内水排除に関する研究

著者	伊藤 秀夫，木下 舜，岸井 徳雄，町田 勝
雑誌名	防災科学技術総合研究報告
号	16
ページ	123-159
発行年	1969-03-31
URL	http://id.nii.ac.jp/1625/00002556/

627.4／.5：551.482：551.579.4(522.3)

7．内水排除に関する研究

伊藤秀夫・木下　舜・岸井徳雄・町田　勝
国立防災科学技術センター

7．Studies on Drainage of Inland Water

By
Hideo Itoh, Shun Kinoshita, Tokuo Kishii and Masaru Machida
National Research Center for Disaster Prevention, Tokyo

目　次

諸　　言……123
第1章　概　　要……124
第2章　降雨解析……125
　第1節　確率降雨……125
　第2節　計画日雨量……129
　第3節　計画時間雨量……129
　　i）既往洪水の時間雨量……131
　　ii）時間雨量とクリーク内水位との対応……131
　　iii）計画時間雨量……131
第3章　試験地内流出に対応した本庄江川の計画外水位……133
　第1節　試験地内クリーク水位と本庄江川の既往洪水記録……133
　第2節　本庄江川・計画外水位の算定……133
第4章　流出解析（クリークの水位追跡）……142
　第1節　流出解析・水位変動の計算方法…142
　第2節　実測記録と計算値との対比……145
　第3節　計画降雨と計画外水位によるクリーク水位……145
第5章　模型実験による対比……148
　第1節　門扉開閉による水位の動き（現地実験）……148
　第2節　現地実験と模型実験との対比……153
第6章　内水排除……156
　第1節　試験地内の$H-A$，$H-V$曲線…156
　第2節　クリークの貯水能力……156
　第3節　ポンプ排水……156
　　ポンプ排水の効果……156
第7章　結　　び……158

緒　　言

近年我が国に於ける産業活動の発展にともない海岸低地部の高度化が図られている．これら低地は特に水害を受けやすい地帯であり，又工場用水くみ上げ等によって地盤沈下を起し，これが間接的に水害をまねいている．ここで取扱かった有明海北岸低地部は山麓部を除いて標高約200m～500m，地形勾配1/4,000～1/7,000の極めてきるやかな平坦地で，筑後川，嘉瀬川，六角川その他小河川より運ばれた流出土砂からなるデルタ地帯であり，これに人工を加えて更に干陸させたもので，干陸の歴史は西暦800年頃から現在迄至っている．又この低地部は古くから農耕地として利用され，その用排水，飲料水源，外敵防衛上としてクリークが縦横に堀られているのが大きな特色である．かかる土地条件を持った所は我が国では極めて少ないが，中国の揚子江のデルタ地帯及び東南アジア諸河川流域にはこれに似たクリークがかなり存在している．クリークの発達を除けば我が国の低地部のどこでも見られる地盤沈下や内水排除の問題等最近問題となっているいくつかの要素を含んで居り，この地区の内水排除の問題を細部にわたって調査研究することは他地域への応用を考えると極めて重要な研究と思われる．

第1章　概　　要

有明海北岸低地部は東西について筑後川右岸から塩田川左岸，南北については有明海沿岸から山麓迄の区域としており，この区域はデルタであって青色粘度層を主体とする海成層であって，沖積世の海進時に堆積したもので沖積層の厚さは佐賀市附近で30～40m，白石平野で40mである．又この区域は古くから開けた土地で彌生式の遺跡が多くみられ，この遺跡は佐賀から佐賀江湖の線以北に分布し，筑後川左岸ではもっと海岸近くまで分布しており，地質構造と合せ考えて，筑後川左岸の方が早くから陸北していたことが解る．

干拓地の形成は自然条件の他に社会的，経済的諸条件に左右されることが多いが，筑後川左岸では古い干拓地が，右岸では新しい干拓地が分布している．河川についてみれば筑後川を始め嘉瀬川，六角川が流れ，その他に小河川の本庄江，八田江，多布施川，佐賀江，巨勢川，堺川等がありこの中，筑後川の計画流量は下流で$Q=6,500\,m^3/sec$，下流河床勾配1/20,000，上流部からの流出砂礫が少なく，河川改修によって洪水の流下速度が速くかつ干満差が激しいことなどのため，河床の上昇作用がないため筑後川に近づくにつれて地盤高が低くなっている．これに反して嘉瀬川は計画流量$Q=2,200\,m^3/sec$，下流河床勾配1/2,200，砂礫運搬量の多い川で，山麓に半径5kmに達する扇状地があり，それより下流側には自然堤防が発達し，河床は天井川化している．従って洪水時にあふれた水は，本川より周辺部低地へあふれ，又時には流路の変遷も行われる．このような地形の影響もあって，幹線用水路は扇形に広がり灌漑面積は広い．次に六角川は計画流量$Q=1,600\,m^3/sec$ 下流河床勾配＝1/7,500で，河床及び沿岸は極めて低平で河口より30km上流までは有明海の浮泥からなり，干満の影響もここまで達する．著しい干満のため，洪水は地形が低平である割合には排水は速やかである．河川水が大部分塩水化しているため用水としては殆んど使用されず流域は溜池や深井戸かんがいに頼っている．又有明海北岸低地部の全般に亘つてクリークが発達している．クリークの平面形状には不規則なものと規則的に直線状に並んだものとがあり，前者は造陸当時のみお筋がそのままの形をとどめたものとされ，後者は人為的に堀削された条里の遺跡で，土質が軟弱で均一であるため容易に直線状に人力堀削が出来たものと思われる．このクリークの利害得失については，利点としてクリークは普通の溜池と違って直接水田に接しているために，かんがい水の還元利用が出来て用水の利用度が高いこと，クリークは排水樋管に連なっており，非かんがい期に於ては排水路として利用出来るので低湿地の土地でも乾田化され，裏作の作付けが可能であること，クリークにたまる水は必ず反復利用された水で，有効な肥料成分を多く含み，それだけ有利であると，クリークは年々沈殿，堆積した泥土で埋まってくるが，この泥土は肥沃で有効成分を含み，客土するとその効果は著るしく，秋落を防ぎ平均2割位の増収が見込まれること，クリークは直接水田に接しているので揚水施設の外は固定施設が不用で水利施設が簡単であること，クリークは洪水時洪水の1時的貯溜効果があること等があげられる．欠点としてはかんがい期のクリークは，貯水目的とするために排水樋門はすべて閉めるので排水については逆効果となり，地下水位は高く稲作の生育上悪い影響があること，水田はクリークによって区画されており，それ以上の拡大化は出来ないので大型の機械導入が出来ないこと，クリークのある地域はクリークが主体をなしており，農道はクリークの配置に応じて迂回しており，農作業上きわめて非能率であること，クリーク内の貯留水は殆んど循環しないので盛夏には35℃以上の高温となり，稲作に障害が生じること，クリークは上流部余水及び天水を貯留するのであるが複雑に配置されたクリークへの配水は上流ほど有用であり水争いが生じやすいこと，クリークは年々泥土が堆積し，その容積が小さくなるので数年毎に泥土の浚渫を行うのでこれには多大の労働力を必要とし，又クリークを横断する農道橋は殆んど木橋であるので，その維持管理費が大きいこと，クリークは上流部及び周囲の汚水をも同時に貯留するので，人間が生活するのに環境衛生上好ましくないこと等である．

この地域の気象条件の特色としては50mm以上の雨は1年中降つており100mm以上の雨は3月～11月，150mm以上の雨は4月～10月に限って降っている．又相当の水害を与えると思われる250mm以上の雨は6月～9月だけでなく4月や10月にも降る．50mm以上の降雨回数での気象条件は低気圧によるのが最も多く，ついで停滞前線（梅雨前線がその代表的のもの）寒冷前線の

順になっており，台風による回数は少ない．低気圧や前線による降雨が圧倒的に多く，台風による降雨回数が少ないのは佐賀県の地理的な位置によるためと，豪雨をもたらすような経路を取る台風の回数が少ないためと考えられる．

以上のような特異な低地部全部についての内水排除を研究することは労力上，経済上及び時間的にも出来ないので試験地区（1,100m×700m）を佐賀市西部に選んだ．この地区はクリークの面積が比較的大きく利水，治水の面から検討するのに適している．試験地区の囲りは水受堤でかこまれ，しかも流入口は1ケ所，流出口は本庄江にそそぐ地区に1ケ所と微少な流量を流す4ケ所の井樋があり，その出入の関係が明確である．更にこの地区は本庄江にそそぐため本庄江の　潮の影響を受けること，過去に於いて良く水害を受けた地区である等北岸低地部をほぼ代表すると考えてこの地区を選定した．本論文は主としてこの試験地区の内水排除に関して現地農林省佐賀支場での観測結果の解析及び模型実験による対比等から内水排除対策及び内水氾濫の実態の研究を行なったものである．（防災科学技術総合研究速報第3号，有明海北岸低地における水害防止に関する研究第1報その1，その2を参考にした．）

第2章　降雨の解析

有明海北岸低地部の気象特性は大体佐賀地方の気象特性で代表される．即ち冬は北寄りの冷たい乾いた気流が北方及び西方の山脈によって遮ぎられ，夏は南寄りの暖かい湿った気流の影響を受ける．降水量は年間2100～2200㎜で県内では少ない方に属する．雨量の年変化は，6，7月の梅雨期に最多となり，晩秋から初冬にかけて最少となる．又大雨，干ばつは暖候期に起りやすく，暴風雨は夏から秋にかけて多いという分布を示している．佐賀地方気象台の累年統計値では，台風期の雨は目立たず，九州の他地方に見られるような9月の明らかなピークは見られない．（表7－2－1）

明治20年8月3日に佐賀地方気象台の前身である県立佐賀測候所が設立されたのであるが，明治24年から昭和35年までの県内に於ける気象災害の発生状況を原因別，月別に分類すると，表7－2－2のようになる．又昭和35年までの県内主要地点で観測された日雨量の累年順位と，佐賀地方気象台で観測された1時間雨量の累年順位を表7－2－3，7－2－4に示した．（防災科学技術総合研究速報第3号，有明海北岸低地における水害防止に関する研究第1報その2，第7章降雨特性に関する研究，を参考にしたい．）

第1節　確立降雨

試験地に近接した所で雨量観測記録のあるのは佐賀地方気象台のものだけであるので，この記録に関する確率降雨を論ずることにする．確率降雨を求める方法は岩井氏の上・下限法，Gumbel 氏法，簡便法等がある．岩井氏法，Gumbel 氏法何れも頻度分布が対数正規を為すものとして取扱かっている．実際にも年最大日雨量分布はおよそ対数正規分布を為すことが云える．

1）確立計算の理論

ⅰ）岩井氏下限法

下限有限（$-b_0$），上限（$+\infty$）の対数正規分布は次式で表わされる．

$$V_0(\xi)=\frac{C_0'}{\sqrt{\pi}}\exp(-\xi^2)\cdot \qquad (2-1)$$

$$\xi=C_0'\log(X/X_0),$$

$$X=x+b_0,\ X_0=x_0+b_0. \qquad (2-2)$$

ここでC_0'，b_0，x_0は次の如くにして求める．即ち，

$$\log x_0=\sum_{i=1}^{N}(\log x_i)/N,$$

$$b_{os}=(x_s x_t-x_0^2)/\{2x_0-(x_s+x_t)\}$$

$$b_0=\sum_{s=1}^{m}b_{os}/m,\quad m\fallingdotseq\frac{N}{10},$$

$$C_0'=1/\{\sqrt{2}\,str(\log X)\}$$

$$str(\log X)=\left[\sum_{i=1}^{N}\{\log(X/X_0)\}^2/N\right]^{0.5}. \qquad (2-3)$$

ⅱ）岩井氏上限法

上限有限（$-g_0$），下限（$+\infty$）の対数正規分布は次式で表わされる．

$$\log x_0=\sum_{i=1}^{N}(\log x_i)/N,$$

$$g_{os}=x_0\left\{1+\frac{(x_0-x_s)(x_0-x_t)}{(x_s x_t-x_0^2)}\right\},$$

要素＼月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年平均
平均気温	4.8	5.4	8.7	13.8	18.0	22.0	26.1	26.7	23.0	17.1	11.9	7.0	15.5
最高気温の平均	9.5	10.3	14.0	19.5	23.8	26.8	30.4	31.8	28.1	23.0	17.7	12.0	20.7
最低気温の平均	1.0	1.4	4.3	9.0	13.4	18.3	22.9	23.2	19.3	12.5	7.2	2.8	11.3
最高気温	21.1	23.1	25.7	28.6	33.6	34.9	37.7	37.4	36.4	32.2	29.6	24.5	37.7
最低気温	−6.9	−6.2	−3.5	−0.5	7.3	8.2	14.3	16.2	9.6	1.8	−1.3	−6.5	−6.9
平均蒸気圧	6.5	6.7	8.3	11.8	15.5	21.1	27.5	27.5	22.5	15.0	10.7	7.7	15.1
最大風速 風向	WSW	NW	SW	NW	SSW	W	S	SE	SSW	N	WSW	SW	S
最大風速 風速	16.8	14.3	18.5	17.4	13.4	16.3	32.7	27.7	24.1	22.6	15.0	15.3	32.7
降水量	53.5	74.2	117.1	175.2	169.2	312.9	300.6	173.8	212.5	95.5	67.1	59.3	1,811.7
日降水量の最大	49.4	64.1	91.1	274.6	177.7	366.5	207.0	275.8	284.0	112.8	78.5	107.4	366.5
≧ 0.1mm	12.6	11.8	13.8	12.8	11.8	15.1	14.5	12.1	13.2	8.8	9.8	12.3	148.7
≧ 1.0〃	7.3	7.3	10.3	10.2	9.4	12.2	11.6	9.3	10.2	6.4	6.3	7.0	107.4
≧ 10.0〃	1.6	2.6	4.1	5.1	4.7	7.3	6.4	4.1	5.0	2.8	2.2	1.9	47.8
≧ 50.0〃	—	0.1	0.2	0.5	0.7	1.9	2.1	0.9	1.0	0.4	0.1	0.0	7.9
≧100.0〃	—	—	—	0.1	0.2	0.4	0.3	0.2	0.2	0.0	—	—	1.5
快晴日数	2.3	2.7	3.6	4.0	3.8	1.7	1.8	3.6	3.4	7.2	6.7	4.0	45.2
曇天日数	12.3	11.9	12.7	12.8	14.4	18.5	14.5	9.8	13.3	9.1	7.9	10.5	147.7

表7－2－1　佐賀地方気象台による気象概表（「佐賀県の気象」による）

原因＼月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年
大雨	1	—	2	16	17	55	64	19	20	2	—	1	197
干ばつ	1	—	—	1	6	10	22	19	2	2	1	—	64
暴風雨	1	—	—	—	—	6	8	17	23	7	—	—	62
落雷	1	1	1	5	—	—	12	26	7	—	—	1	54
暴風	3	3	2	4	—	6	2	12	8	5	3	4	52
突風	4	8	4	6	5	1	1	—	5	3	3	4	44
高潮	—	—	1	2	—	2	4	14	9	5	1	—	38
大雪	11	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	17
潮害	—	—	1	—	—	—	1	2	4	—	2	—	10
濃霧	—	2	—	2	—	1	1	—	—	—	—	2	8
降霜	—	—	—	4	—	—	—	—	—	1	—	—	5
計	22	19	11	40	28	81	115	109	78	25	10	13	551

表7－2－2　気象災害発生　原因別・月別回数

地名	順位 / 種別	1 位	2 位	3 位	4 位	5 位	統計期間
佐賀	雨量	381.7	366.5	284.0	274.6	207.0	1891－1960
	年月日	1949.Ⅷ.16 (昭24)	1953.Ⅵ.25 (昭28)	1954.Ⅸ.25 (昭29)	1955.Ⅳ.15 (昭30)	1954.Ⅶ.18 (昭29)	(明24－昭35)
	原因	台風	梅雨前線	熱低	低気圧	梅雨前線	
鳥栖	雨量	294.8	290.0	266.8	241.0	239.0	1892－1960
	年月日	1955.Ⅳ.15 (昭30)	1953.Ⅵ.25 (昭28)	1944.Ⅶ.4 (昭19)	1945.Ⅶ.11 (昭20)	1897.Ⅶ.20 (明30)	(明25－昭35)
	原因	低気圧	梅雨前線	梅雨前線	低気圧	低気圧	
三瀬	雨量	435.0	360.5	357.7	354.3	313.0	1933－1960
	年月日	1945.Ⅸ.17 (昭20)	1953.Ⅵ.25 (昭28)	1944.Ⅸ.16 (昭19)	1945.Ⅹ.10 (昭20)	1954.Ⅸ.25 (昭29)	(昭 8－昭35)
	原因	台風	梅雨前線	台風	台風	台風	
古湯	雨量	410.0	324.0	304.0	303.0	285.5	1895－1960
	年月日	1953.Ⅵ.25 (昭28)	1955.Ⅳ.15 (昭30)	1909.Ⅸ.23 (明42)	1954.Ⅸ.25 (昭29)	1937.Ⅶ.25 (昭10)	(明28－昭35)
	原因	梅雨前線	低気圧	台風	熱低	梅雨前線	
唐津	雨量	314.6	2710.	257.7	240.7	219.6	1892－1960
	年月日	1955.Ⅳ.15 (昭30)	1953.Ⅵ.25 (昭28)	1957.Ⅶ.4 (昭32)	1949.Ⅷ.16 (昭24)	1935.Ⅵ.27 (昭10)	(明25－昭35)
	原因	低気圧	梅雨前線	梅雨前線	台風	梅雨前線	
伊万里	雨量	382.0	364.5	335.0	298.9	280.4	1892－1960
	年月日	1955.Ⅳ.15 (昭30)	1957.Ⅵ.5 (昭32)	1953.Ⅵ.25 (昭28)	1941.Ⅵ.25 (昭16)	1956.Ⅷ.16 (昭31)	(明25－昭35)
	原因	低気圧	低気圧	梅雨前線	雷雨	台風	
武雄	雨量	315.5	241.4	231.3	230.0	200.0	1892－1960
	年月日	1953.Ⅵ.25 (昭28)	1955.Ⅳ.15 (昭30)	1923.Ⅶ.13 (昭12)	1954.Ⅸ.25 (昭29)	1957.Ⅶ.16 (昭32)	(明25－昭35)
	原因	梅雨前線	低気圧	梅雨前線	台風	梅雨前線	
嬉野	雨量	389.9	307.4	280.0	270.0	257.0	1911－1960
	年月日	1957.Ⅶ.25 (昭32)	1955.Ⅳ.15 (昭30)	1954.Ⅸ.25 (昭29)	1953.Ⅵ.25 (昭28)	1948.Ⅷ.25 (昭23)	(明44－昭35)
	原因	梅雨前線	低気圧	熱低	梅雨前線	台風	

表7－2－3　日雨量の累年順位表　　単位：mm

地名	単位 / 種別	1 位	2 位	3 位	4 位	5 位	統計期間
佐賀	雨量	101.5	72.3	70.4	68.6	60.4	1937－1960
	年月日	1937.Ⅶ.25 (昭12)	1953.Ⅵ.26 (昭28)	1950.Ⅷ.6 (昭25)	1954.Ⅸ.25 (昭29)	1956.Ⅶ.27 (昭31)	(昭12－昭35)
	原因	17h00m→ 台風	6h48m→ 梅雨前線	18h26m→ 熱低	16h10m→ 熱低	14h48m→ 低気圧	

表7－2－4　1時間雨量の累年順位表　　単位：mm

$$t = N - s + 1,$$

$$g_0 = \sum_{s=1}^{m} g_{0s} / m,$$

但し $m \fallingdotseq N/10$（もっとも近き整数をとる。）

$$C_0 = 1/\{\sqrt{2}\ str(\log X)\},$$

$$str(\log X) = [\sum_{t=1}^{N} \{\log(X/X_0)\}^2/N]^{0.5},$$

$$X = x/g_0 - x$$

$$X_0 = x_0/(g_0 - x_0),$$

$$\xi = C_0 \log(X/X_0),$$

$$W_{TE}(x) = W_0(\xi),$$

$$x = g_0/(X^{-1}+1). \qquad (2-4)$$

2）Gumbel 氏法

フィッシャーとチベットは同一母集団から取り出した n 個の任意標本の最大値 X_n が $n \to \infty$ の極値でどんな分布をするかについて研究し，適当な条件下では∞個の任意標本の最大値 X_∞ がある値を越えない確率 $P(Y)$ は次式で与えられるとした。

$$P(Y) = \exp\{(-e)^{-Y}\},\ Y = a(X-b). \qquad (2-5)$$

定数 a，b は X の母集団についての平均値 $E(X)$ と標準偏差 s と次のような関係がある。

$$a = \frac{1}{0.7797s},$$

$$b = E(X) - 0.450s. \qquad (2-6)$$

Gumbel 氏はこれは水文量の最大値の解析に適用し，母平均 $E(X)$，母標準偏差 s の代わりに標本についての平均値 $\bar{X}$ と標準偏差 σ を用いて再現期間を求めた。即ち T は

$$T = \frac{1}{1-P(Y)} = \frac{1}{1-\exp\{(-e)^{-Y}\}} \qquad (2-7)$$

但し，

$$Y = a(X-b)$$
$$a = 1/0.7797\sigma$$
$$b = \bar{X} - 0.450\sigma$$

3）簡　便　法

水文資料の N 個の異なった観測値を観測の順序にかかわらず，これらの中の最大のものより順に並べ，x_1，x_2，x_3，…，x_N とする。x_1，x_2，…，x_N の起る確率はすべて $1/N$ である。従って図7－2－1の様に x_1，x_2，…，x_N の各々の値を中央にはさむような区間で区切った場合その区間内に観測値が起る確率はすべて $1/N$ となる。従って図7－2－1より明らかなように x_i を超過する確率は

$$(i-1)/N + \frac{1}{2N} = (2i-1)/2N \quad となる。$$

超過確率 W を縦軸に観測値 x を横軸にして継続線を画けば一般に折線となるが，これを対数確率紙にプロットすれば，観測値が対数正規型であれば継続曲線は直線に近似する。従ってこれを利用して任意の x に対する W が求まる。

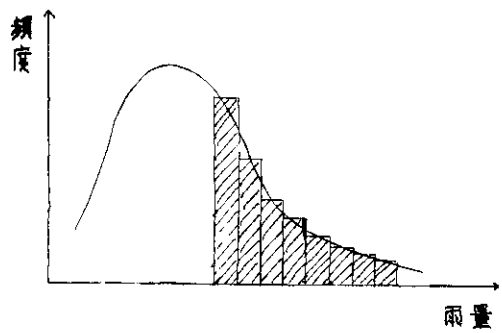


図7－2－1

佐賀観測記録による確率日雨量計算

i）岩井氏下限法

岩井氏法による確率計算は上限法と下限法の2つがある。この内，上限法は雨量等のパラメーターの大きい値の頻度分布に限界があるような分布形を為し，パラメーターの小さい方の値には限界が見られない場合に適用されるものであるが，実際は小さい方の頻度にも限界を持たせて0としているので上限と下限の両者に限界を持った計算法と見られる。これに反して下限法はパラメーター

の小さい値の頻度分布に限界があるような分布形を為し，パラメーターの大きい値には限界が見られぬ場合に適用される方法である．従って両者の何れを適用したら良いかは頻度分布の形を図に表わすか，簡便法によって点をプロットしその形から判定する．下限法によって求めた下限値b_0が負になった場合はこれを0として計算を進める．佐賀の日雨量の頻度分布は図7－2－2の様に下限を有する分布形と見られるので岩井氏の下限法を適用した．

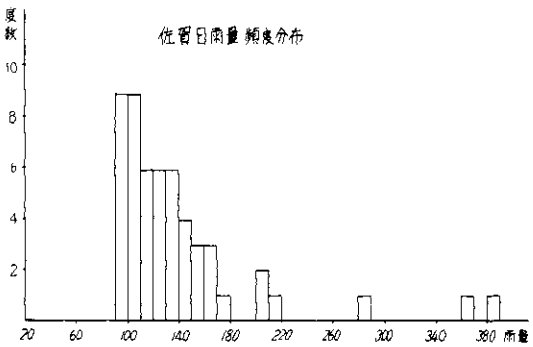


図7－2－2　佐賀日雨量頻度分布

iv）各計算法に依る結果

i），ii），iii）の方法に依って求められた結果を表7－2－5，図7－2－3に示した．

表7－2－5　確率日雨量

（単位 mm）

確率年	Gumbel法	簡便法	岩井氏下限法
2	129	130	130
5	182	170	174
10	217	200	209
20	250	228	246
30	269	245	268
50	294	265	298
80	316	285	327
100	326	290	341
200	359	315	388

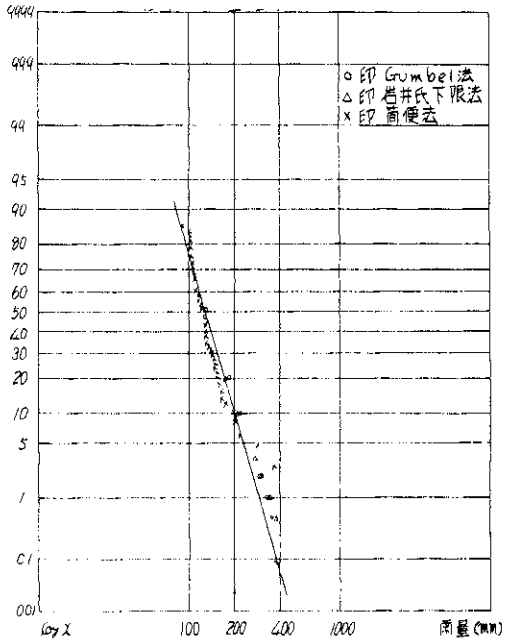


図7－2－3　佐賀日雨量確率

第2節　計画日雨量

昭和40年5月～10月の試験地内の時間雨量とクリークの水位関係を見ると，殆んど2～3時間の時間雨量が水位に敏感に影響しているので，計画雨量として日雨量を取ることにした．計画日雨量については既往最大値を取るか或いは確率雨量から1/5，1/10，1/20，1/30と各々取って，流域の経済性，安全性から計画雨量を決めることが考えられる．ここでは経済性，安全性の何れにも取り得るように1/5，1/10，1/20，1/30の確率日雨量を取った．Gumbel氏法と岩井氏法の値に若干の相違が見られるので，両者の平均値を取ることにする．

表7－2－6

確率年	5	10	20	30	100
最大日雨量(mm)	178	213	248	269	334

第3節　計画時間雨量

計画流量波形を降雨から作るのに必要なものは時間雨量分布である．試験地附近で時間雨量記録

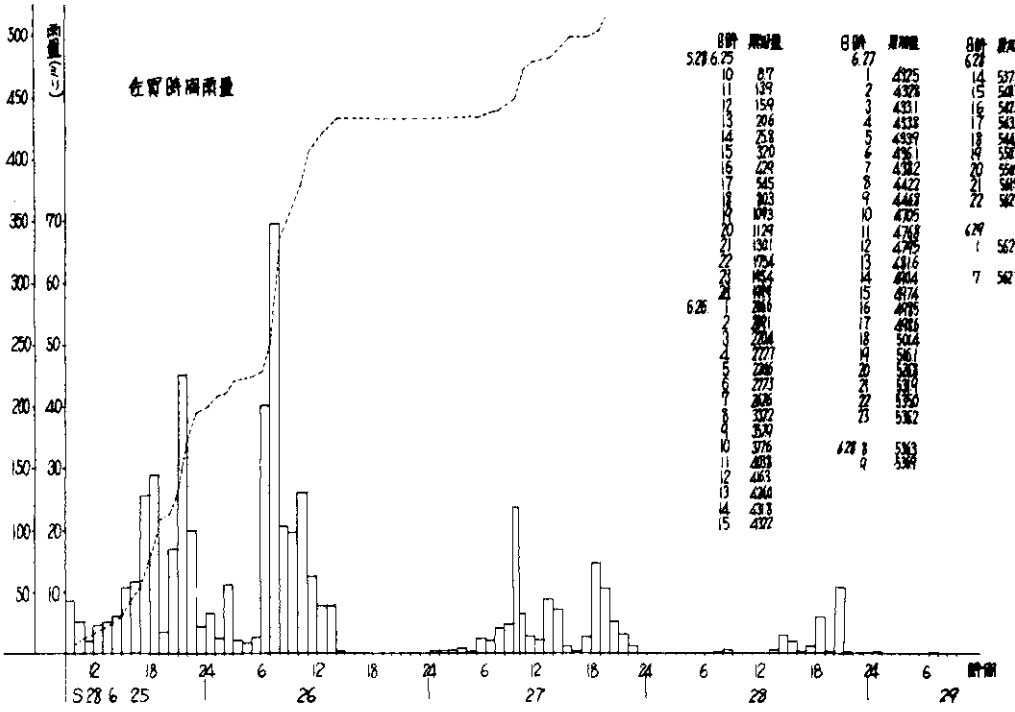


図７－２－４　佐賀時間雨量

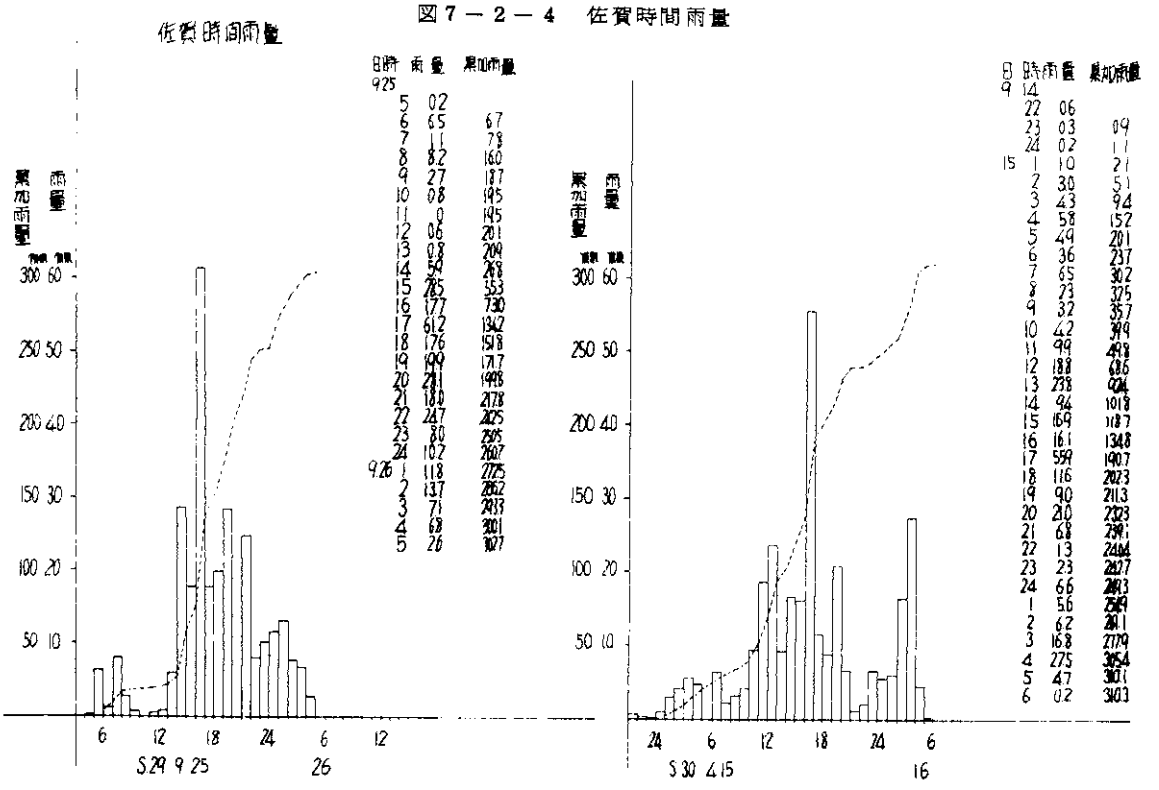
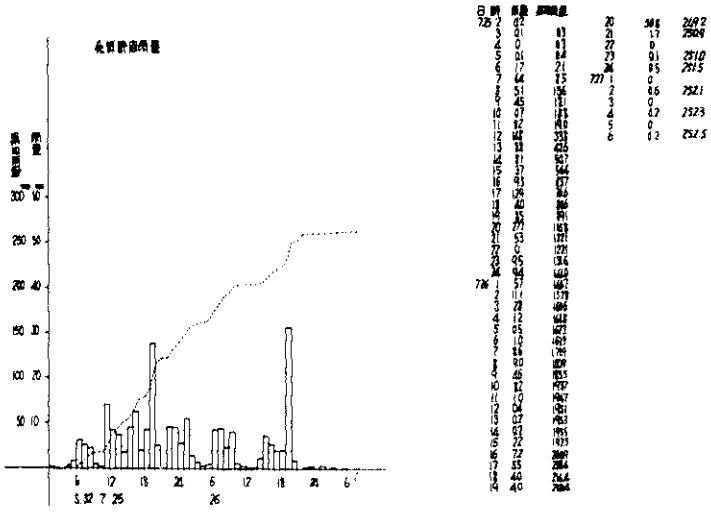


図７－２－５　佐賀時間雨量



図－7－2－6　佐賀時間雨量

のあるのは佐賀気象台の記録であるので，これについて検討を加えてみる．

i）既往洪水の時間雨量

佐賀気象台の記録のある内，既往最大時間雨量と云われているのは，昭和28年6月25日～6月28日のものである．これを図に表わせば，図7－2－4，5，6の如くである．

ii）時間雨量とクリーク内水位との対応

昭和39年以前即ち本研究が取り上げられる以前についてはクリークの水位観測がないので時間雨量と内水位の関係は明らかでないが昭和40年6月の洪水について記録から判断すると，前述したように2～3時間の時間雨量が水位に敏感に影響し，時間雨量とクリーク内水位の対応は明らかである．

iii）計画時間雨量

時間雨量と内水位の対応が良いので，計画時間雨量から計画洪水流量を求めた．

計画時間雨量分布を定める方法には次の3つが考えられる．即ち既往時間雨量記録からの推定，物部式から到達時間内平均降雨強度の推定，類似地点の既往時間雨量から最大可能時間降雨の推定等である．

これについて順を追って調べてみる．

①既往の時間雨量記録からの推定

既往最大と云われる昭和28年6月洪水の降雨については先に記述したように，佐賀気象台の記録があるのでこれから推定出来る．

②物部式から到達時間内平均時間降雨強度の推定

平均時間降雨強度から流量を推定する方法を使用して，確率日雨量から時間降雨強度を推定してみる．

$$Q = 0.2778 f r A.$$

ここで　Q：最大流量（m^3／sec），A：流域面積（km^2），r：考慮地点に達する時間内の平均時間雨量（mm）．

日雨量記録からの推定は，

$$r = r_0 \left(\frac{24}{T}\right)^{2/3},$$

ここで，Tは地表に降った雨がある地点に到るに要する時間即ち到達時間．

wの推定はRziha又はKravenに依って推定する．

Rziha 公式

$$w = 20 \left(\frac{H}{l}\right)^{0.6} m/\mathrm{sec}$$

$$w = 72 \left(\frac{H}{l}\right)^{0.6} \mathrm{km/hour}$$

ここでH：l間の高低差（m又はkm），

$$H = 0.795 - 0.614 = 0.181 m,$$
$$l = 1{,}100 m,$$
$$H/l = 0.0001645.$$

㋑ Rziha

$$w = 20\,(0.0001645)^{0.6} = 20 \times 0.005386 = 0.1073\ m/\mathrm{sec}$$

$$T = \frac{l}{w} = \frac{1100}{0.1073} = 10251.631\ \mathrm{sec} = 2.848\ hr$$

㋺ 既往洪水の実績

$T \fallingdotseq 1\ hr.$

このような値を考慮して，$T = 1.5$ hr として各各の確率時間降雨量を次式により求める。

$$T = \frac{l}{w}\ .$$

ここで，l：考慮する地点に到る距離（km）
w：その間の平均伝播速度（km/hr）
f＝流出係数

$$r = r_0\ \left(\frac{24}{T}\right)^{2/3}$$

ここで，$r_0 = \dfrac{\text{計画日雨量}}{24}$ ，

表7－2－7はその結果を取りまとめたものである。

表7－2－7

確率年	計画日雨量(mm)	r_0	$r=r_0(\frac{24}{T})^{\frac{2}{3}}$
5	178	7.417	47.09
10	213	8.875	56.36
20	248	10.333	65.61
30	269	11.208	71.17
100	334	13.917	88.37

iv) 計画時間降雨分布

計画時間雨量分布を人為的に作ることは極めて困難であり，且つ危険であるので，既往最大洪水をもたらした昭和28年6月25日洪水の佐賀気象台の時間雨量分布を基本にして分割するのが妥当と思われる。分割に当り実績日雨量と計画日雨量の比でわけるか，実績最大時間雨量と計画時間雨量の比でわけるか問題であるが，両者を満足出来るか各々の比を取って比較してみる。

佐賀の昭和28年6月の実績日雨量は377.6mmである。これと佐賀の確率年5，10，20，30 100年の日雨量の比を求めると，

（5　年）$\dfrac{178}{377.6} = 0.471$，

（10年）$\dfrac{213}{377.6} = 0.564$，

（20年）$\dfrac{248}{377.6} = 0.657$，

（30年）$\dfrac{269}{377.6} = 0.712$，

（100年）$\dfrac{334}{377.6} = 0.885$，

一方佐賀の昭和28年6月降雨の時間雨量の最大値は69.6mmである。これを表7－2－7に求められた佐賀の確率年5，10，20，30，100年の時間雨量の比を同様に求めると，

（5　年）$\dfrac{47.1}{69.6} = 0.677$，

（10年）$\dfrac{56.4}{69.6} = 0.810$，

（20年）$\dfrac{65.6}{69.6} = 0.943$，

（30年）$\dfrac{71.2}{69.6} = 1.023$，

（100年）$\dfrac{88.4}{69.6} = 1.269$，

となり，日雨量との比を較べるとかなりの差がある。これを昭和12年7月15日の時間雨量101.5mm（既往最大）と各確年5，10，20，30，100年の時間雨量の比を求めてみると，

（5　年）$\dfrac{47.1}{101.5} = 0.464$

（10年）$\dfrac{56.4}{101.5} = 0.556$

（20年）$\dfrac{65.6}{101.5} = 0.646$

（30年）$\dfrac{71.2}{101.5} = 0.701$

（100年）$\dfrac{88.4}{101.5} = 0.871$

となる。このような関係より確率雨量（計画降雨）に対する時間分布として，実績日雨量の各確率雨量の比で，昭和28年6月洪水の雨量分布を配分する。

表７－２－８

	佐賀雨量	降雨確率 1/5 比率 0.474	降雨確率 1/10 比率 0564	降雨確率 1/20 比率 0.657	降雨確率 1/30 比率 0.712	降雨確率 1/100 比率 0885
昭28−6−25−8	0	0	0	0	0	0
9	8.7	4.1	4.9	5.7	6.2	7.7
10	5.2	2.4	2.9	3.4	3.7	4.6
11	2.0	0.9	1.1	1.3	1.4	1.8
12	4.7	2.2	2.7	3.1	3.3	4.2
13	5.2	2.4	2.9	3.4	3.7	4.6
14	6.2	2.9	3.5	4.1	4.4	5.5
15	10.9	5.1	6.1	7.2	7.8	9.6
16	11.6	5.5	6.5	7.6	8.3	10.3
17	25.8	12.2	14.6	16.9	18.4	22.8
18	29.0	13.7	16.4	19.1	20.6	25.7
19	3.6	1.7	2.0	2.4	2.6	3.2
20	17.2	8.1	9.7	11.3	12.2	15.2
21	45.3	21.3	25.5	29.8	32.3	40.1
22	20.0	9.4	11.3	13.1	14.2	17.7
23	4.5	2.1	2.5	2.9	3.2	3.9
24	6.7	3.2	3.8	4.4	4.8	5.9
昭28−6−26−1	2.5	1.2	1.4	1.6	1.8	2.2
2	11.3	5.3	6.4	7.4	8.0	10.0
3	2.3	1.1	1.3	1.5	1.6	2.0
4	1.9	0.9	1.1	1.2	1.4	1.7
5	2.7	1.3	1.5	1.8	1.9	2.4
6	40.3	19.0	22.7	26.5	28.7	35.7
7	69.6	32.8	39.3	45.7	49.6	61.6
8	20.7	9.7	11.7	13.6	14.7	18.3
9	19.7	9.3	11.1	12.9	14.0	17.4

単位：mm

第３章　試験地内流出に対応した本庄江川の計画外水位

試験地内の湛水量は本庄江川の外水位の状況に依って変化し左右される．本庄江川は外水位は有明海の潮位と本庄江川自身の出水に依って定るので既往洪水について，本庄江川の水位記録及び試験地内クリーク水位と本庄江川の既往洪水との関係等について述べる．

第１節　試験地内クリーク水位と本庄江川の既往洪水記録

昭和３９年度設置した試験地内５ケ所（図７－５－１参照）の自記水位計に依って，昭和４０年５月から１０月にかけてのクリーク内水位と本庄江川有重に於ける水位記録の対応関係図を図７－３－１～６に示した．

第２節　本庄江川の計画外水位の算定

西今宿附近に設置された自記水位記録計によると，計画外水位算定の対象となっている地点，西今宿において本庄江川は典型的な感潮河川の性状を呈している．従って計画外水位算定の問題は次の五段階よりなる．すなわち，

(1)本庄江の降雨流出と有明海潮汐の相互作用
(2)本庄江の降雨流出の問題
(3)有明海潮汐の問題
(4)本庄江の降雨流出と有明海潮汐の組合せの問題
(5)以上を総合した本庄江確率計画水位の算定

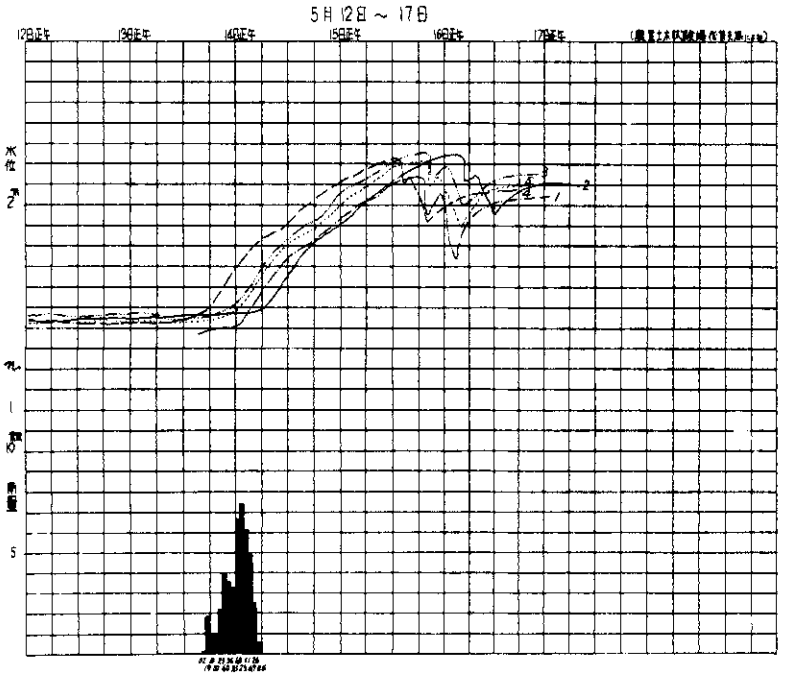


図７－３－１　５月１２日～１７日

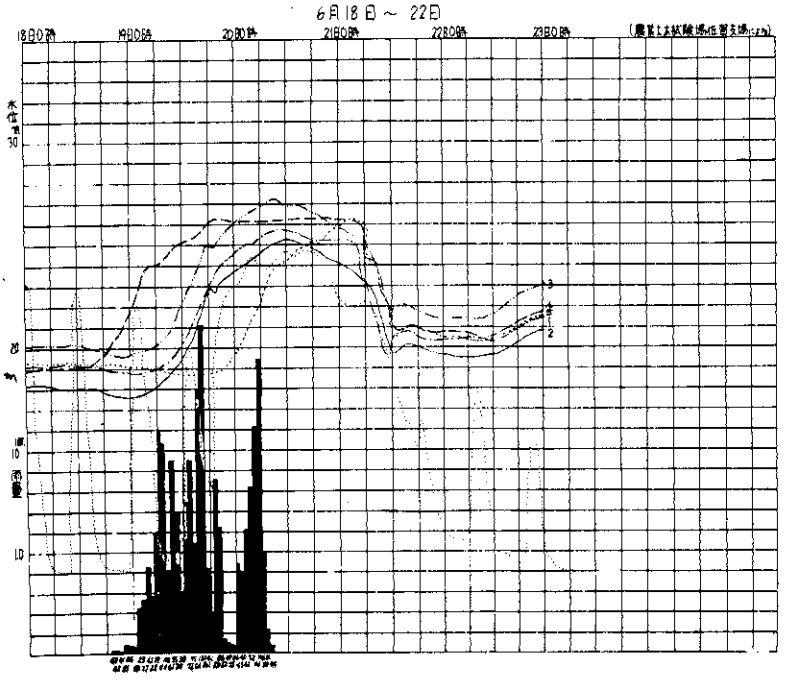


図７－３－２　６月１８日～２２日

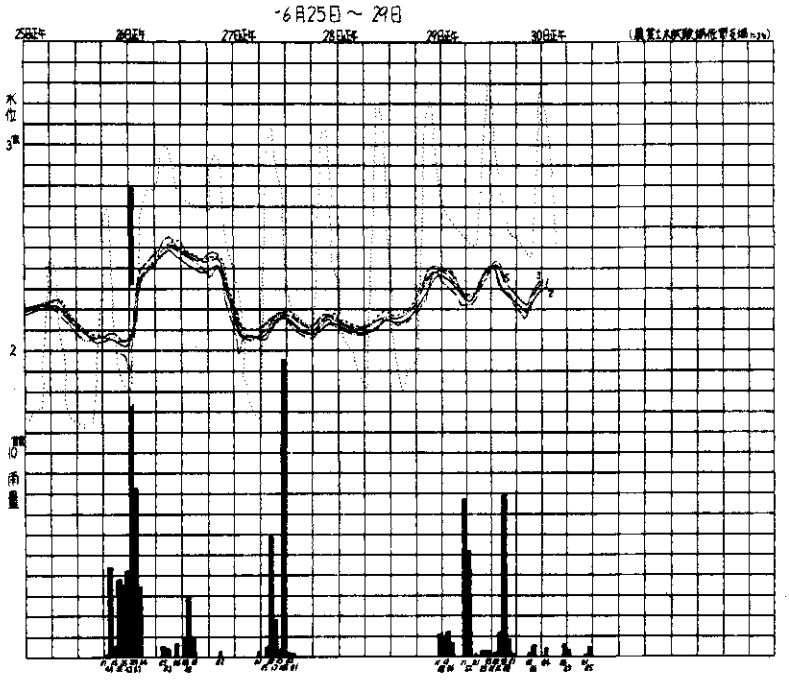


図7－3－3　6月25日～29日

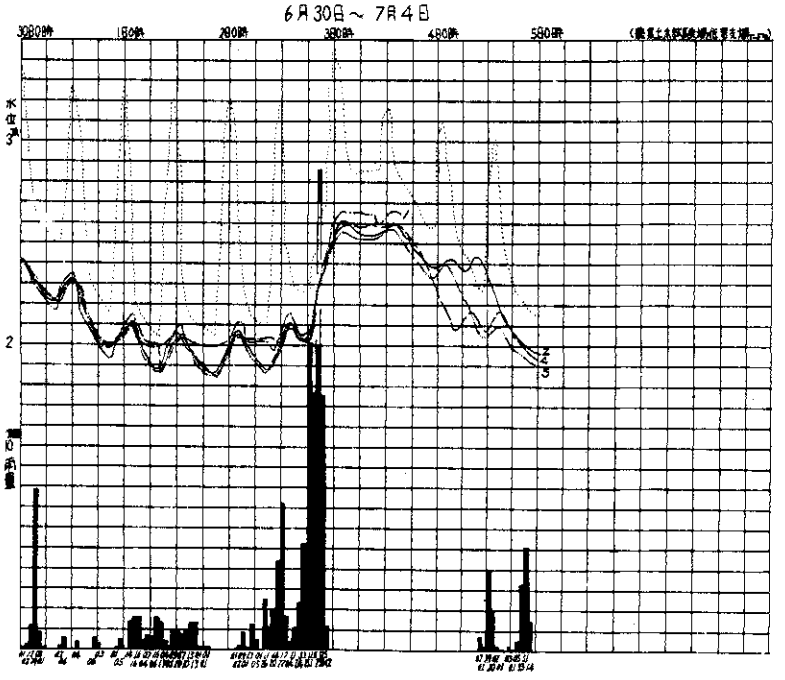


図7－3－4　6月30日～7月4日

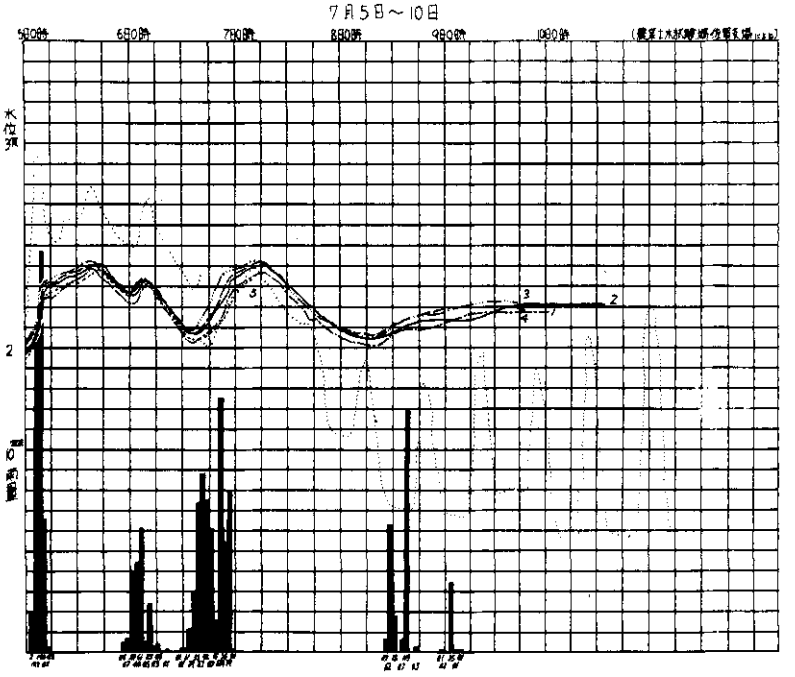


図7－3－5　7月5日～10日

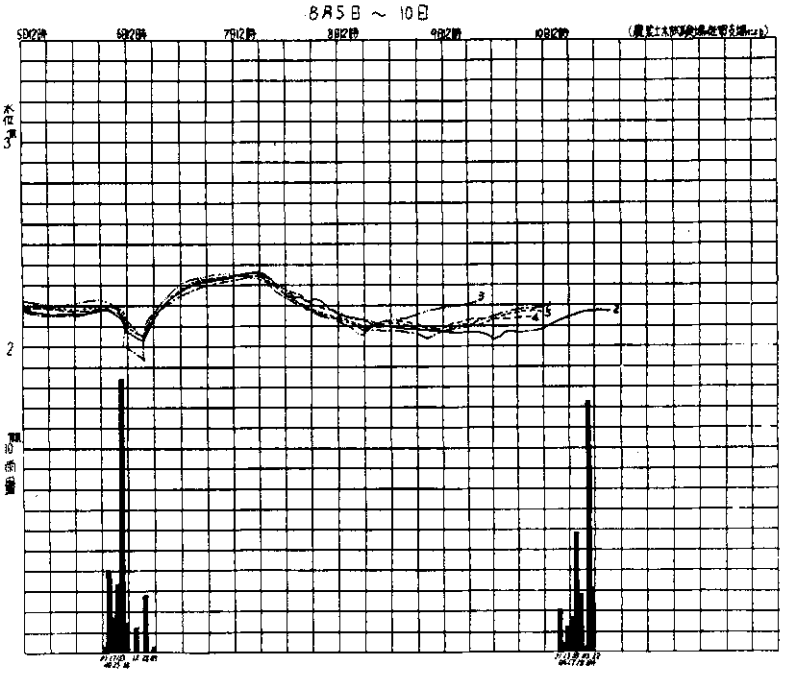


図7－3－6　8月5日～10日

以下に各項目別に考察する。

(1) 本庄江の降雨流出による水位に有明海潮汐がおよぼす影響

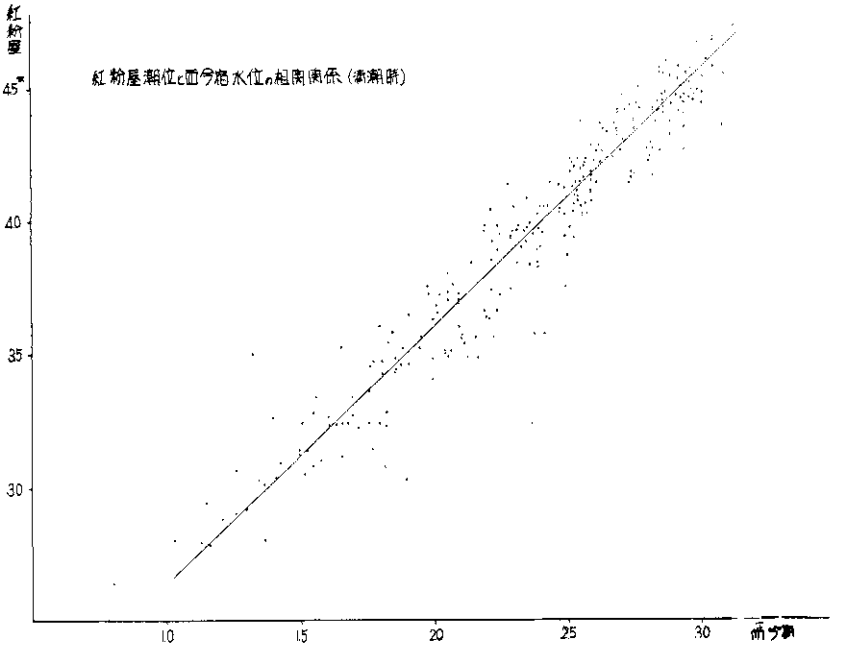


図7－3－7　紅粉屋潮位と西今宿水位の相関関係

図7－3－7は有明海潮位として筑後川河口の紅粉屋検潮所における潮位をとり，その満潮時の潮位とそれに対応する西今宿の水位をプロットしたものである。図から明らかなように満潮時においては，西今宿水位と紅粉屋潮位とははっきりした相関がある。相関関係が直線になるとみなして最小自乗法により求めた相関曲線が図の直線である。この直線の傾きは，45°に近いから，座標原点の差を除けば，紅粉屋の潮位が本庄江の流量にかかわらず，ほとんどそのまま西今宿の水位として表われると考えてよい。また干潮時において，紅粉屋では満潮位より2 mないし3 m下る。従って干潮時における潮汐の影響は考慮する必要がない。問題は満潮と干潮の間の相互作用であるがこれは，図7－3－8に示す西今宿の実測例でわかるように，満潮の山が相当に急峻であるため，この部分が一週期のうちでしめる時間的部分はわずかである。従って降雨流出による水位と潮汐による水位のうち高い方をこの部分の水位と考えてよいと思われる。

以上のことから降雨流出による水位と潮汐による水位は分離して考えてよいことがわかった。

(2) 本庄江降雨流出による水位

雨量から流出量を推定する方法は種々考案されているが，ここでは $q = 1/3.6 \cdot \alpha^2 f t e^{-\alpha t}$ の形の流出関数を使う方法によった。流域面積 $A = 17.1$ km，$f = 0.8$，遅れ時間8時間として降雨1 mmに対する流出量を計算すると図7－3－9の如くになる。遅れ時間が8時間というのは本庄江のような小河川ではやや長いが，これはクリークや樋管が多く，これらが洪水調節用ダム的な作用をするためと思われる。流出量を水位に直すのはマンニング公式 $v = (1/n) R^{2/3} I^{1/2}$ を使い，$n = 0.022$，$I = 1/3{,}000$として水位流量曲線を描くと図7－3－10のようになる。流量を水位に換算するのにこの曲線を使い，流出関数法による推定水位と実測を比較すると図7－3－11のようになる。

降雨流出による計画水位を出す時の基本降雨分布としては，昭和28年6月25～26日の異常出水における降雨分布を使用した。これは図7－3－12に示すように二つのピークを持ち，洪水を起す可能性の強い代表的な降雨分布であると思われる。降雨分布の強度は，日雨量をおさえ，各時間雨量をそれに比例して伸縮する方法をとった。

なお，日雨量は，過去の各年最高日雨量からGumbel法によって30年確率日雨量を算出した。

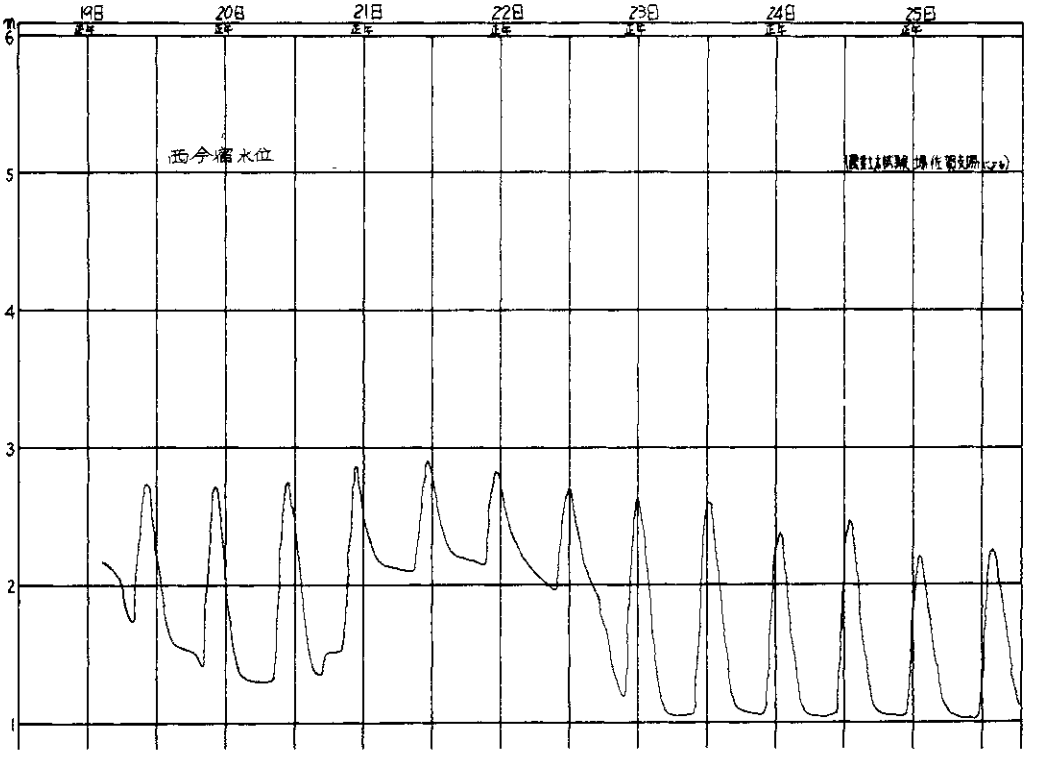


図7－3－8

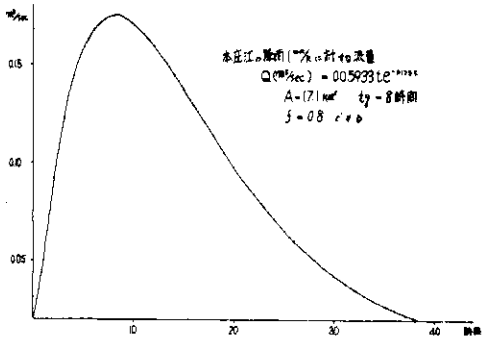


図7－3－9　本庄江の降雨1mm／hに対する流量

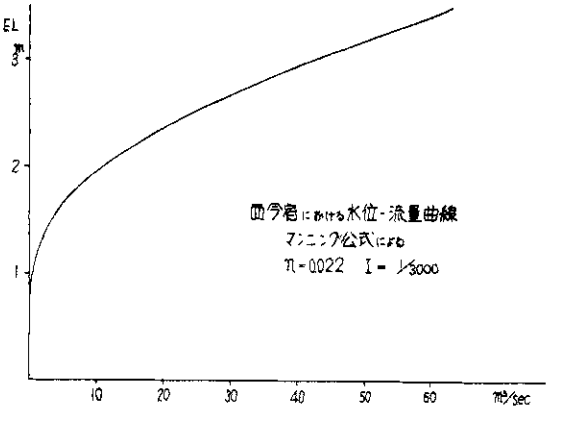


図7－9－10　西今宿における水位・流量曲線

(3)　有明海潮汐の問題

紅粉屋確率潮位を決めるにあたって二つの問題がある．一つは潮位波形を如何にとるかであり，もう一つはこの波形の大きさの問題である．対象としているのは何十年に一度と予想されるような異常気象であるから，当然潮位波形としても台風などの影響下にある潮位記録をとる必要がある．そこで，昭和29年の台風12号による潮位記録を基本潮位波形とした．これを図7－3－13に示す．確率30年最高潮位は，昭和2年～昭和34年間の紅粉屋各年最高潮位を対数正規分布とみな

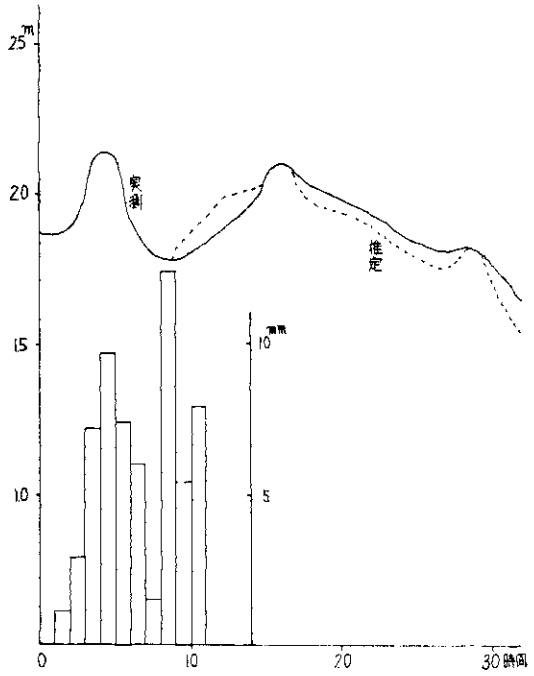


図7－3－11　推定水位と実測水位

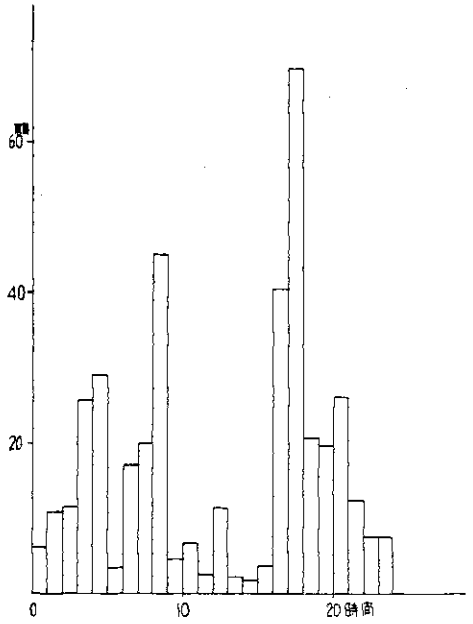


図7－3－12　昭和28年6月25～26日の降雨

し，確率計算により求めた．紅粉屋各年最高潮位をHazen plot したものが図7－3－14である．プロットが直線上にのればこれらの標本が対数正規分布をなすとみられる．標本が24個であるため確定的なことは云えないが図のような場合は一応対数正規分布をなすものと考えられる．

基本潮位波形が決まり，その最高潮位が確率計算から求まると，次にこの基本潮位波形を如何に引き伸ばして30年確率潮位波形とするか，という問題が起る．これはある異常気象によりある潮位波形を生じたとき，時間的には同じで強度が更に強い異常気象が起ったとき，どのような潮位波形を生ずるかと云う問題と同じである．ここで異常気象が高潮を生じさせるメカニズムにおいて，フックの法則が成り立っているとすると，基本波形の標準予定潮位からの偏差が異常気象の強度に比例するものと考えられる．よってここではこの立場から，基本潮位波形の引き伸しを行った．

紅粉屋潮位を(1)で述べた相関直線で，潮汐による西今宿水位にもってゆく場合，図7－3－7の範囲内でははっきりした相関関係があり問題はない．しかしこの相関直線をそのまま外そうすると実際の記録と合わなくなる．すなわち昭和に入ってから紅粉屋で2回，5m70cmの潮位を記録しているが，これを相関直線を外そうして西今宿水位になおすと4m19cmとなり軽く堤防を越える．ところが一方，記録のある範囲では，本庄江でオーバーフローは起っていない．従って相関直線の外そうにあたっては，紅粉屋が過去最高記録5m70cmを記録したとき，西今宿ではオーバーフロー寸前の状態にあったと仮定し，三次曲線を使って（2.5，4.08）で相関直線に接するように外そうした．

(4)本庄江の降雨流出と有明海潮汐の組合せの問題

降雨流出による水位曲線と有明海潮位曲線を組合せて30年確率計画水位を求めるとき，時間的に如何に組合せるかには任意性がある．しかし異常気象下において潮位のピークと流出はかなり接近する可能性があるので，最悪の場合を予想するという意味で最も危険な状態となる組合せを選んだ．

(5)　計画水位の算定

30年確率外水位を算定する前に昭和28年9月25～26日の異常出水を降雨から再現したの

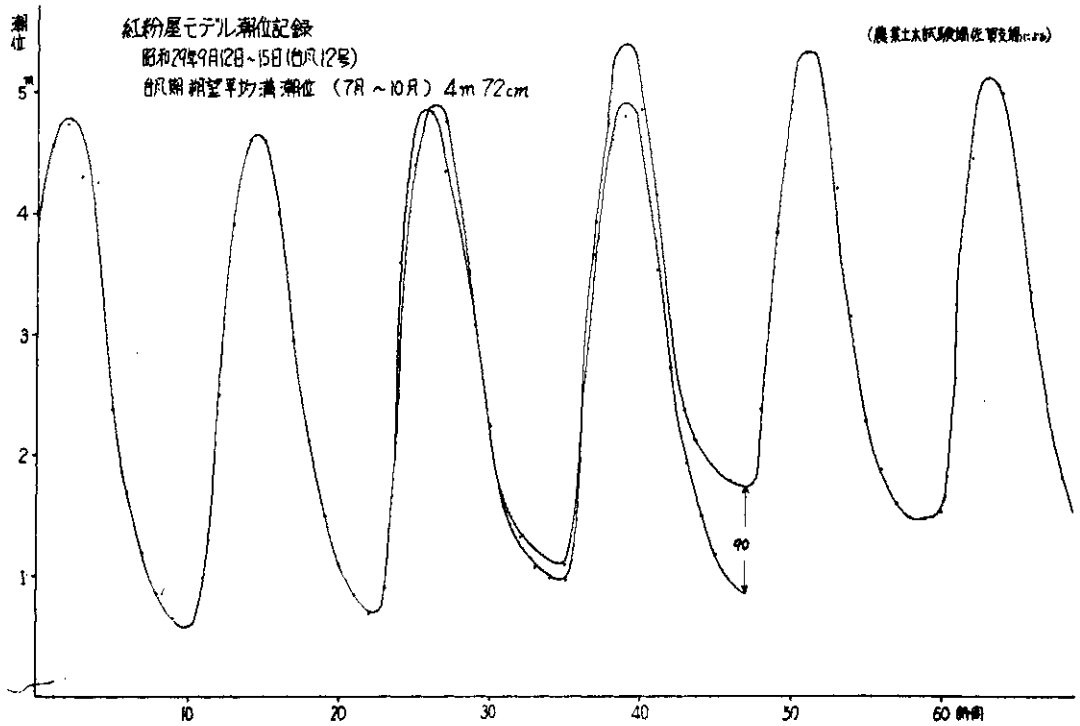


図7－3－13　紅粉屋モデル潮位記録

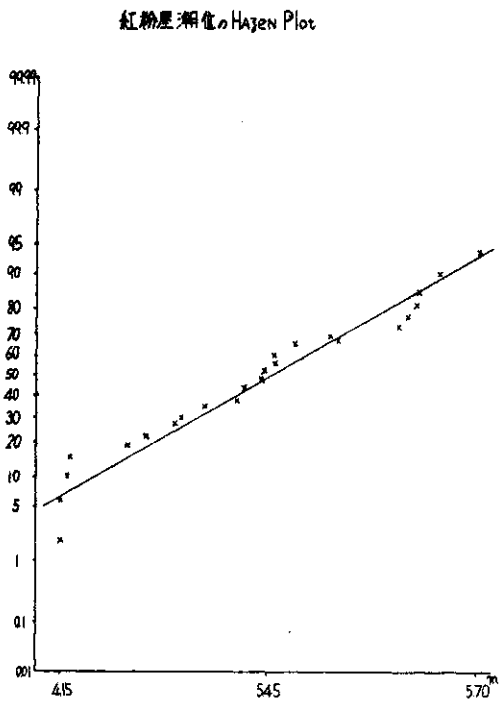


図7－3－14　紅粉屋潮位のHazen plot.

が図7－3－15である．外潮位は紅粉屋が欠測となっているのと，この出水が梅雨前線によるものとみられるため，有明海潮汐による水位としては，紅粉屋の台風期朔望平均満潮位を使った．

図7－3－16が30年確率の場合の西今宿外水位である．(4)でふれた降雨による水位と潮汐による水位の組合せの時間的な問題は，前者のピークが後者より8時間遅れるものとしている．

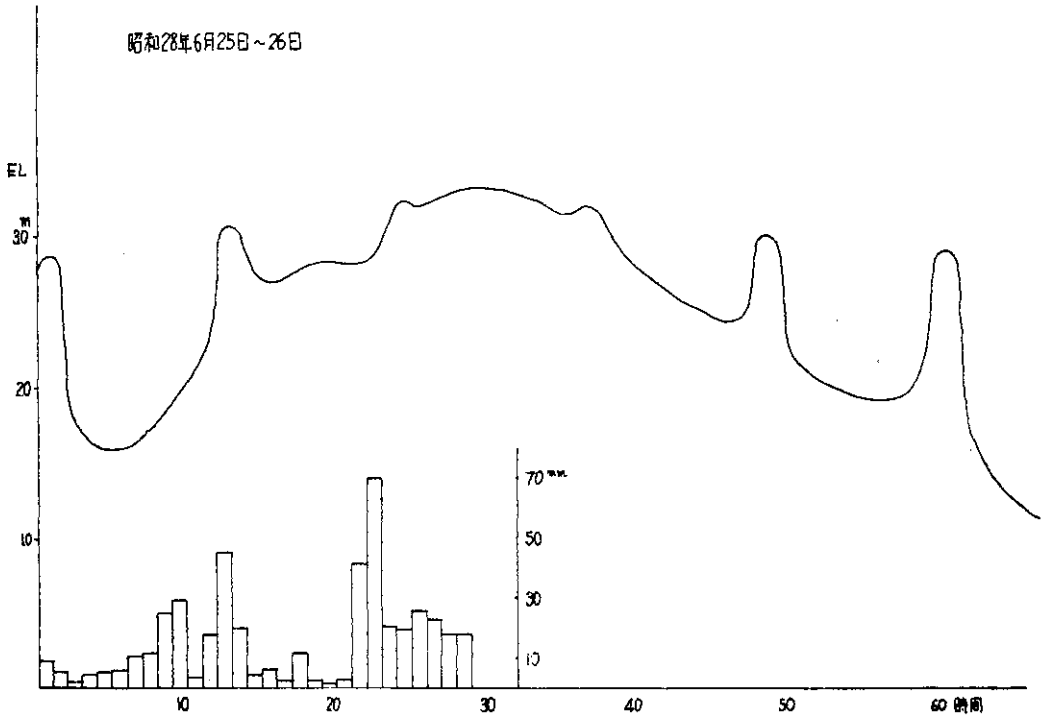


図７－３－１５　昭和２８年６月２５日～２６日

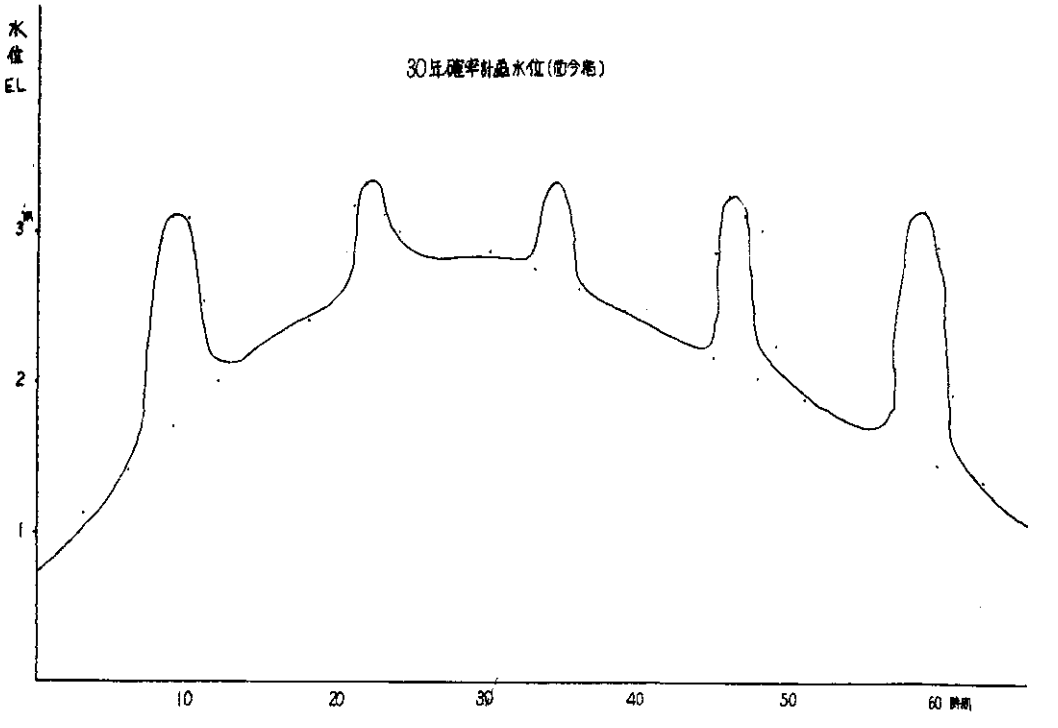


図７－３－１６　３０年確率計画水位（西今宿）

第4章　流出解析（クリークの水位計算を目的として）

有明海北岸低地におけるクリークの人為的，自然的発達が著しい低平な地域においてどのような方法，手段によって流出解析を行うかは，極めて困難な問題である．しかし原理的には各クリークの末端での，それぞれの境異条件や初期条件と流域の滲透機能等，流出に関与する諸因子を把握できれば流出現象を正確に記述できる．

だが，各クリーク末端での井樋操作の非同時性，量的（排水量，流水量等）な不均一性又，土地の乾湿，かんがい，非かんがい期の別による流出量の変化等を考えると，実際的には正確な流出解析は極めて困難であるが，ここでは過去のデーターを使って，できるだけ当流域（モデル地区）の流出によりよい近似を与えるよう努めた．

第1節　流出解析，水位変動量の計算方法

降雨からクリークの水位変動を計算する場合には流出量（試験地内への流入量）と樋門排水量を解析する必要がある．

流出量の解析に当っては種々の方法があるがここでは当流域に比較的合うといわれている流出関数法を用いた．

この方法は単位降雨（例えば1時間当り10㎜による，単位流域における流出の時間的変化を関数形

$$q = aft^{n}e^{-at} \qquad (4-1)$$

で表したものである．ここで用いたのは$n=1$とした．

$$q = aft\,e^{-at} \qquad (4-2)$$

の関数形である．ここで単位降雨継続時間を$d\tau$とすればaとαは，$a = 0.278\alpha^2 d\tau$なる関係がある．但し比流量qの単位は㎥/sec/㎢，$d\tau$の単位は㎜/hrとする．故にαの値がわかればqは求められる．αはピーク流量までの時間t_pとの間に$\alpha=\frac{1}{t_p}$なる関係がある．当流域では，試験地よりクリークに沿って流域の最奥点までの距離2.3 km，平均流速0.8 m/sec として$t_p \fallingdotseq 1$ hr，よって$\alpha = 1\ \mathrm{hr}^{-1}$とする．次に流出係数は全流出期間，降雨強度に関係なく一定とする．結局比流量qは，

$$q = 0.278\,ft\,e^{-\alpha t}\,d\tau \qquad (4-3)$$

となる．

その他，次のような性質をqがもっていることがわかる．ピークの流量をq_p，ピーク時間t_pとすると$\alpha=\frac{1}{t_p}$だから$q = 0.278\alpha^2 ft\,e^{-\alpha t}d\tau$に代入して$q_p = 0.278(1/t_p)fe^{-1}d\tau$となる．

今，ピーク時間をnt_pとすれば$\alpha = 1/nt_p$だから

$$q_{np} = 0.278\alpha^2 ft\,e^{-\alpha t}d\tau = 0.278\left(\frac{1}{nt_p}\right)^2 f(nt_p)e^{-1/nt_p\cdot n\cdot t_p}d\tau = \frac{1}{n}0.278\frac{1}{t_p}fe^{-1}d\tau = \frac{1}{n}q_p$$

となる．即ち「流出関数法においては流出係数及び単位降雨継続時間が同一でピーク時間がn倍になればピーク流量は$1/n$になる」という特性をもっていることでわかる．

次に流出量の1時間毎の配分率は$q=ate^{-t}$より，

$\int te^{-t}dt = [-te^{-t}]-[e^{-t}]$ を使って

$\int_0^1 te^{-t}\,dt$，$\int_1^2 te^{-t}\,dt$ ……を計算すれば

0.264，0.330，0.207，0.108，0.051，0.023，0.010，0.004，…となり，8時間後には0.997となり全体の

$$\left(\int_0^\infty te^{-t}dt\right)\frac{1.000-0.997}{1.000} = 0.003$$

即ち0.3％というきわめて小さい誤差であるので単位降雨による全流出時間は8時間とした．

$d\tau = 1$ hr，単位降雨量10 mm の場合のqの曲線を図7－4－1に示す．

流域面積としては図7－4－2のように北は長崎本線の堤，東は2号支線の水受堤，南は国道34号線，西は嘉瀬川の堤防で囲まれる地域1.933㎢を試験地への流入に対応する流域とした．

次にクリークの水位変動のもう一つの因子である西今宿樋門の排水量は以下の式で求めた．樋門構造図は図7－4－3のようである．

慣例によれば樋門の操作方法は内水位（クリーク水位）が2.2 m以上になった時，扉を1門あけ

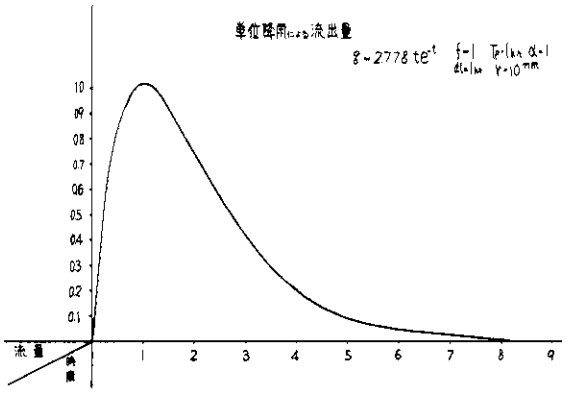


図7－4－1　単位降雨による流出量

図7－4－2　試験地に対応する流域略図

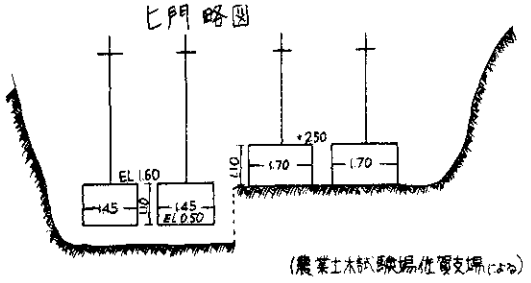


図7－4－3　樋　門　の　略　図

，開き高は0.2～0.6 m という方式に従って計算を進めた．

旧今西樋門の場合

内水位が開いた門扉下端より高く，外水位（本庄江水位）がEL 1.40 m より低いときは自由流出の型となり，排水量Q（m^3/sec）は，

$$Q = CaB\sqrt{2g(h_1 - C_0 a)}. \qquad (4-4)$$

ここでC：流量係数＝0.604，　a：門扉開き高（m），B：門扉幅（1.7 m），h_1：樋門敷高よりの内水位，C_c：収縮係数（≒C＝0.604）

内水位が門扉下端より高く，外水位がE.L.1.40 m より高い場合はもぐり流出となり，

$$Q = C_1 aB\sqrt{2g(H_1 - H_2)} \qquad (4-5)$$

C：流量係数（0.75），H_1：内水位，H_2：外水位，a：門扉開き高，B：門扉幅（1.7 m）．（4－4），（4－5）式に依って，門扉を全開した場合旧樋門の通水能力図は図7－4－4の如くなる．

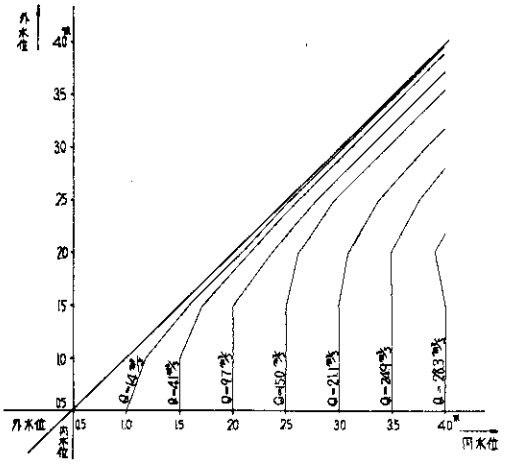


図7－4－4　旧樋管通水能力図

新西今宿樋門の場合

イ　余水吐のみを開いた場合

新西今宿樋門の構造図は図7－4－5の如くである．今，前述の旧西今宿樋管と同じく，内水位が開いた門扉下端より高く，外水位がE.L.1.50 m より低い場合，自由流出として，

$$Q = CaB\sqrt{2g(h_1 - C_c a)} \qquad (4-6)$$

ここでC，C_c，a，h_1 は（4－4）式と同じ意味で，B：門扉幅（1.50 m）である．

内水位が門扉下端より高く，外水位がE.L.1.50 m より高い場合，もぐり流出として，

$$Q = C_1 a B \sqrt{2g(H_1 - H_2)} \qquad (4-7)$$

C_1, H_1, H_2 は（4－5）式と同じ意味で，
B：門扉幅（1.50m）である。

さらに内水位がE.L. 2.45mより高くなると，左側の門扉よりの越流が起り，越流量は，

$$Q = CBh^{3/2} \qquad (4-8)$$

C：流量係数1.84，B：門扉幅（1.30×2＝2.60m），h：（H_1－2.45）となり，内水位が2.45mを起えると樋門よりの排水量は，（4－8）に（4－6），（4－7）が加わったものとなる。

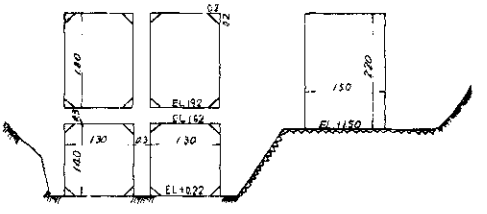


図7－4－5　西分宿樋管断面図

ロ　余水吐及び左側上段2個の門扉を全開した場合

外水位がE.L. 1.50mより低い場合は広頂堰上の流れとなり，

$$Q = C_1 B h^{3/2} \qquad (4-9)$$

$C_1 = C \times C_0$，　C：鋭縁セキの流量係数1.84，C_0：補正係数0.8，hは（H_1－1.50），余水吐に対して，（H_1－1.92），左側上段2門に対して，外水位がE.L. 1.50mより高い場合はもぐり広頂堰上の流れとして，

$$Q = CBh_2\sqrt{2g(H_1 - H_2)}. \qquad (4-10)$$

C：流量係数（0.91），B：門扉幅（余水吐に対して1.50m，左側上段2門に対して1.30×2＝2.60m）

h_2：敷高よりの内水位（余水吐に対して（H_1－1.92）），H_1：内水位，H_2：外水位，（4－6）（4－7），（4－8），（4－9），（4－10）式を用いる樋門が全開した場合新樋門の通水能力図は図7－4－6の如くである。今試験地区への流出量（I），樋門よりの排水量（O）が決定すると，クリークの水位変動量は，

$$H(t) = \int \frac{I-O}{A} dt + \int r dt \qquad (4-11)$$

となる。ここでH：水位変動量，I：流入量，O：排水量（H_1＜2.2mではO＝0），A：水面積，r：雨量。

（4－11）式においてはクリークの水位変動は水平的に行われる。即ち洪水波の伝達速度はクリーク内で無限大と仮定してある。

又，試験地内の降雨はすべて水位上昇に直接関与するものとした。（（4－11）式の第2項）。実際の計算の場合は，1時間毎に水位変動量をとり，

$$\Delta h = \frac{(I-O)\times 3600}{A} + \frac{r}{1000} \qquad (4-12)$$

を計算した。ここで，Δh：1時間の水位変動量（m），I：流出量（m^3/sec），O：樋門よりの排水量（m^3/sec），A：水面積，水位－水面積図は図7－4－7に示す。r：降雨量（mm）。ここで注意せねばならないのは排水量Oは負の値をとらないことである。即ち内水位＜外水位の場合は，招き戸の作用によりクリーク内への逆流はない。従ってI，O，r，≧0なる値をとる。

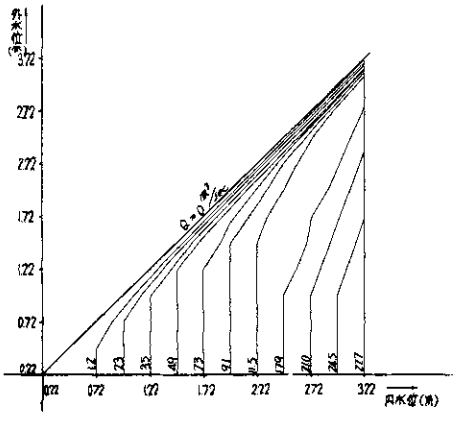


図7－4－6　西今宿樋管通水能力図

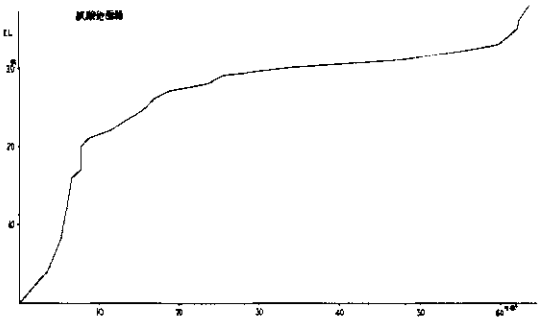


図７－４－７　試験地面積

第２節　実測記録との対比

前述した方法により昭 40. 6. 19～ 昭 40. 7. 4の実測記録と比べてみる。

計算条件としては初期損失雨量２０mm 即ち２０mm 以上の降雨に対して流出が生ずるものとした。

次に流出係数fと樋門開き高（即ち排水量）の色々な場合の組み合わせを考慮し　計算を進めた。その結果最もよい近似として図７－４－８から，図７－４－１０に示すように$f=0.5$，樋門開度0.4ｍの場合が得られた。

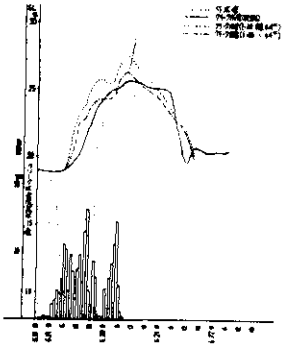


図７－４－８

これらの図からわかるように比較的雨量の少ない場合は適合度がよくないが計画降雨の対象となるような大きは降雨（昭40. 6. 18 ～昭40. 6. 21）に対しては適合度はよくなる．降雨量の少ない場合適合度が悪い（ここではクリーク水位は実測記録より低めに出る）のは，小降雨の場合は門扉は閉差したままであるからだと考えられる．

第３節　計画降雨と計画外水位によるクリーク水位

計画降雨あるいは計画外水位をどの程度にとるかは，経済的な問題とも関連してむつかしい問題であるが，まず計画対象降雨として，既往最大降雨の昭28. 6. 25 ～ 昭28. 6. 26 にかけて降雨４３２.２mm，外水位としては実測記録が得られないため，朔望平均満潮位に降雨から流出関数法によって求めた流出量を重ね合わせた水位を外水位

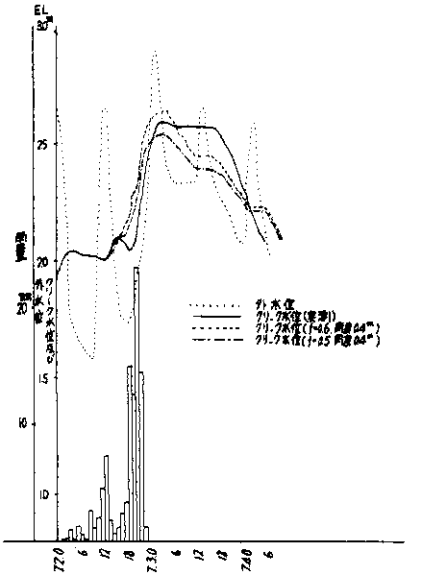


図７－４－９

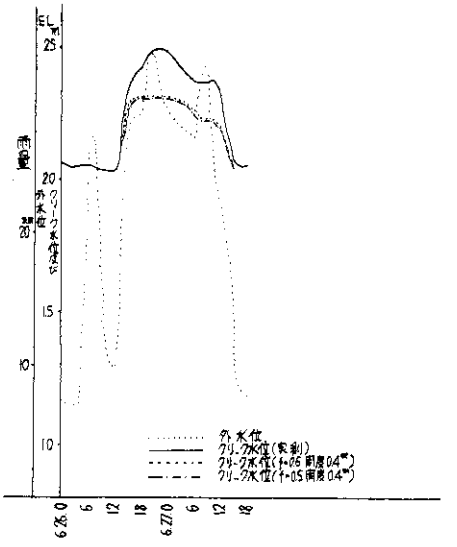


図７－４－１０

としてある．樋門操作は余水吐開き高0.4ｍで，内水位がE.L.2.45m 以上になった場合左側２門より越流する．初期損失雨量 20mm ，2.2ｍ以上の内水位に対して余水吐を開くことなど条件は慣例に従った．クリークの水位計算結果は図７－４－１１に示す．図よりわかるようにクリーク水位は外水位に大きく左右される．クリークの最高水位は3.38ｍで試験地堤防の最低高3.45ｍは越えないことになる．又湛水時間は2.2ｍ以上湛水とみれば約６０時間となり当地で稲の生育上害があると思われる６０時間（2.5日）と比べると許しうる最高の湛水時間となる．

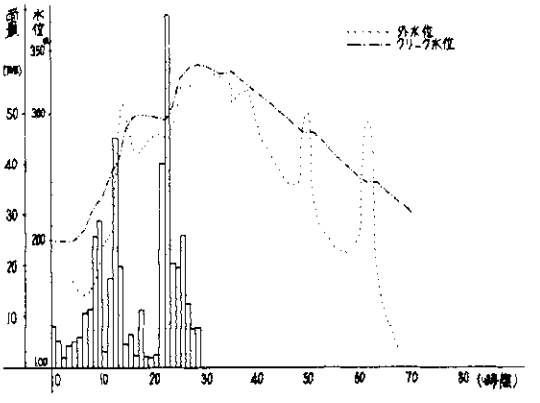


図７－４－１１　昭和２８年降雨を用いたクリーク水位

次に同じ昭和２８年６月２５日降雨の場合で，クリークの統廃合を考えて図７－５－１の斜線で示したように，クリークを埋めた（土量67,000 m³）場合の水位変化を図７－４－１２に示した．図７－４－１２よりわかる如く，試験地内の水位は埋めない場合よりも約0.05ｍ上昇する．上昇する水位が極めて小さいのは水位が3.0ｍ以上になると，埋めたクリークの体積より田面上の体積が圧倒的に大きいためである．しかし降雨が終って水位が下る場合は埋めたてたクリークの体積分だけ排水が早く，たん水時間は短くなるようである．以下降雨確率1/30，1/20，1/10，1/5各々について，クリークを埋めぬ場合についての水位変化を示した．（図７－４－１３～２０）

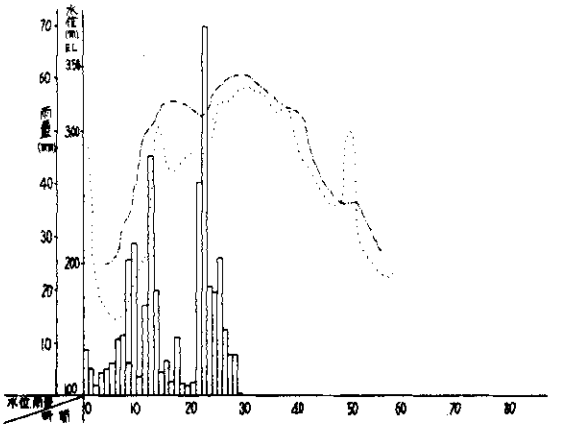


図７－４－１２　昭和２８年降雨を用いたクリーク水位（埋め立て）

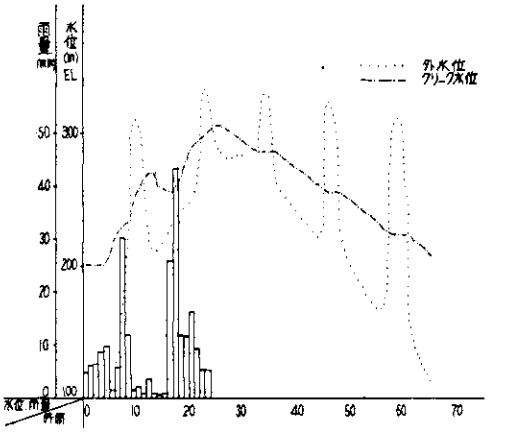


図７－４－１３　３０年確率の降雨によるクリーク水位

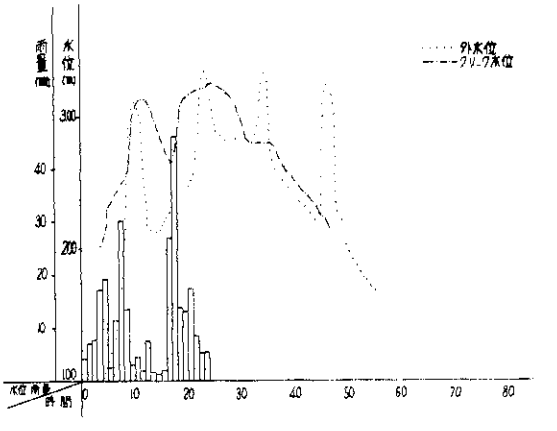


図７－４－１４　３０年確率の降雨によるクリーク水位（埋め立て）

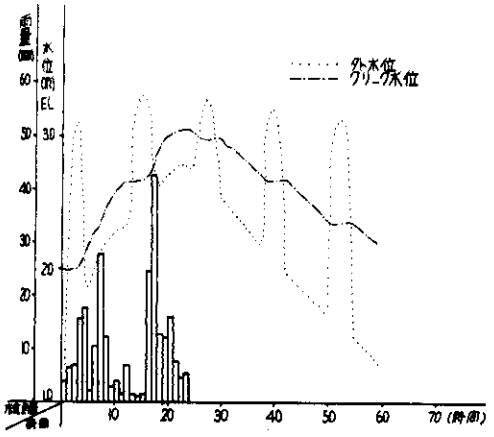


図7－4－15　20年確率降雨を用いたクリーク水位

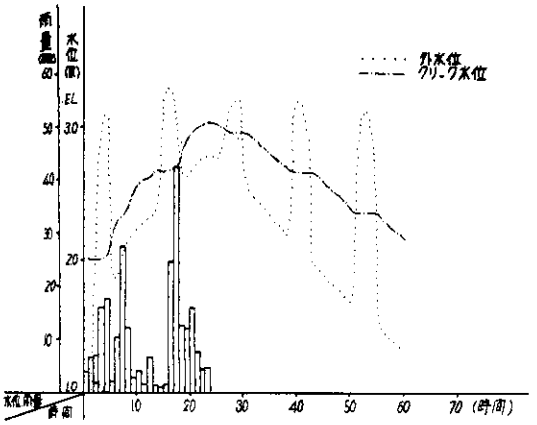


図7－4－16　20年確率降雨を用いたクリーク水位（埋め立て）

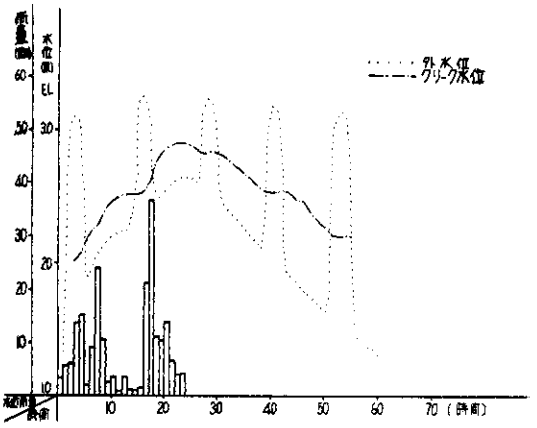


図7－4－17　10年確率降雨を用いたクリーク水位

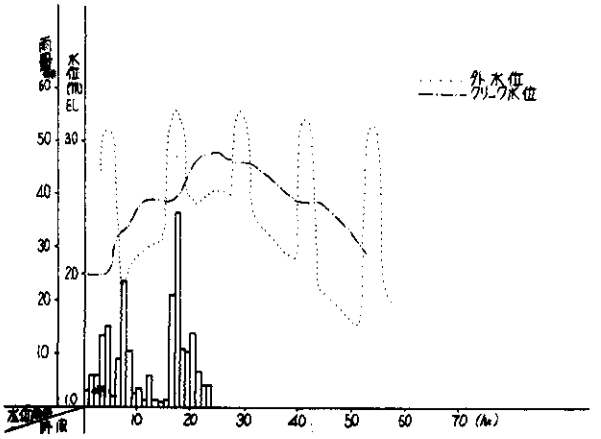


図7－4－18　10年確率降雨を用いたクリーク水位（埋め立て）

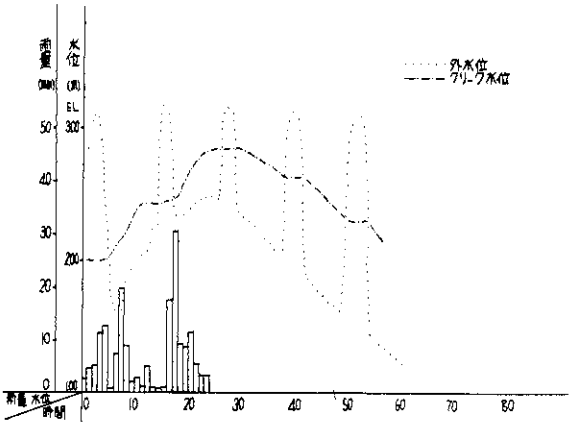


図7－4－19　5年確率の降雨によるクリーク水位

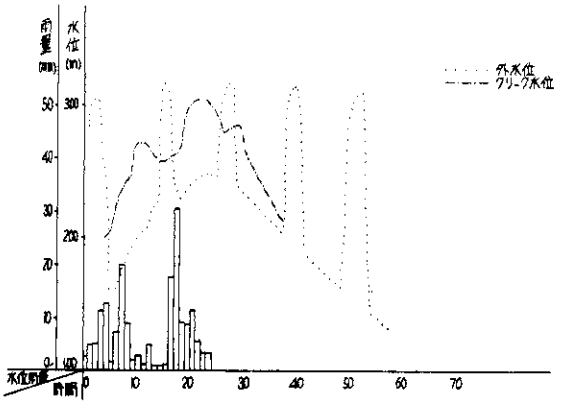


図7－4－20　5年確率の降雨によるクリーク水位（埋め立て）

第5章　模型実験に依る対比

第1節　内扉開閉に依る水流水位の動き（現地実験）

1. 実験方法

有明海北岸低地部の内，境界条件の比較的明らかで曲型的にクリークが存在している地域，約10 km^2を試験地として選定して，クリークの末端の西今宿樋門の1門を急に干潮時に開けた場合のクリーク内水位の各地点時間的水位変化と上流速変化を測定した．この目的のためポール式水位計を18ケ所，流速計を5ケ所に設置して（図7－5－1）水位については1分間隔で目測に依り，流速についてはプライス式流速計に依って1分間隔で流速を測定した．末端の西今宿樋門の詳細図は図7－5－2の如くである．実験は樋門を閉鎖して，クリークに水深約1.70m程水をため干潮時（昭和41年11月17日16時15分）に門扉1門（1.30m×1.40m）を全開した．この時の門扉からの流出は完全溢流の状態であった．

2. 実験結果

測定された時間～水位低下量，時間～流速分布，距離と流速の関係を図に表わせば図7－5－3，図7－5－4，図7－5－5の如くである．図7－5－5は約26分後の状態を示す．

3. 実験結果の考察

水位測定点の水位変化の時間おくれをみるために，水位低下量10mm，5mmの位置と時間おくれを図に表わしてみると図7－5－6の如く，下流水樋門から約2km離れた地点では20分から30分位の時間おくれである．又主流から離れた測定点10，11では若干のおくれもあるが，一般的に距離に比例して時間おくれが起っている．又水位変化は約10分間は非定常的な水位変化を起しているが，10分以上経過すると定常的な水位変化を示している．次に流速の時間変化についてみると最初の10分間までは流速の急激な増大となり，10分以上経過すると除々に減少していく．減少の割合は排水樋門から遠ざかるにつれて増加減少の割合は小さくなっている．

Stoker法に依る不定流計算

Stoker氏の考えた方法に依って，下流の水位変化を与えた場合の上流の任意断面の水位変動を

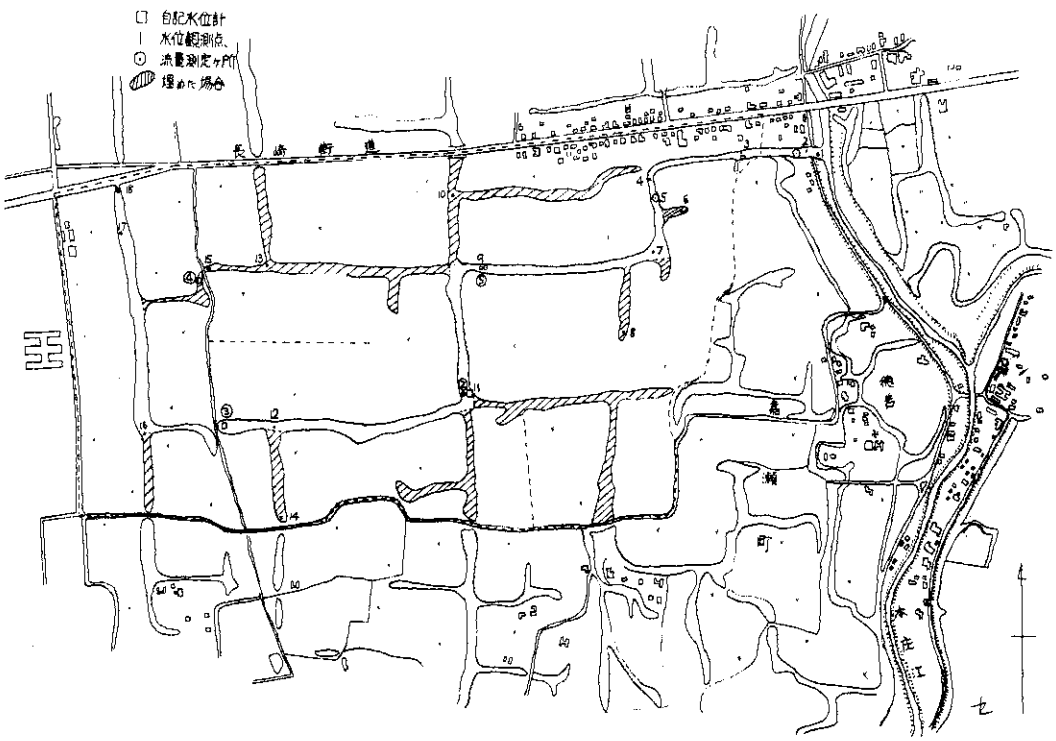


図7－5－1　試験地平面図

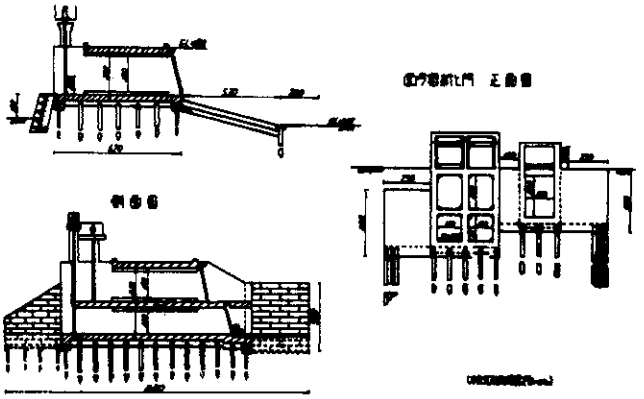


図7－5－2 側 面 図

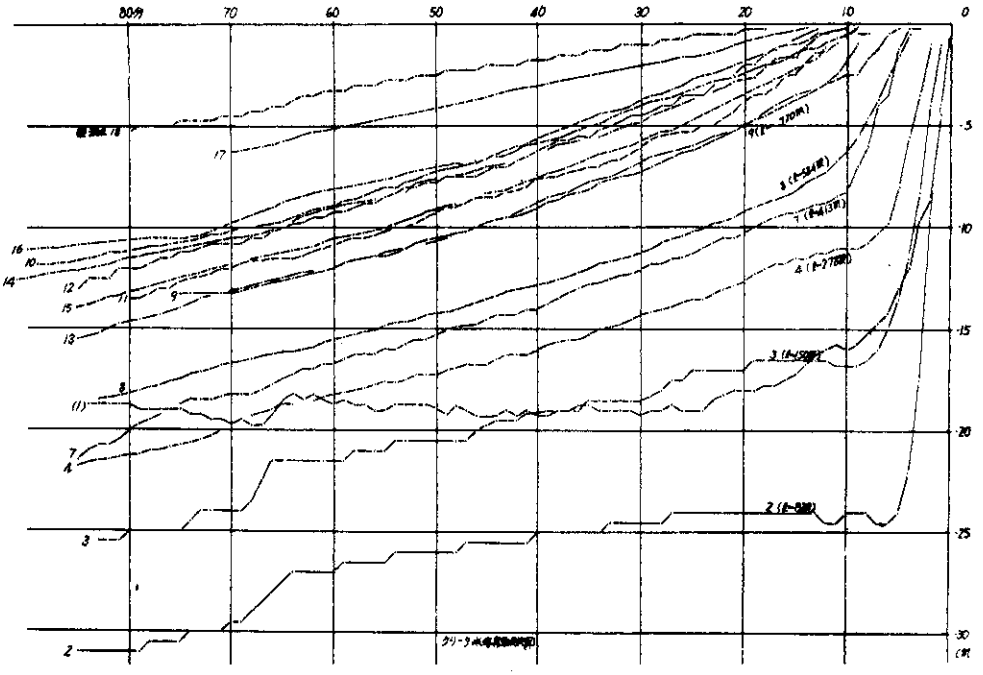


図7－5－3

求めてみた。

（）理　　論

流れを一様な断面を流れる一次元流れとして，不定流理論を作れば次の如くである。

運動方程式

$$v_t+v.v_x+g\,y_x+E=0\ . \qquad (5-1)$$

ここに

$$E=g\,(\,S_f-S\,),$$

$$S_f=n^2v\,|\,v\,|\,\{\,y/(1+2y/B)\,\}^{-4/3}$$

連　続　式

$$v_xy+v\,y_x+y_t=0. \qquad (5-2)$$

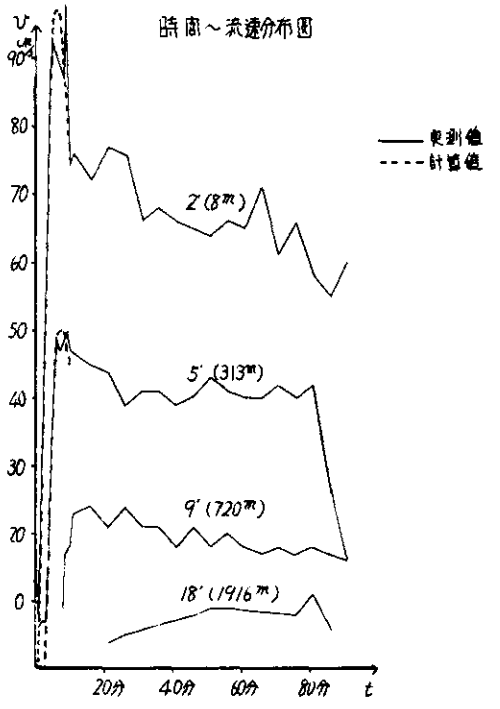


図７－５－４

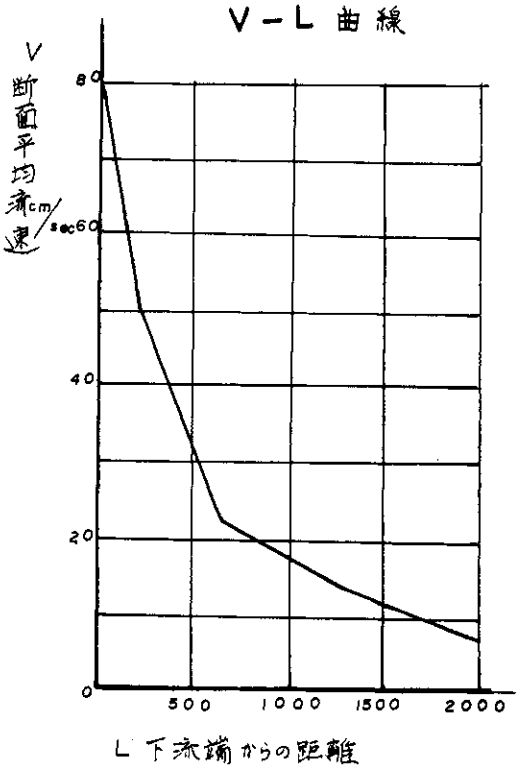


図７－５－５

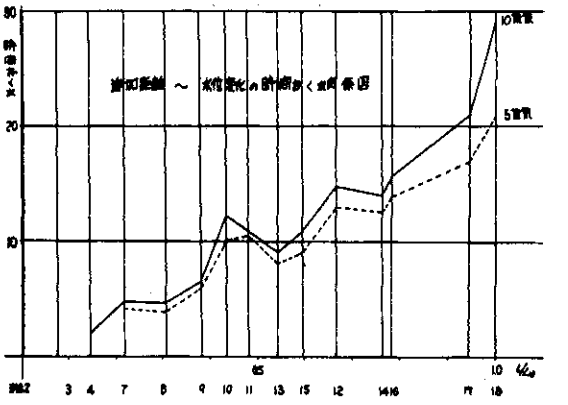


図７－５－６　遡下距離～水位変化の時間おくれ関係図

$c=\sqrt{gy}$ とおくと，

$$2cc_x=gy_x\ ,\quad 2cc_t=gy_t. \qquad (5-3)$$

よって（５－１），（５－２）式は，

$$2cc_x+v_t+vv_x+E=0\ ; \qquad (5-4)$$

$$c_{vx}+2cc_x+2c_t=0\ . \qquad (5-5)$$

（５－４），（５－５）の辺々を加減算して，

$$2\{(c+v)c_x+c_t\}+\{(c+v)v_x+v_t\}+E=0\ , \qquad (5-6)$$

$$-2\{(-c+v)c_x+c_t\}+\{(-c+v)v_x+v_t\}+E=0 \qquad (5-7)$$

$x-t$ 平面を図７－５－７の如き格子点で分割し，t に関する偏微分 v_t，c_t を次の差分で置き換える．

即ち，

$$\left.\begin{aligned} v_t&=(v_p-v_M)/\Delta t,\\ c_t&=(c_p-c_M)/\Delta t.\end{aligned}\right\} \qquad (5-8)$$

x に関する偏微分 v_x，c_x については次のような夫々な異なる差分を使用する．

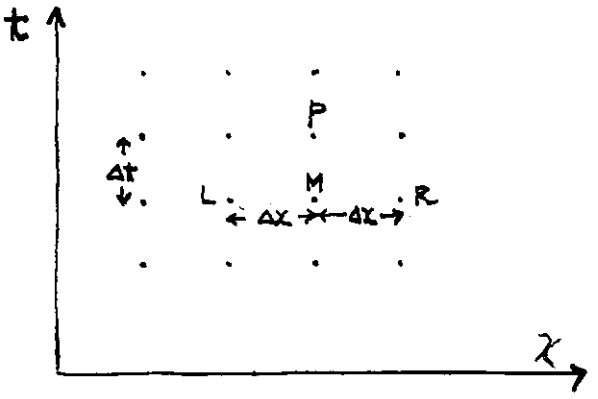


図7－5－7

$$v_x=(v_M-v_L)/\triangle x \qquad c_x=(c_M-c_L)/\triangle x$$

$$v_x=(v_R-v_M)/\triangle x \qquad c_x=(c_R-c_M)/\triangle x \qquad (5-9)$$

（5－9）式を（5－6），（5－7）式に代入すれば

$$2\{(c_M+v_M)(c_M-c_L)/\triangle x+(c_p-c_M)/\triangle t\}$$
$$+\{(c_M+v_M)(v_M-v_L)/\triangle x+(v_P-v_M)/\triangle t\}$$
$$+E(v_M,c_M)=0 \qquad (5-10)$$

$$-2\{(-c_M+v_M)(c_R-c_M)/\triangle x+(c_p-c_M)/\triangle t\}$$
$$+\{(-c_M+v_M)(v_R-v_M)/\triangle x+(v_P-v_M)/\triangle t\}$$
$$+E(v_M,c_M)=0. \qquad (5-11)$$

（5－10），（5－11）式を v_P，c_p について解けば，

$$v_P=v_M+\triangle t/\triangle x\{(c_M+v_M)(\frac{1}{2}v_L-\frac{1}{2}v_M+c_L-c_M)-(c_M-v_M)(\frac{1}{2}v_R-c_M+c_R)-\triangle x\,E_M\} \qquad (5-12)$$

$$c_p=c_M+\frac{1}{2}\triangle t/\triangle x\{(c_M+v_M)(\frac{1}{2}v_L-\frac{1}{2}v_M+c_L-c_M)+(c_M-v_M)(\frac{1}{2}v_M-\frac{1}{2}v_R-c_M+c_p)\} \qquad (5-13)$$

下流端 x_0 に於ける境界条件が $y(t_0,t)$ として与えられている場合（5－10）式に於ける未知数は v_P のみであるから，

$$v_P=v_M-\triangle x/\triangle t\{(c_M+v_M)(2c_M-2c_L+v_M)-E_M\}+2(c_p-c_M). \qquad (5-14)$$

従って初期条件 $v(x,0)$，$y(x,0)$ と境界条件 $y(x_0,t)$ が与えられれば（5－12），（5－13），（5－14）式に依り，不定流の方程式を解くことが出来る．尚上記の差分法に依る解法が収束するための条件として $(v+c)\leqq\triangle x/\triangle t$ を要することが知られている．

ii）計算結果

i）で述べた理論に従って，下記の条件で電子計算機（TOSBAC3400）を使用して計算した．計算結果と現地実験との比較を図7－5－8に示した．

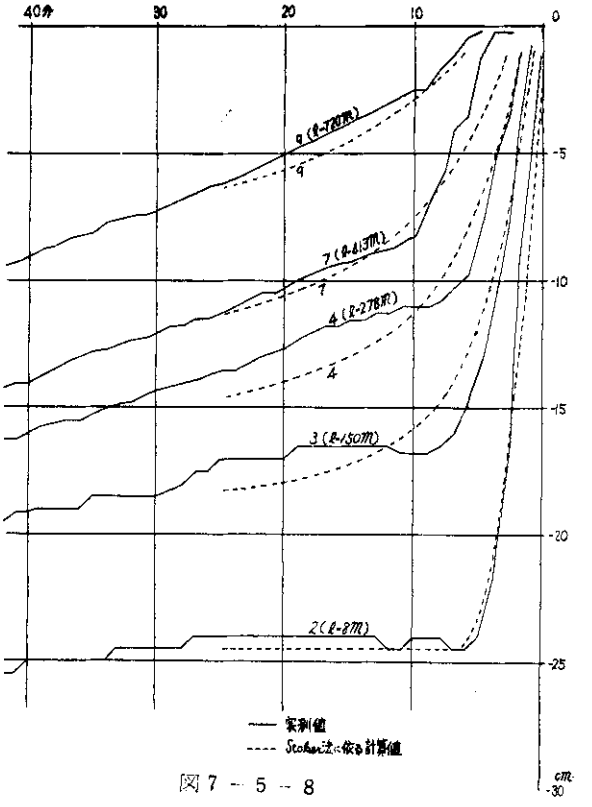


図7－5－8

条件：

$g=9.8(m^2/sec)$，$S=1/6{,}000$，$B=10(m)$，

$n=0.05$，$\triangle x=20m$，$\triangle t=2sec.$

初期条件：

$v(x,0)=0$，$y(x,0)=0.80m$

境界条件：

$$y(x_0,t)=(0.245/390^2)t^2-(0.49/390)t+0.80,$$
$$(0\leqq t\leqq 390)$$

$$y=(x_0,t)=0.555.\quad(390\leqq t)$$

(ii) 算計結果の考察

図7－5－8は流れが断面に関して一様である場合の不定流方程式を差分法によって解いた結果である．ところが一般に，実際の流れは断面に関して一様ではないと考えられる．従ってこの場合には，不定流方程式の速度水頭の項として，断面の中の任意の点での速度エネルギー $u^2/2g$ に速度 u の重みを付けたものの積分平均，すなわち，

$$(1/vA)\int_A (u^2/2g)u\,dA=(v^2/2g)\int(u/v)^3$$

$dA/A=\alpha\, v^2/2g$（v：平均流速）をとる必要がある．このとき不定流の運動方程式は，

$u_t+\alpha v v_x+g y_x+E=0$ となる．実際の流れでは α は最大2.0位と考えられている．この断面に関して，流れが一様でないための修正係数 α が方程式の解に，どのような影響を与えるかを見るために，α のみ2.0に変えて計算してみた．計算の結果，水位において最大1％位の違いしかしようじなかった．従って方程式に於ける修正係数 α の解に対する影響は殆んど無視され得ると考えられるので，以下においてはすべて $\alpha=1.0$ として計算した結果を考察の対象とする．

図7－5－8に見られる如く，計算値と実測値との違いは大体において10％以内に収っており，ほぼ満足すべき適合を示している．特に下流端における初期じょう乱が各測点に到達する時間（遅れの時間）においても，測点7を除いて極めてよくあっているのは注目される．測点7がこの点においてやや不満足であるが，これは図7－5－1に見られるような位置にあり，従ってここで断面が広くなったために現われた影響であろうと考えられる．理論的な初期じょう乱の伝達速度 c は初期水深を y_0 として $c=\sqrt{gy_0}$ で表わされる．

次に河幅，粗度係数，初期水深等を変えた場合にどのような水位変化を生ずるかを調べた．最初に河幅のみ10mを5mにしてみたが，水位において最大3％位の違いしか生じなかったので，河幅が5mの場合でも（初期水深の約6倍），不定流方程式を組立てる時に仮定されている，十分横に長い矩形断面水路という条件が満されているものと考えられる．図7－5－8の諸条件を基本として粗度係数のみを0.03及び0.07に変えた場合を図7－5－9に，初期水深のみを60cm及び100cmに変えた場合を図7－5－10に示

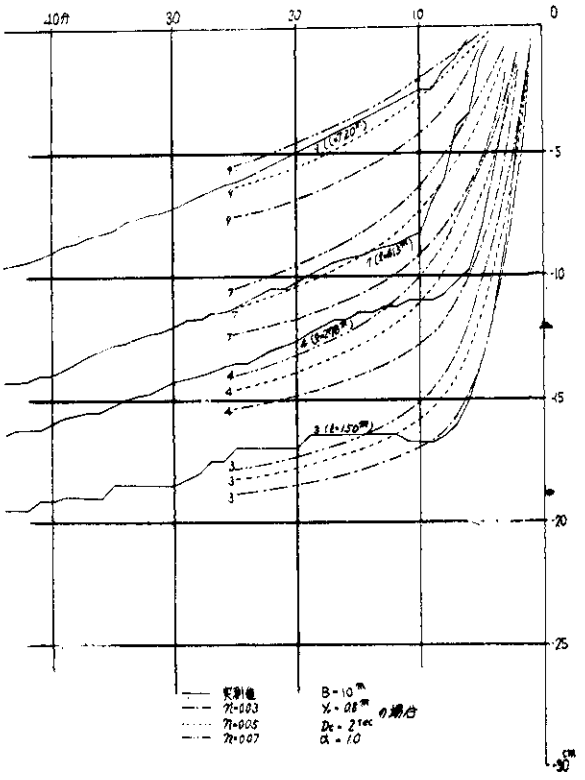


図7－5－9

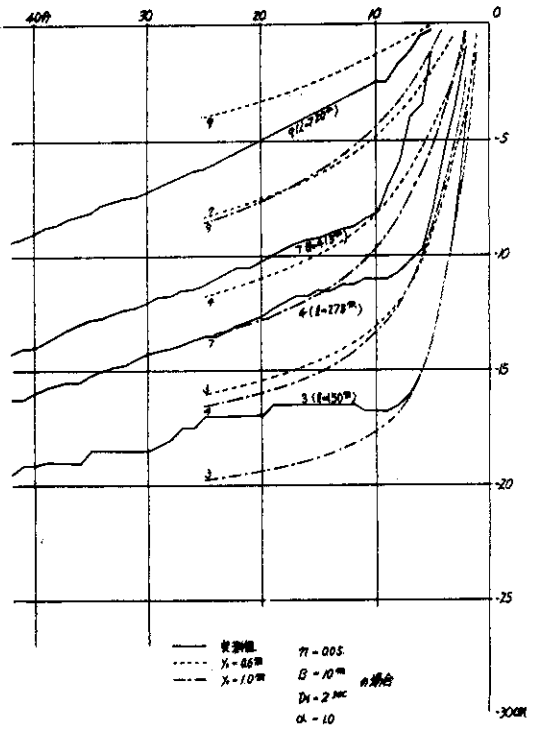


図7－5－10

した。図7－5－9を見ると，粗度係数が小さくなると共に末端の水位変動が大きくなること（測点9で2 cm ）がわかる。又図7－5－10から初期水深が深くなると末端での水位変動も大きくなること（測点9で4.5 cm ）がわかるから，粗度係数の減少と，初期水深の増大とは傾向として同じような水位変動を生ずると云える。ただ両者に於いて本質的に区別されることは，粗度係数を変えても，初期じよう乱が各測点に到達するまでの遅れの時間は変化しないのに対して，一方初期水深を変えた場合は，遅れの時間が初期水深の平方根に比例して早くなることである。

次に計算結果の信ぴよう性について考えてみると，一般に微分方程式を差分法によって解いた場合，その解が真の解と考えてよいかどうかの判定は困難である。差分間隔を変えても解が余り変化しなくなった場合は，一応近似解が求まったものと考えられるが，現在の場合時間間隔を倍にしても計算結果は変らなかったから，解は収束しているものと考えられる。又一方計算結果が実験値と良く合っていることも，これを支持していると思われる。

第2節　現地実験と模型実験との対比

有明海北岸低地部の試験地の模型（横1/150，縦1/15 ）について実験を行い，実物と模型との水位，流速変化について比較検討した。又模型実験で水路の一部を埋めた場合の水位，流速の現状との比較，内水地区の水深が大きい場合の内水排除の効果を見るために模型で水深を上げ，下流樋門を急に開いた場合の流線及び流速のポテンシャル解析との比較，更に袋小路水路内の水流の動き等について観察し，今後増大すると思われる内水排除対策の一助とせんとした。

模型実験と実物との水位変化は図7－5－11 図7－5－12の如くである。

この無次元表示は $t=\dfrac{x}{\sqrt{h}}$（ここで $t=\dfrac{t_p}{t_m}$，$h=\dfrac{h_p}{h_m}$，$x=\dfrac{x_p}{x_m}$ h＝水深，x＝流下方向の水平距離で，実物の水理量に p，模型の水理量に m の添え字をつける。）によって実物と模型の時間を合せて無次元化した。流速の変化については模型と実物で絶対量に差があるが，距離に反比例して減少する現象は極めて良くにていた。水路の一部

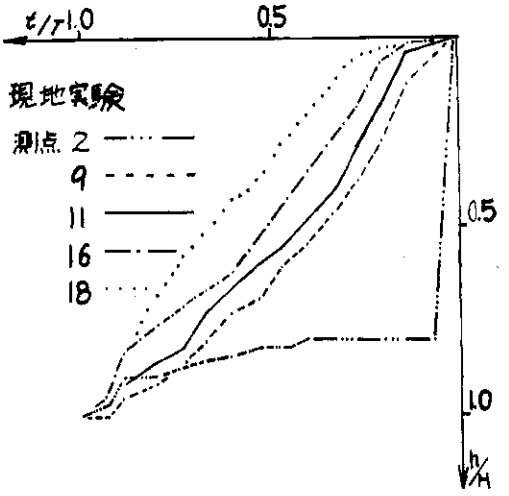


図7－5－11　経過時間と水位変化の関係図

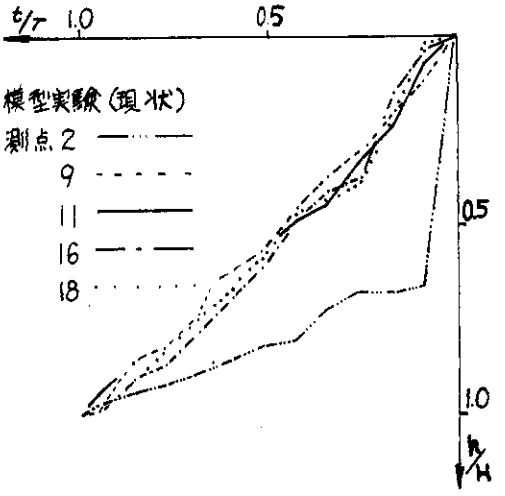


図7－5－12　経過時間と水位変化の関係図

を埋めた場合には埋めない場合に比較して，水位の減少量がやや大きく，流速は極めて直線的に減少していく。又実物の場合と同様にStoker法によって模型実験についても計算してみたが，上流にいくにつれて計算値と実験値の間に差が出てくる。（図7－5－13），埋めたての場合は現状に比して更に n の値は小さくなり，現状の場合と同様に計算値と実験値の差が上流にいくにつれて大きくなる。（図7－5－14）

これは横の縮尺が縦の縮尺に比して大きいためと思われる。

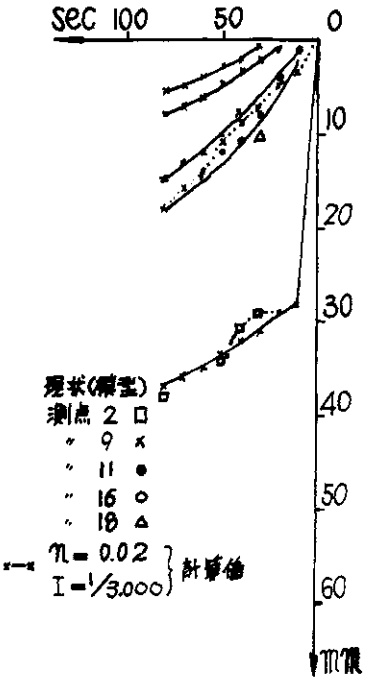


図7－5－13　経過時間と水位変化の計算値との比較図

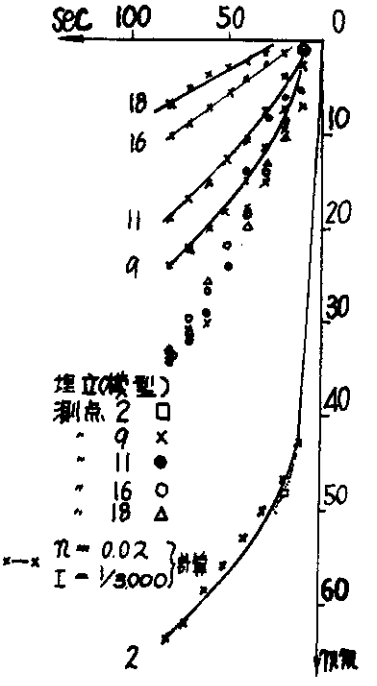


図7－5－14　経過時間と水位変化の計算値との比較図

次に現地実験による水位変化と距離との関係を見るために、これを無次元化してみると図7－5－15の如くになる。図7－5－15が水路の粗度，分岐水路の数等に無関係に成立するとすれば，各分岐水路の分流量が推定されるものと考えるが，粗度の影響については目下検討中である。次に分岐路中，袋小路水路内の流れについて観察してみると，袋小路水路内の流れは主流に対する袋小路水路の流入の仕方によって流速に差が出来るが，主流から遠ざかるにつれて急速に流速は減少する。しかし袋小路水路内に流入量が多少でもあれば流れが起る。（図7－5－16，17参照）　このことは排水路網は一貫した連続水路にした方が排水上有利であり，袋小路水路の場合は排水が極めて悪くなることが予想される。次に内水地区の水深が大きい場合の内水排除による効果を見るために，前述の試験地（模型）で田面上約10 cm の水深について，内水湛水時に下流樋門を急に開いて内水排除した場合の流線及び流速について，実験及び計算をしたので概略を述べる。流れはほとんだポテンシャル流れと考えられるから，下流で排水した場合の流線を求めるために，Z面上に強さmの吹込みをおきSchwarz－Christoffelの変換によって，t面の上半面に写像すると写像函数$w=\frac{m}{\pi}\log\left(\cosh\frac{\pi}{l}z+1\right)$となり，これから速度ポテンシャル$\phi=\log R$，流線函数$\psi=\Theta$（ここで$R=\sqrt{X^2+Y^2}$，$\Theta=\tan^{-1}Y/X$，$X=\frac{1}{2}\{\cos y\,(e^{hx}+e^{-hx})+2\}$，$Y=\frac{1}{2}\{\sin y\,(e^{hx}-e^{-hx})\}$，$\pi/l=h$）となる。吹込みの強さmを流出量に選び$\phi$，$\psi$の値を電子計算機TOSBAC－3400により，$z$面で$y$方向4m，$x$方向－8mまで0.1mずつ変化させ，全部で3,200点の座標について計算をした。実測の値は表面に番号をつけた紙の動きを写真で撮って流線及び流速を推定した。実測値と計算値の流線及び流速の比較をすれば図7－5－18，図7－5－19の

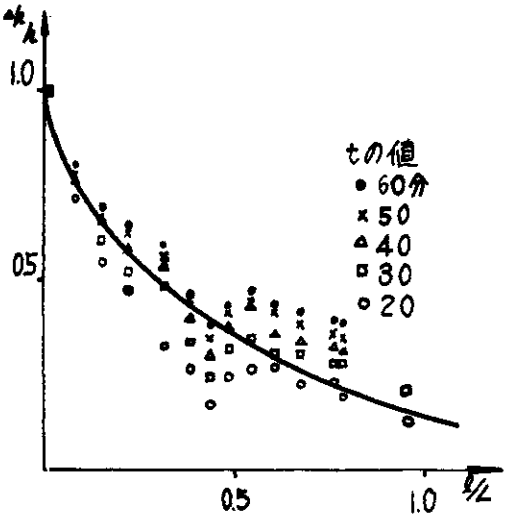


図７－５－１５　実物（現状の場合）の実測値に依る遡加距離と水位変化の関係図

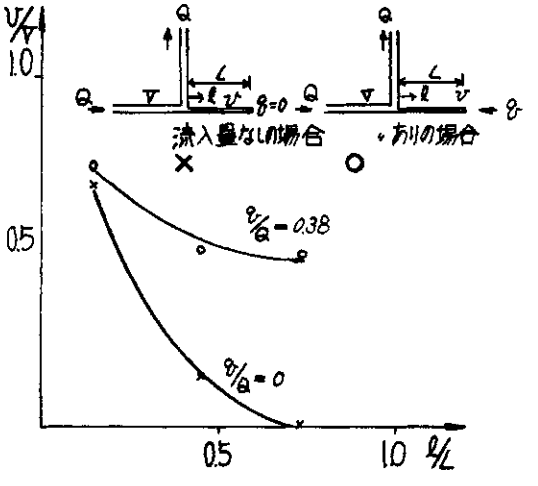


図７－５－１６　袋小路水路の流速変化図

如くである．図７－５－１８，１９から低地部のゆっくりした水流の動きは，ポテンシャル流れと考えて充分であること及び表面の凹凸等は殆んど表面の流線に影響を与えないことがわかった．

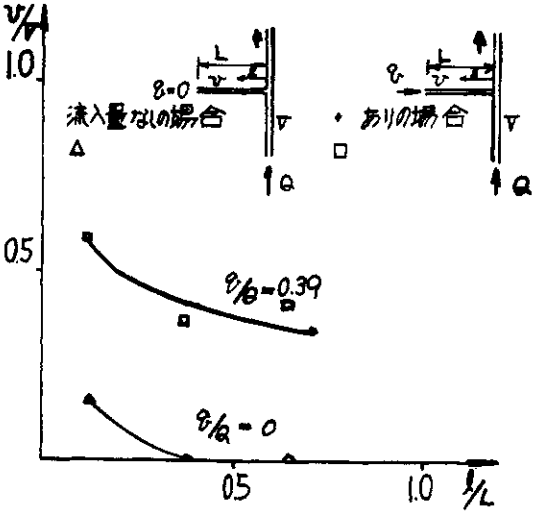


図７－５－１７　袋小路水路の流速変化図

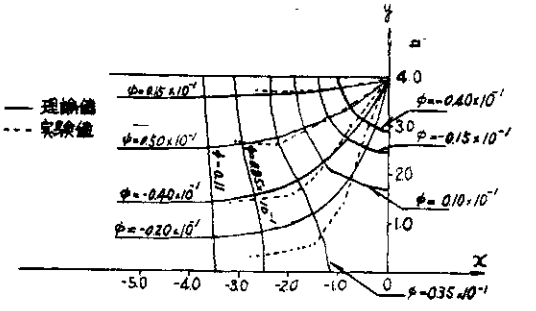


図７－５－１８　流量0.0125m³/secの場合の流線ポテンシャル線

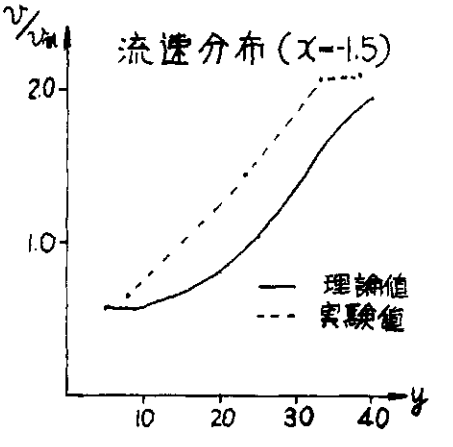


図７－５－１９　v_m：$x=-4.5$〜-8.0までの理論値による平均流速

第6章　内水排除計画

内水排除計画立案の基本になるクリークの貯留能力，現況での今宿樋門の排水能力，井樋の排水能力等について，試験地をモデル地区として検討を加えてみる。

第1節　試験地内の$H-A$，$H-V$曲線

試験地の1/1000の実測平面図及び横断測量図よりプラニメーターに依り面積及び体積を求めれば表7－6－1，図7－6－1の如くなる。

表7－6－1

試験地の面積および体積

標高	面積	体積	標高	面積	体積
0.4		0.63	2.6	9.25	17.85
0.8		2.55	2.7	11.36	19.48
1.2		5.12	2.8	16.22	21.23
1.5		〃	2.9	17.99	23.35
1.6	0.09	8.04	3.0	26.96	25.81
1.7	0.14	〃	3.1	39.85	28.68
1.8	0.20	9.60	3.2	47.30	32.82
1.9	〃	10.37	3.3	52.48	38.01
2.0	〃	11.16	3.4	53.71	43.82
2.1	1.11	11.94	3.5	54.88	49.90
2.2	3.75	12.75	3.6	54.94	56.29
2.3	5.30	13.74	3.7	55.57	62.69
2.4	7.04	14.94	3.8	56.41	69.18
2.5	8.30	16.33	(m)	(万m²)	(万m³)

第2節　クリークの貯水能力

試験地内クリークの貯水能力を見るために，実測1/1000平面図，横断図を基にして，クリーク体積（E.L. 1.72m）V_K 及びクリーク面積A_Kを求め，これから雨量で何mm位まで貯水可能か求めてみれば次の如くである。

$$A=640.500\,m^2\ ,\quad V=8.980\,m^3\ ,$$

$$R=8980\div640.500\doteqdot140\,mm.$$

即ち140mmの雨量を貯水出来る能力を有することがわかる。

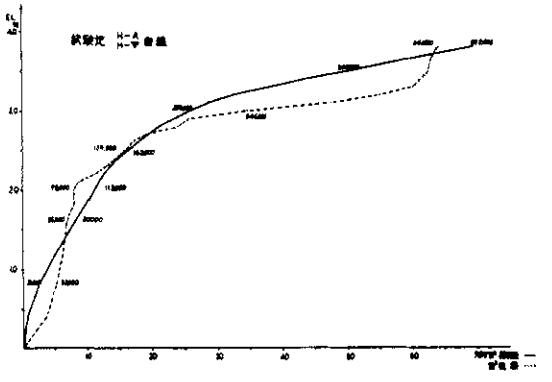


図7－6－1　試験地H－A曲線

第3節　ポンプ排水

外水位が内水位より高い場合はポンプ排水に依る以外に内水排除の効果を上げることは出来ないので，ポンプの馬力を種々にかえた場合の内水排除の効果，特に湛水時間との関係を調べ，その後計画洪水波形と計画外水位を与えた場合のポンプ排水及び樋門操作に依る調節計画を行った。

ポンプ排水の効果

ポンプの軸馬力の算出は次式に依った。

軸馬力　(HP)＝13.14　$\rho H/\eta$，

η：ポンプ効率　2/3，

ρ：液比重，

Q：排水量（m³/sec），

H：総揚程（m），

(1) H（総揚程）＝5m（実揚程4m＋総ロス1m）の場合

軸馬力100HP，$\rho=1$として排水量Qを求めると，　$Q=1.02\,m^3/sec=0.365$万ton/h．

従って軸馬力を100，200，300，400，500，600HPとした時の湛水量（これを標高で表わす）と所要の関係は表7－6－2，図7－6－2に示す如くになる。

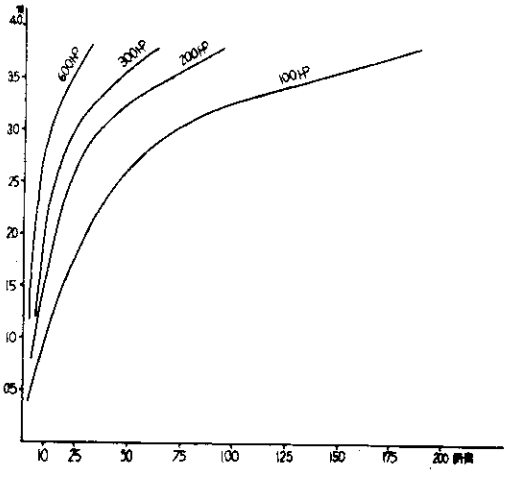


図7－6－2　湛水を標高0mにするために必要な軸馬力と所要時間

表7－6－2

（単位：hour）

標　高（m）	所要時間 100HP	所要時間 200HP	所要時間 300HP	所要時間 400HP	所要時間 500HP	所要時間 600HP
0.4	1.7	0.9	0.6	0.4	0.3	0.3
0.8	7.0	3.5	2.3	1.7	1.4	1.2
1.2	14	7.0	4.7	3.5	2.8	23
1.6	22	11	7.3	5.5	4.4	3.7
1.8	26	13	8.7	6.6	5.2	4.4
1.9	28	14	9.5	7.1	5.6	4.7
2.0	31	15	10	7.6	6.1	5.1
2.1	33	16	11	8.2	6.5	5.4
2.2	35	17	12	8.7	7.0	5.8
2.3	38	19	13	9.4	7.5	6.3
2.4	41	20	14	10	8.2	6.8
2.5	45	22	15	11	9.0	7.4
2.6	49	24	16	12	9.8	8.1
2.7	53	27	18	13	11	8.9
2.8	58	30	19	15	12	9.7
2.9	64	32	21	16	13	10
3.0	71	35	24	18	14	12
3.1	79	39	26	20	16	13
3.2	90	45	30	22	18	15
3.3	104	52	35	26	21	17
3.4	120	60	40	30	24	20
3.5	137	68	46	34	27	23
3.6	154	77	51	39	31	26
3.7	172	86	57	43	34	29
3.8	189	95	63	47	38	32

(2) H（総揚程）＝3m（実揚程2.2m＋総ロス0.8m）の場合

軸馬力100HP，ρ＝1として排水量Qを求めると，　Q＝1.69m³/sec＝0.609万ton/h．従って軸馬力を100，200，300，400，500，600HPとした時の湛水量（これを標高で表わす）と所要時間の関係は表に示す如くになる．実揚程2.2mであるから表に示す所要時間は，各標高が1.8mになる迄に要する時間となる．（表－7－6－3）（図7－6－3）

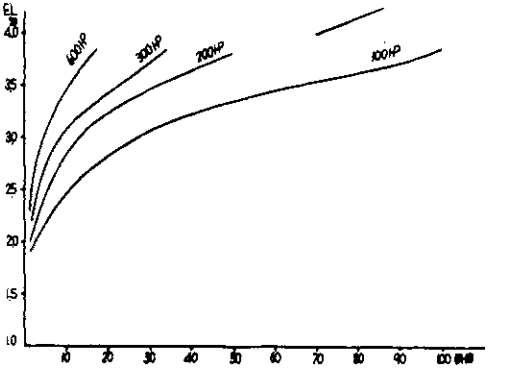


図7－6－3　湛水を標高1.8mにするために必要な軸馬力と所要時間

表7－6－3

（単位：hour）

標高 (m)	所要時間 100㎜	所要時間 200㎜	所要時間 300㎜	所要時間 400㎜	所要時間 500㎜	所要時間 600㎜
1.9	1.3	0.6	0.4	0.3	0.3	0.2
2.0	2.6	1.3	0.9	0.6	0.5	0.4
2.1	2.8	1.9	1.3	1.0	0.8	0.6
2.2	5.2	2.6	1.7	1.3	1 0	0.9
2.3	6.8	3.4	2.3	1.7	1.4	1.1
2.4	8.8	4.4	2.9	2.2	1.8	1.5
2.5	1 1	5.5	3.7	2.8	2.2	1.8
2.6	1 4	6.8	4.5	3.4	2.7	2.3
2.7	1 6	8.1	5.4	4.1	3.2	2.7
2.8	1 9	9.6	6.4	4.8	3.8	3.2
2.9	2 3	1 1	7.5	5.6	4.5	3.8
3.0	2 7	1 3	8.9	6.7	5.3	4.4
3.1	3 1	1 6	1 0	7.8	6.3	5.2
3.2	3 8	1 9	1 3	9.5	7.6	6.4
3.3	4 7	2 3	1 6	1 2	9.3	7.8
3.4	5 6	2 8	1 9	1 4	1 1	9.4
3.5	6 6	3 3	2 2	1 7	1 3	1 1
3.6	7 7	3 8	2 6	1 9	1 5	1 3
3.7	8 7	4 4	2 9	2 2	1 7	1 5
3.8	9 8	4 9	3 3	2 5	2 0	1 6

第7章　結　　び

以上の調査研究の結果次の事がわかった．

佐賀の確率日雨量を推定してみると10年で213mm，20年で248mm，30年で269mm，100年で334mmになることがわかった．内水排除計画を立案するに必要な計画時間雨量分布は，昭和28年6月分布型に分割するのが妥当であろう．昭和40年6月洪水の流出解析を試みた結果，計算値と実験値が割合良く合うことがわかり，昭和28年6月洪水を現況で再現してみると最高湛水位は，試験地でE.L. 3.40mになりE.L. 2.20m（ほぼ田面に相当する）の湛水時間は約75時間位になることがわかる．更に主クリークを残して埋め立てた場合には水位は急激に上昇し，最高水位はE.L. 3.50m位になる．しかしE.L. 2.20mの湛水時間は逆に小さく65時間位になる．その他に30年確率洪水，20年確立洪水，10年確率洪水，5年確率洪水等について計算した．内水排除の基礎的研究として，クリーク内の水位変動について現地実験と模型実験を行ない，両者の比較およびその基本的特性を調べた結果，現地実験と模型実験の水位および流速に関しては絶対値において差がみられるが，傾向として良く似ている．流速の変化，水位の変化は実物，模型いずれも距離に反比例して減少していく．模型では時間遅れはほとんどわからないが，現地実験によれば樋門地点からの距離によって水位変化の遅れがあり，下流排水樋門から約2km離れた地点では20～30分位の遅れがあった．模型実験で水路の一部を埋めた場合には埋めない場合に比較して水位の減少量はやや大きく，流速は極めて直線的に減少していく．実物の場合の水位変化についてStoker法によって水位計算をした結果，$n=0.05$で極めて良く実測水位と計算値が一致した．しかし模型の場合については樋門から上流にいくにつれて計算値と実測値の間に差が出てくる．これは模型の横の縮尺が縦の縮尺に比して大きいためと思われる．次に排水路網

の応用として連続水路と袋小路水路について比較した結果袋小路水路の場合の排水は極めて悪く内水路は連続水路が望ましいことが予想された．内水が田面より高い場合の内水排除による影響を見るために，流線および流速を測定してみると流れはほとんどポテンシャル流れになり，等角写像等を利用して計算出来ることがわかった．試験地内の実測量の結果クリークの洪水調節能力は１４０mm の雨量まで貯水可能であり，更にクリークのかんがい用水能力は水田の必要水量１０mm/day として約20日の用水能力があることがわかった．ポンプによる排水効果は割合高く，貯水位E.L. 2.20m からE.L. 1.8mに下げるのに１００馬力のポンプでは5.2時間，２００馬力では2.6時間，３００馬力では1.7時間，E.L.3.0mからE.L. 1.8mに下げるのには１００馬力のポンプで２７時間，２００馬力では１３時間，３００馬力では8.9時間位で無害水位まで下げ得ることがわかった．

以下各解析に関して不備の点もかなりあると思われるが，吾々が調査した結果は以上の如くである．