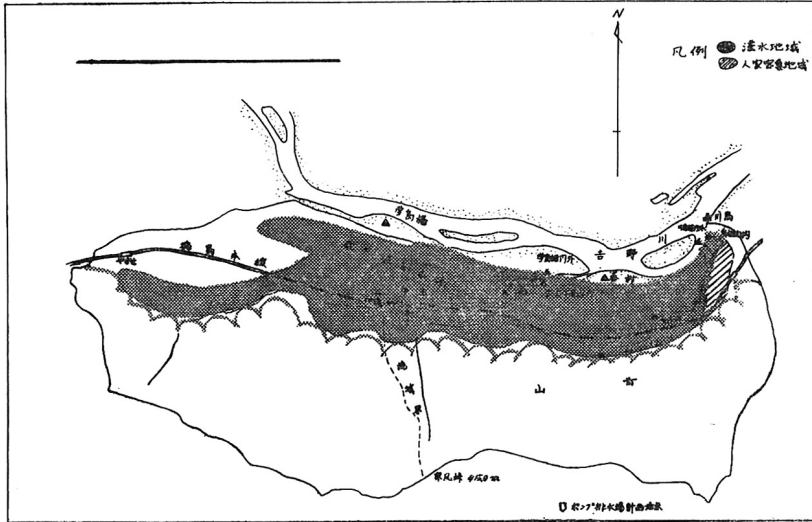


図-2 川島内水地区一般図

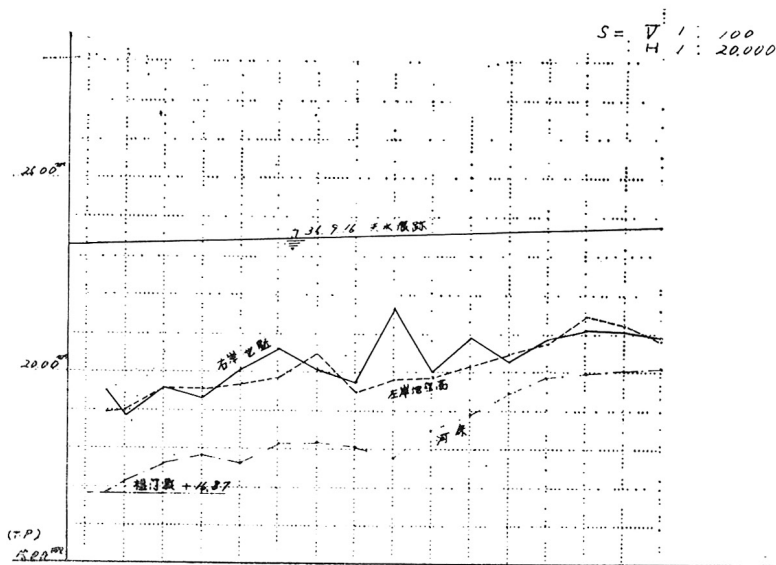


図-3 桑村川縦断図

このような地域の内水処理計画を一般的に考察すれば

- A : 堤内地河川および排水路の改良
- B : 排水樋門、樋管の断面拡大
- C : 機械排水施設の新設
- D : A, B, C の組み合わせによる方法
- E : 河道改修方式による支川の改修

以上が考えられる。まず E の方式を考えると、相当広い河積と強固な堤防を必要とするほか、本川に近接する地域の湛水に対しては別個の対策が必要であり、経済的にも十分な効果が期待できない。

次に A 方式を考えると、これは内水の流出時間を早め、工費も僅少で湛水の軽減に貢献するであろうが、これ

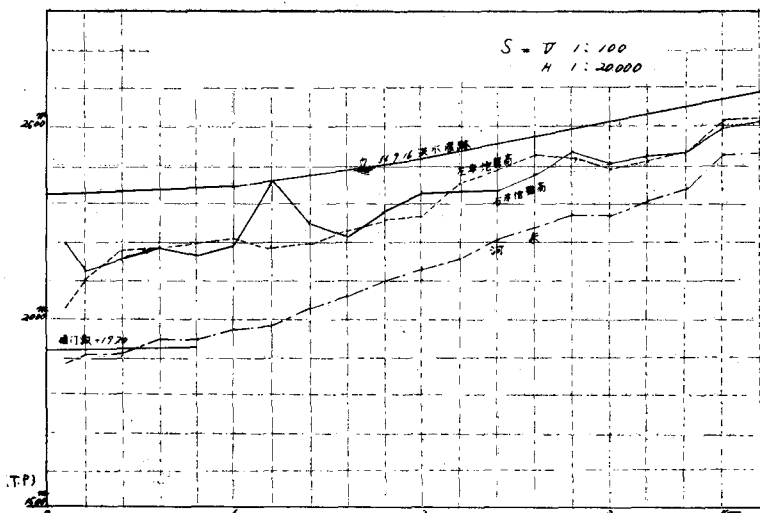


図-4 学島川縦断図

だけでは根本的な対策とはなり得ず補助的対策というべきである。したがって、主体となるべき対策はB, C, Dのいずれかであろうことは経験的にも明らかであるが、この地区の場合そのいずれが最適であるか、その規模をどのようにすべきかなどが計画、設計上の要点である。

これには、水文、水理解析に基づく設計につきさらにその経済効果の検討が必要である。

5-2. 計画に必要な基礎資料

水文、水理解析に必要な基礎資料は、具体的には対象とする地域の排水対策とその水理解析の基礎方程式から決まることになるが、一般的にいう次の各項の資料が必要である。

- (i) 各降雨についての時間降雨量（内水流域平均雨量の時間的变化）。
- (ii) 各洪水毎の毎時の内、外水位。
- (iii) 湛水区域内の毎時の水位。
- (iv) 各洪水毎の毎時の内水流出量（湛水地域への流入量）。
- (v) 地形詳細図。

以上のうち地形詳細図は現在時点で作成することができるが、その他はすべて自然現象の記録であって、本来人為的に作成することはできないものである。このほか実際問題としては、これらの資料の一部を欠く場合が多く、このときには別の資料からその推定値を求める必要が生ずる。

次に経済効果の検討に必要な基礎資料としては次の項目が考えられる。

- (i) 既往各洪水毎の被害資料。
- (ii) 湛水区域の土地利用状況。
- (iii) 農作物被害算定基準。
- (iv) 家屋被害算定基準。
- (v) その他一般的被害算定基準。

これらに関してその現状を見るに、(i)の既往の被害資料にあっては、その内容が一定せず、数値の信頼度にも多くの疑問があり、(iii)、(iv)、(v)の各項についても今後の研究にまつべきものが多い。

いうまでもなく合理性の高い計画と設計をうるためには完備した高精度の基礎資料の裏づけが必要であるが、実際問題としてはこれらの基礎資料が不十分である場合が多い。不十分な基礎資料から可能な限り合理性の高い計画と設計をうるために各種の手法が研究されているわけであるが、不足する資料の内容によりその手法もまた

変化するわけであって、以下にのべる川島地区における基礎資料の扱い方も、参考とすべき1例であることを断っておく。

5-2-1. 流域平均雨量

対象とする流域内に自記雨量観測所があり、相当長期間の資料を有する場合は、それがその流域雨量を代表するか否かを別としても、流域平均雨量の推定には有力な資料である。一般に内水処理とか農業用排水計画の水文資料の期間として10ケ年の期間を目安にしているが、これも実情からくる扱いであって、水文学上10年を理想とする意味ではない。河川流域の雨量観測網からみても、内水流域内に雨量観測所を有することは稀であり、一般には Thiessen 法、等雨量線法その他の方法で流域平均雨量を推定している。さらに、ある観測点の降雨量と、内水流域平均雨量の間に、各種の降雨量段階を通じて一定の相関性が見い出されるならば、内水解析にはきわめて便利である。川島地区においてもその流域内には観測所をもたず、近接する鴨島、穴吹両観測所資料から流域平均雨量を推定するほかなく、両観測所の各洪水総雨量につきその相関性を検討しようとしたのが図-5である。

結果はその相関が十分でなく、また既往資料の不足と精度に信頼が薄いことから流域平均雨量の検討ができなかったとし、水理解析の基礎資料に用いないことにしている。

この場合、内水流域の流出量を雨量から求めるとすれば、どうしても流域平均雨量を推定しなければならない。本例の場合は上の理由から、その流出量を湛水量の変化から求める方法によったもので、そのいずれを採用するかは他の基礎資料の判断によることになる。

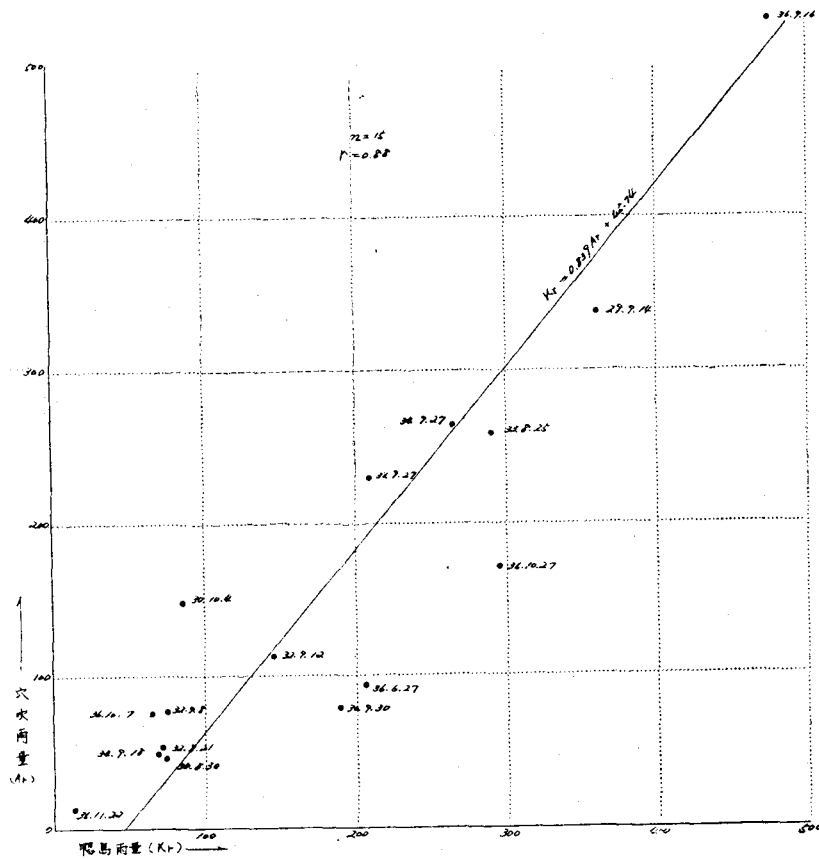


図-5 流域近傍雨量相関

5-2-2. 水位資料

排水計画には懸案地点の内、外水位資料が整っていることが要件である。実情からみると、これらの水位資料が十分に整っている場合はむしろ稀である。内水流域流出量より計算によって推定する方法もあるが、やはり間接的な推定に留るし、また外水位資料が不足する場合は他の観測地点の水位資料から推定することになるが、この場合その相関度が十分高いことを確かめる必要がある。ことに外水位の相関性には河道の洗掘、堆砂などで洪水毎に変化する要素もあり、細かく検討することが重要である。また水位資料は内水処理計画には非常に重要であるので、資料がないとか、信頼できないときは、改めて実測調査を行なうべきである。

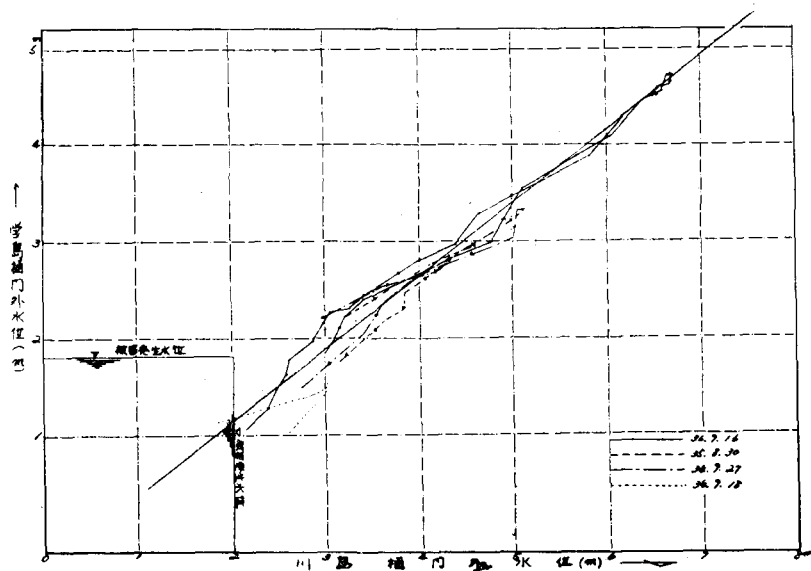


図-6 川島—学島外水位相関図

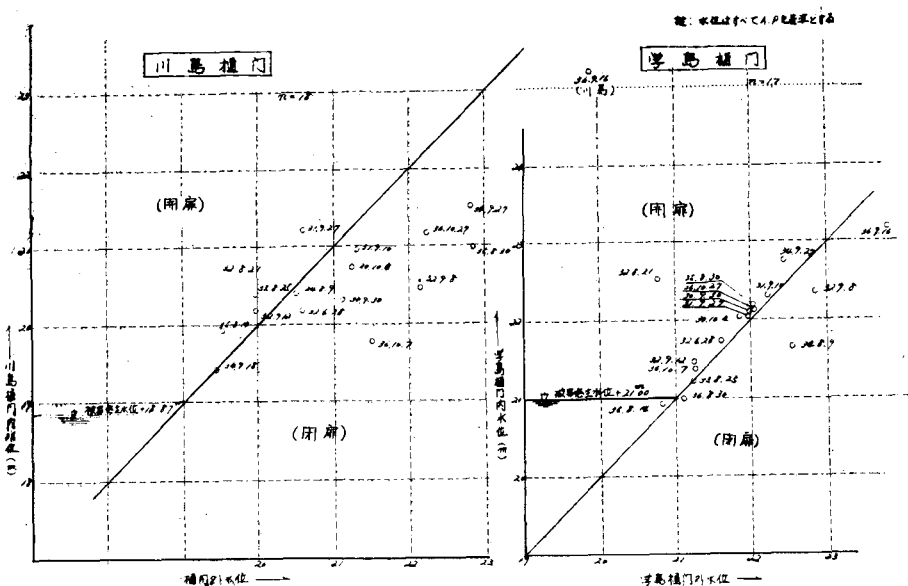


図-7 樋門内外水位相関図

川島地区の場合、排水施設予定地が2ヶ所に分れ、そのうち川島樋門外水位の観測値は調査対象洪水16洪水のうち4洪水しかないため、この4洪水の資料で川島、学島両地点の外水位の相関を求め、これから川島樋門の観測していない洪水の外水位を推定している(図-6参照)。

内外水位の関係はその内水地域の流出特性を判断する重要な資料であり、その特性から内水処理対策方針が決定されることはいうまでもない¹⁾。

川島、学島両樋門の内、外水位のうち、各洪水毎の最高水位を示したものが図-7であるが、学島樋門では洪水時にも開扉のままの状態が多く、両者の流出条件には相当の差が見られる。図-8の両樋門内水位の相関が、同一の内水地区でありながら余りよくない点と併せて、この内水対策の上にも留意すべき特性であろう。

5-2-3. 内水流域の流出

降雨量による内水流域の流出量解析も重要である。内水の流出解析は、流出の初期から終りまでの流量が必要な関係から、一般には Unit Graph が使用される。普通小流域の場合は Unit Graph を三角形流出と考えてよい場合が多いが、流路も長く、流域も山地、

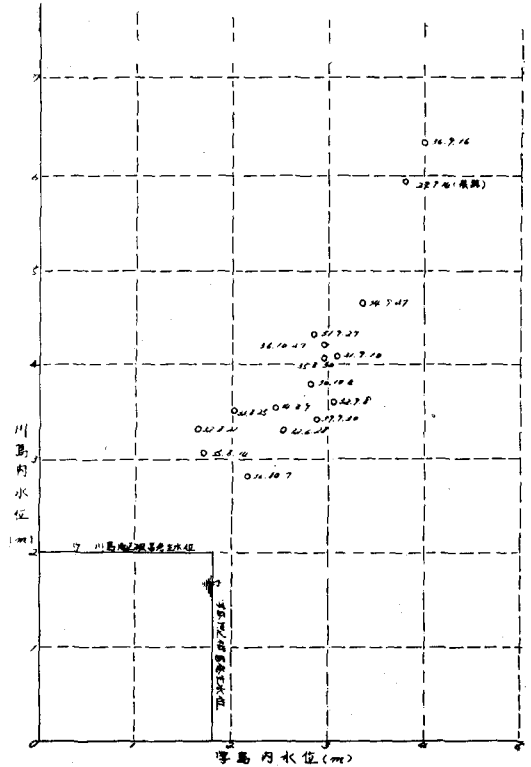


図-8 川島樋門(内)～学島樋門(内)相関図

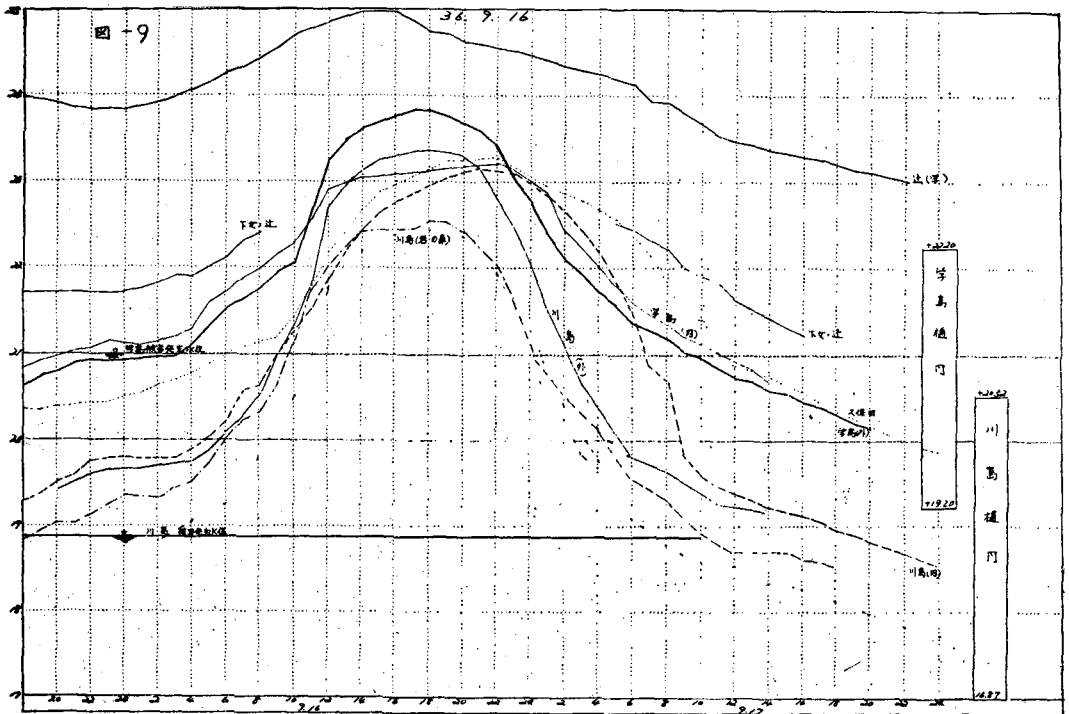


図-9

平地2要素以上で構成されるような場合は一般の Unit Graph 法（立神法⁹⁾，中安法⁹⁾，その他⁹⁾）により求めるのがよい。その他流出の解析法として内水流出に参考となる文献^{6),7)} も多く，ことに等価粗度による等流特性曲線法⁹⁾ は有力な解析法と考えられる。

しかしこれらの解析法の適用も，雨量，流出量等の実測資料と照合する必要がある，実測資料を欠く場合はその適合性が疑問になり，あるいは Unit Graph を得ることも困難である。

本例の場合は 5-2-1. にのべたとおり，雨量による流出解析を行なわない方針をとり， 湛水量の変化から推定している。

ただし，本例の扱いで特殊なことは，この湛水域で川島，学島両水門の流出に相当な差異があることは前節で指摘したところであり，そのうえ，湛水位がある限度以上になるとこの両樋門に係る湛水域が共通化する特性をもつことである。

このような地区の流出解析は複雑であるので本例では前者の特性に重点をおき，これを2つの独立した流域と考えて水理解析を行ない，計画，設計の最終段階において後者の特性を考慮して修正する方針をとっている。

これは1つの便宜的な手法であり，1つの問題点として今後の研究に値するものであろう。

5-2-4. 地形調査および V-H, A-H 曲線図

(a) 地 形 調 査

湛水地区の高低図および主水路の縦，横断面図はなるべく詳細なものを整備せねばならない。等高線ピッチは少なくとも 50 cm が望ましい。理由は水理計算や経済効果推定のため，過去の湛水実績および農地，畑地，宅地その他地目別の湛水面積，湛水深，その頻度，持続時間等の調査分類が必要であるからである。

川島地区の調査においては，湛水時の流況調査も行なわれ，次の点を明らかにしている。

- (i) 第2室戸台風による湛水調査によると学島流域から川島流域へ流入する。
- (ii) 鉄道の南北で水位の差はないとみてよい。
- (iii) 学島川の水路こう配が急であるうえ，学島湛水区域は学島駅前から北に通ずる道路，その他流域を過ぎる道路により，かなり Dam up される。

この事実から，学島樋門が洪水時に開扉のまま保たれることが多い理由が理解される（図-2，図-3 参照）。

(b) V-H, A-H 曲線

排水計画立案上欠くことのできない資料である。内水流域の流出に伴う湛水状況は湛水地区内各点の標高だ

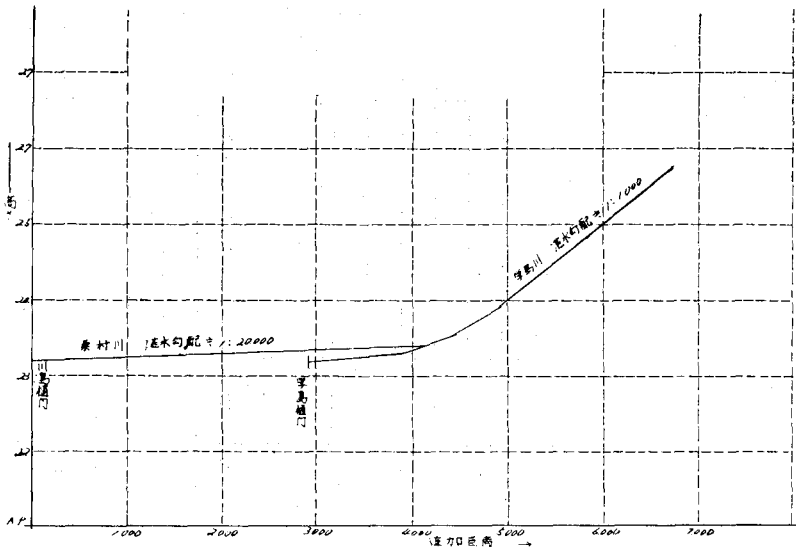


図-10 36.9.16.洪水における最高痕跡縦断曲線

けで推定はできない。実際の湛水状況の実測による $V-H$, $A-H$ 曲線が望ましいが、一般に過去の湛水状況はその痕跡調査から推定せねばならない。

川島地区では調査期間中に発生した第2室戸台風による湛水状態を実測することができ、高精度の資料を得ている。

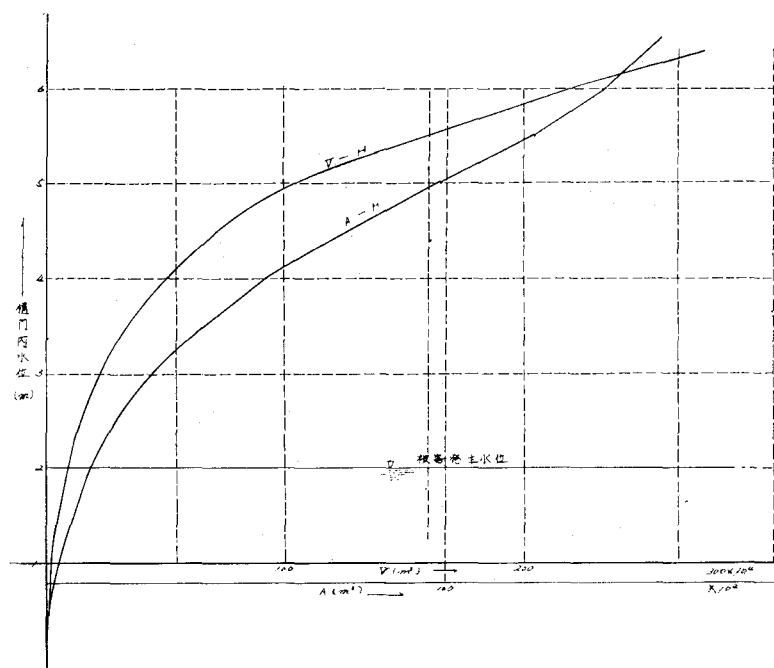


図-11 川島 $V-H$, $A-H$ 曲線

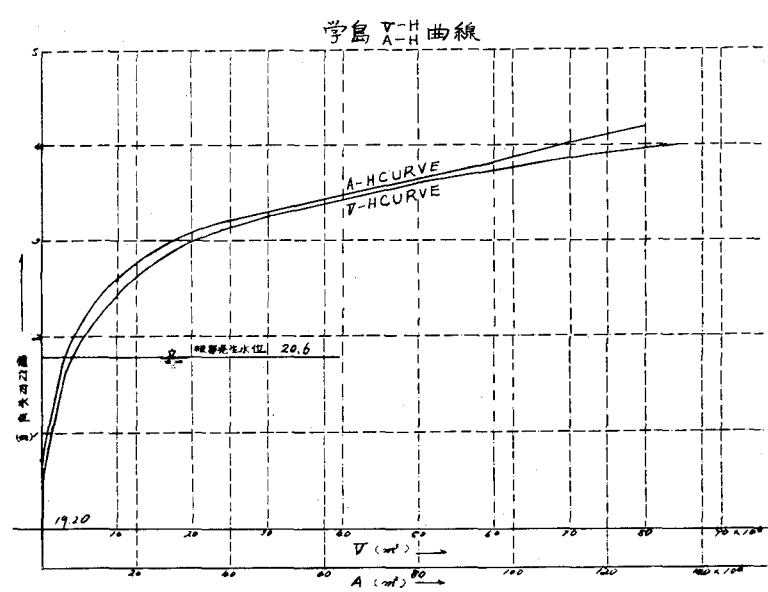


図-12 学島 $V-H$, $A-H$ 曲線

5-2-5. 湛水区域の土地利用状況

公共事業においても事業の経済性の検討が強く要望される。ただし国土保全事業ではその経済性の検討方法が確立されるまでに至っていない。湛水による被害の見積りにしても、湛水深、時期、時間、頻度などにより被害程度が変化するほか、被害対象物が雑多であって、これをどのようにして整理するかの手法はなお研究課題であるし、さらに計量しがたい要素も数多く存在する。

現在一般に行なわれている方法によるにしても、湛水区域内の土地利用状況は、被害を見積る上の基本であり、なるべく詳細にその内容を調査する必要がある。

本例の調査結果を表-1に示した。

表-1 最大湛水時における地目別内訳 (ha)

流域	内訳	田	桑園	畑地	その他	計
桑村川	面積	91.06	12.89	15.71	50.35	170.00 ha
	面積率	54%	8%	9%	30%	100%
学島川	面積	99.75	8.91	13.86	48.12	170.65 ha
	面積率	59%	5%	8%	28%	100%
計	面積	190.87	21.80	29.57	98.47	340.65 ha
	面積率	56%	6%	9%	29%	100%

5-2-6. 樋門流出量

樋門の流出量は、細かいゲート操作を行わないのが普通であるので暗渠として、一般に次のように扱っている。

(i) 自由水面を有する場合

樋門の出口、入口とももぐらない場合は開水路の平均流速公式によって流出量を計算する。

(ii) 完全もぐりの場合

$$Q = fA\sqrt{2g\Delta H} \quad (1)$$

ここに Q : 樋門排水量 (m^3/sec), f : 樋門流出係数, A : 樋門断面積 (m^2),
 ΔH : (内水位-外水位) (m), g : 重力の加速度 (m/sec^2)

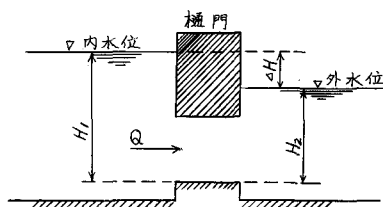


図-13

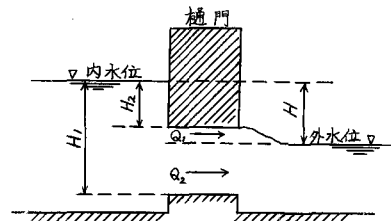


図-14 (a)

(iii) 不完全もぐりの場合

吐き出し口の水位が樋門断面上端より低い場合であるが、これに対しては次のような扱いをしている例もある。

$$Q = Q_1 + Q_2 = C_1 \frac{2}{3} b \sqrt{2g} (H_1^{\frac{3}{2}} - H_2^{\frac{3}{2}}) + C_2 b (H_1 - H) \sqrt{2gH} \quad (2)$$

ここに C_1, C_2 : 流量係数, b : 樋門断面の幅 (m)

しかし、(2)式は水理学的には根拠がなく、疑問がある。

実際上は(1)式の流出係数 f は実在の樋門につき、洪水時の実測資料から逆算して求めており、(2)式の場合

も、概算的には $C_1=C_2$ として、実測資料から求めている。

Chow は、実用上、暗渠の流れは図-14 (b) に示すように6つの型に分類されるとし、暗渠内が満水して流れない場合の実用的な近似値をうる図表をその著書⁹⁾に掲げている。その図表は、図-14 (c) として示したものである。なお図-14 (b) に示されている H^* はある限界水位で、流入口の形状、暗渠の特性および接近水路状態により $1.2d \sim 1.5d$ の範囲に変化すると説明されている。

新設樋門が在来の樋門と形状寸法が異なるとか、特異な設計であるような場合は、その流出については実験を行なうことが望ましい。また排水門の流出量について農林省農地局編「土地改良事業計画設計基準」も参考にできる。

5-2-7. 被害資料

(a) 既往資料

内水による被害は、現実には外水の氾濫が加わる場合もあるが、一般には、外水は河川改修により処理されるものとし、内水流出が外水位との関連においてひきおこす湛水被害を対象としている。過去の被害資料において両者が混合しているときは、内水湛水による部分のみを分離して使用することが必要である。したがってこの場合は、内水、外水とも外水の氾濫がない場合の解析を行ない、その結果の水位とか湛水量を適用せねばならない。

また被害統計の内容も十分整理されているとはいえず、調査内容がきわめて大ざかみなものが多い。建設省から毎年発行される災害統計¹⁰⁾においても、その調査方法が確立されている内容もあるが、一般被害とよばれる被害はこれを大別して該当する数量を調査しているので、これをさらに細分して検討することは困難である。

なお、公共施設計画には過去長期の資料を必要とする関係上、在来の統計資料から被害額を推定するためには相当大胆

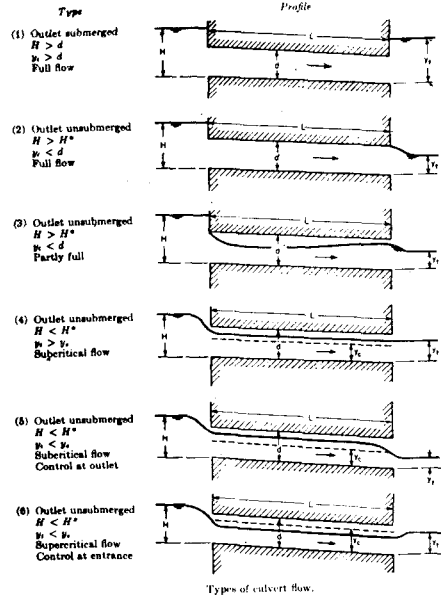


図-14 (b)

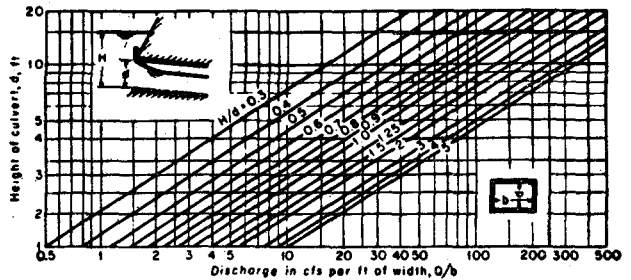


FIG. 17-29. Chart for estimating headwater on box culverts with square-edged entrances, flowing partly full. (Based on data of U.S. Bureau of Public Roads [29].)

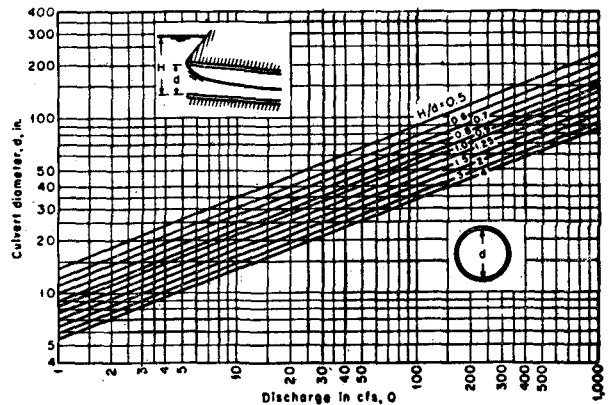


FIG. 17-30. Chart for estimating headwater on circular culverts with square-edged entrances, flowing partly full. (Based on data of F. T. Mavis [17].)

図-14 (c)

な仮定を設けざるを得ない。したがって、得られる資料とその内容、資料の期間などによりその都度適宜な方法を考案している現状である。しかしながら、被害資料は経済効果推定の基礎であるので、できる限りの調査と資料集収を行なうべきで、この種の計画には少なくとも過去10ヶ年以上の資料を基礎にするのが普通である。

同時に金額で表示されている資料については、定められた計画基準年に対して物価換算を行なわねばならない。この例では、昭和28～36年の被害資料を集収し、昭和36年の物価に換算している(表-2 参照)。

表-2 調査被害額内訳書 (単位 千円)

種別 年度	農 業 被 害				土木被害		家 屋 被 害						その他 被 害	合 計
	被害面積	水稻	畑作物	耕地	道路	河川	床 上 浸 水			床 下 浸 水				
							農家	商家	その他	農家	商家	その他		
昭25	91.5	8,930	4,288	5,463	6,557	10,278	1,850	3,689	436	7,865	3,896	1,634	13,026	67,912
26	82.7	8,119	3,320	5,980	5,801	3,782	1,435	26,820	2,592	3,969	1,960	968	11,937	76,683
27	36.4	3,073	2,349	4,712	7,295	5,030	1,341	15,417	1,220	4,574	2,614	1,240	12,357	61,222
28	40.2	3,170	2,566	3,171	4,810	5,582	376	1,888	814	1,113	1,125	545	9,636	34,796
29		13,888	6,630	9,114	9,465	7,728	2,165	37,359	4,116	12,077	11,326	2,360	10,183	126,411
30	41.3	3,164	2,738	1,261	3,887	1,441	864	1,416	575	629	1,470	938	2,597	20,980
31	44.8	3,315	4,246	1,509	2,355	963	1,067	1,101	457	387	762	454	2,207	18,823
32	38.8	3,134	2,685	1,777	2,534	1,177	915	944	508	653	1,053	545	1,643	17,568
33	47.8	3,352	2,958	1,965	2,646	1,058	559	629	351	750	1,452	575	2,116	18,411
34	128.7	10,200	4,697	2,939	3,713	2,658	1,728	865	1,220	1,016	1,851	726	5,669	37,282
35	?	14,760	7,950	2,872	1,479	—	365	2,675	2,580	1,375	1,125	—	20,245	55,426
36	?	20,860	10,810	2,302	2,005	—	1,956	14,344	37,350	2,090	1,710	—	22,456	115,883
計		95,965	55,237	43,065	52,547	39,697	14,621	107,147	52,219	36,498	30,344	9,985	114,072	651,397
年平均		7,997	4,603	3,589	4,379	3,308	1,218	893	4,352	3,042	2,529	832	9,506	
昭 30～36 計		58,785	36,084	14,625	18,619	7,297	7,454	21,974	43,041	6,900	9,423	3,238	56,933	284,373
昭 30～36 年平均		8,398	5,155	2,089	2,660	1,042	1,065	3,139	6,148	986	1,346	463	8,133	40,625
昭 25～36 %		4.7%	8.5%	6.6%	8.1%	6.1%	2.2%	16.4%	8.0%	5.6%	4.7%	1.5%	17.6%	100%
昭 30～63 %		20.8%	12.7%	5.1%	6.5%	2.6%	2.6%	7.7%	15.1%	2.4%	3.3%	1%	20.1%	100%

なお、本例では 5-2-3. でのべたとおり水理解析を2つの区域に分離して行なうのであるが、被害額を区域別に求めることが困難なため一括して求め、また 表-2 にあげた以外の直接被害や第2次被害も調査困難なため省略して、被害資料としては必ずしも十分ではないが、事業の経済効果の検討には後述のような方法によっている。

(b) 家屋被害

氾濫や、湛水による被害のうち家屋に関する被害は重要である。ところが前述のようにその統計資料は、従来、罹災世帯数、罹災者数、罹災家屋数をあげ、罹災家屋の内訳として、住家、非住家別に全壊、半壊、流失、床上浸水、床下浸水の戸数をあげている程度である。このような資料からその実際の被害額を推定することはまことに困難であって、家屋被害統計調査としてその分類法、調査内容項目、調査実施機関とその組織などの確立が望まれるとともに浸水位と種類別家屋被害の関係、湛水位と家屋種類別浸水戸数の関係などを整備する必要がある。

本例ではこの扱いに対し、可能な限界として、湛水地区の 1/3,000 実測地形図より、家屋の種類を問わずに、さきの V-H 曲線図から、樋門位置内水位と浸水家屋数の関係を求めている。これを曲線で表示したものが 図-15 であり、家屋被害を調査した結果を示したものが 表-3 である。

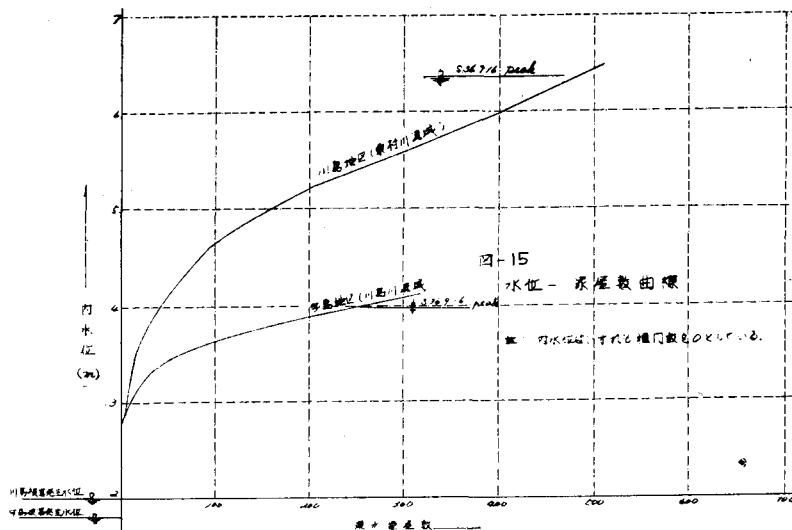


図-15 水位一家屋数曲線

表-3 調査による家屋被害内訳書 (単位 千円)

内 訳 年 度	家 屋 被 害												合 計		1戸当 被 害
	床 上 浸 水						床 下 浸 水								
	農 家		商 家		そ の 他		農 家		商 家		そ の 他		浸水 戸数	被害額	
	戸数	被害額	戸数	被害額	戸数	被害額	戸数	被害額	戸数	被害額	戸数	被害額			
25	364	1,850	469	3,689	72	436	325	7,865	161	3,896	54	1,634	1,445	19,370	13,000
26	283	1,435	341	26,820	51	2,592	164	3,969	54	1,960	32	968	925	37,744	41,000
27	364	1,341	196	15,417	24	1,220	189	4,570	72	2,614	41	1,240	786	26,406	34,000
28	74	376	24	1,888	16	814	46	1,113	31	1,125	18	545	209	5,861	28,000
29	426	2,165	475	37,359	81	4,116	513	12,077	312	11,326	78	2,360	1,885	69,403	32,000
30	17	864	18	1,416	11	575	26	629	40	1,470	31	938	143	5,892	41,000
31	21	1,067	14	1,101	9	457	16	387	21	762	15	454	96	4,231	44,000
32	18	915	12	944	10	508	27	653	29	1,053	18	545	114	4,618	41,000
33	11	559	8	629	7	351	31	750	40	1,452	19	575	116	4,316	32,000
34	34	1,728	11	865	24	1,220	42	1,016	51	1,851	24	726	186	7,406	40,000
35	16	365	115	2,675	288	2,580	144	1,375	118	1,125	0	—	681	8,120	12,000
36	47	1,956	346	14,344	917	37,350	207	2,090	169	1,710	0	—	1,686	57,450	34,000
計	1,575	14,622	2,029	107,147	1,510	52,220	1,730	36,498	1,098	30,344	330	9,981	8,272	250,817	
25~36 平 均	131	1,219	169	8,929	126	4,351	144	3,041	91	2,529	27	832	689	20,901	30,000
30~36 平 均	23	1,065	24	3,139	18	6,148	21	986	13	1,346	4	463	432	13,146	30,000

5-3. 排水施設計画

5-3-1. 計画樹立の方針

いずれの内水域においても、その内水排除計画樹立のために検討される内容は 3. にのべた項目に帰する。検討の結果ある種の対象方針に従って計画を進める場合、その手段が、従来の用排水の体系を大きく変貌させるとか、一部に不利または不安の念を抱かせるような問題を伴う場合には、不利または不安の念をとり除く施設対策を考慮する必要があり、地元民の理解と協力が得られるようにつとめねばならない。

川島地区においては 5-1. にのべたところにより、対策として樋門の拡大または樋門の拡大と機械排水の混合

方式が基本対策と考えられるが、いうまでもなく機械排水は有効な施設ではあるが、その設置にも、将来の維持にも多大の経費を要し、排水能力においても限度がある関係からも、最大限度に自然排水機能を発揮せしめる必要がある。

したがって、樋門と機械排水の組み合わせには、各種の内、外水位条件すなわち各洪水毎に各種の組み合わせを想定して試算を行なうことが必要になり、これを一般的に最適組み合わせを見出す方法はまだ開発されていない。

本例では、この組み合わせにつき、従来の内水排除計画の実例を考慮して、以下のような組み合わせ案を設定し、これらを各洪水につき試算することによってその妥当性を比較し、採用すべき計画内容を決定する方針をとっている。

(i) 川島地点

- (a) 樋門方式…………… $\begin{cases} 1 \text{ 連新設} \\ 2 \text{ 連新設} \end{cases}$
- (b) 混合方式…………… $\begin{cases} (\text{樋門 } 1 \text{ 連}) + (\text{ポンプ } 2 \text{ 台}) \\ (\text{樋門 } 2 \text{ 連}) + (\text{ポンプ } 2 \text{ 台}) \end{cases}$

(ii) 学島地点

- (a) 樋門方式……………1 連新設
- (b) ポンプ方式……………ポンプ 2 台
- (c) 混合方式……………(樋門 1 連) + (ポンプ 2 台)

5-3-2. 水理計算

(a) 本例の場合の湛水区域の扱い方

湛水区域が単一であれば問題はないが、本例の場合、2地区に分れ、排水口が分離して、しかも中洪水以上でその湛水域が共通化する特性をもっている。したがって、この場合共通化した状態において流出解析を行なうことが自然であるが、共通化したときの流出機構が正確に把握できないため、必要な $Q-H$ 曲線が得られず、水理解析のためにはいくつかの仮定が必要となるうに計算も複雑化し、得られた結果に真びよう性が薄いことから、いずれの洪水もすべて桑村川と学島川の流域に分離して検討している。このような方針は、対象地域の特性と、水文、水理の基礎資料の内容から総合判断して決定されることであるが、かかる単純化による現象解析の結果と実際の現象の間のひずみについて、できるだけ考慮することが望ましい。しかし、この点については定性的な考察は可能であっても、定量的な問題となると結局は水理解析を厳密に行なうことに帰着し、とくに重要な意味をもつわけではない。本例についていえば、流域を分離する結果は、5-2-4 (a) でのべたところからも、学島地区の計画が實際上過大になることが予想されるので、計画の最終段階でこの点の修正を考慮しているのであるが、現象になるべく忠実に従おうとする態度として認められよう。

(b) 計画対象洪水の決定

内水排除計画の検討には、外水の影響要素が加わるので、内水流出の解析のみに注目するわけにいかない。多くの実際の洪水について計算し、これから年平均被害軽減額を算出してその経済効果を検討せねばならない。

しかしながら、調査期間が長くなる程洪水資料の数も多くなり、これらを検討すべき計画案のすべてと組み合わせるとばう大な計算量となって、計算能力と時間に制約をうける場合にはその実行が困難となる。

この例でも上の制約のため次の簡便法を試みている。すなわち、検討すべき対象洪水を洪水位および継続時間から数種の group に分類し、その group 毎に代表洪水を選定し、これによって計算する方法である。川島地点では 5 group、学島地点では 4 group に分けているが、川島地点の group (e) に対応する洪水は学島地点で被害湛水位に達しないため図には表われていない (図-16 参照)。

(c) 水理計算法 (現状の場合)

樋門 (水門) による内水の流出量は、門扉の開度のほかに内、外水位に影響される。この水理計算は連続の方程式により、時間毎の逐次計算を行なう方法かまたは図式解法によっている。

一般に試算法は手数を要するので、図式解法が利用されることも多い。

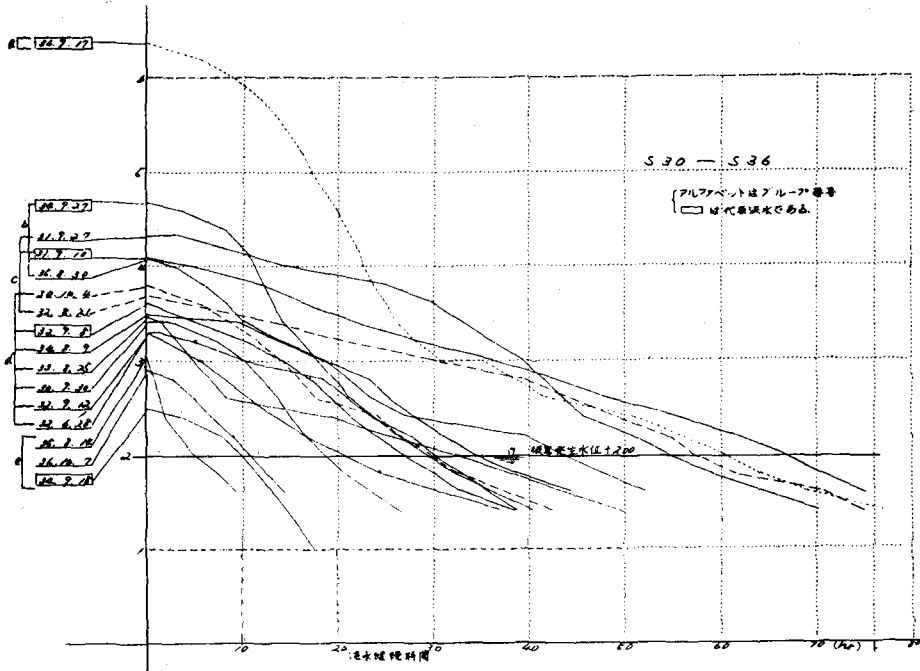


図-16(a) 川島樋門内水位～時間継続曲線

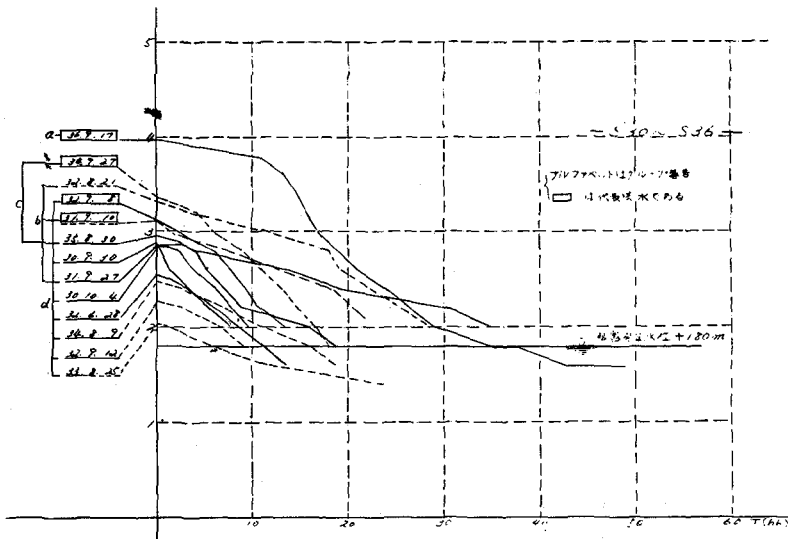


図-17(b) 学島樋門内水位～時間継続曲線

試算法による基礎方程式は

$$\frac{dV}{dt} = I - O$$

(3)

ここに V : 湛水地区の貯留量 (m^3), I : 湛水地区への流入量 (m^3/sec),

O : 湛水地区からの排水量 (m^3/sec)

図式解法によるときは(3)式を変形して

$$\left(\frac{I_n + I_{n+1}}{2}\right) \Delta t = \left(\frac{O_n + O_{n+1}}{2}\right) \Delta t + (V_{n+1} - V_n) \quad (4)$$

ここに I_n : 時刻 n の時の流入量 (m^3/sec), O_n : 時刻 n の時の流出量 (m^3/sec),

V_n : 時刻 n の時の貯留量 (m^3), Δt : 時刻 n と時刻 $n+1$ との時差 (sec)

内水流域の流出量の変化が水文学解析から判明すれば, (4) 式から逐次各時刻の湛水位と樋門流出量を図式法で求めることができる。ただし, この場合 I および O の変化が直線的であると仮定しても大きな誤差がない程度に Δt を短かくとる必要がある。

いま, I_n, I_{n+1} は流出量の解析により既知であるとする。

$$\frac{I_n + I_{n+1}}{2} = I_{n \cdot n+1}$$

とおくと

$$\begin{aligned} I_{n \cdot n+1} &= \frac{2O_n - O_n + O_{n+1}}{2} + \frac{V_{n+1}}{\Delta t} - \frac{V_n}{\Delta t} \\ \therefore (I_{n \cdot n+1} - O_n) + \left(\frac{V_n}{\Delta t} + \frac{O_n}{2}\right) &= \left(\frac{V_{n+1}}{\Delta t} + \frac{O_{n+1}}{2}\right) \end{aligned} \quad (5)$$

また

$$\frac{V_n}{\Delta t} + \frac{O_n}{2} = \Phi_n$$

とおくと, (5)式は

$$(I_{n \cdot n+1} - O_n) + \Phi_n = \Phi_{n+1} \quad (6)$$

ゆえに, 時刻 n における貯水位が与えられると $V-H$ 曲線から V_n が知られ, このときの水位関係から樋門の流出量 O_n も求められ, (6)式の左辺が計算できて, Φ_{n+1} が決定される。これを繰り返して順次各時刻の湛水位と排水量を求めることができる。

本例では一般の図式法に改良を加えた建設省の中村慶一の提案する「中四地建の方法」を用いているので以下簡単に説明を加えることにする。

図-17の第2象限に記入された曲線群は, 樋門排水量を各外水位 ($h_0, h_1, h_2, \dots, h_n$) に対して, 内水貯留量

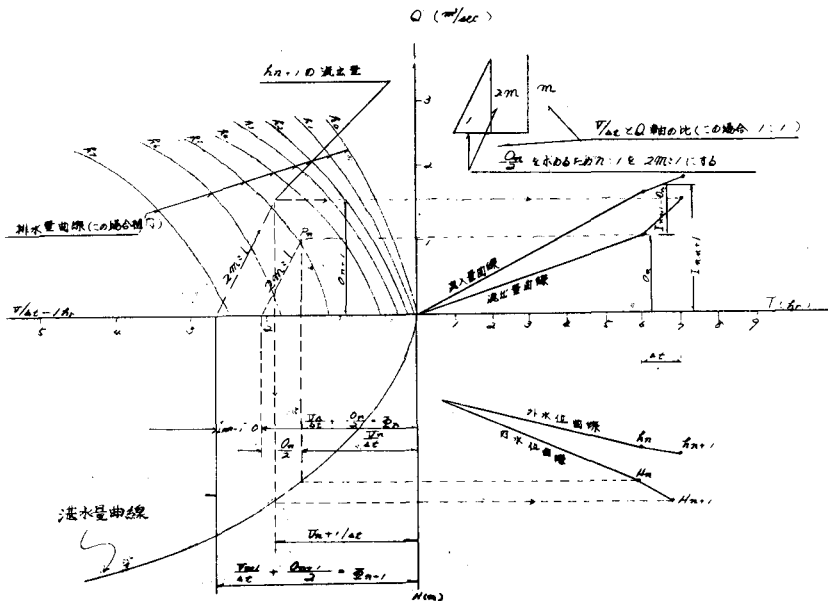


図-17 中四地建の方法による水位計算図

を媒介として求めたもので事前に用意するものである。またこの場合、 $\Delta t = 1 \text{ hr} = 3,600 \text{ sec}$ としている。

(6)式を用いて、 $V/\Delta t$ 軸上に $\{\Phi_n + (I_{n,n+1} - O_n)\}$ をとり、その点より $2m:1$ のこう配で第2象限に直線を引き、この直線上に、 $(n+1)$ 時刻の外水位に対応する点 P_{n+1} を曲線群を利用して求めれば、流出量は点 P_{n+1} の縦距として求められ、また、点 P_{n+1} の横距と第3象限の湛水量曲線 (H と $V/\Delta t$ の関係曲線) とから、時刻 $(n+1)$ の内水位 H_{n+1} が求められる。なお、外水位が内水位より高いときは、門扉は閉鎖されるので、 $O=0$ として(6)式に代入すればよく、 I が O よりも小さいときは、 $(I_{n,n+1} - O_n)$ は負号となるのでこの分を $V/\Delta t$ 軸上で右の方向にとればよい。

次に、本例の如く、樋門の内、外水位は得られているが、流域平均雨量の推定が困難で、雨量からその流域の流出量の算定ができないとき、この図式法を利用して、湛水地への流入量を求めることができる。

その手順は

- (i) 第4象限に現状の内、外水位と時刻の関係を記入する。
- (ii) 第3象限に $V/\Delta t - H$ 曲線を記入する。
- (iii) 第2象限には、樋門の排水量曲線を貯水量曲線と貯水量との媒介として記入する。

内水位 H_n より水平軸に平行線をひき、第3象限の曲線との交点を求め、この点より鉛直線をのばし、外水位 h_n に相当する点 P_n を第2象限に求めると、点 P_n の縦距は樋門流出量 O_n を示す。この手順により、各時刻の排出量 O を第1象限に求めると流出曲線がえられる。

流域の流出量については、第2象限に求めた P_n 点より $(2m:1)$ のこう配でのばした曲線と、 $V/\Delta t$ 軸の交点を求めるとその点の横距は $V_n/\Delta t + O_n/2 = \Phi_n$ を示す。同様にして、 Φ_{n+1} を求めると(6)式より

$$\begin{aligned} \Phi_{n+1} - \Phi_n &= I_{n,n+1} - O_n \\ \therefore (\Phi_{n+1} - \Phi_n) + O_n &= I_{n,n+1} \end{aligned} \quad (7)$$

ゆえに、 $I_{n,n+1}$ が第1象限の n と $(n+1)$ の中間に流入量 (流域流出量) を求めることができる。これを各時刻について行なえば流入量曲線をうる。

(d) 樋門を増設または樋門とポンプを併設した場合の水理計算

この場合、前項で得られた流入量をそのまま使用するのが普通である。厳密には湛水量が減少するので背水の影響が変化すると考えられるが、一般にはこれを無視している。この流入量と、増強された排水量を用いて、前項と同じ方法で逐次内水位を求める。

ただし、ポンプ設備が加わるときは、ポンプ排水量だけ排水量が増加するので、ポンプ排水量 $R(\text{m}^3/\text{sec})$ とすると連続の式は次のようになる。

$$(I_{n,n+1} - O_n - R) + \Phi_n = \Phi_{n+1} \quad (8)$$

これより内水位を求めるのであるが、実際の計算には計画する排水設備の諸元を仮定しなければならない。本例で、計算のために仮定した設備の諸元は次のとおりである。

計画排水施設諸元

地 点	現 状 (樋門各1門)	新 設 樋 門 1 門	新 設 ポ ン プ 2 台
川 島	幅 4.30 m	幅 4.00 m	揚水量 9.40 m ³ /sec
	高 さ 3.65 m	高 さ 4.00 m	実揚程 2.30 m
	長 さ 25.00 m	長 さ 28.00 m	軸馬力 250 HP
	ゲート マイターゲート	ゲート ローラーゲート	口 径 1,600 mm
学 島	幅 3.65 m	幅 3.50 m	揚水量 7.8 m ³ /sec
	高 さ 3.00 m	高 さ 3.50 m	実揚程 2.00 m
	長 さ 26.30 m	長 さ 26.30 m	軸馬力 250 HP
	ゲート マイターゲート	ゲート ローラーゲート	口 径 1,300 mm

(注) 揚水量はポンプ2台分である。

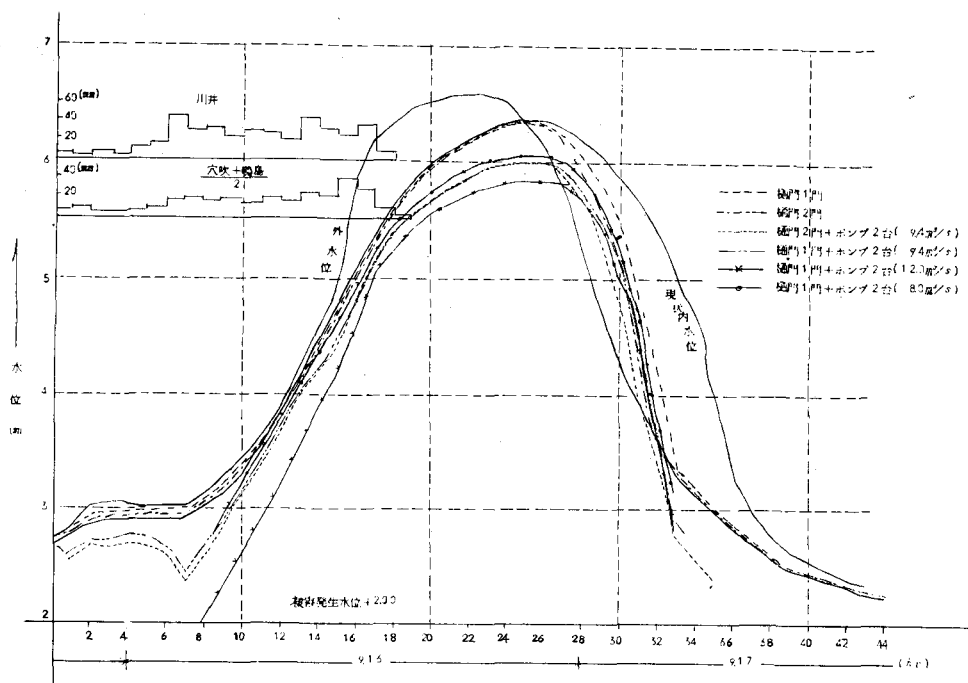


図-18 川島地点における S36.9.16 洪水の $H \sim T$ 曲線 (a グループ)

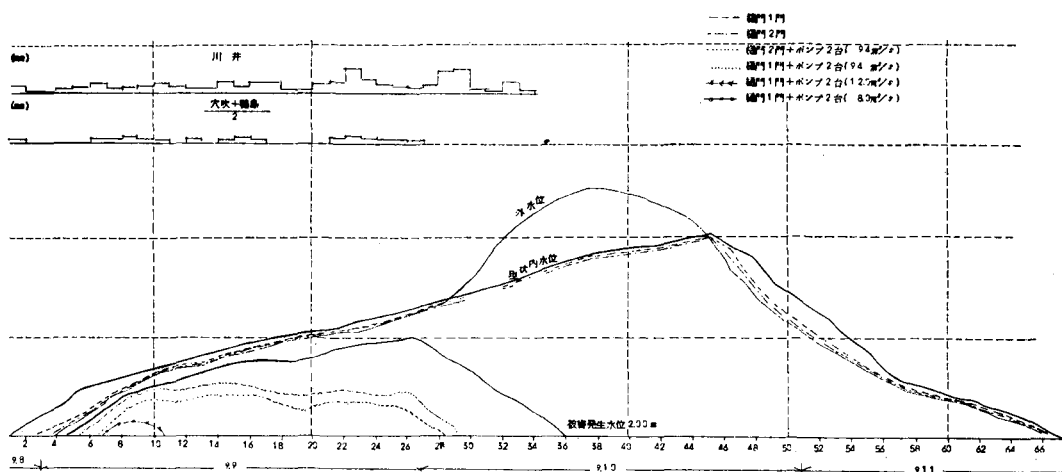


図-19 川島地点における S31.9.10 洪水の $H \sim T$ 曲線 (c グループ)

この施設につき、さきに排水計画の方針として考えた組み合わせ内容に対し、過去の洪水を group 分けした各 group の代表洪水に対して計算を行ない、内水位の低下状況を比較検討している。

この結果の1例を示したものが図-18、図-19である。

この水理計算の結果を総括的に考察して、川島地区にはポンプ2台+樋門1門、学島地区にはポンプ2台を増設することが適当であろうと推定される。ただし、いずれの計画案が妥当であるかは、経済効果の優劣により判断されるので結論を急いではならない。本例の場合は川島、学島両地点とも、内、外水位が接近しているために、樋門方式案に多くの効果が期待できない結果となったのであって、樋門方式に期待できる特性をもつ場合もある

であろう。

(e) Group 別各洪水の水位継続曲線

前項までの解析の結果、とりあげた各代表洪水に対し、現状と排水施設増強後の湛水位継続曲線が推定できたわけで、水理解析の目的は一応達せられることになるが、次の作業として、増設する排水施設による経済効果の推定を行なわねばならない。この場合にもその作業量を軽減するため、水理計算におけると同様に過去の洪水を数種の group に分割することも考えられるが、原則としては調査した全部の洪水について、被害軽減額を求めねばならない。ことに本例の水理計算における group わけで、各 group の代表として選んだ洪水は、その group の洪水の被害額の平均を示すものではないため、この増設施設の経済効果を推定するためには、全洪水についてその施設増強後の水位継続曲線を求めねばならない。

このため本例では次の仮定を設けて、水理計算を行なった代表洪水の結果をその group の他の洪水に应用することとしている。

設けた仮定は、「分割した1つの group に属する洪水は、降雨量、流出率、内外水位条件が、代表として選んだ洪水とまったく同じである。」とすることである。

この仮定が許されるとすれば、代表として選んだ洪水の現状における水位継続曲線と、ある排水施設を増強した後の水位継続曲線との差を、その group の他の洪水の現状における水位継続曲線より差引くことにより、施設増強後のそれぞれの洪水の水位継続曲線をうることができる。

かくして求めた施設増強後の水位継続曲線の1例が図-20である。

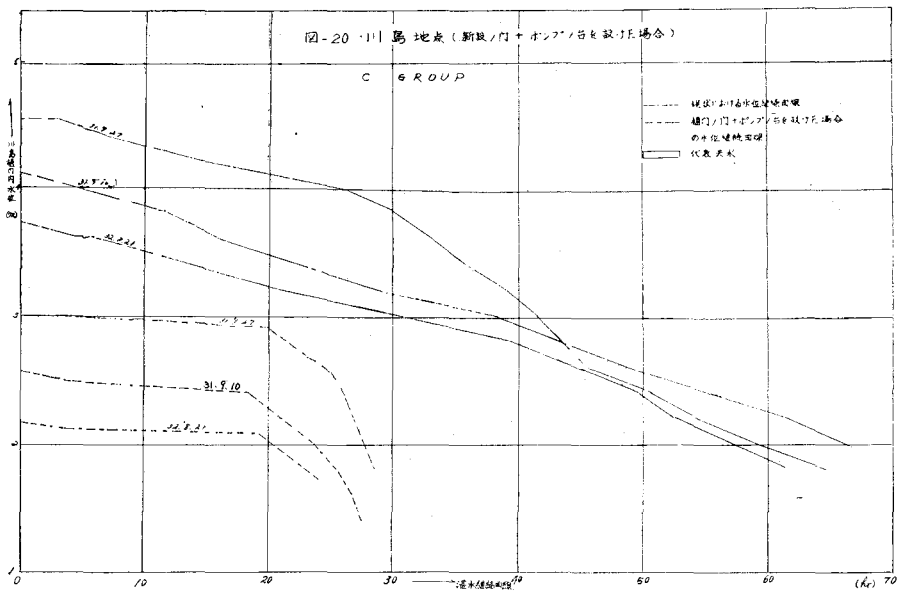


図-20 川島地点 (新設1門+ポンプ1台を設けた場合)

しかしながら、上の仮定は事実にも反し、粗雑にすぎると考えられ、一般にこの仮定が是認されてよいとはいいがたいが、一方 5-2-7. にのべた如く、対応する被害資料ならびに被害額の精度が十分でないことおよび計算量を減少する便法として、この場合許容されたものであろう。被害額算定の精度が加わるときは、やはりこの仮定は妥当でないとする。

5-4. 経済効果

工事の経済効果は、その工事に要する費用と、その工事による効果すなわち工事の結果生ずる年平均被害減少額が判明すれば算出することができる。

表-4 水稻減収推定尺度 1. 風水害 被害時生育段階：分ケツ期～成熟期
調査時生育段階：退水後5～20日

被害時期	滞水期間 浸水状況	1～2日		3～4日		5～7日		7日以上		備考
		損傷状況	減歩 収合	損傷状況	減歩 収合	損傷状況	減歩 収合	損傷状況	減歩 収合	
分ケツ期～移植後20日以降穂バラミ期まで	清水冠水		10%	分ケツがおくれる	20%	1 分ケツがおくれる 2 無効分ケツがでる	30%	少数の分ケツが出るが無効分ケツが多い	35%	1 冠水10日以上におよぶと生育が衰えて新たに貧弱な分ケツが出てくる 2 冠水15日では伸長が止ると枯死腐敗する 3 冠水20日以上になると枯死腐敗する 4 葉先露出程度で1～2日滞水のとときは冠水の場合に比して減収歩合は3～5%位少なくなる
	濁水冠水	葉先が黄変する	20	1 出穂がおくれる 2 シイナの量が増大する	0	1 出穂がおくれる 2 下葉が変色し枯れる	85	1 出穂がおくれる 2 葉が変色し枯れる	90～100	
	濁冠水	"	70	"	80	1 枝葉ができ1～2割の収量を得るが主穂からの収量はない 2 被害の幼穂がほとんど枯死する	85	ほとんど出穂しない	90～100	
	清水冠水	"	25	"	45	1 出穂がおくれる 2 下葉が変色し枯れる	65	1 出穂がおくれる 2 下葉が黄化し枯れる	90～100	
出穂期	濁水冠水	穂量がやや減少する	30	下葉が黄化し枯れる	80	下葉が黄化し枯れる	90	下葉が黄化し枯れる	90～100	1 穂バラミ期に比して穂の枯死することが少ない 2 この時期に風害を受けるとその後のモミの一部が灰白色または黒褐色となる 3 出穂直後に強風を受けた場合は白穂となる
	清水冠水		15	下葉が変色する	25	下葉が変色する	30	下葉が変色する	70	
成熟期	濁水冠水	ほとんど損傷はない	5		20		30		30	
	清水冠水		0		15		20		20	

〔注〕 (1) 浸水期間中の水はほとんど停滞状態である。 (2) 「冠水」とは稲株全部水中に没した場合をいい、「葉先露出」とは水面に葉先が3～5出ている場合をいう。
(3) 減収歩合は水の濁り方がひどいとき、水温の高いとき水速が大きいときは大きくなる。また葉先がすみやかに水面から露出した場合は小さくなる。

5-4-1. 被害軽減額の算定

内水排除事業の場合、その工事により軽減される被害は、多種多様でその具体的な扱い方が問題であるが、5-2-7. 被害資料でのべた如く、被害の実態を把握することも容易でない。

しかしながら、表-2をみると、昭和25～36年については、農業被害が全被害の23.2%、家屋被害が38.4%を占め、昭和30～36年については、農業被害が33.5%、家屋被害が32.2%を占め、いずれも両者で全体の60%以上を示している。この事実と、その内容に疑問があるにしても、この種類の被害減少額が割合明確に計算できる点から、本例では、各計画案についての水位継続曲線から、この2種類の被害減少額を求め、その被害減少率が他の種類の被害にも適用できると仮定して、全体の被害減少額を求める方法をとっている。

(a) 農作物被害軽減額の算定

農作物の、湛水による被害は、まえにものべた如く、作物の種類、時期、湛水深、湛水時間、湛水回数により著るしく相違するが、ある水位以上になると一般に、それぞれの時期において、農作物の収穫率の減少は、湛水時間の関数を考えられるようである。

農林省統計調査部の「水稻減収推定尺度」を示すと表-4のようである。

計算結果の信頼性を高めるためには、各農作物種別毎に、その地目別の「湛水位-面積曲線」から算定するとよい。また、年内に数回の洪水が発生した場合は、微小面積を考え、各洪水による収穫率の積が、その年のその微

表-5 農林省統計局の定める冠水被害推定尺度、収穫率表

種別 時期 状況 洪水 時間	水 稻				雑 穀	甘 藷	備 考	種別 時期 状況 洪水 時間	水 稻				雑 穀	甘 藷	備 考
	6月 ～7月	8月	9月	10月					6月 ～7月	8月	9月	10月			
	分ケ ツ期	稲朶期	出穂期	成熟期					分ケ ツ期	稲朶期	出穂期	成熟期			
1	0.99	0.95	0.99	0.99	0.98	0.95		26	0.93	0.37	0.79	0.96	0.70	0.31	
2	0.99	0.90	0.98	0.99	0.97	0.90		27	0.93	0.37	0.78	0.96	0.68	0.29	
3	0.99	0.85	0.98	0.99	0.96	0.85		28	0.93	0.36	0.77	0.96	0.67	0.27	
4	0.98	0.81	0.97	0.99	0.95	0.81		29	0.93	0.36	0.76	0.96	0.66	0.25	
5	0.98	0.76	0.96	0.99	0.94	0.76		30	0.92	0.35	0.75	0.95	0.65	0.23	
6	0.98	0.72	0.95	0.99	0.92	0.72		31	0.92	0.35	0.74	0.95	0.63	0.22	
7	0.98	0.68	0.94	0.99	0.92	0.69		32	0.92	0.34	0.73	0.95	0.61	0.21	
8	0.98	0.64	0.93	0.99	0.90	0.67		33	0.92	0.34	0.73	0.95	0.59	0.20	
9	0.97	0.61	0.93	0.98	0.89	0.65		34	0.91	0.33	0.72	0.95	0.57	0.19	
10	0.97	0.59	0.92	0.98	0.88	0.63		35	0.91	0.33	0.71	0.94	0.56	0.18	
11	0.97	0.56	0.91	0.98	0.87	0.61		36	0.91	0.32	0.70	0.94	0.54	0.17	
12	0.97	0.54	0.90	0.98	0.86	0.60		37	0.91	0.32	0.70	0.94	0.52	0.16	
13	0.97	0.52	0.90	0.98	0.85	0.58		38	0.90	0.31	0.69	0.94	0.50	0.15	
14	0.96	0.50	0.89	0.98	0.84	0.56		39	0.90	0.31	0.68	0.93	0.48	0.14	
15	0.96	0.48	0.87	0.98	0.83	0.54		40	0.89	0.30	0.67	0.93	0.47	0.14	
16	0.96	0.47	0.87	0.98	0.82	0.52		41	0.89	0.30	0.66	0.93	0.45	0.13	
17	0.96	0.46	0.86	0.97	0.81	0.49		42	0.88	0.29	0.65	0.93	0.44	0.13	
18	0.95	0.44	0.85	0.97	0.80	0.47		43	0.88	0.29	0.64	0.92	0.43	0.12	
19	0.95	0.43	0.84	0.97	0.79	0.45		44	0.88	0.28	0.63	0.92	0.42	0.12	
20	0.95	0.42	0.83	0.97	0.78	0.43		45	0.88	0.28	0.62	0.92	0.41	0.11	
21	0.95	0.41	0.83	0.97	0.77	0.41		46	0.87	0.28	0.62	0.92	0.40	0.10	
22	0.94	0.40	0.82	0.97	0.76	0.39		47	0.87	0.27	0.61	0.91	0.39	0.09	
23	0.94	0.39	0.81	0.97	0.74	0.37		48	0.87	0.27	0.60	0.91	0.38	0.08	
24	0.94	0.38	0.80	0.97	0.73	0.35		49	0.87	0.27	0.59	0.91	0.37	0.08	
25	0.94	0.38	0.80	0.96	0.71	0.33		50	0.87	0.26	0.58	0.91	0.37	0.07	

少面積における収穫率と考えてよいようである。

このために、地目別の「湛水位-面積曲線」を作成しなければならかなり手数を要する。

本例では、地目別の「湛水位-面積曲線」を作らずに、水稻被害のみに着目し、水稻の収穫率が他の作物の収穫率をも代表すると仮定して計算を行なっている。都市周辺などで、野菜とか他の農作物が多い地域ではこのような仮定は不適当であろう。

次に、被害軽減額を算出するためには、当該地区の単位面積当りの各農作物収益額を調査せねばならない。本例では、関係の町村役場および農林省徳島統計調査事務所の資料から算出している。

表-1の地目別面積率により、その地区 1 ha 当りの収益額を示したものが、表-6、表-7である。

表-6 桑村川流域における 1 ha あたり農作物収益

水稻による収益	10反×3.0石/反×11,000円/石×54% =	178,000
桑園による "	1030kg/ha×500円/kg×5%	= 41,000
畑作による "	10反×20,000円/反×8%	= 18,000
		237,000円/ha

表-7 学島川流域における 1 ha あたり農作物収益

水稻による収益	10反×3.5石/反×11,000円/石×59% =	227,000
桑園による "	1030kg/ha×500円/kg×5%	= 26,000
畑作による "	10反×20,000円/反×8%	= 16,000
		269,000円/ha

以上の資料により、現状および排水施設増設案の各案について解析した水位-継続時間曲線から、湛水区域の水位による微小面積毎にその湛水時間を求め、収穫率を計算したものの1例が表-8、表-9であり、計算結果をまとめたものが表-10である。

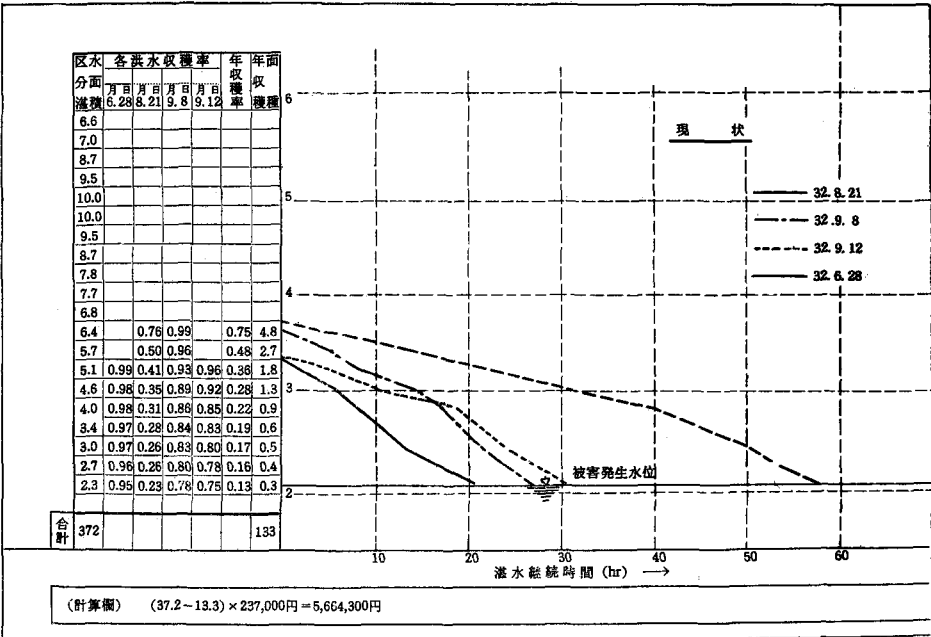


表-8 川 島 (昭32)

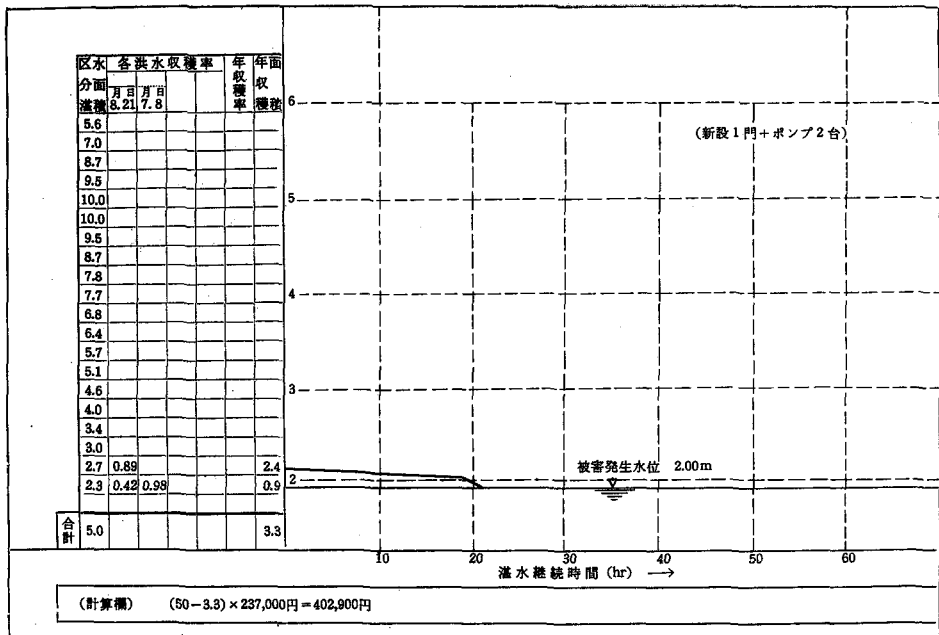


表-9 川 島 (昭32)

表-10 各計画案に対する農業被害の軽減額算定表 (細別)

(単位 千円)

被 害 内 訳	年 度	種 別	川 島 地 点				学 島 地 点				
			現 状	樋 門 方 式		ポンプ樋門方式		現 状	樋門方式		ポンプ方式
				新設1門	新設2門	新設1門 ポンプ1台	新設2門 ポンプ1台		新設1門	新設1門 ポンプ1台	
害 内 訳	昭30	901	640	593	17	0	269	215	0	130	
	31	5,688	5,048	5,024	995	853	1,372	1,264	538	538	
	32	5,664	5,024	4,882	403	142	4,950	4,708	2,340	2,340	
	33	2,038	1,659	1,541	0	0	135	108	0	0	
	34	5,498	4,456	4,313	1,138	1,043	1,560	1,264	565	565	
	35	5,546	4,953	4,859	2,560	2,346	1,802	1,641	1,184	1,184	
	36	6,186	5,546	5,238	4,479	4,242	3,470	3,228	2,071	2,071	
	計	31,521	27,326	26,450	9,592	8,626	13,558	12,428	6,698	6,698	
年平均	4,503	3,904	3,779	1,370	1,232	1,937	1,775	957	1,957		
年平均軽減額			599	724	3,133	3,268		162	980	9980	
軽減率(%)			13.3	16.1	69.6	72.6		8.4	50.6	50.6	

(b) 家屋被害軽減額の算定

家屋の浸水被害は一般住家においては、その浸水位が床下にとどまる場合と、床上に達する場合とは相当な開きがあり、1つの不連続点と考えられる。水害統計もこの点を考慮して、床下浸水と床上浸水に区分していると思われるが、製品倉庫、工場などではこの区分は大きな意味をもたないであろう。

したがって、家屋においてもその種別毎に被害額を推定する方法が望ましいが、過去の資料からこれを区分することは不可能である。その上、家財にしても、商品倉庫、工場にしても、個々に浸水による被害の額が異なることも明らかであるし、それらの被害を農作物被害のように、水位ならびに灌水時間の関数と考えることも妥当

でないと思われる。これらの相関関係や被害算定方法は今後の調査、研究にまつべき課題である。

現状では、被害資料の範囲、内容に応じて、できるだけ家屋種別を区分し、種別毎にその対象地区内における被害の程度を調査した結果を適用して、推定することが最善の方法と考えられるが、この場合でも、被害の実態調査には相当の困難が予想されるし、時間と手数を要するであろう。

本例ではこれを処理するため次の仮定を設けている。

- (i) 家屋被害は、家屋の種別にかかわらず、一括扱いとする。
- (ii) 家屋被害は、浸水の程度による細分を行わず、浸水をみた家屋は一律に表-3に示した平均被害額30,000円/戸であるとする。
- (iii) 年間に数回の浸水がある場合は、被害は毎回同じであるとしてこれを累計したものを年間被害とする。

この仮定は一般的にはやや特異な仮定のように思われるが、本例の場合、湛水地区の家屋被害を実際に調査した結果を、過去の洪水に適用する1方法として考えられたものである。実際問題としては、湛水被害にもその地区の特性が加わる場合もあり、算定方法が一定していないので、この例も1例として参考になるであろう。

以上の仮定によって、現状における年平均被害額から排水施設の各計画案が実施された場合の年平均被害額を年平均被害軽減額として求めた結果が表-11である。

表-11 各計画案に対する家屋被害の軽減額算定表 (単位 千円)

被 害 内 訳	種 別 年 度	川 島 地 点					学 島 地 点			
		現 状	樋 門 方 式		ポンプ樋門方式		現 状	樋門方式	ポン プ 樋門方式	ポンプ方式
			新設1門	新設2門	新 設1門 ポンプ1台	新 設2門 ポンプ1台		新設1門	新 設1門 ポンプ1台	ポンプ1台
害 内 訳	昭30	1,470	1,020	930	0	0	240	60	0	0
	31	3,600	3,450	3,300	150	120	840	420	150	150
	32	2,250	1,650	1,530	0	0	1,440	1,110	450	450
	33	570	360	360	0	0	0	0	0	0
	34	3,750	3,150	3,150	1,530	1,260	1,080	780	600	600
	35	1,650	1,410	1,410	540	480	240	150	60	60
	36	14,760	14,640	14,640	12,180	12,030	7,500	6,720	3,030	3,030
	計	28,050	25,680	25,140	14,400	13,890	11,040	9,240	4,290	4,290
	年平均	4,007	3,668	3,591	2,057	1,985	1,577	1,320	613	613
年平均軽減額			339	416	1,950	2,025		257	964	964
軽減率 (%)			8.5	10.4	48.6	50.5		16.3	61.1	61.5

註：家屋被害を1戸30,000円として計算した場合。

(c) 計算被害軽減額の総括

一般に河川改修や洪水調節の効果には、土木施設被害の軽減が重要な項目であるが、内水湛水の場合には、表-2にみられるように、土木施設被害は余り大きな比率を示さない。本例では農作物被害と家屋被害のみを計算の対象にとりあげたので、その結果を各計画案毎に総括したものが表-12である。

表-12から考察するに、樋門だけを增強する案では、その断面を相当大きくしても、樋門の排水条件が外水位に制約されるため、被害軽減額は余り多くならない。もちろんこれは新設樋門の位置にも関係することであって、新しく水路で導水し、外水位の低い下流地点に樋門を設けるならば、湛水の被害軽減額を増加せしめることになり、この方式による計画案も一般的には検討されねばならない。

次に、表-12の結果は、農作物と家屋に関する被害軽減額であって、施設增強による全被害軽減額を意味するものではない。そこでこの計算結果から全被害軽減額を推定するため次の操作を用いている。

表-2より調査した洪水被害のうち、昭和25～36年の12年間の平均年被害は54,283,000円であり、計算対象にとりあげた昭和30～36年の7年間の年平均被害額は表-12より12,024,000円であることから、

表-12 各計画案に対する計算被害（農業被害+家屋被害）の軽減額算定表 （単位 千円）

被害年度	種別	川 島 地 点					学 島 地 点			
		現 状	樋 門 方 式		ポンプ樋門方式		現 状	樋門方式	ポンプ樋門方式	ポンプ方式
			新設1門	新設2門	新設1門 ポンプ1台	新設2門 ポンプ1台		新設1門	新設1門 ポンプ1台	ポンプ1台
害内訳	昭30	2,371	1,660	1,523	17	0	509	275	0	0
	31	9,288	8,498	8,324	1,143	973	1,912	1,684	688	688
	32	7,914	6,674	6,412	403	142	6,390	5,818	2,790	2,790
	33	2,608	2,019	1,901	0	0	135	108	0	0
	34	9,248	7,606	7,463	2,668	2,303	2,640	2,044	1,165	1,165
	35	7,196	6,363	6,769	3,100	2,826	2,042	1,791	1,244	1,744
	36	20,946	20,186	19,698	16,659	16,272	10,970	9,948	5,101	5,101
訳	計	59,571	53,006	51,590	23,992	22,516	24,598	21,668	10,988	10,988
	年平均	8,510	7,572	7,370	3,429	3,217	3,514	3,095	1,570	1,570
年平均軽減額			938	1,140	5,083	5,293		419	1,944	1,944
軽減率(%)			110	134	59.7	62.2		11.9	55.3	55.3

註1 家屋被害を1戸 30,000円として計算した場合。

$$\begin{aligned}
 \text{調査被害換算係数} &= \frac{\text{調査被害の年平均被害額}}{\text{計算被害の年平均被害額}} \\
 &= \frac{54,283,000}{12,024,000} \\
 &= 4.51
 \end{aligned}$$

この係数を、計算した被害軽減額に乗じて、全被害の年平均被害軽減額を求めている。1つの推定方法である。

5-4-2. 工事費の算定

検討の対象とした各計画案につきそれぞれの施設工事費を積算する。この積算を厳密に行なうには、各計画案を実際に設計し、おのおのについて細かく積算せねばならないが、これもまた実際問題としては困難である。

非常に重要な施設で、各計画の工費の見当がつかねる場合には、この手数をはぶくことはできないであろうが、通常の場合は過去に実施した類似例を参考にし、現地の条件を勘案して、標準的な工法、平均的な単価を用

表-13 組合せ工費計算書 （単位 千円）

排水方式内訳			工 費		
川	島	学 島	川	学 島	計
樋 門 1 門			21,000		21,000
樋 門 1 門	樋 門 1 門		21,000	14,500	35,500
樋 門 2 門			34,000		34,000
樋 門 2 門	樋 門 1 門		34,000	14,500	48,500
樋門1門ポンプ2台	樋 門 1 門		144,800	14,500	159,300
樋門1門ポンプ2台	ポ ン プ 2 台		144,800	96,000	240,800
樋門1門ポンプ2台	樋門1門ポンプ2台		144,800	118,300	263,100
樋門2門ポンプ2台	樋 門 1 門		180,900	14,500	195,400
樋門2門ポンプ2台	ポ ン プ 2 台		180,900	96,000	276,900
樋門2門ポンプ2台	樋門1門ポンプ2台		180,900	118,300	299,200

いて概算的に求める場合が多い。これは経済効果の検討としては、対応する被害軽減額の算定にも余り厳密性が期待できない現状であり、事業計画として大局を誤らないことに主眼をおかざるをえないことからくる結果であって、将来はしだいに詳細な積算が必要になるであろう。

なお、工費の積算に当っては、各計画案につき施設の配置、位置、構造など基本的な要素は決定しなければならないし、特殊なゲートまたはポンプなどで1単位として設置されるようなものは、そのメーカーの見積りを求めることが必要である。

本例において、予定した各計画案につき積算した工費を表-13に示すが、この表の工費はすべて直接工費であって、間接費を含んでいない。本来は、間接費を含む総工事費を積算すべきものと思うが、建設省などの従来の扱いでは、公共事業として実施する場合、直接工費のみで経済効果を算出するのが通例のようである。

5-4-3. 排水施設年間経費

水門、樋門においても、施設完成後は維持費を必要とし、ことにポンプ排水施設においては、毎年その運転費と維持、修繕費が必要である。

一般に、樋門においては、門扉の操作費用や、塗装などの維持費は軽少であるので特別に考慮しないのが普通であるが、ポンプ排水ではその運転費、維持費は無視できない。

これらの諸経費は、経済効果算定上はマイナスの便益として計上される。厳密に経済効果が検討されるようになれば、当然樋門の場合の維持費も計算に入れられるであろう。

本例では、過去の洪水資料と、ポンプの一般実績値から表-14のように見積っている。

表-14 機械排水年間経費

地 点	内 訳	金 額	摘 要
川 島	運 転 費	400,000円	ポンプ2台 100時間 技術者1名給与、補修費を含む
	管 理 費	700,000円	
	合 計	1,100,000円	
学 島	運 転 費	300,000円	ポンプ2台 100時間 技術者1名給与、補修費を含む
	管 理 費	600,000円	
	合 計	900,000円	

5-4-4. 経 済 効 果

公共施設の経済効果は、便益と工費の比とか、妥当投資率または償還年数などで評価される。

償還年数は、工費と（年平均被害軽減額－維持管理費）で複利償還する場合の年数を計算している。

償還年数を N 、妥当投資率を F とすれば、

$$N = \frac{\log D - \log (D - Er)}{\log (1 + r)} \quad (9)$$

$$F = \frac{D}{Er} \quad (10)$$

ここに D : (年平均被害軽減額) - (年間維持管理費), E : 工費, r : (利率) + (減価償却率)
 $= 0.06 + 0.02$
 $= 0.08$

(9)式、(10)式を本例に適用した結果が表-15である。

表-15から、この対象地域には混合方式のうち、川島地点では樋門1門+ポンプ2台、学島地点ではポンプ2台の場合が最も有利であることが推定できる。

5-5. ポンプ排水能力配分の検討

一般の場合、内水地域の水理解析が理論的に行なわれ、施設計画案一般的な条件で検討されるならば前節までの操作で妥当な施設計画案は決定されるであろう。

表-15 各排水計画案に対する経済効果表

(単位 千円)

略号	排水方式		樋門排水方式				ポンプ樋門排水方式							
	内 訳	川島 地点	樋門1門	樋門1門	樋門1門	樋門2門	樋門1門	樋門1門	樋門1門	樋門1門	樋門1門	樋門1門	樋門1門	樋門1門
A	計算被害の年平均軽減額 (30~36)	学島 地点	—	樋門2門	—	樋門1門	938	1,357	1,140	1,559	5,502	7,027	5,712	7,237
B	調査被害に換算した軽減額 (A×4.51)	川島 地点	4,230	6,120	5,141	7,031	24,814	31,692	31,692	25,761	32,639	32,639	32,639	32,639
C	年平均のポンプ維持管理費	学島 地点	—	—	—	—	1,100	2,000	2,000	1,100	2,000	2,000	2,000	2,000
D	B — C		4,230	6,120	5,141	7,031	23,714	29,692	29,692	24,661	30,639	30,639	30,639	30,639
E	工 費 (直 接 費)		21,000	35,500	34,000	48,500	159,300	240,800	263,100	195,400	276,900	299,200	299,200	299,200
F	妥当投資率 $\frac{D}{F} = E \times r$		2.52	2.15	1.89	1.81	1.86	1.54	1.41	1.58	1.38	1.28	1.38	1.28
G	償還年数 $G = \frac{\log D - \log(D - Er)}{\log(1+r)}$		6.6	8.2	9.8	10.4	10.0	13.6	16.1	12.9	16.8	19.7	16.8	19.7
H	工費の対軽減額率 $H = \frac{E}{D}$		4.95	5.80	6.61	6.90	6.73	8.11	8.86	7.92	9.04	9.76	9.04	9.76
I	被 害 軽 減 率		7.8%	11.3%	9.5%	13.0%	45.7%	58.4%	58.4%	47.4%	59.2%	59.2%	59.2%	59.2%

$$\text{調査被害換算係数} = \frac{\text{調査被害の年平均被害額}}{\text{計算被害の年平均被害額}} = \frac{54,283 \text{千円}}{12,024 \text{千円}} = 4.51$$

しかしながら、収集調査した基礎資料の内容とか、解析計算の能力、時間的制約などのために特異な仮定、または条件のもとに検討された結果については、今一度調整方法を考えてみるのが大切である。

本例についてのべると、ポンプ排水能力を 5-3-2 (d) にのべたように仮定したうえで、樋門との混合方式案の計算が進められた。さらに前節までで得た結果は、或る湛水位以上になると共通化する湛水区域を2つの独立した流域に分割して扱ったもので、その流出の実態からも、2ヶ所に分割して計画するポンプの排水能力の配分が疑問点として残されている。すなわち、独立2流域と考えることにより、上流側の学島地区の負担が実際面より過大になりすぎることに對する疑問である。この疑問は、本例では解析の当初から考えられたものであって、最終段階において、次のような検討が加えられている。

まず、ポンプ能力の配分比較案として、5-3-2 (d) のほかに、次の2案を考える。

	川 島 地 点	学 島 地 点
排 水 能 力	12 m ³ /sec	10 m ³ /sec
〃	8 m ³ /sec	6 m ³ /sec

5-5-1. 水 位 計 算

上のポンプ排水能力を与えて、川島地点では樋門1門+ポンプ2台、学島地点ではポンプ2台として、前述の水利計算法で水位を求めた結果の1例が図-18、図-19に示されている。また、水利計算で得た湛水最高水位を現状と比較して示したものが表-16であるが、この場合も代表洪水以外の洪水についての値は、5-3-2 (e) にのべたと同じ方法で推定したものである。

表-16 樋門地点における最高内水位一覧表

内 訳 洪水名	川 島 地 区				学 島 地 区			
	現状	8 m ³ /sec	9.4 m ³ /sec	1.2 m ³ /sec	現状	6.0 m ³ /sec	7.8 m ³ /sec	10 m ³ /sec
30. 9.30	3.42	—	—	—	2.88	—	—	—
30.10. 4	3.80	2.40	2.39	2.23	2.84	—	—	—
31. 9.10	4.09	3.02	2.56	2.15	3.10	2.99	2.89	2.35
31. 9.27	4.35	3.48	3.00	2.60	2.85	2.74	2.64	2.19
32. 6.28	3.30	—	—	—	2.54	—	—	—
32. 8.21	3.70	2.59	2.16	—	3.31	3.20	3.11	2.36
32. 9. 8	3.60	2.20	2.14	2.03	3.15	—	—	—
32. 9.12	3.30	—	—	—	2.27	—	—	—
33. 8.25	3.50	—	—	—	2.02	—	—	—
34. 8. 9	3.55	2.14	2.10	—	2.46	—	—	—
34. 9.18	2.50	—	1.74	—	—	—	—	—
34. 9.27	4.65	4.12	4.03	3.91	3.35	3.22	3.20	3.17
35. 8.14	3.05	—	—	—	1.72	—	—	—
35. 8.30	4.08	3.59	3.47	3.32	2.96	2.83	2.80	2.80
36. 9.16	6.37	6.07	6.00	5.82	3.98	3.68	3.62	3.50
35.10. 7	2.91	—	—	—	—	—	—	—

註：川島は樋門1門+ポンプ2台、学島はポンプ2台
 流量はいずれも2台分のポンプ排水量
 水位は樋門敷からの水位を示す（—）は被害発生水位以下

5-5-2. 被害額の算出

新らしく考えたポンプ排水能力比較案についても、既にのべたとまったく同じ方法で、農作物被害軽減額および家屋被害軽減額を求め、その合計と、各地区のポンプ排水能力毎に比較したものが表-17である。

5-5-3. 経済効果の検討

以上の検討により、新らしく設けた比較案に対する工費、年間維持管理費の算定ができれば、経済効果の比較

表-17 計算被害による家屋、農作物被害

(単位 千円)

年 度	種 別	川 島 地 点				学 島 地 点			
		現状	樋門1門 + ポンプ2台			現状	ポ ン プ 2 台		
			8.0 m ³ /sec	9.4 m ³ /sec	12.0 m ³ /sec		6.0 m ³ /sec	7.8 m ³ /sec	10.0 m ³ /sec
昭 30		2,371	47	17	12	509	0	0	0
31		9,288	2,077	1,145	243	1,912	1,185	688	54
32		7,914	1,239	403	5	6,390	3,963	2,790	242
33		2,608	0	0	0	135	0	0	0
34		9,248	2,864	2,668	1,970	2,640	1,279	1,165	970
35		7,196	4,103	3,100	2,286	2,042	1,489	1,244	1,136
36		20,946	17,454	16,659	14,734	10,970	6,090	5,101	3,343
合 計		59,571	27,784	23,992	19,250	24,598	14,006	10,988	5,745
年平均被害額		8,510	3,969	3,427	2,750	3,514	2,001	1,570	821
年平均軽減額			4,541	5,083	5,760		1,513	1,944	2,694
軽 減 率			53.4%	59.7%	67.7%		43.1%	55.3%	76.7%

ができる。ところが本例の場合は、時間の制約からか、比較案の工費算定ができず、経済効果の計算を行っていないが、各案の組み合わせによる被害軽減率の比較を行なった結果は表-18のとおりである。

5-5-4. 施設計画の決定

前節の経済効果が十分な要素を備えていないこともあって、表-18からは直ちにいずれの案がまさるかを判定することは困難であるので、本例では現地の特性を考慮して次のように検討を加えた。

ポンプ排水能力配分の各比較案について、川島地区での年平均被害軽減額を、両地区全体の被害額に対する比で示すと、川島地点に 12.0 m³/sec, 9.4 m³/sec, 8.0 m³/sec のポンプ能力が設けられた場合、川島地区の被害軽減率は、それぞれ、48%, 42%, 38%となり、他方学島地区においては、ポンプ能力 10 m³/sec, 7.8 m³/sec, 6.0 m³/sec に対して、22.5%, 16.0%, 12.5%となる。

これらを組み合わせてみると、

表-19

		川島排水量	8.0 m³/sec	9.4 m³/sec	12.0 m³/sec
		川島被害軽減率			
学島排水量	学島被害軽減率		38%	42%	48%
6.0 m³/sec	12.5%		3.0/1.0	3.4/1.0	3.8/1.0
7.8 m³/sec	16.0%		2.4/1.0	2.6/1.0	3.0/1.0
10.0 m³/sec	22.5%		1.7/1.0	1.0/1.0	2.1/1.0

上の表は学島地区の各排水量に対する被害軽減率を 1.0 としたとき、川島地区の各排水量の被害軽減率の倍率を示している。

一方、5-2-4 (a) にのべた事実から、川島、学島両地区の排水効果を1:1とすると、実際には学島地区の効果が相当高くなり、両地区の均衡がとれない。

昭和36年9月16日の第2室戸台風に際しての実測結果によると両地区の湛水量は、(川島地区):(学島地区) =

表-18 ポンプ排水計画に対する経済効果表

略号	内 訳	川島地点										学島地点									
		樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 8.0 m³/sec	ポンプ2台 6.0 m³/sec	ポンプ2台 7.8 m³/sec	ポンプ2台 7.8 m³/sec	ポンプ2台 10.0 m³/sec	ポンプ2台 10.0 m³/sec	ポンプ2台 10.0 m³/sec	ポンプ2台 10.0 m³/sec	ポンプ2台 10.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 12.0 m³/sec	樋門 ポンプ2台 12.0 m³/sec
A	計算被害の年平均軽減額 (30~36)	6,054	6,485	7,235	6,596	7,027	7,777	7,273	7,704	8,454											
B	調査被害に換算した軽減額 (A×4.51)	27,304	29,247	32,630	29,748	31,692	35,074	32,801	34,745	88,128											
C	年平均のポンプ維持管理費																				
D	B - C																				
E	工 費 (直 接 費)																				
F	妥当投資率 $E = \frac{D}{E \times r}$																				
G	償還年数 $G = \frac{\log D - \log(D - Er)}{\log(1 + r)}$																				
H	工費の対軽減額率 $H = \frac{E}{D}$																				
I	被害軽減率(全地区)	50.3%	53.9%	60.1%	54.8%	58.4%	64.6%	60.4%	64.0%	70.2%											
被害軽減率(川島地区)		53.4%	53.4%	53.4%	59.7%	59.7%	59.7%	67.7%	67.7%	67.7%											
被害軽減率(学島地区)		43.1%	55.3%	76.7%	43.1%	55.3%	76.7%	43.1%	55.3%	76.7%											

3.3 : 1 と計算され、昭和31年9月10日の中洪水の場合は2.4 : 1 となること、および、下流の川島地点に能力の大きいポンプを設置することにより、川島地区湛水量比がさらに大きくなるであろうと推察されることから、表-19において、被害軽減率の比が3.8 : 1を示すところの、川島排水量 12.0 m³/sec、学島排水量 6.0 m³/sec の組み合わせ案が妥当であるとしている。

この操作は、川島、学島両地区の排水効果の均衡に着目した調整の一手段として考えられたもので、1つの参考例であろう。

6. 分流水門の計画と設計

河川の流れ計画は、治水対策上から決定される。したがって、分流水門の検討はその河川全流域の洪水流出解析が基礎となるので、内水処理計画よりも規模が大きく、複雑性を増すことはいない。

ここに事例としてとりあげたものは狩野川放水路にともなう分流水門の水理設計であって、その主要な点についてのべたいと思う。

6-1. 狩野川分流水門

狩野川は天城山に源を発し、伊豆半島のほぼ中央部を北流して沼津市を貫流し駿河湾に注ぐ河川であるが、その下流部には低地平野が多く、内水湛水被害も甚だしい河川である。その河道状況は、下流部ことに沼津市内の洪水疏通能力が小さく、このため治水対策上放水路計画が採用されたものであるが、その計画の経緯概要は次のようである。

狩野川は大正15年に直轄河川として改修計画が立案され、昭和2年から改修工事が始められているが、当時の計画は本川改修のみの構想で、改修上流端大仁における計画高水流量を 1,700 m³/sec、河口の計画流量を 3,500 m³/sec としたものであった。狩野川の改修計画として、放水路計画がとり入れられたのは昭和24年であって、この時点では放水路工事計画はまだ明確でなかったが、分流量は 1,000 m³/sec と予想されていたようである。

その後の発生洪水の解析や、調査が進むにつれ、放水路の工事内容も明らかにされ、昭和26年第1次案が確立され、分流量 1,000 m³/sec として放水路工事がこの年から着手された。

しかし、この当時においても、狩野川計画高水流量が過少でないかとして、改修上流端大仁で 2,100 m³/sec、放水路分流水門直前の計画高水流量 2,400 m³/sec、分流量 1,500 m³/sec 案とか、また分流量 1,200 m³/sec 案などが検討対象となっている。

昭和28年にも狩野川計画の再検討が行なわれ、この時の検討内容としては、沼津市内の洪水疏通能力が 2,000 m³/sec 程度であること、沿岸の内水被害の軽減が重要視されるに至ったこととあわせて、狩野川本川の計画高水流量の過少なことであって、検討の結果は、大仁地点の計画高水流量 1,700 m³/sec、放水路分流水門直前 1,960 m³/sec、分流量 1,000 m³/sec と決定した。

昭和33年9月26日の狩野川台風は、狩野川流域に大災害をもたらし、その復旧に当り、狩野川改修計画は大きく改正された。本川、放水路ともにこの洪水を基本として検討され、計画高水流量は、大仁地点 4,000 m³/sec、分流水門直前地点、4,000 m³/sec、放流量 2,000 m³/sec、河口地点 3,950 m³/sec と決定された。

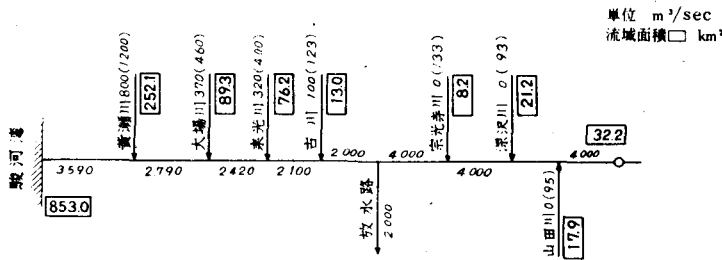


図-21 流量配布図

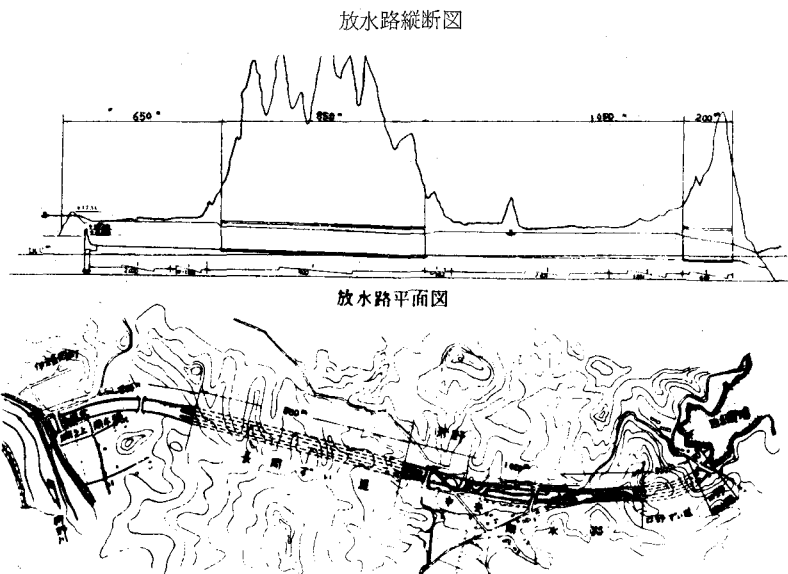


図 - 22

以上の経過を経て、放水路への分流水門の計画と設計が従来の2倍の規模で急がれることになった。狩野川改修計画の経緯については木村俊晃が土木研究所報告¹¹⁾で詳細にのべている。

6-2. 狩野川分流水門の計画と設計

狩野川放水路の計画流量の増大は、放水路全般にわたって計画、設計の根本的な再検討を必要とした。ここでは分流量および水門の水利設計上問題となった主なる点をあげて参考に供することにする。

6-2-1. 分流量の計画と設計に関する主なる問題点

(i) 分流量の設置位置

本川流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の50%を放水路に分流しうするためにその堰の位置をどこに選べばよいかの問題である。

(ii) 堰 頂 高

本川下流部沿岸の内水被害の軽減がこの放水路の重要な効果として考えられているので、本川流量いくから分流量を開始するかが問題であり、堰頂高もこれに左右される。

(iii) 計画流量配分に必要な堰幅

本川流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を等分に振り分けるため、放水路の流頭に設ける堰幅はいくらにするかの問題である。

(iv) 水門の設置位置、規模および操作方法

分流量を人為的に調整し、下流洪水被害を軽減するためには、水門が必要でありかつ有効である。この水門を堰のどの部分に設けるべきか、またその規模、水門敷高、水門操作方法が検討を要する問題であった。

(v) 放水路呑み口の法線形状

(vi) 堰下流に設ける水叩きの施工必要範囲およびその工法

狩野川の場合として、分流量点本川の計画高水位は $D.L. + 16.00 \text{ m}$ 、分流量堰直下流の放水路河床高は $D.L. + 3.50 \text{ m}$ 、計画高水位は $D.L. + 14.13 \text{ m}$ であって、落差、水深ともに大きく、水叩きの施工延長とその工法は問題であった。

(vii) 流 木 の 処 理

大きな洪水に際して、永久橋その他河川工作物が破壊される原因は流木によることが多く、分流量においても慎重に考慮すべき問題である。

以上の各問題点については建設省土木研究所においてその水利計算と実験が行なわれ、その結果から結論を得

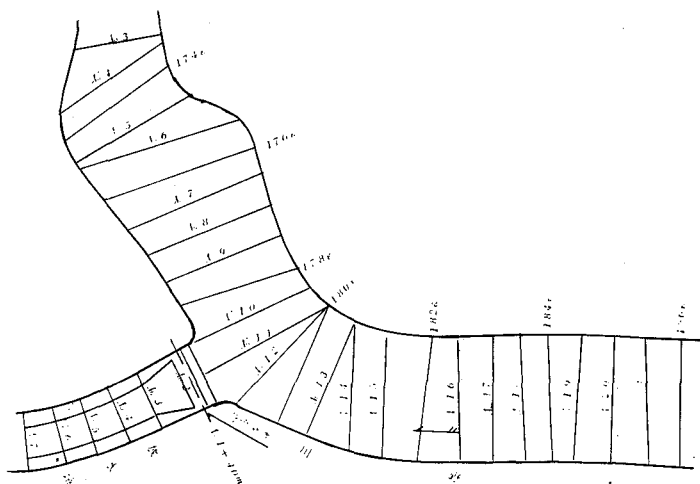
て実施に移されたものである。

なお、狩野川台風による計画変更以前の従来計画における分流水理設計は、佐藤、吉川、川端の詳細な研究¹²⁾があり、この研究結果も参考とされている。

また、以下にかかげる水理計算および実験に関する図は、建設省沼津工事事務所：「狩野川本支川及び放水路計画検討資料」¹³⁾より引用したものである。

(a) 分流堰の位置

当初の計画位置は、本川堤防法線に沿った位置が分流機能の点から適当であると考えられて、放水路測点 No. 0 + 37 m の位置が予定されたが、基礎地質調査の結果、基礎地盤が悪く、岩盤が深いことが確認されたため、No. 1 + 40 m の地点に決定し、この地点についての水理実験が改めて行なわれた結果、分流量、流向、流速分布、堰頂水位の変化状態の面でより良好であることが認められ、基礎地盤による施工技術の上からもより安全な地点を選ぶことができた。



(iii) 水理実験と実際の差異による分流量変動の規制のために必要である。

(iv) 流量配分曲線を改良して、中小洪水時の分流量を多くし、下流の内水被害を少なくすることができる。

以上の理由から分流量の一部を可動堰として設計する方針が決定された。

(2) 可動堰の敷高と幅

可動堰の敷高は、狩野川の場合、本川河床高が $D.L. + 7.40\text{ m}$ であるので、 $D.L. + 8.00\text{ m}$ 以下にすることは不適當であるとして、この条件で水理実験が実施され、可動堰幅を 20 m 固定堰幅を 52 m と決定したものである。なお、本川下流部の湛水被害に対する分流量効果は、可動部幅が増す程大きい、以上の幅で一応目的が達せられる上に、放流操作に加わる複雑性を考慮して、 20 m と決定された。

(d) 可動堰の位置および水門寸法

可動堰部分の位置を分流量の中央にするか、左岸または右岸よりにするかの問題であるが、分流量点附近の本川

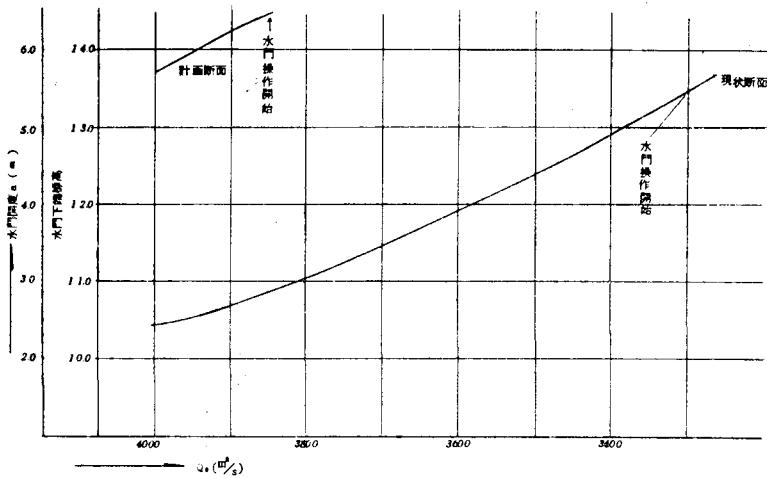


図-24 水門開度，総流量曲線図

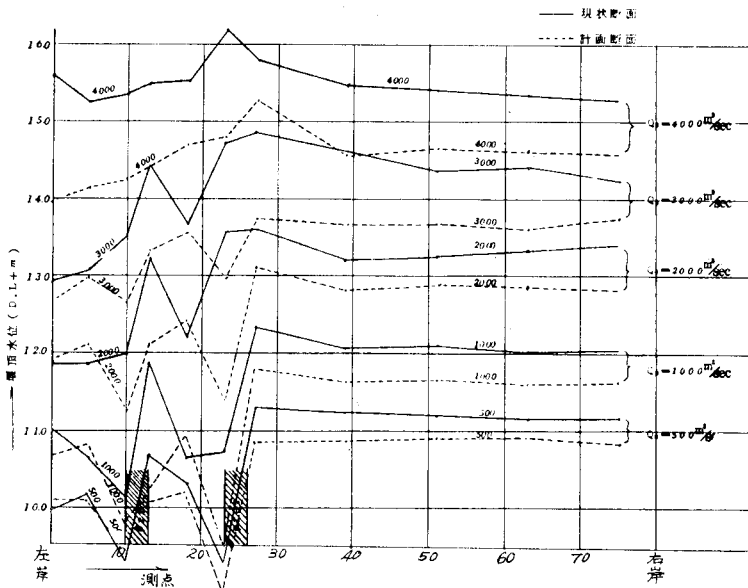


図-25 堰頂水位図

および放水路の平面形状、流況から放水路左岸寄りに計画し、水理実験もこの条件で行なわれた。

水門構造の寸法については、水理条件として、

(1) 最小開度時（計画流量時）の条件

本川が現状の断面から、改修完了に至るまでの状態において、起こりうる最悪の状態は、本川分流点で、4,000 m^3/sec の計画流量が現状における水位を呈する場合である。

この場合は水理実験の結果によると（図-24 参照）、水門開度は 2.45 m（水門下端の高さ D.L. + 10.45 m）が必要となり、この時の堰頂水位は 図-25 より、およそ D.L. + 15.50 m 程度であるから、水門扉の高さとしては少なくとも 5.05 m を必要とする。これに最小限の余裕として 0.45 m を見込み、水門扉の高さを 5.50 m と決定した。

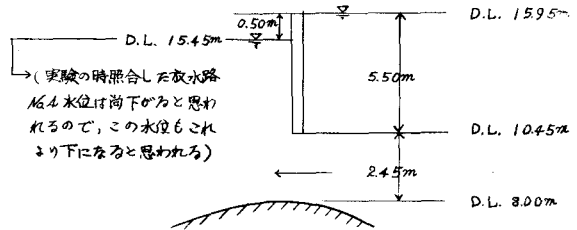


図-26

(2) その他の水理条件

水門扉の設計条件として(1)のほかに次の条件が考慮されている。

(i) 固定部越流直前の水理条件

この場合水門設計には地震の条件を考慮する。

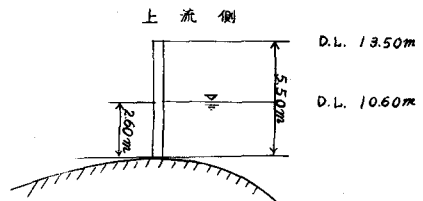


図-27

(ii) 流入規制時の条件

この場合には水門の振動に対する安全率を考慮する。

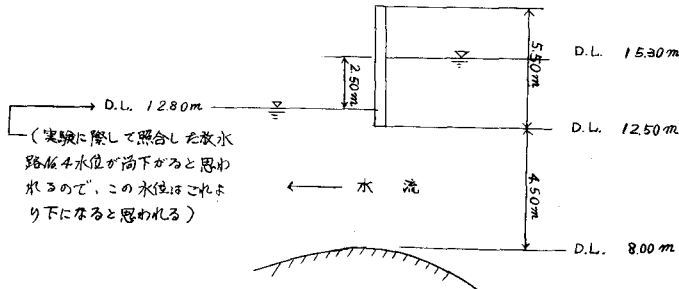


図-28

(e) 放水路呑み口の法線形状

呑み口の形状は、本川分流点附近の形状、断面形とあわせて、流況や堆砂の関係からも検討され、1連の水理実験によって確められた。

ことに呑み口右岸は洪水時には水衝部となると予想され、その形状は護岸型式にも関係すると考えられた。したがって水理実験も、鉛直護岸形状と法こう配をつけた護岸形状について比較されたが、水理的には特別な影響がなく、左岸呑み口も特に問題はないことが明らかになった。

呑み口右岸はこう配をつけた護岸形状が設計されている。

(f) 堰下流水叩き

分流堰の設計上重要な問題点で、これも実験の結果から計画された。

水理実験による流速分布から、流速 4 m^3/sec 以上の部分に水叩き工が必要であるとする、測点 No. 2 + 40 m まで、また流速 3 m^3/sec 以上の部分に必要と考え、No. 3 + 15 m まで水叩きが必要となる（図-29 参照）。

実施設計としては、水叩き工を測点 No. 2 + 30 m までとし、これより下流は測点 No. 3 + 15 m まで 35 m に亘ってコンクリート、ブロックによる河床保護工を行なうものとし、さらにこの附近の土質が腐植物混りシルトの軟弱不良であること、および水理実験において測点 No. 3 + 15 m より下流においても局部的ながら 3 m/sec 以上の流速が現われていることから、洗掘を考慮して測点 No. 4 + 25 m まで 60 m に亘って、河床保護工が実施された。

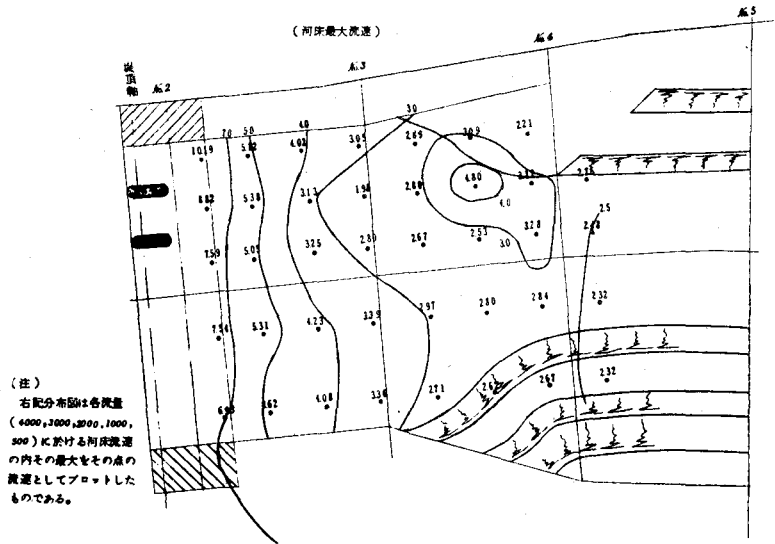


図-29 堰下流部流速分布図（河床最大流速）

(g) 流木対策

洪水時とくに計画流量に達するような洪水の場合には流木が夥だしいと考えねばならない。狩野川台風による

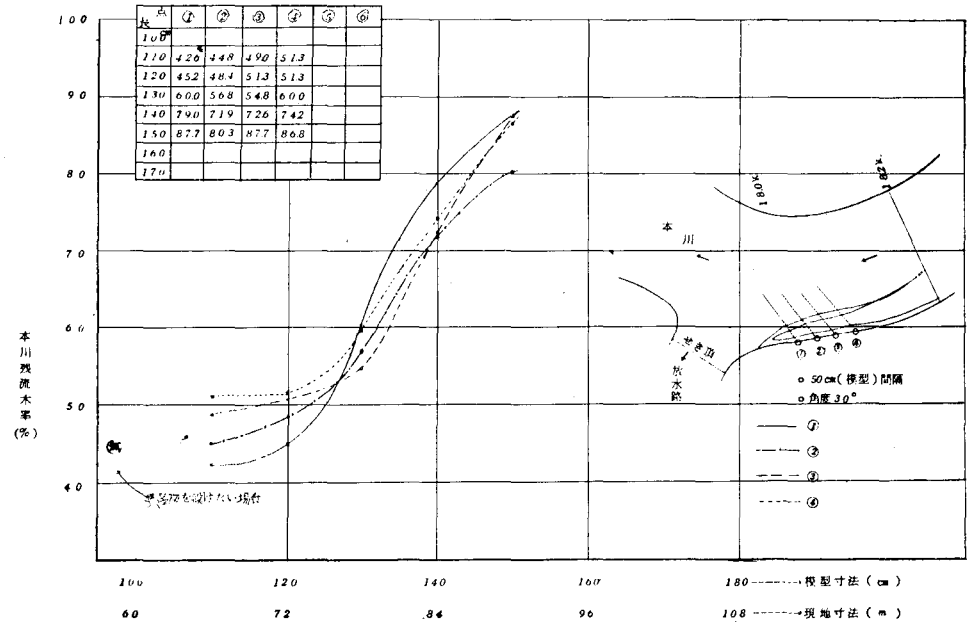


図-30 流木対策関係図

被害の実例からみても、重要な分流堰の機能や、放水路のトンネル疏通能力に障害となるようなことがあってはならないため、流木に対する水理実験も行なわれた。

実験された方法は図-30に示すように本川分流点の直上流に浮水制を設けるもので、実験の結果は、浮水制のない場合の放水路流入割合60%に対し、浮水制(長さ80mのもの)を設けると30%に減少させることが報告されている。実際問題として、この浮水制をどのように設計するかは検討中であるが、考慮すべき問題であろう。

(h) 水門扉の開閉速度

水門扉の操作機能の設計として、その開閉速度を検討する必要がある。

狩野川分流点の本川水位上昇速度は既往の洪水資料から最大0.038m/分と求められた。これに対し水門操作の条件としては

- (i) 水門は本川流量が200m³/secに達すると開扉される。したがってこの後の水位上昇速度をしらべると、最大0.025m/分を得る。
- (ii) 本川流量が3,300m³/secに達すると、現状では分流量規制のため、門扉を下降させねばならない。こ

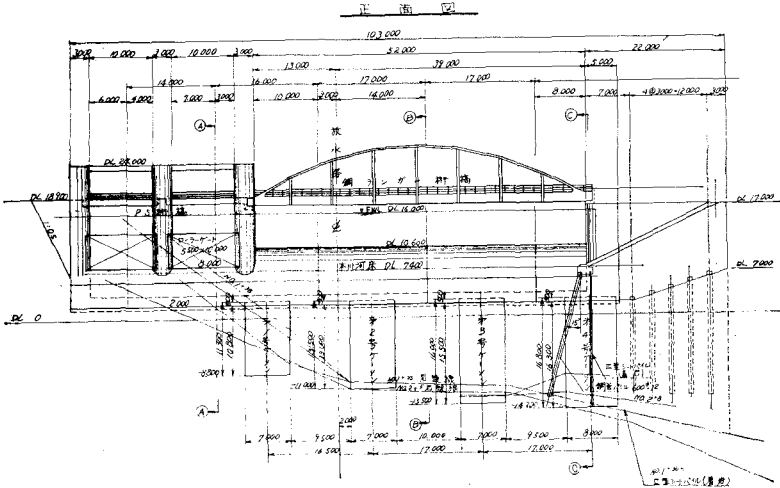


図-31

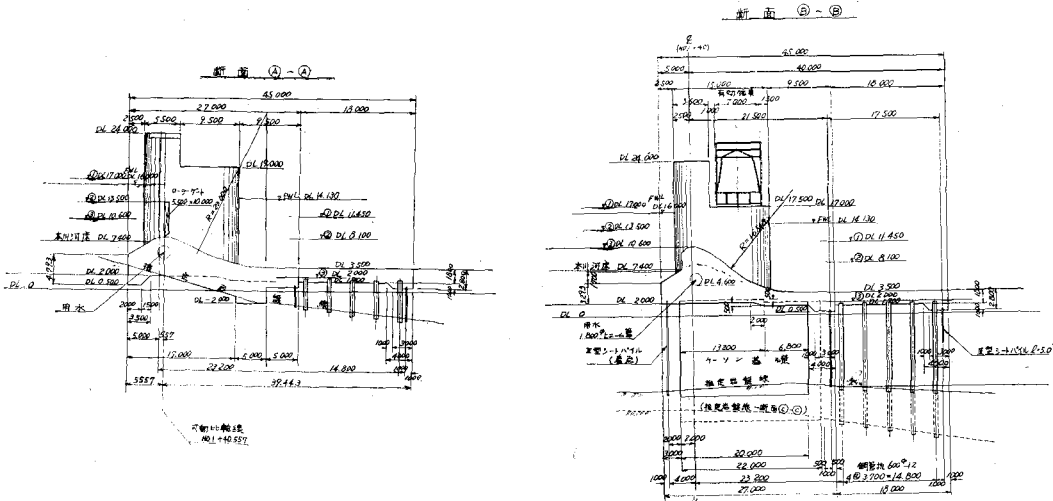


図-32

図-33

の下降速度は当然水位上昇に対応すべきものであるが、このような実例が少ないため、狩野川では水位上昇速度の1/2の速度を有すればよいと判断した。

(iii) 実 例

佐久間ダム、秋葉ダムの水門：0.30 m/分

丸山ダム水門（木曾川）：0.25 m/分

常陸川水門（利根川）：0.15 m/分

以上の諸点からして、狩野川では遅い速度でも十分であるが、他の水門実例を考慮して、経済速度とすることにした。したがって、設計条件としては1.0 m/分の速度を採用して安全側に設計しているが、実施設備は0.3 m/分としている。

狩野川分流堰の概要を示したものが図-31～33である。

7. む す び

以上のように、内水処理施設としての樋門の計画と設計に関しては、吉野川筋川島地区の実例によって、必要な基礎資料の種類、内容、扱い方ならびに水理解析、経済効果推定等についてのべ、水門にあっては、狩野川放水路の分流堰において、水理設計上問題となった主なる点をあげて、水門、樋門の計画と設計の参考に供した次第であるが、実際の水門や樋門はその種類も多く、備えるべき機能もまちまちで、以上の2つがその代表的なものでなく、いわば特定な地域、特定な河川において特殊な目的をもつ1例にすぎないのであって、この場合の方法や、問題点がそのまま他の場合に適用しうるものでないことはいうまでもない。

基礎的な面で参考になるものがあるが、これも決して完全なものではなく、実際の水門、樋門に要求される機能を、そこに発生する現象と条件に対して合理的に調整する方法は、いく通りも考えられるであろう。

さらに本文ではふれなかったが、施工上の条件がこれらの計画、設計を左右する重大な要素であることも忘れてはならない。

実際の運用に当っては、以上の点に十分注意して頂きたいことを申しそえるものである。

参 考 文 献

- 1) 渡辺隆二：河川改修に関連する堤内地の排水について。土木学会誌，38巻12号，pp. 4～8.
- 2) 四国地方建設局徳島工事事務所：川島内水調査第2次報告書，昭.37. 3.
- 3) 立神弘祥：洪水流出の新解析法，昭.30. 6.
- 4) 山本三郎：河川工学，pp. 108～110.
- 5) 石原藤次郎，田中要三，金丸昭治：わが国における単位図の特性について。土木学会誌，41巻3号，pp. 18～23.
- 6) 金子，森田，新倉：小流域河川の流出機構，農業技術研究報告，下第2号.
- 7) 石原安雄：洪水流出の解析，土木学会水理委員会，水工学シリーズ64—04.
- 8) 京大防災研究所，建設省淀川工事事務所：山科川下流部の内水に関する研究(1)，昭.40. 3. pp. 12～13.
- 9) Ven Te Chow：Open-Channel Hydraulics. pp. 493～499.
- 10) 建設省河川局：災害統計，各年度版.
- 11) 木村俊晃：狩野川洪水の検討，土木研究所報告第106号，pp. 64～67.
- 12) 佐藤清一，吉川秀夫，川端昭至：河川の分流に関する研究，土木研究所報告第101号，pp. 113～137.
- 13) 建設省中部地方建設局沼津工事事務所：狩野川本支川及び放水路計画検討資料，昭.39. 3.