

## 第3章 地理学的研究

### Geographical Studies

資源科学研究所	研究員	多田	文男
	//	研究員	三井 嘉都夫
	//	研究員	大矢 雅彦
	//	研究助手	寺岡 恂子
	//	研究助手	井上 泰生
	//	嘱託	岡崎 敬清
	//	嘱託	甲木 清

### 要 約

(1) 背振山麓の扇状地及び東部の台地を除けば、山麓近くまでデルタである。このデルタは青色粘土層を主体とする海成層であって、沖積世の海進時に堆積したものであり、その内陸側の限界はほぼ海拔4mである。

(2) 沖積層の厚さは佐賀付近で30~40m、白石平野で40mである。したがって白石平野の堆積速度は沖積世を10,000年とすれば年平均約2mm位となる。この沖積層と洪積層の不整合面は有明海の-40m付近の海底平坦面に連なる。

(3) 沖積世の最大海進(約5,000年前)以後海退と河川の沖積作用で陸化はかなり急速に進んだ。しかし、デルタでは海成粘土が地表近くまでであることより、海退がかなり陸化にあたって大きな役割をしていることがわかる。

(4) 海退の速度は必ずしも一律でなく、ある時は速く、ある時は遅く、また小海進もはさんでいたようである。佐賀市及び佐賀江湖の線はかつての海岸線であったと思われる。佐賀市で採集した粘土の分析の結果、石英を多量に含み、このほか、長石、角閃石、黒雲母があることが解った。このことは、この土壌が花崗岩でできている背振山脈から供給されているもので、それが嘉瀬川によって運ばれ、旧海岸線付近に堆積したものであることが解る。

(5) 弥生式遺跡は佐賀、佐賀江湖の線以北に分布する。ただ筑後川左岸ではもっと海岸近くまで分布しており、地質構造と合せ考えて、筑後川左岸の方が早くから陸化していたことが解る。

(6) 干拓地の形成は自然条件の他、社会的、経済的諸条件に左右されることが多いが、やはり筑後川左岸では

古い干拓地が、右岸には新しい干拓地が分布する。

(7) 洪水氾濫の形態は平野地形と密接な関係をもち、また著しい地域差がある。

嘉瀬川は砂礫運搬量の多い川で、山麓には半径5kmに達する扇状地が、それより下流側には自然堤防が発達し、更に河床は天井川化している。したがって、洪水時にあふれた水は本川より周辺部低地へあふれる。また時には流路の変遷も行なわれる。このような地形の影響もあって幹線水路は扇形に広がり、灌漑面積は広大である。

筑後川は逆に本川へ近づくにしたがって、地盤高が低くなっている。これは上流部からの砂礫の供給が少ないこと、河川改修によって洪水の流下速度が速いこと、および干満の差が激しいことなどのため、河床および周辺が浸食されるためである。このような地形のため、洪水は周辺部より本川へ集まってくるか、あるいは本川よりあふれても再び本川へもどってくる型となる。また、筑後川本川の水を逆潮灌漑で利用する地域も川沿の狭い地域に限られている。

六角川の河床および沿岸は極めて低平で河口より30km上流までは有明海の浮泥からなり、干満の影響もここまで達する。著しい干満のため、洪水は地形が低平である割合には、排水は速やかである。河川水が大部分塩水であるため、用水としてはほとんど使われず、流域は溜池や深井戸灌漑に頼っている。

(8) この平野には溝渠の発達著しい。この溝渠は垂直的には2つの型に分類できる。一つは溝渠の周辺部に、周辺部の水田より低い水田が付着する型でこのよう

な水田のことを「下り田」と呼ぶ。この「下り田」については従来はポンプ灌漑以前では溝渠の水を一度に高い水田にかけることは困難であるので、中間に一段低い水田を作り、まず低い水田に水をあげ、ついで高い水をあげたといわれてきた。また地すべりが溝渠の周辺でおこってその低い水田ができたともいわれている。

今回調査の結果、下り田の分布が有明粘土層の範囲に限られていること、地盤高では2~4mに囲まれる範囲に特に多いこと、特に比高の大なるものは3m付近に集中することなどが解った。更に粘土分析を行ない、この地方の粘土中のナトリウム、モンモリロナイトは水をすった時ふくれあがる率が大きく、これによって地すべりが起ることが解った。特に乾燥度合が大きいほど、水を吸収する率が大きい。このことは下り田の分布が海岸より内陸部に多いことと関係がある。そして冬期溝渠の水位

を下げて乾燥させ、田植期に水を入れる時、地すべりを起すと思われる。

この地すべりを防ぐため、地表面と溝渠水面との差を縮めるため、「下り田」が作られたと思う。

今一つの型は逆に溝渠近くに地盛りがあって高くなっているもので、これは白石平野など海拔2mないし以下の部分に多い。

(9) 白石平野ならびに佐賀平野では地盤沈下が見られる。この地盤運動に伴う年間数mm程度の沈下と、地下水揚水に伴う年間4~5cm程度の沈下と、炭坑出水に伴うと推定される年間10cm近い局地的沈下が考えられる。

いずれにしても、このような沈下は今後この地域の内水処理に無視できない存在となるであろう。

## I. 北岸低地の地形

### 3.1 水害地形分類図より見たる北岸低地の地形概観

図3-1は北岸低地の一部すなわち、嘉瀬川、筑後川間の水害地形分類図である。この図および先に筆者らの作成した有明海北岸低地水害地形分類図\*をもとに北岸低地の地形を概観してみよう。

有明海北岸には筑後川、嘉瀬川、六角川、などの河川がそそぎ、それぞれの下流に筑後平野、佐賀平野、白石平野などが開けている。この平野をふちどる山地は、東部は三繩山塊、北部は背振山脈、西部は杵島山脈である。

段丘は主として東部に分布し、久留米、大牟田間および、久留米、嘉瀬川間に見られるが、佐賀平野西部および白石平野には見られない。また、白石平野西部の杵島山麓は屈曲にとみ、平野と山地との境界が明瞭であたかも島が海中に浮かんでいるのと同じ形をしている。これは地盤の沈降を物語るものである。これに対し段丘は地盤の隆起を示すものであるから、有明海北岸低地は東部は隆起し、西部は沈降する運動を続けてきたことが推定できる。

筑後川左岸の平野は台地がしだいに沖積地へもぐりこ

んでおり、その境界が明瞭でない部分もあり、また台地が島状に分布する所もある。

背振山脈は花崗岩でできているので、洪水時崩壊が著しく、山麓に扇状地が発達する。特に嘉瀬川のものが大きく、半径5kmに達する。

扇状地より下流側は平水時河道に沿って砂が堆積して形成された微高地すなわち、自然堤防の地域である。自然堤防の発達の著しいのは矢部川で、ついで嘉瀬川にもみられる。佐賀市ののる微高地もこの自然堤防の延長である。

自然堤防および扇状地より下流側は広大なデルタの地域である。デルタの上限は大体4mであって、この限界付近まで沖積世の海進期(約5,000年前)には海面となっていた所であり、その後の海退によって急速に陸化した所である。そのため、地表近くまで海成の青色粘土層が見られる。

海岸に近い部分は近世以降の干拓地である。第一線堤、第二線堤のほかに旧干拓堤が残されている所があり、また道路、集落などの分布から旧干拓地を見つかることができる。この干拓地の地盤高は0~2mであって、0m以下の部分はわずかに有明干拓地の一部にあるにすぎず、6mにもおよぶ干満の差と相まって、干潮時の排水は容易である。この点、大部分0m以下の濃尾平

\* 大矢雅彦、長瀬陸子、菊地カヨ子(1963): 有明海北岸低地水害地形分類図、建設省国土地理院

野の干拓地とはかなり趣きを異にする。

干拓地は外側は干潟であり、干拓は拡大しないと年々水平的にも垂直的にも増大し、背後干拓地の排水に悪い影響を与える。干潟形成速度は筑後川河口の南川副の地先において年平均10m、上昇は年平均7cmに達している。

### 3.2 北岸低地の形成過程—海面変化を中心として—

図3-2、図3-3はほぼ佐賀市を南北に通って背振山麓より海岸にかけてとった地質断面図である。この地質断面図を見ると、背振山麓の扇状地からデルタに移った所で上部より26mまでは青灰色の砂泥層であるが、それより下22mは褐色を呈する。また佐賀においても上部より30~40mの所で褐色の地層がでてくる。この不整合面はずっと海岸へのび、有明海の—40m位の海底平面につながるといわれる。\*

この不整合より下は洪積層であり、上は沖積層である。すなわち、下の地層はヴェルム氷期の海面が著しく低下した時に堆積した地層であり、上の地層は沖積世になって海面が上昇してきた時の堆積である。沖積世は今より約10,000年前に始まるとされているから、上の青色粘土層は10,000年以後の堆積物と見ることができる。

そして、沖積世の海面上昇は約5,000年前に最高に達し、その限界が水害地形分類図に示すデルタの内陸の限界と思われる。考古学でいう縄文時代早期にあたる。地盤高からみると現在より約4m程海面が高かったと思われる。

その後現在の海岸線まで海退が進んだわけであるが、その速度は一様でなくある時は速く、ある時は遅かった。また時には小海進もあった。

現在佐賀平野で地形的に明瞭にみられる海岸線の一つは佐賀市、佐賀江湖を結ぶ線であり、今一つは干拓地の北限を限る近世の海岸線である。

佐賀、佐賀江湖の線を境として、地盤高は南部は3m以下、北部は3m以上である。また北部には修里田、牟田寄、千住、中田町、下直鳥などに弥生時代の貝塚が分布するが、南部には見当らない。また佐賀平野の河川がほとんど南北方向に流れているのに対し、佐賀江湖だけが現海岸線と平行して東西方向に流れている。更に佐賀市の位置する微高地は海拔4~5mであるが、この微高地

の中心部佐賀県宇付付近で地表下3mの土壌を分析したところ、大部分花崗岩質のもので、これは背振山脈から嘉瀬川によって運ばれてきた砂礫が旧海岸線に沿って東西方向に堆積したものであることを示している。佐賀北部にはデルタが扇状地末端まで若干分布しているから、海退によって陸化したデルタ上に、嘉瀬川の洪水でこのような堆積が行なわれたのであろう。この旧海岸線は遺物の分布あるいは位置などからみて、弥生時代から古墳時代へかけての海岸線ではなからうかと思われる。

その後海退はかなり速く行なわれた。このデルタの形成に海退が大きな役を果たしていることは、佐賀市以南ではデルタの表面に陸上堆積物は少なく、海成粘土層が地表近くまであることを見ても解る。筑後川あるいは六角川の河道もかつての干潟中に形成された溝がそのまま河道になったものと思われる。

弥生時代前期には佐賀平野では、上米田、二本黒木貝塚のように扇状地に貝塚が作られ、自然堤防上には荒堅目、上黒井の貝塚、砂洲の上には詫田貝塚が形成された。

弥生中期には三養基郡三根村西島の貝塚、本分ならびに石井北方、持丸貝塚などや、神興、経塚、千代田村高志神社、杏ノ木、上ヶ地の貝塚、東大石、姉などの貝塚が自然堤防上に作られている。

弥生後期には更に下流側の千代田村下直鳥、佐賀市牟田寄貝塚が形成された。

これらの貝塚の分布は、その他の貝塚を伴わない弥生遺跡とともに東西にほぼ一直線状をなしていることは当時の海岸線も現在の海岸線とほぼ平行していたと思われる。

筑後平野では扇状地末端に位置する三瀬町、玉溝、山門郡瀬高町小川などに弥生前期の土器が分布しており、そのほかに中期以降の土器、石器を包含する貝塚が低地に分布している。もとの砂洲と考えられる柳川市西蒲池本村の弥生遺跡からは前期の土器が出土している。

そのほか三瀬郡北部の台地の末端にある高三瀬には中期貝塚があり、低地には城島町筒江、下青木、能保里、大川市酒見、一ツ木などに海棲の貝を主とした貝塚を残している。

貝塚をともなわない弥生遺跡としては低地部でも多数の遺跡が分布する。これらの弥生遺跡はあるいは列をなし、あるいは群をなして弥生時代の人が自然堤防や砂洲の上に集落を営んでいたことを示している。

なお、筑後平野で三瀬郡南部の低地に広がる溝渠網密

\* 地田研(1965):有明・不知火海域の第四系

集地域や筑後市の寛元寺、久富、若菜、長崎、庄島、北島などの弥生遺跡を結ぶ線とその西部の弥生遺跡分布地域との間に弥生式土器を発見できない地域がある。

### 3.3 歴史時代における平野形成過程

古墳時代になれば、有明海北岸低地では、弥生遺跡に引続いて集落が形成され、その後背地の湿地も水田化されたことが貝塚や貝塚をともなわぬ遺跡によって立証される。

下って奈良、平安時代初期にかけて、佐賀平野、白石平野、武雄盆地、多久盆地、鹿島塩田平野、筑後平野でも水田耕作や畑地に適するところに条里が施行された。

佐賀平野の条里の南限は、ほぼ寺井津、米納津の東部、南里、新郷、大井樋屋外、中原元町、荻野、丁水、福神、新宿、寺町を結ぶ線であり、その以南は近世初頭に開田された籠地帯となり、その外側に掘地帯がある。

白石平野の六角川南北両岸にも山麓に近いところに条里の遺構があり、白石平野における条里の東限は北から、東郷、甘治、大井、廻里津、原田、坂田、竜崎、深浦を経て鹿島平野の鹿島市本町にいたる線である。

筑後平野でも、主として三漕郡南部低地の溝渠網密集地域とその周辺並びにその東部を除いた各地に条里遺溝がひろがっており、その南限は大川市小保、一ツ木、柳川市市間、田崎、久々原、浜武、諸藤、弥四郎、宮永、山門郡大和町の藤吉、徳益、豊原、野田、塩塚、南野、血垣、中島、三池郡高田町の今福中牟田、濃施、渡瀬、大牟田市唐船、明治町、を結ぶ線で、この線内は条里施行時、すでに自然陸化していた地域であり、その外部は堤防を構築して開田した開地帯となっている。

しかしこれらの弥生遺跡ならびに条里の遺溝が標高3m前後の線までにとどまっていることは、有明海潮汐干満の差が最大5mであることからおしうなずかれることである。

荘園時代になって、それまでに条里が施行されなかった荒地や湿地の開墾が行なわれ、集落が形成された。寄人、用作、牟田、古賀などがそれである。鎌倉時代になると、市丸、松丸、四郎丸などの人名を冠した集落名や福吉、福益恒松などの如き佳称を集落名としたものや、甲、馬手、丙ノ馬手、丙ノ太田、丁ノ太田、北古賀、北矢ヶ部、南矢ヶ部、上八院、中八院、下八院などの如く上中下、甲乙丙丁などの名を上冠した多数の集落が成立し、有明海北岸低地も次第に開発が進んできた。

佐賀平野における戦国時代末期の汐土井線は和崎、犬

井道、小籠、住吉、大野、丸目、久富、福満、永田ヶ里の線で、白石平野では筑切西部、横手、牛屋戸ヶ里、竜崎の線が海岸線であったと推定される。

近世になると干拓地が著しく形成されるようになる。ただし、地域によって、干拓のおこなわれた時代、速度がかなりことになってきている。

このような地域差のあるのは、それぞれの地域の社会的経済的条件がことなるだけでなく、自然条件もことなるからである。

筑後川左岸では柳川藩が財政の窮乏を助けるため、干拓に力を入れ、慶長年間(1596~1615年)に田中吉政によって本土居が築堤された。これは紅粉屋から南東へ七ツ家、吉原、江ノ浦、北新開、南新開を連ねる線である。その後この堤防をもととして干潟の干拓がすすめられ、中土居が完成し、ついで1673年汐土居が完成した。その後矢部川右岸では三五平、住吉などが1830年より1843年にかけて、また右岸では永治開が1821年に開かれた。また、塩塚川、沖、端川沿岸では豊後屋が1733年に、寿硯、中六十丁、下八丁、血垣開などが1750年より1800年にかけて開かれ、この時代の干拓地造成はかなり活発であった。

大野島は1528~1554年はまだ海であったが、その後一つの洲が形成され更に1570~1591年にもう一つの洲が形成された。そして、この地方の人は上流側の島を雄島、下流側の島を雌島と名付けた。これは1592~1595年になると次第に高くなり、1601年頃より開発がはじまった。その後雄島は柳川藩に雌島は佐賀藩に属したが、干拓の前進により両島は一つとなり、今日見られる大野島となった。

筑後川右岸 この地域で干拓がはじまったのは戦国時代以後で、本格的にはじまったのは慶長以後のことである。秀吉の九州平定後鍋島藩は領土を削減され、更に朝鮮役で多くの軍費を要したため、これを補うのに新田造成をすすめた。こうして、慶長より寛文にかけての干拓隆盛期がおこった。この時の干拓限界は寛文年間(1661~1772)に藩によって建設された六千間土居、松土居までと考えられる。この堤防の内側の干拓地は籠とよび、堤防の外側の掘と対比される。

この干拓隆盛期後しばらく静止期があった。そして、天明6年(1786年)鍋島治茂が開拓にあたる六府方を設置し、干拓をその中の擲方に管理させるに及んで第2期の干拓隆盛期をむかえた。これが六千間土居、松土居などの外側にあたる掘地帯である。

明治以後になると士族が共同で干拓をしたり、個人でも干拓するようになり規模も大きくなった。昭和になつてから県の代行によって大詫間、南川副、国造、東与賀、西川副などの干拓が行なわれたし、また一部行なわれつつあるが、近世のものに比べて一区画毎の面積が大

きだけでなく、日本全体の平均に比べても規模が大きい。

六角川、塩田川河口には近世の小型の干拓地が開けるが、白石平野前面の干拓地の規模は大きく、現在農林省の国営有明干拓が行なわれている。

## II. 洪水氾濫形態及び溝渠形態と地形との関係

### — 嘉瀬川、筑後川、六角川との比較 —

#### 3.4 平野地形と洪水氾濫地形との関係

前述のように有明海北岸低地の陸化には沖積世後半の海面低下が大きく影響している。しかし、デルタの母材である砂泥を運んできたのはやはり河川であり、このような運搬、たい積が行なわれるのは平常時でなく大部分洪水時に行なわれるものである。

この洪水時の砂れきの運搬、たい積により、デルタは海側へ拡大されるだけでなく、上部にたい積して地盤高を高める所もあれば、場所によってはかえって浸食をして低くなる所もある。この状態は嘉瀬川、筑後川、六角川によって著しい地域差がある。

嘉瀬川 嘉瀬川の上流の背振山脈は花崗岩よりなるため、洪水時山くずれ多く、砂れきの流出により川上を扇頂として半径約5kmの扇状地を形成している。この扇状地より下流側は自然堤防よりなるが、佐賀市の粘土を分析した結果石英が多量に含まれ、その他長石、角閃石がみとめられ、このほかモンモリロナイトが含まれる。このことはこの微高地の砂泥の供給地が背振山脈の花崗岩地帯であることがわかる。河床は天井川化が著しい。このため、洪水時本川よりあふれた水は放射状にあふれ、本川へもどることはない。昭和28年の水害もこのような形態であった。

嘉瀬川、多布施川の自然堤防と佐賀市の微高地あるいは道路、堤防などにはさまれて袋状の湿地が形成されている。また、いたる所にみられる旧河道は洪水時、水の通過しやすい通路となる。

筑後川 筑後川沿岸の地形は嘉瀬川とはことなり、本川へ近づくにしがた、次第に地盤高が低くなっている。これは(a)上流部山地が高度低く傾斜も緩やかで砂れきの供給が少ないこと、(b)流路の途中に玖珠盆地、日田盆地などの盆地があつて砂れきの下流への流下

がとまること、(c)中下流部で捷水路の建設によって洪水流下速度が速くなり、河床の低下がおこること、(d)河口部での干満の差が大きく、感潮限界は久留米まで達し、河口より7km上流の大川市若津でさえ6月末で干潮-1m、満潮2.5mでその差3.5mに達する。そのため、干潮時では下流部でもかなり流速が速く、河床及び河岸を浸食する。これらの理由にもとづいてこのような地形がうまれたと思われる。

このため、洪水氾濫形態は嘉瀬川とは反対に周辺部より本川にあつまるか、または本川よりあふれても再び本川へもどってくる型となる。このような地形のため、筑後川本川の水をかんがい用水としている範囲は比較的狭いのである。

六角川は河床勾配の極めて、緩やかな川であつて、河床高は河口より26.5kmもさかのぼつてやっと0mである。また、河口の住ノ江は有明海でももっとも干満の差の大きい所で、その潮位差は6.25mに達する。河床及び沿岸の平野は有明海の浮泥よりなり、河口より30kmも上流まで分布する。このような状態は河川であつても、性質は海の延長であり、洪水の時の氾濫あるいは排水も干満に左右される。1962年7月8日の集中豪雨により六角川、牛津川流域でかなり洪水氾濫がみられたが、河口よりかなり上流の武雄市内での浸水及び排水状況も干満に左右されていた。満潮の時は上流部まで塩水が遡上するため、この河川はかんがい用水にもちいることができず、周辺部水田はため池かまたは深井戸によつて、六角川流域にみられる多数のため池はこのためのものである。

#### 3.5 溝渠形態の地域差と地形及び洪水との関係

佐賀、筑後両平野は日本でも有名な溝渠地帯である。この溝渠網はかんがい用水溝であると同時に貯水池の機

能をもつ点で、一般の用水路とことなっている。このため、一般の用水溝と比べて密度及び規模で格段の差がある。

この溝渠については従来多くの角度から研究されているが、今回は従来あまり解明されなかった溝渠の垂直的形態の地域差と地形あるいは洪水氾濫との関係を述べる。

この地域に発達する溝渠には垂直的に見て凡そ2つの型が認められる。

一つは、溝渠に近づくにしたがって地盤が低くなるものであって、溝渠にそって周辺部より低い水田が付着する。この水田のことをこの地方では『下り田』とよんでいる。この下り田は一段の場合が多いが、時には2段あるいは3段のこともある。

この『下り田』の成因については従来溝渠の水を一度に上部の水田まで人力で吸み上げることは困難であるから、『下り田』をつくってそこへ水をくみ上げ、更に上部の水田に水をかけたといわれていた。また、溝渠の周辺には地すべりがおこりやすく、これによって低くなったともいわれていた。

この原因を明らかにするため、空中写真及び現地調査によって『下り田』の分布図を作成した(図3-4)。この図でみるとわかるように『下り田』はかなり限られた範囲に分布しているのである。すなわち、佐賀平野では修里田、佐賀北部、久本を北限とし、南部は東寺井、相応津をつらねる線である。これは海拔4m～海拔2mの間ということになる。しかも、『下り田』の比高の著しいもの、あるいは数段になっているものは海拔3m付近に密集しているのである。

このことは、『下り田』が有明粘土の分布する範囲に限られること、溝渠の水位変動がもっとも激しい所に『下り田』が密集し、かつその比高が大であることがわかる。

この粘土の性質を見るため、佐賀市内の佐賀県庁の裏で地表下約3mの地点の粘土の採集を行ないこの分析をおこなった。この付近の地盤高は約海拔5mであるから粘土採集地点は海拔2m位である。

まずX線分析を行った。<sup>\*</sup> その結果は次のとおりであった。(d=原子面間隔, I=回折線強度)

dÅ	I	
15.225	5.0	M (モンモリロナイト)
10.155	8.0	S (絹雲母)
8.4181	8.0	H (角閃石)
7.3081	9.0	K (カオリナイト)
6.6019	5.5	F (長石)
4.4801	11.0	M (モンモリロナイト)
4.2669	16.0	F (長石)
4.0733	17.0	F
3.7666	9.0	F
3.6896	9.0	F
3.3482	42.5	Q (石英)
3.2176	27.5	F
3.1951	25.5	F
3.1508	12.0	F

この結果より、石英が非常に多量に含まれていることがわかる。その他、長石類、角閃石があるほか、更にモンモリロナイトが認められる。

次に顕微鏡を用いて鉱物の同定を試みた結果も同様であった。この時は更に黒雲母も認められた。絹雲母は斜長石より変質したと思われる。またカオリナイトも更に変質がすすんで生じたと思われる。

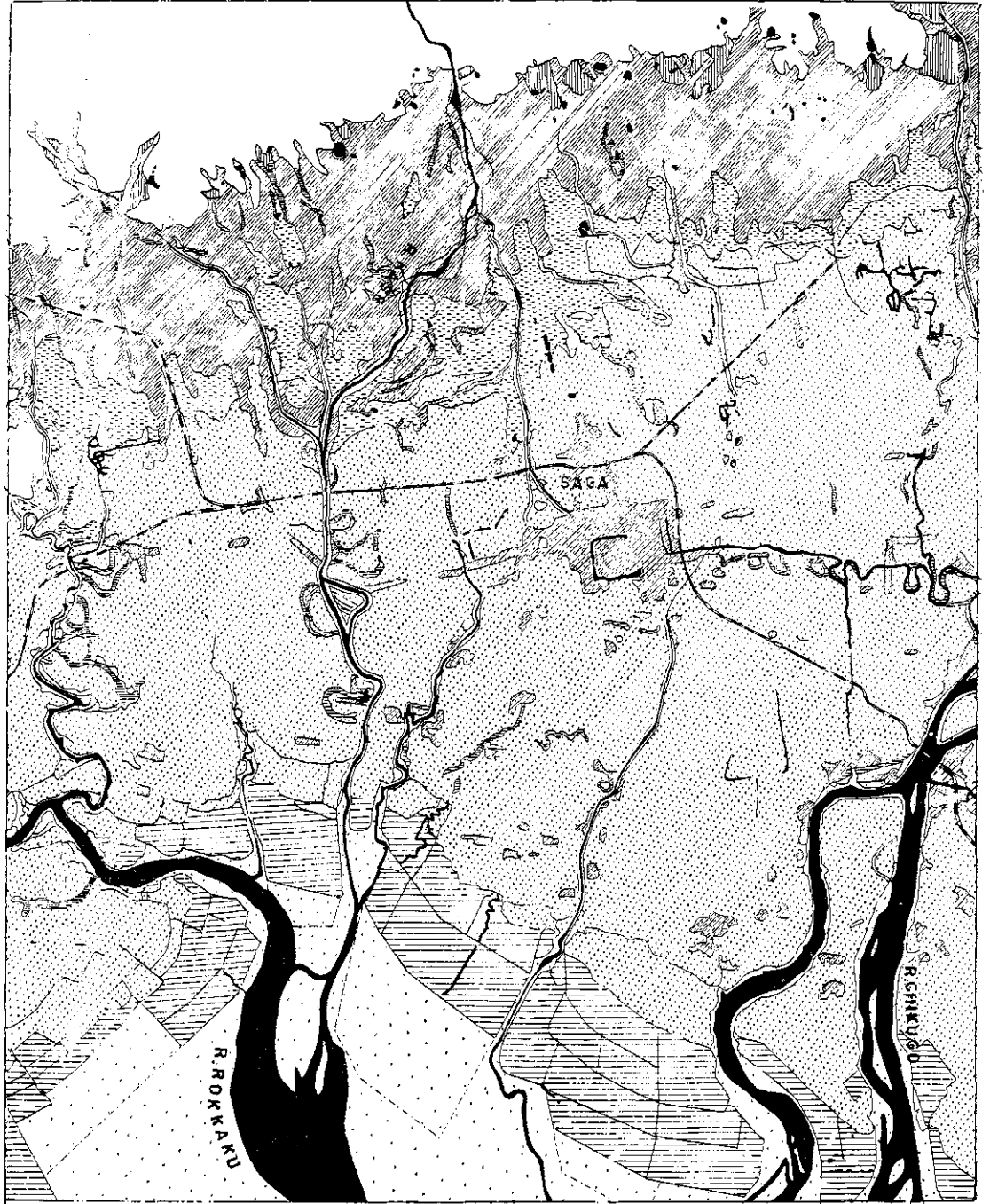
地すべりをおこす主な原因としては粘土鉱物の一つモンモリロナイトがその役割を果たすといわれている。それは地すべり面軟弱地盤を構成している粘土の大部分はモンモリロナイトが多いからである。

水による膨潤はナトリウム、モンモリロナイトにおいてももっとも大きく、原体積の8～10倍の膨潤(ふくれあがり)を示す。これはモンモリロナイトと水とがある特別に強い親和力により結合するため、粒子の間へ水が侵入するためと考えられる。

粘土鉱物の中ではモンモリロナイトだけが特別に水と親和性が強く、水とまぜると特に全体がヌルヌルとした性質となり、水中に分散して沈みにくい分散液は粘性のあるドロドロした液となる。

採取した試料について、更に粘土鉱物についてのみのX線分析などが必要であるが、まだ今回はそれを行っていない。ただ、確定はできないが他の鉱物同定の際モンモリロナイトらしい回折線が得られ、また造岩鉱物が風化変質する過程でモンモリロナイトが形成されるので有明の粘土にはこれが多いことが考えられる。しかも、海拔4mすなわち、沖積世の海進期に海面下であったことは、このモンモリロナイトがナトリウムと結びつい

<sup>\*</sup> これらは無処理の試料であるため、X線分析で同定することは多少の疑問がのこる。



SCALE 0 1000 2000 M

LEGEND



- |          |      |       |        |        |      |                  |
|----------|------|-------|--------|--------|------|------------------|
| A 山地、丘陵地 | B 台地 | C 扇状地 | D 谷底平野 | E 扇形地帯 | F 干地 | G 樹高地(自然或耕作、人工地) |
| H 干拓地    | I 干洲 | J 旧水路 | K 堤防   |        |      |                  |

图3-1 嘉瀬川流域水害地形分類图

でナトリウム・モンモリロナイトとなっていると思われる。このナトリウム・モンモリロナイトはもっとも膨潤の大きいものである。また、乾燥の度合いが大きい程膨潤も大となる。換言すればより多くの水を吸収することができるわけである。

『下り田』では冬期に水をおとして乾燥するため、田植時期に水をひき入れた時に急激に粘土の膨張がおこり、そのため地すべりがおこると思われる。『下り田』が海岸付近になく、むしろ、海岸線から遠ざかるほど多

くなっているのも、この乾燥と水面の高さに関係があると思われる。

結局このような地すべりをふせぐため、溝渠の水面と水田面の比高を少しでも縮めるため、『下り田』がつくられたと考えてよくはないだろうか。

今一つの溝渠の型は逆に溝渠にそって土盛りがされているもので、これは白石平野など一般に地盤高の低い部分に多い。

### Ⅲ. 有明北岸低地の地盤沈下

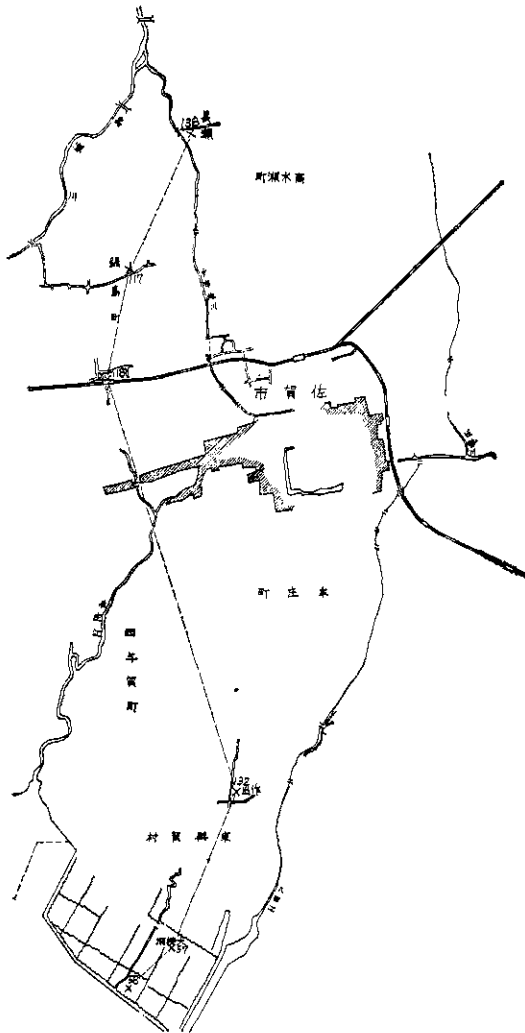


図3-2 断面の位置

有明海北岸低地の形成及び低平地の地形と洪水氾濫形態との関係については前項で述べたとおりである。ここではさらに、洪水氾濫に対して北岸低地というつわの動的な面として地盤沈下の一般的現象をとらえ、低平地の水害、とくに内水問題に関する基礎的資料を提供したい。

#### 3.6 北岸低地の堆積速度と水準測量の結果よりみた地盤変動

有明海北岸低地には数多くのさく井柱状図がある。わけでも牛津川以西、六角川以南の白石平野には、河川における塩水遡上距離が長く、河川水利用不能にともなう用水不足とか、干拓地の造成によって、1935年頃より（とくに1955年頃より急増）深井戸がほられて来たため地質の柱状を知る資料が多い。したがって地下構造を知る上にも、また地下水賦存の性格を知るためにも便利な地域である。筆者等は、まだこれら柱状図を蒐集整理した段階で詳細な地層の対比をおこなっていないので佐賀平野と白石平野を比較して説明しえないが白石平野の地下構造に関しては、九州農政局ならびに地団研、有明研究グループの業績等があるので、これらによってその構造ならびに堆積速度について検討してみよう。

低平かつ軟弱な地層からなる白石平野の地下の層序は上位から、有明粘度層、ややしまった砂および砂礫層、軽石凝灰岩、砂と礫と粘土の厚い互層の順からなっていることがわかる。ところで有明粘土層はその堆積環境からして詳細には上、中、下層にも分けられているが、白石平野では一括してみると下部の砂質の堆積物と様相を一変し、粘度質シルト（いわゆる青粘土）の堆積で、層厚は厚いところでは27m以上もあり、平野全般では20m位といわれている。ところで、この層厚はヴェルム氷期







の谷地形に支配され、下部層砂および砂礫層からなる島原海湾層下の-40mの谷地形(有明粘土層の底面は、-40m海底平坦面に開口する埋没谷底であるといわれる)を埋めたものといわれる。かりに沖積層堆積開始を10,000年前とすると、後氷期の海面上昇ともなり白石平野のいわゆる沖積層の堆積速度は年間2mm程度となると計算されている。しかし、これは九頭竜川がつくった福井平野の速度と大差ない。ところで、島原海湾層下には阿蘇の新期溶岩(いわゆる灰石)がある。これはリス水期海面降下のため、白石平野は陸化してそこに堆積したといわれる。その下部にくる砂と礫と粘土の厚い互層は白石平野から佐賀平野、筑後平野の地下深所にもひろく分布し、この地層はきわめて厚く、一番深いところでは地表下1,000mもあるといわれる。なお地下水賦存上から考えると、この地層はシルト、砂礫の互層または粘土と礫の混在する特異な層相を呈しているため、単純な潜水層、不透水層の概念では理解しがたいようである。ところで、この粘土、礫互層を一括して未区分洪積層と呼び、この中には、古期多良岳の噴出物が含まれているので多良岳の山体をつくっている玄武岩類とこの地層とが、一部同時異相の関係にあるともいわれている。

さて以上のような層序基盤岩石から第三紀層堆積後の状況は現在の有明海を中心として、いくつかの堆積盆地に分かれ、重力異常をしめす筑後川下流および白石平野海岸地域のような第四紀の構造盆地的地形(いわゆる大町断層<sup>\*</sup>、柳川断層<sup>\*\*</sup>等の活動を含め)に発展していったものと考えられている。この構造盆地的地形沈降速度と堆積速度を検討すると次のようになる。大町断層と柳川断層との間に形成されたと考えられる白石平野は沈降をつづけ、そこに前述のような未区分洪積層が洪積世始めから堆積したと考えると、100万年で、1,000mの堆積となり、ひいては年間1mmの沈降ともなる。要するに現在の地盤沈下にはこうした構造運動の継続ともなるものもあることを教えられる。

ところで有明海北岸低地における一等水準点測量成果から沈下量を検討すると図3-5、図3-6に示したようになるが、機械的に1893年から1963年の70年間の差を求めると、沈下の著しい白石平野では最大70年間1cmとなる。ただ沈下のあまり著しくない佐賀平野では10~20

cm、年間1.5mm程度である。このような単位は前述の地盤運動ともなり変化と大差がない。ところでこの水準測量の資料では、1893年以後の継続的变化は明らかでないが、1893年と1957年との比較においても、牛津川から鹿島市にかけての白石平野に著しくあらわれていることが指摘される。

### 3.7 地下水揚水と地盤沈下ならびに水位低下と塩水化

白石平野における地盤沈下は前項で示したように1955年頃まではmmの単位であったが1956年、1960年の干ばつの年をけいぎとして山麓部の湧水涸渇現象にひきつづき、1961年の水準測量の結果では、最大4年間に20cmの沈下が認められている。(図3-7参照)また北有明浄水場の沈下状況を図示すると図3-8のようになり、1957年から1961年の4年間には年間10cm以上も沈下しており、以後やや沈下量が劣り、1965年9月までに約65cm沈下している。この沈下量は東京、大阪、新潟等の年間10数cmとなった沈下量に比して大きいとはいえないが、平野の低平性と干満差が驚異的に大きいという地域的性格からして、河川への塩水侵入、干拓化とあいまって、水害上きわめて注目すべき地形的性格を示しているといえる。近年、白石平野には簡易沈下計が設置されているが、この沈下計による1963年から1964年の結果では、夏季かんがい期における深井戸の揚水による急激な水位低下がもたらしたものとされるが、その証拠には冬季水位が回復してくると沈下量は少なくなる。また一面的には六角川南部の白石町付近に著しく、周辺に少なくなるが、これは沖積層の厚層分布とよく一致し、その相関は $Y=0.571X$ の関係にあるともいわれている。しかし、後述する様にこの地域の地下水は、大江相当層以下の洪積層中に潜水したものであるから、この地下水位の低下がどのようにして沖積層に影響しているかは明らかでない。

佐賀平野ならびに白石平野の溝渠の形態、分布、機能等については前項で述べてきたが、農業用水源としては、前述のように河川は塩水潮上にもなっておりあまり利用しえず、地下水に依存する度合いが大きい。しかしながら、白石平野の未区分洪積層中に潜水する地下水の賦存量は、その盆状構造からして比較的優秀であると考えられるが(すでに熊本県農政局調べでは150mから200mの潜水層には、50,000万 $m^3$ の賦存量があると求められた。しかし揚水量はその約1%となっている。

前にも述べたように潜水層の複雑さは、不透水層とも

\* 大町町から六角川河口左岸に向う落差500~1,000mの断層といわれる。

\*\* 柳川から鹿島市南へ連なるといわれる。

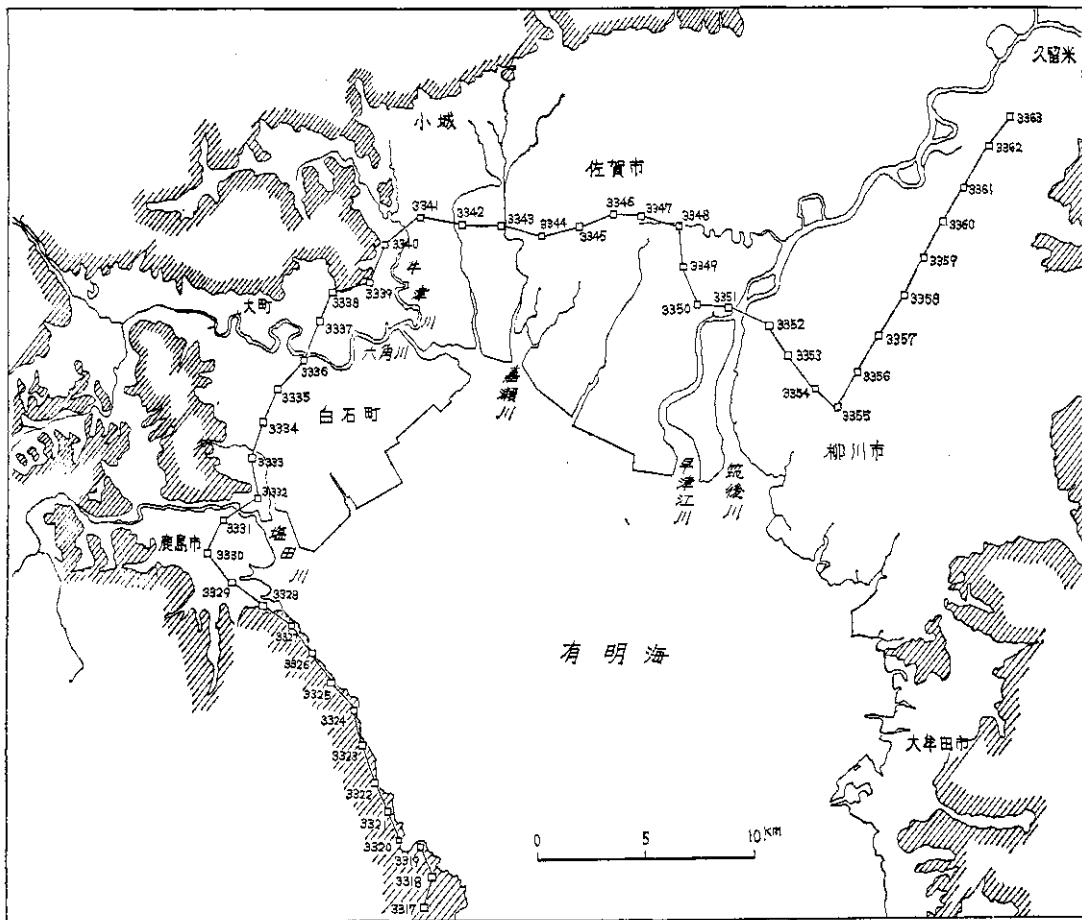


図3-5 一等水準点位置及び標石番号図

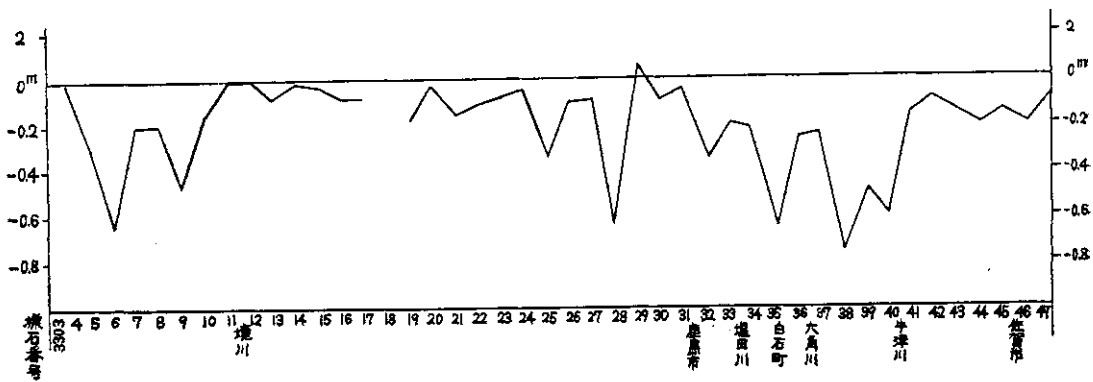


図3-6 有明海北岸低地地盤沈下量図（1893～1963年）

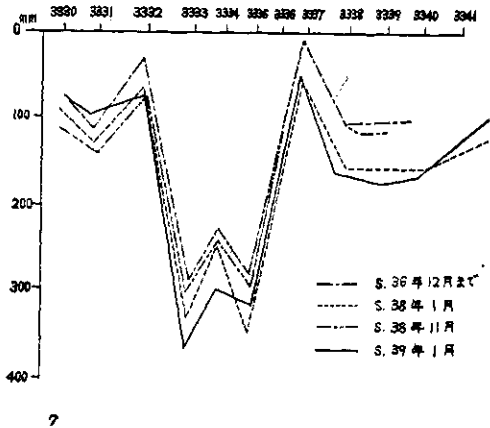


図3-7 昭和32年10月を基準にした1等水準点の沈下量図(九州農政局)

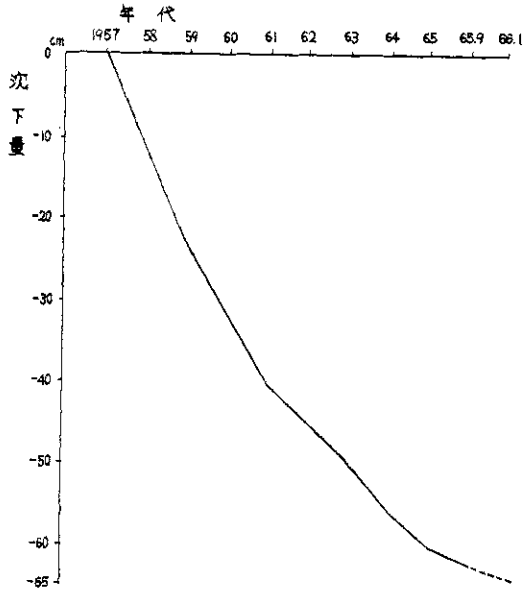


図3-8 北有明浄水場の沈下量

明瞭に区分することは困難であるから揚水量は賦存量に比して少ないにもかかわらず、地下水揚水にとまなり急激な地下水位の低下(井戸相互の干渉が少ない揚水量でも水位低下があらわれるといわれる)がたいていは塩水侵入を促進せしめるのではなからうかと考えられる。とくに塩水侵入については、九州農政局の調査結果によると、白石平野における1964年9月の被圧地下水の自然水位と塩水(0.05%以上)の混入状況が明らかにされている。

要するに大江相当層といわれる第1滞水層にあたるも

のが、最もこの傾向が強いが、これは本層が海底に露出しているからではないかと推定している。また砂礫層の沖積層を通じて海水が侵入するのではないともいわれているが、これらについては今後明らかにしなければならない。

### 3.8 佐賀平野における地下水塩水化

佐賀平野は前項に述べたように微地形的には白石平野と異なる点を幾つか示している。200m地表下ないし250m間の層序は佐賀市以南の地域では白石平野とさしてちがわないようであるが、構造的にはいささか異なっている。しかしこれらの詳細については今回は省略する。ところで、この地域の地下水は沖積層中に滞水する自由地下水と未区分洪積層中の被圧地下水とがあり、上水道水源等は後者に属し、一般には150mから200m深にかけて砂礫層が三層位存在するので、そこにストレーナをきって揚水している。たとえば川副町から東与賀地区にかけての各水源井について示せば表3-1のようになる。

従来佐賀平野における地下水は、白石平野にみられるような水位低下、塩水化等急激な変化は見出されなかったが東与賀村や川副町の上水道水源井では1964年末頃より急に塩水化が進行して来た。なお早津江川左岸に位置する大詫間の一号井では1962年頃より塩素量にして1,000ppmも含有するようになった。(図3-9、図3-10参照)これらのことは、佐賀平野では、地盤沈下も水準測量で知りうるような地盤運動的な動きで白石平野の地盤沈下とは異なって、地下水過剰揚水によるような影響はあらわれていなかったが、今後こうした人為的な条件にともなって地下水位の低下、塩水化、地盤沈下と一連の変化をもたらすものとして注目される。こうしたことは前にも述べたように、内水停滞等に関係する重要な事項と考えられるが、以上のような現象を分布的にもメカニカルにも十分検討した上で後日明らかにしたい。

### 3.9 局地的地盤沈下

前項までに白石平野の地下構造、地下水賦存、地下水吸上、地下水位低下、地下水塩水化、地盤沈下と一連の関係のもとに述べてきた。これらの諸関係を通じ、白石平野の地盤沈下の要因は、地下水くみ上げによる有明粘土層の圧密沈下とも考えられるが、これらは、また地下水の賦存状態からしても、賦存量に対する揚水量の割合からしても、塩水化のメカニズムからしても、必ずしも完全に説明しうるとはいえない。ところで、沈下現象のあらわれ方、分布からして、沖積層は必ずしも厚くない。自

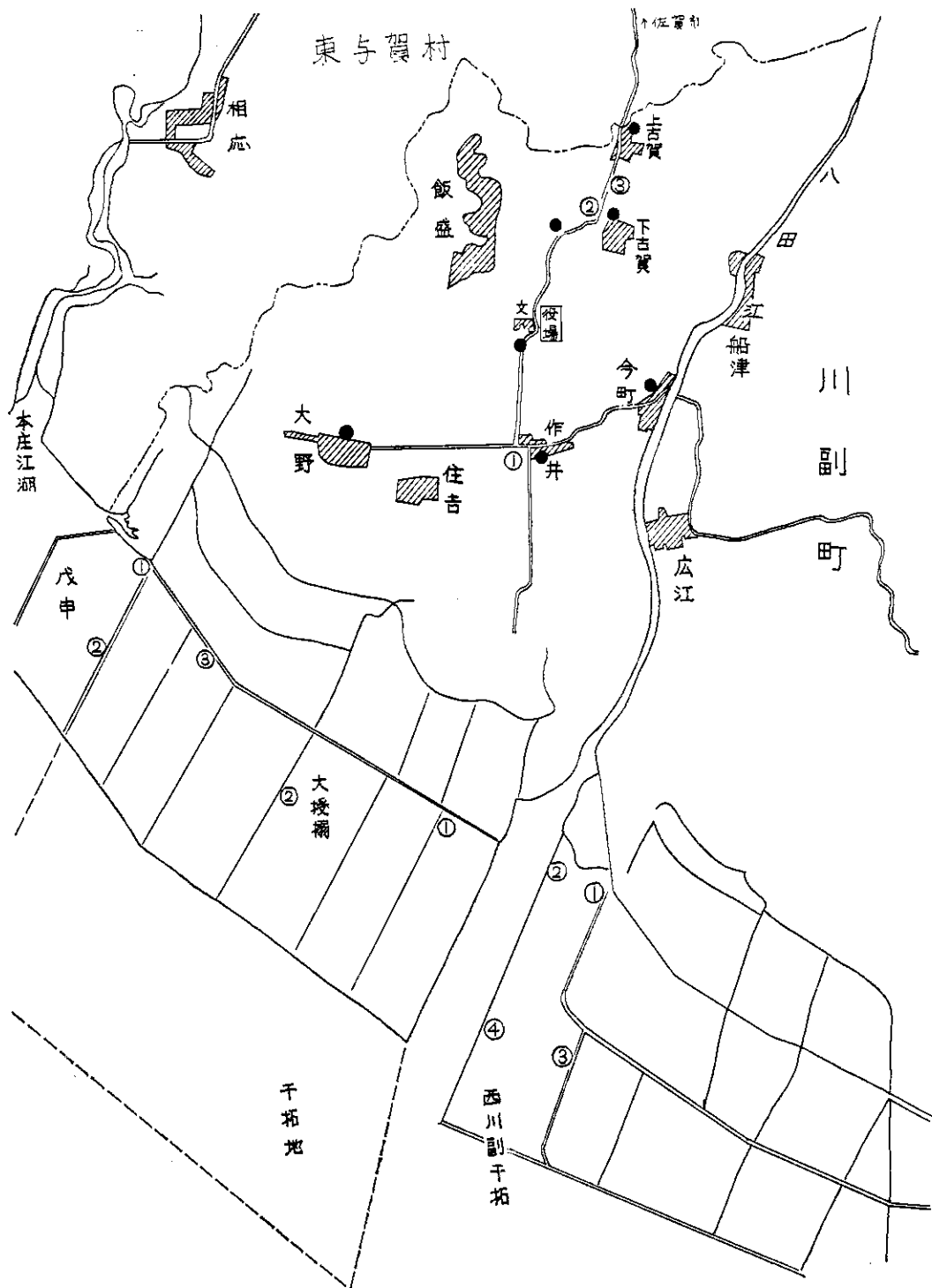


図3-9 東与賀村井戸分布

地理学的研究

表3-1 佐賀平野各水源井揚水量比較表

町村名	水源地名	口径 m/m	井戸深 m	モータ 一馬力	静水位 m	揚水量 m <sup>3</sup> /日	動水位 m	ストレー ナーの深 さ m	ストレー ナー長 m	旧平均揚 水量 m <sup>3</sup>	総揚水量 千ton	揚水 開始 年月日	水 塩水化 年月日	揚水停止 年月日
川副町	犬井道第1	250	182	10	4.2	1,200	7.5	139	27.9	700	7098	S12.3		
"	" 第2	300	200	20	3.2	1,500	9.1	146	25.5	700	2751	S29.7		
"	大詫間第1	250	200	7.5	2.3	1,032	12.7	124	34.5	400	1308	S31.4		S38.5.18
"	" 第2	250	200	7.5	2.3	1,500	7.1	165	19.7	400	204	S39.1		
"	西古賀	250	201	15	3.8	1,500	9.7	160	21.5	700	1953	S32.3		
東与賀村	作出第1	300	200	7.5	6.2	1,000	12.1	100	20.5	650	2827.5	S28.5	S40.4	S40.5.16
"	下古賀第1	250	200	7.5	6.0	720	9.9	147	23.0	650	656.5	S37.4	S39.10	S40.4.6
"	" 第3	250	255	15	8.6	1,200	10.1	200	21.5	500		S40.5		

佐賀県衛生研究所資料による。

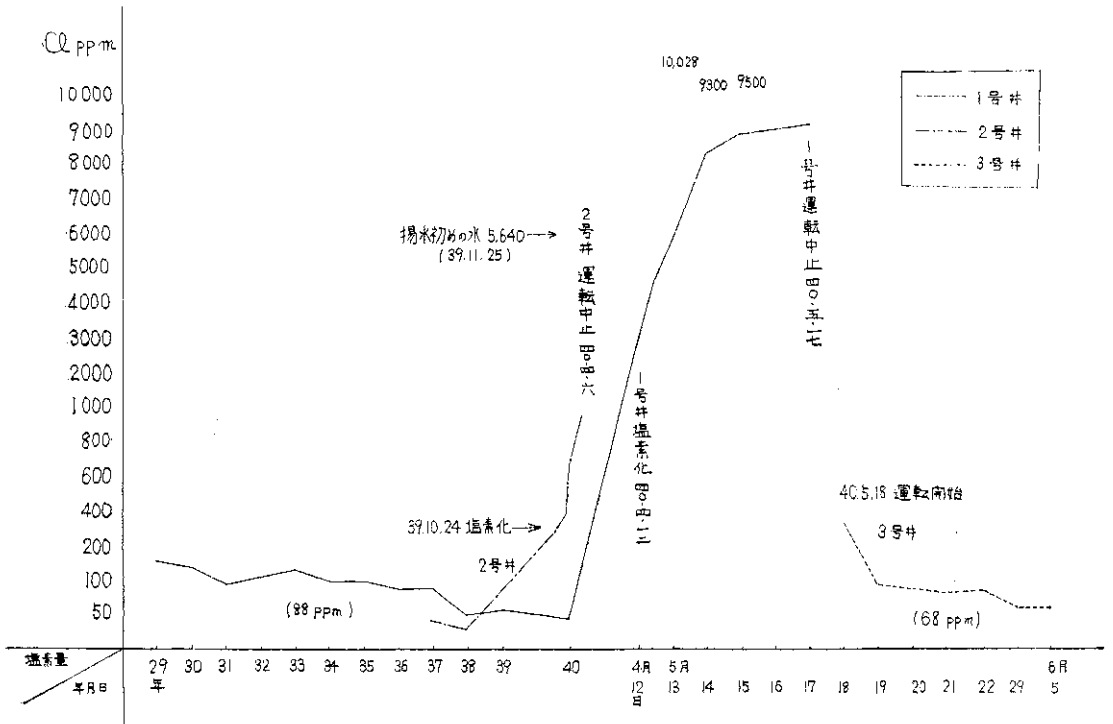


図3-10 東与賀村水源井に於ける塩素の経時的変化

然水位の必ずしも低くない肥前山口駅南の付近とか、湍見川と六角川合流点下流高野付近などではきわめて部分的に年間0.5m以上も沈下している。わけても江北町の江北中学校付近の沈下は著しく常時、水につかる状態である（図3—11、表3—2参照）。

これは1929年頃から掘り始め、1933年頃から鉱害があらわれてきたといわれる杵島炭坑を中心とした炭鉱採掘にともなう異常出水によるものでなかろうか。なおこの沈下現象については鉱山採掘以後の資料を整理した上で詳細に検討したい。

以上、白石平野ならびに佐賀平野の地盤沈下の概貌を把握したが、この地域においては、地盤運動にともなう年間 $10\text{cm}$ オーダーの助長的沈下現象と地下水揚水にともなう年間4~5cmオーダーの沈下、炭坑出水にともなうと推定される年間 $10\text{cm}$ 近い局地的な沈下といった人為的要因にもとづく地盤沈下が考えられ内水停滞という水害問題に極めて拍車をかけるような助長的役割を演じている。しかも近年佐賀平野側でこのような地盤沈下の傾向が強くなるようになってきた。なお今後その進展機構等については十分吟味しなければならない。

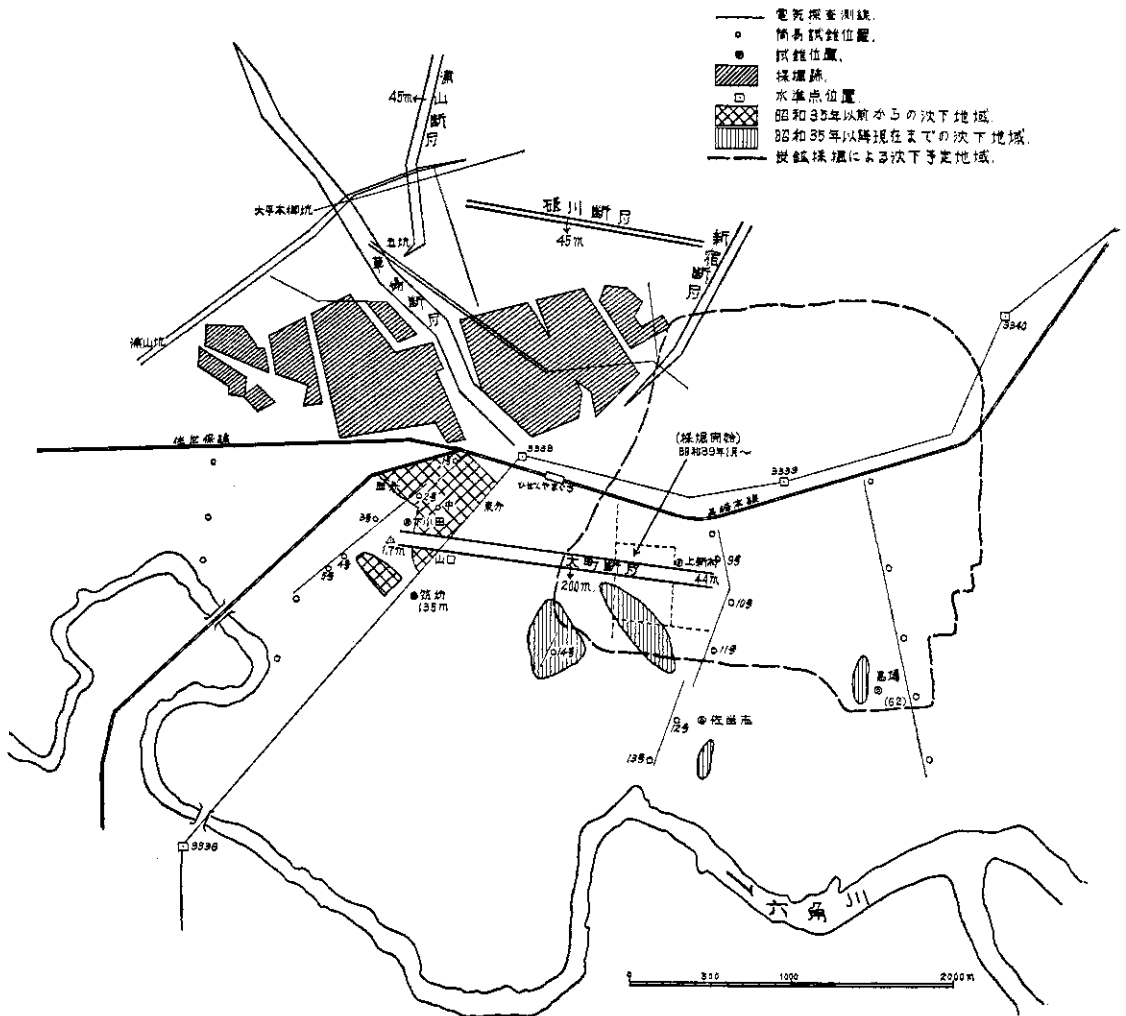


図3—11 杵島炭坑内外対照図（通産局鉱害課資料より）



地形地盤に関する研究

表3-2 江北町鉞害沈下観測表 (江北町役場)

観測年月日	1960	1961	1961	1961	1962	1962	1962	1963
測点	3月2日	3.17	11.14	12.14	3.29	7.31	11.29	4.25
a	2.470m	2.457	2.032	1.693	1.447	1.392	1.198	1.193
b						1.925	1.433	0.603

数字はこの地点の標高

江北町洪水水位表 (1963.5.9以降) (江北町役場)

観測年月日	1963	1963	1963	1963	1963	1963	1963	1963
時間	5.9	5.10	5.11	5.15	5.22	6.3	7.1	7.2
	12.00~	13.00~	13.00~	14.00~	10.00~	14.00~	13.30~	14.20~
	13.00	14.30	14.00	15.00	11.00	14.30	14.30	15.30
水位	0.99	1.21	1.35	0.99	0.98	0.72	1.15	1.19

江北町降水量 (1963年5月9日以降) (江北町役場)

観測年月日	1963	1963	1963	1963	1963	1963	1963	1963
降水量	5.9	5.10	5.11	5.15	5.22	6.3	7.1	7.2
	83.9	83.2	95.2	46.5	75.4	50.8	49.4	79.8
							(2日間)	

## 第4章 地形地盤に関する研究

### Studies on Land Forms and Ground Conditions

建設省国土地理院 高崎正義・武久義彦\*・柳瀬 訓

#### 4.1 まえがき——方法上の問題——

水害に関する調査研究において、洪水流域の内水の氾濫の場としての地形を如何に理解するかは極めて重要なことといえる。

水害を洪水の活躍する舞台としての地形を通じて理解しようとする試みは、すでに昭和29年より、資源調査会土地部会水害部会水害地形小委員会のメンバーにより検討されており、水害地域の研究において地形分類の作業が行われ、国土調査の土地分類基本調査のうちの地形分類調査の作業準則が基本的に準用されてきた。国土地理院でも国土調査の地形分類調査を担当、調査を進めて来

たが、昭和35年度より、水害予防対策土地条件調査、の名のもとに関東、京阪神、中京地域の低地を中心とする地形調査を実施してきた。

これらの調査を通して、地形分類調査の意義は屢々報告されもしてきた。国土調査の地形分類調査が全国統一的方法と、同程度の精度のえられることを目標として、将来は地形の専門家以外の人々にも、調査してもらえべく目論んでいるのに対し、土地条件調査では常に特定の地域の水害を意識し、各種の角度から水害を土地との関連において考察している。

そこで、この有明北岸低地における水害防止に関する共同研究における我々の研究の立場は、主として上記の方法を適用しつつ、更に有明北岸低地の地域性を明瞭にするべき地形、地物の把握につとめ、水害をうける場

\* 本章についての質疑応答担当者 (The writer responsible for this chapter)

としてのこの低地の特性を明らかにし、地形、地盤の面より水害の究明につとめると共に、他の研究分野に基礎資料を提供することにある。

昭和39年度、40年度にわたり、実施して来た研究作業は次の各分野である。

- 1) 地形の量的把握に関する調査
- 2) 低地の微地形に関する調査
- 3) 人工地形、地物に関する調査

#### 4.2 地形の量的調査

地形の調査で土地表面の形態の把握は第一義的重要性を有することはいうまでもない。ことに我々の研究において低地における水の動きを研究するとすれば、研究対象地域全般にわたる高精度の地盤の高さの表現がまず必要である。調査地域における5万分1、或は2万5千分1地形図にみられる低地の等高線は大綱を示すに留まっており、有明北岸低地の主部が海拔数m以下にあることとあいまって、殆ど利用できる所がない。そこで、昭和39・40両年度にわたり調査地域全域にわたる簡易水準測量を実施した。事業量は次の通りである。

(作業機関)

昭和39年度 延167km 九州復建事務所

昭和40年度 延170km 帝国測量KK

40年度の測量成果は41年1月末に納入された所である。

簡易水準測量の実施にあたっては、地域の特性を考慮し、できるだけ地盤高の把握に容易と考えられる路線を選び測量の実施に当たってはつとめて田面の地盤高を求めよう指導した。従来の通常的水準測量においては、道

路上の高さを求めるに留まっていたのが実状であり、水準点の高さは地盤の高さをあらわしていない。またこのような水準点の値をもとにして招かれている低地の等高線は、少くも数十cmは盛土してある道路面に大きな風呂敷をかぶせたような仮相面上の等高線ともいべきもので、真の地盤高の等高線ではない。そこで有明地区の簡易水準測量にあたっては両年度とも水田の水をおとした晩秋から初冬期に実施し、指定した水準路線沿いの田面に直接おいて水準測量を実施するか或は路面上の簡易水準点(標石なし)横の田面の地盤を測定したのである。

以上の如き測定条件より、その実施時期が規制されたので、等地盤高線の描画は今年度末になる予定である。その主曲線間隔は1m、間曲線0.5mとし、堤防、道路、鉄道の盛土部は等高線にては表現しないこととする。

従来から、日本の沖積平野部においては地盤の沈下が報告されている所が多い。その原因についても、地盤運動によるもの、未固結沖積層の自然収縮によるもの、地下水の過剰揚水に起因する未固結層の収縮によるもの、海水面の上昇によるものなど各種の議論がされている。

佐賀平野においても、以前から沖積低地に沈下の現象がみられることが知られていた。有明海沿岸の干拓地の干拓堤防は、構築時堤体のかなりの沈下を見込んでいる程、軟弱な地盤の上にあるし、ヘドロの地盤は加重が加えられ或は脱水されるが如き条件下にては容易に地盤の沈下が起こる所である。

干拓地の所謂鋸齒状の地形断面も、新しい干拓地が新堤防付近より収縮、沈下をひきおこすと共に堤防前面に、新しいヘドロが堆積することにより形成されると考えられている。

調査地域西域を東流して有明海にそそぐ六角川の沿岸地域にも、局地的に著しい地盤の沈下が知られ、排水不良、常時湛水等の災害がもち上っている。江北町役場で

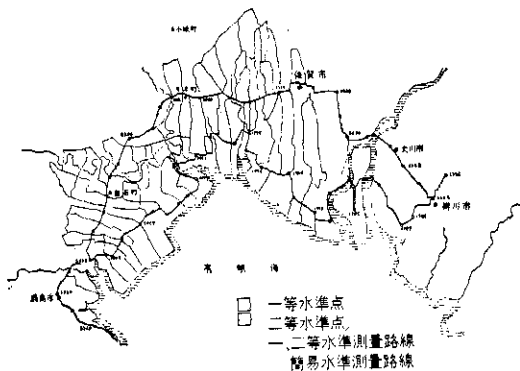


図4-1 調査地域水準測量実施路線図  
Leveling route map.

表4-1 江北町における地盤の沈下  
Comparison of spot heights around Kohoku-cho.

地点	水準点番号	T. 9	T. 18	T. 30	B. 37
字名		西分	西分中 学校横	同中学 北	下小田 鉄道分岐点 西南
昭和36年4月		2.392	1.835	2.457	2.157
// 39年11月		1.562	0.520	1.063	1.671

地形地盤に関する研究

得られた資料により、昭和36年4月と39年11月の水準測量の成果を比較すると表4-1の如くなる。

このような三か年半強の間の沈下としては異常に多い地域をめぐり、この間に10cm程の沈下を示している地域がかなりの範囲に広がっている。これは杵島炭坑の石炭採掘に伴う鉱害と考えられている。

また南接する白石平野においても地盤沈下が報告され、それは福音や築切の上水道源の鉄管の抜上りの記録、或は福富村役場、白石西方の小学校等々にみられる建築物の基礎の抜上りなどに端的にあらわれている。九州農政局の資料によれば、この平野の地下水の開発に伴って、地下水位の低下、塩水化等の現象がみられるようになるとともに、地盤の沈下量は有明粘土の層厚に正の相関を示している。建築物の抜上りの現象をみても、地盤の沈下量の大部分は表層近くの軟弱粘土層の収縮に起因していると考えられる。

表4-2 築切上水道鉄管抜上り量

Ground subsidence judged from rift up of casing pipe of the well near Shiroishi.

	cm
1958年	0
1959	11.5
60	20
61	29
62	33.5
63.3.20	40.8
63.12.27	44.7
64.8.24	49.3
65.5.21	51.4
66.1.13	54.3?
66.1.19	57.0?

そこで九州農政局では白石平野に10か所を選び20m前後の深度を有する簡易沈下計を設置し、有明粘土層部の圧密量を記録している。

今回の調査地域においては、多良岳の麓の海岸線より国道207号線に沿い北上し、杵島郡江北町より国道34号線に沿い佐賀市に至り、更に国道208号線に沿い柳川市に至る一等水準路線及び杵島郡有明町深浦より分れ、海岸寄りを住ノ江を経て佐賀市南方犬井道南域に至り早津江、筑後川両川を渡り柳川市にて一等水準路線に合する二等水準路線が走っている。

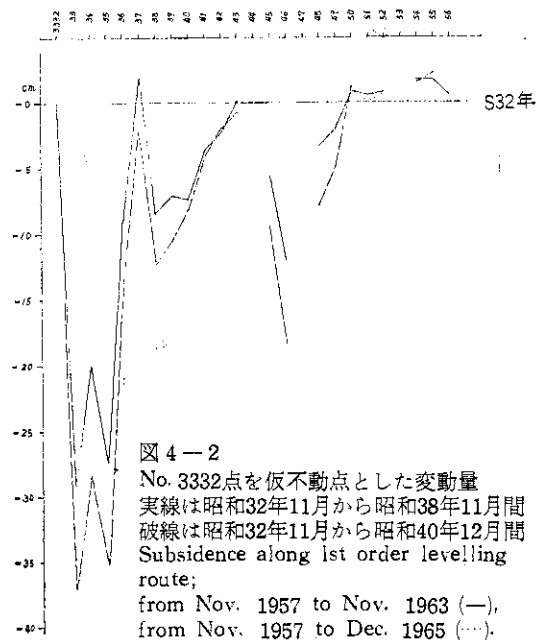
1957年(昭和32年)の一等水準点の改測により、1893年(明治26年)の一等水準測量以降この地域にかなりの

地盤沈下がおきていることが明らかになった。白石付近から牛津川にかけて70cm前後の沈下がみられる水準点があられたのである。

その後、佐賀県の依頼により国土地理院九州地方測量部が暫定成果を出し、農政局も改測をおこなっており水準路線に沿う地盤沈下の概況がえられてきた。

国土地理院では今回の共同研究にあたり、先述の如く簡易水準測量により地域の地盤高の現況を示すことにしている。地盤高図は明年度に印刷完了するが、その成果の完成をまつことなく、地域には海拔2~3mの地域が広く広がり、有明海の潮位差の大なるよりみれば、満潮時に海面下となるべき陸部の広きことは容易に想定される。そこで現況においても自然排水にかなり制限を受けるこの地域において、地盤沈下の進行は極めて重要な意味を有する。海拔0米地帯の出現、拡大も時間の問題であると考えられる。

そこで今回、新たに水準点の改測を行ない調査地域における地盤沈下の進行状況を把握することとし、調査地域海岸寄りを通る二等水準路線の改測を行ない、昭和32年の成果との比較により各水準点の沈下速度を求めるよう計画した。たまたま計画途中において、九州地方測量部の直営作業として昭和40年度には、二等水準路線の改測が行なわれることとなったので、協議の結果計画を変更し、二等水準路線の測量は九州地方測量部にて行ない、



内陸側を走る一等水準点の改測を帝国測量株式会社に外注し、昭和41年1月暫定的な成果を得た。

昭和32年11月の改測結果を基準とし昭和38年11月、更に今回の改測値により、調査地域内の一等水準点の変動量を、3332点を仮不動点として比較すると、図4-2の如くなる。

これによれば最大の沈下を示すのは白石平野南域であり、6年間に29.1 cm、8年間で37.2 cmの最大沈下量が見られる。一方佐賀市内の水準点3346点もかなり大きく沈下し、海岸寄りをする二等水準路線の改測値は未だ計算が未了であるので次の報告にゆずるが、九州農政局の報告によれば、やはり同程度の沈下量が見込まれる。

6年間に12.0 cm、8年間に18.3 cmを示している。

白石平野における地盤沈下の機構は農業用水のための地下水揚水に伴う地下水位の低下により、沖積粘土層の圧密がおきるためと考えられるが、佐賀市付近で沈下の極大値を示すことについても、佐賀市内外における計16井の佐賀市上水道源をはじめとする地下水の汲上げが関与していないとはいえない。今後、地下水位の低下等について調べる必要がある。

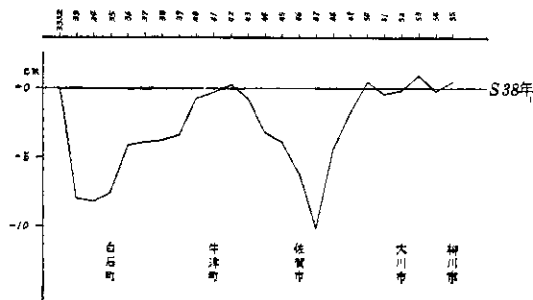


図4-3 昭和38年11月から昭和40年12月までの間の一等水準点変動量。ただし、No. 3332の点を仮不動点とする。  
Subsidence along 1st order levelling route from Nov. 1963 to Dec. 1965.

図4-3は最近2か年間の変動量のみを示したものである。白石平野における沈下量は相変らずかなり大きい。それにも増して佐賀市内の水準点の沈下量の大きいことが注目される。3347点においては2年間で10.2 cm、年間5 cm程の沈下速度を示している。このような状況が続けば地域の排水に大きな脅威を与えるようになるのは明らかであり、早急に対策を考える必要があることは白石平野と同様である。

### 4.3 低地の微地形に関する調査

地形を成因時に吟味、分類した地形分類図を今年度内に完成し、明41年度に印刷することとしている。

日本の平野の形成の歴史が、洪水氾濫に伴って形成されてきた沖積平野であることを考えれば、平野の地形の性状の差異はそこに異なった洪水型が存在してきたであろうことを示すものであるし、また今後の洪水氾濫についてもその型の差を想定させるものである。

巨視的にみれば一様な低平地が卓越する調査地域においても、平野を形成した河川の上流域の地形河川の運搬力の大小、堆積時代の新旧、海水準の変化、地盤の運動の傾向等々各々独立のまた相関連する堆積環境の差異によって、局地的に低地の微地形に差異が認められる。そこで、空中写真像の特徴の解析により微地形を区分し、地形を予察的に分類した後、現地における構成物質・表層物質の吟味、地形の簡易計測等の作業により微地形分類図を完成させる。

低地微地形の分類に当たっても、その高度分布、平面形を含む型態の特徴は重要な指標となるので、調査地域の簡易水準測量の成果を参照する必要もあり、更に地域の土地利用の主要形態が殆ど水田となっていることもあって、その地形調査の現地調査は水田の水をおとしてからが適当であることとの二点より、地形調査に関する現地調査はようやく緒についた所であるので、今の段階では分類すべき地形のタイプについて略説するにとどめたい。

#### 地形分類要綱

扇状地性低地	扇状地性谷底平野
自然堤防	砂州・砂堆
三角州	三角州性谷底平野
干拓地	湿性地
旧河道	
類水地形	
高水敷	天井川の部分
潮汐平地	
水部	
水面	河川の感潮限界
山地・丘陵地	
急斜面	山頂・山腹緩斜面
山麓緩斜面	崖
露岩	崩壊地
秃嶺地	主要分水界

山麓堆積地

崖錐	麓斜面
土石流地形	
台地	
砂礫台地	岩石台地
低地	
扇状地	

以上の如き、地形分類により作業を進めているがすでに明かにし得た、低地の主要地形につき略述しておく。

扇状地は、山地を流下してきた河川が平野部に出て、運搬してきた荷重を溪口部から下流に堆積する結果形成される。低い円錐体の一部の如き形態を示すこの地形は、一般に扇頂部、つまり溪口部を中心とする同心円の一部の如き等高線を示すことになる。花崗岩よりなる背振山地南縁（調査地域北域の山地縁）に沿っては各河川のつくる扇状地が連続し合流扇状地をなしている。各扇状地間には榎合谷が形成され、一般に高燥な扇状地地域にあるが、低湿な地域をなす所もある。

扇状地は砂礫より構成されるのが一般であり、漏水しやすく、扇状地上の河川は水深が浅く、時に水無川となる。河床は浅く、一般面との差は少く洪水時に河川は流路を変えることが多い。

このような地域で堤防が壊かれ、河道が固定されれば、堆積は堤外地に集中し、河床の上昇を見、河道は天井川の性質を帯びることになる。このような地域の被害は、破堤に伴い激しい洪水流が堤内地に氾濫し、氾濫した洪水流は再び河道にはもどらず、洪水流による浸食、堆積が激しい。

扇状地は扇頂部付近で最大傾斜を示し扇端でゆるやかになり、三角州平野に移行する。この間の変化は明瞭な地域もあるが、調査地域のそれは漸移的である。そして、地表傾斜、構成物質を詳しく観察すればその間に漸移帯をなす地形地域を設定出来る。

牛津—小城間の道路に沿う観察によると、下江良部落、上江良部落の間に明瞭な地表傾斜の変換線がある。しかし、上江良部落内においては未だ三角州的な表層断面を示し、1 m程のやや褐色味を帯びた粘土層下に青灰色の有明粘土層があらわれる。それが少くも扇状的な物質により構成されるに至るのは石木部落の十字路付近からであって、ここでは表層部80 cmが粘土質壤土で、以下青灰色の壤土質砂から砂礫に移行する。地形的にみてもここに割合明瞭な変換線を認めうる。小城町南部に至れば耕土下にすぐ砂礫があらわれる。

扇状地性の低地から三角州にかけての低地面において帯状の微高地がみられる所がある。これは出水時に河道をあふれた河川がその荷重を河道の縁におとして周囲の低地に氾濫するために形成された自然堤防である。地域内では長崎本線北方の低地部に発達をみ、周囲の低地との比高数10 cmから1.5 m強を示している。低地部におけるこのような微高地は洪水時冠水することはあっても排水は早く、重要な避難場所を提供するが、その背後は後背湿地となって排水不良の場所となることが多い。

三角州は、河川がその荷重を河口付近において堆積する結果生じた低平な堆積地形であって、通常細砂から粘土の如き細粒物質で構成される。地表傾斜は極めて緩で、水陸の境さだかならずといわれることもあるように、低湿である。三角州上の河川は河床をふかく平野面にうがち、曲流し分流することもある。地域の六角川、牛津川などにその曲流の典型をみることが出来る。前述のような土地の性格から地下水面は浅く、少しの雨で浸水し、排水もしにくいのが一般であり、また、出水時、洪水流があふれて湛水する地域である。

有明海の如き干満差の大きい海域においては三角州の前面に広い潮汐平地が発達する。三角州はこのような平地が自然陸化したものに他ならないが、これを人工的に海岸堤防でしめきり排水して陸化させた所が干拓地である。藩制時代以降形成されてきた干拓地は、その形成の過程からみても想像されるようにきわめて低湿で、満潮位には海面下となるべき地盤高の土地である。三角州が先史時代以降の数mの海退により相対的に隆起していることを考えると、これらの干拓地は一般的に三角州よりも更に排水不良地で、破堤により河川洪水の氾濫を容易に受け湛水期間も長い。高潮洪水の際は最も危険なことは明らかである。またよく知られたように地域の干拓地域の縦断面が鋸鋸状を呈していることは各干拓地の排水不良化を一層大きくしている。

4.4 人工地形、地物に関する調査

内水氾濫、洪水流向、流速、湛水深、湛水期間等被害に対する土地の素材は自然的地形にとどまらず人工物が重要な意義を有している。

そこで、今回調査地域全域の地形分類図、地盤高図を作製するにあたり、下記につき調査を行なって図示することとした。

調査事項

盛土地	海岸堤防
-----	------

河川堤防	溜池
クリーク	主要用排水路
伏せ越し水門	ひ門・ひ管
橋	揚排水機場
深井戸所在地	簡易沈下計所在地

これらの事項に関する調査は資料調査に頼る点が多いが、出来るだけ資料の点検を行うように努める。点検には現地におけるもの他、大縮尺空中写真の判読にもよっている。

盛土地は、居住地、工場敷地などの他、鉄道、主要道の盛土部分を含める。この部分を含め堤防は、簡易水準測量により天端高を測定するか、或はハンドレベルによる簡易計測によって周辺低地面との比高を測定するかして、その海拔高乃至低地との比高を示すようにする。堤防切通しはこれを示す。

クリークは三角州地域に卓越して分布するが、その縁辺の形態により、掘り下げただけの形態のもの、周りに下り田を有するもの、周りに微高地を有するものに分類図示する。

水門は操作しているもの、存在するのみのものを区別する。

以上の事項の他、地盤沈下進行地域として特に顕著な地域を図示する。

#### 4.5 あとがき

調査の性質上、40年度現地調査の主な時期が昭和41年1月からになるのでこの報告においては、調査の方法の他、現在までに明かにしえた二、三の事項の報告にとどめざるを得なかった。41年度において、研究の全体をまとめることにしたい。

#### 参考文献

1. 資源調査会 水害地域に関する調査研究第1部 1956
2. 国土地理院 有明海北岸低地高潮調査報告書 1963
3. 国土地理院 一等水準測量観測成果表  
一等水準測量平均成果表
4. 九州農政局 白石平野地区調査報告書 1965
5. 地 団 研 有明・不和火海域の第四系 1965
6. 経 企 庁 土地分類基本調査・「佐賀」地形表層地質土じょう 1965

## 第5章 地質学的研究

### Studies on Geological Features

研 究 項 目	機 関	担 当 者
総括的研究およびとりまとめ 水理地質学的研究	地質調査所	福田 理 (平野地質グループ長) 木野 義人 (応用地質部) 村上 篤 (福岡駐在員事務所)
試験井による研究 坑井地質の総括的研究 土質試験 一般 特殊力学試験		福田 理 星野 一男 (燃料部)
応用古生物学的研究 有孔虫 珪藻 花粉	宇都宮大学 地質調査所	福田 理 (宇都宮大学) 尾上 亨 (燃料部)
応用鉱物学的研究		佐藤 良昭 (燃料部)

有明海北岸低地の地質については、有明海域およびその周辺地域の第四系の研究の一環として、これまでに多

くの人々によって多角的に研究され、その成果をとりまとめた報告(有明海研究グループ, 1965)もすでに公刊

されている。また、天然ガス鉱床の探査を目的とした地質・地球化学的調査研究（松下久道ほか6名1961）の結果も公表されている。そのほか、地下水の調査、研究の結果の公表されたもの（たとえば、村下敏夫ほか3名、1961など）も少ない。しかし、この低地の地質については、現在でも未解決のままに残されている問題が多く、1例を挙げれば、この低地に伏在する第四系の大部分は、未区分洪積層として一括され、その層位学的区分さえ行なわれていない状態である。

一方、本低地の一部では、すでに地盤沈下の現象が顕著となり、その対策が急がれている。これを水害防止という立場から見ると、水害は未来という時点において起るものであるから、地盤沈下の予想される地域を明らかにし、その対策を講じておくことが、本低地のようなところにおける水害防止対策の重要な部分に直接つながることは明らかである。このような観点から、“有明海北岸低地における水害防止に関する総合研究”において、も本低地の地下地質の調査・研究がとり上げられたことは、これまでの類似の研究における大きな欠陥を補うものとして、まことに有意義な企てといわなければならない。

有明海北岸低地においては、これまでは多数のボーリングが行なわれているにも拘わらず、先に述べたように、地下地質について多くの問題が残されているのは、それぞれのボーリングが各々特別の目的をもって行なわれたため、地質資料の取得という点では、仕様に不備な点を含んでいたためと思われる。そこで、昭和40年度においては、本低地の地下地質の概要を明らかにする上に必要な標準試験井1本を掘さくし、これについて多角的な調査、研究を進めるとともに、既存のボーリング資料をこれに照合して再検討し、あわせて採水層位の比較的はっきりしている水井戸の大半について水比抵抗の測定その他を実施し、地下地質の解明に一步を踏み出した。以下にこれまでに得られた成果の概要を述べるが、大部分の室内研究を今後に残しているため、以下の記述が一部を除いて暫定的なものであることを諒承されたい。

## 5.1 深層試験井による調査・研究の成果

### 5.1.1 位置

先に述べたような観点から、試験井の掘さく地点は佐賀市西与賀町丸目地内に選定された。この地点は佐賀市街の南西約5kmの本庄川の近くに位置し、約1kmにて有明海に至る。約17m×17mの敷地は濠の堤防に近い緩

傾斜をなした荒地（地目は畑地）である。基準点は標準貫入試験用小型試錐の孔口（標高1.46m）に置かれた。なお、深度242mまで掘さくした本試験井の孔口はこれより0.82m高い。

### 5.1.2 請負業者による工事・測定・試験

(1) 試錐工事、深度242mまでの試錐、および原則的に深度10mについて2か所のコア採取

(2) 標準貫入試験、深度50mまで原則として1.5mごとおよび地層の変るごとに実施

(3) 電気検層、孔底までの自然電位、地層比抵抗（3成分）および温度の連続測定

(4) 孔心傾斜測定 孔底まで20mごとに実施

(5) 土質試験、JISに準拠した物理試験（粒度試験・含水量試験・稠度試験）および力学試験（一軸圧縮試験・圧密試験）

(6) 有孔虫化石検出用試料調製、四塩化炭素による浮選まで

以上の工事測定、試験は、競争入札の結果、日鉄鉱山コンサルタント（株）の請負いとなったが、関係者の献身的な努力と地元の協力によって、予期以上の成果を上げたことは、感謝に耐えない。とくに、電気検層については、使用測定機（桑野電機製54N型可搬式電気検層機）の能力を最大限に発揮するため、測定スピードその他に関する監督官の指示は、測定者にとってきわめて過酷なものとなったが、これが指示どおり行なわれた結果、臨海低地の第四系を主対象としたものとしては、他に類を見ない精度の高い記録を得ることができた。大部分の室内研究を今後に残しているにも拘わらず、これまで未区分洪積層とされていたもの間に、重要な不整合が挟まれていることを見出すことができたのは、この精度の高い電気検層の記録に負うところがきわめて大きいことを特記するとともに、地質調査所および関係試験、研究機関に保管されているこの記録がひろく各方面に活用されることを切望する。

### 5.1.3 坑井地質

電気検層の記録、土質試験の結果およびコアの岩質などから、本試験井の坑井地質には、上位より、A層、B層、C層、D層、E層およびF層の6層よりなる岩相層序の大区分が認められる。各層の関係はすべて不整合と考えられる。

(1) A層～14.65m (14.65m) \*

\* 基底の深度および層厚を示す。以下同様。

本層は一般に有明粘土層と呼ばれているものにはかならない。有明粘土層の基底の等深線は明らかに埋没谷の形を示しており、この地方における沖積層の基底は、一般に本層のそれに一致するものとされている(有明海研究グループ, 1965)が、このまま説明を打ち切ることは、誤解を生む恐れを感じさせるので、次に本邦のいわゆる沖積層について総括的に触れておくことにする。

これまで日本で沖積層といえば、ヴェルム氷期の極相期に生じた谷を埋めている地層を指す場合が多かった。しかし、最近になって各地の上の定義による沖積層の詳細が知られるにつれて、それがこれまで一般に考えられていたような単純なものではなく、したがって、その生い立ちも考え直されなければならないことがわかってきた。

説明の便宜上、上に述べた沖積層の定義を一応そのまま採用すると、相当信頼のおける研究の成果が公表されている本邦の沖積層(有明海および沿岸地方のものを除く)は次のように分けられる。

1) 沖積層の中に不整合が存在するもの

津軽十三湖付近(小貫義男ほか5名, 1963)

河北潟(柴崎達雄, 1964)

邑知潟・七尾湾(農林省北陸農政局計画部, 1965)

浜松付近(小林国夫, 1964)

以上はこの不整合の存在が確実視されているものであるが、このほか下記のものもこれに準じて考えてよいと思われる。

八郎潟(農林省仙台農地事務局, 1957, 三位秀夫, 1960, 有明海研究グループ, 1965)

大阪低地および大阪湾(山根新次, 1930, 竹中準之助, 1954, 藤田和夫, 鎌田清吉, 1964, 有明海研究グループ, 1965)

2) 沖積層の中に不整合が存在するとは考え難いが、二つの堆積輪廻に分けられるもの

東京低地および東京湾(羽鳥鎌三ほか5名, 1962, 三木五三郎, 1962, 池田俊雄, 1964), 濃尾低地および浜松付近を除く東海地方(池田俊雄, 1964)

3) 上記の二つの堆積輪廻が不明瞭なもの、濃尾低地(松沢勲, 1962)

有明海研究グループ(1965)は有明海およびその沿岸地方において、上に述べた定義による沖積層が、下位の島原海灣層と上位の有明粘土層とに区分でき、両者が約30m(現海面下約40m)の海面低下に対応する不整合関係にあることを明らかにし、かつ、これと上記の1)およ

び2)のような沖積層が日本の各地に広く分布するところから、この海面低下を新ドリラス期に対応する世界的な気候の寒冷化によるものと考えた。さらに、C14による年代測定によって、有明粘土層およびその相当層の堆積が約9,000年前に始まっていることが知られており、かつ、もっとも一般的な定義によれば、沖積世は先ボレアル期、すなわち約1万年前に始まるとされていて、両者の間に大きな相違がないところから、同グループは、わが国でも有明粘土層およびその相当層を沖積層とすることを提唱している。

しかし、ここにいくつかの問題がある。まず、約2万年前に始まる海面の上昇の途中に30mもの低下が挟まれていたとすれば、バルト海域のような特殊なところを除いた世界の各地の沖積層の間にも、有明海およびその沿岸地方のものと同じような不整合が挟まれていなければならないが、このような事実はあまり知られていないようである。これが、わが国の沖積層の研究の水準が諸外国よりきわめて高いことを示すものであることを期待する。次に、この不整合が新ドリラス期に対応するものであるとすれば、僅か1,000年ほどの間に約30mの海面の低下、上昇が行なわれたことになるが、現在の氷河が全部融けた時の海面の上昇が30m前後から50m前後と推定されていることから見て、これはきわめて急激な気候の寒冷化・温暖化を意味することになる。また、上に述べた約30mの海面低下が汎世界的なものであったとしても、当時の海岸線より外側では、そのために不整合を生ずることはなかったはずである。東京低地などの例は、現在の海岸線が当時の海岸線よりはるかに前進していることを示すものかも知れない。

いずれにしても、最近の地質時代において、もっとも広域にわたる不整合を招来したのが、ヴェルム氷期の極相期における海面の低下であることは確実なので、時間層位学的単位としての沖積層は、これまでの一般的な定義にこだわらなければ、上記の極相期に生じた谷を埋める地層とするのが合理的である。このような理由から、本中間報告においても、沖積層という用語をこの意味で使うことにする。したがって、A層、すなわち有明粘土層は沖積層の上半部を代表することになる。

A層はさらにA<sub>1</sub>層およびA<sub>2</sub>層の2つに細分される。

I) A<sub>1</sub>層~12.65m (12.65m)

本層はすべて軟弱な泥質の内湾性の堆積物からなるが、くわしく見ると、地表より3.15mまではシルト質粘土ローム、6.50mまでは粘土、11.00mまではシルト質



粘土、また 12.65 m まではシルト質粘土ロームとなっている。N 値は、最上部に 4 という値が得られたほかは、すべて 0 (自沈) である。先行荷重も、最上部に 1.05 kg/cm<sup>2</sup> のところがあるほかは、すべて 0.60 kg/cm<sup>2</sup> 以下で深度による変化がほとんど認められないが、本層はおおよそ正規圧密の状態にあるものと見ることができる。自然含水比および自然密度の測定値も、この事実とよく符合している。

II) A<sub>2</sub>層～14.65 m (2.00 m)

本層は腐植土まじりのシルト質粘土からなる。N 値については、最上部において 1 という値が得られているほか資料を欠くが、先行荷重は 1.97 kg/cm<sup>2</sup>、自然含水比は 53.9%、また自然密度は 1.54 g/cm<sup>3</sup> で、上位の A<sub>1</sub> 層に比べて、はるかに締っており、むしろ過圧密の状態にあることがわかる。

(2) B層～23.40 m (8.75 m)

本層は一般に有明海湾層と呼ばれているものにほかならない。本層は明らかにヴェルム氷期の極相期に形成された谷を埋め、かつ A 層の基底の埋没谷によって切られているので、沖積層の下半部——おそらくその上部——を代表する堆積物と考えられる。本層は主として砂および砂質ロームからなり、深度 15.90～17.20 m のところにシルト (N 値 17) を、また 19.15～20.80 m のところに粘土 (N 値 18) を挟有する。下位の粘土の自然含水比は 40.4%、また自然密度は 2.16 g/cm<sup>3</sup> である。これらの値から本層はむしろ過圧密の状態にあるものと思われる。

(3) C層～37.00 m (13.60 m)

本層はさらに C<sub>1</sub> 層および C<sub>2</sub> 層の二つに細分される。C<sub>2</sub> 層は明らかに一般に転石凝灰岩(八女粘土層)と呼ばれているものに相当するものであるが、C 層全体の層位については、現在のところ直接的な手掛りに乏しく、今後の研究にまたなければならぬ。深度 30 m 付近までの N 値は 20 前後であるが、31 m 付近から N 値は急に増加し、基底近くでは 44 という値が得られている。

I) C<sub>1</sub>層～25.95 m (2.55 m)

本層は細粒砂まじりのシルトからなる。2 点で測定された N 値は、それぞれ 17 および 25 で、僅か 3 m ほど上位の層中の粘土に比べて、かなり高い値を示している。

II) C<sub>2</sub>層～37.00 m (11.05 m)

本層は主として多量の軽石を含む細～中粒砂からなるが、最下部は厚さ 2.2 m の細礫まじり粗粒砂となっている。先に述べた N 値が急に増加する深度 31 m 付近は、本層のほぼ中位に当たっている。しかし、現在までに得られ

た資料からは、その意味するところを明らかにすることは困難である。

(4) D層～87.40 m (50.40 m)

本層はさらに D<sub>1</sub> 層および D<sub>2</sub> 層の二つに細分される。化石から見ると、明らかに内湾性の堆積物で、関東地方の下末吉層などと同様に、リヌーヴェルム間氷期の堆積物であろう。D 層以下の地層はこれまで未区分洪積層とされていたものであるが、D 層の基底に顕著な不整合が存在することは、電気検層の記録に鮮やかに示されている。

I) D<sub>1</sub>層～56.30 m (19.30 m)

本層は主として軟質の各種のロームおよび粘土からなるが、最上部に厚さ 2.4 m の粗粒砂を挟有する。この粗粒砂の N 値は、50 前後であるが、その下位に横たわる泥質層のそれは 12～28 で、深度 42 m 付近においてもっとも大きな値を示し、それ以降はむしろ深度とともに減少している。ただし、N 値の測定は深度 50 m をもって打ち切られている。含水量試験は深度 44～56 m の間の 5 点の試料について行なわれたが、自然含水比と自然密度の変化によく対応している。すなわち、前者は上位の 2 点 (36.3% および 29.3%) および下位の 1 点 (31.6%) において低い値を示し、また中間の 2 点 (48.7% および 64.8%) において高い値を示しているのに対して、後者は上位の 2 点 (1.93 および 1.93) および下位の 1 点 (1.84) において高い値を示し、また中間の 2 点 (1.86 および 1.56) において低い値を示している。圧密試験は上記の中位の 2 点および下位の 1 点の試料について行なわれ、先行荷重については、上位よりそれぞれ 3.00 kg/cm<sup>2</sup>、4.30 kg/cm<sup>2</sup> および 4.80 kg/cm<sup>2</sup> という値が得られている。以上に述べたことから、本層は正規圧密に近い状態にあることが知られる。

II) D<sub>2</sub>層～87.40 m (31.10 m)

本層は主として軽石まじりの粗粒砂からなり、深度約 76 m および 80 m のところに、それぞれ厚さ 2 m 前後の砂質ロームおよび粘土質ロームを挟有する。上記の砂質ロームおよび粘土質ロームの先行荷重、自然含水比および自然密度の値は、それぞれ [5.40 kg/cm<sup>2</sup>, 24.7%, 1.80 g/cm<sup>3</sup>] および [5.50 kg/cm<sup>2</sup>, 41.7%, 1.75 g/cm<sup>3</sup>] であるが、圧密試験の際の最高荷重の不足のため、先行荷重の数字が過少に読みとられていることは明らかなので本層も正規圧密に近い状態にあるものと考えられる。

(5) E層～217.30 m (129.90 m)

本層はさらに E<sub>1</sub>～の八つに細分される。E<sub>1</sub> 層および

E<sub>2</sub>層のように、奇数番号のものとその下の偶数番号のものとは、それぞれ1組の小輪廻層をなしている。地表における同様の小輪廻層の繰り返しからなる累層の状態から類推すると、偶数番号の砂質層と奇数番号の泥質層との間に、ダイヤステム程度のもが存在する可能性もある。層相および化石から見て、E層は全体として扇状地様三角州の堆積物で、関東地方の屏風が浦層や名古屋地方の八事層などと同様に、ミンデルーリス間氷期の堆積物であろう。なお、後で述べるように、E層の下に横たわるF<sub>1</sub>層の主体をなす泥質の堆積物が、E層中の奇数番号の同様の堆積物にくらべて、一般に硬質で脆いところから、E層の基底にも一応不整合が存在するものとしたが、この点については、資料不足のため、想定の域を出ないことを明記しておく。

E層についてとくに顕著なことは、一般に、その中の泥質層の先行荷重および自然密度が深度に比べて著しく低く、また自然含水比が著しく高いことである。しかも、偶数番号を付した砂質層中の挟みに比べて、奇数番号を付した厚い泥質層において、この傾向がとくに顕著である。本試験井の泥質層の自然密度と自然含水比との関係は、少数の例外を除けば、理論的に導かれるものとよく一致している(図5-1)ので、次に自然密度だけをとり上げて論ずることとする。

本試験井の泥質層の自然密度を深度に対応させてプロットして見ると、深度50 m付近から以下では、相当なばらつきはあるが、深度の増加に対応する系統的な増加が認められないことが知られる(図5-2)。とくに、E層中の奇数番号泥質層の自然密度は、D層の下部に挟まれる泥質層よりも、むしろ低い値を示している。したがって、両層中の泥質層が圧密に対して同じように反応する性質をもっているとすれば、先に述べたように、D層が正規圧密に近い状態にあることから、E層は過少圧密の状態にあることになる。また、E層中の泥質層がD層中のものより圧密に対して反応しにくい性質をもっているとしても、後者の自然密度の深度による増加は僅かなものである故、この場合を考えても、少なくともE層の下部は過少圧密の状態にあるものと思われる。

なお、E層から採取された試料についても、D層までと同様の圧密試験が行なわれたが、その結果については、疑問な点が少なくないので、密封の上保管中の試料について、荷重のかけ方その他をかえて、再試験を行なった上で改めて論ずることとする。

I) E<sub>1</sub>層 ~97.00 m (9.60 m)

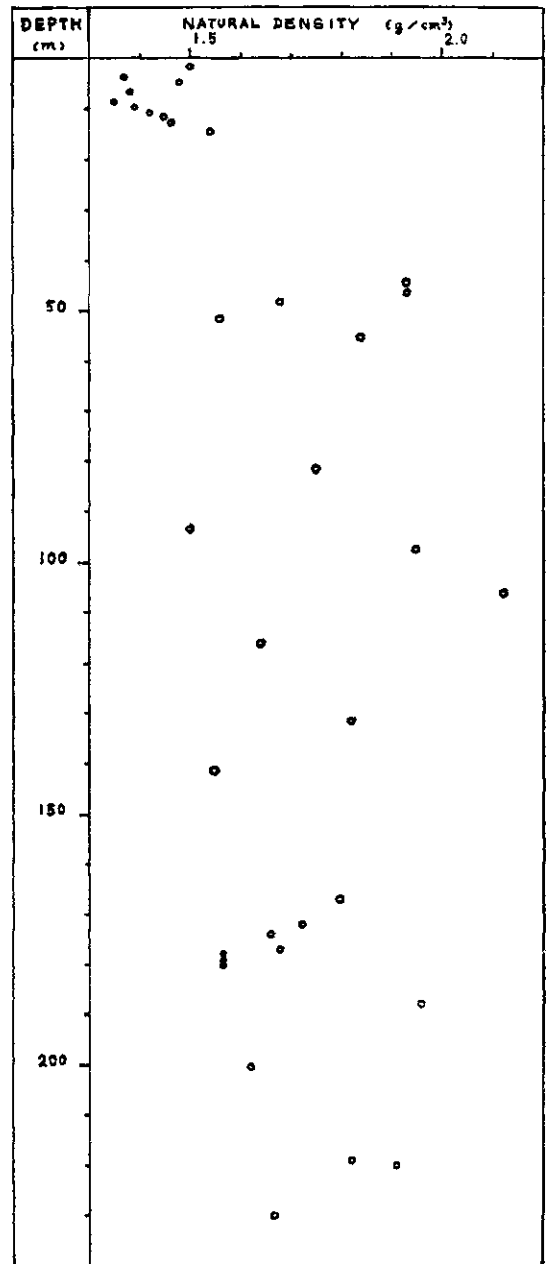


図5-2 自然密度の深度による変化

本層は主としてシルト質粘土ロームからなるが、上部および下部はそれぞれ粘土および粘土質ロームとなっている。深度94 m付近はシルト質粘土ローム、最下部付近の粘土質ロームの自然含水比と自然密度の値は、それぞれ[82.3%, 1.50 g/cm³]および[34.8%, 1.95 g/cm³]である。

II) E<sub>2</sub>層~137.40m (40.40m)

本層は主として軽石まじりの細~中~粗粒砂からなる。深度128m付近に厚さ1mの礫層を挟有するほか、シルト質粘土ロームあるいはシルト質ロームからなる数枚の泥質層の挟みを有する。深度105m付近、116m付近および131m付近のシルト質粘土ロームの挟みの自然含水比および自然密度は、それぞれ〔38.6%、2.12g/cm<sup>3</sup>〕、〔41.7%、1.64g/cm<sup>3</sup>〕および〔37.4%、1.82g/cm<sup>3</sup>〕である。

III) E<sub>3</sub>層~146.40m (9.00m)

本層は主としてシルト質粘土ロームからなる。深度141m付近の試料の自然含水比および自然密度は、それぞれ68.3%および1.55g/cm<sup>3</sup>である。

IV) E<sub>4</sub>層~171.40m (25.00m)

本層は主として軽石まじりの中~粗粒砂からなり、粘土、砂質粘土あるいはシルト質ロームからなる少数の泥質層の挟みを有する。深度167m付近のシルト質ロームの挟みの自然含水比および自然密度は、それぞれ27.0%および1.78g/cm<sup>3</sup>である。

V) E<sub>5</sub>層~182.00m (10.60m)

本層は主としてシルト質粘土ロームからなる。本層は奇数番号の泥質層の中でもっとも豊富な資料が得られた部分で、深度171.5m付近のシルト質ローム、173m付近、176m付近および179m付近のシルト質粘土ロームの、自然含水比および自然密度は、それぞれ〔54.1%、1.73g/cm<sup>3</sup>〕、〔65.4%、1.66g/cm<sup>3</sup>〕、〔47.9%、1.68g/cm<sup>3</sup>〕および〔70.1%、1.56g/cm<sup>3</sup>〕である。また、深度178m付近のシルト質粘土ロームおよび180m付近の粘土の自然含水比と自然密度は、それぞれ〔73.2%、1.57g/cm<sup>3</sup>〕および〔71.5%、1.57g/cm<sup>3</sup>〕である。

VI) E<sub>6</sub>層~196.00m (14.00m)

本層は主として軽石まじりの中~粗粒砂からなり、深度188m付近に厚さ1mのロームを挟有する。このロームの自然含水比および自然密度は、それぞれ28.0%および1.96g/cm<sup>3</sup>である。

VII) E<sub>7</sub>層~201.40m (5.40m)

本層は主としてシルト質粘土ロームからなる。深度200m付近の試料の、自然含水比および自然密度は、それぞれ64.5%および1.62g/cm<sup>3</sup>である。

VIII) E<sub>8</sub>層~217.30m (15.90m)

本層は主として軽石まじりの中~粗粒砂からなり、礫をまじえるところが多い。

## (6) F層~242.00m (掘止め)

本層はさらにF<sub>1</sub>層およびF<sub>2</sub>層の二つに細分される。

先に述べたように、本層と上位のE層との関係がよくわからないばかりでなく、本層の層位を決定するのに必要な手掛りを得るところまで研究が進んでいないので、かりにE層とF層との関係が不整合であるとすれば、F層は島原半島の口之津層に対比される可能性が大きくなる。

I) F<sub>1</sub>層~235.20m (17.90m)

本層は主として砂質粘土、粘土質ロームあるいは粘土などの泥質層からなり、E層中の奇数番号の泥質層に比べて、一般に硬質で脆い。深度222mのところ、厚さ約80cmの軽石まじり粗粒砂を挟有する。深度219m付近および220m付近のシルト質粘土ロームの自然含水比と自然密度は、それぞれ〔38.8%、1.82g/cm<sup>3</sup>〕および〔30.3%、1.91g/cm<sup>3</sup>〕である。また、深度230m付近の粘土質ロームの自然含水比および自然密度は、それぞれ62.3%および1.67g/cm<sup>3</sup>である。

II) F<sub>2</sub>層~242.00m (掘止め)

本層は主として軽石まじりの中~粗粒砂からなる。

## 5.2 地質の総合的調査研究の成果

有明海北岸低地の地質全般については、今後の研究にまたなければならぬ部分が多いが、本中間報告においてはこれまでに、ほぼ大勢を把握することができた。有明粘土層の厚さの分布、およびE層中の地下水の水抵抗値の分布について述べることにする。

## 5.2.1 有明粘土層の厚さの分布

有明・不知火海域の干潟および海岸平野の大部分を構成する粘性土層は、一般に有明粘土層の名で知られている。先に述べたように、A層は明らかにこの粘土層に属するものである。図5-3は有明粘土層の等層厚線図であるが、臨海部については、これを本層の下底の等深線図と見なすことができる。六角川と嘉瀬川とに挟まれた地域については、資料不足のため等層厚線を引くことができなかったが、昭和41年度に実施予定の2本の浅層試錐の結果をまわって、本等層厚線図を完成することになっている。

図5-3から容易に読みとれるように、有明粘土層がとくに厚いところは、大局的に見ると3か所ある。中でも顕著なのは早津江川の下流部に位置するもので、川副町犬井道から筑後川と早津江川とに挟まれた中洲の南端にわたる谷底状の30mの等層厚線で囲まれた部分を含んでいる。また、20mの等層厚線で囲まれた部分は、曲りくねりながら細長く北東方向に延びて、三養基郡三根村にまで及んでいる。

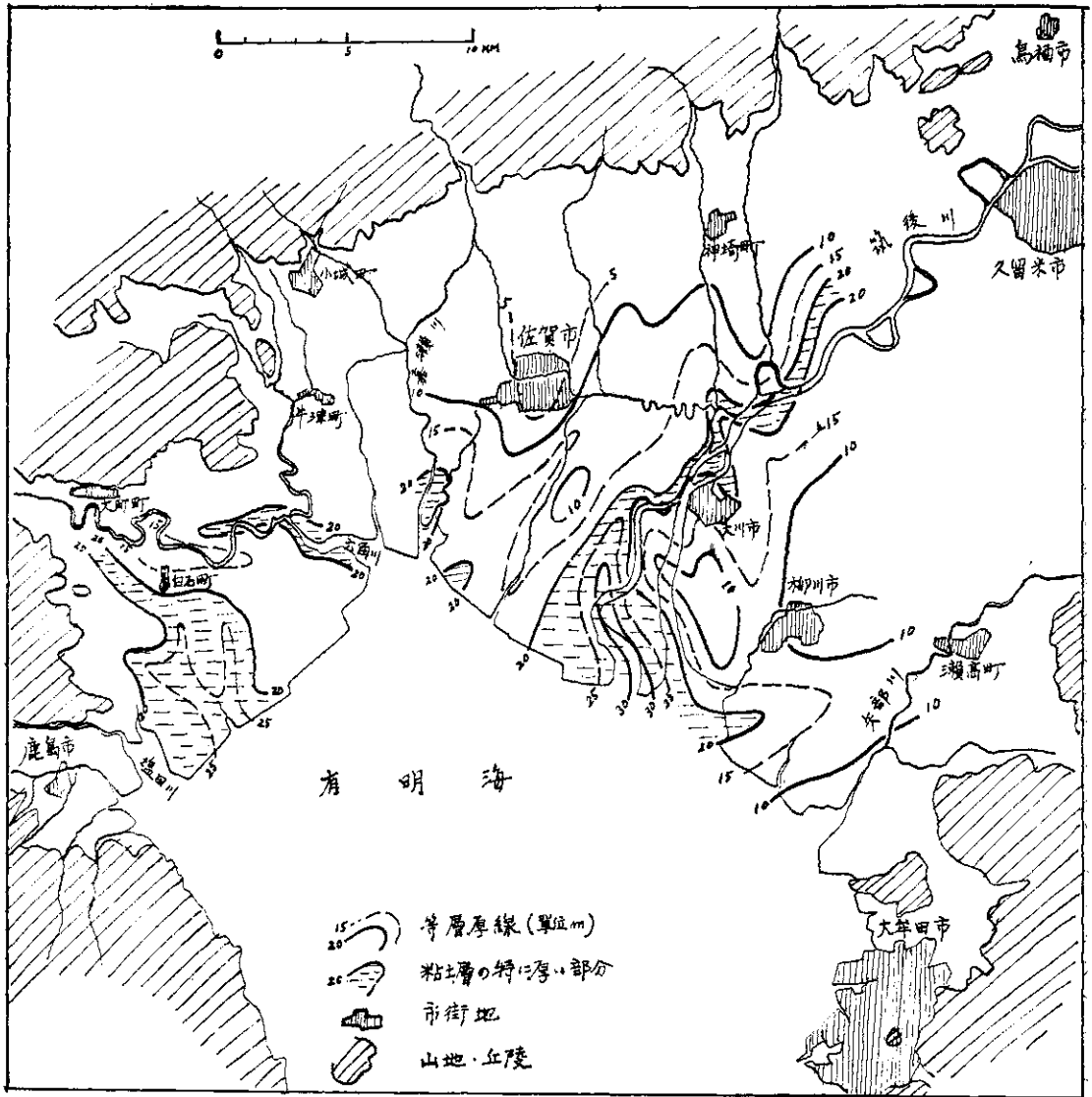


図5-3 有明海北岸低地帯における有明粘土層（沖積粘土層）等層厚線図

これに次いで著しいのは、六角川の南側のいわゆる白石平野に発達するもので、現在の陸域には有明粘土層の厚さが30mを超える部分こそ見られないが、臨海部には谷底状の26mの等層厚線で囲まれた部分がある。また、20mの等層厚線で囲まれた部分は北西方向に延びて、大町町の南方にまで及んでいる。

残りの一つは六角川および嘉瀬川の下流部に発達するもので、六角川の下流部のものについては、既存の資料から図5-3に示されているような等層厚線を引くこと

ができたが、嘉瀬川の下流部のものは明確な形で把握されているとはいえず、また、両者に挟まれた塚川の下流部に資料の空白地帯があることは、すでに述べたとおりである。

### 5.2.2 E層中の地下水の水比抵抗の分布

水比抵抗・水質・水温・水圧などの地下水の諸要素は、一般に同一地点においても地層の層位学的大区ごに異なる数値を示すものである。有明海北岸低地の地下水もこの一般原則にもれず、先に述べたA, B, C, D,

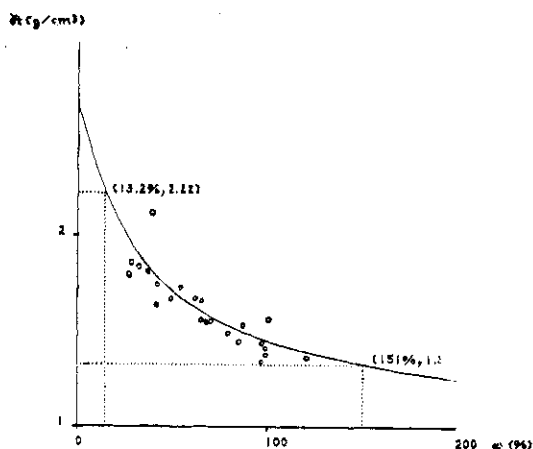


図5-1  $\alpha$ と $\omega$ との理論的關係と試験井における実測値の沈積後脱水段階までは図中の座標の読みを付した2点間に入る。

およびEの各層ごとに、それぞれ明瞭に区別できる諸要素の数値が得られている。したがって、地下水の諸要素の水平的な分布状態は、各地層ごとに分けて表現されなければならないのであるが、現実には、このような表現方法が採用された例はあまり多くない。地下水の諸要素の中でも、水比抵抗は、測定が容易なばかりでなく、水質を総合的に判断し得る資料を提供するものとして、とくに重要なものである。

有明海北岸低地の地下水を水理地質学的に見ると、坑井地質のところでも述べたA層、B層、C層およびD層の各層に相当する地層中の地下水は、一般にCl<sup>-</sup>濃度が高く、良質のものは少ない。これに対して、E層に相当する地層中の地下水は先に述べた4層中のものに比べて、比較的良質のものが多しばかりでなく、量的にも上位の諸層中のものを圧倒している。

図5-4はE層に相当する地層中の地下水の水比抵抗の水平的分布を示したものである。先に述べたように、F層については不明確な点が多く残されており、本図を作成するために採水した井戸の中には、ストレーナーがF層に相当する地層に及んでいるものも少数存在するかも知れないが、このような井戸においても、F層相当層に由来する水は、量的に問題にならない程度と見られるので、図5-4の読図に当ってF層相当層の問題を考慮する必要はない。

図5-4における3,000 $\Omega$ cmの等水比抵抗線付近を境にして、それより低値の部分は多量のCl<sup>-</sup>を含むが、その水質は現在の海水がそのまま希釈された組成を示さず

水溶性天然性ガスの付随水などに見られる化石塩水の組成を示している。すなわち、図5-4において水比抵抗値が3,000 $\Omega$ cm以下の部分は、E層の堆積当時に地層中に封塞された海水の成分が、水質を変化させた状態で残留したものである。このことは、E層の堆積当時から現在に至るまで、周囲の集水区域から浸透する新鮮な地下水の影響を相対的に受け難い地質学的環境の存在を示唆するものである。さらに具体的に述べればこれは、その後の地質学的変動や人為的な作用による地下水の流動現象によって若干の変形を受けたとしても、この水比抵抗の低い部分がおおよそE層の堆積盆地の中心部ないしそれに近いところを示すものであり、かつ地下水の垂直方向の浸透および流動を著しく阻害するような泥質層の発達を反映しているものと判断される。ただし新鮮な地下水の浸透は今ある堆積盆地の中心部に向って、必ずしも同心円的に進行するものではないので、上記の水比抵抗の低い部分がどの程度堆積盆地の中心部に近いところに一致するかを確かめることを目的の一部として、昭和41年度には、川副村犬井道付近において1本の中層試験井を掘き、各種の調査・研究を行なうことが予定されている。

### 5.3 水害防止と地質

有明海北岸低地のような沖積平野における水害防止と地質との関係については、二つの問題に大別して考えるのが便利である。その一つは、ある時点の自然的ならびに人為的な地表の状態において、水害が起った場合、表層部の地質によって、冠水の状態や滞水の期間などにどのような差を生ずるかという問題である。しかし、この種の問題は、地形分類の立場から、一般に地形学者によって研究されており、今次の総合研究においても、別に分担が定められているので、ここでは、これまでに水害によって大きな被害を被ったところが、図5-3に示された有明粘土層の厚いところ、とくにその厚さが20mをこえるところによく一致することを記すに止める。

他の一つは、現在の地盤高の分布が今後どのように変化するかを、地下地質の面からある程度まで予測することである。改めて述べるまでもなく、水害の防止ということが未来の時点における問題の解決にある以上、有明海北岸の低地のような沖積平野における水害防止の研究において、地質学的研究の占める役割りはきわめて大きいのであるが、これが本格的にとり上げられたのは、今次の総合研究が初めであるといっても過言ではない。

現在有明海北岸低地において地盤沈下の現象がとくに顕著になっているのは白石平野である。そして、この平

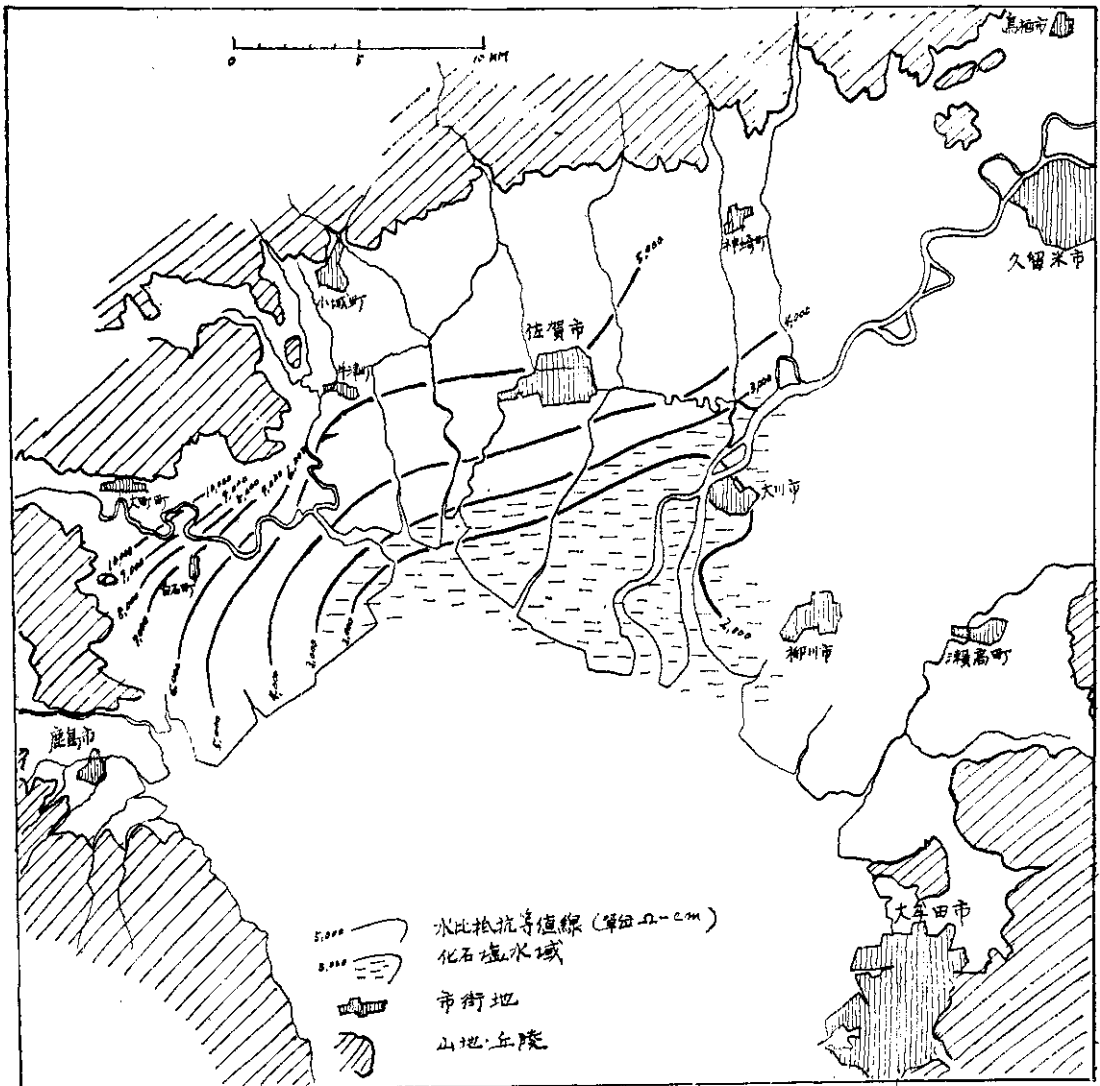


図5-4 有明海北岸低地帯におけるE層中被圧地下水の水比抵抗等値線図

野の地盤沈下量は有明粘土層の厚さと明らかに正相関関係にあることがすでに明らかにされている（農林省九州農政局計画部，1965，有明海研究グループ，1965）。しかし，大量の揚水が行なわれているのは，有明粘土層や島原海湾層からではなく，むしろ坑井地質のところて述べたC層，D層およびE層の相当層からであって，最近ではE層の相当層からの揚水が目立ってきている。以上述べたことから総合的に判断すると，井戸の仕上げに不備な点があるため，ストレーナーの置かれている層位の水ばかりでなく，それより上位の地層中のものまで揚水

されていることが，地盤沈下に一役買っていることは否定できないであろう。完備された井戸の設計には，精度の高い電気検層の記録が必要であり，またこれに基づいて不備のない井戸の仕上げを行なうには，ある程度の経費の増加は避けられないが，少なくとも大量の揚水を行なう深層井については，今後はこの線に沿って工事の仕様が行なわれるべきである。先にも述べたように，白石平野と同様に厚い有明粘土層が発達しているところは，有明海北岸低地のほかのところにも，かなりの面積をもって分布しており，現状のままの地下水開発が広く

行なわれるようになれば、現在白石平野で問題になっているようなはげしい地盤沈下が、この低地の各地で起る恐れがある。

さらに重要な問題は、この地方において比較的良質の地下水を有する唯一の地層であるE層相当層の地下水開発に関するものである。本層から多量の揚水を行なっている井戸は、現在ではそれほど多くはないが、ほかに良質の地下水を多量にもった地層がないため、この地方の開発の進行とともに、これが次第に増加する形勢にあることはいなめない。本層から多量の揚水が行なわれた場合、本層中の奇数番号を付した泥質層の収縮による地盤沈下が避けられそうもないことは、先に述べたこれら泥質層の性質から見て明らかである。昭和41年度に予定さ

れている中層試験井による調査・研究は、これら泥質層のうちの最上位のE層について、集中的な試料の採取ならびに各種の試験研究を実施し、この問題の解決の一助とすることを大きな目的としている。本層はこのように非常に大きな問題をはらんでいる地層であるが、ざりとて本層中の地下水の採取を全面的に禁止することは、この地方の開発上好ましいことではない。しからばどうしたらよいか、これについては、昭和41年度の調査・研究の結果をまわって、改めてくわしく論ずることにしたい。最後に、他山の石として、有明海北岸低地と地下地質が非常によく似ている濃尾低地の昭和25年頃以降の地盤沈下が、沖積層の厚さに関係なく、広域にわたってほとんど同じ沈下量を示す形で行なわれていることを付記しておく。

## 第6章 地下水理と地盤沈下に関する研究

### Studies on Hydrology of Underground Water and Ground Settlement

農林省九州農政局	宇野一治
農林省東海農政局	能井久雄
農林省九州農政局	猿山光男
資源科学研究所	柴崎達雄

#### 6.1 まえがき

有明海の北岸低地は、筑後川はじめ嘉瀬川、六角川等によって形成されたデルタ平野である。その上部に、江戸時代以来のたび重なる干拓地造成が行われている。したがって、地表傾斜の緩やかな低平地でありかつ窪状地形をなす。

古来この地方は、用水源にめぐまれず、干拓地の造成がこれを助長した。したがって、クリークを利用する特異な用水形態におよび慣行がみられ、その面積は、水田面積の2.5~15%をもしめる。クリークは、良く知られているように貯水堀と導水路の機能を果している。したがって、これが地形の平たんとあいまわって、用排水施設の分離を阻害し、大雨時にははんらんを生じやすくしている原因の一端をなす。

また一方では、昭和10年頃からの深井戸掘削技術あるいは、ポンプの改良等によって、深層地下水の利用が積極的に行なわれた。特に当地方にあっては、昭和33年および昭和35年の旱魃を契機に、深井戸が飛躍的に新設さ

れた。

白石平野においては、昭和29年からこれら深井戸の乱掘によって、いわゆる井戸の抜け上り現象や水田地帯には、キレツや陥没を生じ、地盤沈下が発生していることが判明した。その沈下量は、後述するように、最大年間5cmで、東京あるいは大阪のそれと比較してさほど大きなものではない。しかし有明海の潮位差の大なることを思えば、決してないがしろに出来ないものである。同様にこのような地盤沈下が、北岸低地の内水はんらんを助長している点にも留意しなければならない。

このような地盤沈下は、白石平野のみではなく、佐賀平野においても発生をみるにいたった(第3章参照)。

ところで、本調査の目的は「水害防止に関する総合研

究」であるから、地盤沈下の実態、原因および対策についても検討する必要がある。

本章にあっては、この点について検討を行うわけであるが、対策については現在検討中であるので、次の本報告において詳細に報告することにする。また、地盤沈下の実態および原因については、農林省において実施した

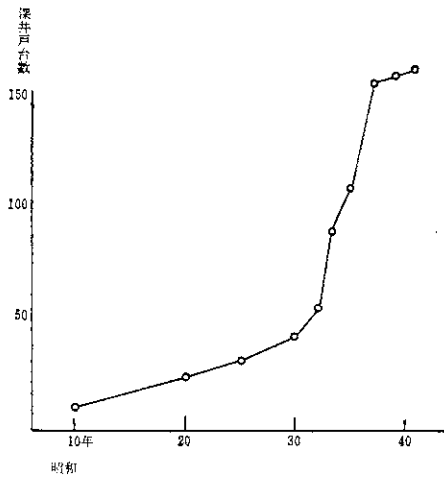


図6-1 深井戸台数増加累計  
The progressive increase of deep wells in Shiroishi Plain.

白石平野の調査結果〔昭和39年度農業用地下水対策予備調査白石平野地区調査報告書（九州農政局計画部）〕をもとに述べることにする。

なお、佐賀平野については、未詳であるので今後検討することにする。

### 6.2 地下水水位低下

深井戸の開発は揚水技術の発達に平行する。特に新技術の導入、改善の時期と干ばつが一致するとその開発は急進展する。用水慣行にしばられず、水利権に問題のない地下水は、必要な場所で容易に取水できるので多少水価が高くついても十分に採算のあうことである。その上地下水はこのような補助水源として止まるだけでなく、造成された干拓地の主水源としての役割もはたすようになった。白石平野においても昭和33年から35年までのかんばつ期にポンプ台数の増加はめだって大きく、これにともなう地下水の計画揚水量の増加は昭和20年  $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、30年  $1.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、35年  $4.5 \text{ m}^3/\text{sec}$  である。揚水量の増加にともない、夏期地下水水位は年々低くなる傾向にあり、このためポンプの揚程能力以上の低水位となることがあり、より高揚程への改修が非常に短時日のうちにおこなわれている。一般的更新方式は、掘抜井戸→ヒュガル、ポンプ→ポアホール、ポンプ→水中モーター、ポンプの順である。この傾向と平行して井戸深度も、初期の島原海湾層から取水する40~50m程度のものから、次第に深層の地下水を採取するようになり、現在

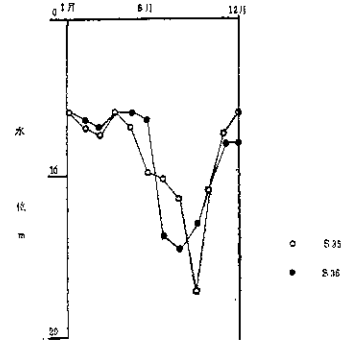


図6-2 北有明上水道自然水位年変化  
Water level change in typical well in Shiroishi Plain.

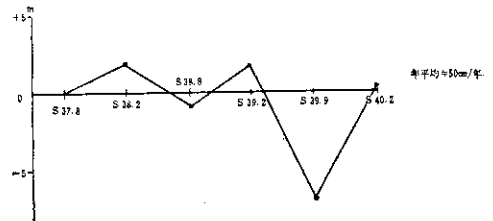


図6-4 地下水位の永年変化（白石平野平均）  
Water level change of mean well in Shiroishi Plain.

注 各井戸の水位差をとりそれを平野全域について平均したもの。

では200m以深の井戸が掘さくされるようになってきた。夏期のかんがい用水取得による平野の地下水水位の低下は10m以上にもたっし、ポンプの揚程以上になることがしばしばあるが、冬期になれば地下水水位は次第に上昇する。しかし夏期の揚水量が大きいと、この回復は完全にはおこなわれない。この差が年々蓄積されて次第に平野の地下水は低下してゆくことになる。以前は海岸付近に自噴井をみたが、自噴帯は年々に縮小し、今は自噴は全然みられない。昭和37・38・39の3か年においては平均50cm/年の割合での水位低下がみられた。

地下水位の低下にともなう、塩水混入や地盤変動（沈下）という現象もみられるようになった。次に地盤変動についてのべる。

### 6.3 地盤変動について

まず、地下の地質状況をのべ、その後に地盤変動について記す。

諸団体による成果と白石平野における成果を対比すれば表6-1のとおりである。これにもとづいて地質の概略をのべる。

未区分洪積層II以下の地層は、火山噴出物を多くとりこんだ砂礫優勢の、砂、礫、シルトの互層である。礫種は



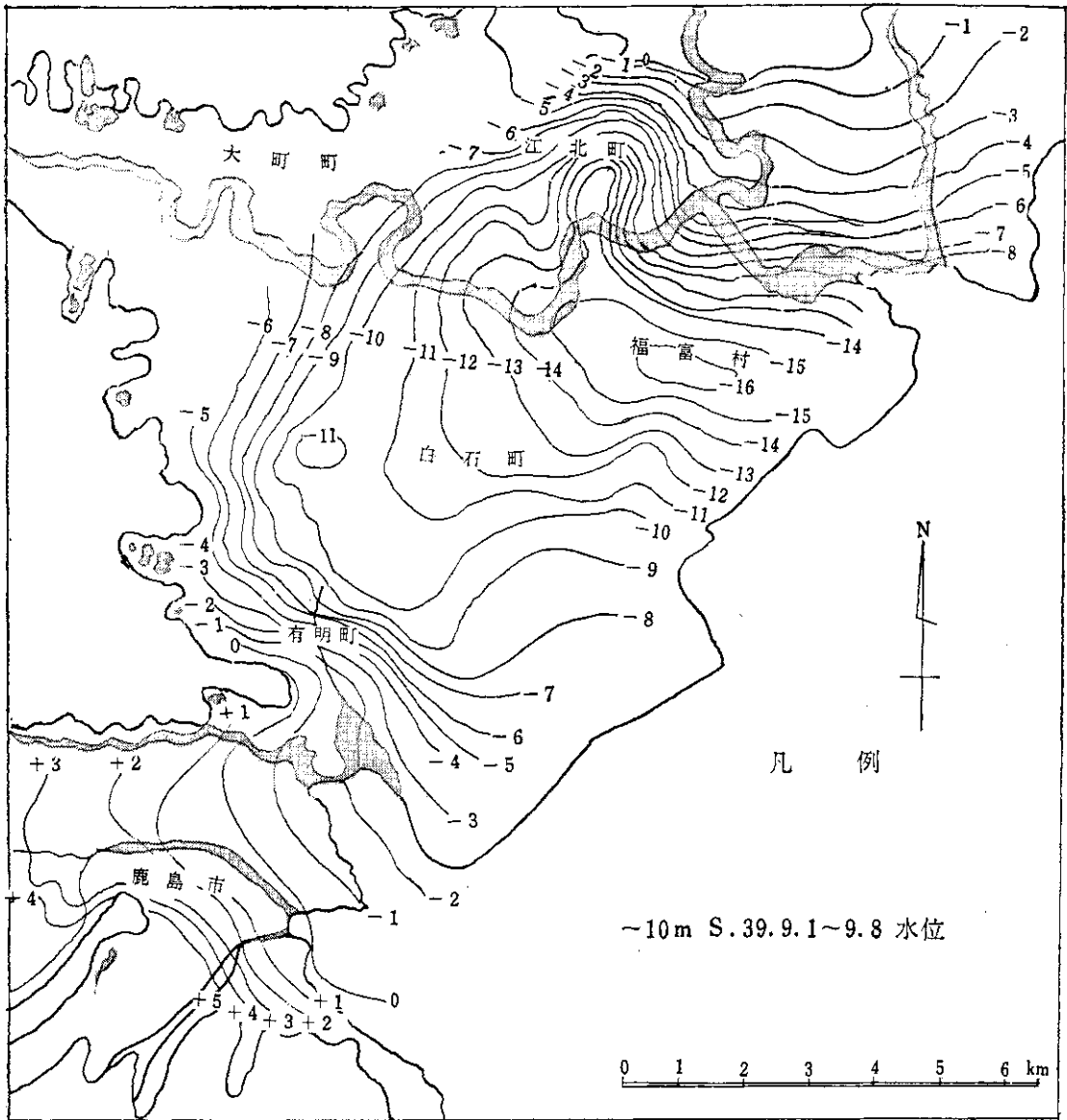


図6-3 測水調査による水位分布  
Water level map in Shiroishi Plain in autumn of 1964.

ほとんど玄武岩、安山岩でときに凝灰岩を挟在する。多良岳に近づくにつれてこの傾向は強くなる。白石平野で採水されている地下の大部分がこの層準から揚水されている、測水調査の結果は地下水の流入が、多良岳方向からおこなわれていることを示している。

未区分洪積層Ⅰは長州、玉名方面の長州層、諫早、雲仙方面の吾妻層で代表される海進（下末吉海進）にともなう堆積物に対比される可能性が強い。層厚はほ10m程度で、上部に砂礫の粗粒堆積物をのせるが大部分はシルト層である。未区分洪積層Ⅱ以下のシルト層より、むしろ

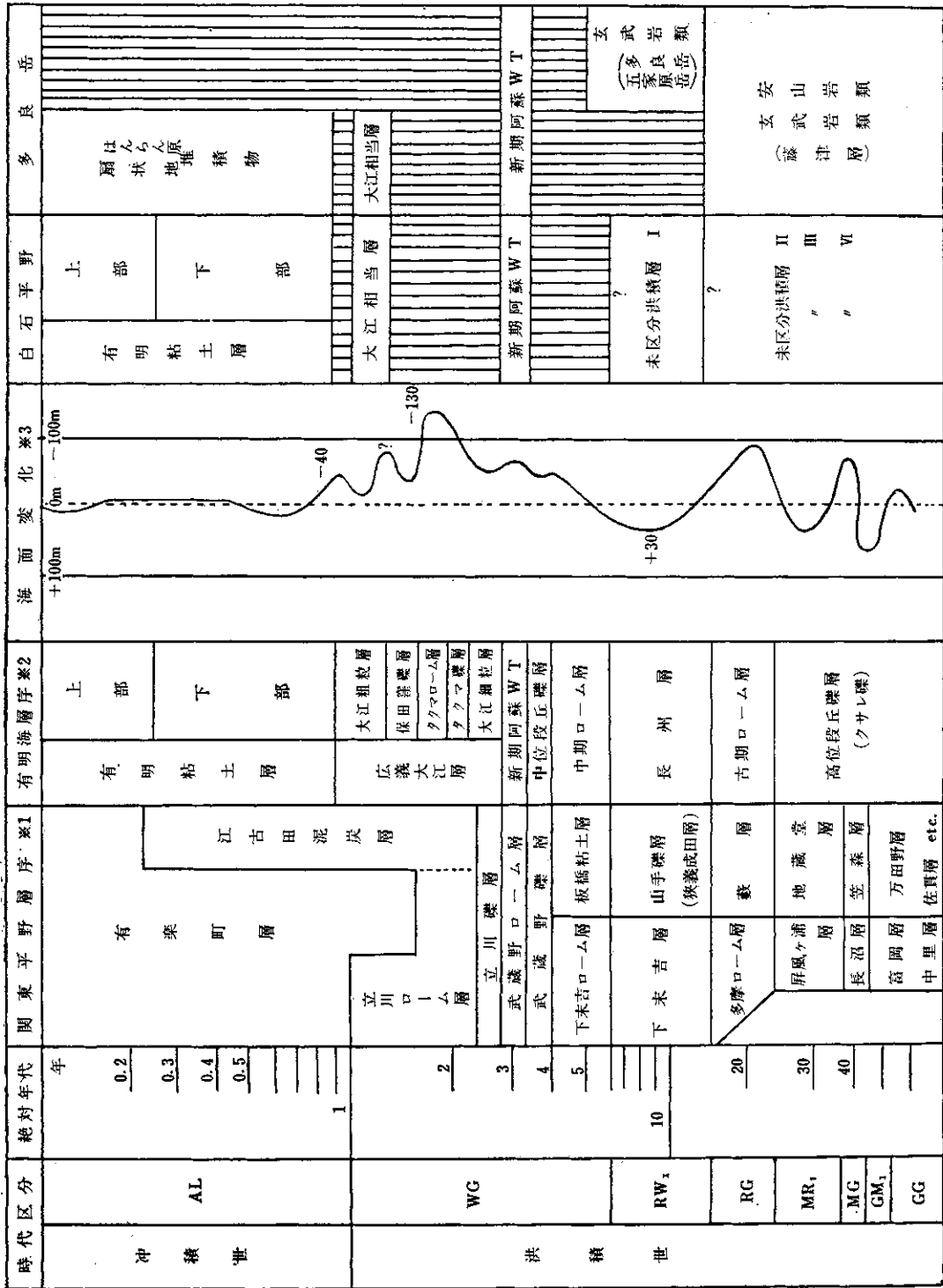


表6-1 白石平野の層序表 ※1: 関東ローム団研による, ※2, 3: 有明団研による. Correlation of strata.

ろ有明粘土層に近く軟弱である。白石平野のいわゆる第2滞水層である。

阿蘇(新期)溶結凝灰岩は海水面が-40m付近まで下がったときのいわゆる主ヴェルムI水期(約3万年前後)に阿蘇の噴出があって広く白石平野全域をおおったものと思われる。この層は軽石を多量にふくむ火山灰層である。その分布が不安定であるので、独立の滞水層としてはあまり意味をもたない。

島原海湾層は主ヴェルムII水期から沖積世までの間の海進期、プレボレアル期に堆積したと考えられるもので、大体粗粒の堆積物で、一部シルトを挟在するほか、ほとんど中〜粗粒砂からなり、きわめて良好な滞水層で、第1滞水層といわれているものである。

有明粘土層(沖積層)は9,000年前からの海進による堆積物で、1,000年位前から人工的干拓がおこなわれて現在にいたっている。ほとんど全層を通じて青灰色のシルト質粘土で軟弱な未固結層である。最下部は有機質にとむ。層厚は最大27m、平均20m程度である。下位層に対して、地下水的な賦圧層を形成している。この有明粘土層が地盤変動に密接な関係があり、沈下量のうちの大部分はこの層の圧縮によるものと考えられる。

### 6.3.1 沈下の発端

地盤沈下が最初にみとめられたのは、深井戸のケーシング、パイプの抜けあがりである。しかしこの現象は深井戸周辺では、大なり小なり普遍的にみられるもので、さほど注目されなかった。地盤沈下が顕著にしめされ始めたのは、昭和34、35年の干ばつ年である。それまで次第に水量を減じつつあった平野西部の山麓の湧水110あまりが完全に枯渇した。これ等の湧水は、飲料水としてもかんがい用水としても貴重なものであって、付近の水田の主水源となっていた。昭和37、38年のような多雨年には一部の復元をみたが、昭和39年にはまた完全に停止した。これ等の被害地では当面の干害を防止するために、干害応急対策事業等により深井戸を掘さくし、地下水に用水源を切りかえたが、そのため周辺陥没を促進する結果にもなった。湧水の枯渇について山脚部にそって幅300m、延長5kmにおよぶき裂をともなった陥没を生じた。被害農地のなかでは、一区画内で30cm以上の相対的沈下を生じ、水田ははたいては小区画にされていった。これらの水田に対しては昭和37年までに、年々応急的な復旧工事がなされて、昭和38年以降は二、三の水田に凹凸被害を生じた程度で、ほとんど沈下による被害は生じていない。

### 6.3.2 水準測量

以上の現象から平野部に地盤沈下が進行していることが予測され、昭和36年11月に水準測量を佐賀県の依頼により九州地方測量部がおこなった。これを32年におこなわれた水準測量に較べると、最大20cm/4年、年間5cmの沈下が確認されるにいたった。この測量にひきつづき、九州農政局が38年1月、39年1月と二回にわたり水準測量をおこなったが、この間38年11月の九州地方測量部でおこなった成果もでている。これらの成果から沈下量の分布は平野の中央部付近で最大となり、有明粘土層層厚との間に比較的高い相関をもち、平野の中央を北西〜南東にのびる沖積谷部分で沈下量が最大となることが読みとれる。

### 6.3.3 簡易沈下計観測

水準測量の結果から最大年間平均5cm程度の地盤沈下が確認されたが、この沈下量を地下水との関連において季節的にみるため、10か所に簡易沈下計を設置し沈下量を測定した。沈下計は有明粘土層の基底に基礎をもつようにした。設置と同時にこなされた標準貫入試験の記録によれば、有明粘土層では、N=5〜10以下、それ以下深においてはN=20〜30に急変する。昭和38年8月から観測が開始されたが、39年8月に最大月間沈下量9.2mm、同年1月に最底月間沈下量0.5mmを記録している。とくに夏期の沈下量が大きく冬期に小さいことは、深井戸の

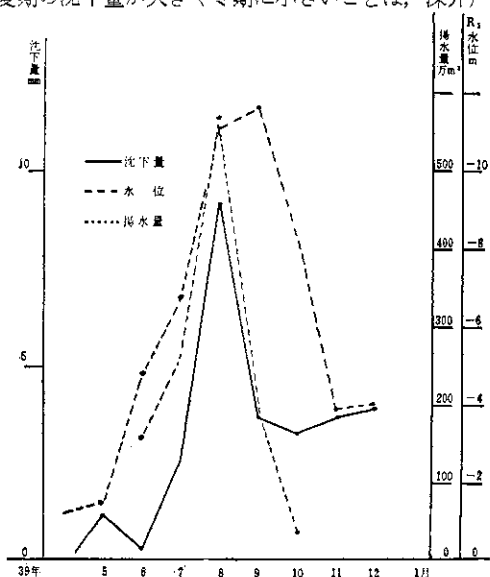


図6-5 平均沈下量、揚水量および地下水位の相関図  
Correlative map between subsidence, water level and volume of discharge.

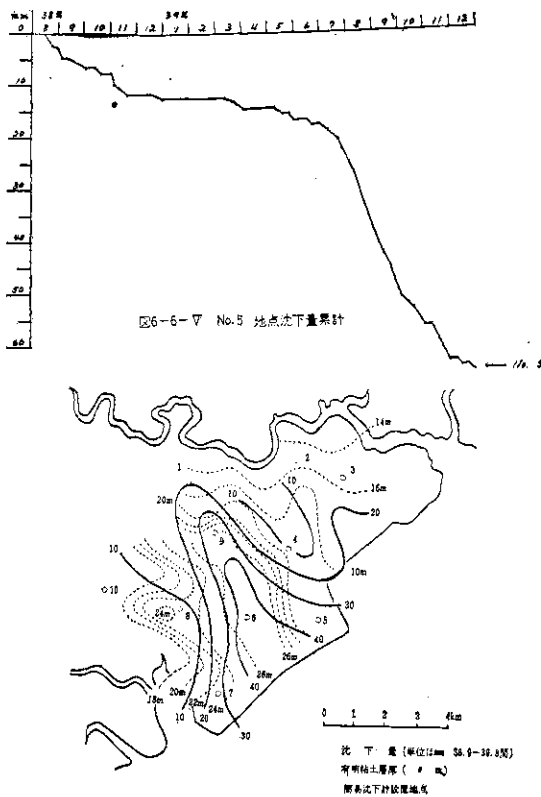


図6-7 地盤沈下量と沖積層厚の関係図  
Correlative map between subsidence and thickness of the Ariake stratum in Shiroishi Plain.

揚水による急激な水位低下がもたらした結果とみるべきで、冬期水位が回復してゆくと沈下量も少なくなつてゆく。この状態は図6-5、図6-6にもよく示されていて、沈下量と揚水量およびその結果生じた水位との相関はきわめて強い。また簡易沈下計の年間総沈下量の平面的分布を図6-7に示すが、これは有明粘土層の層厚分布とよく一致し、水準測量の結果とも一致する。簡易沈下計10か所の昭和39年の年間平均沈下量は28.7mmで水準測量の結果と似ている。平野の地盤沈下の大部分が、

有明粘土層すなわち沖積層の圧縮であることが知られる。現段階では有明粘土層の圧縮は、それまで保たれていた水圧と自重のバランスが、地下水位（水圧）の低下によってくずされ、浮力の減少分だけ脱水圧密すると考えている。

#### 6.4 地盤変動対策

現調査段階において白石平野の地盤沈下の原因を推定すれば、上述のとおりである。

したがって、地盤沈下あわせて内水はんらんを防止するには、沈下の促進をおさえるかあるいは、沈下を見込んだ排水施設等をもうけて間接的に対処するかである。

本地区にあっては、前者の直接的な沈下対策の一工法として、地下水人工かん養を検討中である。地下水人工かん養は、島原海湾層および末区分洪積層中に注入井をとおして地表水を注入し、地下水圧の低下を防止しようとするものである。

昭和37~39年度の地下水対策予備調査（農林省直轄）において、注入試験をおこなった。しかし、注入期間が短かく充分の成果を得ていないので、本年度においては、より長期の注入を行ない注入可能量およびその変化、注入にともなう地下水位の上昇等を検討すべく、準備中（3月施行予定）である。その結果については、次報で報告する。

#### 6.5 あとがき

白石平野の地盤沈下の原因は、ほぼ明らかになったと考えられるが問題がないわけではない。

たとえば、平野下の地下水賦存量は約5億 $m^3$ で、一方年間地下揚水量は、約1,100万 $m^3$ （賦存量の約2%）と非常に少ない値である。にもかかわらず地盤沈下をはじめ種々の障害現象が発生するものと推定せざるをえないという問題がある。

この点の解明をはじめ、佐賀平野に発生する地盤沈下現象も同様の原因によるのかどうかを検討する必要がある。

## 第7章 降雨特性に関する研究

### Studies on the Rainfall Characteristics

気象研究所台風研究部 奥田 稔

#### 7.1 はしがき

われわれの分担は、有明海北岸低地の水害に関連する

降雨の特性を明らかにすることである。この研究は次ぎの三つに分類される。

降雨特性に関する研究

- (1) 過去資料による降雨特性の研究
- (2) 雨量強度計を中心とした研究観測\*
- (3) 観測結果の吟味による降雨特性の解明

これらの研究課題の中、今回報告できるのは、(1)と(2)に関してであり、(3)については報告する段階となっていないことをまずおことわりしておく。以下、課題細目毎に述べる。

7.2 過去資料による降雨特性の研究

過去資料は、日雨量については観測開始以来、時間雨量については昭和28年以降について資料を収集した。収集の基準は県内指定観測所(後記)の何れかの地点において、日雨量50mm以上降雨があった場合をとった。

指定観測所は、佐賀地方気象台、および以下の区内観測所である。

仁比山、広滝、岸高、北方、有田、白石、武雄、北多久、古湯の10地点に、相知、嬉野の資料があった場合をつけ加える。

収集資料の整理は、日雨量および時間雨量はそれぞれ別個に作表し、日雨量分布図と、時間雨量分布図を作成した。これを基礎資料として、以下の項目についてまず調べた。

- (1) 50mm以上の降雨回数の月別度数分布
- (2) 50mm以上の降雨の原因となった気象現象別分類
- (3) 各地点の観測期間における日雨量順位表の作成
- (4) 日雨量と時間雨量との関係

\* 筆者の同研究室員である当舎万寿夫技官を中心に進めた。

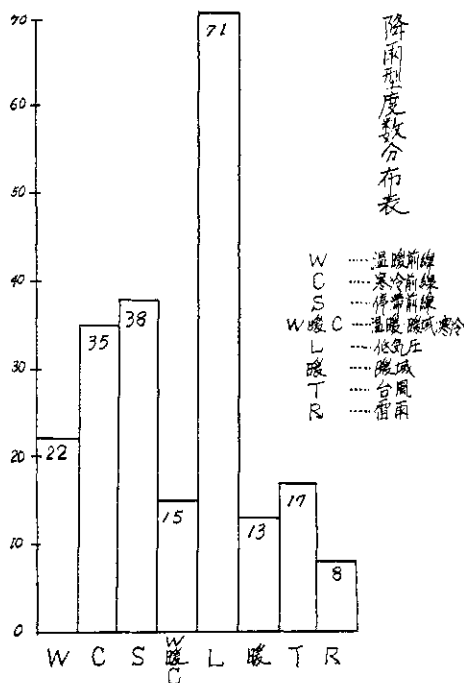


図7-1 佐賀県内に50mm以上の降雨をもたらした気象現象の度数分布

- (5) 超過確率の計算

以上であるが、その中、(4)と(5)は報告までに至らない。

〔結果〕 県内の上記各地点のどこかにおいて日雨量50mm以上降った回数と月毎の度数分布は表7-1の通りで

表7-1 佐賀県内の何処かで50mm以上の雨量を観測した回数

雨 量	月											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
50 mm以上	36	47	167	615	559	1,196	1,151	794	817	319	109	57
100 mm以上			2	88	73	313	257	131	143	46	1	
150 mm以上				13	21	15	75	30	45	14		
200 mm以上				5	2	15	19	9	33	0		
250 mm以上				12	0	7	5	10	4	4		
300 mm以上				10	0	19	5	4	7	1		

表7-2 日雨量順位表 (統計期間1912~64)  
 Ranking of daily precipitation amount at Saga and Takeo in May-Jul. and Aug.-Oct. during 1912-1964.

(1) 武雄 5~7月				8~10月			
順位	発生年月	日雨量	順位	発生年月	日雨量	順位	発生年月
1	1953	6.25	316	1	1954	9.25	230
2	1923	7.13	231	2	1922	9.5	191
3	1962	7.7	215	3	1943	9.18	182
4	1957	2.25	200	4	1956	8.16	170
5	1936	7.22	197	5	1956	8.27	167
6	1935	6.29	194	6	1948	8.25	162
7	1957	6.5	180	7	1928	9.4	159
8	1935	6.23	170	8	1961	8.19	154
9	1952	6.22	165	9	1952	9.8	150
10	1928	6.26	162	9	1962	8.9	150
11	1957	7.2	160	11	1944	9.16	149
12	1946	6.15	155	12	1920	9.9	148
13	1962	7.5	146	13	1952	9.13	145
14	1912	7.23	136	14	1925	9.16	141
14	1955	7.6	136	15	1950	8.19	140
16	1936	7.7	133	16	1938	10.2	139
17	1953	6.27	132	17	1934	9.8	138
18	1931	7.24	130	18	1939	10.15	129
19	1954	7.18	129	19	1935	8.9	125
20	1925	5.2	127	20	1926	9.6	117
21	1947	6.23	126	21	1948	9.11	116
21	1952	7.8	126	22	1925	9.17	115
23	1921	6.16	125	22	1927	9.9	115
24	1962	6.24	123	24	1924	8.20	109
25	1918	6.15	120	25	1953	9.22	108
25	1919	7.1	120	26	1922	9.6	105
27	1954	7.25	119	27	1951	10.13	102
28	1960	7.21	118	28	1921	9.12	101
29	1922	7.4	117	29	1919	8.15	100
30	1928	6.23	114	30	1924	9.11	99
30	1957	6.26	114	31	1956	9.15	98
32	1919	6.13	110	32	1942	8.27	96
32	1935	6.27	110	33	1934	9.7	95
34	1938	6.13	107	34	1928	8.7	94
35	1928	6.28	106	34	1964	8.23	94
35	1944	7.4	106	36	1960	9.19	93
37	1948	5.2	105	37	1926	9.7	92
38	1933	6.27	104	37	1931	9.25	92
39	1938	6.12	103	39	1943	9.19	90
40	1933	5.15	102	39	1961	9.15	90
41	1959	7.15	101	41	1956	9.9	87
42	1923	6.21	100	42	1922	10.1	86

42	1932	6.20	100	42	1935	9.4	86
42	1932	7.6	100	44	1949	8.30	85
45	1913	5.12	99	44	1963	8.16	85
45	1959	7.13	99	46	1938	10.3	84
45	1964	6.25	99	47	1961	10.26	83
48	1946	7.8	98	48	1936	8.2	82
48	1963	7.1	98	48	1945	9.17	82
50	1928	6.27	96	50	1922	9.27	81
50	1942	6.14	96				
50	1946	6.10	96				
50	1956	6.29	96				

(2) 佐賀 5~7月				8~10月			
順位	発生年月	日雨量	順位	発生年月	日雨量	順位	発生年月
1	1953	6.25	367	1	1949	8.16	382
2	1954	7.18	207	2	1954	9.25	284
3	1941	6.26	201	3	1925	9.17	211
4	1937	7.25	175	4	1948	9.11	262
5	1957	7.25	167	5	1921	9.12	165
6	1962	7.7	160	6	1922	9.5	149
7	1914	6.19	159	7	1935	8.9	148
8	1935	6.29	153	8	1941	9.28	145
8	1955	7.6	153	9	1961	8.19	140
10	1947	6.23	149	10	1940	9.11	131
11	1948	5.2	147	11	1948	8.25	126
12	1928	6.26	143	12	1914	8.25	124
13	1919	7.1	137	13	1927	8.9	123
14	1935	6.23	133	13	1936	8.1	123
15	1912	7.23	131	15	1918	10.5	118
15	1914	6.23	131	16	1943	9.18	117
15	1926	5.28	131	17	1947	8.8	113
18	1945	7.11	130	18	1938	10.2	109
18	1960	5.18	130	19	1926	9.7	107
20	1915	5.10	129	20	1945	9.3	105
20	1916	7.12	129	21	1943	9.19	103
22	1931	7.10	128	22	1940	8.31	101
23	1936	7.7	127	22	1952	10.14	101
24	1952	7.8	125	22	1956	8.27	101
25	1931	7.16	124	25	1928	8.18	100
26	1957	6.5	122	26	1930	8.12	100
27	1962	7.3	118	27	1951	10.13	100
28	1912	7.1	114	28	1934	9.7	99
28	1928	6.24	114	29	1942	8.16	97
30	1938	5.29	113	30	1916	10.12	96

降雨特性に関する研究

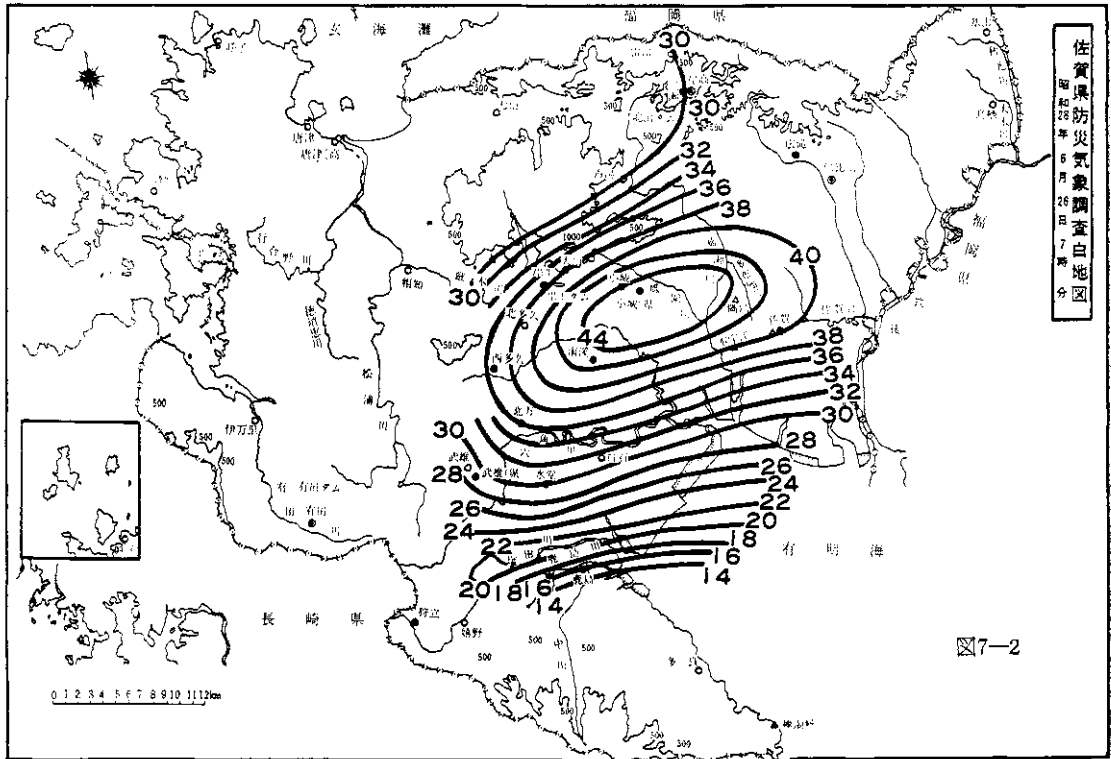
31	1933	6.27	111	30	1928	9.4	96
31	1946	6.15	111	32	1922	9.8	94
33	1932	6.20	110	33	1942	10.5	92
34	1964	6.25	109	33	1945	9.2	92
35	1957	7.2	108	33	1949	8.17	92
35	1963	5.10	108	33	1956	8.16	92
37	1923	7.13	107	37	1917	8.6	89
37	1938	6.13	107	37	1939	10.15	89
39	1929	7.4	106	37	1953	9.4	89
39	1955	6.18	106	40	1961	8.2	88
41	1962	7.5	105	41	1961	9.15	85
42	1963	6.30	104	42	1917	8.12	82
43	1925	5.3	103	42	1938	10.3	82
43	1934	5.20	103	42	1940	8.30	82
45	1935	7.15	102	42	1953	8.27	82
45	1952	6.22	102	46	1942	8.27	81
47	1912	7.6	101	47	1913	8.20	80
47	1914	6.21	101	47	1914	10.28	80
47	1944	7.4	101	49	1912	9.4	79
47	1963	5.21	101	49	1926	9.6	79

ある。表7-1によれば、50mm以上の雨は1年中降っている。しかし、100mm以上の雨となると3~11月、さら

に150mm以上の雨となると4~10月にしか降っていない。また、相当の水害を与えると思われる250mm以上の雨量は、大雨シーズンと考えられている6~9月だけでなく、4月や10月にも降っているということは治水に注意すべきことである。

次に、上記50mm以上の雨が如何なる気象現象によってもたらされているかが問題となる。それを調べた結果を図7-1に示す。使用した資料は経費の関係上昭和28年以降のものである。この図を作成するためには、50mm以上降った日を中心に、九州北部の局地天気図を作成し、気象庁で作成されている印刷天気図を併用して影響した気象現象を判断するという手順をとっている。図を見て明らかのように、低気圧による降雨が最も多くっており、ついで、停滞前線（梅雨前線がその代表的なもの）、寒冷前線の順となっている。台風による回数は少ない。

低気圧や前線による降雨が圧倒的に多く、台風による降雨回数が少ないのは佐賀県の地理的な位置によるためと、豪雨をもたらすような経路をとる台風の回数が少ないためと考えられる。300mm以上の日雨量が6、7月に圧倒的に多いことと考え合わせると、梅雨前線および梅



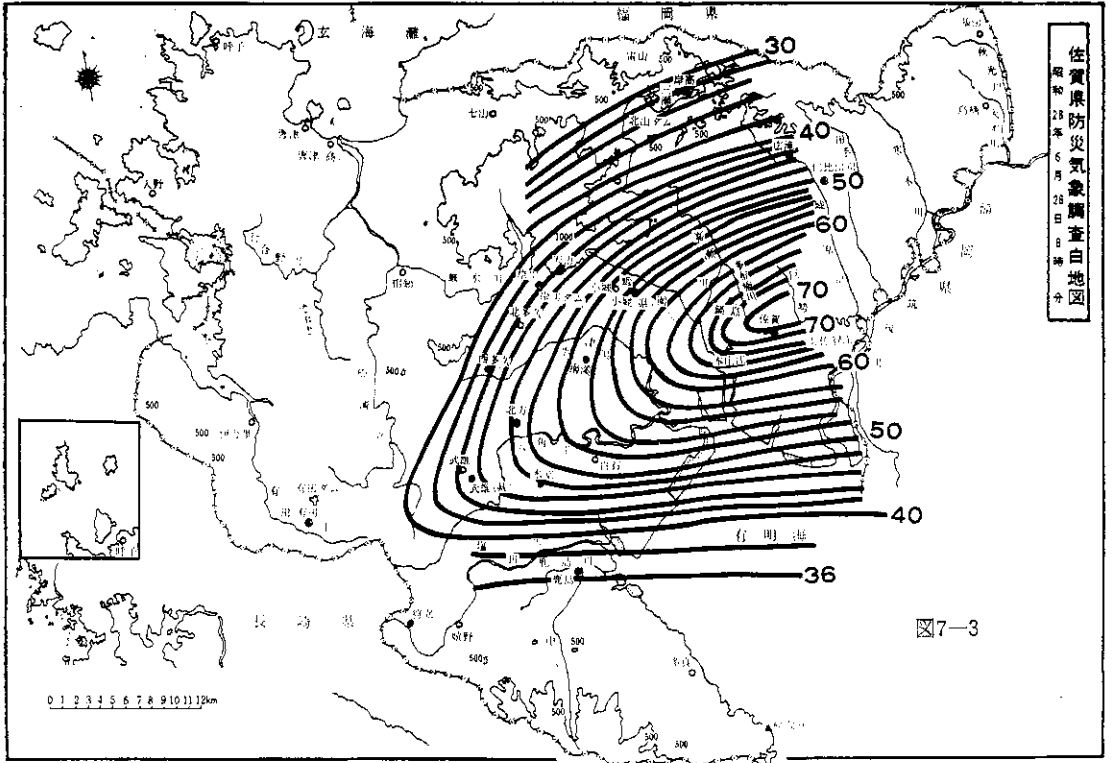


図7-3

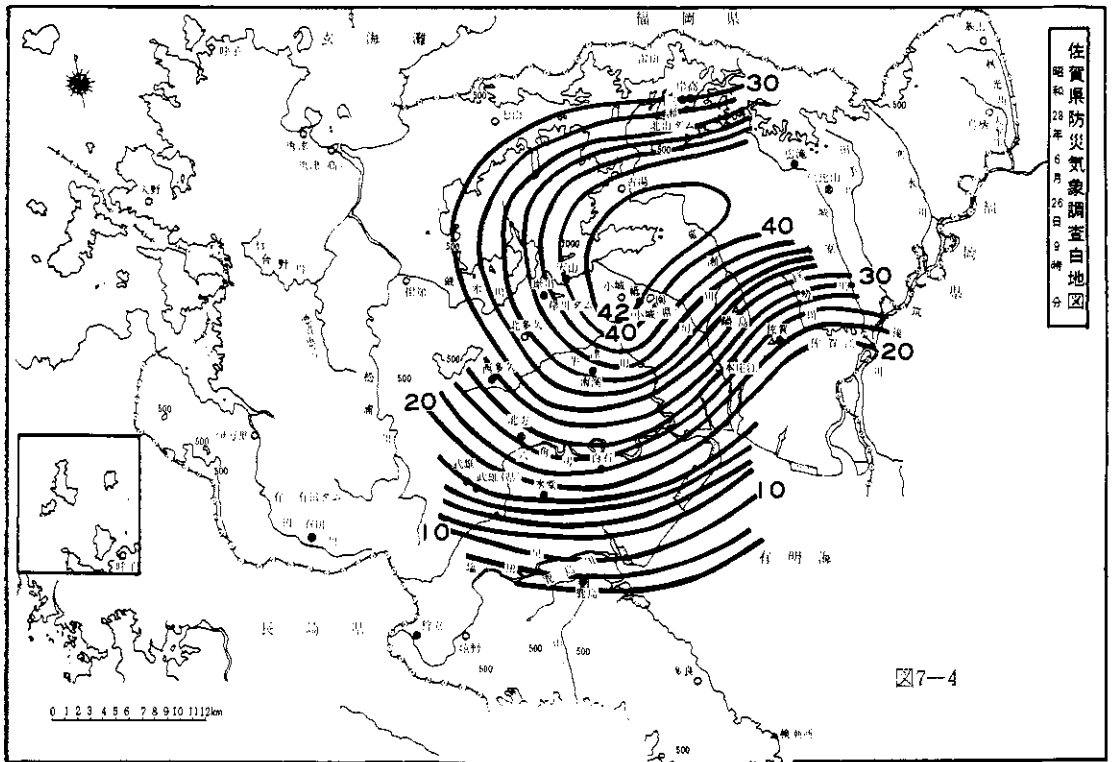


図7-4



雨前線上に発生した低気圧の通過が水害をひき起す豪雨をもたらすと考えてよい。ただし、台風による大雨回数が少ないからといって影響を少なく見積ってはいけないことは、過去において、佐賀県を北東進した台風の場合に有明海北岸において大風水害を受けていることから推測されることである。

次に、時間雨量分布の解析であるが、佐賀県内における大雨時の1時間雨量分布とその変化の1例として、昭和28年6月末の北九州大水害時の雨量分布図を図7-2、図7-3、図7-4に示した。この大雨は約1週間の長雨の中で、1時間雨量の最大が記録された時のものである。この豪雨で嘉瀬川は大破堤し、大氾濫している。

超過確率の計算はまだ済んでいないが、県内上記観測地点における日雨量の最大から50位までの順位を調べた。その中で対象地域に近い佐賀と武雄の分を表7-2に示す。過去における水害記録との対応などのお役に立つものと思う。

7.3 過去資料により現在研究の進行中のもの

日雨量について種々の計算方式による超過確率の計算を計画し、現在準備中である。また、水文関係で、時間雨量の観測がない場合に時間雨量を日雨量から推定する公式を使用しているが、種々の降雨型によってその関係は違うはずである。この点を確認して河川計画あるいは都市排水の問題について役立てたいと考えている。

7.4 雨量強度計を中心とした研究観測

内水氾らんをひき起こす雨は、総量それ自体と雨量強度が問題になる。在来のサイフォン型自記雨量計では雨量強度を測定することが困難であるので、当研究室で気象庁気象測器製作所に開発を依頼し完成し、テスト観測を実施中の簡易雨量強度計を改良し、この研究観測に充当することとした。

簡易雨量強度計の原理は、雨を受ける受水漏斗の直径を大きくし、雨滴の捕捉を容易にし、漏斗から流下する流れの重さをペンによって記録させるものである。試作器は雨量強度が30mm/hourと60mm/hourの2段切替えになっている。

本研究観測では、雨量強度として、100mm/hour程度の雨量強度を考慮する必要があるし、試作器では日巻きの時計で動かしているのを、これを電気式に改良して隔測型にする必要があった。それ故、流れる雨水の重さを差動トランスによって電圧の変化に変換し、増幅、記録計に記録させる方式に改良した。改良後の雨量強度計の構成図は図7-5に、その全貌と計測部の写真を写真7

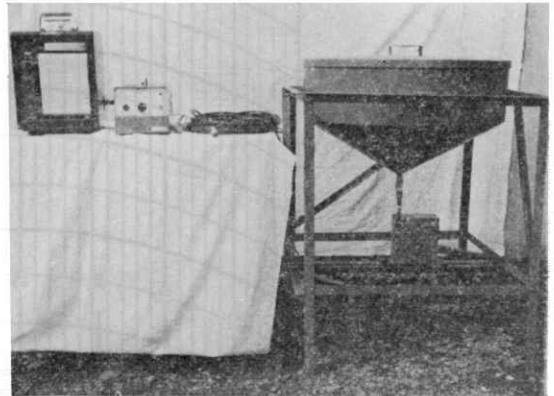


写真7-1 雨量強度計

Rate-of-rainfall recorder (channel type).

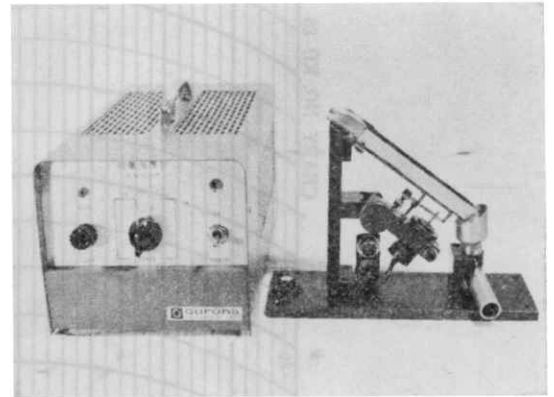


写真7-2 雨量強度計の受感部および増幅部

Sensing unit (right side) and amplifier (left side) of the rate-of-rainfall recorder.

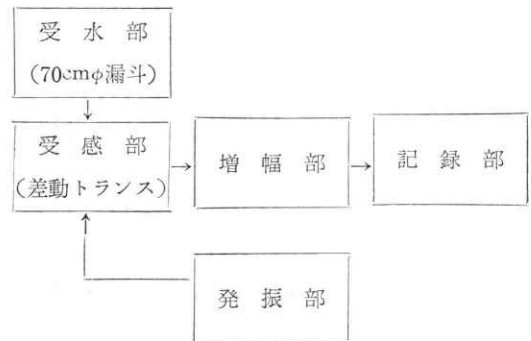


図7-5 雨量強度計構成図

Block diagram of the rate-of-rainfall recorder.

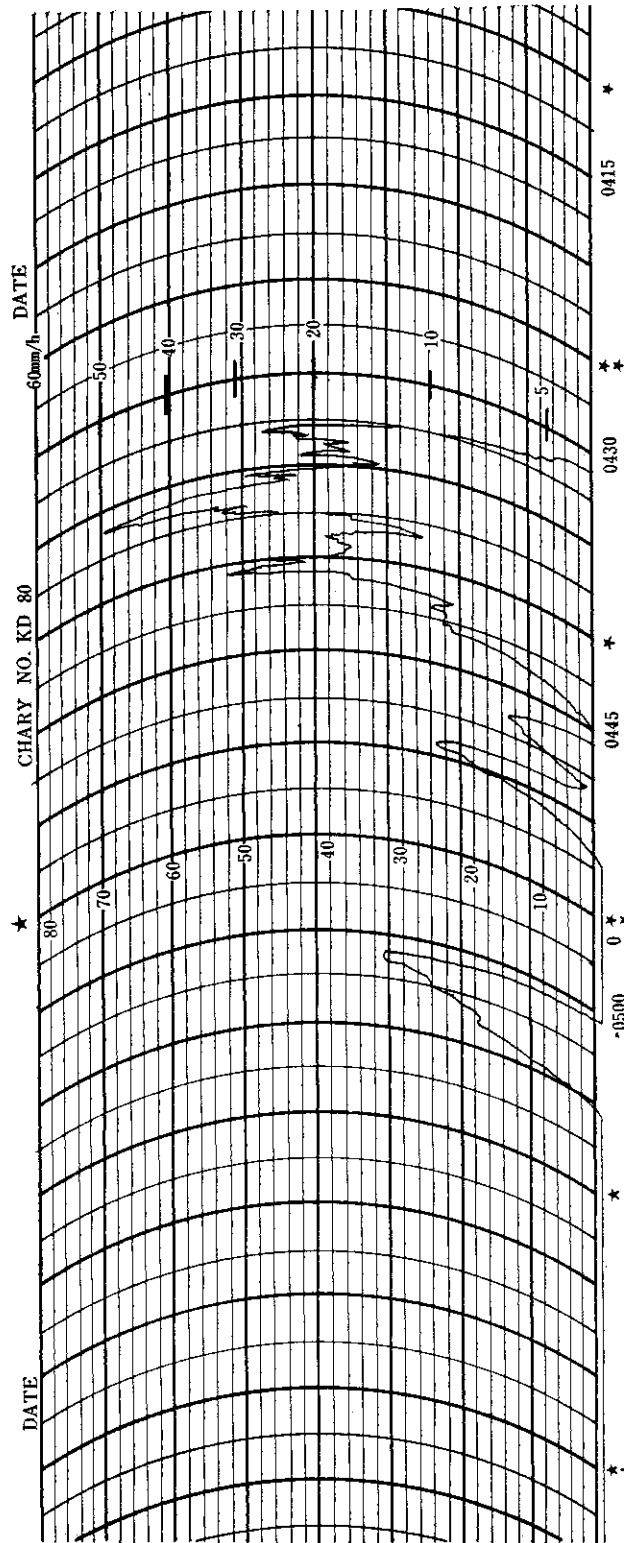


図7-6 昭和40年10月31日 本庄江において観測した雨量強度計記録の一例

Record made by rate-of-rainfall recorder at Honjoe Station for 31 Oct. 1965.

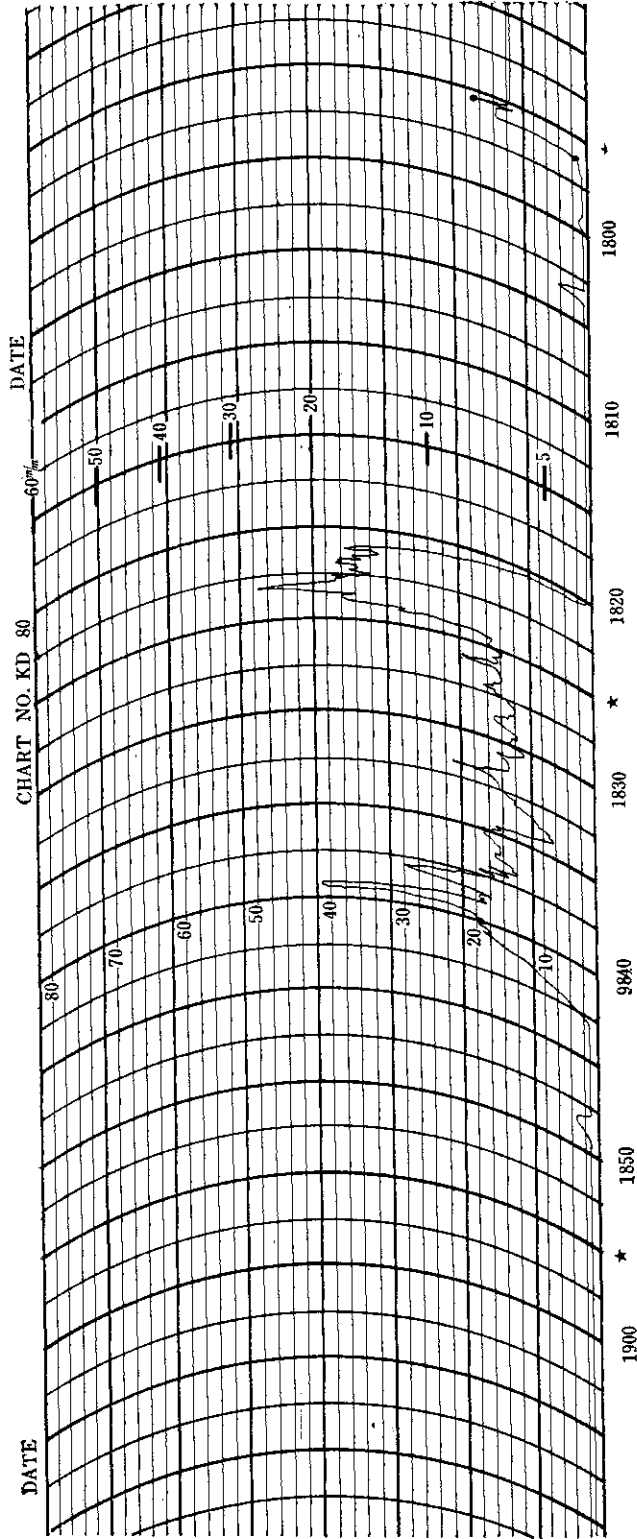


図7-7a 昭和40年11月8日 本庄江の記録

Record made by rate-of-rainfall recorder at Honjoe Station for 8 Nov. 1965.

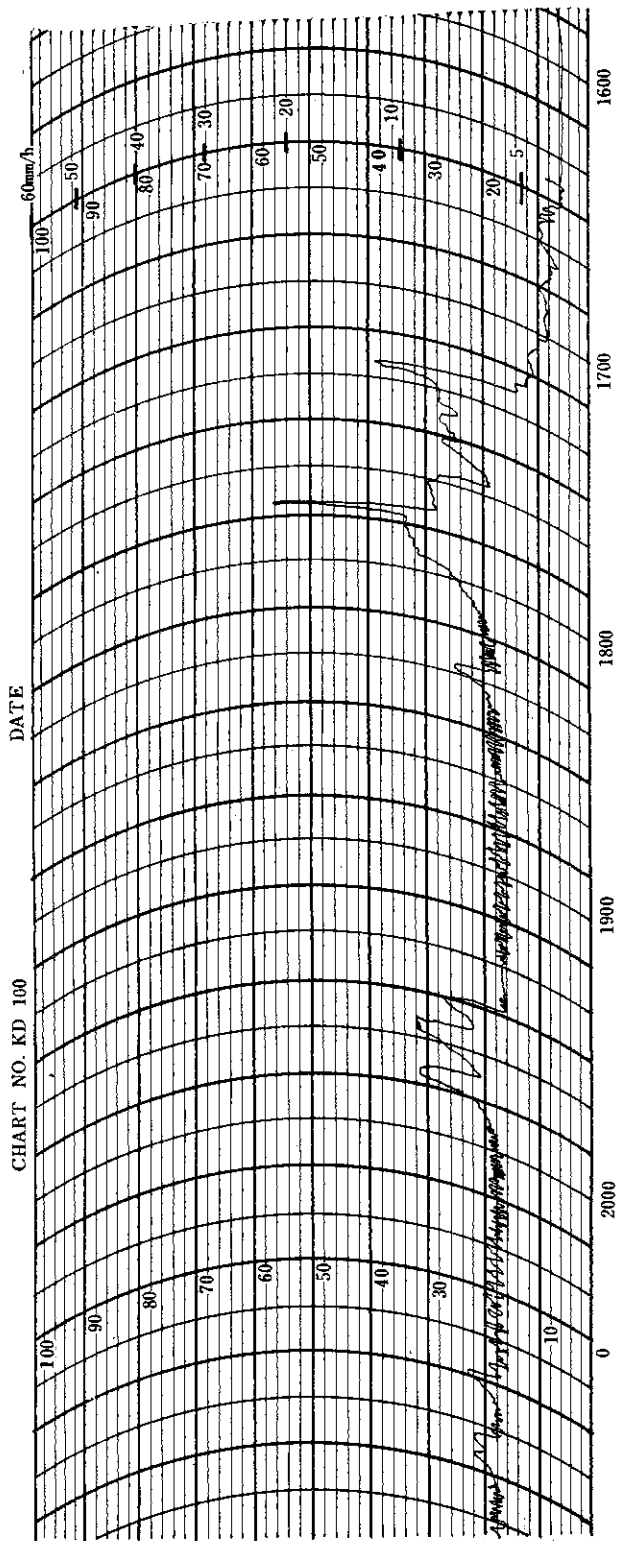


図7-7b 同じく鍋島小学校の記録

Same as Fig. 7-7a, but for Nabeshima Station.

— 1, 写真 7—2 に示した。

雨量強度の変化に対する応答速度は 3 秒程度、ほとんど瞬間的な雨量強度を示す能力を持っており、記録計の紙送り速度と増幅部の調整によって、適切な観測時間を与えることが可能である。

昭和 40 年度においては、過去資料を収集解析した場合と同じ方法によって、メソスケール程度（大体 10～20 km に観測所が 1 カ所）の雨量分布を 1 時間単位で捕えることと、雨量強度計による研究対象地域の降雨の微細構造の観測、レーダー観測資料との対応づけによるその解析を目論んだ。

雨量強度計の改良購入は予算的に 2 台しか認められなかったが、2 台では研究対象地域の降雨特性を把握することが困難となる。それ故、予算内で降雨強度の分布を近似的にも得られることを考慮して、佐賀地方気象台、本庄江耕地事業所および鍋島小学校の 3 地点に設置することとした。（図 7—2 の三角印）

観測を開始してみると、計測部の調整が微妙で、素人が操作し観測するには不適な部分が多く、さりとて、研究観測に適切と思われる時期を前もって予測し、現地に出向いて観測するわけにも行かず、観測開始第 1 年度は良いデータをとることができなかった。

今年度の不首尾にかんがみて、現在、使用した雨量強度計 3 台の計測部を改良している。

改良点は、

- (1) 接着剤で固定されている部分をできるだけネジ止めにする。
- (2) 雨水の流下を受け止めて、その重さを差動トランスに感じさせる桶中の水の流れを平滑にする。
- (3) バネが鋭敏すぎて調整が微妙となるところを、バネの感度を下げて、調整しやすいようにする。

(4) 取扱いに便なるように、前方に扉をつけて、内部を見易いようにする。

以上のようなものである。以上のような改良を施すことによって、来年度は今年度のような不首尾は避けられるものと信じている。

なお、昭和 40 年度の観測において、比較的良好に得られた自記紙を図 7—6 と、図 7—7 a, b に示した。図 7—6 は本庄江単独のもので、強い降雨があって後に、小雨があって止む、寒冷前線の通過に伴う典型的な降雨状況を示している。図 7—7 a は本庄江、b は鍋島小の記録であるが、本庄江と鍋島小との紙送り速度が違っており、器械の整備状況にも違いがでていいる。降りはじめは鍋島小の方が約 1 時間早く、降りおわりは約 30 分早い。全体としての雨量はたいしたものではないが、雨量強度計の性能を示す 1 例としてあげた。

## 第 8 章 水害の実態に関する研究

### Studies of the Actual Conditions of Flood Damage

農林省農業土木試験場佐賀支場 植 田 昌 明

まえがき

現地テストは、これまでにおこなわれた有明海北岸低地における内水災害の諸問題に対する検討結果によって、昭和 39 年度より始まったモデル試験地区の設定、観

測施設の設置ならびに整備から始めた。

昭和 40 年度は、自記水位計によるクリーク（用水堀）内外の水位、流速、流量等の観測やヒ管、井ビ、ヒ門等の操作方式、水利慣行等の調査を主としておこなった。

本報はこれらの基礎調査のうち内水災害上における問

題点の提起に重点をおいて報告し、問題解決への指針、資料とする。基礎調査は41年度ならびにそれ以降も続行する予定である。

なお本研究の主目的は、①用排水路計画、用排水施設計画等の立案に参考となる資料をうること、②地域の自然条件に十分に適合した研究成果の利用をはかること、③種々の水理公式の検討、④排水施設の改良に伴うたん水位、排水効果の推定、⑤排水施設の工事費および被害防除効果の比較にもとづく経済効果の検討等である。

### 8.1 モデル試験地区の特性について

有明海北岸低地における用水形態は、そのいかにかわからず（自然河川の分水、クリーク、ダム、地下水、淡水（アオ）、および降雨）そのほとんどはすべていったんクリークに貯水し、これから各水田区画に揚水機な

どで導入されている。

排水形態は感潮河川の影響を受ける自然排水が主体であることを特徴とする。このような条件のもとで、当平野が内水災害の防止上、問題となるのは、主として用水量の不足をおぎない、用水を確保するために網目状に張りめぐらされているクリークとその水位、流量等の調節装置である付帯構造物（樋管、井ビ、樋門、暗渠、農道および橋梁）等が単位流域における流出現象にはたす役割りとクリーク網における合流、流下現象にはたす役割りが未解明であること、また、排水については、主要河川の改修による流況の変化、有明海へ発達する干拓地の造成、ここにかかる大干満差、さらにはこの影響を受ける感潮河川の浮泥のタイ積、蛇行やさまざまな水利慣行を有する水利権の治水、利水上におよぼす影響等に関する解決ができていないことである。

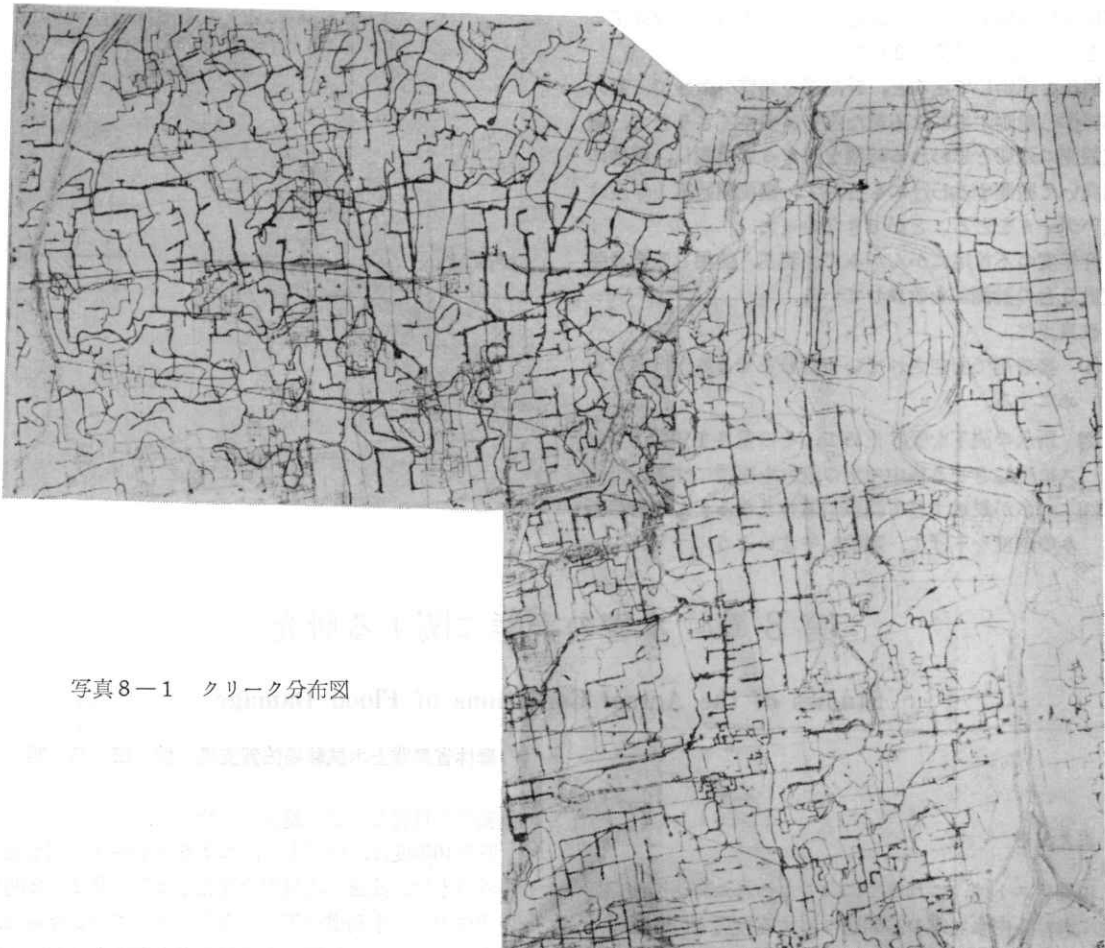


写真8-1 クリーク分布図

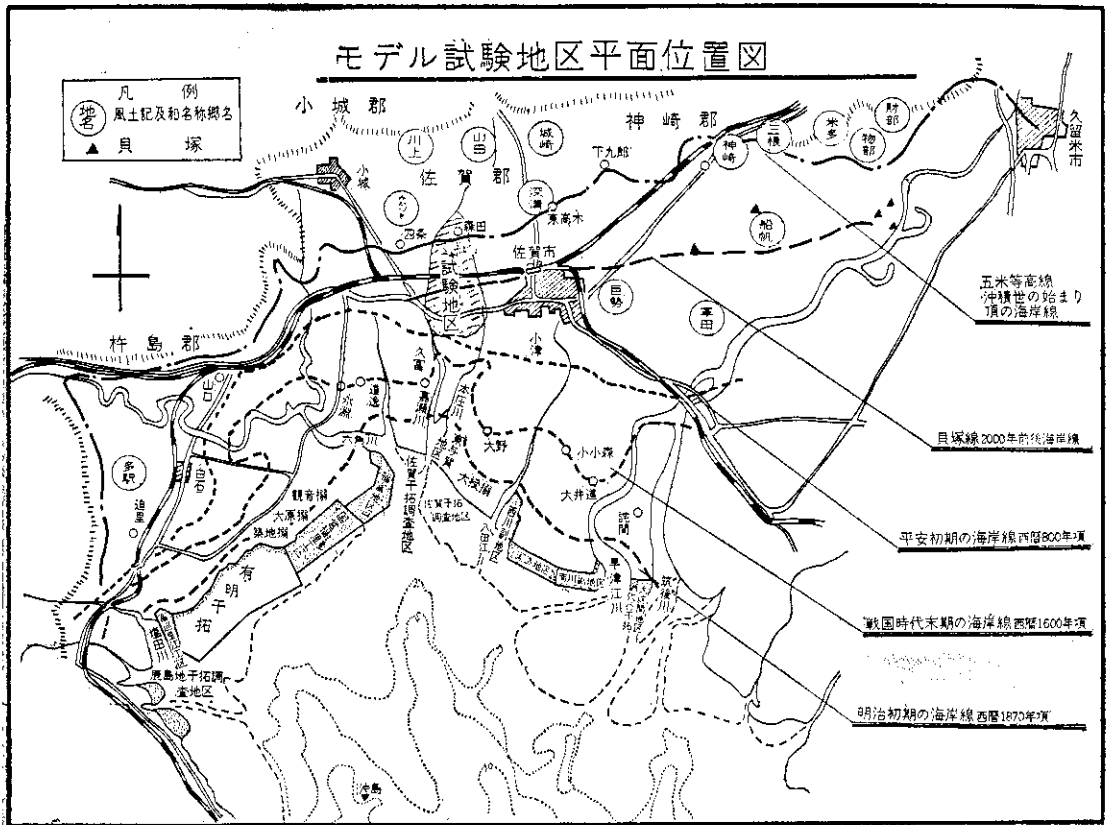


図8-1

モデル試験地区の選定には以上のような要素、要件を包含しこれらを代表するものとして、図8-1、図8-2の地区を決定した。

この試験地区は佐賀県西部、嘉瀬川と多布施川に挟まれ、地区内への集水面積が比較的に明確である。地区内には、網目状にクリークがはりめぐらされている。(写真8-1参照のこと)

地区内の標高は+4.50mから+2.20mへと非常にゆるく変化している。地区内の排水は、クリークの末端が接続している本庄江川(計画流量、幹線水路  $Q_{max}=146.92m^3/sec$ 、感潮区間6km、水路平均勾配1/2,000)によっておこなわれる。(図8-1、図8-2参照のこと)

当地区の上流部では農林省嘉瀬川農業水利事業の一環として用水路の改修がおこなわれている。また、下流部では本庄江川、沿岸用排水改良事業として、本川の増幅、改修ならびに主要排水門13か所の改築等が昭和31年度より佐賀県によっておこなわれている。

なお、ここに設定した試験地区は一応の代表地区であ

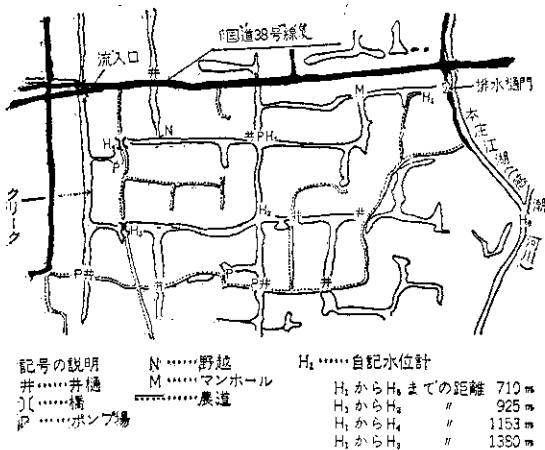


図8-2 モデル試験地区略図

り、得られるデータにも限度があるので、個々の問題点に対してはその都度、広く北岸低地から求めている。

8.1.1 クリークの水理学的断面因子について

モデル試験地区における調査計画を樹立したり、観測結果の合理的な検討、応用をはかるためには、あらかじめ調査地点におけるクリークの水理学的な断面因子の特性を知り、この結果をもとにして既往の理論による諸現象の推定が必要である。

そこで、まずこれらの水理学的な断面因子の実測をおこなった。この詳細については別途に報告する予定である。実測結果からクリークの断面積  $S$  とクリーク幅  $B$  との関係は  $S = \alpha \cdot B\beta$  で示される。ただし  $\alpha = 0.692$ ,  $\beta = 1.311$  である。なお有明海北岸低地においては  $\alpha > 0.1 < \beta < 2$  である。

実測結果から水理計算をおこなうに所要な水深  $y$ 、と断面積  $A$ 、径深  $R$ 、水理水深  $D$ 、断面係数  $Z$  等の関係については、図8-3に示すような水理学的に等価な梯形断面を使用することにした。

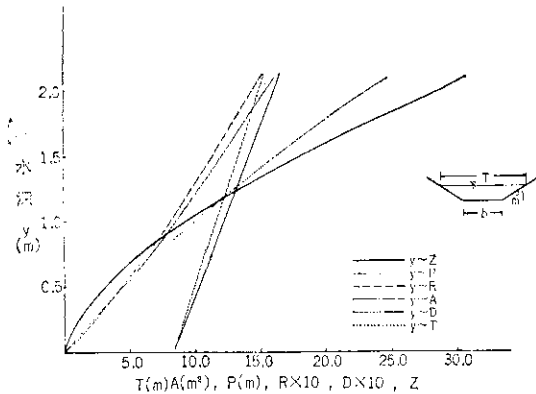


図8-3 標準断面の水理学的因子

8.1.2 流入、流出水系と付帯構造物の特性について

有明海北岸低地は、地形勾配からも明らかなように、山間部やその中間すそ野を有さず、また、地形勾配はほとんどない。そのうえ、海岸線に発達する干拓堤防や農道等の標高はこれらの背後地よりも高い。

このため、流入流出の水系については、一般におこなわれているような地区等高線では区分出来ない。

これには、農業付帯構造物の影響を考慮する必要がある。いま、これを検討するためモデル試験地区について、地帯分割をおこなえば図8-4のとおりである。

現実の流入、流出の水系区分に際して、これらをどのように考慮していけばよいかについては、今後の調査が

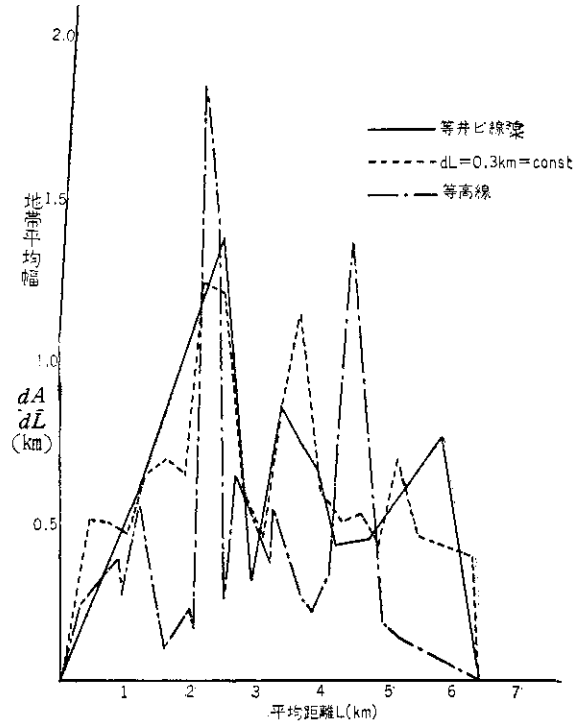


図8-4 地帯分割図

必要である。

このとき、つぎの事項を念頭におく必要があろう。

すなわち、井ビの存在理由は用水の確保と排水の作用、すなわち、流出制御機能とクリークの容積とあいまった洪水調節作用を有していること、また、主要排水河川に通じる地点におけるヒ門は、防潮と貯水、排水の作用を有していること、ヒ門は、まきあげ扉とまねき戸の併用形式が多いこと、このとき、まきあげ扉は常時は貯水の役目を、まねき戸は防潮の役目をはたすこと、排水はまきあげ扉の上端からの越流方式余水吐けで貯水を確保しつつおこなうこと、これで不足すると思われる時には、経験と水利慣行によりまきあげ扉の開度調節による方式とまねき戸による自然排水とがおこなわれること、井ビは図8-5、図8-6に示すような構造、特性から精密な流量調節をおこなうには、維持管理上からも多大の労力を要するため特定な時（主として内水災害時が非カンガイ期）以外はほとんど閉止されていること、この井ビは当平野に縦横に存在しこれがクリークを切断している様子は図8-7に示すとおりであること、等である。





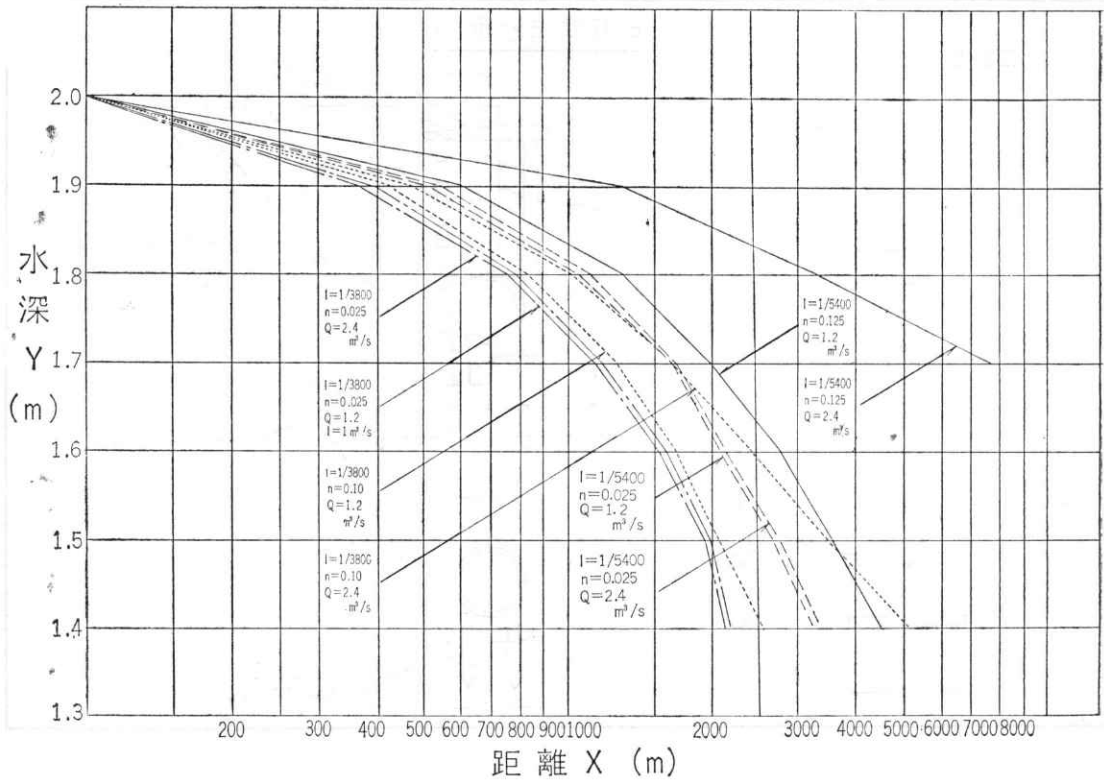


図8-8 Chowの公式による背水計算結果

の予測には、段波公式や、常流分水、河川分水等に対する既往の研究結果を参照した。これらの結果に、現地調査結果を加味して、図8-2に示した試験地区内に合計6か所の自記水位計を設置し、観測をおこなった。なお当初の計画ではヒ管、井ビ等の前後においても、すべての地点で観測する計画であったが、予算的に許されなかったため、これらの地点では、実情に応じて実測検討した。

### 8.2.1 水位観測結果から明らかとなった用排水の実態について

水位観測結果をもとにして、諸種の考察をおこなうに先きだち、当地区における水利慣行の二、三を列挙すればつぎのとおりである。

- ① 主要排水ヒ門は写真8-2のとおりである。右側2個のまきあげ扉は各々、断面積  $A=1.87\text{m}^2$  (断面幅  $B=1.70\text{m}$ , 高さ  $H=1.10\text{m}$ ) である。左側2個のまきあげ扉は各々、断面積  $a=1.60\text{m}^2$  (断面幅  $b=1.45\text{m}$ , 高さ  $h=1.10\text{m}$ ) である。

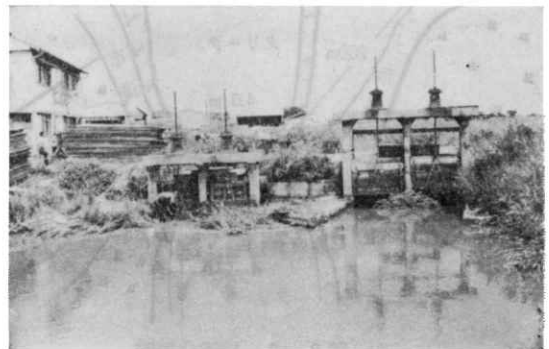


写真8-2 ヒ門構造図

- ② 右側2個のまきあげ扉は主として洪水調節用(余水吐け)である。左側2個のまきあげ扉はカンガイ期間中はあまり開放せず、閉止して、貯水をおこなっている。しかし、内水災害時とか、カンガイ期内外のクリークの水を排水をおこなうときにはこれを開放する。このため、左右のシル高がことなる。右側+1.40m、左側+0.50mである。したがって、右側2個の

まきあげ扉を閉止したときは、上端標高+2.50mである。左側の2個を開放したときにはシル高はクリーク底にほとんど等しい。

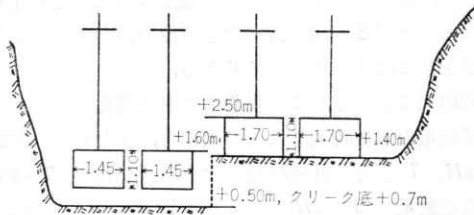


図8-9 ヒ門略図

- ③ まきあげ扉の前面にはまねき戸が4連あり、外潮位の浸入はない。ただし、ヒ門が老朽化しているため水位観測結果にあらわれる程度の漏水はある。
- ④ カンガイ期間中のクリーク水位はおおよそ+2.20m程度に保つようにまきあげ扉を調節する。



写真8-3 ヒ門構造図

- ⑤ クリーク内の水位調節として主要排水ヒ門以外に図8-5、8-6で示した井ビにより特定な時期に調節をおこなうときがある。この調節はヒ板の構造から $\Delta h = 20 \sim 30 \text{cm}$ 単位でおこなわれる。



写真8-4 井ビの写真

さて、以上の結果からクリーク内の水位変動は降雨量の変動、排水ヒ門の操作方式、外潮位の変動、地区内のカンガイ方式の変動等の要素、要因をもとにのつぎの状態でおこなわれている。

**A 外潮位 > 内水位のとき**

このときは内外水位差によりまねき戸は閉じているから、流出は起らない。内水位の変化はすべて上流域からの流量変動か、井ビ操作による単位流域内外への流量変動に支配される。

**B 外水位 < 内水位のとき**

このときは、まねき戸は開放されている。ただし、開放の時間誤差は、内外水位差が微小なときまねき戸の傾斜、自重等によりおこる。

したがって、まきあげ扉の操作状況によりつぎの場合がある。

**B-1-1 まきあげ扉が完全に閉じられているとき**

このときは、まきあげ扉のゲート標高が内水標高+2.50mまでは流出しない。したがって、それまでの水位上昇は流入量によって起ったと考えられる。

**B-1-2 内水位の標高が+2.50mを越えるとき**

内水位が+2.50mを越えた場合にはまきあげ扉の上端から流出 (overflow) が起きる。内水位の変化は流入、流出量の差に支配された2因子となる。

**B-2 まきあげ扉が開放されるとき**

内水位が+2.20m以上になった場合とか、雨があって、内水位の上昇が予測されるときには、まきあげ扉を開放して内水はんらん防止に努める。したがってこのときも、水位変動は流入、流出の2因子に支配される。開放の度合いは経験と水利慣行にしたがう。

**8.2.2 水位変動の一般的特性について**

クリークの水位変動を説明するには、付帯構造物の構造断面、クリーク内外の水位曲線、降雨分布曲線、ポンプ運転による単位流域内外における還元水量または排出水量等を知る必要がある。

さて、観測結果から、平常時における水位変化は貯水、排水時にかかわらず問題なく、水平的におこなわれていることがわかる。

つぎに、我々が必要とする任意地点における急激な変動、たとえば図8-10のA点などが他の地点にどのような影響をおよぼすかについて考える。

観測結果によると、この現象には水位変化があたえる水位変動量の単位時間あたりの大きさ、すなわち、変動速度  $\Delta H/\Delta T$  とその継続時間の大小、すなわち  $\Delta T$  時間内の総変動量 ( $\Delta T \times \Delta H$ 、ここでは  $L^3$  のジメンション) との両者によって支配されていることがわかる。

この結果をしらべるため、 $H_1$  地点における水位変化が  $H_2, \dots, H_n$  等の地点にどのような変動をあたえたかにつき、その成分を  $\Delta H$ 、 $\Delta T$  に分割して水位曲線で示される変曲点から変曲点までの現象で増加または減少の範囲内におけるものから  $\Delta H$  および  $\Delta T$  をこれでおこまれる面積に比例する範囲内にとって、 $\Delta H/\Delta T$ 、 $\Delta H \times \Delta T$  を整理すると 図8-11~図8-14 をうる。

これらの結果から  $H_1$  地点における変量と  $h_n$  地点との変動の関係を定量化するには、なお、データが不足し、困難なように思われるが、総合的に判断すると図中

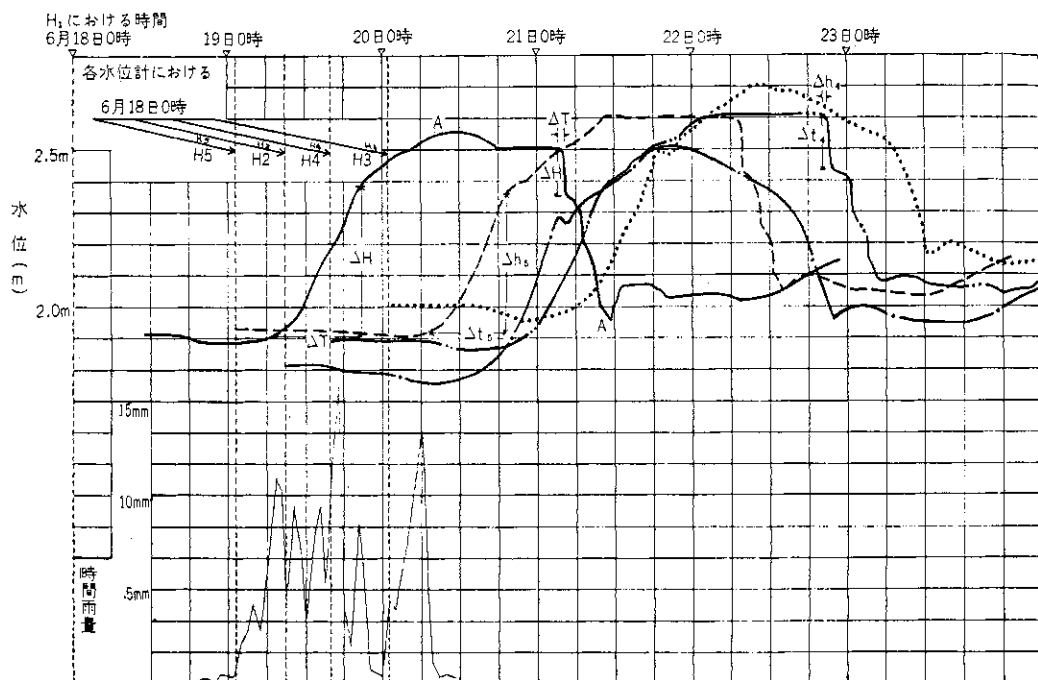


図8-10 水位観測結果 (たん水被害時)

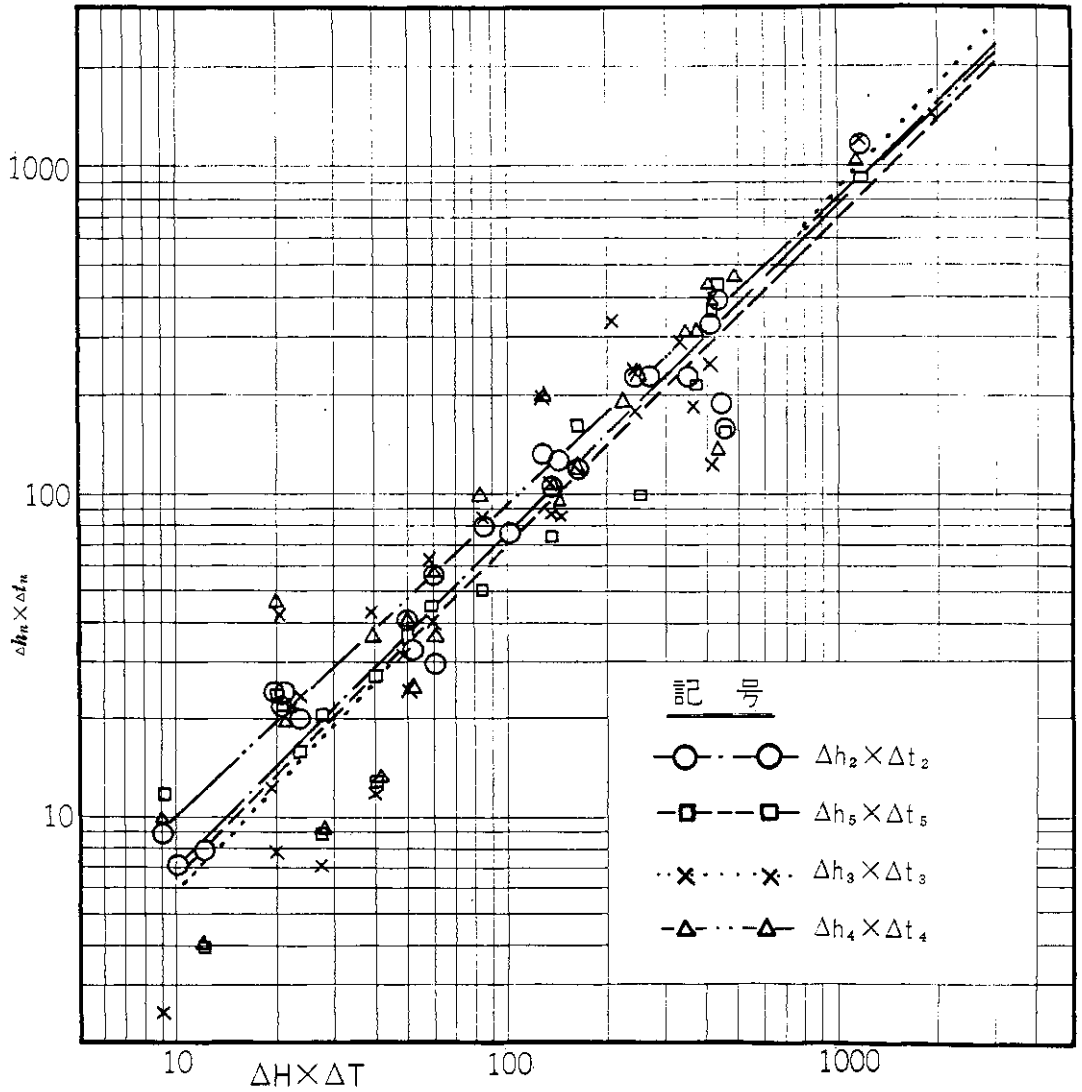


図8-11 水位変化が下降のときの  $\Delta H \times \Delta T$  と  $\Delta h_n \times \Delta t_n$  との関係

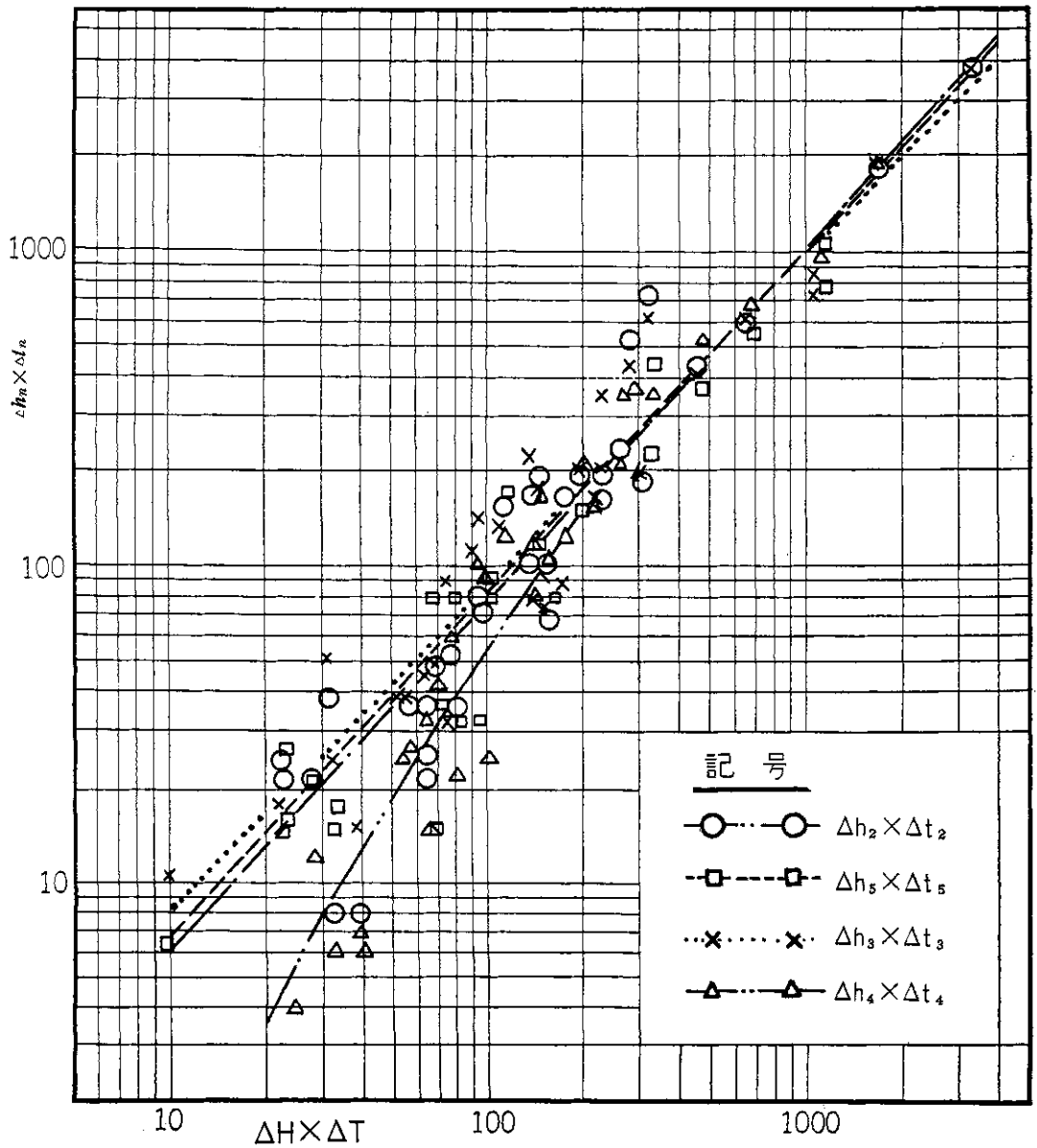


図8-12 水位変化が上昇のときの  $\Delta H \times \Delta T$  と  $\Delta h_n \times \Delta t_n$  との関係

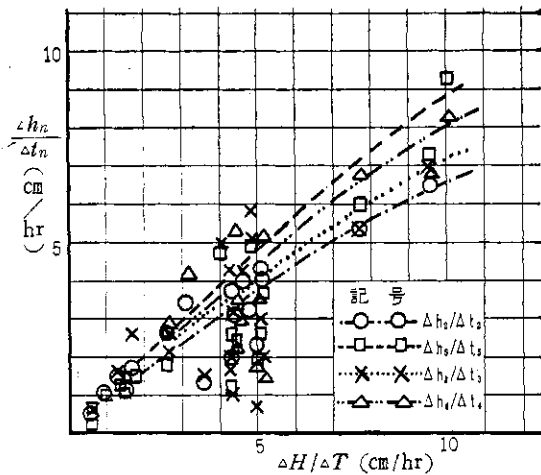


図8-13 水位変化が上昇のときの  $\Delta H/\Delta T$  と  $\Delta h_n/\Delta t_n$  との関係

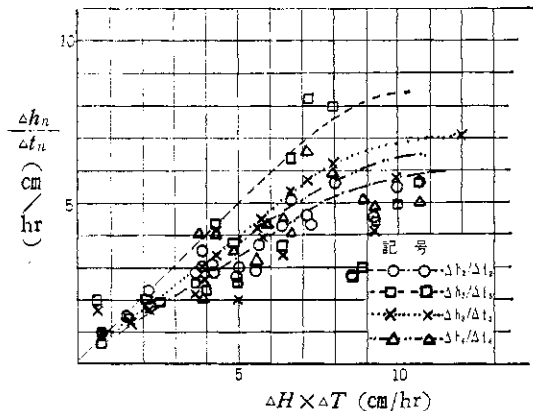


図8-14 水位変化が下降のときの  $\Delta H \times \Delta T$  と  $\Delta h_n/\Delta t_n$  との関係

の関係が得られる。この結果から、1)  $H_1$  地点における水位変化が他の地点に伝達するためには、この地点における水位変化の速度  $\Delta H/\Delta T \leq 10$  でその変動総量  $\Delta H \times \Delta T \geq 10$  であること、2) 変動総量  $\Delta H \times \Delta T \geq 10$  のとき  $H_1$  地点における水位変化総量が各地点におよぼす変動量は図8-11, 12に示す比率となり、上昇時における  $H_1$  地点を除けばほぼ等比率関係を保っていることがわかる。

これらのことから、自然排水、機械排水時に設計に考慮すべき排水口門の操作速度や単位排水量等が検討され、これをもとに付帯構造物等で遮断される各地点における水位、流速および流量等に関する境界条件、初期条件を個々の現象に応じて明らかにし、現象解析に使用すべき、それぞれのモデル作成に対して、それぞれの長所

短所を検討、明らかにしたく思っている。

なお41年度以降の水位測定には、水研62型自記水位計、水圧式自記水位計およびロール式自記水位計等を用意して、試験地区をさらに増設したく計画している。

### 8.3 流速、流量の観測結果について

水位変化の特性からも明らかなように、クリーク内の水位変化は非常に複雑である。これは流れが非定常流となるためである。このため流速、流量等の実測をおこなっても簡単に水位—流量関係の定量化などは得られない。ここでは、実例結果をもとに、流速、流量等の実態を考えてみる。図8-15はクリーク内における流速分布を示す。

観測結果からクリークの流れは、流速  $V = 0$  でその変動が水深  $H$  のみにて表示できる場合、すなわちダムにおける水理現象に類似できる場合と、流速  $V$  が  $n$  次曲線で示されるものに大別できることがわかった。したがってこれらの区分は個々の現象と関連づけて判別、使用しなければならぬ。

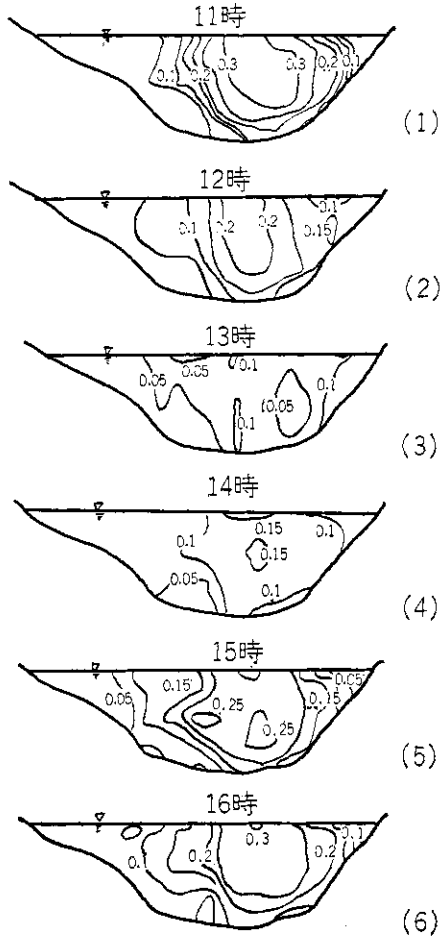
さて、クリークの水が流れている時の状態について考えれば、その流れは断面形状の影響を非常に大きく受けるが、クリークの中央地点においては、ほぼ二次元流的な性格を有すること、すなわち最大流速は水表面に有すること、橋脚ヨウ等の有する部分の流れは、断面形状の影響を著しく受けた三次元流として取り扱う必要があること、特に草生その他の障害物等の影響により開水路でも管水路のような流れを示すこと、すなわち潜流状態を示す場合がある。またクリークの流れは一般に非常にゆるく ( $V_{max} < 0.50 \text{ m/sec}$ )、草生や付帯構造物との関係、クリークの構造上から水表面に近い程、一般にはやい。これは、現条件におけるクリークの流れの特性であるが、将来の断面改修、等に際しては考慮すべき事項であろう。図8-16~19は内外水位差と流量変動との関係を示す。

これについて簡単に説明を加える。

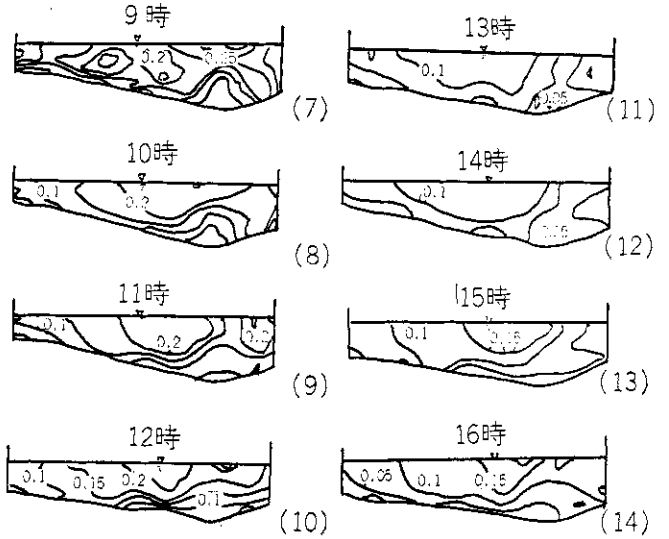
図8-16はつぎの状態を観測したものである。この日の樋門操作は9月1日6時まで、降雨量49.3mmがあったことや、地区内の水位がすでに高かったことなどのため、まきあげ扉が開放された。このときの様子は水位曲線の急激な低下としてあらわれている。その後、シル高からの開放をおおよそ、 $\Delta h = 20 \text{ cm}$  位に保ちながら排水がおこなわれていた。

流速測定は、内水位  $>$  外水位 (11時まで)、内水位 = 外水位 (おおよそ12時まで)、内水位  $<$  外水位 (12時以

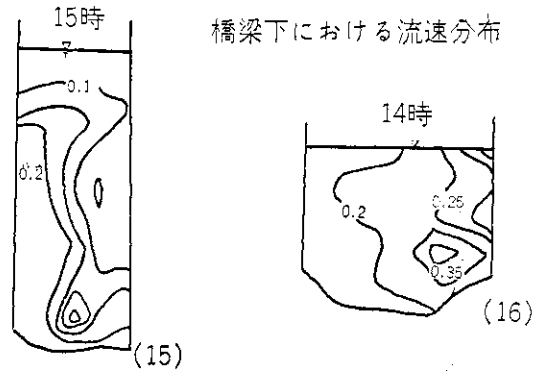
排水口前面における流速分布



流入口における流速分布



橋梁下における流速分布



H<sub>4</sub>地点

H<sub>3</sub>地点

図8-15 流速分布図



水害の実態に関する研究

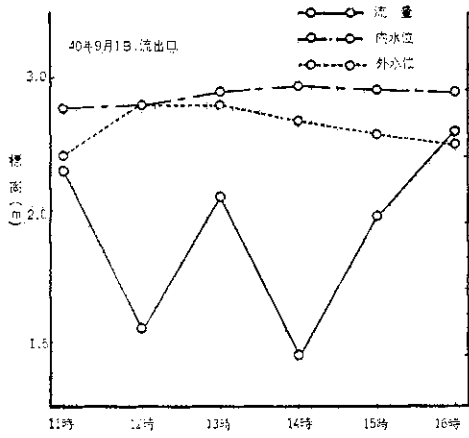


図8-16 内外水位の変動と流量変動との関係

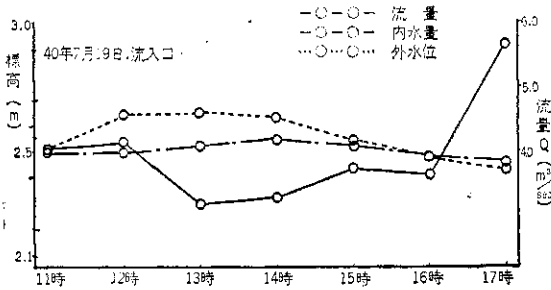


図8-17 内外水位の変動と流量変動との関係

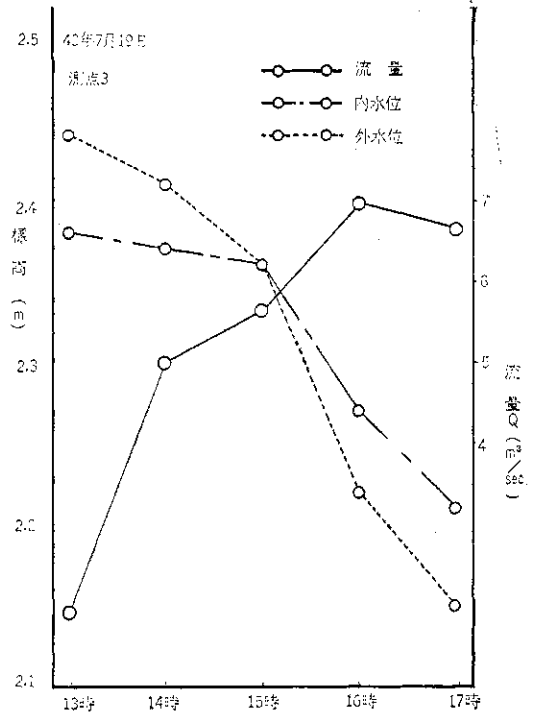


図8-19 内外水位の変動と流量変動との関係

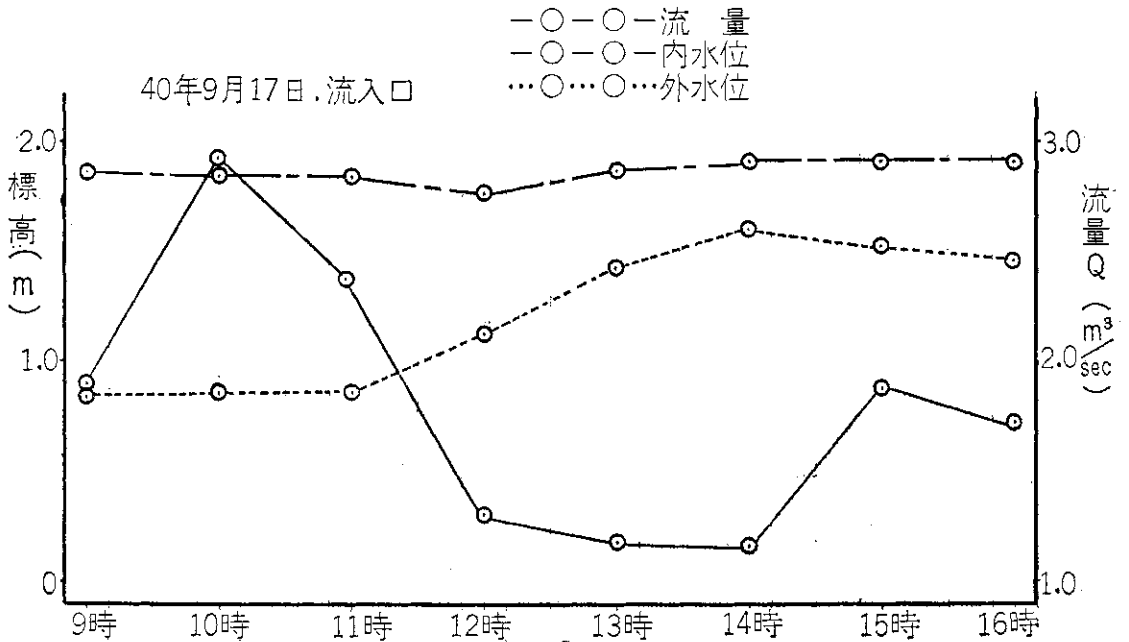


図8-18 内外水位の変動と流量変動との関係

降), でおこなった. したがって, このときの流量測定は, 既述のB-2の状態のものである.

さて, このときの流量変動は11時に  $Q=4.78\text{m}^3/\text{sec}$  であった. 12時には内外水位が一致したため, 流量は  $2.4\text{m}^3/\text{sec}$  と減少した. 外水位の低下につれて, 流量は増加して行った. このとき, 13時における流量が  $Q=4.4\text{m}^3/\text{sec}$  で14時が  $\Delta H=0.13\text{cm}$  で  $Q=1.96\text{m}^3/\text{sec}$  と再び低下したのは, 草生, その他の障害物により排水が阻害されたためと思う. このことは将来の排水効率の決定などに考慮すべき調査項目の一つとして残された問題である.

図8-17は地区全体としては, 排水の必要があるときである. すなわち, 7月18日0時から19日12時までに, すでに96.9mmの降雨があり内水位の標高は全体的に上昇気味である. 流速測定は11時から16時まではそれにもかかわらず水位変化はAの状態でおこなわれた. すなわち, 11時までは, 外水位<内水位で, 内水位の標高が+2.50mと高く, 貯水量を満足していたので, 排水がおこなわれた. 11時以降に外水位>内水位となり, 排水が出来な

くなったので流量変動が図のようになった. 16時以降は外水位<内水位となりB-2の状態排水がおこなわれた.

図8-18は, クリークの落水期に相当する. 17日12時までの流量変化は水位変化がB-2の状態でおこなわれたために生じたものである. 12時以降の流量変化はまきあげ扉の閉止により貯留量の変化のために生じたものである.

図8-19では, 26日7時から27日3時までに55.8mmの降雨があり, 内水位>外水位であるのに内水位の低下がいちじるしい. このときは井戸による単位流域外(下流域)への放水がおこなわれていたが, この水位変化がすべてこれによるものかどうかについてはなお検討しなければならない.

さて, 図8-20~23は内水位の標高, 水位差と流量変動との関係を示したものである. 一般にクリークの流れは感潮河川の流れのように憩い流に相当するような現象も見られ, 流向は断面間で必ずしも一定でない. このた

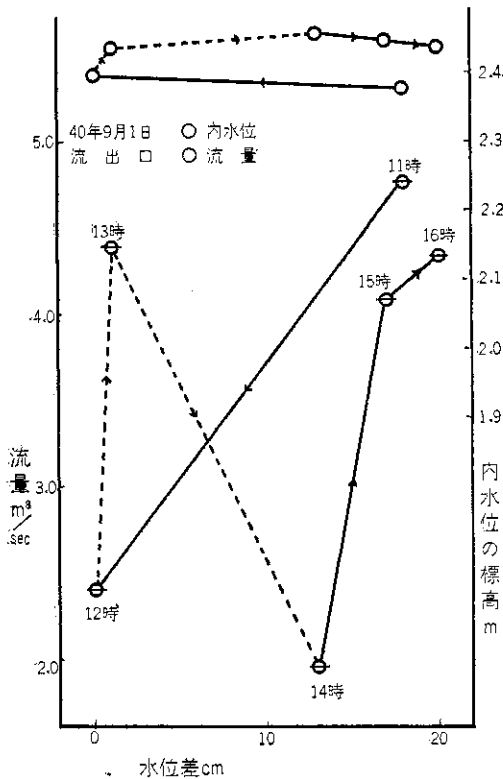


図8-20 内水位の標高・水位差と流量変動との関係

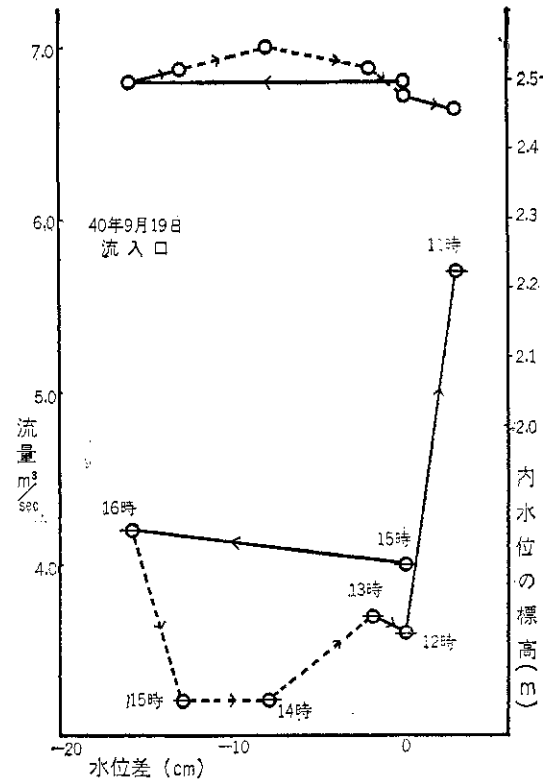


図8-21 内水位の標高・水位差と流量変動との関係

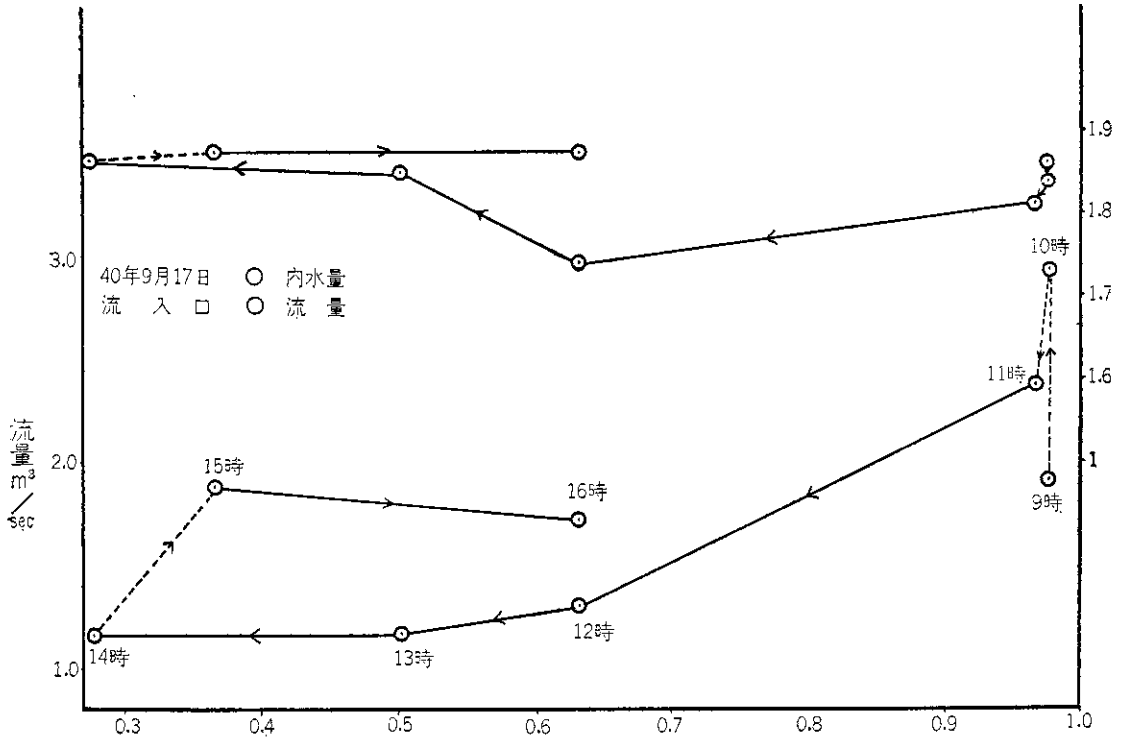


図 8-22 内水位の標高・水位差と流量変動との関係

め実線は流向の観測結果から、流れが安定状態にあると思われたもの、点線は不安定状態と思われたときを示す。

以上の観測結果から、流速、流量等の調査に対する問題点として、おおよそつぎのことがいえる。

- ① 流速、流量の測定結果から、排水効率を明らかにすること。このためには、自記流速計を用いてクリーク内で長期にわたり多くの地点で、同時測定をする必要がある。
- ② 流量変動は内水位標高、内外水位差との関係ではループをえがく傾向にある。この関係については、さらに外水位変動の特性と関係づけた調査が必要である。
- ③ これらの流速、流量の調査は少なくとも2日以上、即ち、2周潮以上にわたっておこなう必要がある。
- ④ 流速、流量および水位を自記記録をするときには、時間の測定精度をさらにあげて調査する必要がある。
- ⑤ 外水位>内水位のときでも、単位流出ブロック間における平面的な下流域への排水作用が予測され

る。これについては、井ぞの排水機能をさらに詳細に調査する必要がある。

- ⑥ これらの調査とあいまって、クリークの草生、浮泥の移動、断面形状の季節的な変化、ならびに水温、水質の変化等に対する水理学的な特性を季節的に調査し、これが用排水におよぼす影響を明らかにすること。

41年度以降の流速、流量の測定には、小野式自記流速計、空気式流速流向計、電探CM-IS型微流速計、ブライス式流速計およびTS-E型塩分計等を用意した。

#### 8.4 流出計算について

内水災害の防除を計画するとき、特に困難で重要な事項に流出解析に関するものがある。

流出計算法には大別して、①単位図法、②流出関数法、③貯留関数法、④降雨量から算定する方法、⑤その他(図式解法、集水面積等を変数とするもの)の方法等がある。

これらの各方法には、それぞれの適用条件がある。これについては、これまでにも多くの研究がなされている。その結果、公式使用に際して、たとえば単位図法においては、初期流量と初期損失雨量との関係、雨量およ

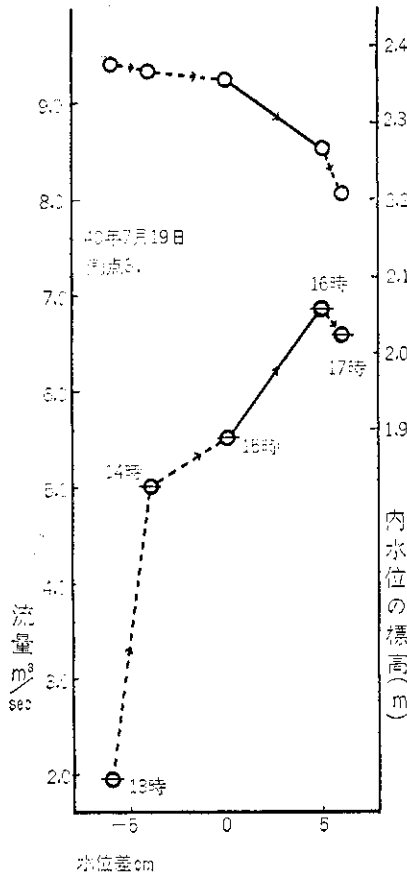


図8-23 内水位の標高・水位差と流量変動との関係

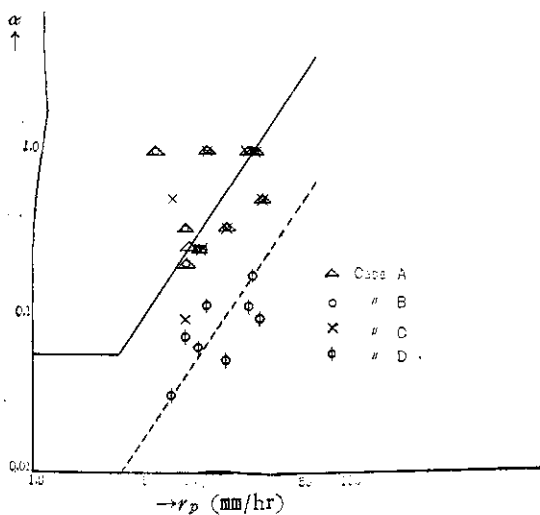


図8-24 流出関数の $\alpha$ と降雨強度 $r_p$ の関係

び初期流量と折曲点の流量との関係、頂点流量のおくれ、基長ならびに集中面積図の作成などに対して、ある程度は解明されている。

いずれにしても、流出計算では、雨量より有効雨量、有効雨量より流出量の算定へと計算を進める。

この際、現実の問題解決には、過去の資料にある特定の計算法をあてはめ、その方式に固有な係数を使用して流出量を求める。つぎに観測値と比較して、検証がおこなわれている。求められた係数や計算法には、流域特性が含まれている。したがって、これに一般性をあたえるためには、流域要素の体系化した解析が必要である。

実測値をもとに、これらにつき、二、三の検討をおこない流出算定ならびに今後の調査への指針、資料とする。

図8-25~29は現地観測結果ならびに水位観測結果をもとに作成した流出ハイドログラフである。

ただし、作成はつぎの方法によった。

水位変化の特性で述べたように、A、B-1-1の状態にあるときには、単位流域間にあい連らなって持続する井操作さえ充分に観察しておけば、このときのピークまでに生じた水位変化はすべて流出量のみによって起きたものと考えてよい。すなわち、図8-25~27はAの状態である。図8-28はB-1-1、図8-29はAおよびB-1-1の状態である。

つぎに、この水位と時間との実測結果から流量と時間との関係へ置換する。この流量と時間の関係を仮に置換実測流量と名づける。この際に、モデル試験地区における貯留量 $Q$ と水位 $H$ との関係、すなわち、 $Q-H$ 曲線が必要であった。ここに用いた $H-V$ 貯留量とは水位 $H$ を標高で示したものをを用いている。クリーク断面は標準断面を採用している。クリークの長さは、図8-4に示される地帯分割図のうち、主要排水と門への最短地点でえられる所までに存在するクリークの長さで、この $Q-H$ に影響をあたえるものを採用する。

また、 $L-V$ 貯留量とは、試験地区内のクリークを50m間隔に実測した結果をもとに、各地点におけるクリーク断面の変化、標高の変化を考慮して求めたものである。

これらの関係は、将来、試験地区におけるデータをもとに、有明海北岸低地の全般にわたっての流出量算定のときを予測して、検討したものである。すなわち、当地域におけるクリークの分布、存在状況から考えて、これを全てにわたって実測するには、多大の労力、費用を

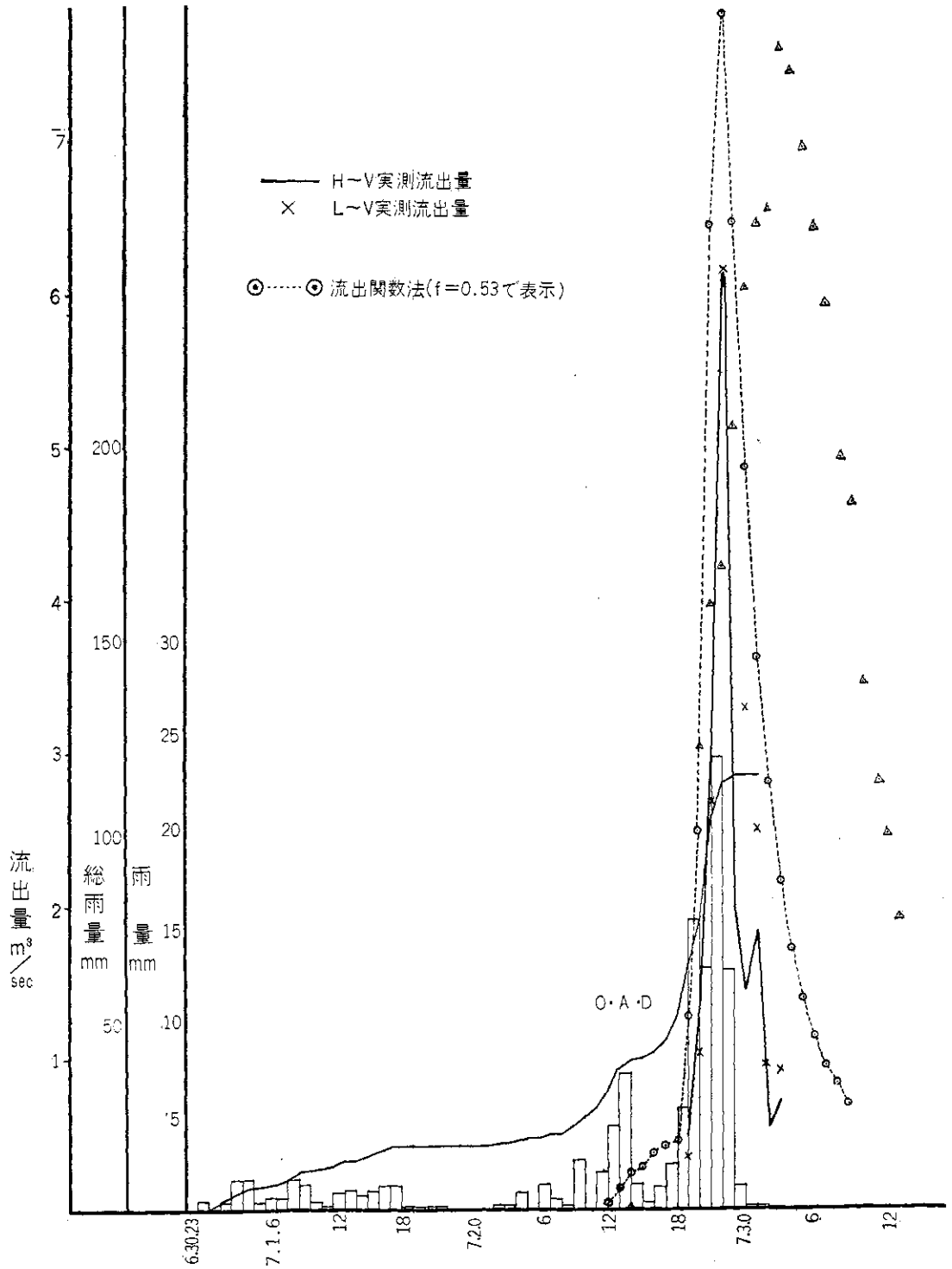


図8-25 流出ハイドログラフ △: Hauffの図解法

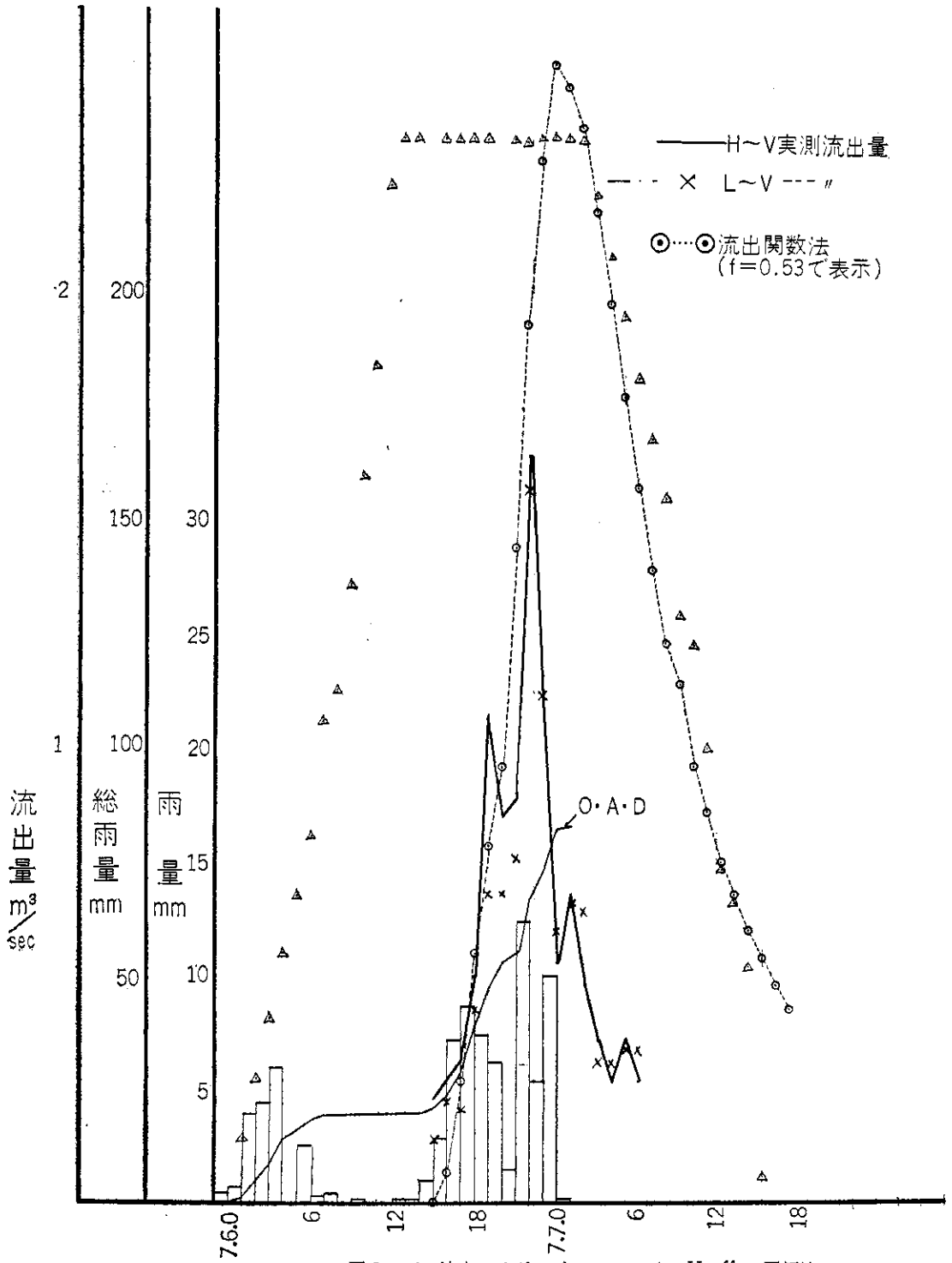


図8-26 流出ハイドログラフ △: Hauff の図解法

水害の実態に関する研究

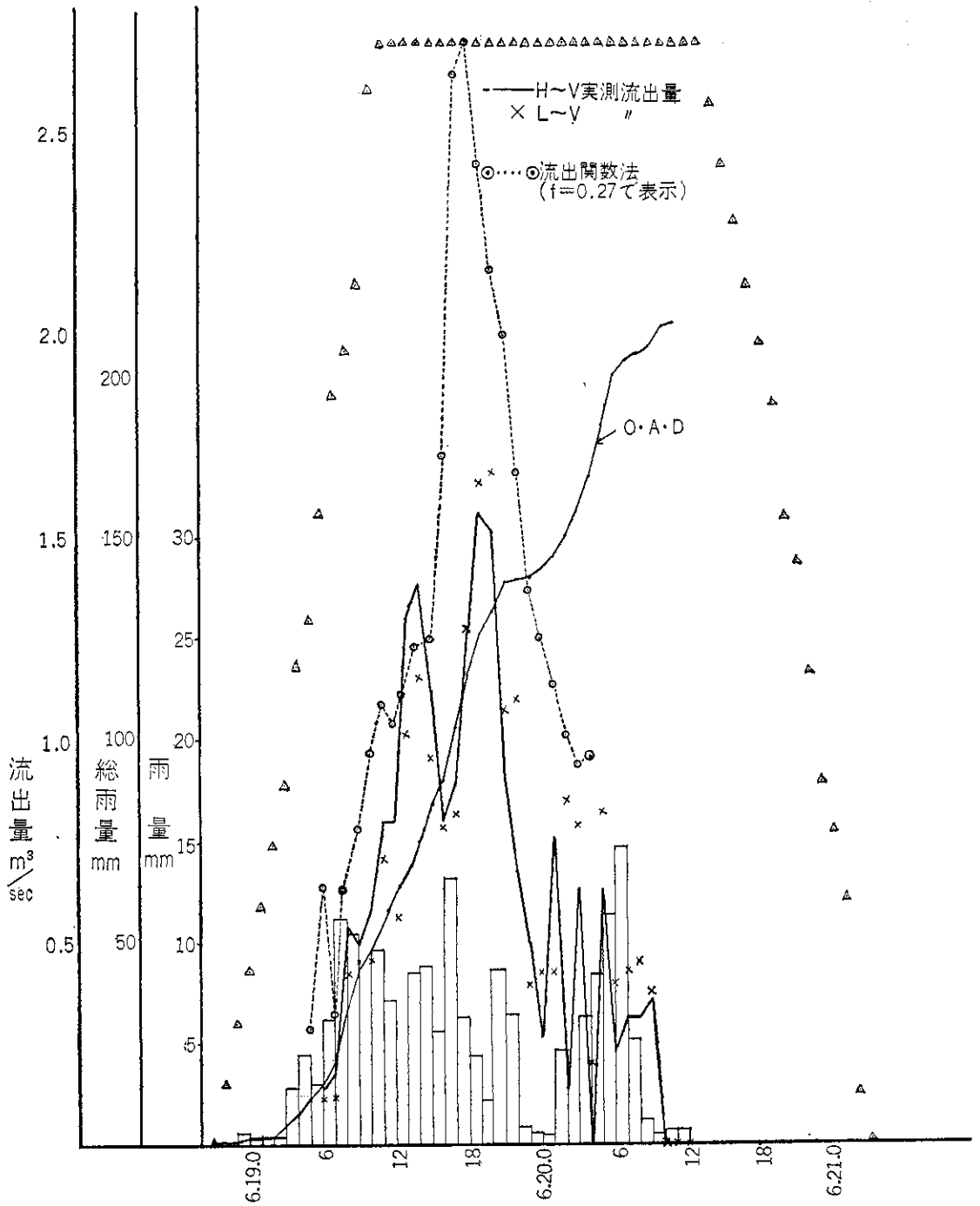


図 8-27 流出ハイドログラフ      △ : Hauff の図解法

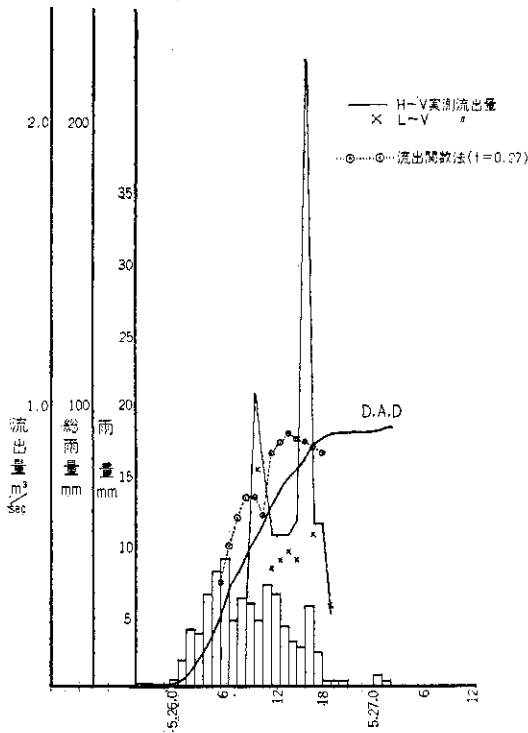


図8-28 流出ハイドログラフ

要し、困難が予測されるので、当然、数理統計的な裏付けをもとにした標準断面的な考慮が必要であろう。この際、さきに述べたクリーク幅とクリーク断面積との関係から、水深 $Y=f(B)$ の形へ変換し、この関係と実測井比線等の農業付帯構造物の特性を考慮すれば、よりよい置換流量が得られよう。これについては別の機会に報告したく思っている。

なお、流出量の算定には、既述のように、単位図法の適用や神流流出計算法等の適用も含めた総合的な既往の理論公式の検討をおこない、その問題点を明らかにしたうえで新たな解決策、すなわち、地域の条件に十分に適合すると同時に、類似地区との関連をも説明しうるような公式の算出が望まれることはいうまでもない。

しかし、これらに対しては、なお水文諸量の間に検討すべき基礎調査事項が多い。

したがって、ここではとりあえず流出関数法、Hauffの図式解法ならびにピーク流量の算定に対する既往の諸流出公式の検討をおこなう。なお、残された事項については別の機会に報告したく思う。

さて、流出関数法の詳細についてはすでに多くの成書

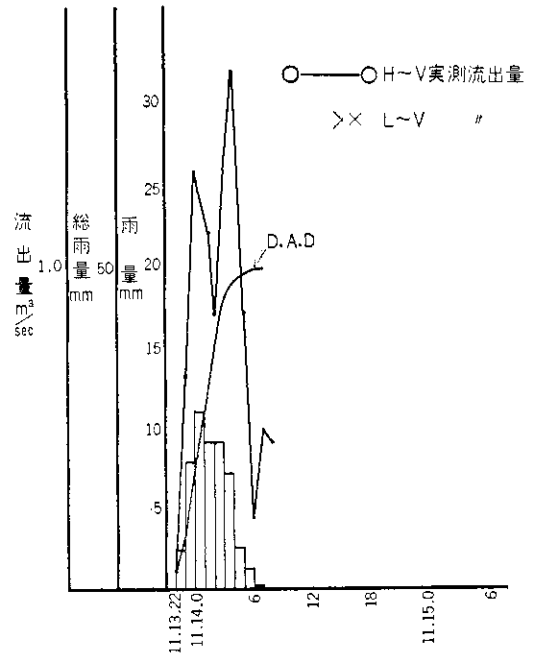


図8-29 流出ハイドログラフ

にあるのでこれを省略するが、これを使用するには、 $\alpha$ 、 $f$ 等の定数が決定されなければならない。

このとき、 $\alpha$ は降雨および流量の時間記録により、降雨のピークと流量のピークとの時間差から到達時間を算出し、最大雨量強度、それまでの総雨量、最大流量、ピークに対応する降雨のあった時刻の流量などと到達時間との関係を調べ到達時間 $T$ の性質が明らかになれば、 $\alpha=1/T$ であるから $\alpha$ を求めることができる。

図8-24はこのようにして求めた $\alpha$ と最大雨量強度 $r_p$ との関係である。ここに、Case A~Cは置換実測流量によるものである。Case Dは実測水位曲線によるものである。

このとき、流量と水位との $\alpha$ 、 $r_p$ の関係がことなるのは、つぎの理由による。すなわち、流量曲線では水位曲線にあらわれる単位時間あたりの変動量が最大のものが最大流量をあたえる。しかし、水位のピークはその時間までに貯留した水量の総量が最大のときを示すからである。

図8-24の関係では、 $\alpha$ と $r_p$ との関係には、なおデータが不明なので、これを正しく試験地区におけるこの定量的な関係が得られたものとは断定しがたい。これについ



ては40年以降もさらに多くの実測結果を得て検討したく計画している。いまここでは、これまでの観測結果を総合的に判断して図8-24の関係を仮定して使用する。

つぎに、流出係数 $f$ につき説明する。流出係数 $f$ とは、まず $f=1$ 、すなわち、流域間に損失雨量が全くなく、すべて流出するとした場合における流出曲線と実測流量との比によって、求められる。

したがって、この関係を求める際に、ここに使用したハイドログラフの作成も、この方法に準じている。このようにして、この関係を求めると、図8-30、31の結果をうる。

この結果から、ここに求めた値は一般に考えられている $f$ に比較して非常に小さいことに気付く。なお、ここに求めた $f=1$ に相当するときの流域面積は、従来我々が使用している地区等高線による流域区分と、現地踏査の結果から判別した流域区分である。この結果から、従来の考え方でとっている試験地区の流域区分のうち、どこまでが各雨量のときに、どのような単位流域を構成し

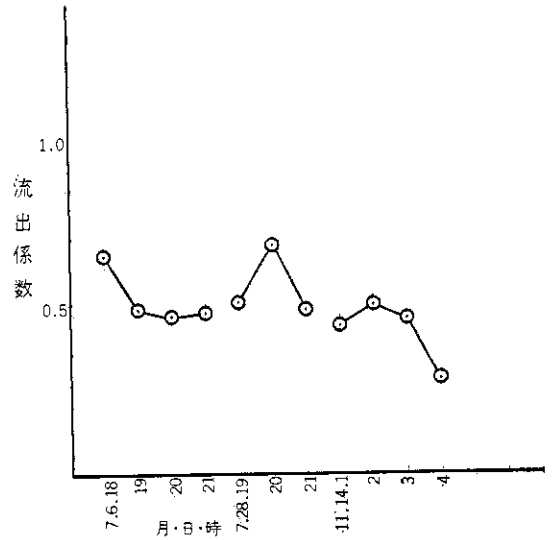


図8-30 流出係数の変動 流域面積 $A=3.989\text{km}^2$

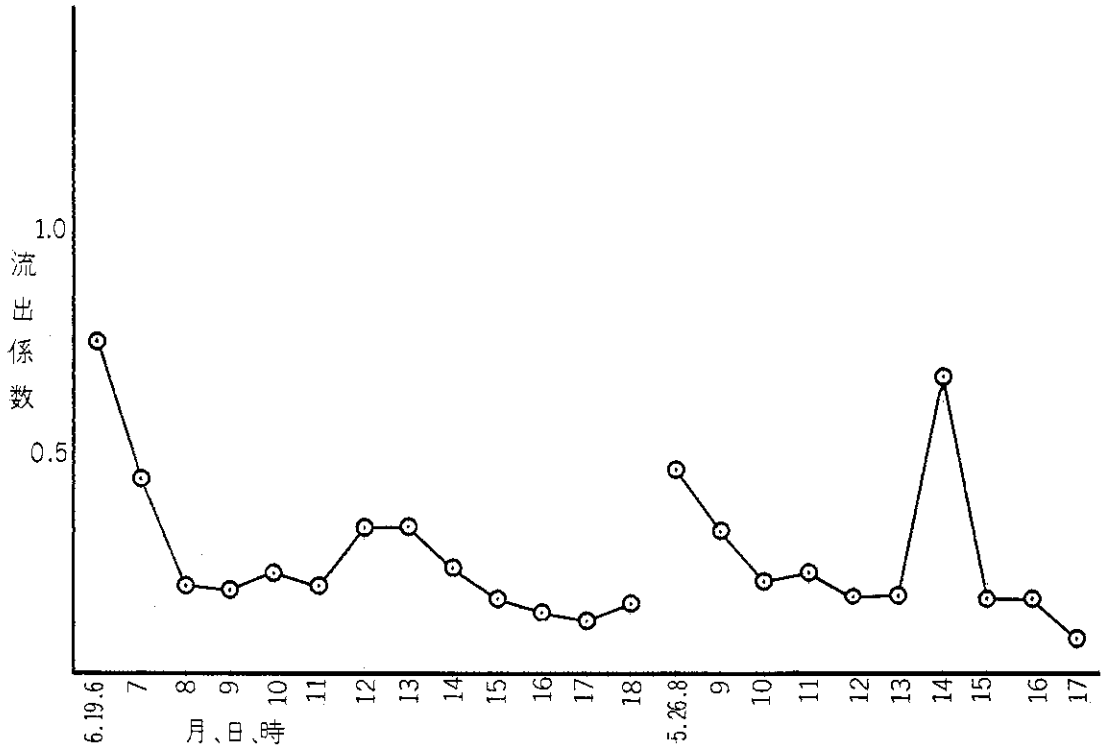


図8-31 流出係数の変動 流域面積 $A=3.989\text{km}^2$

表 8-1 既往の諸公式による流出量の計算結果

名称	物 部	GEORGE CHAMIR	DICKENS	KRESNIK	久 永	DREDGE	RYVES	鶴 見
公式	$Q=0.2778 \times frA$	$Q=0.35 \times frA^{3/4}$	$Q=CF^{3/4}$	$Q=\alpha F \times \frac{30}{0.5+\sqrt{F}}$	$Q=0.087CrFI^{0.356} \times \left(1-\frac{F_1}{F}\right) F^{0.78}$	$Q=\frac{C}{F} \frac{F}{T^{2/3}}$	$Q=CF^{2/3}$	$Q=206 \times FC/T^{0.6}$
月日	$r_0$ Thr $Q$ m <sup>3</sup> /sec	$r_0$ Thr $Q$ m <sup>3</sup> /sec	$C$ $Q$ m <sup>3</sup> /sec	$\alpha$ $Q$ m <sup>3</sup> /sec	$r$ $Q$ $r$ $Q$		$C$ $Q$	$C$ $Q$
7. 2	4.2 23 3.36	4.2 23 2.99	1.5 4.23	0.6 28.76	4.2 1.51 4.2 1.93	$F=3.989$	8.5 21.38	0.5 27.10
8. 28	10.0 3 31.03	10.0 3 27.66	1.6 4.52	1.0 47.93	5.0 1.80 5.0 2.30	$l=6.5$		0.7 37.94
5. 14	3.2 14 3.55	3.2 14 3.16	1.7 4.80	2.0 95.85	10.0 3.59 10.0 4.60	$C=19.5$		0.8 43.36
7. 6	4.7 13 5.51	4.7 3 4.91	1.8 5.08	3.0 143.78		のとき		
6. 19	5.9 20 5.17	5.9 20 4.61	1.9 5.36	4.0 191.70		$Q=22.33$		
$f=0.7$ $r=\frac{R_{0.4}}{24} \left(\frac{24}{T}\right)^{2/3}=r_0 \left(\frac{24}{T}\right)^{2/3}$				$F=3.989$ km <sup>2</sup>	$I=1.0$ $I=2.0$ $Cr=0.6$ $F=3.989$ km <sup>2</sup> $F_1=2.500$ km			

たかについては、なお今後の調査にまたねばならない。しかし、これまでに述べたように、井ビ等の存在による農業付帯構造物の特性を考えれば、これらによる流出制御機能による単位流域の構成は、非常に小ブロックになるのではないかと思われる。

さて、流出関数法による計算結果と、実測のハイドログラフの比較からおおよそつぎのことがわかる。

まず、単一降雨すなわち、降雨の分布形状があまり不規則でない降雨に対しては、流出関数法は相対的に実測ハイドログラフに良く合う。これに対して、複雑な降雨分布に対しては、流出時間およびピーク出現の形状等に対して、なお、先きに仮定した $\alpha$ 、 $r_0$ および $f$ 等の検討とあいまった調査が必要と思われる。このとき、流出係数 $f$ の変化状況から考えて、当地区の流出量の特性には、非常に水が「出やすく、ひきにくい」ことがわかる。

Hauff の図式計算法はその特性から考えて、流出量の算定結果にあらわれるピークの変化状況を実測値と比較検討し、単位流域間の特性を考察するためにおこなったものである。

表 8-1 は調査計画にあたり、おこなった既往の諸流出公式によるピーク流量の推定結果である。

この計算結果では、諸条件のとり方になお多くの検討すべき問題が残されている。これらについても今後、実測値をもとに考察したく思っている。

まとめ

本報は、有明海北岸低地における内水災害の防除に関する研究の中間報告である。

はじめにも示したように、ここでは、この年次計画のうち、これまでの調査をとりあえずふり返ってみた。

ここでは、これまでの調査の諸結果から今後の調査、測定方法ならびに諸考察に対する指針、資料をうることを主目的としている。

これらの結果が、内水災害の防除に関する諸研究に対して、何んらかの形で将来の科学的応用価値の判断の手掛りとして役立てば幸いに思います。

なお、ここに言及しえなかつた残された諸問題については、今後の調査結果とあいまって、次報でのべたく思っています。

最後に、本研究に御協力いただいた多くの人々に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 植田昌明：有明海北岸低地における内水災害の防除に関する研究，第26回農土学会九州支部講演集，昭和40年11月
- 2) 加藤重一，満田雅男，植田昌明：非定常流に関する実験，昭和37年農土学会講演集
- 3) 佐賀県：佐賀県産業振興計画書，昭和36年，p99
- 4) 農林省九州農政局計画部：昭和38年度地質地下水調査報告集（地下水調査）
- 5) 九州農政局計画部：昭和39年度農業用地下水対策予備調査，白石平野地区調査報告書
- 6) 九州農政局計画部，佐賀県農林部：白石平野の地下水，昭和40年
- 7) 建設省国土地理院：有明海北岸低地高潮調査報告書—海岸地形と高潮—，1963

- 8) Chow, 石原訳：開水路の水理学, I, p.131, 丸善
- 9) 植田昌明：有明海北岸低地における内水災害の防除に関する研究—(1)圧縮空気を利用した流速流向計の試作について, 農業土木学会論文集, 第13号
- 10) 農林省農土試佐賀支場：有明海北岸低地における

- 内水災害の防除に関する研究—モデル試験地区における水位観測結果について—, 昭和41年2月
- 11) 佐賀県：有明海調査地域, クリーク実態調査報告書, 昭和30年3月

## 第9章 内水氾濫に関する水理模型実験

### Experimental Studies on Inland Water Floods

国立防災科学技術センター 第1研究部 有賀 世治  
伊藤 秀夫  
町田 勝

有明海北岸低地部に設定した試験地における水位、流量、降雨等の実態観測と合せて、試験地区の模型実験を実施して、実態観測結果をシュミレートさせると共に、試験地におけるいくつかの、用水堰の操作、排水路、クリーク等の断面加工又は、ポンプ排水の如何が、同地の内水氾濫被害軽減にどのように役立つかを、定性的に又、定量的にも明らかにしようというものであり、次の様な構成の内水氾濫実験施設を、資源科学研究所内に設置した。次に実験施設の概要を述べる。

#### 9.1 実験台

11.2m×5.6m×0.5mの大きさで、4点をジャッキにより支持させて傾斜を自由に変えられる様にした。

#### 9.2 換流装置

実験台より横に下面を有する水槽（内径2.5m×8m×深さ0.985m）で、ジャッキにて支持される給水源とし、整流し流量検定の上実験台に給水させる。実験台を流下した水は三辺より集水され沈殿池（7m×3.5m×1.6m）に導かれ、ポンプ（10HP）にて揚水し貯水槽に換流せしめ、最大使用水量0.1m³/secである。その他写真撮影装置、計測装置については、昭和41年度分実験開始と同時に設置する予定であり省略した。

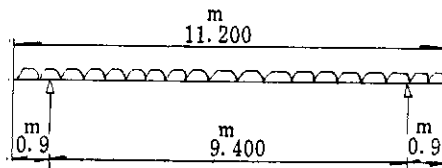


図9-1

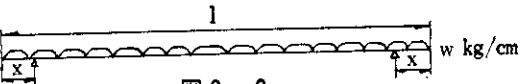
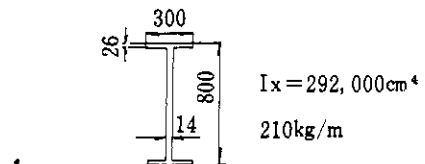


図9-2



#### 9.3 実験台及び換流装置の主断面の設計計算

前記の如き大きさの実験台及び換流装置を設計するに当って、主要断面の撓み計算、断面応力及び断面を決定したので、ここに計算の主要部分をのせた。

##### 9.3.1 実験台主桁の撓み計算

荷重

$$\pm 1.6 \text{ t/m}^3 \times 0.3 \text{ m} \times 11.2 \text{ m} \times 2.8 \text{ m} \times 1/11.2 \text{ m} = 1.344 \text{ t/m}$$

$$\text{鋼板の自重 } 7.85 \text{ t/m}^3 \left[ (3.3 \text{ m} \times 11/2 \text{ m} + 1 \text{ m} \times 2.8 \text{ m}) \right] \times 0.006 \text{ m} \times 1/11.2 \text{ m} = 0.170 \text{ t/m}$$

$$\text{H型鋼} = 0.210 \text{ t/m}$$

$$\text{横桁 } 0.05 \text{ t/m} \times 2.8 \text{ m} \times 8 \text{ 本} \times 1/11.2 \text{ m} = 0.100 \text{ t/m}$$

$$\text{水 } 1 \text{ t/m}^3 \times 0.1 \text{ m} \times 11.2 \text{ m} \times 2.8 \text{ m} \times 1/11.2 \text{ m} = 0.280 \text{ t/m}$$

$$\text{計} = 2.104 \text{ t/m}$$

$$= 21.04 \text{ kg/cm}$$

等分布荷重の中央点の撓み $y_0$ は

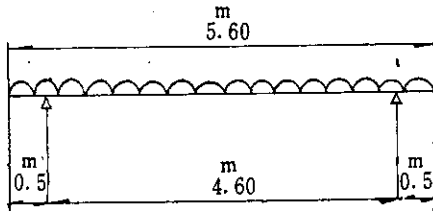
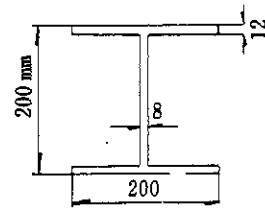


図 9-3



単位 mm  
 $I_x = 4,720 \text{ cm}^4$   
 49.9 kg/m

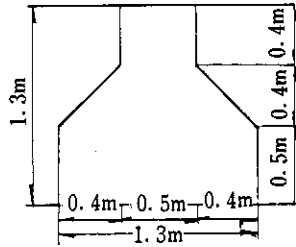


図 9-4

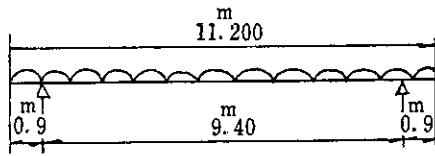
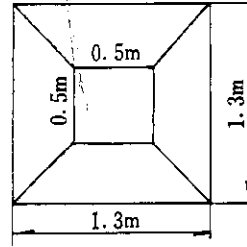
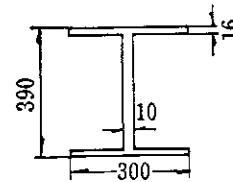


図 9-5



$I_x = 38,700 \text{ cm}^4$   
 107 kg/m

$$y_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{W(l-2x)^4}{E I_x} - \frac{Wx^2(l-2x)^2}{16E I_x}$$

$I_x = 292,000 \text{ cm}^4$ ,  $E = 21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $l = 1,120 \text{ cm}$ ,  
 $W = 21.04 \text{ kg/cm}$ ,  $x = 90 \text{ cm}$

$$y_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{21.04 \times (1,120 - 2 \times 90)^4}{21 \times 10^5 \times 292,000} - \frac{21.04 \times 90^2 (1,120 - 2 \times 90)^2}{16 \times 21 \times 10^5 \times 292,000} = 0.3 \text{ cm}$$

### 9.3.2 横 桁

荷重

土  $1.6 \text{ t/m}^3 \times 0.3 \text{ m} \times 1.6 \text{ m} = 0.768 \text{ t/m}$

鋼板の自重  $7.85 \text{ t/m}^3 \times 1.6 \text{ m} \times 5.6 \text{ m} \times 0.006 \text{ m} \times 1/5.6 \text{ m} = 0.077 \text{ t/m}$

横桁  $= 0.050 \text{ t/m}$

水  $1 \text{ t/m}^3 \times 0.1 \text{ m} \times 1.6 \text{ m} \times 5.6 \text{ m} \times 1/5.6 \text{ m} = 0.160 \text{ t/m}$

計  $= 1.055 \text{ t/m}$   
 $= 10.55 \text{ kg/cm}$

中央点入撓み

$$y_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{10.55 \times (560 - 2 \times 50)^4}{21 \times 10^5 \times 4,720 \times 10^8} - \frac{10.55 \times 50^2 (560 - 2 \times 50)^2}{16 \times 21 \times 10^5 \times 4,720} = 0.5 \text{ cm}$$

### 9.3.3 ジャッキ

全重量  $2.104 \text{ t/m} \times 11.2 \text{ m} \times 2 = 48 \text{ t}$

$48 \text{ t} \times 1.2 = 57.6 \text{ t} / 4 \text{ 基} = 14.4 \text{ t}$

15 t ジャッキ使用

### 9.3.4 コンクリート基礎

地盤の支持力……柔らかな粘土  $12 \text{ t/m}^2$  とする。  
 荷重  $15 \text{ t (ジャッキ)} + 3 \text{ t (コンクリート自重)} = 18 \text{ t}$

$18 \text{ t} / 12 \text{ t/m}^2 = 1.5 \text{ m}^2$ ,  $\sqrt{1.5 \text{ m}^2} = 1.25 \text{ m}$ , 1.3 m 四方とする (図 9-4)。

### 9.3.5 条件水面主桁

荷重

水  $1 \text{ t/m}^3 \times 1.5 \text{ m} \times 0.985 \text{ m} = 1.480 \text{ t/m}$

鋼板  $7.85 \text{ t/m}^3 \times [(1.5 \text{ m} \times 13.2 \text{ m}) \times (11.2 \text{ m} \times 2 \text{ m})] \times 0.006 \text{ m} \times 1/11.2 \text{ m} = 0.180 \text{ t/m}$

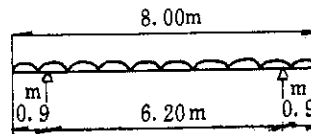


図 9-6

$I_x = 38,700 \text{ cm}^4$   
 107 kg/m

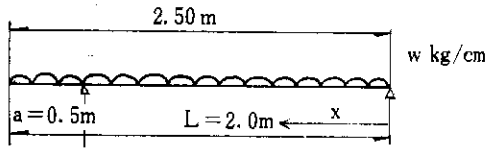
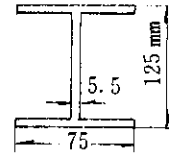


図 9-7



単位 mm  
 $I_x = 539.8 \text{ cm}^4$   
 16.1 kg/m

H型鋼  $= 0.107 \text{ t/m}$   
 横桁鋼  $0.0161 \text{ t/m} \times 1.5 \text{ m} \times 12 \text{ 本} \times 1/11.2 \text{ m} = 0.026 \text{ t/m}$   
 計  $= 1.793 \text{ t/m}$   
 $= 17.93 \text{ kg/cm}$

$$y_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{17.93(1.12) - 2 \times 90^4}{21 \times 10^5 \times 38,700} - \frac{17.93 \times 90^2(1.12 - 2 \times 90)^2}{16 \times 21 \times 10^5 \times 38,700} = 2.15 \text{ cm}$$

よって約 2 cm のたわみがあるので主桁を 2 本にする。

### 9.3.6 整流検流槽の主桁

荷重  
 水  $1 \text{ t/m}^3 \times 2.5 \text{ m} \times 0.985 \text{ m} = 2.463 \text{ t/m}$   
 鋼材  $7.85 \text{ t/m}^3 [(3.5 \text{ m} \times 8 \text{ m}) + (2.5 \text{ m} \times 2 \text{ m})] \times 0.006 \text{ m} \times 1/8 \text{ m} = 0.195 \text{ t/m}$   
 横桁  $0.0161 \text{ t/m} \times 9 \text{ 本} \times 2.5 \text{ m} \times 1/8 \text{ m} = 0.048 \text{ t/m}$   
 H型鋼  $= 0.107 \text{ t/m}$   
 計  $= 2.813 \text{ t/m}$   
 $= 28.13 \text{ kg/cm}$

$$y_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{28.13 \times (800 - 2 \times 90)^4}{21 \times 10^5 \times 38,700} - \frac{28.13 \times 90^2(800 - 2 \times 90)^2}{16 \times 21 \times 10^5 \times 38,700} = 0.6 \text{ cm}$$

### 9.3.7 横桁

荷重  
 水  $1 \text{ t/m}^3 \times 1.0 \text{ m} \times 0.985 \text{ m} = 0.985 \text{ t/m}$   
 鋼板  $7.85 \text{ t/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} \times 0.006 \text{ m} \times 1/2.5 \text{ m} = 0.066 \text{ t/m}$   
 I型鋼  $= 0.020 \text{ t/m}$   
 計  $= 1.071 \text{ t/m}$

一端張出梁の場合で中央点  $= 10.71 \text{ kg/cm}$

$$y_0 = \frac{W}{24EI_x} (L^3 x - 2Lx^3 + x^4) - \frac{Wa^2 Lx}{12EI_x} \quad (\text{図9-7})$$

$$y_0 = \frac{10.71}{24 \times 21 \times 10^5 \times 539.8} (200^3 \times 100 - 2 \times 200 \times 100^3 \times 100^4) - \frac{10.71 \times 50^2 \times 200 \times 100}{12 \times 21 \times 10^5 \times 539.8} (1 - \frac{100^2}{200^2}) = 0.21 - 0.01 = 0.2 \text{ cm}$$

一端張出梁の場合で片持梁端

$$y_0 = \left( \frac{Wa^2}{6LI_x} - \frac{WL^3}{24EI_x} \right) x + \frac{W}{2EI_x} \left( -\frac{a^4}{2} - \frac{a^4}{3} + \frac{a^4}{12} \right)$$

$$y_0 = \frac{10.71 \times 50^2}{6 \times 21 \times 10^5 \times 539.8} - \frac{10.71 \times 200^3}{24 \times 21 \times 10^5 \times 539.8} \times 100 + \frac{10.71}{2 \times 21 \times 539.8} \left( -\frac{50^4}{2} - \frac{50^4}{3} + \frac{50^4}{12} \right) = -0.3 \text{ cm}$$

### 9.3.8 ジャッキ

全重量  $1.793 \text{ t/m} \times 11.2 \text{ m} = 21 \text{ t}$

$2.813 \text{ t/m} \times 8 \text{ m} = 23 \text{ t}$

(計  $= 44 \text{ t} \times 1.2 = 52.8 \text{ t}$ ) / 4 基  $= 13.2 \text{ t}$  よって 15t 使用。

### 9.3.9 使用コンクリート基礎

30t 荷重により実験台と同じ断面を使用する。以上により決定した。以上の設計計算に依り断面その他を決めて作図したのが図 9-8、図 9-9 である。

## 9.4 模型の相似律

### 9.4.1 流れを不等流と考えた場合

開水路の不等速定流の基本式は

$$-i + \frac{dh}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \left( \frac{V^2}{2g} \right) + \frac{V^2}{C^2 R} = 0 \quad (1)$$

今実物の水理量に  $p$ 、模型の水理量に  $m$  のサフィックスをつけると

$$\text{実物} -i_p + \frac{dh_p}{dx_p} + \alpha_p \frac{d}{dx} \left( \frac{V_p^2}{2g} \right) + \frac{V_p^2}{C_p^2 R_p} = 0 \quad (2)$$

$$\text{模型} -i_m + \frac{dh_m}{dx_m} + \alpha_m \frac{d}{dx} \left( \frac{V_m^2}{2g} \right) + \frac{V_m^2}{C_m^2 R_m} = 0 \quad (3)$$

各水理量の縮尺は  $\alpha = \frac{\alpha_p}{\alpha_m}$ ,  $i = \frac{i_p}{i_m}$ ,  $h = \frac{h_p}{h_m}$ ,

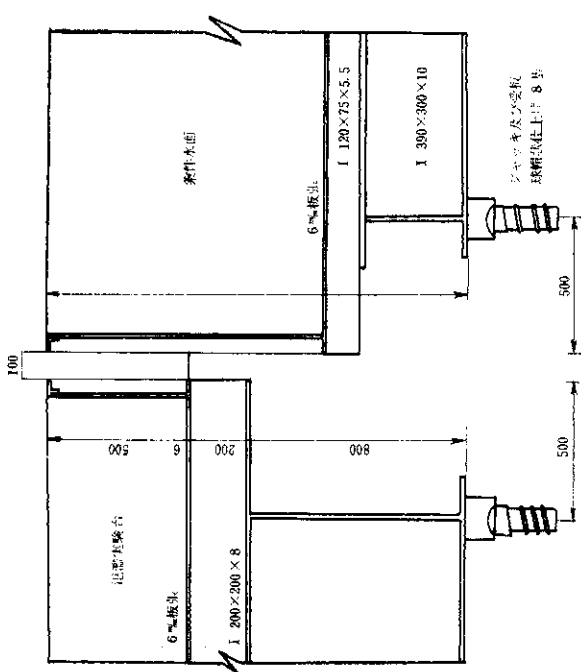
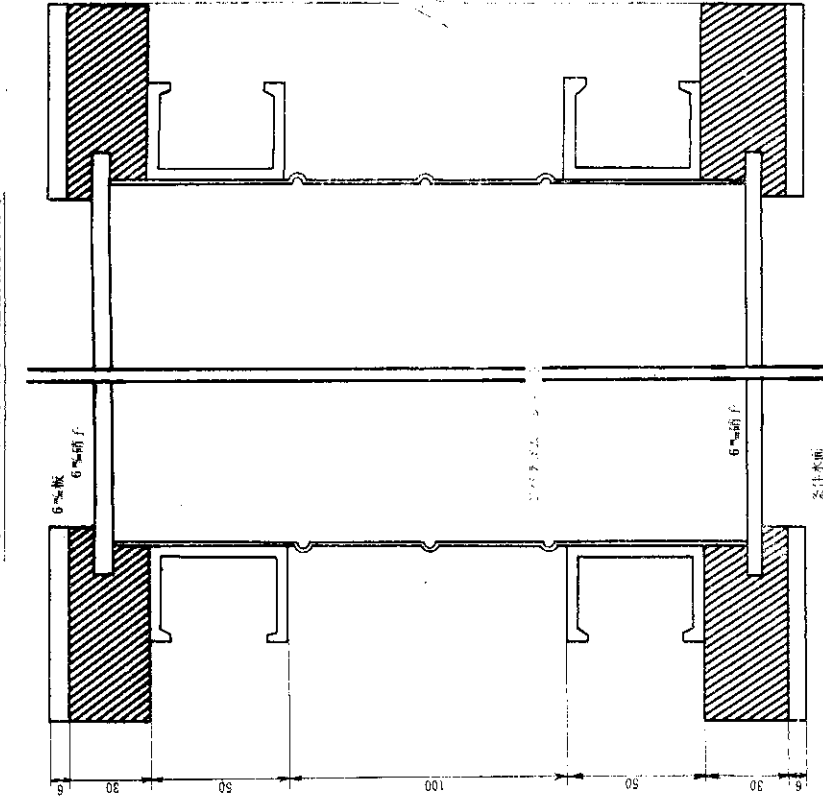
$$l = \frac{l_p}{l_m}, \quad V = \frac{V_p}{V_m}, \quad g = \frac{g_p}{g_m}, \quad C = \frac{C_p}{C_m}, \quad R = \frac{R_p}{R_m} \quad (4)$$

(4)式を(2)式に入れると

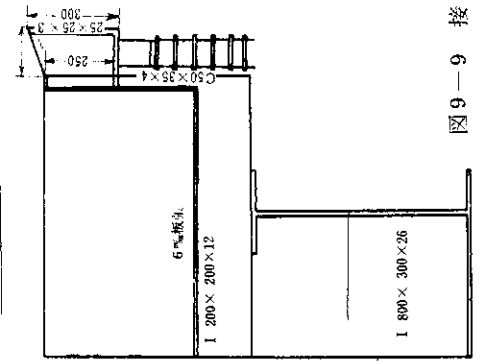
$$-i_m + \frac{h}{l} \frac{dh_m}{dx_m} + \frac{\alpha V^2}{lg} \frac{d}{dx_m} \left( \frac{V_m^2}{2g} \right)$$



氾濫実験台及条件水面槽接続詳細図



トコ詳細図



基礎部詳細図

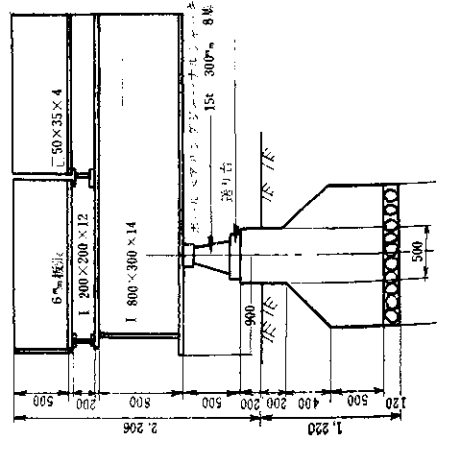


図9-9 接続部詳細図

$$+ \frac{V^2}{C^2 R} - \frac{V_m^2}{C_m^2 R_m} = 0 \quad (5)$$

(3)式と(5)式との間に相似関係が成立つためには

$$i = \frac{h}{l} = \frac{\alpha V^2}{lg} = \frac{V^2}{C^2 R} = 1 \quad (6)$$

ここで  $g=1$ ,  $\alpha$  は流速分布が相似と考えられる場合は1である。

$$\frac{V^2}{l} = \frac{V_m^2}{C_m l} = 1 \quad (7)$$

$$\text{したがって } V = l^{1/2} \quad (8)$$

$$\text{次に流量関係は, } Q = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{V_p A_p}{V_m A_m} = l^{1/2} l^2 = l^{5/2} \quad (9)$$

(8)式は縮尺と流速, (9)式は縮尺と流量の関係をそれぞれ表わしている。実物と模型の粗度を合わせるためには、マンニングの式を利用して求めると

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}, \quad C = \frac{C_p}{C_m} = \frac{n_m}{n_p} \left( \frac{R_p}{R_m} \right)^{1/6} = 1 \quad (10)$$

$$\text{したがって } n = \frac{n_p}{n_m} = l^{1/6} \quad (11)$$

(11)式から模型の粗度縮尺を実物の  $\frac{1}{l^{1/6}}$  にすれば、ほぼ模型と実物の粗度が合うことになる。

次に降雨量についての相似関係を考えてみると

$$Q = 0.2778 f_{prt} \cdot A \text{ を用いて}$$

$$Q_p = 0.2778 f_{prt} \cdot A_p \quad (12)$$

$$Q_m = 0.2778 f_{mrt} \cdot A_m \quad (13)$$

$$Q = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{f_p \cdot r_{pt} \cdot A_p}{f_m \cdot r_{mt} \cdot A_m} = \frac{f_p}{f_m} \cdot \frac{r_{pt}}{r_{mt}} l^2 \quad (14)$$

$$Q = l^{5/2} \quad f_p = f_m \text{ とすれば}$$

$$\frac{r_{pt}}{r_{mt}} = l^{1/2} \quad (15)$$

(15)式から模型の降雨強度の縮尺を実物の  $\frac{1}{l^{1/2}}$  にすれば、ほぼ模型と実物の降雨強度が、あうことになる。縦横の縮尺がちがう場合、流れを不定流と考えた場合は、次の様になる。

### 3.4.2 流れを不定流と考えた場合

不定流運動方程式及び連続の式は

$$-i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{n^2 u}{R^{4/3}} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial t} (A) = 0 \quad (2)$$

ここで、 $i$  = 河床勾配、 $h$  = 水深、 $x$  = 流下方向の水平距離、 $u$  = 断面平均流速、 $n$  = 粗度係数、 $R$  = 径深、 $Q$  = 流量、 $A$  = 断面積。今実物の水理量に  $P$ 、模型の水理量に  $m$  の\_SUFFIX をつけると

$$\text{実物} - i_p + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} + \frac{1}{g_p} \frac{\partial u_p}{\partial t_p} + \frac{u_p}{g_p} \frac{\partial u_p}{\partial x_p} + \frac{n_p^2 u_p}{R_p^{4/3}} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (4)$$

$$\text{模型} - i_m + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} + \frac{1}{g_m} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{u_m}{g_m} \frac{\partial u_m}{\partial x_m} + \frac{n_m^2 u_m}{R_m^{4/3}} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (6)$$

各水理量の縮尺は

$$\left. \begin{aligned} i &= \frac{i_p}{i_m}, \quad h = \frac{h_p}{h_m}, \quad x = \frac{x_p}{x_m}, \quad u = \frac{u_p}{u_m}, \\ t &= \frac{t_p}{t_m}, \quad Q = \frac{Q_p}{Q_m}, \quad A = \frac{A_p}{A_m}, \quad n = \frac{n_p}{n_m}, \quad g_p = g_m \end{aligned} \right\} (7)$$

(7)式を(3)式, (4)式に代入して

$$-i_m + \frac{h}{x} \frac{\partial h_m}{\partial x_m} + \frac{1}{g} \frac{u}{t} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{u^2}{gx} u_m \times \frac{\partial u_m}{\partial x_m} + \frac{n^2 u^2}{h^{4/3}} \frac{n_m^2 u_m^2}{h_m^{4/3}} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{Q}{x} \frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{A}{t} \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (9)$$

(3), (4)式と(8), (9)式を比較して相似が成り立つためには

$$\frac{h}{x} = \frac{u}{t} = \frac{u^2}{x} = \frac{n^2 u^2}{h^{4/3}} = 1 \quad (10)$$

$$\frac{Q}{x} = \frac{A}{t} \quad (11)$$

が成立しなければならぬ。

(10)式より

$$u^2 = h, \quad u = \sqrt{h} \quad (12)$$

$$t = \sqrt{\frac{x}{h}} \quad (13)$$

$$n^2 = \frac{h}{x} h^{1/3} \frac{1}{u^2} \quad (14)$$

$$Q = \frac{x^2 \times x}{x} \sqrt{h} = \sqrt{h} x^2 \quad (15)$$

以上の点に留意して可能な範囲に於いて定量的な模型実験を行いたい。