

運輸省港湾技術研究所

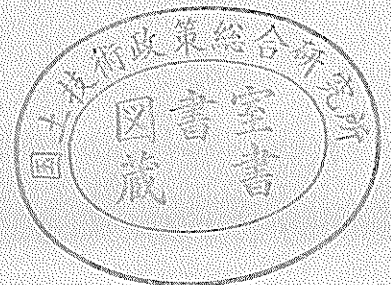
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 31 NO. 1 MAR. 1992

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第31巻 第1号 (VOL. 31, No. 1) 1992年3月 (Mar. 1992)

目 次 (CONTENTS)

1. 混成防波堤上の越波水の運動と波力に関する実験的研究
—親水性港湾構造物に関する水工的研究 (第1報) —
.....高橋重雄・遠藤仁彦・室 善一朗..... 3
(Experimental Study on Motions and Forces of Overtopping
Waves on Composite Breakwaters
.....Shigeo TAKAHASHI, Kimihiko ENDOH and Zen-ichirou MURO)
2. 地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響
.....細川恭史・関根好幸.....51
(Effect of Global Warming on Drainage Function of Pump Stations
in ports
.....Yasushi HOSOKAWA and Yoshiyuki SEKINE)
3. 消波ブロックロック内臓騒動型ケーソン堤の模型振動実験と地震
応答解析
.....長田 信・上部達生・高野剛光.....117
(Shaking Table Tests and Seismic Response Analysis for Slit
Caisson with Dissipating Blocks
.....Makoto OSADA, Tatsuo UWABE and Takemitsu TAKANO)

2.地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響

細川 恭史 *

関根 好幸 **

要 旨

河口デルタ地域や運河の発達した地域のような低沿岸域では、高潮時に防潮護岸・防潮堤および防潮水門等により外水域と内水域とを遮断して、高潮による被害を防止しているところが多い。このとき、内水域への流出水は、内水域の湛水能力を超えないようにポンプにより外水域へ排除されている。このような操作を安全かつ経済的に行うために、内水排除計画の中で外水域の水位(潮位)の時間変化と内水域への流出水量の時間変化ならびに内水域の湛水能力等の計画条件を基に、必要排水量・計画揚程等を設定し適切な水門の閉鎖・開放水位および適切なポンプの能力・運転管理方法等を決定している。このような排水機場は、関東以西の太平洋岸149箇所に分布しており、その規模・計画状況等はさまざまである。

近年、二酸化炭素等の温室効果ガスの増加に起因する地球温暖化により、平均海面水位の上昇・台風の巨大化・降雨パターンの変化等のさまざまな現象が生じると予想されている。地球温暖化により生じるこれらの現象の影響で、内水排除計画中の計画条件が変化した場合の排水機場の機能への影響を、いくつかのモデル区域を想定し数値計算を行い比較検討した。

この結果、① 流域面積に対し貯留域面積の比が小さい場合、流域からの流出量の変化に対する内水域の水位の応答は大きい。② 揚程の変化に対して吐出量の変化が大きいポンプ特性の場合、海面上昇に対する内水域の水位の応答は大きい。③ ポンプの計画値に対する設計値の余裕度が小さい場合、流域からの流出量の変化および海面上昇に対する内水域の水位の応答は大きい。④ 水門を閉鎖している時間は海面上昇により長くなる。ただし、内水位の経時変化の差異により、水門を閉鎖・開放する水位の管理目標値を変更することによっても差が生じる。

これらの影響への対策としては、水門・排水機場の運転管理方法の見直し、内水域の護岸のかさ上げや貯留域面積の拡大等による湛水能力の増加、排水能力の増加、排水考慮区域の細分割等が考えられる。ただし、現状での計画における余裕度の違いなど各排水考慮区域ごとに異なる事情を考慮して、これらの対策の必要性の有無を含め、その方法は検討されなければならない。

キーワード：内水排除，排水機場，温暖化，海面上昇

* 海洋水理部 海水浄化研究室長

** 海洋水理部 海水浄化研究室

2. Effect of Global Warming on Drainage Function of Pump Stations in Ports

Yasushi HOSOKAWA *

Yoshiyuki SEKINE **

Synopsis

For the protection against inundation at river delta area or lowland area with developed channel systems, drainage pump stations are facilitated associated with water gates and barrier seawalls. Many of the Japanese ports have this protection system against high surge. This report discusses the effect of global warming and sea level rise on the drainage function of the pumping stations. Sea level rise is supposed to decrease drainage speed due to the increase of the waterhead difference from the inner water surface. Global warming is also supposed to alter the pattern of rain falls and precipitation strength.

Variety of the dimensions of drainage area, innerwater surface area and pump capacity are reviewed for 149 stations. Three cases of typical model area are set for the evaluation of the effect. Increase of the water level in inner watersurface is calculated with elapsed time under a designed high surge scenario. Closing duration of water gates is compared as well.

Various cases are examined for the magnitude of sea level rise, precipitation strength and rain inflow time. The followings are clarified.

- a) In the most dangerous case, enclosed inner water surface is expected to increase as high as 20 % of sea level rise in water level.
- b) In case inside water surface area is large enough against whole drainage area, then the vulnerability for sea level rise and that for increase of rain fall strength becomes small.
- c) If decrease of pump drainage capacity is small against the increased head difference, then the response of the inner water level is small to sea level rise.
- d) Though the inside area could be protected against inundation by means of the improved management for pumping system, water gates have to be closed for longer duration because of the sea level rise.

Key words : global warming, sea level rise, drainage pump, inundation, lowland vulnerability, sensitivity, case study

* Chief of Purification Hydraulics Laboratory, Marine Hydrodynamics Division

** Member of Purification Hydraulics Laboratory, Marine Hydrodynamics Division

目 次

要 旨

1. はじめに	55
2. 港湾域の排水機場	56
2.1 港湾域の排水機場の設置目的	56
2.2 港湾域の排水機場の構成	57
2.3 全国の港湾域の排水機場の規模	57
3. 港湾域の排水機場の計画	61
4. 計画条件の変化	67
4.1 計画条件に関わる諸要因	67
4.2 地球温暖化による要因変化	67
5. モデル区域での検討	71
5.1 排水考慮区域の余裕度の比較	71
5.2 検討手法	72
5.3 モデル区域の設定	72
5.4 検討範囲	73
6. モデル区域A	75
6.1 現状での計画条件の仮定	75
6.2 地球温暖化による影響	78
6.3 排水能力の変化	79
7. モデル区域B	79
7.1 現状での計画条件の仮定	79
7.2 地球温暖化による影響	82
7.3 排水能力の変化	86
7.4 降雨流出過程の変化	87
8. モデル区域C	87
8.1 現状での計画条件の仮定	87
8.2 地球温暖化による影響	97
8.3 降雨流出機構の変化	103
9. 数値計算結果の比較	108
10. ま と め	110
参 考 文 献	111
記号一覧表	111
付録. A：水位上昇による潮汐振幅の変化について	114

1. はじめに

1972年にストックホルムで開催された「国連人間環境会議」において、地球を一つの宇宙船に例えた宇宙船地球号の考え方が初めて打ち出された。さらに、1982年6月にナイロビで開催された「国連人間環境会議10周年記念会合」において、森林減少、砂漠化、オゾン層破壊、二酸化炭素の増加、酸性雨等の地球規模の環境問題を初めて認識したナイロビ宣言がなされた。以来、地球環境への取り組みが各専門分野においてなされ、さまざまな国際会議も開催されてきている。このうち、二酸化炭素をはじめとする温室効果ガス（GHG）*の増加に起因する、気温上昇による気候変動（地球温暖化）に対しては、「国連環境計画（UNEP）」と「世界気象機関（WMO）」により設置された「気候変動に関する政府間パネル（IPCC：Intergovernmental Panel on Climate Change）」が、1988年11月に初会合を開催して以来、中心的役割を担ってきている。国内においても、1990年10月に「地球環境保全に関する関係閣僚会議」において、「地球温暖化防止行動計画」として、日本における今後20年間の地球温暖化対策を定めている。

1990年11月にIPCCによりまとめられた報告では、温暖化の規模や時間等についての定量的予測の信頼性に不明確な点を残しつつも、温室効果ガスの排出が現状のまま推移すれば、21世紀には温暖化が有意なものとなりさまざまな影響が現実化すると予測している。こうした予測に対し各専門分野において、温室効果ガスの排出抑制策と、影響の総合的かつ定量的な評価手法の確立も含めての影響への対応策とが、平行して検討されているところである。

また、地球温暖化問題は、1991年6月に北京で開催された「開発途上国環境大臣会議」と、同年7月にロンドンで開催された「先進国首脳会議（ロンドン・サミット）」での、それぞれの宣言内容にみられるように、途上国と先進国の利害対立といった政治的問題をも含んでいる。しかし、地球温暖化が進行した際の影響は、開発途上地域により多く及ぶと予想されている。

地球温暖化が進行することにより起こる現象の中には、海水の熱膨張等による平均海面水位の上昇や台風の巨大化・降雨パターンの変化等も考えられている。これらの変化により、沿岸域の種々の社会基盤システムも影響を

受けると予測される。その一つとして、沿岸域の内水排除システムが想定される。特に、浸水・水没等の災害の防止を目的とした沿岸域の排水機場に対しての影響は深刻なものとなる。

河口デルタ地域や運河の発達した地域のような低沿岸域では、高潮時に防潮堤・防潮護岸および防潮水門等により、外水域（防潮堤外の潮位面）と内水域（防潮堤内の河川・運河等の内水面）を遮断し、浸水の被害を防止するところが多くある。このとき、陸域から流出する降雨や汚水（生活排水・産業排水）は、内水域に貯溜される。この流出量が、内水域の湛水能力を超えて洪水を起こさないように、流出水をポンプにより外水域へ排除するための施設が、高潮による浸水の防止を目的とした排水機場である。

高潮による災害の防止を目的とした沿岸域の排水機場についての、地球温暖化による影響の現れ方には、次の3通りの場合が考えられる。

- ① 現状においては高潮による浸水に対する防護の必要はないが、地球温暖化による影響でその必要が生じる場合。
- ② 現状において、高潮による浸水に対する防護の必要性から排水機場が設置されており、地球温暖化による影響で、その施設およびシステムの全面的あるいは部分的な改修の必要が生じる場合。
- ③ 現状において、高潮による浸水に対する防護の必要性から排水機場が設置されており、地球温暖化による影響にも現状の施設で対応可能な場合。

今回は、上記②、③の場合について考えてみた。すなわち、現在供用されている高潮による災害の防止を目的とした沿岸域の排水機場の機能への影響について検討した。

2. では、現在供用されている全国の港湾海岸の排水機場の分布位置を示し、各排水考慮区域および設置ポンプの規模・計画条件等の設定範囲の分布を示している。

3. では、これらの排水機場の計画の一般的な流れを示している。

4. では、計画条件の決定に関わる諸要因の関係の一モデルを示している。このうち、地球温暖化により変化する要因を特定し、その変化の大きさを想定している。ここで、モデルに組み込んでいない影響・関係が随伴して存在するにしても、各要因の関係性は定量評価できるような明示的モデルとして当面用いる。ただし、このモデルはできるだけ外力と影響との関係性を再現し得るも

* 二酸化炭素（CO₂）、フロン11（CCl₃F）、フロン12（CCl₂F₂）、一酸化二窒素（N₂O）、メタン（CH₄）、一酸化炭素（CO）、対流圏オゾン（O₃）等

のであることとする。

5. では、全国の港湾海岸の排水機場の計画における余裕度を比較している。また、これを基に数値計算に供するモデル区域の設定を行っている。

6., 7., 8. では、それぞれ想定したモデル区域について、現状での計画条件を仮定し内水排除計画を立てている。これらの計画条件が変化した場合の排水機場の機能への影響を、数値計算により内水域の水位の変化を応答として求めている。ここで、地球温暖化による影響のみをみるために、地球温暖化により変化する要因以外の他の要因は、地球温暖化時においても現状と変化はないとしている。こうして、地球温暖化による計画条件の変化の範囲を、あるシナリオを与えて不確実なりに幅をもたせて想定している。このように、対象外力のみを取り出すことにより、はじめて応答関係が把握できる。したがって、ここでの外力変化はモデル区域に対する将来予測ではない。

9. では、数値計算による結果を比較検討している。ここでの検討結果は、地球温暖化による港湾域の排水機場の機能への影響の全てを解明しているわけではなく、現在供用されている全国の港湾域の排水機場での今後の内水排除計画の見直しや、地球温暖化等による影響への将来の対策検討に資することを期待している。

2. 港湾域の排水機場

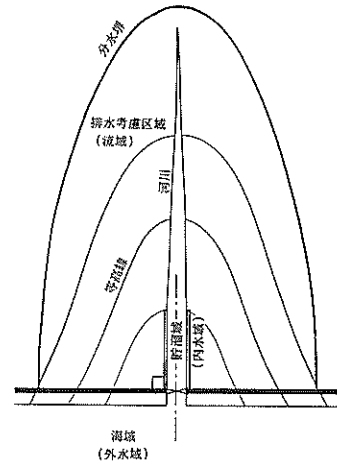
2.1 港湾域の排水機場の設置目的

排水機場は、防災用・下水道用・上水道用・農業水用等として設置され、それぞれの排水目的により規模・形式・使用機器・機器配置等も異なってくる。

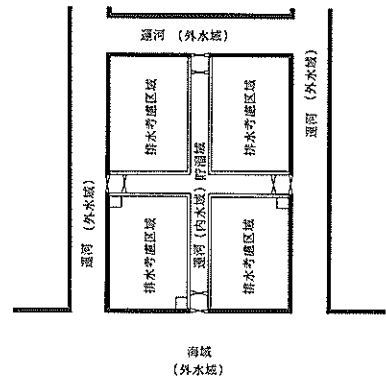
港湾域の排水機場は、設置目的により次のように分けられる。

- a. 防潮水門閉鎖時等の自然流下不能時の内水排除
- b. 運河・貯木場等の水位調節および内水排除
- c. 運河・貯木場等の水位調節

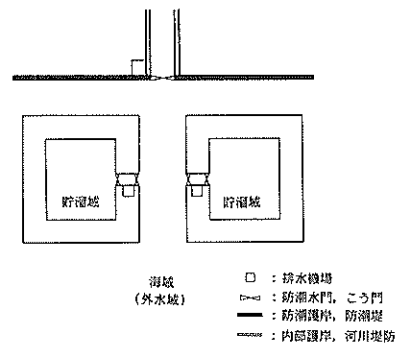
a. のシステムを図-1の(a)および図-2に示す。常時は自然流下している河川や運河を、台風等による高潮時に防潮水門によって外水域と遮断した際、流域からの降雨や汚水等の流出水が、内水域の潜水能力を超えて洪水を起こさないようにするための排水機場である。b. は、図-1の(b)に示すように、常時は運河・貯木場等での作業性を維持するために、比較的低い排水能力状態で閘門や水門で閉じられた閉鎖水域内の水位調整を行う排水機場である。また、この排水機場は、台風等による高潮時には高い排水能力状態でa. と同様の働きをする。c. は、



(a) 高潮時の内水排除



(b) 常時の水位調節・高潮時の内水排除



(c) 常時の水位調節

図-1 港湾域の排水機場の目的別分類

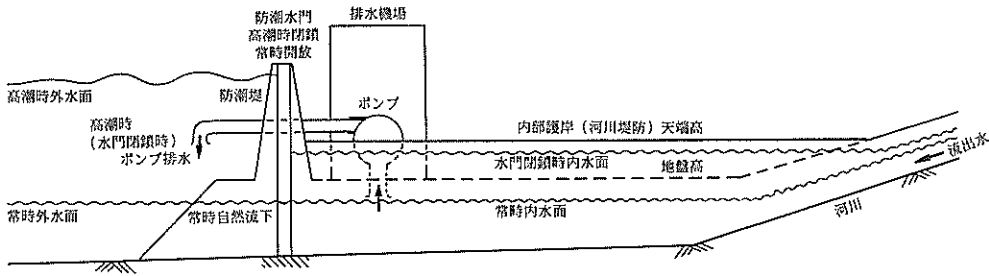


図-2 高潮時の内水排除を目的とする排水機場の概念図

図-1の(c)に示すように、防潮堤の外等にあり、流域内に高潮による浸水から守るべき陸域がなく、常時の閉鎖水域内の水位調整のみを目的としている排水機場である。

2.2 港湾域の排水機場の構成

図-3に、一般的な港湾域の排水機場の配置例(兵庫県尼崎港東浜第三排水機場)を示す²⁾。排水機場の主な構成要素には、導水路、スクリーン、吸水槽、ポンプ施設、および、機场上家、吐出水路等がある。各構成要素の詳細についての説明は他に譲る。

2.3 全国の港湾域の排水機場の規模

図-4に、1988年2月に実施された調査による全国の港湾海岸の排水機場の分布を示す²⁾。この調査によると、港湾海岸の排水機場は計149箇所あり、東京湾千葉港以西の太平洋側の、伊勢湾、和歌山紀伊水道付近、大阪湾、瀬戸内海、周防灘、土佐湾、島原湾、八代海、上甕島甕海峡里港に分布している。

1つの排水考慮区域内の流出水は、ほとんどが1箇所の排水機場から排除されている。しかし、数箇所排水機場により排除されているところもある。例えば、東京都江東地区では、港湾域の2箇所の排水機場の他に河川管理者の管理する排水機場も含め、複数の排水機場が一つの排水考慮区域内に存在している。また、各排水機場には、1~10台程度のポンプが設置されている。

図-5に、上記調査の結果²⁾を基に全国の港湾海岸の排水機場の排水考慮区域 143区域について、(a)流域面積順、(b)有効貯留域面積順、(c)[流域面積/有効貯留域面積] (=面積比) 順、(d)計画排水量順、(e)ポンプ台数順、(f)計画降雨強度順 (mm/h 以外で計画されている区域については mm/h に平均換算している)、(g)計画降雨確率順、(h)完成年順のそれぞれの累積図を示す。

各図の累積数の合計が全区域数143より少なくなつて

いるところがあるのは、データのないところがあるためである。

(a) 降雨による流出水量等に関係する流域面積は、データのある125区域中、兵庫県神戸港魚崎浜ポンプ場の634.1 km²、同魚崎浜第二ポンプ場の416 km²、愛媛県今治港大新田ポンプ場の470 km²、愛知県名古屋港堀川口排水機場の88.402 km²の4区域(全体の3%)を除く残り121区域(97%)は40 km²以下である。さらに、この121区域は、39.17~12.262 km²に9区域(7%)、9.59~1.04 km²に57区域(46%)、0.96 km²以下に55区域(44%)が分布している。最小は、広島県広島港宮崎ポンプ所の0.0195 km²である。ただし、東京都の江東地区では、要排除水量 190 m³/s の40%を港湾管理者である東京都の管理する砂町排水機場と辰巳排水機場で分担し排除し、残り60%を河川管理者である建設省の管理する排水機場で分担し排除している³⁾。よって、排水考慮区域の全流域面積35.19 km²の40%の14.076 km²を、砂町排水機場と辰巳排水機場の分担分として図中に示している。

(b) 湛水能力および内水域の水位変化量に関係する有効貯留域面積は、データのある79区域中、東京都江東地区の3.9 km²の(40%の1.56 km²を、砂町・辰巳排水機場の分担分としている)1区域を除く残り78区域が0.822 km²以下である。さらに、0.822~0.109 km²に9区域(11%)、0.076~0.01 km²に19区域(24%)、0.009~0.001 km²に32区域(41%)、0.0007 km²以下に18区域(23%)が分布している。最小は、和歌山県文里港文里第二排水機場の0.0964 m²である。

(c) 流出水量に対する湛水能力の割合の指標としての[流域面積/有効貯留域面積] (=面積比) は、データのある77区域中、比率の大きいほうでは、和歌山県文里港文里第一排水機場の [0.529 km²/0.0981 m²] = 5.39 × 10⁶、同文里第二排水機場の [0.384 km²/0.0964 m²] =

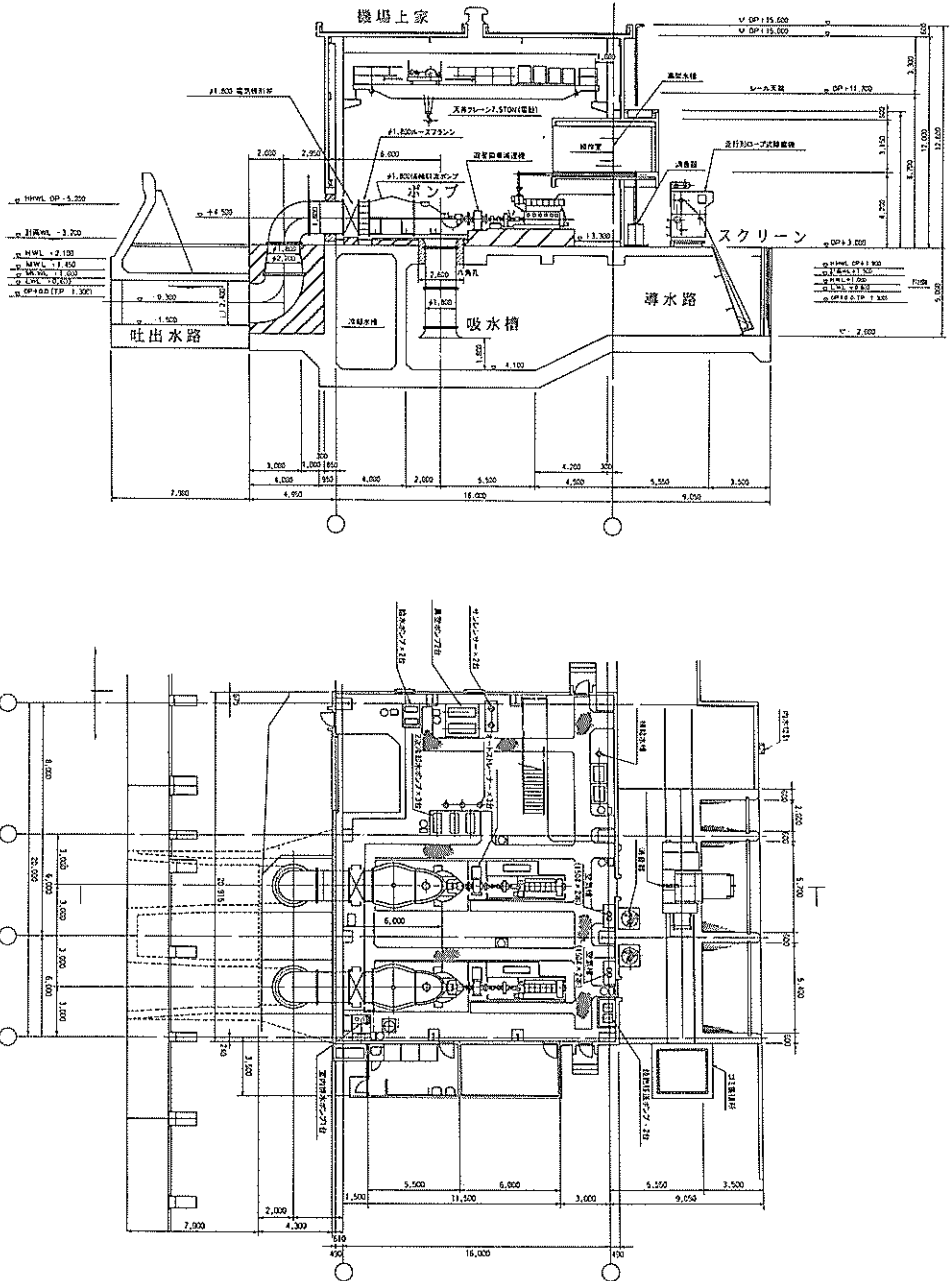


図-3 一般的な港湾域の排水機場の配置例
(兵庫県尼崎港東浜第三排水機場)

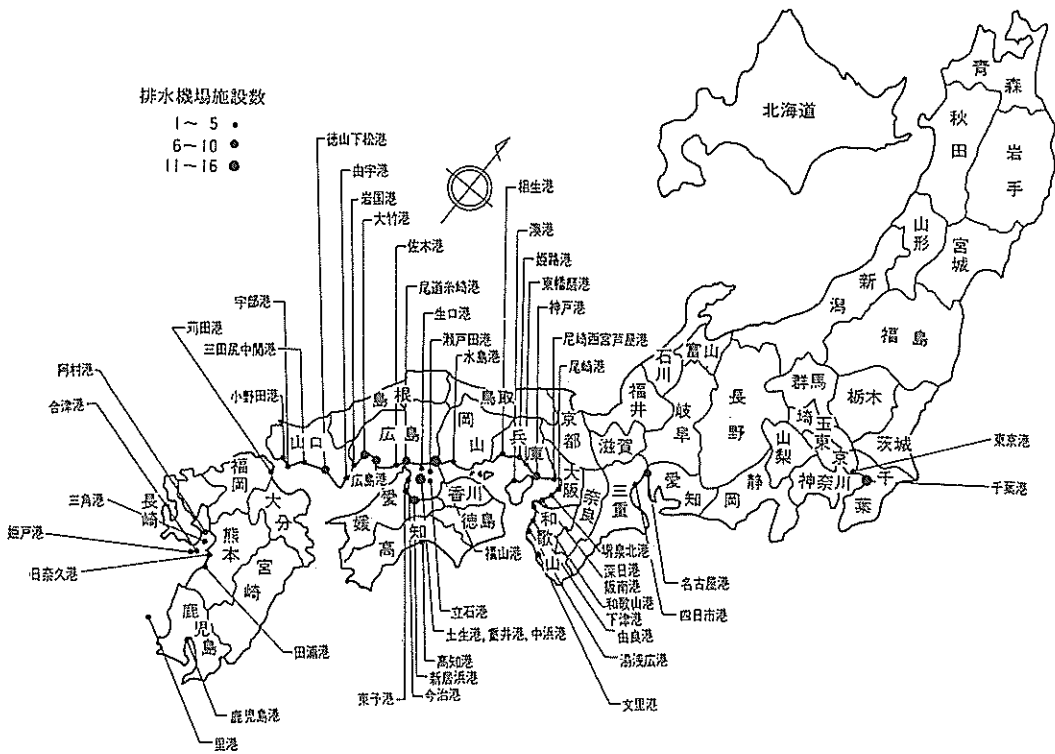


図-4 港湾海岸の排水機場の分布

3.98×10^6 , 愛媛県今治港大新田ポンプ場の $[470 \text{ km}^2 / 1600 \text{ m}^2] = 2.94 \times 10^6$ である。また、比率の小さいほうでは、愛知県名古屋港西二区排水ポンプ所の $[2.291 \text{ km}^2 / 0.591 \text{ km}^2] = 3.88$, 同西三区排水ポンプ所の $[1.555 \text{ km}^2 / 0.355 \text{ km}^2] = 4.38$, 広島県岩国港装港排水機場の $[0.5892 \text{ km}^2 / 0.0745 \text{ km}^2] = 7.91$ である。

(d) 各排水考慮区域内の排水機場の数や規模を決定する要因である計画排水量は、データのある125区域中、大きいほうでは、東京都江東地区の砂町・辰巳排水機場の分担分 $84 \text{ m}^3/\text{s}$, 兵庫県尼崎港東浜第一・第二・第三ポンプ場の $72 \text{ m}^3/\text{s}$, 愛知県四日市港新豊洲原排水機場の $53.83 \text{ m}^3/\text{s}$ である。また、小さいほうでは、広島県福山港竹ヶ端ポンプ場の $0.13 \text{ m}^3/\text{s}$, 広島県大竹港小方ポンプ場の $0.133 \text{ m}^3/\text{s}$, 広島県尾道糸崎港正徳漁排水機場の $0.15 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

(e) 各排水考慮区域内の設置ポンプ台数は、143区域中、多いところでは、兵庫県尼崎港東浜第一・第二・第三ポンプ場の10台, 岡山県水島港新連島水門排水機場の10台, 東京都江東地区の砂町・辰巳排水機場の分担分の7台, 兵庫県淡路港排水機場の7台, 愛媛県新居浜港港

町排水ポンプ場の6台, 以下, 5台のところは7区域(全体の5%), 4台のところは3区域(2%), 3台のところは40区域(28%), 2台のところは56区域(39%), 1台のところは42区域(29%)である。

(f) 降雨による流出水量等に関する計画降雨強度は、110区域についてのデータがある。通常は、mm/h単位で計画されるが、mm/day単位で19区域, mm/3daysおよびmm/回単位で各1区域ずつ計画されている。mm/h単位で計画されている89区域中では、大きいほうでは、山口県小野田港北竜王排水機場の 184 mm/h (100年降雨確率), 兵庫県神戸港出在家ポンプ場の 130 mm/h (10年降雨確率) であり、小さいほうでは、広島県広島港二階堂ポンプ所の 28.5 mm/h (5年降雨確率), 間を置いて極小さい愛知県名古屋港西二区排水ポンプ所および同西三区排水ポンプ所の 0.42 mm/h (降雨確率年不明) となっている。mm/day単位で計画されている19区域中では、最大で東京都浜離宮地区の 337 mm/day (平均換算 14.04 mm/h) (50年降雨確率) であり、最小で広島県佐木港須ノ上排水機場の 116.7 mm/day (平均換算 4.486 mm/h) (10年降雨確率) となっている。mm/3days単位で計画

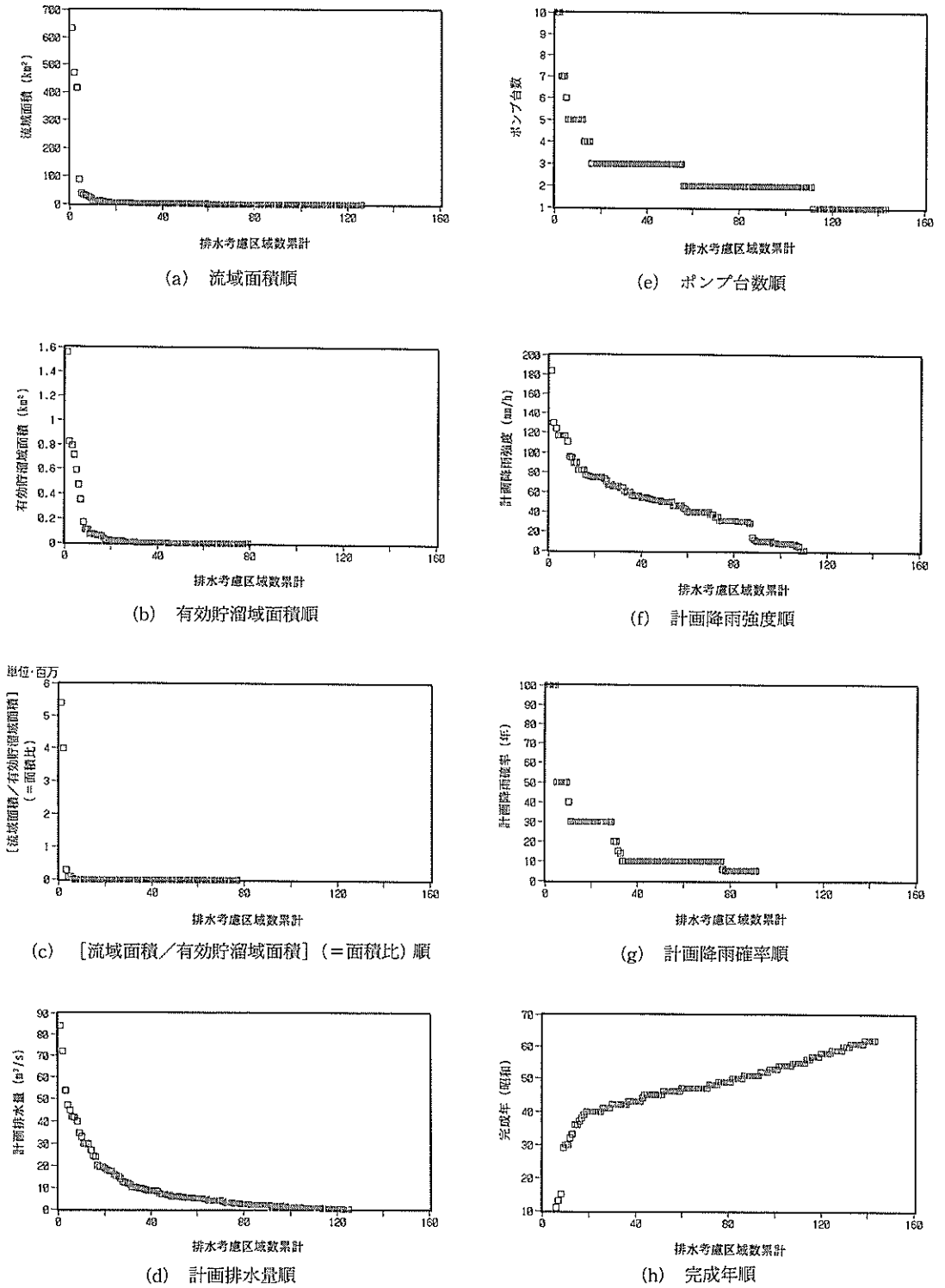


図-5 排水考慮区域の諸元別の分類

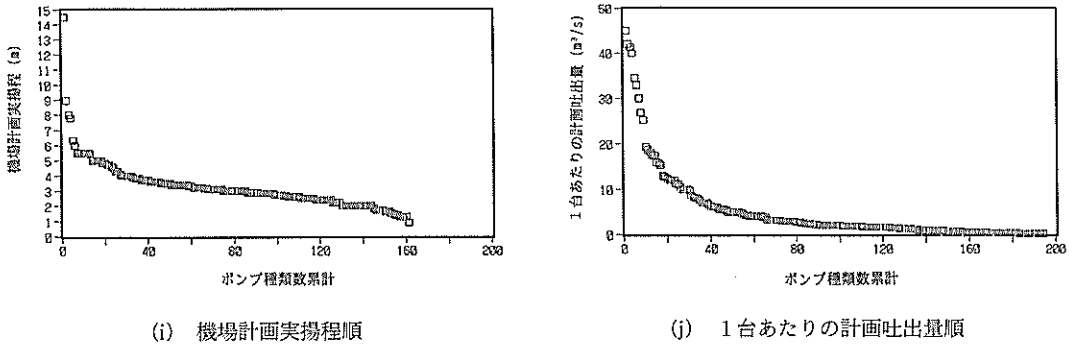


図-6 ポンプ種類の諸元別の分類

されている区域は、熊本県合津港合津排水機場で407 mm/3days (平均換算5.652 mm/h) (20年降雨確率) であり、mm/回単位で計画されている区域は、熊本県姫戸港姫戸排水機場で10.2 mm/回 (仮定換算10.2 mm/h) (20年降雨確率) となっている。mm/h 単位以外での計画値については、mm/h 単位に平均 (仮定) 換算して図中に示している。

(g) 各排水考慮区域内の防御対象地域の重要度や経済性等により決定される計画降雨確率は、データのある91区域中、100年降雨確率が兵庫県姫路港大江島排水機場、同飾磨宮排水機場、同的形排水機場および山口県小野田港北竜王排水機場の4区域 (全体の4%)、50年降雨確率が5区域 (5%)、40年降雨確率が1区域、30年降雨確率が19区域 (21%)、20年降雨確率が2区域、15年降雨確率および14年確率降雨が1区域ずつ、10年確率降雨が43区域 (47%)、6年確率降雨が1区域、5年確率降雨が14区域 (15%) となっている。

(h) 完成年 (各排水考慮区域内のすべてのポンプ施設が完成した年) は、データのある138区域中、戦前の昭和11、13、15年の3区域 (全体の2%)、戦中の空白期を経て、昭和29年から昭和39年までに10区域 (7%)、その後、昭和34年の伊勢湾台風を契機に計画が促進され、昭和40年以降昭和62年までに125区域 (91%) となっている。

図-6に、同じ調査結果²⁾を基に全国の港湾海岸の排水機場に設置されているポンプ種類199種類について、(i) 機場計画実揚程順、(j) 1台あたりの計画吐出量順のそれぞれの累積図を示す。ここで、同じ排水機場内にあり管口径、設計吐出量、設計揚程、形式、動力等の等しいポンプは、ポンプ特性曲線等の不明なデータに関わりなく同一種類としている。また、データの無いところがあるため、各図の累積数の合計が全設置ポンプ種類199より少なくなっている。

(i) 機場計画実揚程は、データのある162種類中、最大で山口県岩国港新一文字ポンプ場の斜流渦巻ポンプ (口径400 mm, 計画吐出量0.35 m³/s, 2台) の14.5 m、次いで三重県四日市港新豊洲原排水機場の立軸斜流ポンプ (口径2000 mm, 計画吐出量9.7 m³/s, 4台) の8.96 m、山口県岩国港新一文字ポンプ場の立軸斜流ポンプ (口径1500 mm, 計画吐出量4.95 m³/s, 3台) の8 m、以下、7.8, 6.3, 6 m と続き、残り156種類 (全体の96%) が5.5 m 以下で、最小は、和歌山県湯浅広港湯浅港排水機場の横軸斜流ポンプ (口径1350 mm, 計画吐出量4.1 m³/s, 2台) の0.9 m となっている。

(j) 1台あたりの計画吐出量は、データのある195種類中、最大で広島県広島港美の里ポンプ所の立軸斜流ポンプ (口径1100 mm, 1台, 計画実揚程3.8 m) の25.3 m³/s、次いで千葉県千葉港葛南地区西浦排水機場の立軸斜流ポンプ (口径2500 mm, 3台, 計画実揚程5.4 m) の15.0 m³/s、愛知県名古屋港堀川口排水機場の立型可動翼斜流ポンプ (口径2800 mm, 3台, 計画実揚程3.0 m) の13.8 m³/s、以下、7 m³/s までに21種類 (全体の11%)、残り174種類 (全体の89%) が6.4 m³/s 以下で、最小は、愛媛県新居浜港白浜排水ポンプ場の立軸斜流ポンプ (口径250 mm, 1台, 計画実揚程不明) の0.12 m³/s となっている。

以上に示したように、各排水考慮区域および各ポンプ種類の規模・計画状況等はさまざまであり、それぞれの主要諸元が比較的広範囲に分布している。

3. 港湾域の排水機場の計画

以下ここでは、2.1で挙げた a. および b. を目的とした排水機場について検討する。すなわち、高潮時の浸水から低沿岸域を防御するために設けられた防潮堤・防潮護岸・防潮水門等により、外水域と遮断された内水域へ

の降雨や汚水による流出水を、外水域へ排除するための港湾域の排水機場を考える。

図-7に、高潮時の内水排除を目的とした排水機場の一般的な計画の流れを示す。防潮施設の総合的な計画としての「海岸保全施設の整備基本計画」に基づいて、「排水機場の建設位置の設定」、「内水排除計画の策定」、「経済効果の検討」のそれぞれを、相互の関係を調整して行っている。ここで、「排水機場の建設位置の設定」は、気象・海象条件、地盤条件、経済性、維持管理性および内水排除計画との兼ね合い等を考慮して行われる。「内水排除計画の策定」では、「経済効果の検討」を踏まえ、「内水流出曲線」、「計画潮位曲線」、「内水位-湛水量 曲線」を設定し、必要な排水規模を把握する。以上のように設定された計画条件にみあう「ポンプ能力の決定」を行い、

これに対する「排水機場各施設の設計」を行う。

図-8に、図-7中の「内水流出曲線」の例を示す。「内水流出曲線」は、横軸に雨の降り出し時刻からの時間を取り、縦軸に単位時間あたりの内水流出量を取り、排水機場設置位置（水門設置位置）での、有効貯溜域への内水流出量の経時変化を表している。内水流出量は、降雨による流出量に、降雨以外の汚水等（生活排水・産業排水等）の流出量を加えて設定している。降雨による流出量は、過去の降雨記録等から計画降雨（確率年・強度・継続時間・地域分布等）を定め、流域面積および流域（背後地および流入水系）状況から定まる流出係数・流出速度から、各排水考慮区域に対する適当な手法（合理式・単位図法・貯溜関数法・タンクモデル・特性曲線法等）により想定している。

図-9に、図-7中の「計画潮位曲線」の例を示す。「計画潮位曲線」は、横軸に潮位が最高（計画最高外潮位）となる時刻を基準とした時刻を取り、縦軸に潮位を取り、朔望平均満潮面推算潮位（計画潮候曲線）に既往の最大潮位偏差あるいはモデル高潮の潮位偏差（計画偏差曲線）を重ね合わせた曲線で、排水機場設置位置（水門設置位置）での、外水域の水位の経時変化を表している。また、「計画潮位曲線」に、波高による増分を考慮している場合もある。

図-10に、図-7中の「内水位-湛水量 曲線」の例を示す。「内水位-湛水量 曲線」は、横軸に基準水位（水門閉鎖水位）以上の貯溜域の湛水量を取り、縦軸に内水位を取り、内水流出による貯溜域の累加湛水量に対する排水機場設置位置（水門設置位置）での内水位を表している。ここでは、有効貯溜域面積を一定として内水位を湛水量の1次関数として表した場合の例を示している。内水位の変化により貯溜域面積が変化する場合には、内水位は湛水量および貯溜域面積の関数となる。また、実際の内水位の範囲は、内部護岸天端高や船舶の航行のための橋桁下クリアランス等により定まる「許容最高内水位」と、内部護岸の設計安定強度や船舶係留可能吃水等により定まる「許容最低内水位」との間での内水位変化となるように計画される。

以上のように設定された計画条件より、「計画排水量」および「機場計画実揚程」を以下のように設定する。まず、図-11の(a)に示すように、計画条件である「計画潮位曲線」と「内水流出曲線」とを同一時刻軸上に示す。この際、「計画潮位曲線」が水門閉鎖水位を超える時刻から許容最高内水位（この図では、内部護岸維持天端高と同じとしている）を下回る時刻までの間の、内水流出量の総計が最大となるように、「内水流出曲線」の基準時刻

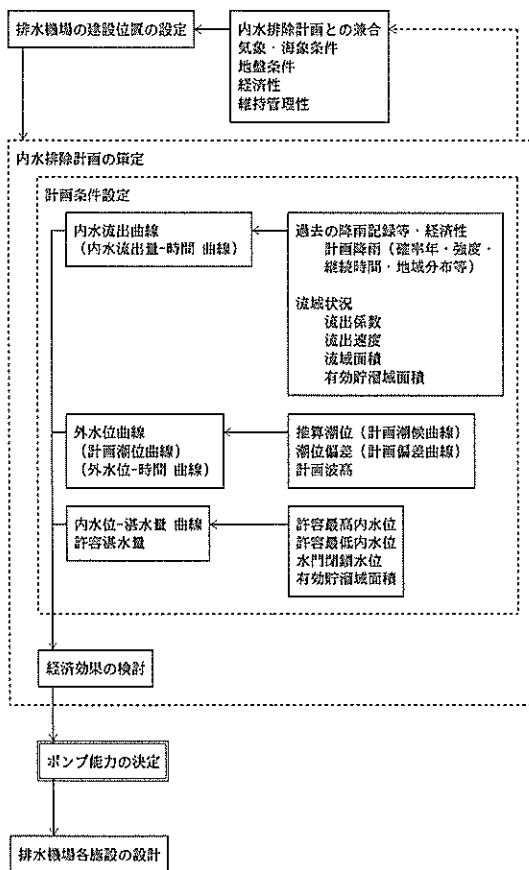


図-7 内水排除を目的とした排水機場の一般的な計画の流れ

地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響

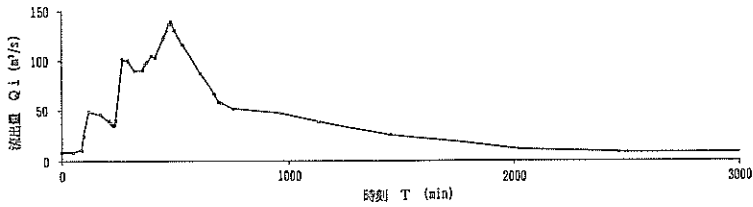


図-8 「内水流出曲線」の例

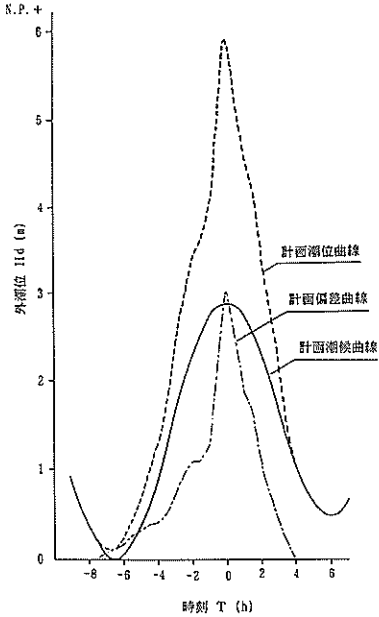


図-9 「計画潮位曲線」の例

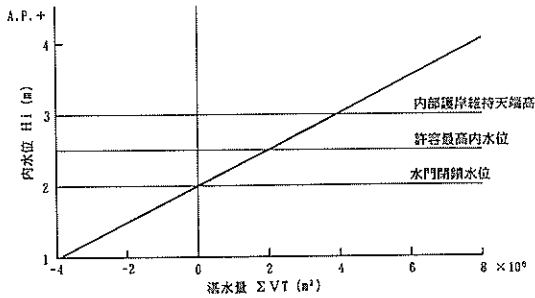
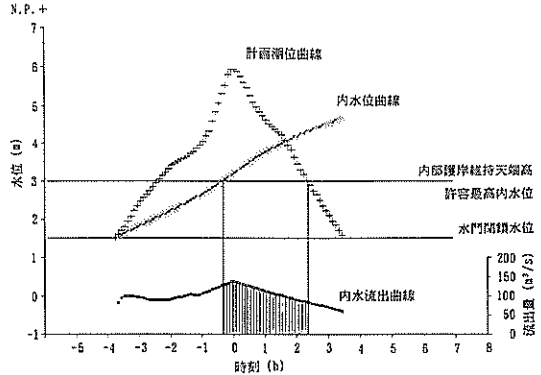
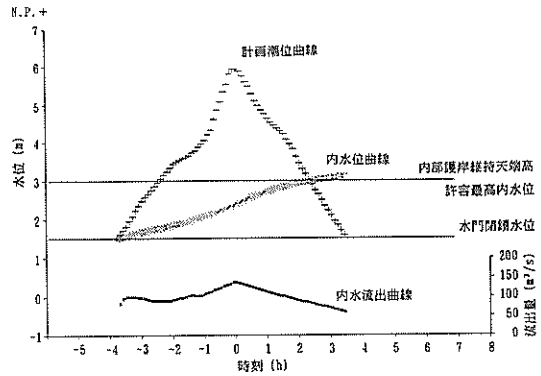


図-10 「内水位-湛水量 曲線」の例

(雨の降り出し時刻)を「計画潮位曲線」の時刻に対して調整している。次に、同図上に、「内水位-湛水量 曲線」と「内水流出曲線」とから定まる、水門閉鎖後にポンプ



(a) ポンプ排水をしない場合の「内水位曲線」



(b) 必要平均排水量で排水した場合の「内水位曲線」

図-11 「計画排水量」と「機場計画実揚程」の設定

排水を行わない場合の内水位の経時変化を「内水位曲線」として表す。ここで、図中の「内水流出曲線」にハッチを付けた部分での内水流出量が、許容最高内水位以上での湛水量となる。さらに、内部護岸維持天端高以上となる内水流出量は、越流して堤内地へ洪水を引き起こすことになる。そこで、「計画潮位曲線」が水門閉鎖水位以上

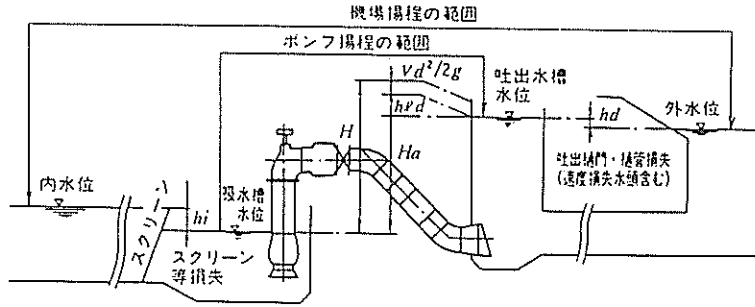


図-12 各水位および各揚程の関係

となる時刻から許容最高内水位以下となる時刻までの間の水門閉鎖時間で、この許容最高内水位以上での湛水量を除いて、単位時間あたりの必要平均排水量を求め「計画排水量」と仮定する。図-11の(b)に、水門閉鎖後に必要平均排水量で排水した場合の「内水位曲線」を示す。ここで、ある時刻の「計画潮位曲線」による潮位と「内水位曲線」による内水位との差の最大値を「機場計画実揚程」と仮定する。あるいは、「計画潮位曲線」の最高値である「計画最高外水位」と「許容最低内水位」との差の70~80%を、「機場計画実揚程」と仮定する場合もある。図-12に、排水機場に関する各水位および各揚程の一般的な関係を示している。すなわち、図中の各水位および各揚程の関係は、次のように表される。

$$H = H_a + h_{ts} + h_{td} + (V_d^2/2g) \quad (3.1)$$

$$H_a = H_s = H_f + h_i + h_d$$

$$H_f = H_d - H_i$$

H_i : 内水位 (m)

H_a : 外水位 (m)

H : ポンプ全揚程 (m)

H_a : ポンプ実揚程 (m)

H_s : 機場全揚程 (m)

H_f : 機場実揚程 (m)

h_{ts} : ポンプ吸込側配管損失水頭 (m)

h_{td} : ポンプ吐出側配管損失水頭 (m)

h_i : 機場の吸込側損失水頭 (m)

(流入水路およびスクリーン等の損失水頭)

h_d : 機場の吐出側損失水頭 (m)

(吐出樋門・樋管等の損失水頭および速度損失水頭)

V_d : 吐出速度 (m/s)

g : 重力加速度 (m/s²)

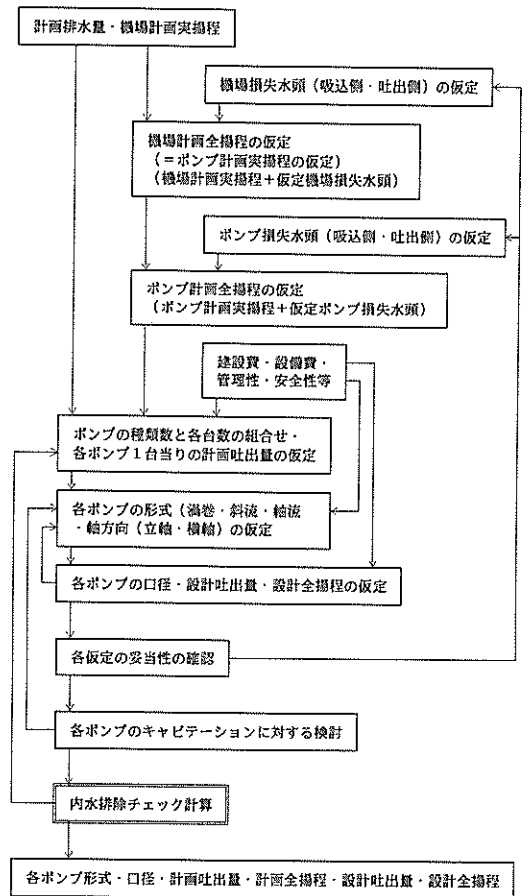


図-13 一般的なポンプ形式の決定方法の概略

(図-12中では、 $h_{ts} = 0$ となっている。)

図-13に、図-7中の「ポンプ能力の決定」での、一般的なポンプ形式の決定方法の概略を示す⁴⁾⁹⁾。内水排除計

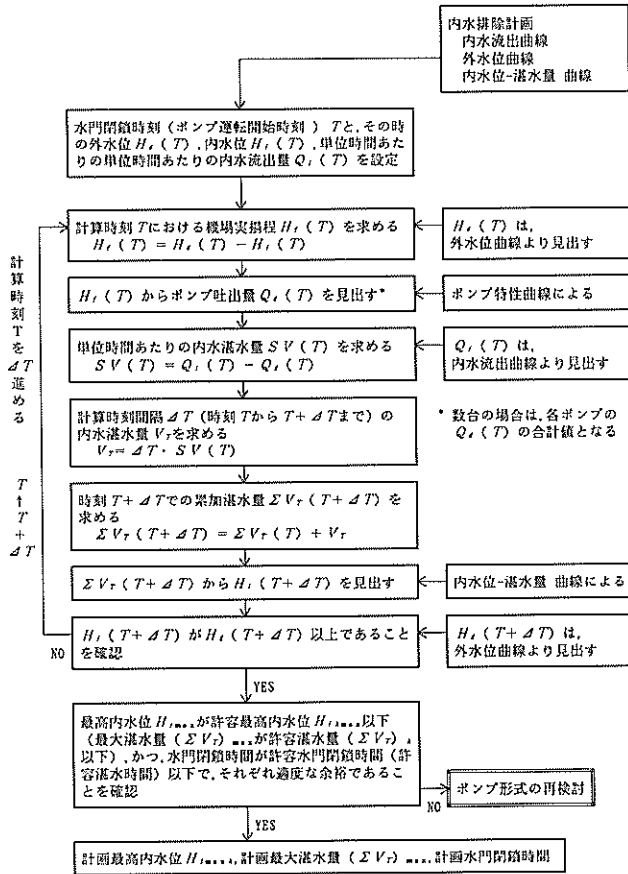


図-14 一般的な内水排除チェック計算の流れ

画条件から設定された「計画排水量」と「機場計画実揚程」を基に、以下のようにポンプ形式・台数等を決定する。まず、吸込側および吐出側の機場損失水頭を仮定し、この値を「機場計画実揚程」に加え「機場計画全揚程」(＝「ポンプ計画実揚程」)を仮定する。あるいは、「計画潮位曲線」と必要平均排水量で排水した場合の「内水位曲線」とから定まる、各時刻での機場実揚程の水門閉鎖時間内の平均値の105～115%を、「ポンプ計画実揚程」と仮定する。さらに、吸込側および吐出側のポンプ損失水頭を仮定し、「ポンプ計画実揚程」に加え「ポンプ計画全揚程」を仮定する。次に、建設費・設備費・維持管理性・安全性等を考慮して、先に仮定した「ポンプ計画全揚程」および「計画排水量」にみあう、ポンプ台数とポンプ1台あたりの計画吐出量の組み合わせを設定する。これらの仮定値および設定値より、ポンプの最高効率点

(設計点)でのポンプ設計吐出量(ポンプ容量)とポンプ設計実揚程、さらに、ポンプ口径、渦巻・斜流・軸流の別、立軸・横軸の別等のポンプ形式を仮定する。このように設定したポンプに対し、キャビテーションが生じないことを確認し、さらに、仮定した機場損失水頭および仮定したポンプ損失水頭の妥当性を確認する。最後に、設定した「ポンプの予想性能曲線(ポンプ特性曲線)」を用いての「内水排除チェック計算」を行い、「内水排除計画」における「計画排水量」が確保されていることと、「最高内水位」が「許容最高内水位」以下で適度な余裕であることと、「湛水時間(水門閉鎖時間)」が「許容湛水時間(許容水門閉鎖時間)」以内で適度な余裕であることを確認する。以上の結果、問題点がなければ各設定を決定とする。

図-14に、図-13中の「内水排除チェック計算」での、

一般的な内水排除チェック計算の流れを示す⁹⁾。内水排除チェック計算では、計画条件を基に水門閉鎖後の内水

位の経時変化を、ある一定時刻間隔で推算していき「内水位曲線」として表す。推算された「内水位曲線」の最高値である「最高内水位」および「湛水時間（水門閉鎖時間）」が、それぞれ「許容最高内水位」以下および「許容湛水時間（許容水門閉鎖時間）」以内であることを確認する。「水門閉鎖時間」は、水門閉鎖時刻から水門開放時刻までの時間である。水門開放時刻は、「内水位曲線」が「計画潮位曲線」を超える時刻としている。ここで、各計算時刻での、「計画潮位曲線」で表される外水位と推算された内水位とにより定まる「機場実揚程」の変化に伴い「ポンプ全揚程」も変化する。この「ポンプ全揚程」の変化に対し、「内水流出曲線」で表される流出水を排除する際の各計算時刻でのポンプ吐出量は、「ポンプの予想性能曲線（ポンプ特性曲線）」で表されるように変化をする。

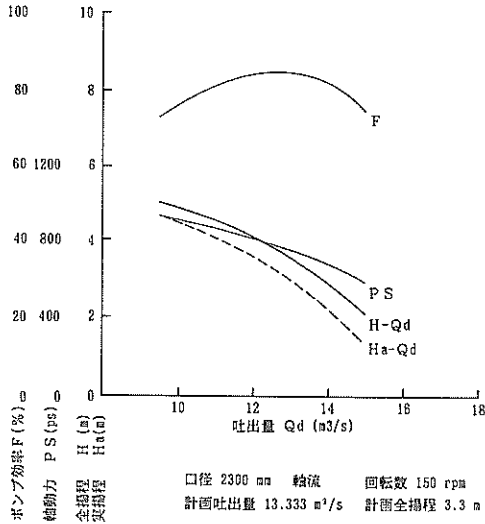
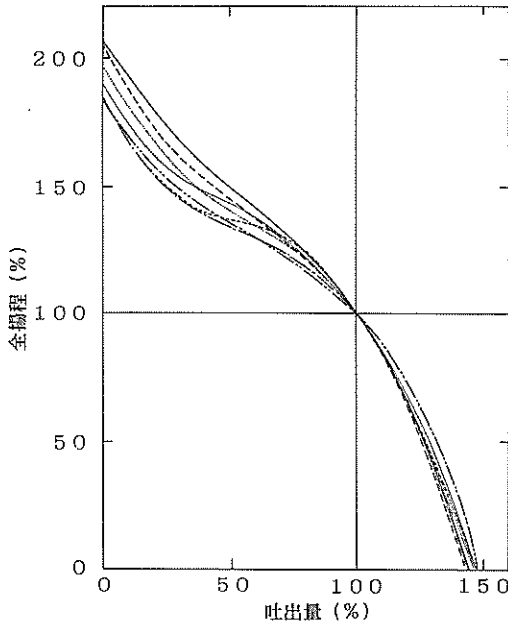
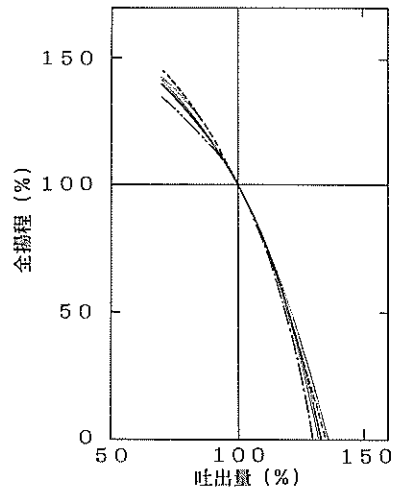


図-15 「ポンプの予想性能曲線（ポンプ特性曲線）」の例

図-15に、図-14中の「ポンプの予想性能曲線（ポンプ特性曲線）」の例を示す。「ポンプの予想性能曲線（ポンプ特性曲線）」は、横軸にポンプ吐出量を取り、縦軸にポンプ全揚程（実揚程）・軸動力・効率・回転数等を取り、ポンプ個々の異なる特性を表している。また、図-16に、各社各ポンプの全揚程と吐出量との関係を、それぞれのポンプの設計値を基準の100%とした割合で表したポンプ特性図を示す⁹⁾。(a)斜流ポンプおよび(b)軸流ポンプのそれぞれの形式ごとに、全揚程と吐出量との関係はほぼ同様の曲線となっている。



(a) 斜流ポンプ



(b) 軸流ポンプ

図-16 ポンプ特性図（ポンプ各社実績）

4. 計画条件の変化

4.1 計画条件に関わる諸要因

図-17に、排水機場の計画条件に関わる諸要因の関係の一例を示す。排水機場の計画条件を変化させる要因は、自然的要因と人為的要因とに大別される。自然的要因には、気候変動や地殻変動等に起因し、比較的長いタイムスケールで生じる地球規模での気象・海象や地形・地質等の変化が考えられる。一方、人為的要因には、直接的に影響の現れる要因として、開発・都市化等に起因し、比較的短い期間の内に生じる地域的(局所的)範囲での地形・地質等の自然条件の改変や、人口・生活水準・産業水準等の社会条件の変化が考えられる。また、地球温暖化問題のように、人為的要因が自然的要因へ作用しての間接的な影響として現れる気候変動等も考えられる。さらに、同様の間接的な影響として、地域的範囲ではヒートアイランド現象等も考えられる。これらの要因の変化による計画条件の変化に対して、排水機場の機能への影響の予測および対処を行う場合、人為的要因の変化に起因する直接的な影響に関しては、比較的精度良く容易に予測でき適切な対処を施せる。これに対して、間接的な影響に関しては、予測および対処が容易ではなくなる場合がある。

排水機場の計画条件は、内水域側の条件である「内水流出曲線」および「許容湛水量」(「湛水量-内水位 曲線」)と、外水域側の条件である「計画潮位曲線」とに分けられる。

まず、内水域側の計画条件に関わる要因についてみる。気候変動等による気象の変化での、降雨の強度・継続時間・分布の変化によって、計画降水量が変化する。開発等の人為的外力による人口の増加や生活水準・産業水準の向上により、汚水量(降雨以外による流出量)が変化する。降雨の流出機構としては、自然外力や開発等の人為的外力による地形・地質・地勢の変化によって、流域界(分水界)が移動し流域面積(排水考慮区域の広さ)が増減したり、流路網(水系)および標高が変わり貯留域面積が増減したり、流出係数や流出速度が変化する。

次に、外水域側の条件に関わる要因についてみると、地球温暖化に起因する平均海面水位自体の上昇がある。さらに、地球温暖化に起因する気候変動に伴う気象・海象の変化と、平均海面水位の上昇とによって、潮位や高潮偏差・波高が変化する。

4.2 地球温暖化による要因変化

地球温暖化の影響に起因する排水機場の計画条件に関

わる諸要因の変化の大きさの程度について、コンセンサスの得られているところを以下に示す。

(1) IPCCの検討結果

地球温暖化の影響については、IPCCの第1作業部会(WG I: Working Group I)の検討結果⁹⁾によると以下のとおりである。温室効果ガスの排出に何等の規制も行われなかったとしたシナリオ(BaU: Business-as-Usual)に対しては、21世紀の間の全球平均気温の上昇速度は、約0.3°C/10年(推定幅0.2~0.5°C/10年)となると予測される。すなわち、21世紀末には全球平均気温が、約3°C上昇することになる。陸域は海域よりも温暖化が進み易いために、北半球の高緯度地域では、全球平均より温暖化が進むと予想される。平均海面水位の上昇の主因は、海水の熱膨張と陸上水床の溶解および水域への落ち込みであり、このシナリオ時には、21世紀の間の全球平均海面水位の上昇速度は、約6 cm/10年(推定幅3~10 cm/10年)と予測される。したがって、全球平均海面水位は、2030年までに現状より約20 cm上昇し、21世紀末には現状より約65 cm(推定幅30~110 cm)上昇することになる。ただし、地域間における明確な差異が予想される。

(2) 気象庁の報告書

気象庁の気候問題懇談会温室効果検討部会の報告書⁷⁾は、以下のように記している。2030年頃における海面水位上昇量を、南極氷床の寄与に関する考え方が異なる2つの機構に対し、それぞれ、①10~30 cmの場合と②10~60 cmの場合の2通りで予測している。海面上昇により黒潮の流速や流路が変化し、日本の太平洋岸の潮位は大きく影響を受ける可能性もある。また、各種の大気・海洋混合層モデルによる平衡および遷移実験の結果から、2030年ごろの全球平均降水量は、2~9%増加すると予測される。対流性降水が増加し、降水域の集中化が起きる。強い降水強度の生じる確率が高くなる。地域的気候変化により、日本付近は、冬季には南岸沿いを進み低気圧の出現頻度が増し、太平洋岸の降水(降雪)量の増加をもたらすことが考えられる。また、台風の強度が増加する可能性もあるとしている。

(3) 高潮偏差の変化について

台風の強度が増加する可能性⁹⁾に対して、温暖化後の東京湾での高潮予測を、数値シミュレーションによって行った磯部らによる例⁹⁾では、海面上昇が65 cmおよび130 cmのそれぞれにおいて、伊勢湾台風が1割増強した台風モデルに対しての高潮偏差は、海面上昇による吹寄せ効果の減少は無視し得るほど小さく、台風増強による吸上効果の影響により、湾奥部で海面上昇量+20 cm程

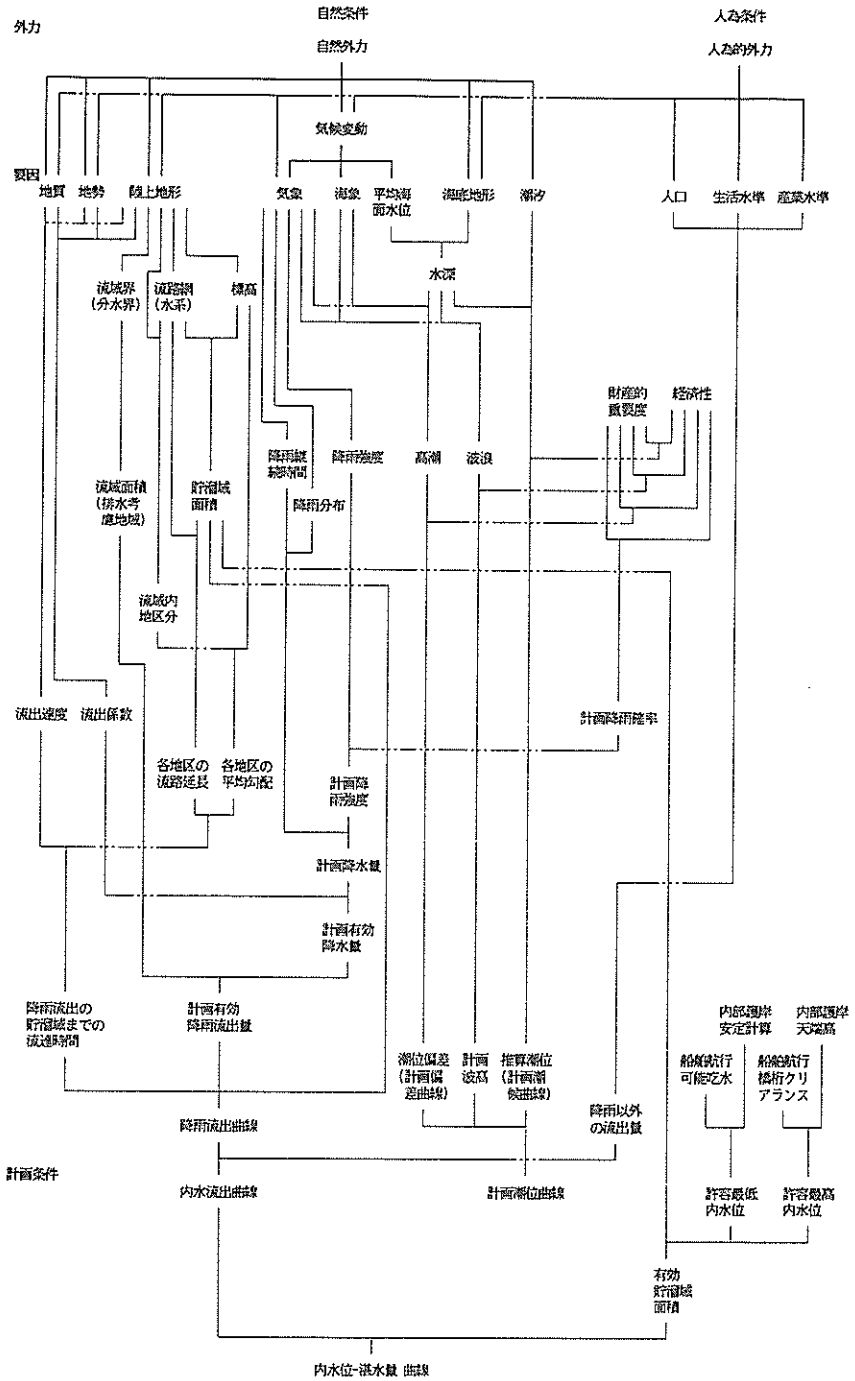


図-17 排水機場の計画条件に関わる諸要因の関係

計画条件

計画

応答

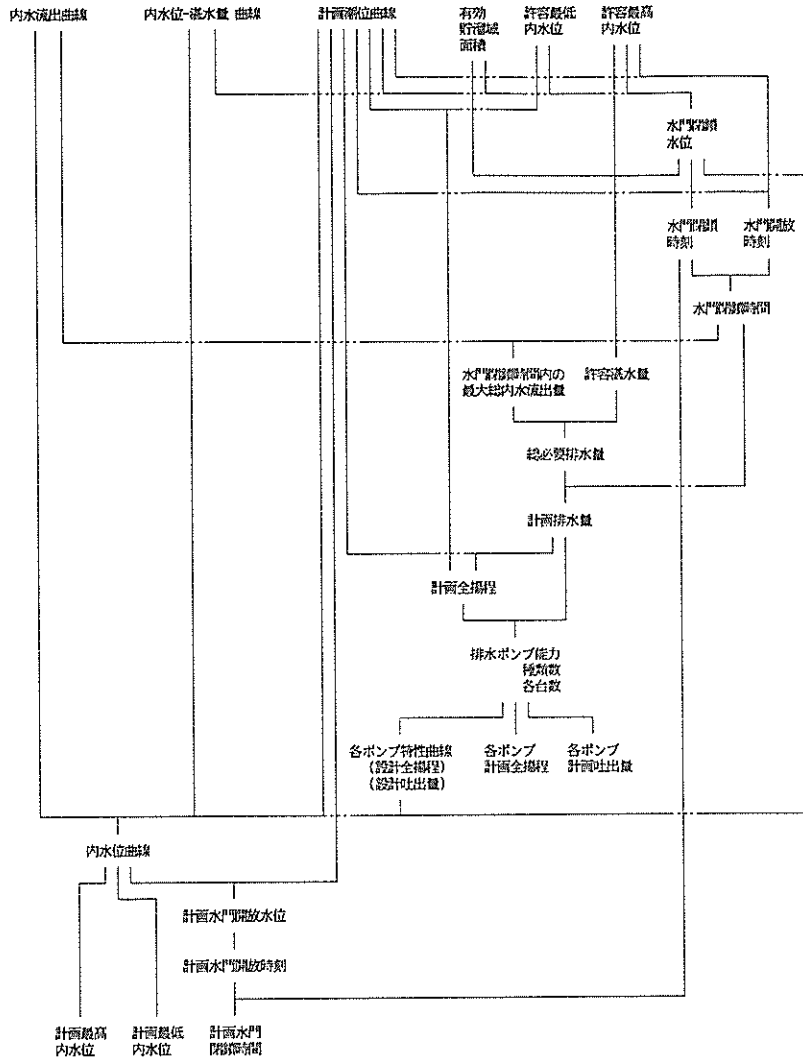


図-17 排水機場の計画条件に関わる諸要因の関係(続き)

表-1 地球温暖化の影響による排水機場の計画条件に関わる諸要因の変化

要因変化 (外力)	時期	影響変化 (応答)	備考
全球平均気温: +0.3°C/10年 (推定幅 +0.2~0.5°C/10年)	21世紀の間 2030年 21世紀末	全球平均海面水位: +6cm/10年 (推定幅 +3~10cm/10年) 現状 +約20cm 現状 +約65cm (推定幅 +30~110cm)	I P C C W G I
	2030年頃 2030年頃	海面水位上昇量 : ① 10~30cm ② 10~60cm 全球平均降水量 : 2~9%増	気象庁気候問題懇談会
伊勢湾台風1割増強 海面上昇量: 65cm : 130cm		吸上効果の影響 東京湾湾奥部 高潮偏差: +20cm程度 高潮偏差: +20cm程度 海面上昇による吹寄効果の減少 無視し得るほど小	磯部ら
平均海面水位: +1.0m : +2.0m		満潮水位: 大阪湾 現状 -3cm 播磨灘 現状 +7cm 大阪湾 現状 -6cm 播磨灘 現状 +14cm	中辻ら
平均海面水位: +1m		東京湾 推算潮位: 湾口部から富津・浦賀 現状と変わらず 横浜から東京・千葉 現状 -1cm程度	付録. A
海面水位 : +1m		東京湾湾奥部 波高: +10cm程度	
伊勢湾台風1割増強 気圧深度 : 10%増大		吹送距離: 30km 有義波高: +0.2m	磯部ら

度の増加となっている。

(4) 潮汐の変化について

海面上昇の潮汐への影響については、瀬戸内海を1次元水路とみなしてM₂潮汐への影響を推算した例が、中辻ら¹⁰⁾によって紹介されている。これによると、平均海面水位が1.0 m上昇したときの大阪湾の満潮水位は現状の-3 cm, 最高の播磨灘でも+7 cm, 平均海面水位が2.0 m上昇したときでも、それぞれ-6 cm, +14 cmとなっている。

また、東京湾についてのAD1単層潮流計算においても、平均海面水位1 m上昇時のM₂潮汐の満潮水位は、湾口部から富津・浦賀あたりまでは現状と変わらず、横浜から湾奥部の東京・千葉で現状の-1 cm程度の差異と推算された。計算条件等については、「付録. A: 水位上昇による潮汐振幅の変化について」に掲げている。

上記のいずれの計算も、沖合境界で潮汐振幅を与えて海面水位上昇後の内湾部での変化を算定している。沖合境界での潮汐が、地球温暖化によって現状と変わるか否かは考慮していない。

(5) 波高の変化について

台風襲来時の沿岸部での波高は、東京湾奥を想定し、風速35 m, 吹送距離40 km, 平均水深30 m程度として、Thijssseの簡便法により求めると5.8 m程度となる。平均海面水位が1 m上昇し、平均水深が31 m程度になったときの波高の増大は10 cm程度と見積られる。ただし、海底勾配を1/30として、水深30 mから護岸前面水深10 mまでの、あるいは、水深31 mから護岸前面水深11 mまでの、水深減少による変形を考慮すると、どちらの水深についても、波高は変形前の90%程度となる。

また、磯部らによるSMB法による推算結果⁹⁾では、伊勢湾台風のモデル(気圧深度70 mb, 台風規模75 km, 海上10 mでの風速34.9 m/s)に対する、吹送距離30 kmとしての、有義波高は4.2 mとなっている。また、このモデルの気圧深度が10%増大した場合には、有義波高は4.4 mとなっている。

以上、地球温暖化の影響による排水機場の計画条件に関わる諸要因の変化をまとめて表-1に示している。

5. モデル区域での検討

5.1 排水考慮区域の余裕度の比較

2.3に示した調査結果²⁾を用いて、各排水考慮区域の弱さあるいは余裕度について検討してみる。計画降雨の確率年数が小さく強度が弱くとも、流出係数が大きく流出量が多かったり、流出速度が速く流達時間が短かったり、貯留域面積に比して流域面積が大きかったりすれば、その排水考慮区域は、計画条件に關与する諸要因の変化に敏感に影響される。すなわち、計画条件の変化に対して、弱い区域である可能性が大きい。また、計画降雨の確率年数などに、どの程度の余裕をみて各計画条件の設定を行っているかによって、計画条件に關与する諸要因の変化による影響に対してのその排水考慮区域の余裕度も変わってくる。排水考慮区域の弱さや余裕度を表示する指標は、現在確立されていない。そこで、排水考慮区域の余裕度を、計画排水量(m³/s)と[計画降雨強度(mm/h)×面積比(km²/km²)]との関係によりみてる。[計画降雨強度×面積比]は、必要排水量(m³/s)の因子となる変数として考えている。すなわち、必要排水量は、湛水時間内の総内水流出量(m³)と湛水能力(許容湛水量)(m³)とにより決まる。湛水時間内の総内水流出量は、単位時間あたりの内水流出量(m³/s)と湛水時間(h)により求められる。単位時間あたりの内水流出量は、計画降雨強度の

他に流出係数、流出速度(m/s)、流域面積(km²)、流域内の降雨強度分布等により求められる。湛水能力は、有効貯留域面積(km²)の他に、許容最高内水位(m)と許容最低内水位(m)あるいは水門閉鎖水位(m)により求められる。しかし、ここでは流出係数・流出速度・流域内の降雨強度分布・水門閉鎖水位などのデータは不明のため、[計画降雨強度×面積比]を、必要排水量の因子となる変数として考えている。

図-18に、2.3に示した調査結果²⁾を基に、各排水考慮区域の計画排水量と[計画降雨強度×面積比]との関係を示す。ただし、和歌山県文里港文里第一排水機場の[89.6 mm/h×(0.529 km²/0.0981 m²)] = 4.8×10⁶ mm/hと同文里第二排水機場の[89.6 mm/h×(0.384 km²/0.0964 m²)] = 3.6×10⁶ mm/hの2区域については、他の区域の値に比して10³倍ほどのオーダーで異なるため、図中より除いている。図中、右下に位置するほど余裕度が高く、左上に位置するほど余裕度が低い可能性があることを意味している。(図中のA, B, Cは、5.3で後述するモデル区域A, B, Cでの値を示している。) 図-18をみる限りにおいても、必要排水量の因子に対する計画排水量はまちまちで、各区域ごとの余裕度には、かなり差があると考えられる。

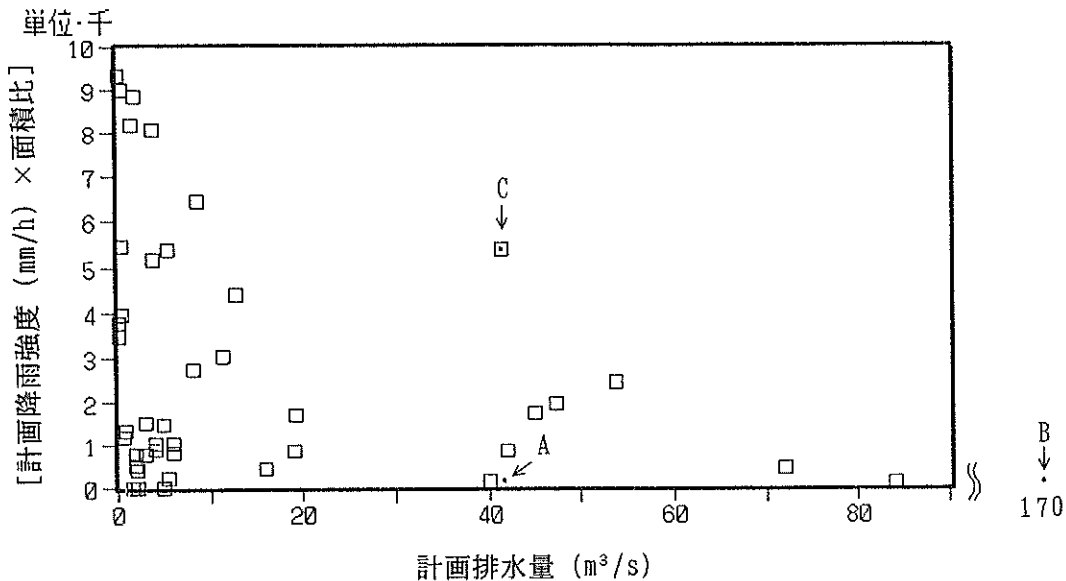


図-18 各排水考慮区域の計画排水量と[計画降雨強度×面積比]との関係

表-2 モデル区域の現状での諸元の仮定

	モデル区域A	モデル区域B	モデル区域C
流域面積(排水考慮区域)(km ²)	5.885	35.19	88.402
排水区域(陸域)(km ²)	5.41	31.29	87.580
有効貯溜域面積(水域)(km ²)	0.475	3.90	0.822
計画降雨量(強度)	254(mm/day)	254(mm/day)	50(mm/h)
確率年	50年確率	50年確率	14年確率
降雨以外の流出量(m ³ /s)	21	6.4	9.2
流出係数(ピーク流出係数)	1.0	1.0	0.6
流達時間(流出速度式)	全区域平均19(min)	全区域平均19(min)	Rzih式
計画最高外水位(m)	A.P.+4.6	A.P.+5.10	N.P.+6.00
計画波高(m)	1.00	1.00	含、波高0.64
許容最低内水位(m)	A.P.+1.00	A.P.+1.50	N.P.+0.5
許容最高内水位(m)	A.P.+2.50	A.P.+2.50	N.P.+3.0
内部護岸維持天端高(m)	A.P.+3.00	A.P.+3.00	N.P.+3.0
水門閉鎖水位(m)	A.P.+2.00	A.P.+2.00	N.P.+1.5
ポンプ台数(台)	3	13	3
計画排水量(m ³ /s)	41.6	170	50
ポンプ計画吐出量((m ³ /s)/台)	13.87	13.11	16.67
ポンプ計画実揚程(m)	2.3	3.0	1.75
ポンプ計画全揚程(m)	2.9	3.1	3.0
設計排水量(m ³ /s)	40	156	41.5
ポンプ設計吐出量((m ³ /s)/台)	13.33	12	13.83
ポンプ設計実揚程(m)	2.7	3.1	3.0
ポンプ設計全揚程(m)	3.3	3.7	

5.2 検討手法

4.2で挙げたような地球温暖化による影響についての予測を基に、排水機場の計画条件の変化として、外水域側の条件である「計画潮位曲線」の海面上昇による変化と、内水域側の条件である「内水流出曲線」の降雨変化による変化とを考える。これらの計画条件が変化したとき、内水域の貯溜状況(「内水位曲線」の形状・最高内水位等)や水門閉鎖時間が、どのように応答するかを検討する。

まず、検討に供する排水考慮区域の現状での計画条件を想定する。この排水考慮区域の計画条件に対して、適切に設定されたポンプ能力を有する排水機場を想定する。この際、設定されたポンプに対して行われた、現状での計画条件における内水排除チェック計算によって得られた「内水位曲線」が、計画「内水位曲線」となる。この計画「内水位曲線」の水門閉鎖時間内の最高値が計画最高内水位となり、水門閉鎖時間が計画水門閉鎖時間となる。

次に、変化した計画条件での内水排除チェック計算を

行い「内水位曲線」を得て、最高内水位および水門閉鎖時間を求める。この値と、現状での計画条件における計画最高内水位、許容最高内水位、内部護岸維持天端高、および、計画水門閉鎖時間との差異を求め、各計画条件の変化に対する応答として、排水機場の機能への影響の大きさを検討する。

5.3 モデル区域の設定

以上のような、計画条件の変化に対する応答のシミュレーションを行うためには、あらかじめ想定排水考慮区域の諸元を与えておく必要がある。そこで、諸条件が変化する以前の現状での主要諸元等を、表-2に示すように想定し、検討に供するモデル区域A、B、Cとする。それぞれの排水考慮区域の諸元は、モデル区域Aは、東京都芝浦地区、モデル区域Bは、東京都江東地区、モデル区域Cは、名古屋港堀川口排水機場の排水考慮区域のそれぞれを参考²⁾に想定し、計画条件およびポンプ能力を設定している。ここでは、以下の検討を現実的にするために、諸元はなるべく実際の計画で用いられた値もしくは

表-3 各モデル区域の流域面積・有効貯溜域面積・計画排水量の比率

指標	比率 A : B : C
流域面積 (km ²)	5.885 : 35.19 : 88.402 ≒ 1 : 6 : 15
有効貯溜域面積 (km ²)	0.475 : 3.9 : 0.822 ≒ 1 : 8.2 : 1.9
面積比	12.4 : 9.0 : 108 ≒ 1.4 : 1 : 12
計画排水量 (m ³ /s)	41.6 : 170 : 41.5 ≒ 1 : 4.1 : 1
計画排水量/流域面積	7.07 : 4.83 : 0.464 ≒ 15 : 10 : 1
計画排水量/有効貯溜域面積	87.6 : 43.6 : 50.5 ≒ 2 : 1 : 1.2
計画排水量/面積比	3.35 : 18.8 : 0.386 ≒ 8.7 : 49 : 1

それに近い値としている。

モデル区域AおよびBは、貯溜域である運河が排水考慮区域内の広範囲に発達した河口デルタ地域で、排水考慮区域全体の面積に対して貯溜域面積が比較的大きく、降雨および汚水による流出が貯溜域へ達するまでの流達時間は、比較的短く区域内での差も小さい。これに対してモデル区域Cは、河川の流域を排水考慮区域にもち、水門閉鎖時にはこの河川の下流部が貯溜域となる。よって、排水考慮区域の面積に対して貯溜域面積が比較的小さく、降雨および汚水による流出が貯溜域へ達するまでの流達時間は、区域内での場所により異なりその差も大きい。

各モデル区域での応答性に深く関与すると思われる流域面積、有効貯溜域面積、計画排水量の3つの指標について比較すると、各モデル区域間の比率(A : B : C)は、表-3に示すようになる。

想定したモデル区域の諸元の値が、現在供用されている全国の港湾海岸の排水機場での値に対して、どの程度であるかを前述の5.1の図-18中に示している。比較的大きな排水規模の排水考慮区域を想定しているのは、排水考慮区域規模が大きくなると、対策方法や対策費の問題も大きくなる可能性が高いためである。すなわち、同じ内水位の上昇量でも、貯溜域面積が大きいくほど増加する湛水量も多く、これを排除するためにはより大きなポンプ能力(排水量の増加)を必要とする。あるいは、貯溜域の形状にもよるが、内部護岸のかさ上げによる対処を施す場合でも延長距離が比較的長くなる。

5.4 検討範囲

(1) 地球温暖化による影響の検討範囲

ここでは、地形や社会・経済条件は現状のまま、地球温暖化による影響としての、海面上昇や降雨変化のみが生起したと仮定した場合での計画条件の変化を想定する。これは、検討対象とする要因の変化による影響のみ

を取り出して、応答性を検討したいためである。これに対して、将来予測を行う場合には、将来の地形や社会・経済条件の変化をも考慮に入れた計画条件の設定を行う必要がある。

4.2で挙げたような、地球温暖化による影響についての予測を基に、海面上昇や降雨変化の検討範囲を以下のように考える。この2つの条件は、台風襲来時には同時に作用することが多い。

a) 海面上昇(「計画潮位曲線」の変化)

地球温暖化に起因する海面上昇の要因として、

- ① 平均海面水位の上昇
- ② 推算潮位の変化
- ③ 高潮偏差の変化
- ④ その他(海流・波高の変化)

等が挙げられる。このうち、平均海面水位の上昇に起因する推算潮位の変化は、平均海面水位1m上昇時で、高々数cm程度である。また、台風増強あるいは平均海面水位の上昇に起因する高潮偏差の変化は、伊勢湾台風が1割増強した台風モデルに対して、海面上昇量65cmおよび130cmのときで、ともに東京湾湾奥部で20cm程度の増加である。さらに、波高の変化は、平均海面水位の上昇に起因する分としては、平均海面水位1m上昇時で、東京湾湾奥部で10cm程度の増加であり、台風増強に起因する分としては、伊勢湾台風の気圧深度が10%増大した台風モデルに対して、東京湾湾奥部の有義波高で20cm程度の増加である。その他、海流等の変化については、不明な点が多いためここでは考慮していない。以上のように、平均海面水位の上昇量1mに対して、推算潮位、高潮偏差、波高の各変化量は、合わせて20~30cm程度である。よってここでは、推算潮位、高潮偏差、波高の各変化量の平均海面水位の上昇量への上乗せの仕方が現在のところ不明であるため、総合的な海面上昇(「計画潮位曲線」の変化)量は、平均海面水位の上昇量にその他の要因による寄与も含めて一様に考える。すなわち、

現状での「計画潮位曲線」に対して、平均海面水位の上昇量にその他の要因の寄与も含めた分だけ水位軸方向に平行移動させて、地球温暖化時の「計画潮位曲線」を想定する。

b) 降雨変化（「内水流出曲線」の変化）

地球温暖化に起因する降雨変化（降雨流出量の変化）の要因として、

- ⑤ 降雨強度の変化
- ⑥ 降雨継続時間の変化
- ⑦ 降雨分布の変化
- ⑧ その他（蒸発散量の変化）

等が挙げられる。地球温暖化時の「内水流出曲線」は、現状での計画より確率年数の大きい降雨により想定する。あるいは、ある排水考慮区域内の降雨の強度と継続時間の、それぞれの時間的分布および地域的分布について考えると、経験的に同一地域での同一確率年数の降雨の強度と継続時間は、相互関係を一般的に示す公式（降雨強度公式）で表される¹⁴⁾。また、排水考慮区域の面積のオーダは、高潮を生起させる台風による降雨の範囲に比べてほとんどの場合で無視しうる。よって、排水考慮区域内の降雨強度を一律に割り増した場合での「内水流出曲線」として想定する。ただし、蒸発散量等の変化の大きさについては、対象とするタイムスケール等から、ここでは無視しうると考えた。

(2) 地球温暖化以外による影響の検討

また、地球温暖化による影響と対比するため、参考として、地球温暖化以外に起因する計画条件の変化についても考える。すなわち、地盤沈下による相対的な海面上昇や、開発・都市化による流出係数や流出速度といった流出機構の変化、下水施設の整備による流出過程の変化、汚水量の変化等、あるいは、ヒートアイランド現象による降雨の集中豪雨化等について考える。

c) 相対的な海面上昇（「計画潮位曲線」の変化）

相対的な海面上昇の要因として、

⑨ 地盤沈下

が挙げられる。排水機場の基礎は、良好な基礎地盤・支持層を目標とすることが、設計条件の原則となっている¹⁵⁾。排水機場以外の施設への影響としては、内部護岸の天端高の減少により許容最高内水位が低下し、許容湛水量が減少するといった影響も考えられる。しかし、地球温暖化による要因変化では湛水能力への直接的な影響は生じないので、ここでは比較対象外として検討していない。もしも、地盤沈下により排水機場自体も沈下したような場合についての影響は、相対的な海面上昇として、前述した(1)の a)での検討と同様となる。すなわち、現状

での「計画潮位曲線」を、地盤沈下による相対的な海面上昇量分だけ、水位軸方向に平行移動させて想定した「計画潮位曲線」での検討となる。

d) 降雨流出機構の変化（「内水流出曲線」の変化）

降雨の流出機構の変化の要因として、

- ⑩ 流出係数の増加
- ⑪ 流出速度の変化

等が挙げられる。流出係数を大きくした場合、および、流出速度の算出式を替えた場合での「内水流出曲線」を想定する。

e) 降雨流出過程の変化（「内水流出曲線」の変化）

降雨の流出過程の変化の要因として、

- ⑫ 下水施設の整備

等が挙げられる。排水機場の有効貯溜域のバッファーとしての機能を有する下水ポンプ場の貯溜域の効果を考慮して、「内水流出曲線」の形状の変化を想定する。

f) 降雨の集中豪雨化（「内水流出曲線」の変化）

降雨の集中豪雨化の要因として、

- ⑬ ヒートアイランド現象

等が挙げられる。降雨の集中豪雨化に関しては、結果的には、前述した(1)の b)での地球温暖化による降雨変化に対する検討と同様に考えられる。すなわち、地球温暖化による降雨変化に対する検討での、降雨強度の割り増しの範囲を大きくとることにより考慮する。ただし、降雨の原因による差異（台風による降雨との差異）については、ここでは考慮していない。

(3) 対処方法への影響の検討

さらに、地球温暖化による影響に対処するための方法への影響を検討する。まず、直接的な対処方法としては、ポンプの増設・増強により排水能力を増加することや、内部護岸のかさ上げや有効貯溜域面積の拡大等により湛水能力を増加することなどが考えられる。また、計画条件自体を変化させる間接的な対処方法としては、排水考慮区域の縮小（分割）による流出量の削減等が考えられる。ここでは、排水機場での対応のみに注目して、排水能力の変化に対し検討する。

g) 排水能力の変化

排水能力を変化させる方法としては、直接的には

- ⑭ ポンプの増設・増強

が挙げられ、間接的には

- ⑮ 揚程の減少

が挙げられる。

ここでは、排水機場での直接的な対応として、ポンプ台数を変えることによる排水能力の変化量に対しての、排水機場の機能への応答を検討する。

表-4 計画条件の変化の範囲と検討ケース

モデル区域	計画潮位曲線の増加量(cm)	計画降雨確率(計画降雨量(mm/day))
A	0, 100	50年(254), 100年(337)
B	0, 100	50年(254), 100年(337)

モデル区域	計画潮位曲線の増加量(cm)	降雨強度の増加割合(%)
B	0, 20, 65, 100, 130	0, 2, 5, 10, 15
C	0, 20, 40, 65, 80, 100, 130, 140, 160, 200	0, 2, 5, 10, 15, 20

モデル区域	排水能力(m ³ /s)(ポンプ台数)
A	0(0), 13.33(1), 26.67(2), 40(3), 53.33(4), 66.67(5), 80(6)
B	120(10), 132(11), 144(12), 156(13), 168(14), 180(15), 192(16), 204(17)

モデル区域	下水ポンプ場を経由しての流出割合(%)
B	0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90

モデル区域	ピーク流出係数
C	0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1

モデル区域	流出速度式	自然流域から都市流域への定数Cの変化
C	Rzih式 土木研究所の経験式	- 16.7, 13.125, 9.55, 5.975, 2.4

以上に示した考え方により、検討ケースおよび検討範囲は、表-4に示すとおりとする。

6. モデル区域A

6.1 現状での計画条件の仮定

5.3で表-2中に示したように設定した3つのモデル区域のうちの、モデル区域Aについて検討する。

図-19に、モデル区域Aの排水考慮区域の想定状況を示す。外水域となる2つの河口の間に位置する運河の発達した地域であり、流域面積Aは5.885 km²、有効貯留域面積A_wは0.475 km²で、排水考慮区域内の比較的広範囲に、貯留域である運河が分布した状況となっている。

図-20に、モデル区域Aの現状での計画条件として想定(仮定)した、(a)「内水流出曲線」、(b)「計画潮位曲線」、(c)「内水位-湛水量曲線」、(d)「ポンプ特性曲線」のそれぞれを示す。

「内水流出曲線」は、降雨の流出量に降雨以外の流出量を加えて想定している。図-20の(a)中の上側に示した分布の降雨(50年確率、各時刻間(1時間中)の有効降

- × : 排水機場
- : 水門
- : 排水考慮区域(分水界, 外郭堤防)
- == : 内水域の運河の護岸・堤防

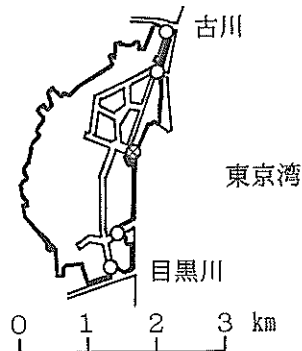
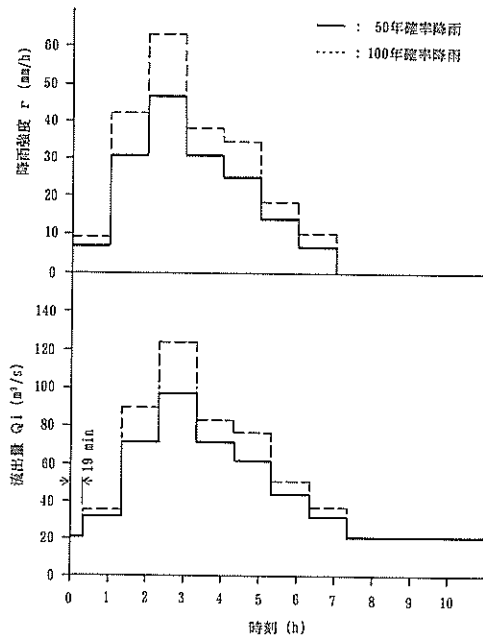
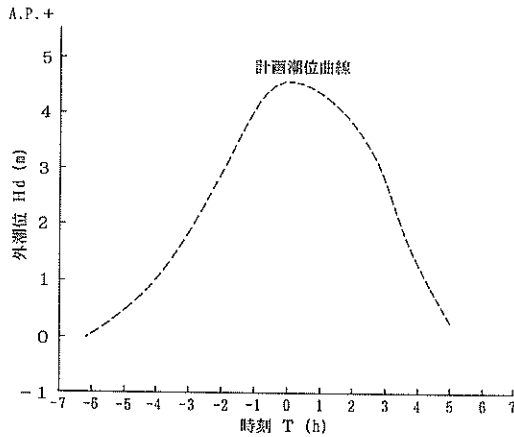


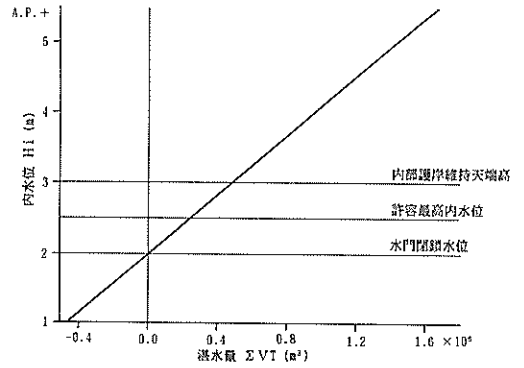
図-19 モデル区域Aの排水考慮区域の状況



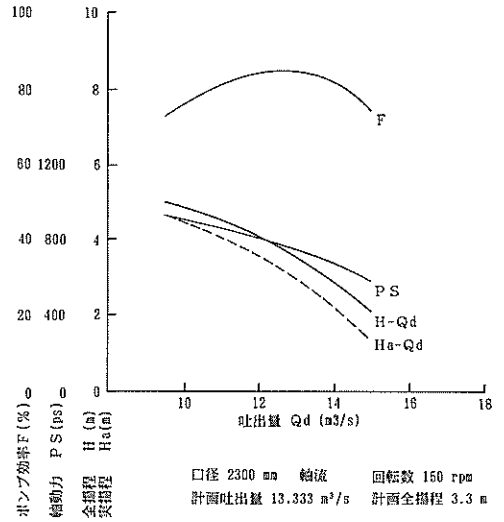
(a) 「内水流出曲線」



(b) 「計画潮位曲線」



(c) 「内水位-湛水量 曲線」



(d) 「ポンプ特性曲線」

図-20 モデル区域Aの現状での計画条件

雨強度 $r=7, 31, 47, 31, 25, 14, 7$ mm/h, 計画降水量 254 mm/day)が, 流域面積 $A=5.885$ km²の排水考慮区域内に均等に降ったと仮定し, 流出係数 f を 1 として, 雨水流出の流量 Q_{ir} (m³/s) を合理式 ((6.1) 式) により求め, 降雨の流出量を得ている。

合理式

$$Q_{ir} = (f \cdot r \cdot A) / 3.6 \quad (6.1)$$

Q_{ir} : 雨水流出の流量 (m³/s)

f : 流出係数

r : 有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

すなわち、各時刻間（1時間中）の有効降雨強度 $r=7, 31, 47, 31, 25, 14, 7$ mm/h に対する各時刻間（1時間中）の雨水流出の流量 Q_{it} は、11.4, 50.7, 76.8, 50.7, 40.7, 22.9, 11.4 m^3/s となる。この際、排水考慮区域内の降雨流出が貯溜域まで到達する時間は、全区域の平均として19 min になると仮定している。また、降雨以外の流出の流量は、21 m^3/s で常に一定と仮定し、降雨以外の流出量を得ている。

「計画潮位曲線」は、朔望平均満潮面推算潮位（最大満潮位 A.P.+1.6 m の「計画潮候曲線」）に、伊勢湾台風級を想定した高潮偏差（最大偏差 A.P.+3.0 m の「計画偏差曲線」）のピークを一致させて重ね合わせて、計画最高外水位 H_{dmaxk} を A.P.+4.6 m として想定している。ここでは、「計画潮位曲線」に波高は考慮していない。水門閉鎖時刻 T_{shut} は、潮位が水門閉鎖水位 $H_{dshut} = A.P.+2.0$ m 以上となる時刻-3 h 7 min である。水門開放時刻 T_{open} は、潮位が内部護岸維持天端高 $H_{itmax} = A.P.+3.0$ m 以下となる時刻 2 h 52 min である。よって、水門閉鎖時間（ $T_{open} - T_{shut}$ ）は、5.75時間となる。

「内水位-湛水量 曲線」は、水門閉鎖水位 $H_{dshut} = A.P.+2.0$ m のときの累加湛水量 ΣV_T を基準の 0 として、水門閉鎖水位以上での累加湛水量を有効貯溜域面積 $A_w = 0.475$ km^2 で除した値を、水門閉鎖水位に加えて内水位 H_i と想定している。ここで、 V_T は内水排除チェック計算での計算時刻間内の湛水量 (m^3) である。また、水門閉鎖時間内で、内水位が水門閉鎖水位以下となったときの湛水量は、内水位の下降量に有効貯溜域面積を乗じた値に、マイナス符号を付けて表している。すなわち、内水位 H_i と累加湛水量 ΣV_T との関係は、

$$H_i = H_{dshut} + \Sigma V_T / (A_w \times 10^6) \\ = A.P. + 2.0 + \Sigma V_T / (0.475 \times 10^6)$$

H_i : 内水位 (A.P.+m)

H_{dshut} : 水門閉鎖水位 (A.P.+m)

ΣV_T : 累加湛水量 (m^3)

A_w : 有効貯溜域面積 (km^2)

と想定している。

「ポンプ特性曲線」は、以下のように想定している。

水門閉鎖時間5.75時間中の最大総内水流出量

$\Sigma (Q_i \cdot \Delta T)_{max}$ から許容湛水量 ($\Sigma V_T)_k$ を差引いた量が、排水機場の総必要排水量 $\Sigma (Q_{dk} \cdot N_p \cdot \Delta T)$ となる。ここで、 Q_i は単位時間あたりの内水流出量 (m^3/s)、 ΔT は微小時間 (s)、 Q_{dk} はポンプ1台あたりの計画吐出量 (m^3/s)、 N_p はポンプ台数である。水門閉鎖時間中の最

大総内水流出量は、この値が最大となるように、雨の降り出し時刻である「内水流出曲線」の時刻 0 h を「計画潮位曲線」の時刻-5 h 48 min に調整して得ている。すなわち、水門閉鎖時刻 $T_{shut} = -3$ h 7 min から、水門開放時刻 $T_{open} = 2$ h 52 min までの5.75時間中の、最大総内水流出量は、 1.337×10^6 m^3 となる。内部護岸維持天端高 $H_{itmax} = A.P.+3.0$ m から水門閉鎖水位 $H_{dshut} = A.P.+2.0$ m を差し引いた水位差 1 m に有効貯溜域面積 $A_w = 0.475$ km^2 を乗じた値が許容湛水量で、 0.475×10^6 m^3 となる。よって、排水機場の総必要排水量は、 0.862×10^6 m^3 となる。総必要排水量は、防潮堤外へ排除しなければならない総水量であり、水門閉鎖時間5.75時間で平均した平均必要排水量 41.62 m^3/s を、排水機場の「計画排水量」 $Q_{dk} \cdot N_p$ と仮定する。平均必要排水量が 30 m^3/s 以上である場合、ポンプ台数 N_p は3台以上が望ましい⁵⁾ので、同タイプのポンプ3台の設置を仮定すると、1台あたりの平均ポンプ必要吐出量は、13.87 m^3/s となり、これを「ポンプ計画吐出量」 Q_{dk} と仮定する。

「計画潮位曲線」と「内水位曲線」との差の最大値は 2.1 m 程度となり、これを「機場計画実揚程」 H_{fk} と仮定する。排水機場の各損失水頭を考慮して、「ポンプ計画実揚程」 H_{ak} を 2.3 m と仮定する。さらに、ポンプの各損失水頭を考慮して、「ポンプ計画全揚程」 H_k を 2.9 m と仮定する。

ここで、図-16に示したポンプ特性図において、ポンプの計画点と最高効率点（設計点）との関係は、図-21に示すように、

- ① 設計吐出量 < 計画吐出量, 設計揚程 > 計画揚程
 - ② 設計吐出量 = 計画吐出量, 設計揚程 = 計画揚程
 - ③ 設計吐出量 > 計画吐出量, 設計揚程 < 計画揚程
- の3通りとなる。おのおのの関係でポンプの設計を行っ

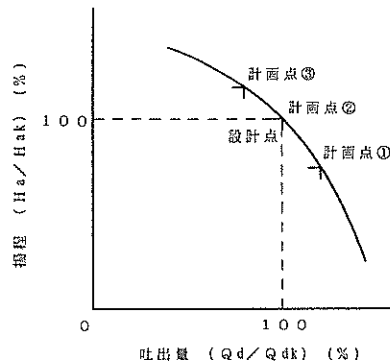


図-21 ポンプの計画点と設計点との関係

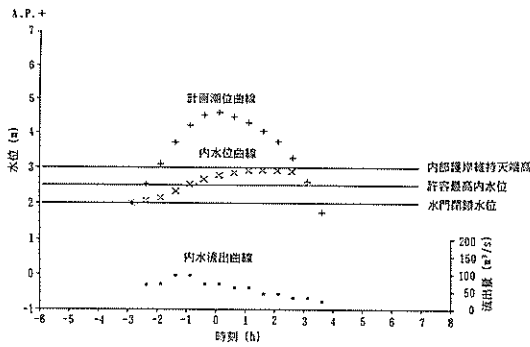


図-22 モデル区域Aの現状での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔30 min)

た場合には、ポンプ口径は①<②<③となり、駆動力は①>②>③となる。ここでは、使用頻度および建設費・維持管理費等の経済性を考慮して、ポンプの最高効率点(設計点)で、吐出量が「ポンプ計画吐出量」より小さく、全揚程が「ポンプ計画全揚程」より大きくなる①の関係となるように「ポンプ特性曲線」を仮定する。すなわち、「ポンプ計画吐出量」 $Q_{ak}=13.87 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、ポンプ設計吐出量を $13.33 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、「ポンプ計画実揚程」 $H_{ak}=2.3 \text{ m}$ に対し、ポンプ設計実揚程を 2.7 m とする。以上のように考えて、ポンプ口径 2300 mm の立軸固定翼軸流ポンプを3台用いると仮定して、「ポンプ特性曲線」を想定している。普通は、ポンプ1台ごとに異なる特性を有するが、ここでは、3台とも同じ「ポンプ特性曲線」であると仮定している。

図-22に、現状でのモデル区域Aに対し、計算時刻の間隔を30 min として行った内水排除チェック計算の結果を示す。ここで、最も危険な状態として最高内水位が最大となる雨の降り出し時刻を見出すために、「計画潮位曲線」の時間軸上での「内水流出曲線」の雨の降り出し時刻を少しずつずらしていき、それぞれ内水排除チェック計算を行っている。このようにして、「内水流出曲線」の雨の降り出し時刻0 h は、「計画潮位曲線」の時間軸上で-5 h 48 min に合わせている。このとき、ピーク流出時刻は、同時間軸上で-2 h 37 min となる。

この結果から、計画最高内水位 H_{max} は A.P. +2.92 m であり、計画水門閉鎖時間は5.75時間である。

6.2 地球温暖化による影響

(1) 海面上昇による「計画潮位曲線」の変化

6.1の図-20の(b)に示した現状での計画条件の「計画潮

位曲線」を水位軸方向に+1 m 平行移動し、1 m の海面上昇を想定した「計画潮位曲線」とする。その他の計画条件は、現状と同じとする。ただし、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、「内水流出曲線」の雨の降り出し時刻0 h を、「計画潮位曲線」の時刻で-5 h 34 min に合わせている。このとき、ピーク流出時刻は-3 h 23 min となる。

6.1と同様に、1 m の海面上昇想定時でのモデル区域Aに対し、計算時刻の間隔を30 min として内水排除チェック計算を行った。この結果、最高内水位 H_{imax} は A.P. +3.00 m で、ちょうど内部護岸維持天端高となり、現状より0.08 m の上昇となる。水門閉鎖時間は7.5時間であり、現状より1.75時間程度長くなる。

ここで、海面上昇量が大きく、「計画潮位曲線」の極小値が計画水門閉鎖水位より大きくなった場合は、以下のように考えられる。この場合の最高内水位は、「計画潮位曲線」の極小値が計画水門閉鎖水位と同じ場合での最高内水位より、計画水門閉鎖水位と「計画潮位曲線」の極小値との差の分だけ高くなる。すなわち、このような場合では、水門閉鎖水位を「計画潮位曲線」の極小値としたこととなり、より以上の海面上昇に対しては、結果的に海面上昇量の増加分だけ水位軸を下方移動させたかちとなる。よって、事実上は「計画潮位曲線」の極小値となる時刻においても、水門は閉鎖されたままの状態となるが、内水位は外水位と完全には独立していないことを想定したものである。

(2) 降雨強度増大による「内水流出曲線」の変化

6.1の図-20の(a)中に示した降雨強度を、現状での計画条件の50年確率から100年確率(各時刻間(1時間中)の有効降雨強度 $r=9, 42, 63, 38, 34, 18, 10 \text{ mm/h}$, 計画降水量 337 mm/day)とした場合の「内水流出曲線」とする。すなわち、各時刻間(1時間中)の有効降雨強度 $r=9, 42, 63, 38, 34, 18, 10 \text{ mm/h}$ に対する雨水流出の流量 Q_{ir} は、 $14.7, 68.7, 103.0, 62.1, 55.6, 29.4, 16.3 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。その他の計画条件は、現状と同じとする。

6.1と同様に、降雨強度増大時でのモデル区域Aに対し、計算時刻の間隔を30 min として内水排除チェック計算を行った。この結果、最高内水位 H_{imax} は A.P. +3.49 m であり現状より0.57 m 高くなる。水門閉鎖時間については、内部護岸維持天端高を高くする等の対処を施すことを前提として、「計画潮位曲線」が「内水位曲線」(最高内水位)以下となる時刻2 h 28 min を水門開放時刻とした場合、水門閉鎖時間は5.35時間で現状より24分程度短くなる。あるいは、排水能力を増す等の対処を施し、最高内水位を計画内部護岸維持天端高 A.P. +

3.00 m とすることを前提として、「計画潮位曲線」が内部護岸維持天端高（最高内水位）以下となる時刻 2 h 50 min を水門開放時刻とした場合は、水門閉鎖時間は5.72 時間で現状と余り変わらない。

(3) (1)と(2)の同時生起

(1)での 1 m の海面上昇を想定した「計画潮位曲線」と、(2)での降雨強度を100年確率とした場合の「内水流出曲線」とする。その他の計画条件は、現状と同じとする。ただし、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、「内水流出曲線」の雨の降り出し時刻 0 h を、「計画潮位曲線」の時刻で-5 h 34 min に合わせている。このとき、ピーク流出時刻は(1)と同様-3 h 23 min となる。

6.1と同様に、1mの海面上昇および降雨強度増大想定時でのモデル区域Aに対し、計算時刻の間隔を30 min として内水排除チェック計算を行った。この結果、最高内水位 H_{\max} は A.P.+3.55 m であり、現状より0.63 m 高くなる。水門閉鎖時間については、(2)と同様の前提として、「計画潮位曲線」が「内水位曲線」（最高内水位）以下となる時刻 3 h 8 min を水門開放時刻とした場合、水門閉鎖時間は約 7 時間で現状より1.25時間程度長くなる。あるいは、「計画潮位曲線」が計画内部護岸維持天端高（最高内水位）以下となる時刻 3 h 28 min を水門開放時刻とした場合、水門閉鎖時間は(1)と同じ7.5時間で現状より1.75時間程度長くなる。

(1)と(2)の同時生起での最高内水位の上昇量0.63 m は、(1)と(2)のそれぞれの単独生起での最高内水位の上昇量 0.08 m と 0.57 m との合計量0.65 m と同程度である。水門閉鎖時間は、水門閉鎖水位および「計画潮位曲線」の形状と「内水位曲線」の形状との関係により決まる、水門閉鎖時刻から水門開放時刻までの時間となる。

6.3 排水能力の変化

モデル区域Aの排水能力（設計排水量）を0から80 m^3/s まで、ポンプ1台あたりの設計吐出量13.33 m^3/s 刻みで変えた（ポンプ台数を0から6台まで変えた）それぞれの場合について、計算時刻の間隔を30 min として各内水排除チェック計算を行った。この結果、排水能力の変化に対する最高内水位の応答は、図-23に示すようになった。

50年確率降雨および100年確率降雨のいずれに対しても、排水能力が小さい（ポンプ台数が少ない）ほど、現海面での最高内水位と、1 m の海面上昇想定時での最高内水位との差が大きくなっている。また、現海面および 1 m の海面上昇想定時に対して、ともに排水能力が小さ

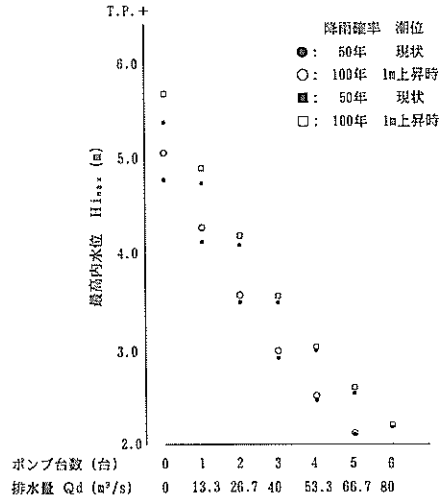


図-23 モデル区域Aでのポンプ台数別の最高内水位

い（ポンプ台数が少ない）ほど、50年確率降雨での最高内水位と100年確率降雨での最高内水位との差が大きくなっている。すなわち、排水能力が小さいほど、海面上昇に対する最高内水位の上昇量への応答は大きい。また、降雨確率の変化に対する応答も同様である。よって、海面上昇や降雨強度の増大による排水機場の機能への影響は、排水能力の小さい排水機場ほど大きくなると予想される。

また、この図は、50年確率から100年確率への降雨強度増大時に、現状での最高内水位を維持するためには、このモデル区域では同程度の能力のポンプを1台追加しなければならないことを示している。

7. モデル区域B

7.1 現状での計画条件の仮定

5.3 で表-2中に示したように仮定した3つのモデル区域のうちの、モデル区域Bについて検討する。

図-24に、モデル区域Bの排水考慮区域の想定状況を示す。6. のモデル区域Aと同様に、2つの河口の間に位置する運河の発達した地域で、排水考慮区域内の比較的広範囲に貯溜域である運河が分布した状況となっている。ただし、流域面積 A は、35.19 km^2 でモデル区域Aの約6倍、有効貯溜域面積 A_w は、3.90 km^2 でモデル区域Aの約8倍である。

図-25に、モデル区域Bの現状での計画条件として想定（仮定）した、(a)「内水流出曲線」、(b)「計画潮位曲

- × : 排水機場
- : 水門
- : 排水考慮区域 (分水界, 外郭堤防)
- == : 内水域の運河の護岸・堤防

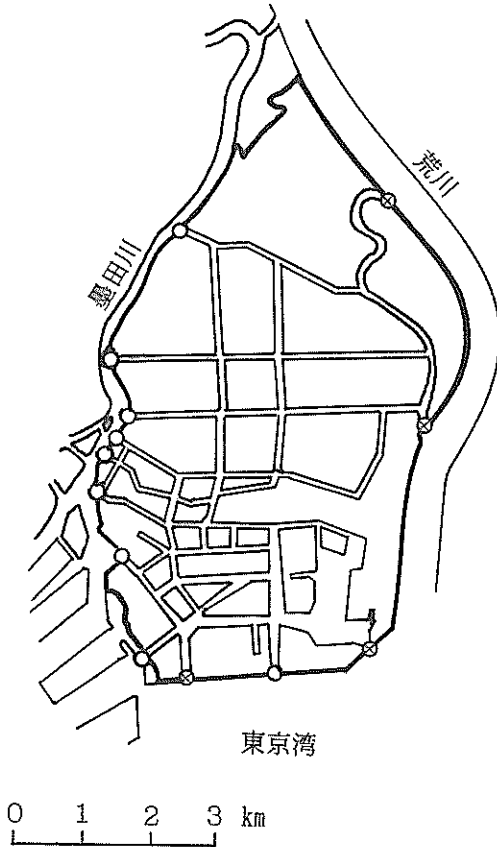


図-24 モデル区域Bの排水考慮区域の状況

線」, (c)「内水位-湛水量 曲線」, (d)「ポンプ特性曲線」のそれぞれを示す。

「内水流出曲線」は、モデル区域Aと同様に想定している。図-25の(a)中の左上側に示した分布の降雨 (50年確率, 各時刻間 (1時間中) の有効降雨強度 $r=7, 31, 47, 31, 25, 14, 7$ mm/h, 計画降水量254 mm/day) が, 流域面積 $A=35.19$ km² の排水考慮区域内に均等に降ったと仮定し, 流出係数 f を1として, 雨水流出の流量 Q_{ir} (m³/s) を合理式 ((6.1)式) により求め, 降雨の流出量を得ている。また, 降雨以外の流出の流量は, 6.4 m³/s で常に一定と仮定し, 降雨以外の流出量を得てい

る。ただし, モデル区域Bでは, 排水考慮区域内にある下水ポンプ場の貯溜域が, 排水機場の貯溜域のバッファーとして働く効果を考慮に入れている。すなわち, 降雨による流出を, 直接排水機場の貯溜域へ流出する分と, 一度下水ポンプ場の貯溜域に入り, 下水ポンプ場を経由して排水機場の貯溜域へ流出する分とに分けて考える。もし, 降雨による流出の全量が, 直接排水機場の貯溜域に流出した場合には, 各時刻間 (1時間中) の有効降雨強度 $r=7, 31, 47, 31, 25, 14, 7$ mm/h に対する各時刻間 (1時間中) の雨水流出の流量 Q_{ir} は, 68.4, 303.0, 459.4, 303.0, 244.4, 136.9, 68.4 m³/s となる。この値に降雨以外の流出の流量6.4 m³/sを加えて, 図-25の(a)中の左下側に示す「内水流出曲線」となる。これに対して, 直接流出と下水ポンプ場経由の流出との割合を50:50と仮定した場合には, 図-25の(a)中の右側に示すように, 降雨以外の流出の流量 6.4 m³/sに, 各時刻間 (1時間中) の降雨の直接流出の流量34.2, 151.5, 229.7, 151.5, 122.2, 68.4, 34.2 m³/sと降雨の下水ポンプ場経由の流出の流量34.2, 151.5, 180, 180, 143.4, 68.4, 34.2 m³/sとの合計としての雨水流出の流量 Q_{ir} = 68.4, 303.0, 409.7, 331.5, 265.6, 136.9, 68.4 m³/sを加えた「内水流出曲線」となる。ここで, 下水ポンプ場の貯溜域の湛水能力は十分であると仮定し, また, 下水ポンプ場の排水能力は, 180 m³/sで常に一定と仮定している。この際, 排水考慮区域内の降雨による流出が, 排水機場の貯溜域まで到達する時間は, 直接流出および下水ポンプ場経由の流出とともに, 全区域の平均として19 minになると仮定している。すなわち, 雨水流出の流量の50%が, 下水ポンプ場の排水能力の180 m³/s以上となった場合には, 下水ポンプ場の貯溜域が排水機場の貯溜域のバッファーとして働くことになる。

「計画潮位曲線」は, 朔望平均満潮面推算潮位 (最大満潮位 A.P.+2.1 mの「計画潮候曲線」) に伊勢湾台風級を想定した高潮偏差 (最大偏差 A.P.+3.0 mの「計画偏差曲線」) のピークを一致させて重ね合わせて, 計画最高外水位 $H_{dmax,k}$ を A.P.+5.1 mとして想定している。ここでは, 「計画潮位曲線」に波高は考慮していない。水門閉鎖時刻 T_{shut} は, 潮位が水門閉鎖水位 $H_{dshut} = A.P.+2.0$ m以上となる時刻-3 h 5 minである。水門開放時刻 T_{open} は, 潮位が許容最高内水位 $H_{dmax} = A.P.+2.5$ m以下となる時刻3 h 14 minである。よって, 水門閉鎖時間 ($T_{open} - T_{shut}$) は, 6.15時間となる。

「内水位-湛水量 曲線」は, モデル区域Aと同様に想定している。すなわち, 内水位 H_i と累加湛水量 ΣV_T との関係は,

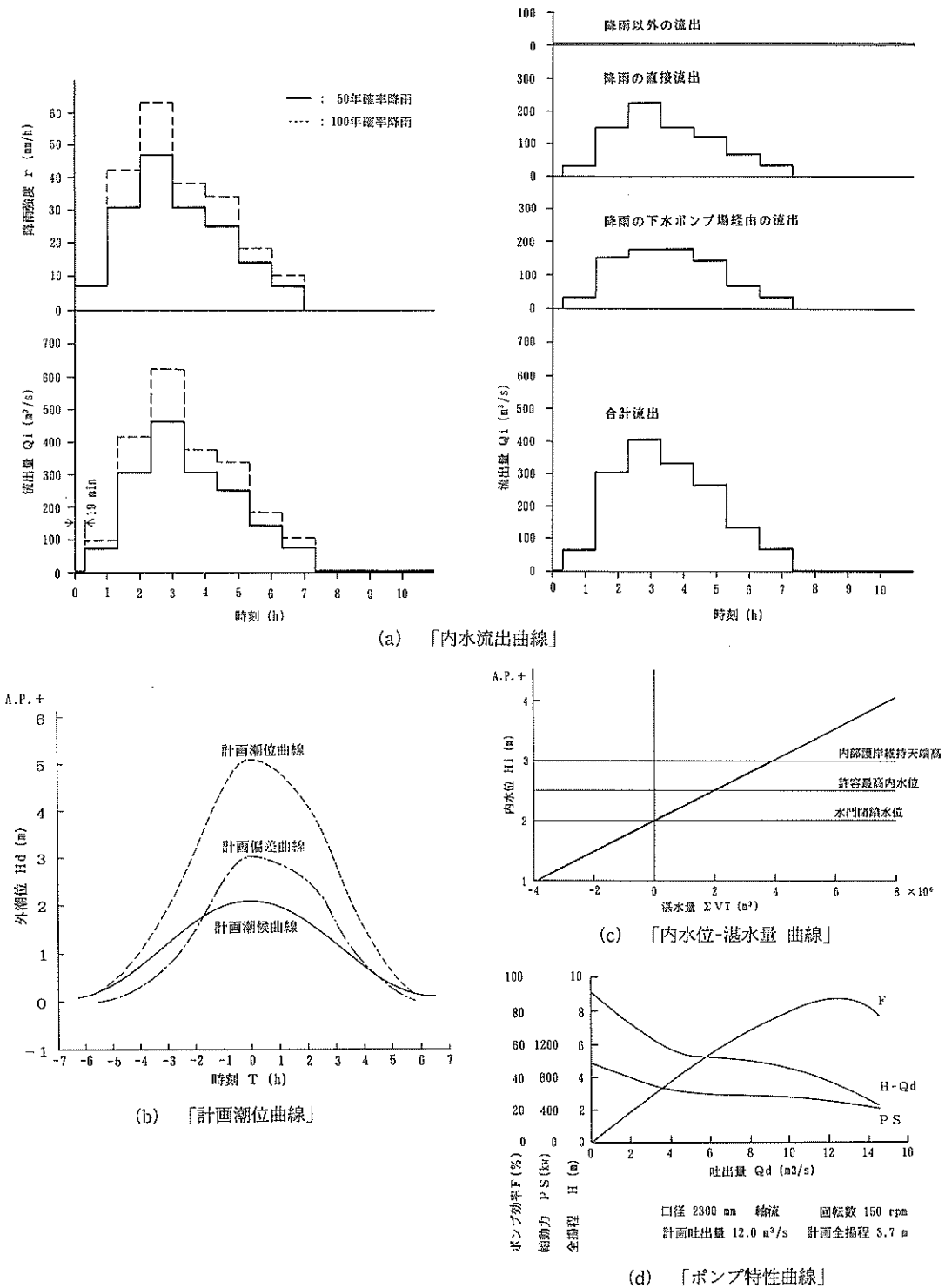


図-25 モデル区域Bの現状での計画条件

$$H_i = H_{dshut} + \Sigma V_T / (A_w \times 10^6)$$

$$= A.P. + 2.0 + \Sigma V_T / (3.90 \times 10^6)$$

H_i : 内水位 (A.P. + m)

H_{dshut} : 水門閉鎖水位 (A.P. + m)

ΣV_T : 累加湛水量 (m³)

A_w : 有効貯溜域面積 (km²)

と想定している。

「ポンプ特性曲線」は、モデル区域Aと同様の考え方で以下のように想定している。「内水流出曲線」の時刻0 hを「計画潮位曲線」の時刻-4 h 46 minに調整し、水門閉鎖時間6.15時間中の最大総内水流出量

$\Sigma (Q_i \cdot \Delta T)_{max} = 5.64 \times 10^6 \text{ m}^3$ を得ている。この値から、許容湛水量 (ΣV_T)_k = $1.95 \times 10^6 \text{ m}^3$ を差し引いた値が、排水機場の総必要排水量 $\Sigma (Q_{dk} \cdot N_p \cdot \Delta T) = 3.69 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。よって、排水機場の「計画排水量」(平均必要排水量) $Q_{dk} \cdot N_p$ は $167 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。同タイプのポンプ13台の設置を仮定すると、「ポンプ計画吐出量」(平均ポンプ必要吐出量) Q_{dk} は $12.84 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

「計画潮位曲線」と「内水位曲線」との差の最大値は2.7 m程度となり、これを「機場計画実揚程」 H_{fk} と仮定する。機場の各損失水頭を考慮して、「ポンプ計画実揚程」 H_{ak} を3.0 mと仮定する。さらに、ポンプの各損失水頭を考慮して、「ポンプ計画全揚程」 H_k を3.3 mと仮定する。

モデル区域Aと同様に考慮して、「ポンプ計画吐出量」 $Q_{dk} = 12.84 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、ポンプ設計吐出量を $12 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、「ポンプ計画実揚程」 $H_{ak} = 3.0 \text{ m}$ に対し、ポンプ設計実揚程を3.1 mとする。以上により、ポンプ口径2300 mmの立形軸流ポンプを13台用いることとし、すべて同じ「ポンプ特性曲線」であると仮定して想定している。

図-26に、現状でのモデル区域Bに対し、計算時刻の間隔を30 minとして行った内水排除チェック計算の結果を示す。ここで、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、「内水流出曲線」の雨の降り出し時刻0 hを、「計画潮位曲線」の時刻で-5 h 48 minに合わせている。このとき、ピーク流出時刻は-2 h 37 minとなる。

この結果から、計画最高内水位 H_{maxk} はA.P.+2.49 mであり、計画水門閉鎖時間は6.25時間である。

7.2 地球温暖化による影響

(1) 海面上昇による「計画潮位曲線」の変化

6.2の(1)と同様に、7.1の図-25の(b)に示した現状での計画条件の「計画潮位曲線」を水位軸方向に+1 m平行

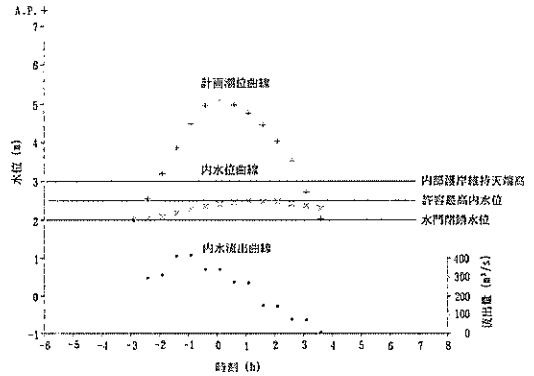


図-26 モデル区域Bの現状での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔30min)

移動し、1 mの海面上昇を想定した「計画潮位曲線」とする。その他の計画条件は、現状と同じとする。ただし、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、「内水流出曲線」の雨の降り出し時刻0 hを、「計画潮位曲線」の時刻で-6 h 34 minに合わせている。このとき、ピーク流出時刻は-3 h 23 minとなる。

7.1と同様に、1 mの海面上昇想定時でのモデル区域Bに対し、計算時刻の間隔を30 minとして内水排除チェック計算を行った。この結果、最高内水位 H_{max} はA.P.+2.49 mで現状と同じであり、水門閉鎖時間は8.5時間で現状より2時間程度長くなる。

さらに、海面上昇量の変化に対する最高内水位や水門閉鎖時間等の応答の関係をみるために、現状および+0.2, 0.65, 1, 1.3 mの各海面上昇量を想定したそれぞれの「計画潮位曲線」に対して、計算時刻の間隔を5 minとして内水排除チェック計算を行った。ただし、それぞれの内水排除チェック計算において、「内水流出曲線」の雨の降り出し時刻0 hを、それぞれの「計画潮位曲線」の時刻で-5 h 48 min, -5 h 34 min, -5 h 03 min, -6 h 34 minに合わせている。この結果、それぞれの最高内水位 H_{max} はA.P.+2.50, 2.51, 2.51, 2.50, 2.50 mで、相互の差異は高々1 cm程度である。また、それぞれの水門閉鎖時間は6.25, 6.6, 7.6, 8.5, 9.1時間であり、現状に対して各海面上昇想定時では20, 80, 135, 170分程度長くなる。

例として、図-27および28に、現状および1 mの海面上昇想定時での、計算時刻の間隔を5 minとして行った内水排除チェック計算の結果を示す。

また、モデル区域Bでの検討結果として、それぞれの内水排除チェック計算におけるピーク流出時刻、最高内

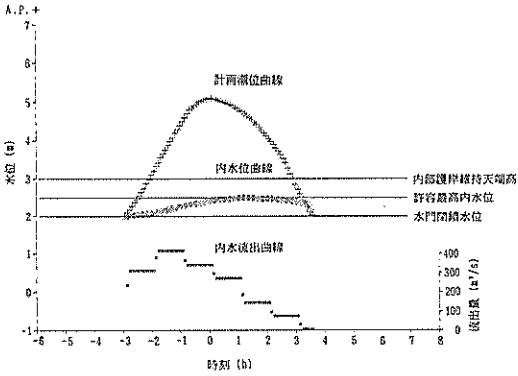


図-27 モデル区域Bの現状での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 5 min)

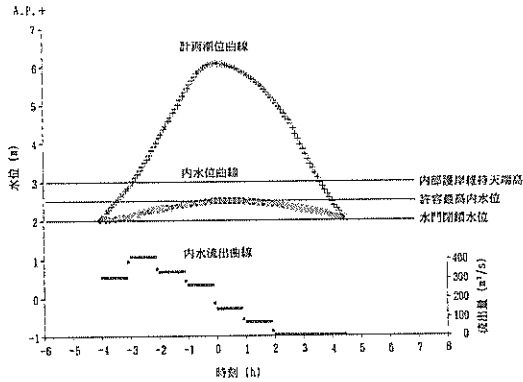


図-28 モデル区域Bの1mの海面上昇想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔5min)

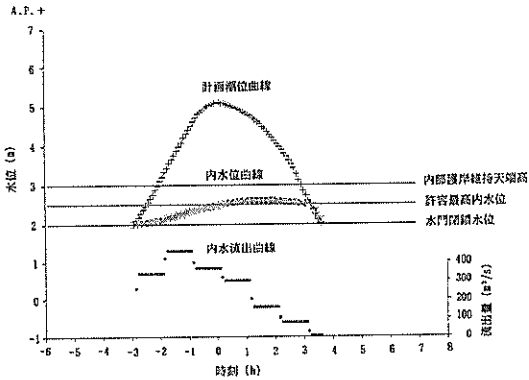


図-29 モデル区域Bの10%の降雨強度の割り増し想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 5 min)

水位、水門閉鎖時間を(3)での表-5中に示し、海面上昇量の変化に対する最高内水位の応答の関係を(3)での図-32中に示している。

図-32は、(2)で後述する降雨強度の割り増し率(現状での計画条件における降雨の各時刻間の有効降雨強度 r を均等に割り増すことにより、降雨強度の増加時を想定する際の増加割合)(%)をパラメータとしている。図中、降雨強度の割り増し率0%の場合を表すシンボル●が、海面上昇量の変化のみに対する最高内水位の応答を表している。

ここで、海面上昇量が大きく、「計画潮位曲線」の極小値が計画水門閉鎖水位より大きくなった場合は、6.2の(1)と同様の状況となる。

また、モデル区域Bでは、外水域が海域となる港湾域の排水機場の他に、河川を外水域とする港湾域以外の排水機場も同一排水考慮区域内に存在している。河川を外水域とする排水機場の場合、海面上昇により河川の流下能力が低下するといった問題に対する検討も必要となる。すなわち、河川の流下能力が低下し、排水機場からの排水により、流量キャパシティを超えてしまうような場合には、排水機場からの排水は行えなくなる。よって、①このような排水機場を放棄し、直接海域へ排水する排水機場のみでの対応を図る、②河川の拡幅・放水路等により必要流下能力を確保する、③あるいは、間接的な方策として、河川上流部に調整池を設ける等により、高潮時に同時生起する洪水流量を抑制する、などの対策を施す必要が生じることも考慮しなければならない。ここでは、このような対策が、必要により施されていることを前提としての排水機場機能への検討としている。

(2) 降雨強度増大による「内水流出曲線」の変化

6.2の(2)と同様に、7.1の図-25の(a)中に示した降雨強度を、現状での計画条件の50年確率から100年確率(各時刻間(1時間中)の有効降雨強度 $r=9, 42, 63, 38, 34, 18, 10$ mm/h、計画降水量337 mm/day)とした場合の「内水流出曲線」とする。ここで、100年確率の降雨に対しては、直接流出と下水ポンプ場経由の流出との割合を60:40と仮定して、7.1と同様の考え方で「内水流出曲線」を想定する。その他の計画条件は、現状と同じとする。

7.1と同様に、降雨強度増大時でのモデル区域Bに対し、計算時刻の間隔を30 minとして内水排除チェック計算を行った。この結果、最高内水位 $H_{i,max}$ は A.P.+2.87 mであり現状より0.38 m高くなる。水門閉鎖時間は、5.85時間であり現状より24分程度短くなる。

さらに、降雨強度の変化に対する最高内水位や水門閉鎖時間等の応答の関係をみるために、現状での計画条件

の50年確率降雨, および, この降雨の有効降雨強度を一率に各2, 5, 10, 15%割り増した場合の降雨を考え, それぞれの「内水流出曲線」に対して, 計算時刻の間隔を5 min として内水排除チェック計算を行った。ただし, いずれの降雨強度の割り増し率の場合も, 直接流出と下水ポンプ場経由の流出との割合は, 50:50と仮定している。この結果, それぞれの最高内水位 H_{max} は A.P.+2.50, 2.52, 2.55, 2.60, 2.66 m であり, それぞれの降雨強度の割り増し想定時では, 現状に対して2, 5, 10, 16 cm と, 降雨強度の割り増し率にほぼ比例して高くなる。また, それぞれの水門閉鎖時間は6.25, 6.25, 6.25, 6.2, 6.1時間であり, 15%の降雨強度の割り増し想定時で現状より9分程度短くなる。

例として, 図-29に, 10%の降雨強度の割り増し想定時での, 計算時刻の間隔を5 min として行った内水排除チェック計算の結果を示す。

また, モデル区域Bでの検出結果として, それぞれの内水排除チェック計算におけるピーク流出時刻, 最高内水位, 水門閉鎖時間を(3)での表-5中に示し, 降雨強度の割り増し率の変化に対する最高内水位の応答の関係を図-30に示している。

(3) (1)と(2)の同時変化

海面上昇と降雨強度の増大との同時生起に対する最高内水位や水門閉鎖時間等の応答の関係をみるために, (1)で想定したそれぞれの「計画潮位曲線」と, (2)で想定したそれぞれの「内水流出曲線」との, おおのこの組み合わせについて, 内水排除チェック計算を行った。ただし, それぞれの内水排除チェック計算において, 「内水流出曲線」の雨の降り出し時刻0 hを, それぞれの「計画潮位

曲線」の時刻で(1)と同様に-5 h 48 min, -5 h 34 min, -5 h 03 min, -6 h 34 min, -6 h 12 min に合わせている。

7.1と同様に, 1 mの海面上昇および100年確率の降雨強度想定時でのモデル区域Bに対し, 計算時刻の間隔を30 min として内水排除チェック計算を行った。この結果, 最高内水位 H_{max} は A.P.+2.90 m であり, 現状より0.51 m 高くなる。水門閉鎖時間は7.75時間であり, 現状より90分程度長くなる。

(1)では最高内水位の変化はなく, (2)での最高内水位の上昇量は0.38 m であるのに対し, (1)と(2)の同時変化での最高内水位の上昇量は0.51 m で0.13 m 高くなって

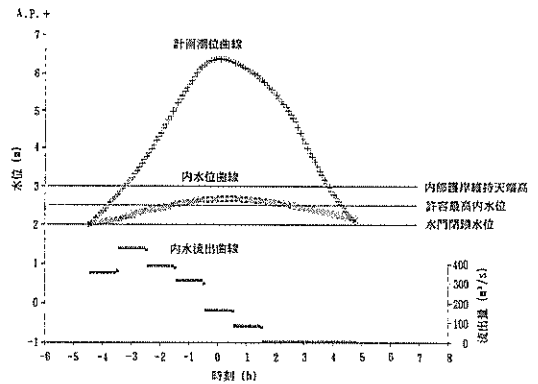


図-31 モデル区域Bの130 cmの海面上昇および15%の降雨強度の割り増し想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔5 min)

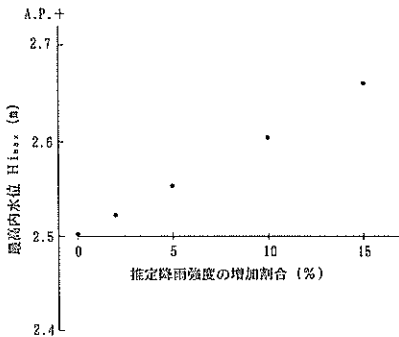


図-30 モデル区域Bでの降雨強度の割り増し率の変化に対する最高内水位の応答

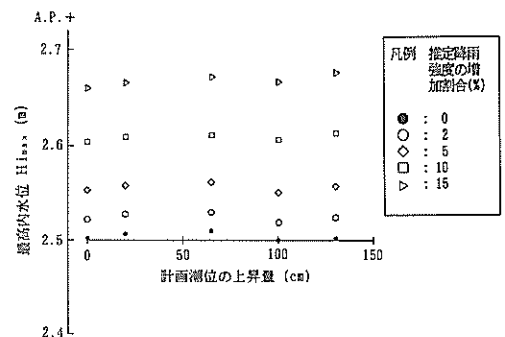


図-32 モデル区域Bでの降雨強度の割り増し率をパラメータとした海面上昇量に対する最高内水位の応答

表-5 モデル区域A・Bでの「内水流出曲線」と「計画潮位曲線」の変化に対する検討結果

上段: H_{max} となるピーク流出時刻 (h:min)
 中段: 最高内水位 H_{max} (A.P.+ m)
 下段: 水門閉鎖時間 (h)

モデル区域	計画潮位曲線の増加量(cm)	降雨強度の増加					
		50年確率(254 mm/day)	100年降雨確率(337 mm/day)				
A	0	-2:37 2.92 5.75	-2:37 3.49 5.35				
	100	-3:12 3.00 7.5	-3:12 3.55 7.02				
B	0	-2:37 2.49 6.25	-2:37 2.87 5.85				
	100	-3:23 2.49 8.5	-3:23 2.90 7.75				
モデル区域	計画潮位曲線の増加量(cm)	降雨強度の増加割合(%)					
B	0	0	-2:37 2.50 6.25	-2:37 2.52 6.25	-2:37 2.55 6.25	-2:37 2.60 6.2	-2:37 2.66 6.1
		2	-2:23 2.51 6.6	-2:23 2.53 6.6	-2:23 2.56 6.6	-2:23 2.61 6.5	-2:23 2.67 6.5
		5	-3:52 2.51 7.6	-3:52 2.53 7.3	-3:52 2.56 7.3	-3:52 2.61 7.2	-3:52 2.67 7.15
	10	-3:23 2.50 8.5	-3:23 2.52 8.4	-3:23 2.55 8.3	-3:23 2.61 8.3	-3:23 2.67 8.2	
	15	-3:01 2.50 9.1	-3:01 2.52 9.4	-3:01 2.56 9.4	-3:01 2.61 9.2	-3:01 2.68 9.15	

いる。すなわち、(1)での海面上昇のみでの影響が小さい区域であっても、(2)での降雨強度の変化との相乗効果として影響が現れる。

(1)で想定した各海面上昇量に対するそれぞれの「計画潮位曲線」と、(2)で想定した各降雨強度の割り増し率に対するそれぞれの「内水流出曲線」との、おのおのの組み合わせについて、計算時刻の間隔を5 minとして内水排除チェック計算を行った。例として、図-31に、130 cmの海面上昇および15%の降雨強度の割り増し想定時

での結果を示す。また、モデル区域Bでの検討結果として、それぞれの内水排除チェック計算におけるピーク流出時刻、最高内水位、水門閉鎖時間を表-5中に示し、降雨強度の割り増し率をパラメータとして、海面上昇量の変化に対する最高内水位の応答の関係を図-32に示している。また、表-6に、海面上昇量および降雨強度の割り増し率の変化に対する最高内水位の応答の変化量を示す。これらの図表より、降雨強度の割り増し率が大きくなると、海面上昇量に対する最高内水位の上昇量が、やや大

表-6 モデル区域A・Bでの「内水流曲線」と「計画潮位曲線」の変化に対する最高内水位の応答の変化量

計画潮位の増加量 i (cm), 降雨強度の増加割合 J (%) のときの $H_{i,max}(i, J)$ の変化量 (cm)
 上段: 降雨強度の増加割合 0 (%) の $H_{i,max}(i, 0)$ との差
 中段: 現状での最高内水位 $H_{i,max}(0, 0)$ との差
 下段: 計画潮位の増加量 0 (cm) の $H_{i,max}(0, J)$ との差

モデル区域	計画潮位曲線の増加量 (cm)	降雨強度の増加				
		50年確率 (254 mm/day)	100年降雨確率 (337 mm/day)			
A	0	0 0 0	57 57 0			
	100	0 8 8	55 63 6			
B	0	0 0 0	38 38 0			
	100	0 0 0	41 41 3			
モデル区域	計画潮位曲線の増加量 (cm)	降雨強度の増加割合 (%)				
B	0	0	2	5	10	15
		0	2	5	10	16
		0	0	0	0	0
	20	0	2	5	10	17
		1	3	6	11	17
1		1	1	1	1	
65	0	2	5	10	17	
	1	3	6	11	17	
	1	1	1	1	1	
100	0	2	5	11	17	
	0	2	5	11	17	
	0	0	0	1	1	
130	0	2	6	11	18	
	0	2	6	11	18	
	0	0	1	1	2	

きくなる傾向がうかがえる。

7.3 排水能力の変化

モデル区域Bにおける排水能力(設計排水量)を120から204 m³/sまで、1台あたりのポンプ設計吐出量12 m³/s刻みで変えた(ポンプ台数を10から17台まで変えた)それぞれの場合について、計算時刻の間隔を30 minとして各内水排除チェック計算を行った。この結果、排水能力の変化に対する最高内水位の応答は、図-33に示すようになった。

6.3のモデル区域Aに対する結果と同様に、50年確率降雨および100年確率降雨のいずれに対しても、排水能力が小さい(ポンプ台数が少ない)ほど、現海面での最高内水位と、1mの海面上昇想定時での最高内水位との差が大きくなっている。また、降雨確率の変化に対する応答も同様である。よって、海面上昇や降雨強度の増大による排水機場の機能への影響は、排水能力の小さい排水機場ほど大きくなると予想される。

また、この図は、50年確率から100年確率への降雨強度増大時に、現状での最高内水位を維持するためには、こ

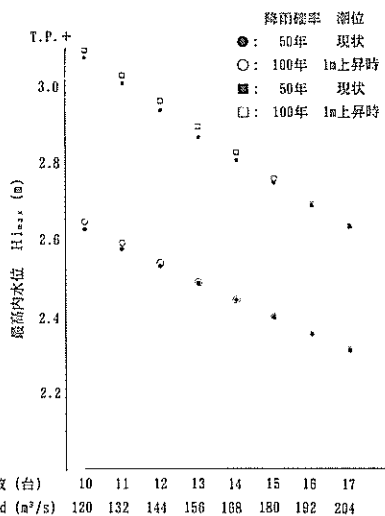


図-33 モデル区域Bでのポンプ台数別の最高内水位

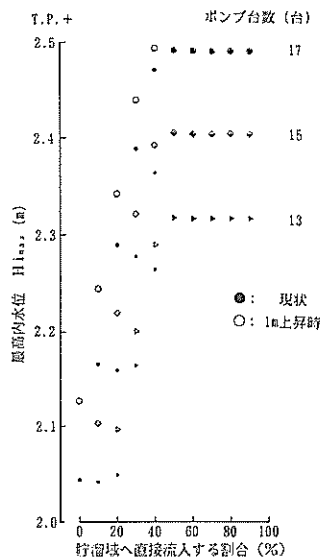


図-34 モデル区域Bでの下水ポンプ場経由の流出割合の変化に対する最高内水位の応答

のモデル区域では同程度の能力のポンプを7台追加しなければならぬことを示している。

7.4 降雨流出過程の変化

降雨による流出の、直接排水機場の貯留域へ流出する分と、一度下水ポンプ場の貯留域に入り下水ポンプ場を経由して排水機場の貯留域へ流出する分との流出割合を、0：100から90：10まで10%刻みで変化させた場合のそれぞれの「内水流出曲線」を仮定する。その他の計画条件は、現状と同じとする。ただし、排水機場の排水能力(設計排水量)は、156, 180, 204 m³/s (ポンプ台数を13, 15, 17台)としている。それぞれの「内水流出曲線」に対して、計算時刻の間隔を30 minとして内水排除チェック計算を行った。この結果、直接流出割合の変化に対する最高内水位の応答は、図-34に示すようになった。

直接流出割合が小さくなり、下水ポンプ場の貯留域への雨水流出の流量が下水ポンプ場の排水能力(180m³/s)を超えて大きくなるほど、排水機場の貯留域に対する下水ポンプ場の貯留域のバッファとしての働きが大きくなり、排水機場の貯留域の最高内水位は低くなる。今回の検討においては、どちらの流出経路でも同じ到達時間と仮定している。このため、下水ポンプ場の貯留域への雨水流出の流量が、下水ポンプ場の排水能力以下の場合には、すべての流出量が、直接排水機場の貯留域へ流出する場合と同じ形状の「内水流出曲線」となる。よって、図-34において、下水ポンプ場の貯留域への雨水流出の

流量が、最大で180 m³/s以下となる直接流出割合では、排水機場の貯留域の最高内水位は同じ高さとなっている。

8. モデル区域C

8.1 現状での計画条件の仮定

5.3で表-2中に示したように設定した3つのモデル区域のうちの、モデル区域Cについて検討する。

図-35に、モデル区域Cの排水考慮区域の想定状況を示す。モデル区域AおよびBとは異なり、常時は自然流下している河川を含む比較的大きな排水考慮区域を有する。防潮水門閉鎖時の貯留域は河川の下流部に集中しており、排水機場は防潮水門とともにただ一組が河口部に設けられている。流域面積Aは88.402 km²であり、モデル区域AおよびBの約15倍および約2.5倍と比較的大きい。これに対して、有効貯留域面積A_wは0.822 km²であり、モデル区域AおよびBの約2倍および約0.2倍と比較的小さい。面積比は約108となり、モデル区域AおよびBの約10倍となっている。モデル区域AおよびBでは、排水考慮区域内のいずれの場所からも貯留域までの距離が比較的短いため、モデル区域Aでは全排水考慮区域を1つの流出地区単位と仮定し、モデル区域Bでは全排水考慮区域を、直接あるいは下水ポンプ場経由の流出となる2つの流出地区単位と仮定した。これに対して、上記の想定状況のとおり、モデル区域Cの排水考慮区域は広く、有

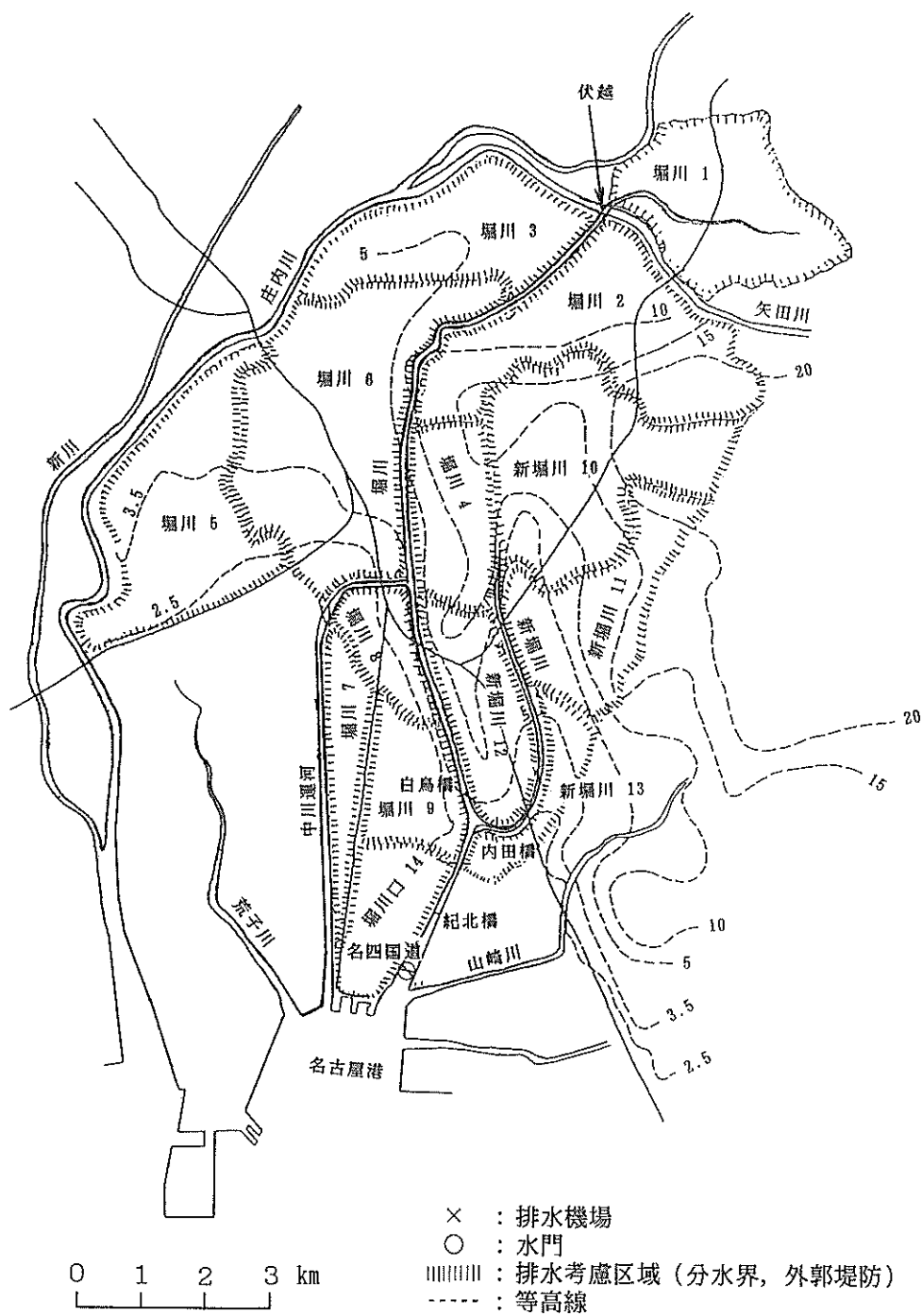


図-35 モデル区域Cの排水考慮区域の状況

表-7 モデル区域Cの流域特性

流出貯流域 -地区番号 i	流域面積 A_i (km^2)	流路延長 L_i (m)	最上流点高 h_{hi} (m)	流出箇所高 h_{li} (m)	落差 h_i (m)	地表平均勾配 S_i	
堀川 - 1	7.14	3 200	7.0	5.3	1.7	0.000 53 (1/1 880)	
堀川 - 2	10.41	3 500	25.0	7.5	17.5	0.005 00 (1/ 200)	
堀川 - 3	6.68	1 900	7.0	5.0	2.0	0.001 05 (1/ 950)	
堀川 - 4	4.58	1 500	12.0	4.0	8.0	0.005 38 (1/ 188)	
堀川 - 5	8.94	4 000	4.0	3.0	1.0	0.000 25 (1/4 000)	
堀川 - 6	14.00	4 500	4.0	2.5	1.5	0.000 38 (1/3 000)	
堀川 - 7	2.45	700	3.0	2.5	0.5	0.000 71 (1/1 400)	
堀川 - 8	2.27	2 500	3.5	2.5	1.0	0.000 40 (1/2 500)	
堀川 - 9	3.59	1 200	3.0	2.5	0.5	0.000 42 (1/2 400)	
新堀川-10	9.92	4 500	25.0	7.0	18.0	0.004 00 (1/ 250)	
新堀川-11	6.41	3 000	17.0	4.0	13.0	0.004 33 (1/ 231)	
新堀川-12	5.08	800	5.0	4.0	1.0	0.001 25 (1/ 800)	
新堀川-13	2.73	2 500	5.0	2.5	2.5	0.001 00 (1/1 000)	
堀川口-14	3.38	1 200	2.3	1.9	0.4	0.000 33 (1/3 000)	
	①	②	③	④	⑤ =③-④	⑥ =⑤/②	⑦
	ΣA_i =87.58						

効貯溜域は集中しているため、モデル区域Cでは、地盤等高線図および水系（流路網）・下水管網の状況等を基に、図-35および表-7に示すように、排水考慮区域を14の流域に地区分割して、それぞれの地区から貯溜域への降雨による流出を個別に評価する。ここで、各地区ごとの地区番号を*i*としている。

モデル区域Cの現状での主要諸元ならびに計画条件の想定（仮定）過程を以下に示す。

(1) 内水位

内水位の低下の許容値（許容最低内水位 H_{ibmin} ）は、船舶の航行および係留上の都合等からN.P.+0.5 mとしている。内水位の上昇の許容値（許容最高内水位 H_{ibmax} ）は、内部護岸の天端高を基に、橋桁下のクリアランス等の船舶の航行等に対する考慮も含めた観点からN.P.+3.0 mとしている。

(2) 降雨流出量

排水考慮区域全体での「内水流出曲線」は、以下に示すように想定している。

まず、各地区ごとの雨水流出のピーク流量 Q_{ip} を、各地区ごとの流域特性および降雨強度から合理式（(8.1)式）を用いて求める。（(6.1)式では、各時刻間（1時間中）の雨水流出の流量を一定（平均）として考えており、雨水流出のピーク流量を求める(8.1)式とは内容が異なる。）

合理式

$$Q_{ip} = (f_p \cdot r \cdot A) / 3.6 \quad (8.1)$$

Q_{ip} ：雨水流出のピーク流量(m^3/s)

f_p ：ピーク流出係数

r ：雨水流出のピーク流量を与える有効降雨強度(mm/h)

A ：流域面積(km^2)

a) 流域特性

各地区からの流出水の河川（貯溜域）への流出箇所を、図-36に示すように想定している。図中の l_j は、河川（流路）の各区間の長さを示す。ここで、 j は各区間ごとの区間番号を表す。（ l_j の値は、(4)の表-14中に示している。）

図-35に示した各地区ごとの流域面積 A_i (km^2)、流域内流路延長 L_i (m)、流域内最上流点高 h_{hi} (m)、流出箇所高 h_{li} (m)、落差 h_i (m)、地表平均勾配 S_i を表-7にまとめて示す。

b) 降雨強度

雨水流出のピーク流量を与える降雨強度 r については、名古屋市内の降雨記録を強度に対する継続時間について、杉戸¹³⁾が整理し呈示した「推定降雨強度曲線」を用いて求める。すなわち、同一地域における降雨の状態は、経験的に次の性質を有する。①激しい豪雨ほど時間的に長続きはしない、つまり、強度の大きい降雨ほどその継続時間は短い。②強度の大きな降雨ほどその発生回数が

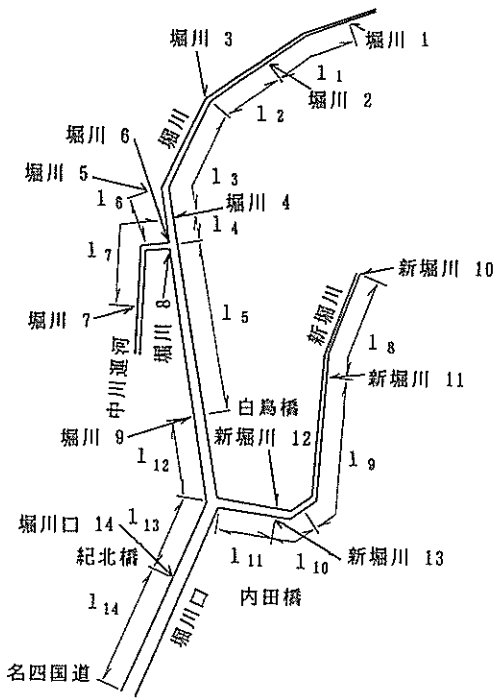


図-36 モデル区域Cの各地区からの河川
(貯溜域) への流出箇所

少ない。図-37は、縦軸に降雨強度(mm/h)をとり、横軸に降雨継続時間(h)をとって、両者の関係を降雨確率年ごとにスムースカーブで表している。図中の「推定降雨強度曲線A」は、70年に約1回の割合で起こる強雨について示し、「推定降雨強度曲線B」は、14年に約1回の割合で起こる強雨について示している。ただし、降雨確率年数については、杉戸は明治40年から大正12年までの17年間の降雨記録より「推定降雨強度曲線A」は15年、「推定降雨強度曲線B」は3年と推定しているが、ここでは、後に名古屋港管理組合が昭和34年までの68年間の降雨記録により再推定した結果を用いている。ここで、モデル区域Cに対しては、伊勢湾台風および昭和23年13号台風等の実績曲線ともおおむね一致する曲線として、計画降雨量50 mm/h、14年確率降雨を示した「推定降雨強度曲線B」を用いる。

図-37を用いて、雨水流出のピーク流量を与える有効降雨強度 r を求めるための、降雨継続時間に相当する流出雨水到達時間 t_p は、各地区ごとに Rziha 式 ((8.2)・(8.3)式) により求めている。流出雨水到達時間 t_p を求め

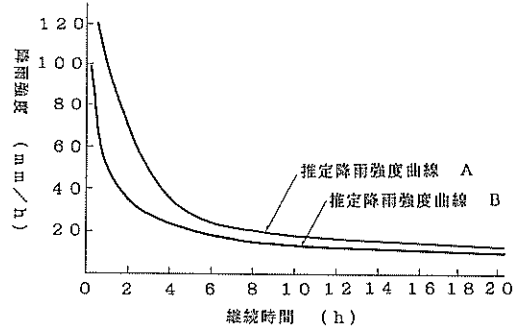


図-37 推定降雨強度曲線

るには多くの経験式が提案されているが、ここでは、モデル区域Cの流域の想定状況に適した式として Rziha 式を用いる。

Rziha 式

$$V = 20S^{0.6} \tag{8.2}$$

$$= 20(h/L)^{0.6}$$

$$= 20((h_n - h_i)/L)^{0.6}$$

V : 流出速度 (m/s)

S : 地表平均勾配

L : 流域内流路延長 (m)

h : 落差 (m)

h_n : 流域内最上流点高 (m)

h_i : 流出箇所高 (m)

$$t_p = L / (60V) \tag{8.3}$$

$$= (L^{1.0}/h^{0.6}) / 1200$$

t_p : 流出雨水到達時間 (min)

このように求めた各地区ごとの流出雨水到達時間 t_{pi} (min) に相当する降雨継続時間を有する有効降雨強度を、図-37中の「推定降雨強度曲線B」により求め、各地区ごとの雨水流出のピーク流量を与える有効降雨強度 r_i (mm/h) (流出雨水到達時間 t_{pi} (min) 内の平均有効降雨強度) とする。

c) 流出係数

ピーク流出係数 f_p は、気候、気象(降雨強度、降雨継続時間等)、地形、地質、地勢(土地の状態)、地表の状況(道路、家屋、間地)、排水面積、排水施設等のさまざまな影響を受け著しく変化する。ここでは、ピーク流出係数は、各地区とも一様に $f_p = 0.6$ としている。表-8に、流出係数の定めかたの例¹²⁾を示している。 $f_p = 0.6$ は、山林・原野・畑地面積が70%以上の流域となっているが、

表-8 流出係数の実例

(a) 防災調節池の洪水吐等の設計流量算定のために提示されたピーク流出係数

土地利用状況	ピーク流出係数 f_p	備考
開発前	0.6~0.7	山林・原野・畑地面積が70%以上の流域
開発後(1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開発後(2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

(b) 表層土の状況とピーク流出係数

表層土の状態	ピーク流出係数 f_p	備考
花崗岩質砂質土 (表層土の厚い場合)	0.1~0.2	(滋賀県)野州川 上流傾斜のある林地
花崗岩質砂質土 (表層土の薄い場合)	0.5~0.7	(広島県)立花試験地農地
火山灰堆積土	0.2~0.35	(鹿児島県)シラス地帯の畑地
古生層中生層など	0.5~0.7	(京都府)鴨川 林地の中に農地点在
表層土の厚い山地丘陵地		流域120km ² 程度
第三紀第四紀など	0.6~0.8	(京都府)小畑川 30%程度農地を含む
表層土の薄い山地丘陵地		林地流域1.3~12km ²
舗装率の高い市街地	0.9~1.0	(京都府)天神川

表-9 モデル区域Cの流出特性

流出貯流域 -地区番号 i	流出速度 V_i (m/s)	降雨継続時間 t_{pi} (min)	有効降雨強度 r_i (mm/h)	流出係数 f_{pi}	流出のピーク流量 Q_{ipi} (m ³ /s)
堀川 - 1	0.217	250	23	0.6	27.4
堀川 - 2	0.833	70	46	0.6	79.6
堀川 - 3	0.327	95	39	0.6	41.6
堀川 - 4	0.865	29	72	0.6	55.0
堀川 - 5	0.138	500	14	0.6	20.8
堀川 - 6	0.164	450	15	0.6	35.0
堀川 - 7	0.259	44	58	0.6	23.7
堀川 - 8	0.183	227	24	0.6	9.2
堀川 - 9	0.187	109	36	0.6	21.5
新堀川-10	0.728	102	38	0.6	64.5
新堀川-11	0.764	65	47	0.6	50.1
新堀川-12	0.362	36	66	0.6	55.8
新堀川-13	0.317	132	33	0.6	15.0
堀川口-14	0.164	120	35	0.6	19.7

⑧ = 20 · ⑦^{0.6} = ② / (60 · ⑥) ← ⑨

⑩ = ⑨

⑪ = 資料による推定

⑫ = (⑩ · ⑩ · ⑩) / 3.6

Rziba式 推定降雨強度 曲線Bによる 資料による推定 合理式

合理式 (8.1)式)による雨水流出のピーク流量 Q_{ip} (m³/s)が、実際より過大に算出されるといわれていること等を考慮に入れて想定している。

各地区ごとの流出速度 V_i (m/s)、流出雨水到達時間に相当する降雨継続時間 t_{pi} (min)、流出雨水到達時間 t_{pi} 内の平均有効降雨強度 r_i (mm/h)、ピーク流出係数 f_{pi} 、雨水流出のピーク流量 Q_{ipi} (m³/s)のそれぞれを表-9に

まとめて示す。

(3) 降雨均等率の考慮

モデル区域Cは、比較的広い排水考慮区域を想定していることから、降雨は、排水考慮区域内に一律の強さで降ることはないと考える。すなわち、降雨強度は、降雨中心からの距離に応じて低下すると考え、Fruhling式((8.4)式)による降雨均等率を用い、以下のように考慮

表-10 モデル区域Cの降雨均等率の考慮

流出貯流域 -地区番号 <i>i</i>	降雨中心 からの距離 L_{ri} (m)	降雨均等率 ϕ_i	降雨均等率を考慮した 流出のピーク流量 ϕQ_{ip_i} (m ³ /s)
堀川 - 1	6 300	0.44	12.1
堀川 - 2	3 000	0.62	49.2
堀川 - 3	4 500	0.53	22.1
堀川 - 4	400	0.86	47.8
堀川 - 5	5 000	0.51	10.6
堀川 - 6	2 800	0.63	22.0
堀川 - 7	4 800	0.51	12.1
堀川 - 8	3 000	0.62	5.7
堀川 - 9	5 000	0.51	11.0
新堀川-10	2 000	0.69	44.5
新堀川-11	3 000	0.62	31.1
新堀川-12	3 600	0.58	32.8
新堀川-13	5 100	0.50	7.5
堀川口-14	7 100	0.41	8.1

$\phi = 1 - 0.005 \cdot (2 \cdot \text{⑬})^{0.5} = \text{⑭}$
 ⑬ 全排水考慮区域
 ⑭ 図心から各地区
 ⑮ Fruhling式
 ⑯ 図心までの距離

している。

Fruhling 式

$$\phi = 1 - 0.005 (2L_r)^{0.5} \quad (8.4)$$

ϕ : 降雨均等率

L_r : 降雨中心からの距離 (m)

排水考慮区域全体の図心を降雨中心と仮定し、そこから各地区の図心までの距離を、各地区の降雨中心からの距離 L_{ri} (m) として、降雨均等率 ϕ_i を求める。これを各地区ごとの雨水流出のピーク流量 Q_{ip_i} (m³/s) に乗じて、各地区の降雨均等率を考慮した雨水流出のピーク流量 ϕQ_{ip_i} (m³/s) としている。これらの値を、表-10にまとめて示す。

(4) 流出曲線

a) 各地区ごとの雨水流出曲線

各地区からの流出水が、河川（貯溜域）へ流出する箇所での雨水の流出曲線を、図-38に示すように、雨水流出のピーク流量 Q_{ip} (m³/s) を頂点とする三角形として仮定している。

ここで、減衰係数 λ として表-11に示す Ponsseti の実験値を用い、雨水流出の減衰時間を λt_p (min) としている。

各地区ごとの減衰係数 λ_i 、ピーク流出雨水到達時間 t_{p_i} (min)、雨水流出の減衰時間 $\lambda_i t_{p_i}$ (min) を、表-12にまと

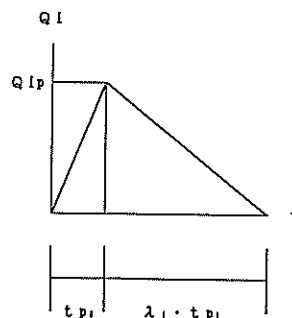


図-38 モデル区域Cの各地区の流出曲線の仮定

表-11 Ponsseti の減衰係数

流域面積 A (km ²)	減衰係数 λ
~ 500	3.0
500 ~ 1 000	3.5
1 000 ~ 8 000	4.0
8 000 ~ 20 000	4.5
20 000 ~ 70 000	5.0

表-12 モデル区域Cの各地区の流出曲線

流出貯流域 -地区番号 <i>i</i>	減衰係数	ピーク流出 雨水到達時間	流出の 減衰時間
	λ_i	t_{p_i} (min)	$\lambda_i t_{p_i}$ (min)
堀川 - 1	3.0	250	750
堀川 - 2	3.0	70	210
堀川 - 3	3.0	95	285
堀川 - 4	3.0	29	87
堀川 - 5	3.0	500	1 500
堀川 - 6	3.0	450	1 350
堀川 - 7	3.0	44	132
堀川 - 8	3.0	227	681
堀川 - 9	3.0	109	327
新堀川-10	3.0	102	306
新堀川-11	3.0	65	195
新堀川-12	3.0	36	108
新堀川-13	3.0	132	396
堀川口-14	3.0	120	360

⑬	⑭	⑮	⑯
=⑬・⑯			
Ponsseti (降雨継続時間) の減衰係数			

表-13 モデル区域Cの各地区の想定汚水量

流出貯流域 -地区番号 <i>i</i>	想定汚水量 (m^3/s)
堀川 - 1	0.7
堀川 - 2	1.1
堀川 - 3	0.7
堀川 - 4	0.5
堀川 - 5	0.9
堀川 - 6	1.5
堀川 - 7	0.3
堀川 - 8	0.2
堀川 - 9	0.4
新堀川-10	1.0
新堀川-11	0.7
新堀川-12	0.5
新堀川-13	0.3
堀川口-14	0.4

⑰
計 9.2

めて示す。

b) 雨水以外の流出量

雨水以外の流出量として、汚水量を考慮している。汚水量は、上水道供給量と同程度と仮定し、台風時の上水

道供給量を300l/(人・日)と推定し、排水考慮区域の人口密度を一様に30000人/km²と仮定して求めている。各地区ごとに求めた雨水以外の流出の流量(単位時間あたりの想定汚水量)の値を表-13に示す。

c) 水門位置での内水流出曲線

各地区からの流出水が河川(貯溜域)へ流出する箇所から、排水機場設置位置(水門設置位置)までの流達時間 t_f (min)は、Rziha式((5.3)式)により求めている。各地区ごとの計算過程を表-14に示す。

各地区の雨水流出曲線および想定汚水量(内水排除チェック計算に供する「内水流出曲線」の時間内においては一定流量と仮定)を合成して得られる、排水機場設置位置(水門設置位置)での「内水流出曲線(Q_i-T 曲線)」を図-39に示す。横軸には雨の降り出し時刻を基準の0 minとした時刻 T (min)をとり、縦軸には単位時間あたりの内水流出量(内水流出の流量) Q_i (m^3/s)をとっている。

(5) 水門閉鎖時間

「計画潮位曲線(H_d-T 曲線)」を、図-40に示すように想定する。横軸には「計画潮位曲線」のピークとなる時刻を基準の0 hとした時刻 T (h)をとり、縦軸には外水位(潮位) H_d (N.P.+m)をとっている。すなわち、「計画潮位曲線」は、朔望平均満潮面推算潮位(最大満潮位 N.P.+2.90 mの「想定大潮潮候曲線」)と、伊勢湾台風時の潮位偏差(最大偏差 N.P.+3.05 m)を基とした「計画潮位偏差曲線」とを、おのおののピークを一致させて重ね合わせて得ている。そのピークは、N.P.+5.95 mとなるが、計画最高外水位としては $H_{dmax} = N.P.+6$ mとしている。ただし、計画最高外水位には、計画波高0.64 mの影響も考慮に入れている。

水門閉鎖時期は、外水位(計画潮位) H_d が計画水門閉鎖水位 $H_{dshut} = N.P.+1.50$ m以上となる水門閉鎖時刻 T_{shut} (h:min)を目標とする。水門解放時期は、外水位(計画潮位) H_d が水門開放水位 H_{dopen} (N.P.+m)以下となる水門開放時刻 T_{open} (h:min)を目標とする。水門開放水位 H_{dopen} は、外水位(計画潮位) H_d が内水位 H_i 以下かつ計画許容最高内水位 $H_{ikmax} = N.P.+3.00$ m以下となる水位である。

ここで、外水位(計画潮位) H_d が、計画許容最高内水位 $H_{ikmax} = N.P.+3.00$ mになるとき、内水位 H_i もちょうど N.P.+3.00 mになると仮定し、水門開放水位 H_{dopen} を N.P.+3.00 m以下とする。

以上により、水門閉鎖時間は、水門閉鎖時刻 $T_{shut} = -4$ h 14 min から水門開放時刻 $T_{open} = 2$ h 21 min までの6時間7分(367分、約6.1時間)となる。

表-14 モデル区域Cの各地区からの流出箇所から水門位置までの流達時間

流路 -区間番号 j	流路延長 l_j (m)	落差 h_j (m)	平均勾配 s_j	流速 v_j (m/s)	流達時間 Δt_j (min)	
堀川 - 1	1 200	2.4	0.002 00	(1/ 500)	0.5	40
堀川 - 2	1 000	2.0	0.002 00	(1/ 500)	0.5	33
堀川 - 3	5 200	10.4	0.002 00	(1/ 500)	0.5	140
堀川 - 4	500	1.0	0.002 00	(1/ 500)	0.5	17
堀川 - 5	3 700	7.4	0.002 00	(1/ 500)	0.5	123
中川運河- 6	2 400	0.84	0.000 34	(1/2 900)	0.17	240
中川運河- 7	3 000	6.0	0.002 00	(1/ 500)	0.5	100
新堀川- 8	2 000	4.0	0.002 00	(1/ 500)	0.5	67
新堀川- 9	3 100	6.2	0.002 00	(1/ 500)	0.5	103
新堀川-10	1 100	2.2	0.002 00	(1/ 500)	0.5	37
新堀川-11	200	0.4	0.002 00	(1/ 500)	0.5	7
堀川 -12	600	1.2	0.002 00	(1/ 500)	0.5	20
堀川口-13	800	1.6	0.002 00	(1/ 500)	0.5	27
堀川口-14	1 500	3.0	0.002 00	(1/ 500)	0.5	50

I	II	III = II / I	IV = 20 · III ^{0.6} Rziha式	V = I / (60 · IV)
---	----	-----------------	---	----------------------

流出貯流域 -地区番号 i	流達時間 t_i (min)
堀川 - 1	450 ($\Delta t_1 + \Delta t_2 + \Delta t_3 + \Delta t_4 + \Delta t_5 + \Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川 - 2	410 ($\Delta t_2 + \Delta t_3 + \Delta t_4 + \Delta t_5 + \Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川 - 3	377 ($\Delta t_3 + \Delta t_4 + \Delta t_5 + \Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川 - 4	237 ($\Delta t_4 + \Delta t_5 + \Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川 - 5	460 ($\Delta t_5 + \Delta t_6 + \Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川 - 6	220 ($\Delta t_6 + \Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川 - 7	320 ($\Delta t_7 + \Delta t_8 + \Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川 - 8	220 ($\Delta t_8 + \Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川 - 9	97 ($\Delta t_{12} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
新堀川-10	291 ($\Delta t_9 + \Delta t_{10} + \Delta t_{11} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
新堀川-11	224 ($\Delta t_{10} + \Delta t_{11} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
新堀川-12	84 ($\Delta t_{11} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
新堀川-13	84 ($\Delta t_{11} + \Delta t_{13} + \Delta t_{14}$)
堀川口-14	50 (Δt_{14})

⑩ = ΣV

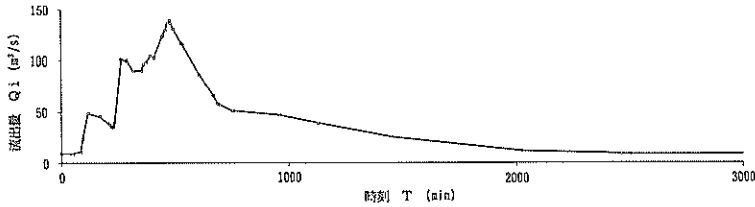
(6) 排水ポンプ能力の算定

a) ポンプ計画吐出量

水門閉鎖時間 ($T_{open} - T_{shut}$) = 367分中の最大総内水流出量 $\Sigma (Q_i \cdot \Delta T)_{max}$ (m³) から許容湛水量 (ΣV_T)_k (m³) を差し引いた量が、排水機場の総必要排水量 $\Sigma (Q_{dh} \cdot N_p \cdot \Delta T)$ (m³) となる。

水門閉鎖時間中の最大総内水流出量は、図-40に示し

た「計画潮位曲線」と、図-39に示した「内水流出曲線」とを、内水排除計画上で最も危険な状態として、水門閉鎖時間中の総内水流出量が最大となる時刻で重ね合せた際の総内水流出量である。すなわち、現状での計画においては、それぞれの曲線のピークの時刻を一致させた場合となり、「内水流出曲線」の時刻 0 min を、「計画潮位曲線」の時刻-8 h に合わせた場合となる。図-41に、水



現計画 降雨観測時刻の推察は Rzhba式による

図-39 モデル区域Cの現状での「内水流出曲線 (Qi-T曲線)」

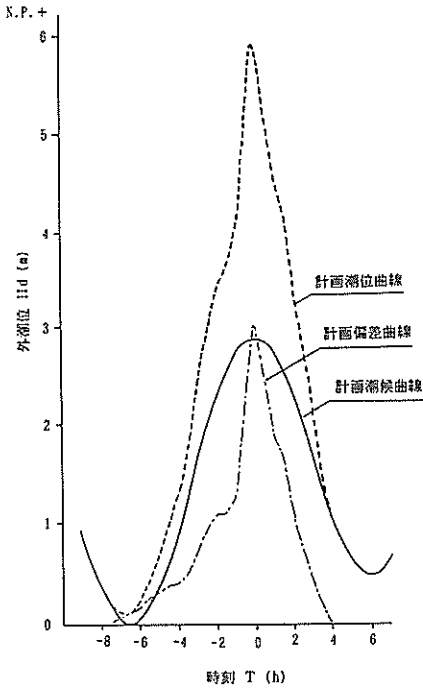


図-40 モデル区域Cの現状での「計画潮位曲線 (Ha-T曲線)」

門閉鎖時間367分中の「湛水量-時間 曲線 (ΣV_T -T 曲線)」を示す。横軸は水門閉鎖時刻 T_{shut} からの経過時間 (h)、縦軸は水門閉鎖水位 H_{dshut} 以上に溜る累加湛水量 ΣV_T (m^3)、言い替えば、水門閉鎖時刻 T_{shut} 以後の累加内水流出量 $\Sigma (Q_i \cdot \Delta T)$ (m^3) をとっている。図-41より、水門閉鎖時刻 $T_{shut} = -4$ h 14 min から、水門開放時刻 $T_{open} = 2$ h 21 min までの、水門閉鎖時間367分中の最大総内水流出量は、 $\Sigma (Q_i \cdot \Delta T)_{max} = 2.33 \times 10^6$ m^3 となる。

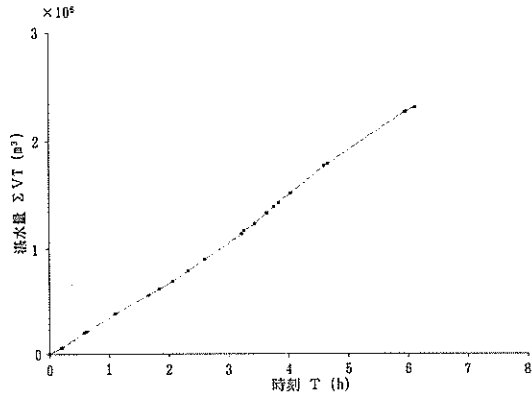


図-41 モデル区域Cの現状での「湛水量-時間 曲線 (ΣV_T -T曲線)」

許容湛水量は、許容最高内水位 $H_{i,max} = N.P. + 3.0$ m から水門閉鎖水位 $H_{dshut} = N.P. + 1.5$ m を差し引いた水位差1.5 m に、有効貯溜域面積 $A_w = 0.822$ km^2 を乗じた値で、 $(\Sigma V_T)_k = 1.23 \times 10^6$ m^3 となる。ここでは、有効貯溜域面積 A_w は内水位に関係なく一定と仮定して、図-42に示すように「内水位-湛水量 曲線 (H_i - ΣV_T 曲線)」を想定している。しかし、実際には図-43に示すように、河床勾配のある河川等を貯溜域とする場合、内水位の上昇に伴い貯溜域面積は大きくなり、これに伴い内水流出量に対する内水位の上昇量は小さくなる。厳密な検討を要する場合には、貯溜域面積の変化を考慮に入れた「内水位-湛水量 曲線 (H_i - ΣV_T 曲線)」を得る必要がある。

防潮堤外へ排除しなければならない総水量である排水機場の総必要排水量 $\Sigma (Q_{ok} \cdot N_p \cdot \Delta T)$ は、水門閉鎖時間中の最大総内水流出量 $\Sigma (Q_i \cdot \Delta T)_{max} = 2.33 \times 10^6$ m^3 から、許容湛水量 $(\Sigma V_T)_k = 1.23 \times 10^6$ m^3 を差し引いた 1.10×10^6 m^3 となる。また、この値は、ここでは、許容

最高内水位と内部護岸維持天端高とは等しい高さ $H_{i\max} = \text{N.P.} + 3.00 \text{ m}$ としているので、ポンプ排水しなければ堤内地に溢れ出る洪水量でもある。

排水機場の総必要排水量を、水門閉鎖時間367分で平均した単位時間あたりの排水機場の平均必要排水量 $50.0 \text{ m}^3/\text{s}$ を、排水機場の「計画排水量」 $\Sigma Q_d \cdot N_p$ と仮定する。(3. で示した図-11参照)

排水機場の平均必要排水量が $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上である場合、ポンプ設置台数 N_p は3台以上が望ましいので、ここでは、同タイプのポンプ3台の設置を仮定する。よって、1台あたりの平均ポンプ必要吐出量は $16.7 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、これを「ポンプ計画吐出量」 Q_{dk} と仮定する。

b) ポンプ計画実揚程

ポンプ計画実揚程 H_{ak} は、次式により求めている。

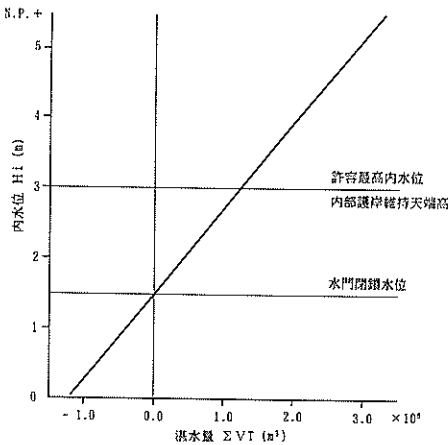


図-42 モデル区域Cの「内水位-湛水量 曲線 ($H_i - \Sigma V_i$ 曲線)」

$$H_{ak} = \epsilon \left(\int_{T_{\text{shut}}}^{T_{\text{open}}} H_i(T) dT \right) / (T_{\text{shut}} - T_{\text{open}}) \quad (8.5)$$

$$= \epsilon \left(\sum_{T=T_{\text{shut}}}^{T_{\text{open}}} H_i(T) \cdot \Delta T \right) / (T_{\text{shut}} - T_{\text{open}})$$

H_{ak} : ポンプ計画実揚程 (m)

H_f : 機場実揚程 (m)

T : 時刻 (min)

T_{shut} : 水門閉鎖時刻 (min)

T_{open} : 水門開放時刻 (min)

ϵ : ポンプ揚程減少補正係数 (1.05~1.15)

すなわち、「計画潮位曲線」により表される外水位 H_d と、平均必要排水量 $50.0 \text{ m}^3/\text{s}$ で排水した際の「内水位曲線」により表される内水位 H_i との、差として定まる各時刻における機場実揚程 H_f の、水門閉鎖時間内での平均値を求めると 1.58 (m) となる。この値に、ポンプ揚程減少補正係数 ϵ を乗じることにより、機場の吸込側および吐出側の損失水頭分を考慮して、ポンプ計画実揚程を $H_{ak} = 1.58\epsilon \text{ m}$ としている。これより、 $\epsilon = 1.10$ にとり、 $H_{ak} = 1.75 \text{ m}$ をポンプ計画実揚程と仮定する。

c) ポンプ計画全揚程

ポンプの吸込側および吐出側の各配管損失水頭を、流入による損失水頭は $h_m = 0.046 \text{ m}$ 、摩擦による損失水頭は $h_f = 0.016 \text{ m}$ 、曲りによる損失水頭は2箇所 $h_b = 0.092 \text{ m}$ 、断面急縮による損失水頭は $h_{sc} = 0.138 \text{ m}$ 、弁による損失水頭は2箇所 $h_o = 0.918 \text{ m}$ 程度とそれぞれ仮定する。以上の各配管損失水頭を合計し、ポンプ1台あたりの吸込側および吐出側の配管損失水頭を $h_{is} + h_{id} = 1.22 \text{ m}$ と仮定する。

したがって、ポンプ計画実揚程 $H_{ak} = 1.75 \text{ m}$ に、ポンプの吸込側および吐出側の配管損失水頭 $h_{is} + h_{id} = 1.22 \text{ m}$ を加え、ポンプ計画全揚程を $H_k = 3.0 \text{ m}$ と仮定する。

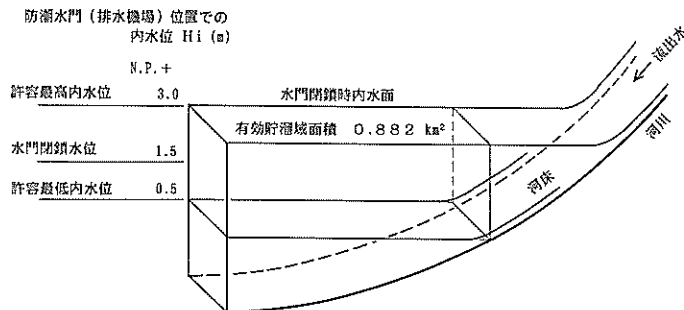


図-43 有効貯溜域面積と実際の貯溜域面積

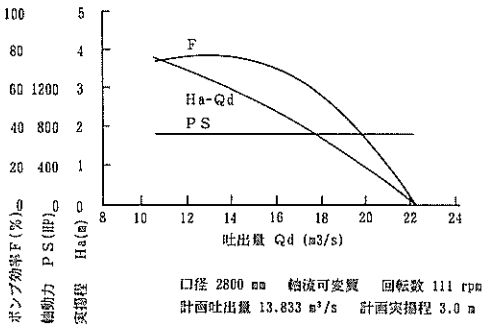


図-44 モデル区域Cの「ポンプ特性曲線(H-Q_d曲線)」

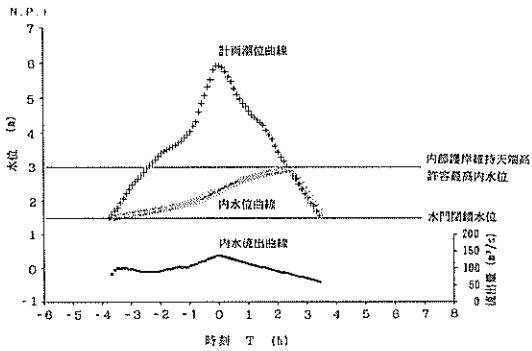


図-45 モデル区域Cの現状での内水排除チェック計算の結果(計算時刻間隔 6 min)

d) ポンプ特性

6.1および7.1と同様に、使用頻度および建設費・維持管理費等の経済性を考慮して、ポンプの最高効率点(設計点)で、吐出量がポンプ計画吐出量より小さく、実揚程がポンプ計画実揚程より大きくなるように「ポンプ特性曲線」を想定する。すなわち、a)で仮定した「ポンプ計画吐出量」 $Q_{da}=16.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 、「ポンプ計画実揚程」 $H_d=1.75 \text{ m}$ に対して、ポンプ設計吐出量を $13.83\text{m}^3/\text{s}$ 、ポンプ設計実揚程を 3.0 m とする。以上のように考えて、計画排水量 $41.5 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、ポンプ口径(翼径) 2800 mm の立軸可動翼軸流ポンプを3台用いて排水を行うとして、「ポンプ特性曲線(H-Q_d曲線)」は、3台とも同じであると仮定し、図-44に示すように想定している。

(7) 内水排除チェック計算

図-39の「内水流出曲線」、図-40の「計画潮位曲線」、図-42の「内水位-湛水量 曲線」および図-44の「ポンプ特性曲線」を用いて、現状でのモデル区域Cに対し、

計算時刻の間隔を 6 min として行った内水排除チェック計算の結果を図-45に示す。

この結果から、計画最高内水位は $H_{\max,h} = N.P. + 2.91 \text{ m}$ 、計画水門閉鎖時間は6.1時間である。

8.2 地球温暖化による影響

(1) 海面上昇による「計画潮位曲線」の変化

ここでは、海面上昇による「計画潮位曲線」の変化に対する、最高内水位および水門閉鎖時間への応答を検討している。5.4の表-4中に、検討ケースをまとめて示している。

図-40に示した現状での計画条件での「想定大潮潮候曲線」を、それぞれ20, 40, 65, 80, 100, 130, 140, 160, 200 cm ずつ一様に上方に平行移動し、それぞれの高さの海面上昇量想定時の「計画潮候曲線」として想定する。「計画偏差曲線」は、現状での計画条件のまま変わらないとする。それぞれの「計画潮候曲線」と「計画偏差曲線」とを重ね合わせて、それぞれの高さの海面上昇量想定時の「計画潮位曲線」と想定している。その他の計画条件は、現状のまま変わらないとする。それぞれの海面上昇量を想定した「計画潮位曲線」に対して、計算時刻の間隔を 6 min として内水排除チェック計算を行い「内水位曲線」を求め、最高内水位および水門閉鎖時間の応答を検討している。ただし、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、「内水流出曲線」のピーク流出時刻は、現状では「計画潮位曲線」の時刻軸で 0 h 00 min に合わせているのに対し、それぞれの海面上昇量を想定した「計画潮位曲線」の時刻軸では、-1 h 49 min, -1 h 34 min, -1 h 13 min, -1 h 01 min, -1 h 50 min, 0 h 02 min, -1 h 36 min, -1 h 36 min に合わせている。

例として、図-46, 47および48に、20, 65 および130 cmの海面上昇量を想定した「計画潮位曲線」に対して、それぞれ内水排除チェック計算を行った結果を示す。

表-15中および図-49中に、海面上昇量 $i(\text{cm})$ の変化に対する最高内水位 $H_{\max(i,0)}(N.P.+m)$ の応答を示す。

ここで、図-49, 50および51は、後述の(2)で検討する降雨強度の割り増し率 $j(\%)$ をパラメータとしている。すなわち、各降雨強度の割り増し率 $j(\%)$ と各海面上昇量 $i(\text{cm})$ との同時生起を想定した場合での最高内水位 $H_{\max(i,j)}(N.P.+m)$ を考えている。

図-49は、海面上昇量 $i(\text{cm})$ の変化に対する最高内水位 $H_{\max(i,0)}(N.P.+m)$ の応答(表-15中の中段に示した値)の関係を示す。

図-50は、海面上昇量 $i(\text{cm})$ の変化に対する最高内水

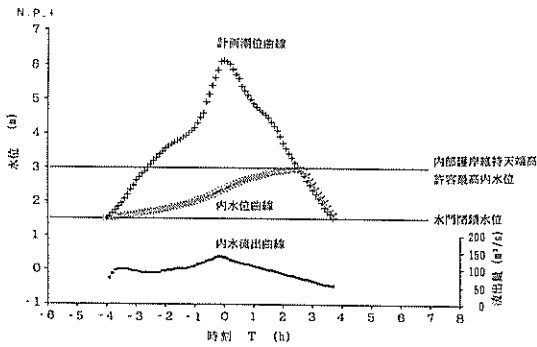


図-46 モデル区域Cの20cmの海面上昇想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

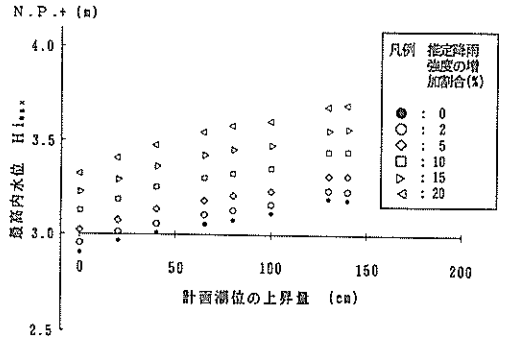


図-49 モデル区域Cでの降雨強度の割り増し率をパラメータとした海面上昇量に対する最高内水位の応答

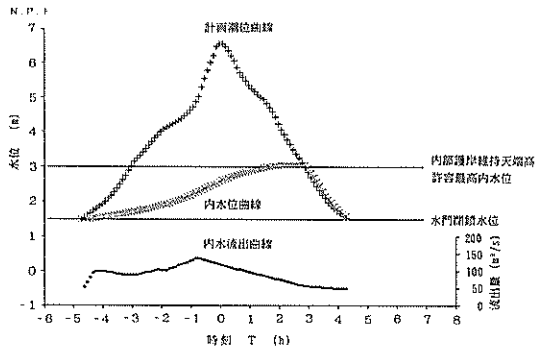


図-47 モデル区域Cの65 cmの海面上昇想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

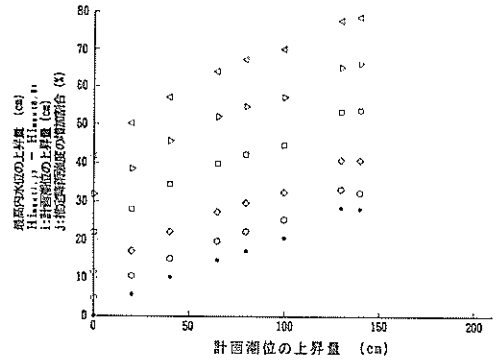


図-50 モデル区域Cでの降雨強度の割り増し率をパラメータとした海面上昇量に対する最高内水位の応答の変化量 ($H_{i\max(0.0)}$ ($H_{i\max k}$)を基準)

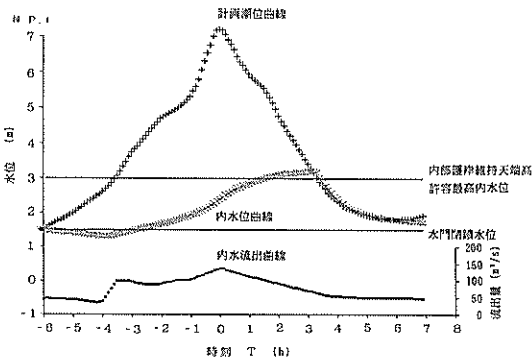


図-48 モデル区域Cの130 cmの海面上昇想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

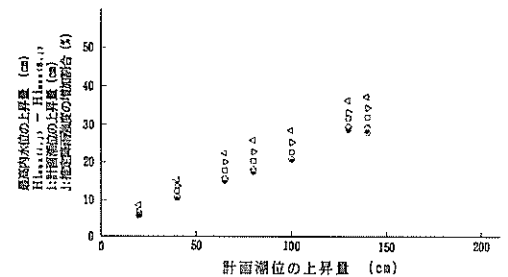


図-51 モデル区域Cでの降雨強度の割り増し率をパラメータとした海面上昇量に対する最高内水位の応答の変化量 ($H_{i\max(0.0)}$ を基準)

位 $H_{\max(i,j)}$ (N.P.+m) の応答の、現状での最高内水位 $H_{\max(0,0)}$ (計画最高内水位 $H_{\max(i)}$) (N.P.+m) を基準としての変化量 (cm) (表-16中の中段に示した値) を示す。

また、図-51は、海面上昇量 i (cm) の変化に対する最高内水位 $H_{\max(i,j)}$ (N.P.+m) の応答の、各降雨強度の割り増し率 j (%) での海面上昇量のないときの最高内水位 $H_{\max(0,j)}$ (N.P.+m) を基準としての変化量 (cm) (表-16中の下段に示した値) を示す。

すなわち、各図中の降雨強度の割り増し率 0% のシンボル●が、海面上昇量 i (cm) の変化のみに対する最高内水位 $H_{\max(i,0)}$ (N.P.+m) の応答、あるいは、最高内水位 $H_{\max(0,0)}$ (N.P.+m) の応答の変化量 (cm) を表している。

これらの図より、0~130 cm までの海面上昇量の変化に対する最高内水位の応答は、1 cm の海面上昇量に対して 0.25~0.2 cm (海面上昇量の 25~20%) の割合での最高内水位の上昇となり、130 cm の海面上昇量想定時で、最高内水位は現状より 33 cm 高くなった。しかし、140 cm の海面上昇量想定時では、最高内水位は現状より 32 cm 高くなり、130 cm の海面上昇量想定時よりやや低くなった。

ここで、140 cm の海面上昇量想定時の「計画潮位曲線」の極小値は、計画水門閉鎖水位と等しくなる。6.2と同様に、以高の海面上昇量想定時の最高内水位は、想定した海面上昇量から 140 cm を差し引いた分だけ、140 cm の海面上昇量想定時の最高内水位より高くなる。すなわち、140 cm 以上の海面上昇量想定時には、水門閉鎖水位が計画水門閉鎖水位まで下がらず、水門開閉の管理が根本的に異なることとなる。

水門閉鎖時間については、最高内水位が計画内部護岸維持天端高以上となる場合には、天端高を高くする等の対処を施すことを前提として、「計画潮位曲線」が「内水位曲線」以下となる時刻を水門開放時刻として求めている。

(2) 降雨強度の割り増しによる「内水流出曲線」の変化

ここでは、降雨強度の割り増しによる内水流出量の増加に対しての、最高内水位および水門閉鎖時間の応答を検討している。5.4の表-4中に、検討ケースをまとめて示している。

図-37に示した推定降雨強度曲線を、縦軸(降雨強度)方向に割り増しすることによる内水流出量の増加、すなわち、「内水流出曲線」の縦軸(流量)方向での割り増しに対する最高内水位および水門閉鎖時間の応答を検討している。ここでは、現状での計画条件の設定に用いている「推

定降雨強度曲線B」の降雨強度 r (mm/h) を、2, 5, 10, 15, 20% と割り増すことにより、合理式 (8.1) 式によって計算される雨水流出のピーク流量 Q_{i0} (m³/s) を同率に割り増しさせている。これらより、それぞれの降雨強度の割り増し率 j (%) での「内水流出曲線」を想定している。その他の計画条件は、現状と変わらないとしている。それぞれの割り増し率で想定した「内水流出曲線」に対して、計算時刻の間隔を 6 min として内水排除チェック計算を行い、それぞれの「内水位曲線」を求め、最高内水位および水門閉鎖時間の応答を検討している。ただし、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、各「内水流出曲線」のピーク流出時刻は、「計画潮位曲線」の時刻軸で、現状では 0 h 00 min に合わせているのに対し、それぞれの割り増し率では 0 h 00 min, 0 h 00 min, -1 h 59 min, -1 h 58 min, -1 h 57 min に合わせている。

例として、図-52, 53および54に、降雨強度の割り増し率を2, 5および10%として想定した「内水流出曲線」に対して、それぞれ内水排除チェック計算を行った結果を示す。

表-15中および図-55中に、降雨強度の割り増し率 j (%) の変化に対する最高内水位 $H_{\max(0,j)}$ (N.P.+m) の応答を示す。

ここで、図-55, 56および57は、前述の(1)で検討した海面上昇量 i (cm) をパラメータとしている。

図-55は、降雨強度の割り増し率 j (%) の変化に対する最高内水位 $H_{\max(i,j)}$ (N.P.+m) の応答 (表-15中の中段に示した値) の関係を示す。

図-56は、降雨強度の割り増し率 j (%) の変化に対する最高内水位 $H_{\max(i,j)}$ (N.P.+m) の応答の、現状での最高内水位 $H_{\max(0,0)}$ (計画最高内水位 $H_{\max(i)}$) (N.P.+m) を基準としての変化量 (cm) (表-16中の中段に示した値) を示す。

また、図-57は、降雨強度の割り増し率 j (%) の変化に対する最高内水位 $H_{\max(i,j)}$ (N.P.+m) の応答の、海面上昇量 i (cm) での降雨強度の割り増し率 0% のときの最高内水位 $H_{\max(i,0)}$ (N.P.+m) を基準としての変化量 (cm) (表-16中の上段に示した値) を示す。

すなわち、海面上昇量 0 cm のシンボル●が、降雨強度の割り増し率 j (%) の変化のみに対する最高内水位 $H_{\max(0,j)}$ (N.P.+m) の応答、あるいは最高内水位 $H_{\max(i,j)}$ (N.P.+m) の応答の変化量 (cm) を表している。これらの図より、0~20% までの降雨強度の割り増し率の変化に対する最高内水位の応答は、1% の降雨強度の割り増しに対して、2.2 cm の割合での最高内水位の上

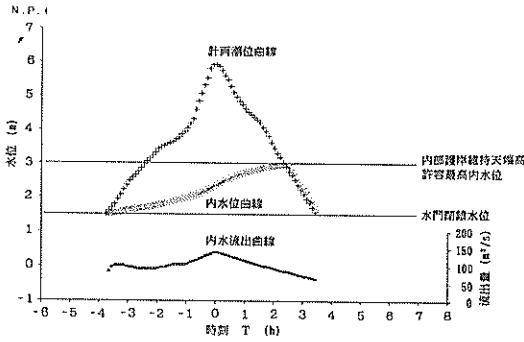


図-52 モデル区域Cの2%の降雨強度の割り増し想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

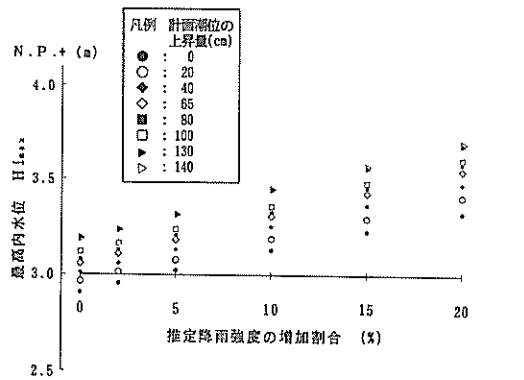


図-55 モデル区域Cでの海面上昇量をパラメータとした降雨強度の割り増し率に対する最高内水位の応答

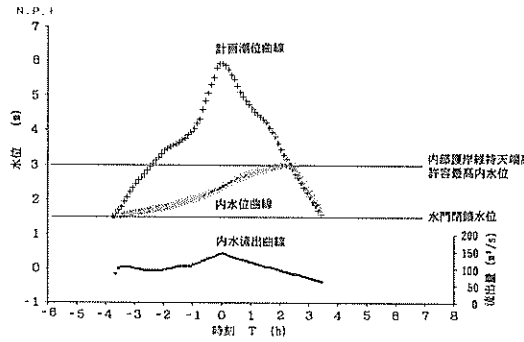


図-53 モデル区域Cの5%の降雨強度の割り増し想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

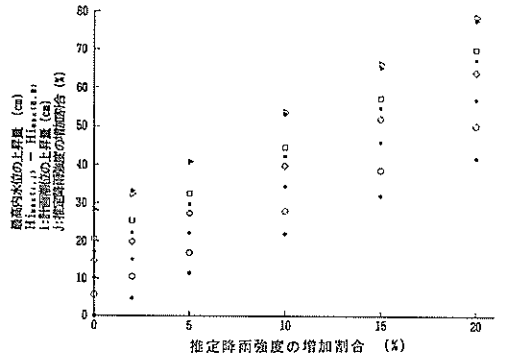


図-56 モデル区域Cでの海面上昇量をパラメータとした降雨強度の割り増し率に対する最高内水位の応答の変化 ($H_{\max(0,0)}$ ($H_{\max,k}$) を基準)

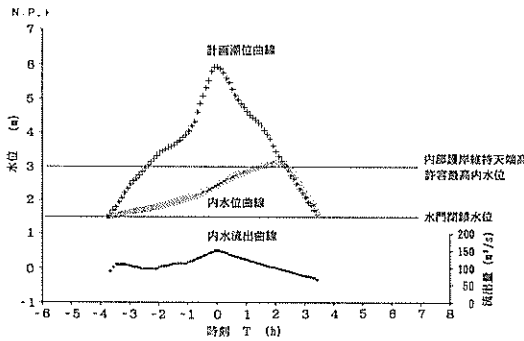


図-54 モデル区域Cの10%の降雨強度の割り増し想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

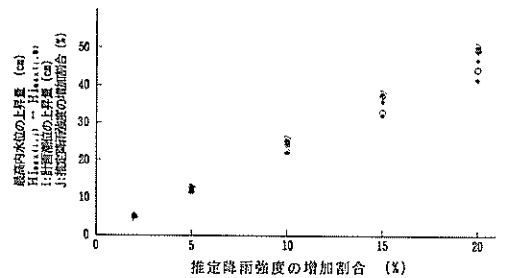


図-57 モデル区域Cでの海面上昇量をパラメータとした降雨強度の割り増し率に対する最高内水位の応答の変化 ($H_{\max(0,0)}$ を基準)

表-15 モデル区域Cでの「内水流出曲線」と「計画潮位曲線」の変化に対する検討結果

上段: H_{max} となるピーク流出時刻 (h:min)
 中段: 最高内水位 H_{max} (N.P.+ m)
 下段: 水門閉鎖時間 (h)

モデル区域	計画潮位曲線の増加量(cm)	降雨強度の増加割合(%)					
		0	2	5	10	15	20
C	0	0:00 2.91 6.1	0:00 2.95 6.1	0:00 3.02 6.1	-1:59 3.13 6.0	-1:58 3.23 5.9	-1:57 3.32 5.8
	20	-1:49 2.96 6.5	-1:49 3.01 6.5	-1:48 3.08 6.4	-1:47 3.19 6.3	-1:46 3.29 6.2	-1:46 3.41 6.2
	40	-1:34 3.01 7	-1:34 3.06 6.9	-1:33 3.13 6.8	-1:33 3.25 6.8	-1:32 3.37 6.7	-1:31 3.48 6.6
	65	-1:13 3.05 7.6	-1:14 3.10 7.6	-1:14 3.18 7.3	-1:14 3.30 7.3	-1:13 3.43 7.2	-1:12 3.55 7.1
	80	-1:01 3.08 7.9	-1:02 3.13 7.9	-1:01 3.20 7.8	-1:02 3.33 7.5	-1:02 3.46 7.5	-2:58 3.58 7.5
	100	-1:50 3.11 8.5	-1:55 3.16 8.3	-1:51 3.23 8.3	-2:38 3.35 8.3	-2:38 3.48 8.3	-2:38 3.61 8
	130	0:02 3.19 9.2	0:00 3.24 9.2	-1:39 3.32 9.1	-1:56 3.44 9	-1:40 3.56 9	-1:55 3.69 8.9
	140	-1:36 3.19 10.1	-1:20 3.23 10.1	-1:22 3.31 10.1	-1:36 3.45 9.7	-1:24 3.57 9.6	-1:36 3.69 9.5
	160	-1:36 3.39 10.1	-1:20 3.43 10.1	-1:22 3.51 10.1	-1:36 3.65 9.7	-1:24 3.77 9.6	-1:36 3.89 9.5
	200	-1:36 3.79 10.1	-1:20 3.83 10.1	-1:22 3.91 10.1	-1:36 4.05 9.7	-1:24 4.17 9.6	-1:36 4.29 9.5

昇となり、20%の降雨強度の割り増し想定時で、最高内水位は現状より41 cm高くなった。

水門閉鎖時間については、最高内水位が計画内部護岸維持天端高以上となる場合には、(1)と同様に、天端高を高くする等の対処を施すことを前提として、「計画潮位曲線」が「内水位曲線」以下となる時刻を水門開放時刻として求めている。

(3) (1)と(2)の同時変化

(1)でのそれぞれの高さの海面上昇量を想定した「計画潮位曲線」と、(2)でのそれぞれの降雨強度の割り増し率を想定した「内水流出曲線」との、それぞれの組み合わせに対して、計算時刻の間隔を6 minとして内水排除チェック計算を行った。ただし、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、それぞれの組み合わせ

表-16 モデル区域Cでの「内水流出曲線」と「計画潮位曲線」の変化に対する最高内水位の応答の変化量

計画潮位の増加量 i (cm), 降雨強度の増加割合 j (%)の時の $H_{i\max}(i, j)$ の変化量 (cm)
 上段: 降雨強度の増加割合0%の $H_{i\max}(i, 0)$ との差
 中段: 現状での最高内水位 $H_{i\max}(0, 0)$ との差
 下段: 計画潮位の増加量0cmの $H_{i\max}(0, j)$ との差

モデル区域	計画潮位曲線の増加量(cm)	降雨強度の増加割合(%)																	
		0	2	5	10	15	20												
C	0	0	4	11	22	32	41	0	4	11	22	32	41	0	0	0	0	0	0
		0	4	11	22	32	41	0	4	11	22	32	41	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	20	0	5	12	23	33	45	5	10	17	28	38	50	5	6	6	6	6	9
		0	5	12	23	33	45	5	10	17	28	38	50	5	6	6	6	6	9
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	40	0	5	12	24	36	47	10	15	22	34	46	57	10	11	11	12	14	12
		0	5	12	24	36	47	10	15	22	34	46	57	10	11	11	12	14	12
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	65	0	5	13	25	38	50	14	19	27	39	52	64	14	15	16	17	20	23
		0	5	13	25	38	50	14	19	27	39	52	64	14	15	16	17	20	23
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
80	0	5	12	25	38	50	17	22	29	42	55	67	17	18	18	20	23	26	
	0	5	12	25	38	50	17	22	29	42	55	67	17	18	18	20	23	26	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
100	0	4	12	24	37	50	20	25	32	44	57	70	20	21	21	22	25	29	
	0	4	12	24	37	50	20	25	32	44	57	70	20	21	21	22	25	29	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
130	0	5	13	25	37	50	28	33	41	53	65	78	28	29	30	31	33	37	
	0	5	13	25	37	50	28	33	41	53	65	78	28	29	30	31	33	37	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
140	0	6	12	26	38	50	28	32	40	54	66	78	28	28	29	32	34	37	
	0	6	12	26	38	50	28	32	40	54	66	78	28	28	29	32	34	37	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
160	0	6	12	26	38	50	48	52	60	74	86	98	48	48	49	52	54	57	
	0	6	12	26	38	50	48	52	60	74	86	98	48	48	49	52	54	57	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
200	0	6	12	26	38	50	88	92	100	114	126	138	88	88	89	92	94	97	
	0	6	12	26	38	50	88	92	100	114	126	138	88	88	89	92	94	97	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

における「内水流出曲線」のピーク流出時刻は、「計画潮位曲線」の時刻軸で、それぞれ表-15中に示すように合わせている。

例として、図-58に、130 cmの海面上昇量および15%の降雨強度の割り増し率を想定したときの、内水排除チェック計算の結果を示す。

表-15, 16および図-49, 50, 51, 55, 56, 57に、「計

画潮位曲線」の上昇量 i (cm) と「内水流出曲線」の割り増し率 j (%)との同時変化に対する最高内水位 $H_{i\max}(i, j)$ (N.P.+m)の応答、あるいは応答の変化量(cm)を示している。

これらの結果、海面上昇量と降雨強度の割り増し率との同時変化を想定した場合に対する最高内水位の応答の変化量は、それぞれの変化を別々に想定した場合に対す

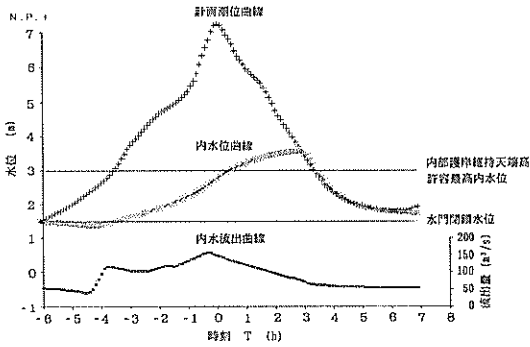


図-58 モデル区域Cの130 cmの海面上昇および15%の降雨強度の割り増し想定時での内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

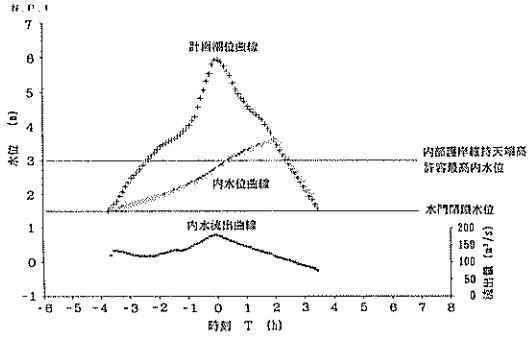


図-59 モデル区域Cの流出係数 f_b を0.8とした場合の内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

る応答の変化量の合計量より、数～十数%大きくなった。

8.3 降雨流出機構の変化

参考として、地球温暖化による影響以外で、「内水流出曲線」の形状を変化させる要因として流域の地勢の変化を考え、8.2と同様にその影響を検討してみる。すなわち、流出係数が大きくなった場合の「内水流出曲線」を想定し、これに対する最高内水位の応答を検討する。さらに、流出速度が変化した場合として、流出雨水到達時間の推算に建設省土木研究所の経験式を用い、式中の定数を変化させ自然流域から都市流域までの「内水流出曲線」を想定し、それぞれに対する最高内水位の応答を検討する。

(1) 流出係数の増大

ここでは、ピーク流出係数の増大による内水流出量の増加に対しての、最高内水位および水門閉鎖時間の応答を検討している。5.4の表-4中に、検討ケースをまとめて示している。

ピーク流出係数 f_b を、現状での計画条件の設定に用いている0.6から1まで0.1刻みで変化させた場合を考える。各ピーク流出係数 f_b を用いて、合理式((8.1)式)によって計算される雨水流出のピーク流量 Q_{ip} (m^3/s)は、それぞれ現状での値、および現状での値を17, 33, 50, 67%割り増した値となる。これらより、各ピーク流出係数 f_b での「内水流出曲線」を想定している。その他の計画条件は、現状と変わらないとしている。各ピーク流出係数 f_b で想定した「内水流出曲線」に対して、計算時刻の間隔を6 minとして内水排除チェック計算を行い、それぞれの「内水位曲線」を求め、最高内水位および水門閉鎖時

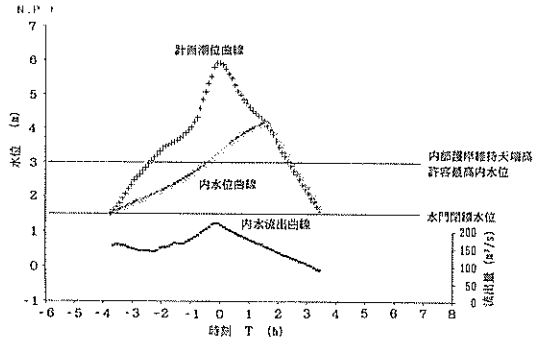


図-60 モデル区域Cの流出係数 f_b を1とした場合の内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

間の応答を検討している。ただし、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、それぞれの「内水流出曲線」のピーク流出時刻は、「計画潮位曲線」の時刻軸で、それぞれ表-17中に示すように合わせている。

例として、図-59および60に、ピーク流出係数 f_b を0.8および1とした場合での、内水排除チェック計算の結果を示す。

表-17中および図-61に、ピーク流出係数 f_b の増加に対する最高内水位 H_{max} (N.P.+m)の応答を示す。

ここで、雨水流出のピーク流量 Q_{ip} (m^3/s)は線型の合理式((8.1)式)を用いて計算しているため、降雨強度 r (mm/h)の割り増しあるいはピーク流出係数 f_b の割り増しによる雨水流出のピーク流量 Q_{ip} (m^3/s)の割り増しは、同じ割り増し率であれば、結果的には同じ「内水流出曲線」を想定していることとなる。すなわち、 f_b の0.6から

表-17 モデル区域Cでの流出係数および流出速度式の変化に対する検討結果

	降雨強度の増加割合 (%)	ピーク流出時間の推算式	定数 C	流出係数 f_p	ピーク流出量 Q_{ip} (m³/s)	$H_{i,max}$ 最大となるピーク流出時刻 (h:min)	最高内水位 $H_{i,max}$ (N.P.+m)	水門閉鎖時間 (h)
現計画	—	Rziha式	—	0.6	138.5	0:00	2.91	6.1
降雨強度の増加割合の変化	2	Rziha式	—	0.6	141.1	0:00	2.95	6.1
	5	Rziha式	—	0.6	145.0	0:00	3.02	6.1
	10	Rziha式	—	0.6	151.5	-1:59	3.13	6.1
	15	Rziha式	—	0.6	158.0	-1:58	3.23	6.0
	20	Rziha式	—	0.6	164.4	-1:57	3.32	5.9
土木研究所の経験式の定数 C の変化 (都市流域~自然流域)	—	土研式	2.4	0.6	262.3	-2:38	3.36	6.0
	—	土研式	5.975	0.6	168.1	-1:38	3.47	5.7
	—	土研式	9.55	0.6	130.4	-1:56	3.05	6.0
	—	土研式	13.125	0.6	111.3	-1:53	2.77	6.2
	—	土研式	16.7	0.6	97.8	-1:35	2.54	6.4
ピーク流出係数 f_p の変化	—	Rziha式	—	0.7	160.1	-1:58	3.26	5.9
	—	Rziha式	—	0.8	181.7	-1:55	3.60	5.7
	—	Rziha式	—	0.9	203.2	-1:53	3.91	5.5
	—	Rziha式	—	1	224.8	-1:51	4.19	5.3

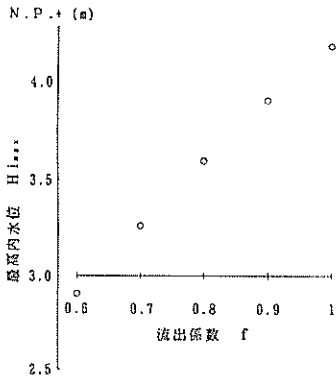


図-61 モデル区域Cでの流出係数 f_p の増加に対する最高内水位の応答

0.7への17%の割り増しは、 r (mm/h)の17%の割り増しと同じ結果となる。8.2の(2)での r (mm/h)の0から20%までの割り増しに対する最高内水位 $H_{i,max}$ (N.P.+m)の応答の変化量 (cm)は、 r (mm/h)の1%の増加に対して2.2から2.0 cmの割合での上昇であった。 f_p の0から67%までの割り増しに対する最高内水位 $H_{i,max}$ (N.P.+m)の応答の変化量 (cm)は、 f_p の1%の増加に対して2.1から1.9 cmの割合での上昇となった。

(2) 流出速度の変化

降雨の流出速度 V (m/s)が変化した場合を想定して、

降雨のピーク流出時間 (流出雨水到達時間) t_p (min)の推算に、現状での計画条件の設定に用いている Rziha 式 (8.2)・(8.3)式の代わりに、ここでは、建設省土木研究所の経験式 (8.6)式を用いて検討を行う。この式は、式中の定数 C の値の変化により自然流域から都市流域まで、流域の地勢の変化を考慮した式でもある。

建設省土木研究所の経験式

$$t_p = 60C \times 10^4 (L/S^{0.6})^{0.7} = 60C \times 10^4 (L^{1.05}/h^{0.35}) \quad (8.6)$$

t_p : 洪水到達時間 (min)

C : 流域の地勢による定数

自然流域 16.7

都市流域 2.4

L : 流域最遠点から対象地点までの流路延長 (m)

S : 平均流路勾配

h : 流域最高点から対象地点までの落差 (m)

(8.6)式の適用範囲

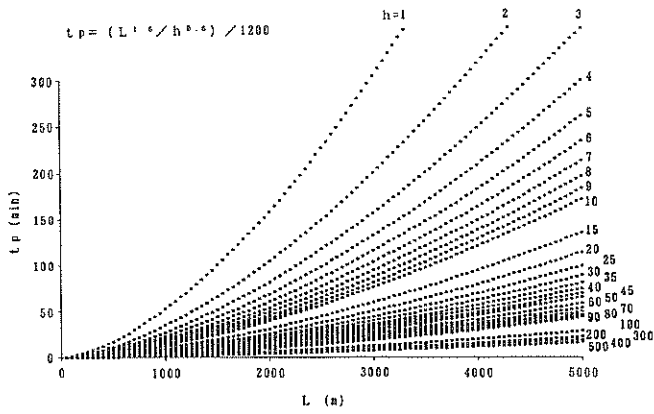
自然流域 $A < 50 \text{ km}^2$ $S = h/L > 1/500$

都市流域 $A < 10 \text{ km}^2$ $S = h/L > 1/300$

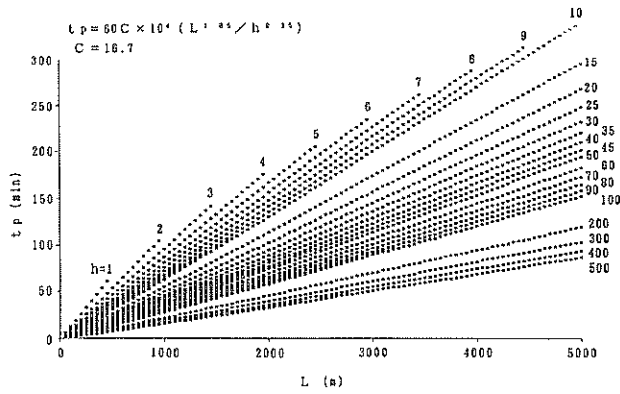
A : 流域面積 (km²)

(8.6)式中の定数 C を自然流域の16.7から、13.125, 9.55, 5.975, および都市流域の2.4まで5段階に等分し変化させた場合の、それぞれの降雨のピーク流出時間 (洪

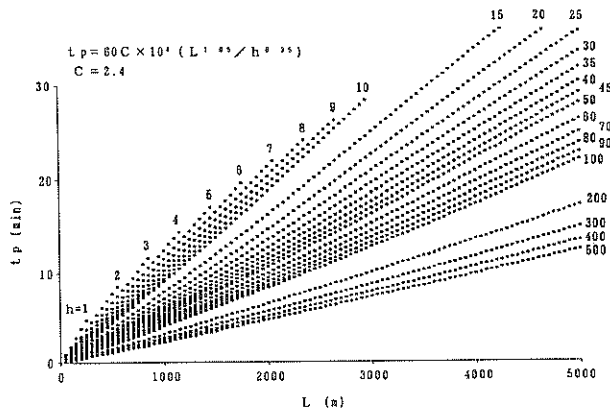
地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響



(a) Rziha 式



(b) 土木研究所の経験式の自然流域での適用範囲



(c) 土木研究所の経験式の都市流域での適用範囲

図-62 Rziha 式および土木研究所の経験式の自然流域と都市流域での適用範囲

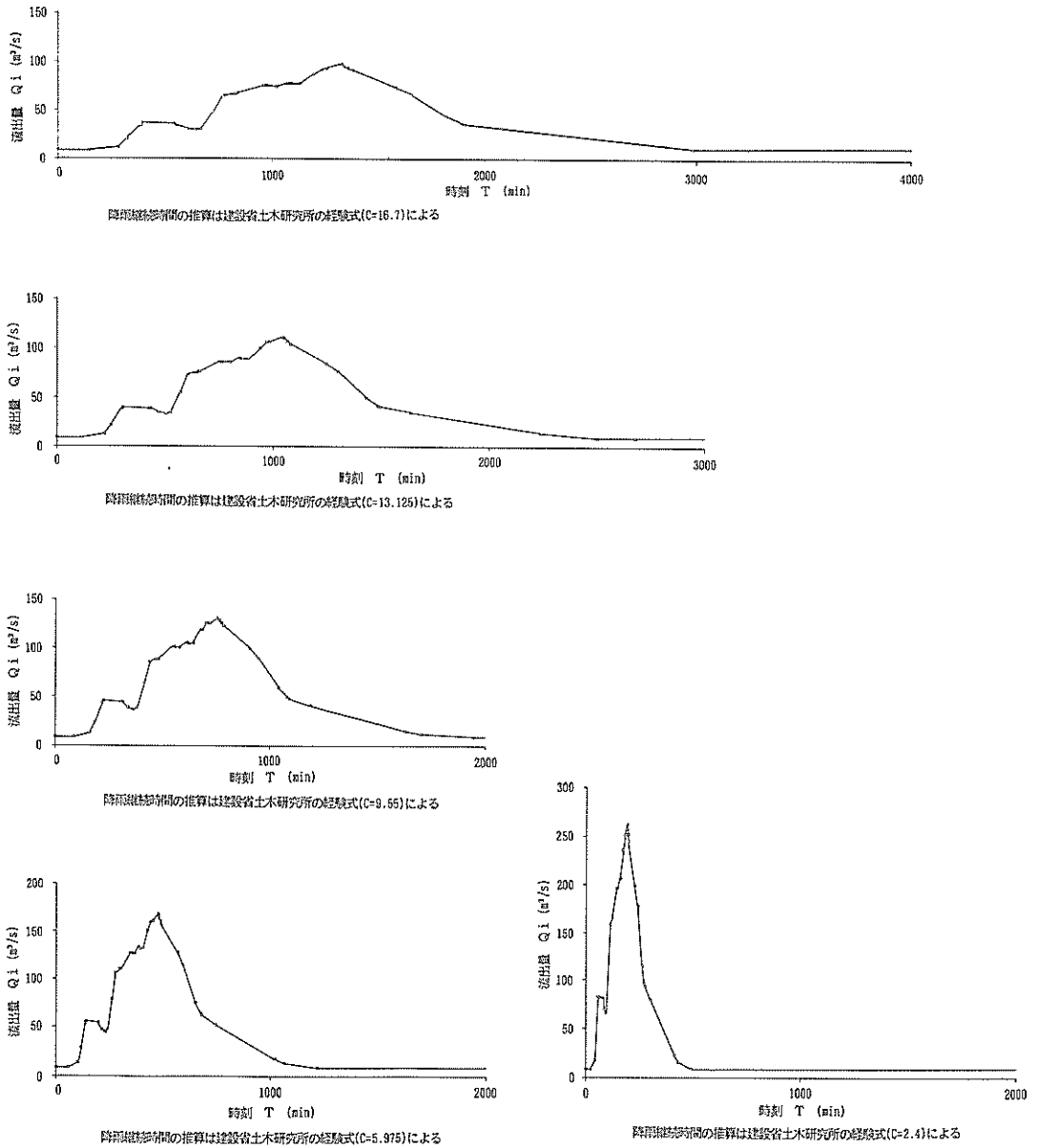


図-63 土木研究所の経験式の定数 C の変化に対する内水流出曲線

水到達時間 t_b (min)を推算する。以降の計画条件の設定は、8.1の(2)から(4)での現状での計画条件における方法と同様に、それぞれの t_b (min)に対応する降雨強度 r (mm/h)を求め、それぞれの「内水流出曲線」を想定する。

ただし、(8.6)式の適用範囲は、自然流域で流域面積

$A < 50 \text{ km}^2$ かつ平均流路勾配 $h/L > 1/500$ 、都市流域で流域面積 $A < 10 \text{ km}^2$ かつ平均流路勾配 $h/L > 1/300$ となっている。しかし、ここでは、適用範囲以外でもすべて(8.6)式を使用して検討している。図-62に、縦軸に流出雨水到達時間 t_b (min)、横軸に流路延長 L (m)、パラメータに落差 h (m)をとり、現状での計画条件で用いてい

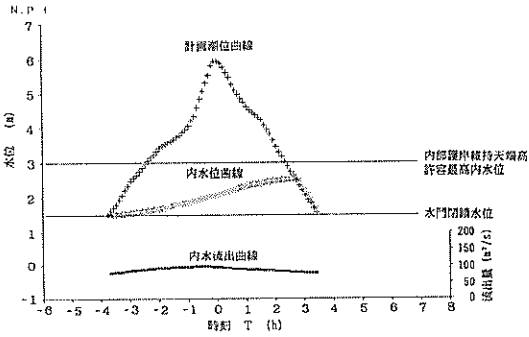


図-64 土木研究所の経験式の定数Cを自然流域の16.7とした場合のモデル区域Cの内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

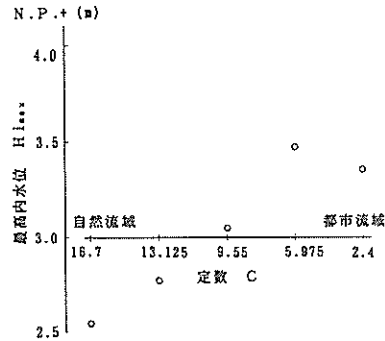


図-67 流出速度の変化に対する最高内水位の応答

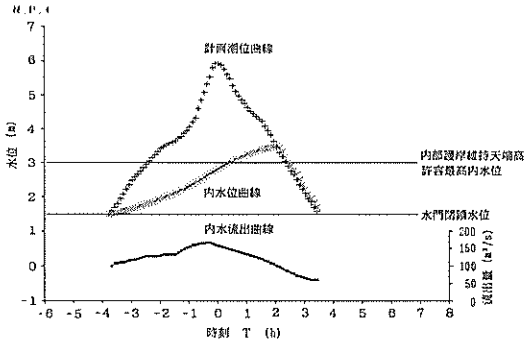


図-65 土木研究所の経験式の定数Cを5.975とした場合のモデル区域Cの内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

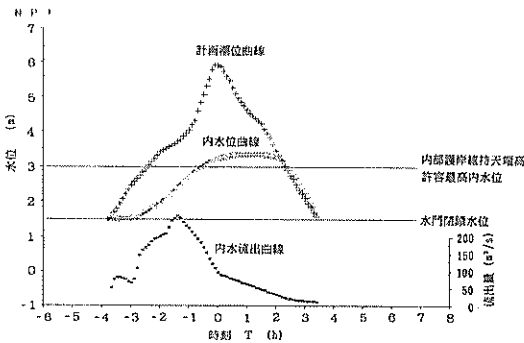


図-66 土木研究所の経験式の定数Cを都市流域の2.4とした場合のモデル区域Cの内水排除チェック計算の結果 (計算時刻間隔 6 min)

る(a) Rziha 式 ((8.2)・(8.3)式) および建設省土木研究所の経験式 ((8.6)式) の(b)自然流域と(c)都市流域での適用範囲を示す。

図-63に、各定数 C に対して想定した「内水流出曲線」を示す。その他の計画条件は、現状のまま変わらないとする。それぞれの「内水流出曲線」に対して、計算時刻の間隔を 6 min として内水排除チェック計算を行い「内水位曲線」を求め、最高内水位および水門閉鎖時間の応答を検討している。ただし、最も危険な状態として最高内水位が最大となるように、それぞれの「内水流出曲線」のピーク流出時刻は、「計画潮位曲線」の時刻軸で、それぞれ表-17中に示すように合わせている。

例として、図-64, 65および66のそれぞれに、(8.6)式中の定数 C を 16.7, 5.975および2.4とした場合での各内水排除チェック計算の結果を示す。

表-17中および図-67に、(8.6)式中の定数 C の自然流域から都市流域までの変化に対する、最高内水位の応答を示す。この図では、最高内水位は、定数 C=2.4の都市流域での N.P.+3.36 m より、定数 C=5.975での N.P.+3.47 m のほうが大きくなった。しかし、図-66および67に示した定数 C=2.4および定数 C=5.975とした場合での、各内水排除チェック計算の結果中の各「内水位曲線」の形状をみると、定数 C=2.4の場合のほうが定数 C=5.975の場合より、内部護岸維持天端高を超えている時間は長く、許容湛水量以上となり堤内地へ越流する水量も約 2 倍多くなることがわかる。図-37の降雨と(8.6)式の成立とを仮定した場合、自然流域から都市流域までの流域の地勢の変化による流出速度の変化に対して、最高内水位の応答の最大変化量は約 1 m となり、(1)

で検討したようにピーク流出係数 f_p が、0.6から0.9に50%増大した際の変化量とほぼ等しい大きさとなった。

9. 数値計算結果の比較

(1) モデル区域AとBの比較

モデル区域AとBについての数値計算結果を比較する。モデル区域AとBは、排水考慮区域の想定状況は同様で、流域と有効貯留域との面積比も大差はない。ただし、流域および有効貯留域の面積や計画排水量は、モデル区域BのほうをAより大きく想定した。①50年確率降雨から100年確率降雨への、降雨強度の増大に対する最高内水位の応答の変化量は、モデル区域Aでは0.57 mの上昇となり、モデル区域Bでは0.38 mの上昇となった。その比は1.5:1であり、それぞれのモデル区域の、流域と有効貯留域との面積比12.4(モデル区域A)と9.0(モデル区域B)との比1.4:1と同程度となった。また、②1 mの海面上昇に対する最高内水位の応答の変化量は、モデル区域Aでは0.08 mの上昇となり、モデル区域Bでは0.00 mとなった。さらに、③これらの降雨強度の増大と海面上昇との同時生起に対する最高内水位の応答の変化量は、モデル区域Aでは0.63 mの上昇となり、モデル区域Bでは0.41 mの上昇となった。モデル区域Aでは、降雨強度の増大あるいは海面上昇の、それぞれの単独生起に対する最高内水位の上昇量の合計値0.65 mとほぼ等しくなった。モデル区域Bでは、それぞれの単独生起に対する最高内水位の上昇量の合計値0.38 mより8%程度大きくなった。また、降雨強度の増大の単独生起に対する最高内水位の上昇量より、モデル区域Aでは11%程度大きくなり、モデル区域Bでは8%程度大きくなった。モデル区域AとBとの最高内水位の上昇量の比は1.54:1であり、降雨強度の増大の単独生起に対する場合の比1.50:1に比べ、モデル区域Aのほうに海面上昇による影響の効果がやや大きく出た。しかし、④対策面について考えると、降雨強度の増大による内水位の上昇に対して、排水能力を増加することにより、もとの計画最高内水位を維持するためには、モデル区域Aでは計画排水量を3割程度増加する必要があるのに対し、モデル区域Bでは計画排水量を5割程度増加する必要があることになる。これを、現状で設定したポンプ吐出量についてみると、モデル区域Aでは同程度のポンプ1台分に相当し、モデル区域Bでは同程度のポンプ7台分に相当する。

(2) モデル区域BとCの比較

モデル区域BとCについての数値計算結果を比較する。モデル区域BとCは、排水考慮区域の想定状況が異なり、流域面積および流域と有効貯留域の面積比は、モデル区

域CのほうをBより大きく想定し、有効貯留域面積および計画排水量は、モデル区域BのほうをCより大きく想定した。ただし、計画排水量と有効貯留域面積との比は、ほぼ等しく想定した。①2~15%の降雨強度の増加(割り増し)に対する最高内水位の応答は、1%の降雨強度の増加に対して、モデル区域Bでは1 cmの割合での上昇となり、モデル区域Cでは2.2 cmの割合での上昇となった。その比は1:2.2であり、排水考慮区域の想定状況の違いから、降雨確率や流出機構等の設定条件が異なるため、それぞれのモデル区域の流域と有効貯留域との面積比9.0(モデル区域B)と108(モデル区域C)との比1:12ほどは大きくならない。また、②0~130 cmの海面上昇に対する最高内水位の応答は、モデル区域Bではほとんど現れないのに対し、モデル区域Cでは海面上昇量の25~20%の割合での上昇となった。さらに、③これらの降雨強度の増加および海面上昇の同時変化に対する最高内水位の応答は、モデル区域Bでは、海面上昇の影響はほとんど現れず、降雨強度の増加の単独生起のみに対する上昇量とあまり変わらなかった。モデル区域Cでは、降雨強度の増加あるいは海面上昇の、それぞれの単独生起に対する最高内水位の応答の変化量の合計値に、相乗効果による数~十数%程度の増加分が加わった上昇量となった。

(3) ポンプ特性曲線の違いによる比較

各モデル区域において想定したポンプ特性曲線の揚程と吐出量の関係を、各ポンプの設計値を基準の100%とした割合で表したポンプ特性図を図-68に示す。いずれのポンプの揚程も、設計値は計画値より大きくとっている。よって、いずれのポンプの吐出量も、設計値は計画値より小さくなっている。ポンプの設計値に対する計画値の割合は、モデル区域A、B、Cのそれぞれにおいて、揚程が89%、84%、58%であり、吐出量が104%、109%、121%である。各検討の際に行ったそれぞれの内水排除チェック計算におけるポンプ特性図の使用範囲は、モデル区域A、B、Cのそれぞれにおいて、揚程が30~110%、60~100%、60~150%であり、吐出量が120~90%、120~100%、130~50%である。それぞれのポンプ特性図の各使用範囲での傾きは、モデル区域A、B、Cの順に、-2.3程度、-1.9程度、-1.1程度と緩やかとなる。傾きが緩やかなほど、揚程の変化割合に対する吐出量の変化割合は大きい。揚程の変化に対して、吐出量が計画値の半分程度にまで下がるモデル区域Cでは、特に各計画条件の変化に対する最高内水位の応答の変化量への影響が、大きくなったと考えられる。一方、揚程の変化に対しても、常に計画値以上の吐出量となるモデル区域Bでは、

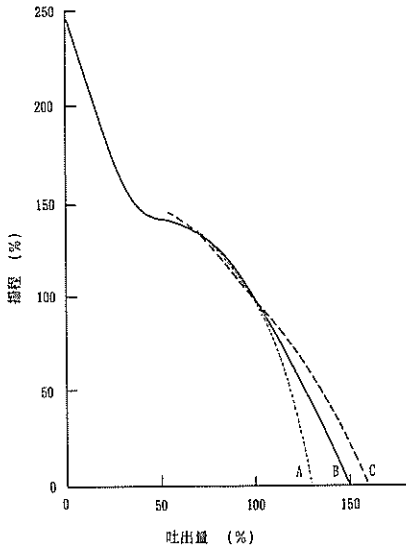


図-68 各モデル区域のポンプ特性図の比較

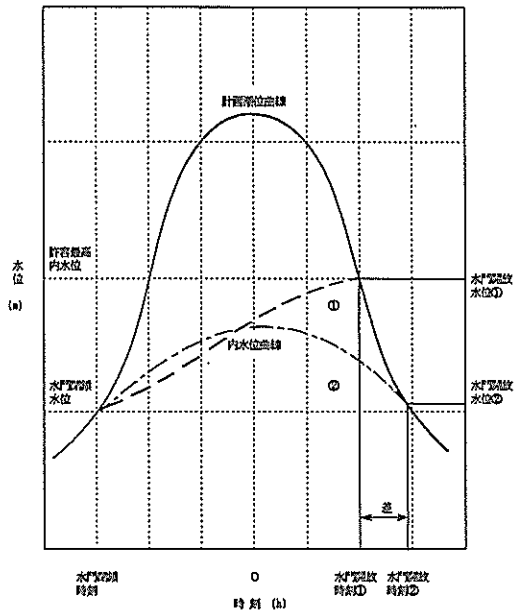


図-69 内水位曲線の形状と水門閉鎖時間の関係

影響は小さかったと考えられる。

(4) 地球温暖化以外による影響との比較

モデル区域Cで、地球温暖化以外による影響として、ピーク流出係数や流出速度の変化に対する最高内水位の応答を検討した。ここで、①今回の雨水流出量の算出には線型の合理式を用いているので、ピーク流出係数の増加割合および降雨強度の増加割合と、それぞれに対する雨水流出量の増加割合とは等しくなる。すなわち、現状での計画条件のピーク流出係数0.6が、0.7、0.8、0.9、1と変化し、雨水流出量が現状より17、33、50、67%の各増加割合で変化した場合、雨水流出量の1%の増加に対して、2.1~1.9 cmの割合での最高内水位の上昇となった。また、②建設省土木研究所の経験式を用いて、流出速度の遅い自然流域から流出速度の早い都市流域までの「内水流出曲線」を想定した。これらの「内水流出曲線」の変化に対する最高内水位の応答の変化量は、都市流域で最大とはならなかった。しかし、それぞれの「内水流出曲線」に対する「内水位曲線」の形状をみると、都市流域では許容最高内水位以上となる時間が長く、越流量も多くなっていた。自然流域から都市流域までの間での、流出速度の変化に対する最高内水位の応答の最大変化量は約1 mとなり、流出係数が0.6から0.9に50%増加、すなわち、雨水流出量が50%増加した際の変化量とほぼ等しくなった。

(5) 水門閉鎖時間の比較

水門閉鎖時間は、水門閉鎖水位および水門開放水位を変えなければ、「計画潮位曲線」の変化に対してのみに大きく影響される。一般には、海面上昇に対して水門閉鎖時間は長くなる。ただし、図-69に示すように、「計画潮位曲線」が同じでも、「内水位曲線」の形状が変わることにより水門開放水位が移動し、水門閉鎖時間が変わってくる場合もある。

(6) 排水量と水門閉鎖時間との関係

一般に、水門閉鎖時間中の総内水流出量が同じでも、ピーク流量が大きく継続時間が短い降雨ほど、最高内水位は高くなる。このように、「内水流出曲線」の形状が危険側に変化しなければ、一般に、海面上昇による「計画潮位曲線」の変化によって、水門閉鎖時間が計画水門閉鎖時間より長くなるほど、単位時間あたりの平均必要排水量は計画排水量より少なくなる。ただし、「内水流出曲線」が特異な形状である場合、例えば、流出のピークが2つ以上あり、水門閉鎖時間の変化によって、水門閉鎖時間中に含まれる流出のピーク数が変わるような場合を除く。ポンプ特性曲線の揚程変化の実用範囲に対して、海面上昇量が小さい場合には、海面上昇によって水門閉鎖時間が長くなり、ポンプ稼働時間が長くなることで許容最高内水位を維持できる場合もある。

(7) 検討結果の整理

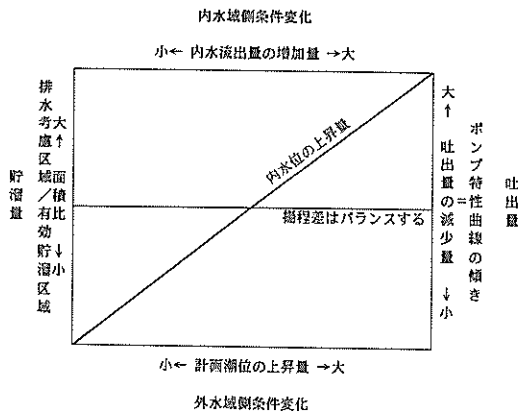


図-70 諸条件の変化による内水位への影響の関係

以上のモデル区域での検討から、図-70に示すように、①計画条件のうち、内水域側の条件変化である内水流出量の変化に対して、排水考慮区域面積（流域面積）と有効貯溜域面積との比の違いにより、内水位の応答への影響の現れ方に差が生じる。また、②外水域側の条件変化である計画潮位の変化に対して、揚程の変化量に対する吐出量（排水量）の変化量を規定するポンプ特性曲線の違いにより、内水位の応答への影響の現れ方に差が生じる。ただし、③揚程については、吐出量の変化により、内水位も変化し、平衡状態を保つ方向へ応答する。

10. まとめ

(1)全国の港湾海岸の排水機場の分布状況と、各排水考慮区域の主要諸元の大きさ等の分布について、既存の調査資料により整理した。排水考慮区域の主要諸元の値は、いずれも広範囲にわたり分布している。各排水考慮区域の〔計画降雨強度×面積比〕と計画排水量との割合を、排水計画の余裕度の指標として考え比較したところ、排水考慮区域ごとにかなりの差があった。

(2)港湾域の排水機場のうちで、内水排除を目的とした排水機場について、地球温暖化等による内水排除計画への影響を、モデル区域を想定しての数値計算により検討した。

貯溜域としての内水運河が排水考慮区域内の広範囲に発達分布した区域として、排水考慮区域が比較的狭いモデル区域A、および、やや広いモデル区域Bの2区域を想定した。また、常時は自然流下している河川を含む比較的広い排水考慮区域に対して、貯溜域は河川の下流部分のみに集中しているモデル区域Cを想定した。

a) モデル区域AとBについて、検討結果を比較した。①降雨強度の増大に対する最高内水位の応答の変化量の比(A:B)は1.5:1であり、面積比の比1.4:1と同程度となった。②海面上昇に対する最高内水位の応答の変化量は、モデル区域Aでは海面上昇量の8%程度となったが、モデル区域Bではほとんど現れなかった。③降雨強度の増大および海面上昇の同時生起に対する最高内水位の応答の変化量は、モデル区域Aでは、それぞれの単独生起に対する変化量の合計値とほぼ等しくなり、降雨強度の増大の単独生起に対する上昇量より11%程度大きくなった。モデル区域Bでは、降雨強度の増大の単独生起に対する上昇量より8%程度大きくなった。このときのモデル区域AとBとの最高内水位の上昇量の比は1.54:1であり、降雨強度の増大の単独生起に対する場合の比1.50:1に比べ、モデル区域Aのほうに海面上昇による影響がやや大きく出た。④降雨強度の増大に対して、排水能力を増加することにより、計画最高内水位を維持するためには、モデル区域Aでは計画排水量の3割程度、モデル区域Bでは5割程度増加する必要がある。

b) モデル区域BとCについて、検討結果を比較した。①2~15%の降雨強度の増加に対する最高内水位の応答は、1%の降雨強度の増加に対して、モデル区域Bでは1cmの割合での上昇となり、モデル区域Cでは2.2cmの割合での上昇となった。その比は1:2.2であり、モデル区域の想定状況の違いにより、面積比の比1:12ほどは大きくならない。②0~130cmの海面上昇に対する最高内水位の応答は、モデル区域Bではほとんど現れず、モデル区域Cでは海面上昇量の25~20%の上昇となった。③降雨強度の増加および海面上昇の同時変化に対する最高内水位の応答は、モデル区域Bでは、海面上昇の影響はほとんど現れず、降雨強度の増加の単独生起のみに対する上昇量とあまり変わらなかった。モデル区域Cでは、それぞれの単独生起に対する変化量の合計値より数~十数%程度大きくなった。

c) 揚程の変化により、計画値以下の吐出量でのポンプ運転となるモデル区域Cでは、最高内水位の上昇量が大きくなった。一方、揚程の変化に対しても、常に計画値以上の吐出量でのポンプ運転となるモデル区域Bでは、最高内水位への影響は少なかった。

d) モデル区域Cでの、①2~67%程度の雨水流出量の増加に対しては、1%の増加に対して2cm程度の割合で最高内水位は上昇した。②自然流域から都市流域までの流出速度の違いによる内水流出曲線の変化に対して、最高内水位の応答は都市流域で最大とはならなかった。しかし、都市流域では許容最高内水位以上となる時

間が長く、越流量も多くなった。自然流域から都市流域までの流出速度の変化に対する最高内水位の応答の最大変化量は、雨水流出量が50%増加した際の変化量と同程度となった。

e) 水門閉鎖時間は、水門閉鎖水位および水門開放水位を変えなければ、計画潮位曲線の変化に対して大きく影響される。また、同じ計画潮位曲線でも、内水位曲線の形状が変わることにより水門開放水位が変化し、水門閉鎖時間が変わってくる。

以上のモデル区域での検討から、次のような関係が考えられる。①流域面積に対し有効貯留域面積の比が小さい場合、流域からの流出量の変化に対する内水域の水位の応答は大きい。②揚程の変化に対して吐出量の変化が大きいポンプ特性の場合、海面上昇に対する内水域の水位の応答は大きい。③ポンプの設計値の計画値に対する余裕度が小さい場合、流域からの流出量の変化および海面上昇に対する内水域の水位の応答は大きい。

内水位の上昇への対応策を考えると、①排水考慮区域面積・計画降雨・流域状況等の関数である計画流出量に対して、排水能力・貯留域面積の関数である計画排水量の比率が大きな排水考慮区域の排水機場は、計画条件の変化に対する余裕度が大きいと考えられる。余裕度が大きな排水機場では、海面上昇量に対する内水域の水位の上昇量は小さく余り問題とならない。また、内水流出量の増大あるいは流出速度の増加等に起因する、内水流出曲線の変化に対する内水域の水位の上昇については、貯留域面積が大きいことにより、内水域の水位の上昇量は小さい。反面、元の内水域の水位を維持しようとする場合には、より多くの排水量の増加が必要となり、ポンプ増設による対策方法および費用への影響は大きくなる。②これとは逆に、計画流出量に対して、計画排水量の比率が小さな排水考慮区域の排水機場は、余裕度が小さいと考えられる。内水域の水位の上昇量は大きくなるが、貯留域面積が小さい場合、必要排水量の増加は少なく、ポンプ増設による対策方法および費用への影響は少ない。

(3)今後の課題として、①排水機場の各計画条件の変化に対する影響について、全国の港湾海岸の排水機場に対する一般的な関係を提案すること、②内水域の水位および水門閉鎖時間の応答のみでなく、必要排水量増加への対策や内部護岸かさ上げ対策、橋梁クリアランス等の内水面の利用への制約等の面からも考慮を加え、より総合的な影響評価の手法を確立し検討を行うことが挙げられる。

最後に、東京都港湾局港湾整備部港湾海岸整備課の高橋興一防災計画主査をはじめとする皆様方、名古屋港管

理組合の鬼頭敏之建設部施設課長、三宅信雄主幹、沼田保晴設計係長をはじめとする皆様方には、懇切なご指導ご鞭撻を賜った。また、「付録 A：水位上昇による潮汐振幅の変化について」は、古川恵太研究官（海洋水理部海水浄化研究室）の協力を得た。各位に対し、ここに記して深く感謝しお礼申し上げます。

(1991年11月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 兵庫県尼崎港管理事務所：街をまもる 高潮と防潮堤，1986年。
- 2) 佐々木義昭・南兼一郎・神田勝己：水門・排水機場等の施設実態と維持管理，港湾技研資料，No. 661，1989年12月。
- 3) 東京都港湾局計画部港湾計画課：東京港の防災，1990年3月。
- 4) 村田利治・柳生忠彦：排水機場の計画・設計について，港湾技研資料，No. 345，1980年6月。
- 5) 建設省建設経済局建設機械課：揚排水ポンプ設備技術基準(案)解説，社団法人河川ポンプ施設協会，1990年1月。
- 6) Intergovernmental Panel on Climate Change：Policymakers Summary of The Scientific Assessment of Climate Change，Report Prepared for IPCC by Working Group I，June 1990。
- 7) 気象庁：温室効果気体の増加に伴う気候変化(II)，気候問題懇談会温室効果検討部会報告，1990年7月。
- 8) 磯部雅彦・三村信男・灘岡和夫：地球温暖化による海面上昇・海象変化と海岸への影響，第6回環境工学連合講演会講演論文集，No. 4，pp. 1~6，1991年1月。
- 9) 筒井純一・磯部雅彦・渡辺晃：地球温暖化後の東京湾における高潮の予測，'91日本沿岸域会議研究討論会講演概要集，pp. 26~27，1991年5月。
- 10) 中辻啓二：海面上昇が河口・沿岸海域の流動に及ぼす影響とその対応，土木学会平成3年度全国大会研究討論会資料，pp. 4~5，1991年9月。
- 11) 杉戸清：下水道学 前編，pp. 33~41，1953年，技報堂出版。
- 12) 高橋裕：河川工学，p. 138，1990年3月，東京大学出版会。

記号一覧表

A, B, C	: モデル区域名
A	: 流域面積 (km ²)
A _i	: 各地区ごとの流域面積 (km ²)
A _w	: 有効貯留域面積 (km ²)
C	: 土木研究所の経験式中の定数
F	: ポンプ効率 (%)
f	: 流出係数

f_p : ピーク流出係数	h_a : 機場の吐出側損失水頭 (m) (吐出樋門・樋管等の損失水頭および速度損失水頭)
f_{pi} : 各地区ごとのピーク流出係数	h_m : 流入による損失水頭 (m)
g : 重力加速度 (m/s ²)	h_F : 摩擦による損失水頭 (m)
H : ポンプ全揚程 (m)	h_b : 曲りによる損失水頭 (m)
H_k : ポンプ計画全揚程 (m)	h_{sc} : 断面急縮による損失水頭 (m)
H_a : ポンプ実揚程 (m)	h_v : 弁による損失水頭 (m)
H_{ak} : ポンプ計画実揚程 (m)	i : 地区番号 海面上昇量 (cm)
H_s : 機場全揚程 (m)	j : 区間番号 降雨強度の増加割合 (%)
H_{sk} : 機場計画全揚程 (m)	L : 流域内流路延長 (m)
H_f : 機場実揚程 (m)	L_i : 各地区ごとの流域内流路延長 (m)
H_{fk} : 機場計画実揚程 (m)	L_r : 降雨中心からの距離 (m)
H_i : 内水位 (m), (A.P. + m), (N.P. + m)	L_{ri} : 各地区ごとの降雨中心からの距離 (m)
H_a : 外水位 (潮位) (m), (A.P. + m), (N.P. + m)	l : 流路の長さ (m)
$H_{i\min}$: 内水位の低下の許容値 (A.P. + m), (N.P. + m) 許容最低内水位 (A.P. + m), (N.P. + m)	l_i : 各地区の流出箇所から水門位置までの距離 (m)
$H_{i\max}$: 内水位の上昇の許容値 (A.P. + m), (N.P. + m) 許容最高内水位 (A.P. + m), (N.P. + m) 内部護岸維持天端高 (A.P. + m), (N.P. + m)	l_j : 流路各区間の長さ (m)
$H_{i\max}$: 最高内水位 (A.P. + m), (N.P. + m)	N_p : ポンプ台数 (台)
$H_{a\max}$: 最高外水位 (潮位) (A.P. + m), (N.P. + m)	PS : 軸動力 (ps)
$H_{i\max k}$: 計画最高内水位 (A.P. + m), (N.P. + m) 計画内水位曲線のピーク (A.P. + m), (N.P. + m)	Q_i : 内水流出の流量 (m ³ /s) 単位時間あたりの流出量 (m ³ /s)
$H_{a\max k}$: 計画最高外水位 (潮位) (A.P. + m), (N.P. + m) 計画潮位曲線のピーク (A.P. + m), (N.P. + m)	Q_{ir} : 降雨による流出の流量 (m ³ /s)
$H_{a\text{shut}}$: 水門閉鎖水位 (A.P. + m), (N.P. + m)	Q_{ip} : 雨水流出のピーク流量 (m ³ /s)
$H_{a\text{open}}$: 水門開放水位 (A.P. + m), (N.P. + m)	Q_{ipi} : 各地区ごとの雨水流出のピーク流量 (m ³ /s)
h : 落差 (m)	ϕQ_{ipi} : 各地区ごとの降雨均等率を考慮した雨水流出のピーク流量 (m ³ /s)
h_i : 各地区ごとの落差 (m)	Q_a : ポンプ 1 台あたりの吐出量 (m ³ /s)
h_j : 流路各区間の落差 (m)	Q_{ak} : 1 台あたりの平均ポンプ必要吐出量 (m ³ /s) 1 台あたりのポンプ計画吐出量 (m ³ /s)
h_h : 流域内最上流点高 (m)	$Q_a \cdot N_p$: 機場の排水量 (m ³ /s)
h_{hi} : 各地区ごとの流域内最上流点高 (m)	$Q_{ak} \cdot N_p$: 機場の平均必要排水量 (m ³ /s) 機場の計画排水量 (m ³ /s)
h_l : 流出箇所高 (m)	r : 有効降雨強度 (mm/h)
h_{li} : 各地区ごとの流出箇所高 (m)	r_i : 各地区ごとの流出雨水のピークを与える有効降雨強度 (mm/h) 流出雨水到達時間 t_{pi} (min) 内の平均有効降雨強度 (mm/h)
h_{ls} : ポンプ吸込側配管損失水頭 (m)	S : 地表平均勾配
h_{lt} : ポンプ吐出側配管損失水頭 (m)	S_i : 各地区ごとの地表平均勾配
h_i : 機場の吸込側損失水頭 (m) (流入水路およびスクリーン等の損失水頭)	s : 流路平均勾配

地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響

s_j : 流路各区間の平均勾配	v : 流路内流速 (m/s)
SV : 単位時間あたりの湛水量 (m ³ /s)	v_j : 流路各区間の流速 (m/s)
T, t : 時刻 (min), (h)	ε : ポンプ揚程減少補正係数 (1.05~1.15)
ΔT : 微小時間 (s)	λ : 減衰係数
内水排除チェック計算での計算時刻間隔 (min)	λ_i : 各地区ごとの減衰係数
T_{shut} : 水門閉鎖時刻 (h: min)	λt_p : 雨水流出の減衰時間 (min)
T_{open} : 水門開放時刻 (h: min)	$\lambda_i t_{pi}$: 各地区ごとの雨水流出の減衰時間 (min)
t_p : 流出雨水到達時間 (min)	ϕ : 降雨均等率
流出雨水到達時間に相当する降雨継続時間 (min)	ϕ_i : 各地区ごとの降雨均等率
t_{pi} : 各地区ごとのピーク流出雨水到達時間 (min)	$\Sigma(Q_i \cdot \Delta T)$: 累加内水流出量 (m ³)
各地区ごとのピーク流出雨水到達時間に相当する降雨継続時間 (min)	$\Sigma(Q_i \cdot \Delta T)_{\text{max}}$: 水門閉鎖時間中の最大総内水流出量 (m ³)
t_i : 各地区の流出箇所から水門位置までの流達時間 (min)	$\Sigma(Q_{ik} \cdot N_b \cdot \Delta T)$: 機場の総必要排水量 (m ³)
Δt_j : 流路各区間の流達時間 (min)	ΣV_T : 累加湛水量 (m ³)
V : 流出速度 (m/s)	$(\Sigma V_T)_k$: 許容湛水量 (m ³)
V_i : 各地区ごとの流出速度 (m/s)	$(\Sigma V_T)_{\text{max}}$: 最大湛水量 (m ³)
V_d : 吐出速度 (m/s)	$(\Sigma V_T)_{\text{max}k}$: 計画最大湛水量 (m ³)
V_T : 内水排除チェック計算での計算時刻間内の湛水量 (m ³)	A.P. : 荒川工事基準面 (T.P. -1.1344 m)
	N.P. : 名古屋港工専用基準面 (T.P. -1.41 m)
	T.P. : 東京湾中等潮位
	東京湾平均海面

付録. A

水位上昇による潮汐振幅の変化について

A.1 はじめに

排水機場からの内水排除等を考える際には、排水する終端での水位が境界条件のひとつとなる。湾内への排水であれば、湾内水位が境界条件として与えられなければならない。湾内水位の時間的な変動は、定常的な平均海面水位の上昇と、潮汐や高潮などによる非定常的な水位変動分の重ね合わせで考えられる。高潮や潮汐は、平均海面水位の上昇による平均水深の増大の影響を受けて変化する。ここでは、地球温暖化に起因する海面上昇に対する応答を考える。例えば、高潮時の潮位に対する影響は、平均海面水位の上昇が起こった際に、水深の増大によって吹き寄せの効果が減少する分と、高潮の原因である台風の巨大化によって吸い上げの効果が増加する分とが相殺し、結果的に、平均海面水位の上昇分だけの潮位の増加にとどまることが磯部ら⁴⁾によって示されている。また、潮汐に対する影響は、瀬戸内海を一次元水路とみなして計算した結果、平均海面水位が1 m上昇した際に、大阪湾での潮位上昇は0.97 mであるという計算結果が、中辻⁵⁾によって紹介されている。本節では、平均海面水位の上昇の潮汐に対する影響を東京湾について試算し、内水排除の境界条件としての内湾水位の与え方について検討する。

A.2 作用外力の変化の仮定

潮汐は、地球上の海水に太陽・月等の引力が作用して引き起こされている。平均海面水位の上昇が起こったとしても、数mの上昇では、起潮力そのものの変化は小さいと考えられる。したがって、湾口における潮汐振幅は現在のままと仮定し、単純に平均海面水位が1 m上昇した場合について、湾内への潮汐振幅の伝達がどのように変化するのかを検討することにする。ただし、湾口部での境界条件について、地球温暖化による変化の有無を含めた検討は行っていない。また、海水温上昇による海水密度の変化等は考慮していない。

A.3 一次元微小振幅波理論による推算

まず、湾内での潮汐振幅の伝達を微小振幅波理論を用いて、潮汐振幅の波高および伝達速度について試算する。湾口から湾奥に向かって水深が浅くなる場合や、湾の幅が狭くなる場合には波高の増大が起こる。地点a, bに

おいて、それぞれ的水深が h_a , h_b , 湾の幅が B_a , B_b である場合には、波高 H_a , H_b は、

$$H_b/H_a = (h_a/h_b)^{0.25} \cdot (B_a/B_b)^{0.5} \quad (A.1)$$

と表される (Green の法則)。つまり、水深が浅くなるほど、波高が増大するということである。また、水深 h の海域での微小振幅波の波速 C は、 h の0.5乗に比例するので、潮汐振幅の伝達を波速から推定するためには、

$$dT = \int_0^L (g \cdot h(x))^{-0.5} dx \quad (A.2)$$

を計算すればよい。ここに、 dT は伝達時間、 g は重力加速度、 h は水深、 L は伝達距離、 x は湾口部からの距離を表す。ここで、東京湾を長さ50 km、湾口水深50 m、湾奥水深10 m の水路として、水深 h が湾口から湾奥に向かって一様に減少していく場合を考えると、(A.1)式および (A.2) 式より $H_b/H_a = 1.50$, $dT = 3121$ 秒となる。一方、1 m の平均海面水位の上昇により、湾口水深51 m、湾奥水深11 m となった場合には、 $H_b/H_a = 1.46$, $dT = 3054$ 秒となり、約3%の波高減衰と約2%の伝達速度の増加が生じることが推算される。実測によると、 $H_b/H_a = 1.5$, $dT = 2000$ 秒である。伝達速度に関しては地形の影響などを受けていると考えられるので、さらに二次元計算を実施した。

A.4 二次元潮流数値計算による推算

計算は二次元単層のADI法により、東京湾を城ヶ島と岩井袋を結ぶ線を開境界とし、振幅35 cm, 周期12時間の潮汐振幅を与えて行った。その他のパラメータについては、表-A1のとおりである。水位上昇時の計算は、現況に対して水深を1 m増加させて行った。代表的な7地点に関して、潮汐振幅と伝達速度の計算結果を観測値とともに表-A2, A3に示す。ただし、伝達速度は、境界で与えた潮汐振幅からの位相遅れとして表示している。

表-A1 二次元計算条件

格子間隔	2000 m 正方格子
計算間隔	30秒
計算時間	5 潮汐 (解析には5 潮汐目のデータを用いる)
外力	コリオリの力を考慮する
開境界条件	振幅35 cm, 周期12時間 (岩井袋におけるM ₂ 潮)
底面粗度	$n = 0.02$ (全領域で一定値)

表-A 2 計算結果(潮汐振幅)

観測点	観測値 (cm)	計算値 (cm)	
		現況	上昇時
城ヶ島	38.0	35.0	35.0
岩井袋	35.0	35.0	35.0
浦賀	35.8	36.0	35.0
富津	45.0	43.0	43.0
横浜	46.7	49.0	53.0
東京	50.1	54.0	53.0
千葉	51.0	56.0	55.0

表-A 3 計算結果(位相遅れ)

観測点	観測値 (s)	計算値 (s)	
		現況	上昇時
城ヶ島	0	7	0
岩井袋	72	1	35
浦賀	240	83	76
富津	1560	1128	860
横浜	1104	2021	1643
東京	1968	2138	1726
千葉	1080	2083	1670

現況の計算では、潮汐振幅、位相遅れともに1割程度の誤差を含んでいる。境界条件の与え方の問題により生じた誤差と考えられるが、本解析の目的は、平均海面水位の上昇が潮汐振幅にどのように影響するかを検討することにあるので、観測値の再現性を高めるための詳細なチューニングは行っていない。計算結果は、一次元解析の結果と矛盾せず、東京において平均海面水位の上昇によ

る約2%程度の潮汐振幅の減衰と、約20%程度の伝達速度の増加が現れている。伝達速度の増加が、一次元解析の結果より大きくなった原因として、水深の浅い部分での伝達速度の増加が寄与していると考えられる。ただし、格子点での潮流について比較してみると、その差は、最大で5%程度であり、伝達速度の違いが内湾全体での流動を大きく変えることはないものと考えられる。

A.5 結論

以上の検討により、天文潮振幅は、1 m 程度の平均海面水位の上昇後も現状とほぼ同じとみなせる。

参考文献

- A1) 三村信男・磯部雅彦・細川恭史・澁岡和夫：地球温暖化による海面上昇・海象変化の影響評価，海岸工学論文集，第38巻，pp.936~940，1991年11月。
A2) 中辻啓二：海面上昇が河口・沿岸海域の流動に及ぼす影響とその対応，土木学会平成3年度全国大会研究討論会資料，海面上昇への適切な対応，pp.4~5，1991年9月。

記号一覧表

- a, b: 地点名
 B_a, B_b : 地点 a, b での湾の幅
 C: 波速
 g: 重力加速度
 H_a, H_b : 地点 a, b での波高
 h: 水深
 H_{a, H_b} : 地点 a, b での水深
 L: 伝達距離
 T: 伝達時間
 x: 湾口部からの距離