

講 演

第 25 卷 第 12 號 昭和 14 年 12 月

利根川下流部に於ける土砂堆積と水理の特異性

(昭和 14 年 10 月 20 日土木學會創立 25 周年記念講演會に於て)

會 員 富 永 正 義*

1. 緒 言

利根川増補工事は昭和 10 年 9 月及同 13 年 6, 7 月の洪水に鑑み、幹川利根川、支川渡良瀬川及派川江戸川に於ける破堤、溢水を防止する爲、總工事費 91,266,000 圓を以て計畫せられたるものにして、其の中第一期工事として工事費 51,198,000 圓が豫算化せられ、昭和 14 年度以降 15 箇年繼續事業として施行せらるゝに至つた。

本工事は延長 350 km に亙る既改修區域に増補を施行すると共に、新放水路の開鑿、利根運河の擴張、渡良瀬川洪水調節池の設置、小貝川合流點の附替等の新規工事を起して、利根川の洪水防禦上遺憾なからしむるものにして、工事區域大にして、工事費の尨大なる利根川改修工事と共に、我國河川工事の尤なるものである。而して利根川は河狀及水理關係極めて複雑なるを以て、各段の調査を精細に行ひ、之に立脚して増補計畫を樹てることとした。上記調査による利根川の河狀及水理關係を述ぶることは増補計畫の據つて來る所を説明する上に極めて必要なることなるも、本稿に於ては先づ利根川既改修區域の最下流部に於ける土砂堆積の狀況及小貝川合流點附近に於ける水理關係を述べて、河川工學上の參考資料たらしめんとす。

2. 利根川最下流部に於ける土砂堆積の狀況

1. 堆積土砂の根源

利根川下流に流下する土砂の根源に就きて考ふるに、利根本川及烏川流域に於ては從來山相の著しく不良なる箇所はなく、従つて土砂の流出は甚だしくなかつた。然るに昭和 10 年 9 月の洪水に於ては山地崩壞の大なる箇所を生じた。

渡良瀬川は水源足尾地方の崩壞激甚であるが、之より流出する土砂は渡良瀬川遊水地に堆積し、利根本川に影響する所は甚だしくない。

鬼怒川に於ては大谷川筋に相當大規模の砂防工事を施行して居るが以前には相當多量の土砂を流出したのである。

利根川改修工事施行中は捷水路の開鑿、低水路の浚渫等のため在來河床の平衡が破られて洗掘を生じ、又高水敷を掘鑿したため洪水時河岸の缺壞を生ずる等の事情により、下流に土砂を流した事は尠くない。

而して利根川上流部に於ては水面勾配が未だ急なるため、上流から流れて來る土砂と下流へ流れ去る土砂とが大體平衡を保ち、高水敷及低水路に於ける土砂の堆積は多くなかつた。然るに利根川下流部になると水面勾配著しく減少し流速の低減を來すから、土砂の堆積は甚だしく増加する。

特に昭和 10 年 9 月の洪水以來同 12 年 7 月、同 13 年 6, 7, 9 月と大洪水が相續いて起つたから利根川下流

* 工學士 内務技師 内務省土木局第一技術課勤務

表-1. 利根川下流佐原-笹川間に於ける堆積土量

距離標 (km)	断面 積 (m ²)	平均断面 積 (m ²)	距 離 (m)	土 量 (m ³)	低水路幅 (m)	高水路幅 (m)	摘 要
20.5	744	706	500	353 060	270	480	
21.0	668	639	534	341 226	270	470	
21.5	609	687	520	357 240	265	465	
22.0	764	640	505	323 200	260	460	
22.5	515	563	511	287 693	250	460	
23.0	611	540	515	278 100	250	470	
23.5	468	577	492	283 884	250	470	
24.0	686	530	487	258 110	250	470	
24.5	373	440	493	216 920	250	490	
25.0	507	485	503	243 955	250	510	
25.5	462	557	487	271 259	250	540	
26.0	651	561	470	263 670	250	550	
26.5	471	439	496	217 744	250	540	
27.0	406	695	477	331 515	250	530	
27.5	984	873	479	418 167	245	520	
28.0	761	651	470	305 970	245	510	
28.5	541	601	479	237 879	240	510	
29.0	660	607	485	294 395	240	510	
29.5	553	611	480	293 280	240	500	
30.0	668	680	495	336 600	240	460	
30.5	691	618	519	320 742	240	420	
31.0	544	404	511	206 444	240	410	
31.5	263	424	506	214 544	240	400	
32.0	585	576	510	293 760	240	370	
32.5	566	532	518	275 576	240	350	
33.0	497	608	525	350 700	240	350	
33.5	333	709	548	388 532	240	350	
34.0	580	508	581	295 148	240	330	
34.5	435	382	538	205 516	230	310	
35.0	329	334	544	181 696	220	300	
35.5	339	277	526	145 702	220	290	
36.0	214				220	280	
計				8 842 167	内	高水路 2 428 088 低水路 6 414 079	

備考 距離標 20.5 km は千葉縣香取郡笹川町地先にありて、利根川第一期改修の終點を示す。又距離標 36.0 km は同縣同郡津の宮村地先にありて、同上改修の起點附近を示す(圖-1 参照)。

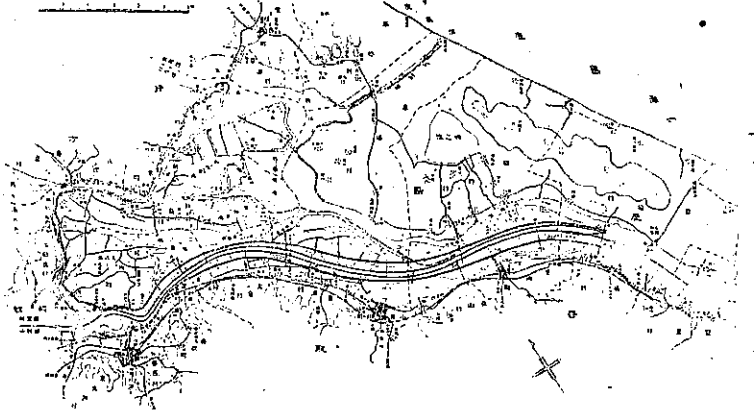
部に流れてくる土砂も著しく増大し、既改修區域の終端附近並に之に接續せる下流の無堤部に於ては河床の埋没を來した所が尠くない。

2. 土砂堆積の状況 (表-1)

佐原以下の利根川は明治 33 年度其の改修工事に着手し、同 42 年度竣功したのである (圖-1 参照)。今計畫横断面と昭和 11 年 4 月に實測した横断面とを比較して土砂堆積の状況を檢することとする。

圖-2 による時は高水敷に於ける土砂堆積は大ならざるも、低水路に於ては多大なる沈澱を生じたことが分る。而して距離標 20.5 km から同 36.0 km 迄 15.5 km の間に堆積した土量は高水敷に於て 2 428 000 m^3 、低水路に於て 6 414 000 m^3 となる。又面積は高水敷 6 889 380 m^2 、低水路 3 838 230 m^2 であるから、之にて土量を割る時は其の堆積高は高水敷に於て 0.352 m、低水路に於て 1.67 m となる。高水敷の分は堤防修補のために屢々築堤土を採取して居るから、實際の堆積高は更に大きいと考へられる。又上記堆積を生じた年数は 26 年であるから、之にて上記堆積高を除す時は高水敷に於て 0.014 m/年、低水路に於て 0.064 m/年となる。

圖-1. 利根川第一期改修工事平面圖



而して低水路に於ける沈澱高は平均水深の 24% に達したから、現在の横断面では計畫流量を流すこと不可能で必然的に洪水位の上昇を生ずる。昭和 10 年 9 月の洪水に於ては最大流量が計畫高水流量を超過したのであるが、計畫高水位上 0.7~0.9 m の水位上昇を生じた。

3. 土砂堆積に對する考察

此の沈澱状態を考察すると次の結論に達する。

(1) 斯かる多量の沈澱を生じた原因を考察するに、上記の如く水面勾配の減少に伴ひ、流速の低減を來たすことは勿論であるが、又一には河狀に起因する。即ち距離標 20 km の所で無堤となり、其の下流は急激に河幅を増大するから流速も亦減少し、運び來りたる土砂を落すものである。次には河口迄の距離 20 km に過ぎず、然も水面勾配は洪水時に於ても 1/10 000 以下なるを以て、幅員廣大なる無堤部分は潮汐の影響を蒙ること大なるも、有堤部に入れば急激に幅員を減少せしむるにより潮汐の作用を減じ、土砂の沈澱を助成するものにあらざるかと考へられる。

(2) 低水流量に對して低水路幅が廣すぎるものゝ如く、低水路の幅を狭くする様に沈澱して居る所もある。

(3) 彎曲部に於ては凸岸に沈澱を生じ、凹岸は河岸の缺壞を生じて居る所が多い。

(4) 沈澱は下流が多く、上流に至るに従ひ漸減して居る。

仍つて利根川増補計畫に於ては上記の堆積土砂を掘鑿又は浚渫すると共に、其の下流無堤部に堆積した土砂をも浚渫して、洪水の疏通に支障なからしむることとした。

而して下流部は河川に於ける終局の土砂堆積箇所なるを以て、或る程度の土砂堆積は免れざる所である。然し堆積土量が著しく大なる時は洪水疏通上支障あるのみならず、沿岸の内水排除にも障害を及ぼすこととなる。従つて堆積土量は最少限度に止めしむる必要がある。此の爲に河幅、水深、流路の曲率及潮汐の影響に就ては精細なる調査研究を行ひて高水及低水法線を定めることが必要である。

3. 小貝川合流点附近に於ける水理關係

1. 總 説

小貝川は利根川に殆ど直角に合流し、合流点下流には有名なる狭窄部の存するを以て、洪水時利根川の洪水流量が小貝川に逆流することは常識として考へらるゝ所である(圖-3 参照)。最近に於ける大洪水特に昭和10年9月の洪水に於ける各種観測によりて逆流状態を檢討せんとす(圖-4 参照)。

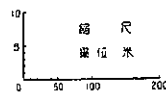
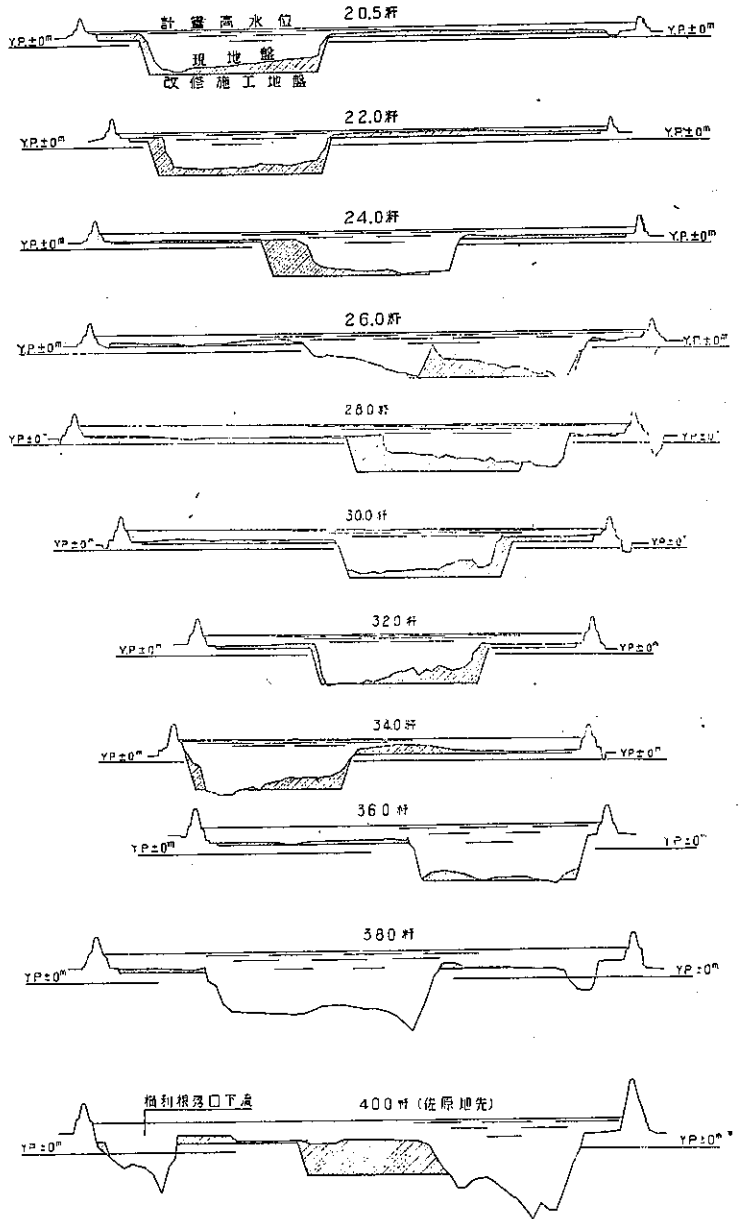
2. 常態に於ける逆流關係

1) 小貝川合流点附近に於ける兩川の水位關係

利根川及小貝川に於ける水位の検討のため前者は布川量水標、後者は中郷量水標の水位をとることとした。布川量水標は合流点の直ぐ下流にあり、又中郷量水標は合流点より5.7 km 上流にある。

昭和10年9月の洪水は稀有の大水にして、26日午前4時より同7時迄3時間は小貝川に逆流したが、其の後は午後4時迄順流状態を持続した。午後4時小貝川筋高須村に於て破堤したる後は逆流となつた。

圖-2. 利根川下流土砂堆積圖



昭和12年7月の洪水は栗橋に於ては計畫高水位に相當する出水であつたが、小貝川の出水は大きくなかつた。然し中郷の水位は常に布川の水位より高く、之を結ぶ時は水面勾配は $1/33500$ と云ふ非常なる緩勾配である。

昭和13年7月の出水は平地性の出水にして、利根本川は數年1回程度の出水であつたが、小貝川は未曾有の大水にして、其の最大流量は毎秒 $850 \text{ m}^3/\text{sec}$ に達した。従つて全く順流にして、小貝川への逆流はなかつた。中郷-布川間の水面勾配は $1/9670$ にして、其の他の洪水に比して著しく急なるものであつた。

昭和13年9月の洪水は利根川に於ては昭和10年9月に次ぐ大水であつたが、小貝川上流は大なる出水を見なかつた。9月1日午後6時から同9時迄3時間は逆流状態であつたが、其の後は逆流を見ず、全部順流であつた。兩者間の水面勾配は $1/33500$ である。

上記諸洪水に就きて見るに小貝川への逆流状態は小貝川の出水大ならざる洪水に於てのみ起り、大體布川の最高水位に先だつこと10時間位にして、其の最高前後には兩者の水位差は僅少ではあるが、順流状態である。

ii) 小貝川合流點附近に於ける利根川の流量關係

次に布川より上流7kmにある取手と布川との水位及流量關係よりして逆流の状態を見ることとする。

圖-3. 小貝川下流改修計畫平面圖

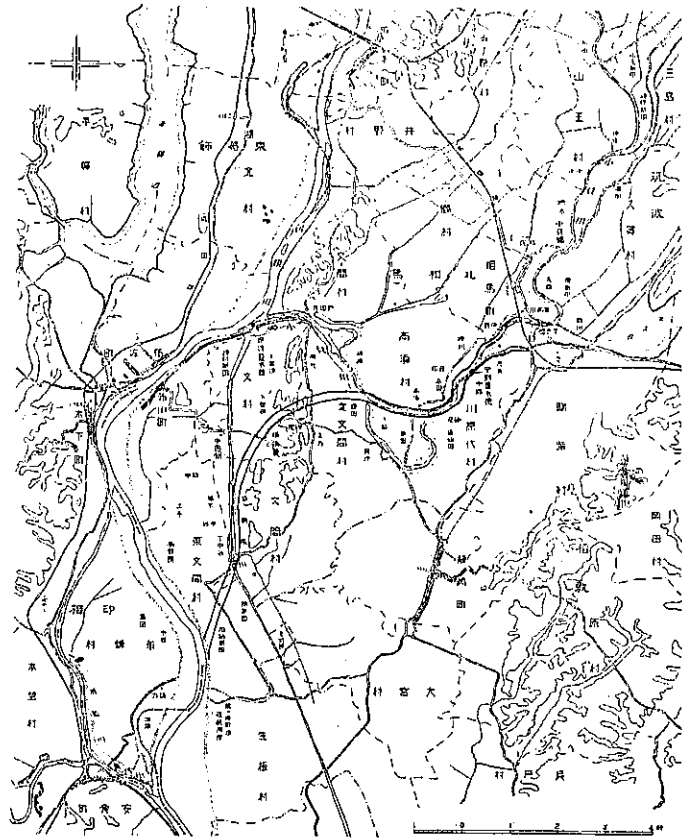
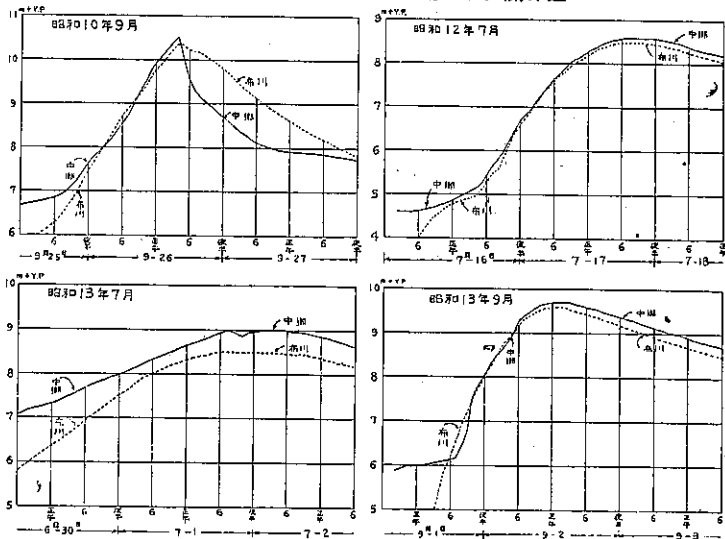


圖-4. 洪水時小貝川合流點附近水位關係圖



最近に於ける流量観測の結果を摘記すれば次の如くである。

表-2. 取手及布川に於ける水位及流量観測表

地 點	昭 和 12. 7. 16.			昭 和 13. 7. 1.			昭 和 13. 9. 2.		
	時 刻	水 位 (m)	流 量 (m ³ /sec)	時 刻	水 位 (m)	流 量 (m ³ /sec)	時 刻	水 位 (m)	流 量 (m ³ /sec)
取 手	午後 2 時	9.26	4 156	午後 1 時	9.21	3 169	午前 7 時	10.28	5 361
	" 6 時	9.37	4 463	" 5 時	9.25	3 689	" 11 時	10.50	6 260
	" 8 時	9.37	4 281	" 8 時	9.24	3 098	午後 1 時	10.50	5 156
布 川	午後 2 時	7.80	4 320	午後 1 時	7.89	3 744	午前 7 時	8.72	5 670
	" 6 時	7.96	4 177	" 5 時	8.00	3 617	" 11 時	9.02	4 927
	" 8 時	7.99	4 133	" 8 時	8.04	3 689	午後 1 時	9.05	4 779

摘要 水位は量水標の讀數を示し、—— は最大又は最高を示す。

上表より明かなる如く、取手に於ける最大流量は常に布川に於ける最大流量に遅るゝものにして、其の時差は大體 4 時間である。其の理由を考察するに布川に於ては結局小貝川流量の流入により取手より先に最大となる。而して取手が最大となる時刻には小貝川に逆流するを以て、布川に於ては却つて流量の減少を來すこととなる。

而して水位の考察に於て述べたる如く 最高水位附近は中郷の水位が常に布川の水位より高く、水面勾配は極めて緩なるも、順流の如く見えるのである。然るに流量の観測によれば布川の最高水位附近は其の流量が常に取手より小なるを以て、小貝川に逆流したと考ふる外はない。

iii) 小貝川逆流に對する結論

上述の事項を綜合して次の如き結論に達する。布川の最高水位に先んずること 10 時間頃には利根川より小貝川に逆流する。而して布川が最大流量に達する迄は順流である。其の後小貝川は利根川よりの逆流を受けて水位の上昇を生じ、中郷に於ては布川より水位が高いものと考へられる。而して其の水位差は極めて僅少なる爲、殆ど流れのない状態を呈する。此の時には利根川の水が下を流れ、其の上を小貝川の水が流れて居ると推定せられる。之が小貝川筋に破堤を見ざる場合即ち常態に於ける逆流の一般觀念である。

3. 昭和 10 年 9 月の洪水に際し小貝川に流入せる逆流状態

i) 總 説

上記は小貝川に於て破堤を見ざる場合即ち常態に於ける逆流状態を述べたのであるが、昭和 10 年 9 月の洪水にありては小貝川は左岸高須村地先に於て破堤したから、同川に於ける逆流状態は極めて顯著となつたのである。今此の場合に於ける利根川及小貝川の水位並に流量關係を検討し、併せて小貝川の破堤なかりせば、利根川に於て起り得べき最大流量を推定せんとす。

ii) 小貝川合流點附近に於ける利根川の最高水位

昭和 10 年 9 月の大水に於ける最高水位を既改修工事の計畫高水位に比較するに、取手より小貝川合流點に至る間は河幅に餘裕あるに拘らず増高 1.0 m に達したが、以下布川に至る間は増高 0.6~0.7 m に減じた。之は布川地先の狭窄部のため水流の流温が妨げられ、其の上流に於て水位の上昇を來たしたると、又一つには小貝川に逆流を生じた結果と考へられる。

iii) 小貝川合流點に到達せる利根川の高水流量

小貝川に逆流する流量を知るには先づ小貝川合流點に於ける利根川の流量を知らなければならない。小貝川合

流點より上流に於ける流量測定箇所は従來利根川筋に於ては目吹、鬼怒川筋に於ては板戸井であつた。而して昭和 11 年度以降は取手に於ても流量測定を施行し、利根川高水流量の検討を一層精確ならしむることとした。

目吹以下取手に至る延長 16 km の區域は宛然遊水地の状態をなし、高水法線の外に 2480 ヘクタールに達

表-3. 昭和 10 年 9 月 26 日高水観測表

量水標 高水標	零點高 Y.P. 上 (m)	計量高 水位 (m)	最 高 水 位 (m)	最高水位 と計量高 水位との 差 (m)	距 離 (m)	摘 要	
取 手 (自記)	2.879	7.33	8.37	1.04	2762	26 日午後 5 時	
吉 田	2.803	7.03	7.98	0.95	1800		
中 坪	2.778	6.80	7.74	0.94	2191		
押 付 (自記)	1.566	7.71	8.72	1.01	1777		26 日午後 4 時
布 川 (上流)	2.351	6.70	7.34	0.64	1978		
布 川 (下流)	2.187	6.59	7.17	0.58	1709		26 日午後 5 時
西	1.811	6.74	7.46	0.72	1809		
立 崎	2.287	6.03	6.87	0.85	2168		
東奥山新田	1.555	6.47	7.26	0.79	1147		
出 津	1.548	6.32	7.04	0.72	1818		
須 賀 (自記)	0.635	6.94	7.67	0.73			

する堤外地がある。之により従來利根川及鬼怒川の合流々量を調節して居つたのである。鬼怒川合流點に於ける鬼怒川の計量流量は毎秒 2680 m³/sec であるに拘らず、利根川改修計畫に於ては利根川の最大流量に影響する鬼怒川の高水流量を毎秒 970 m³/sec と定めた。利根川改修計畫に於ては上記遊水地の作用を特に明記して居らないが、970 m³/sec の流量を定めるには遊水地の作用を充分考慮したのであつた。實際利根川の最大流量に影響する鬼怒川の流量はもつと大きいに相違ないが、遊水地の作用が大きいため、之を 970 m³/sec としても下流に對する流量の心配はないのである。

而して鬼怒川改修計畫樹立に當りては流量に對する調査が一層進み、利根川の最大流量に影響する鬼怒川の高水流量は 1780 m³/sec なることが知られた。従つて上記遊水地は一方に於て調節能力を高めると共に、他方に於て土地の利用上之を洪水調節池に改むることとした。然し此の工事は目下尙施行中にして、昭和 10 年 9 月の洪水當時は洪水調節池たる機能は殆どなかつた。

上記遊水地は區域的には之を大別して 2 つとなす。其の 1 は鬼怒川合流點直上の利根川左岸より菅生沼反町堤防に至る區間にして、其の面積 880 ヘクタールを算す、其の 2 は利根運口より取手に至る延長 10 km の區間に互る廣大なるものにして、其の面積右岸 1125 ヘクタール、左岸 475 ヘクタール、合計 1600 ヘクタールに達す。従つて目吹より下流取手に至る間の遊水地は合計 2480 ヘクタールの廣袤を有するものである。

目吹、取手間の高水流量を検討するには利根、鬼怒兩川の流量の外に此の遊水地に入出する水量を知ることが必要である。

更に昭和 10 年 9 月の洪水に於ては菅生沼に流入した水量が著しく、反町堤防は 26 日午前 10 時遂に破堤するに至り、堤内 230 ヘクタールの耕地に浸水した。従つて遊水地の出入流量を求むるに當りては此の氾濫流量も當然考慮する必要がある。即ち遊水地の面積が 230 ヘクタール増加したこととなる。

今 Q_z = 遊水地の上流に於ける流量 Q_a = 遊水地の下流に於ける流量

F = 遊水地の表面積 $\frac{dH}{dt}$ = 遊水地に於ける水位の上昇又は下降率とすれば

$$Q_z = F \frac{dH}{dt} + Q_a \dots \dots \dots (1)$$

H_1 = 遊水地の上流水標の水位

H_2 = 遊水地の下流水標の水位

$\frac{dH_1}{dt} = H_1$ の上昇又は下降率

$\frac{dH_2}{dt} = H_2$ の上昇又は下降率とすれば

$$\frac{dH}{dt} = \frac{1}{2} \left(\frac{dH_1}{dt} + \frac{dH_2}{dt} \right) \dots\dots\dots (2)$$

目吹、取手間の遊水地の作用を算するに當り、遊水地を次の如く3つに別ちて考へることとした(表-4参照)。

目吹より取手に至る流量を計算するには次の順序に従ふものとす。

(1) F_1, F_2 及 F_3 遊水地に於ける流量 q_1, q_2 及 q_3 を算出する(表-5~7 参照)。

(2) 目次に於ける流量を Q_1 とし、之が遊水地 F_1 に於て調節せられ Q_2 となる。即ち $Q_2 = Q_1 - q_1$, 此の Q_2 に鬼怒川筋板戸井の流量 Q_3 が合流する。而して目吹及板戸井の流量が鬼怒川合流點に到達する時間は増水の初めに於ては鬼怒川の方が小なりと雖、最高水位附近及減水時に於ては兩者の間に差異を認められない。従つて上記に於ては目吹及板戸井に於ける同時刻の流量が同時刻に合流點に到達すると考へて差支ない。而して其の合流々量は $Q_2 + Q_3$ である(表-8 参照)。

(3) 前記 $Q_2 + Q_3$ に F_2 遊水地の作用 q_2 が加はる。此の際目吹及板戸井の流量が F_2 遊水地の中央迄到達する時間を流量の大小によりて區分し、2時間、2.5時間、3時間とする。然る時は表-9 から $Q_2 + Q_3 - q_2$ が求められる。

(4) 前記流量 $Q_2 + Q_3 - q_2$ に F_3 なる遊水地の作用 q_3 が加はりて、 $Q_2 + Q_3 - (q_2 + q_3)$ が求められる(表-10 参照)。之は F_3 なる遊水地の中央に於ける流量である。 F_2 の中央から F_3 の中央迄上記流量が到達する時間を流量の大小によりて1.2時間、1.5時間、2.0時間とす。

(5) 上記 $Q_2 + Q_3 - (q_2 + q_3)$ なる流量が F_3 の中央

圖-5. 利根川第三期改修工事平面圖

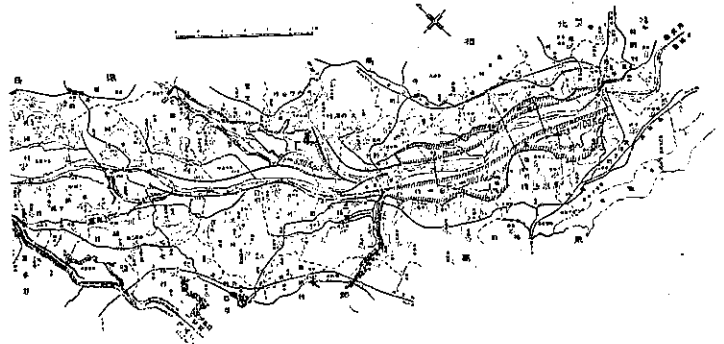


表-4 (1). 菅生沼遊水地

位 置	面積 (F_1)	量 水 標	
	ヘクタール	名 稱	距 離
菅 生 村 } 七 郷 村 } 福 田 村 }	880	目 吹	4.2 km
		三 ツ 堀	

表-4 (2). 田中、高野遊水地

位 置	面積 (F_2)	量 水 標	
	ヘクタール	名 稱	距 離
田 中 村 } 富 勢 村 } 大 野 村 } 高 野 村 } 稻 戸 井 村 }	900	船 戸	6.1 km
		戸 頭	

表-4 (3). 富勢、稻戸井遊水地

位 置	面積 (F_3)	量 水 標	
	ヘクタール	名 稱	距 離
稻 戸 井 村 } 取 手 町 } 富 勢 村 } 我 孫 子 町 }	700	戸 頭	4.8 km
		取 手	

から小貝川合流點に到達する時間を流量の大小によりて、1.5 時間、2.0 時間、2.5 時間となす。

表-5. 菅生沼 (F_1) 遊水地に入出せる流量

時刻	目 吹		三 ツ 堀		$\frac{1}{2} \left(\frac{dH_1}{dt} + \frac{dH_2}{dt} \right)$ (m^2/hr)	F_1 (m^2)	q_1 (m^3/sec)	
	水位(H_1) (m)	$\frac{dH_1}{dt}$ (m/hr)	水位 (H_2) (m)	$\frac{dH_2}{dt}$ (m/hr)				
26 日午前 9 時	7.70		6.76					
10	7.96	0.26	6.90	0.14	0.200	880×10^4	488	320
11	8.02	0.06	6.94	0.04	0.050	1.160×10^4	161	140
12	8.06	0.04	6.97	0.03	0.035	"	113	160
午後 1	8.08	0.02	7.08	0.11	0.065	"	209	160
2	8.08	0	7.15	0.07	0.035	"	113	110
3	8.11	0.03	7.19	0.04	0.035	"	113	50
4	8.11	0	7.18	-0.01	-0.005	"	-16	-50
5	8.07	-0.04	7.17	-0.01	-0.025	"	-81	-140
6	8.00	-0.07	7.12	-0.05	-0.060	"	-193	-210
7	7.93	-0.07	7.05	-0.07	-0.070	"	-225	-280
8	7.82	-0.11	6.95	-0.10	-0.105	"	-338	-330
9	7.72	-0.10	6.85	-0.10	-0.100	"	-322	-310
10	7.63	-0.09	6.75	-0.10	-0.095	"	-306	-310
11	7.54	-0.09	6.65	-0.10	-0.095	"	-306	-300
12	7.47	-0.07	6.54	-0.11	-0.090	"	-290	-310
27 日午前 1	7.37	-0.10	6.44	-0.10	-0.100	"	-322	-330
2	7.27	-0.10	6.33	-0.11	-0.105	"	-338	-310
3	7.18	-0.09	6.24	-0.09	-0.090	"	-290	-310
4	7.08	-0.10	6.14	-0.10	-0.100	"	-322	-310
5	7.00	-0.08	6.04	-0.10	-0.090	"	-290	-270
6	6.94	-0.06	5.95	-0.09	-0.075	"	-241	-270
7	6.84	-0.10	5.86	-0.09	-0.095	"	-306	-270
8	6.77	-0.07	5.79	-0.07	-0.070	"	-225	-230
9	6.70	-0.07	5.72	-0.07	-0.070	"	"	"
10	6.65	-0.05	5.63	-0.09	-0.070	"	"	"
11	6.57	-0.08	5.57	-0.06	-0.070	"	"	"
12	6.50	-0.07	5.50	-0.07	-0.070	"	"	"
午後 1	6.44	-0.06	5.42	-0.08	-0.070	"	"	"
2	6.38	-0.06	5.36	-0.06	-0.060	"	-193	-210
3	6.31	-0.07	5.30	-0.06	-0.065	"	-209	-200

表-6. 田中, 高野 (F_2) 逆水池に出入せる流量

時刻	船 戸		戸 頭		$\frac{1}{2} \left(\frac{dH_2}{dt} + \frac{dH_3}{dt} \right)$ (m/hr)	F_2 (m^3)	Q_2 (m^3/sec)	
	水位(H_3) (m)	$\frac{dH_3}{dt}$ (m/hr)	水位(H_4) (m)	$\frac{dH_4}{dt}$ (m/hr)				
26日午前 11 時	6.97	0.03	7.09	0.06	0.045	900×10^4	113	
12	7.00	0.03	7.15	0.06	0.070		175	140
午後 1	7.08	0.07	7.21	0.12	0.095		238	210
2	7.15	0.03	7.33	0.10	0.065		162	200
3	7.18	0.02	7.43	0.09	0.055		138	150
4	7.20	-0.02	7.52	0.04	0.010		25	80
5	7.18	-0.03	7.56	-0.03	-0.030		-75	-30
6	7.15	-0.15	7.53	-0.07	-0.110		-275	-180
7	7.00	-0.15	7.46	-0.08	-0.115		-288	-280
8	6.85	-0.08	7.38	-0.06	-0.070		-175	-230
9	6.77	-0.07	7.32	-0.10	-0.085		-212	-190
10	6.70	-0.10	7.22	-0.09	-0.095		-238	-230
11	6.60	-0.12	7.13	-0.13	-0.125	-313	-280	
12	6.52	-0.11	7.00	-0.09	-0.100	-250	-280	
27日午前 1	6.41	-0.09	6.91	-0.11	-0.100	-250	-350	
2	6.32	-0.09	6.80	-0.09	-0.090	-224	-240	
3	6.23	-0.09	6.71	-0.08	-0.085	-212	-220	
4	6.14	-0.07	6.63	-0.15	-0.110	-274	-240	
5	6.07	-0.07	6.48	-0.09	-0.080	-200	-240	
6	6.00	-0.05	6.39	-0.10	-0.075	-187	-190	
7	5.95	-0.08	6.29	-0.09	-0.085	-212	-200	
8	5.87	-0.09	6.20	-0.09	-0.090	-224	-220	
	5.78	-0.05	6.11	-0.08	-0.065	-162	-190	
10	5.73	-0.11	6.03	-0.09	-0.100	-250	-210	
11	5.62	-0.05	5.94	-0.07	-0.060	-150	-200	
12	5.57	-0.07	5.87	-0.08	-0.075	-187	-170	
午後 1	5.50	-0.10	5.79	-0.07	-0.085	-212	-200	
2	5.40	-0.05	5.72	-0.07	-0.060	-150	-180	
3	5.35	-0.08	5.65	-0.07	-0.075	-187	-170	
4	5.27	-0.04	5.58	-0.07	-0.055	-137	-160	
5	5.23	-0.00	5.51	-0.07	-0.080	-200	-170	
6	5.14		5.44					

表-7. 富勢, 稲戸井 (F_3) 遊水池に出入せる流量

時刻	戸 頭		取 手		$\frac{1}{2} \left(\frac{dH_4}{dt} + \frac{dH_5}{dt} \right)$ (m/hr)	F_3 (m^3)	q_D (m^3/sec)	
	水位(H_4) (m)	$\frac{dH_4}{dt}$ (m/hr)	水 位 (H_5) (m)	$\frac{dH_5}{dt}$ (m/hr)				
26日午前 12 時	7.15		7.82					
午後 1	7.21	0.06	7.95	0.13	0.095	700×10^4	185	250
2	7.33	0.12	8.15	0.20	0.160	"	311	250
3	7.43	0.10	8.24	0.09	0.095	"	185	190
4	7.52	0.09	8.35	0.11	0.100	"	195	130
5	7.56	0.04	8.37	0.02	0.030	"	58	- 10
6	7.53	-0.03	8.33	-0.04	-0.035	"	- 68	- 90
7	7.46	-0.07	8.29	-0.04	-0.055	"	-107	-140
8	7.46	-0.08	8.29	-0.09	-0.085	"	-165	-140
9	7.38	-0.06	8.20	-0.06	-0.060	"	-117	-150
10	7.32	-0.10	8.14	-0.08	-0.090	"	-175	-180
11	7.22	-0.09	8.06	-0.10	-0.095	"	-185	-210
12	7.13	-0.13	7.96	-0.12	-0.125	"	-243	-220
27 日午前 1	7.00	-0.09	7.84	-0.11	-0.100	"	-195	-200
2	6.91	-0.11	7.73	-0.10	-0.105	"	-204	-190
3	6.80	-0.09	7.63	-0.10	-0.095	"	-185	-190
4	6.71	-0.08	7.53	-0.12	-0.100	"	-195	-220
5	6.63	-0.15	7.41	-0.11	-0.130	"	-253	-220
6	6.48	-0.09	7.30	-0.11	-0.100	"	-195	-200
7	6.39	-0.10	7.19	-0.10	-0.100	"	-195	-190
8	6.29	-0.09	7.09	-0.09	-0.090	"	-175	-170
9	6.20	-0.09	7.00	-0.08	-0.085	"	-166	-140
10	6.11	-0.08	6.92	-0.04	-0.060	"	-117	-170
11	6.03	-0.09	6.88	-0.14	-0.115	"	-224	-200
12	5.94	-0.07	6.74	-0.10	-0.085	"	-166	-150
午後 1	5.87	-0.08	6.64	-0.06	-0.070	"	-136	-140
2	5.79	-0.07	6.58	-0.07	-0.070	"	-136	-140
3	5.72	-0.07	6.51	-0.07	-0.070	"	-136	-140
4	5.65	-0.07	6.44	-0.08	-0.075	"	-146	-140
5	5.58	-0.07	6.36	-0.06	-0.065	"	-127	-130
6	5.51	-0.07	6.30	-0.06	-0.065	"	-127	
	5.44		6.24					

斯くの如くにして小貝川合流點に於ける流量が求められる (表-11, 圖-6 参照)。
圖-6.

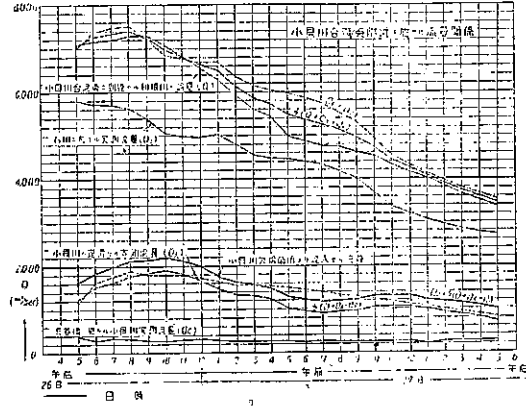


表-8.

時刻	目吹に於ける流量 Q_1 (m³/sec)	F_1 に於ける流量 q_1 (m³/sec)	$Q_1 - q_1 = Q_2$ (m³/sec)	板戸井に於ける流量 Q_2 (m³/sec)	$Q_2 + Q_1$ (m³/sec)
26日午前 10時	6380	320	6060	1350	7410
11	6360	140	6220	1310	7530
12	6340	160	6180	1280	
午後 1	6320	160	6160	1250	
2	6140	110	6030	1240	
3	5950	50	5910	1230	
4	5780	-50	5830	1230	
5	5450	-140	5590	1220	
6	5150	-210	5360	1210	
7	4850	-230	5130	1200	
8	4540	-330	4870	1130	
9	4120	-310	4430	1050	
10	3700	-310	4010	990	
11	3270	-300	3570	970	4540
12	3170	-310	3480	950	4430
27日午前 1	3080	-330	3410	920	4330
2	3080	-310	3390	880	4270
3	3070	-310	3380	840	4220
4	3070	-310	3380	790	4170
5	2950	-270	3220	770	3990
6	2820	-270	3090	750	3840
7	2700	-270	2970	740	3710
8	2570	-230	2800	720	3520
9	2450	-230	2680	710	3390
10	2320	-230	2550	690	3240
11	2200	-230	2430	670	3100
12	2070	-230	2300	650	2950
午後 1	1950	-210	2160	630	2790
2	1830	-210	2030	610	2640

表-9.

時刻	F_2 に於ける流量 q_2 (m ³ /sec)	$Q_2+Q_3-q_2$ (m ³ /sec)	時刻	F_2 に於ける流量 q_2 (m ³ /sec)	$Q_2+Q_3-q_2$ (m ³ /sec)
26日 正午	140	7370	27日 午前 3時30分	-210	4540
午後 1	210	7320	4-30	-280	4550
2	200	7260	5-30	-200	4420
3	150	7260	6-30	-190	4360
4	80	7190	8-0	-220	4210
5	30	7110	9-0	-190	4030
6	-180	7240	10-0	-210	3920
7	-280	7060	11-0	-200	3720
8	-230	6800	12-0	-170	3560
9	-190	6520	午後 1-0	-200	3440
10	-230	6230	2-0	-180	3280
11時30分	-310	5790	3-0	-170	3120
27日 12時30分	-250	5250	4-0	-160	2950
1時30分	-250	4790	5-0	-170	2810
2時30分	-220	4650			

表-10.

時刻	F_3 に於ける流量 q_3 (m ³ /sec)	$Q_2+Q_3-(q_2+q_3)$ (m ³ /sec)	時刻	F_3 に於ける流量 q_3 (m ³ /sec)	$Q_2+Q_3-(q_2+q_3)$ (m ³ /sec)
26日 午後 1時	250	7020	27日 午前 3時0分	-190	4980
2	250	7070	4-0	-220	4870
3	190	7070	5-0	-220	4760
4	130	7130	6-0	-200	4750
5	-10	7200	7-0	-190	4610
6	-90	7200	8-0	-170	4530
7	-140	7380	10-0	-170	4090
8	-140	7200	11-0	-200	3920
9	-150	6950	12-0	-150	3710
10	-180	6700	午後 1-0	-140	3580
11	-210	6440	2-0	-140	3420
27日 午前 12時30分	-200	5990	3-0	-140	3260
2-0	-190	5440	4-0	-140	3090
			5-0	-140	2950

表-11. 小貝川合流點に到達する利根川の流量

E_3 の中央より小貝川合流點に至る		同 左		同 左	
時 刻 (時一分)	流 量 (m^3/sec)	時 刻 (時一分)	流 量 (m^3/sec)	時 刻 (時一分)	流 量 (m^3/sec)
26 日午後 2-30	7 020	11-30	6 700	9-0	4 610
3-30	7 070	27 日午前 12-30	6 440	10-0	4 530
4-30	7 070	1-30	6 140	11-0	4 310
5-30	7 130	2-30	5 790	午後 12-30	4 090
6-30	7 200	4-0	5 440	1-30	3 920
7-30	7 200	5-0	4 980	2-30	3 710
8-30	7 380	6-0	4 870	3-30	3 580
9-30	7 200	7-0	4 760	4-30	3 420
10-30	6 950	8-0	4 750	5-30	3 260

次にガングレー及クッター氏の公式を用ひて取手及布川間の最高水位に於ける流量を 1 km 毎に算出すれば表-12 の如くである。

表-12. 昭和 10 年 9 月の洪水に際し最高水位時に各断面を流過したる流量

距離標	昭和 10 年 9 月 26 日洪水		平均流量 (m^3/sec)	改修計畫 高水流量 (m^3/sec)	増補計畫 高水流量 (m^3/sec)	摘 要
	高水勾配	高水位時の 最 流 量 (m^3/sec)				
85.0	1/7 241	7 600	6 863	4 310	6 600	取手地先
84.0	"	6 550		"	"	"
83.0	"	6 090		"	"	"
82.0	"	7 000		"	4 300	"
81.0	1/9 445	7 080		"	"	"
80.0	"	7 120		"	"	"
79.0	"	6 600	6 342	"	"	小貝川合流點
78.0	1/5 374	7 110		"	"	"
77.0	"	4 970		"	"	"
76.0	"	6 110		"	"	布川地先
75.0	"	7 050		"	"	"
74.0	"	6 470		"	"	"

表-12 により取手より小貝川合流點迄の平均流量は $6863 m^3/sec$ にして、又小貝川合流點以下布川迄の平均流量は $6342 m^3/sec$ である。一方上流の流量より算出したる取手地先の最高水位時の流量は $7070 m^3/sec$ となり、又布川に於ける實測最大流量は $6350 m^3/sec$ にして、流量曲線より求めたる最大流量は $6420 m^3/sec$ となる。従つて表-11 の數値と大體一致して居る。

iv) 小貝川自體に於ける高水流量

昭和 10 年 9 月の洪水に際し、常磐線鐵道橋より上流 400 m にある文卷橋に於て小貝川自體の洪水流量を測定した。其の結果を表示すれば表-13 (圖-6 参照) の如くである。

上記観測は9月25日午前10時より27日午後5時迄毎時間に施行したのであるが、26日午前8時268m³/secに達した。之が第一回の最大である。其の後は利根川より流入する逆流の影響を被り、水位は上昇するが流量は激減し、26日午後3時には24m³/secに減少した。然るに同日午後4時高須村に於て小貝川左岸堤防が缺潰したる爲水面勾配は著しく急となり、流量は急激に増大し、午後5時には399m³/secを算した。之が第二回の最大である。其の後は漸減し27日午後5時には273m³/secを記録した。

之によりて見る時は小貝川の流量は文巻橋附近に於ては利根川の影響を受くること大にして、其の逆流々量が大となれば順流々量は激減し、遂には全くの逆流々量を記録するに至るかも知れない。昭和10年9月の洪水に於ては高須村に於ける破堤の爲、逆流々量を観測するに至らなかつた。而も利根川よりの逆流大なる時が小貝川下流としては最高水位の時であるから、利根川及小貝川の改修計畫に於ては合流點より常磐線鐵道橋迄計畫高水位を水平となし、其の高水位は専ら利根川の高水位によることとした。

表-13. 昭和10年9月洪水に際し小貝川文巻橋に於ける洪水流量

日 時	水位 (m) (小貝橋零點高 Y.P.+1.675)	断面積 (m ²)	流 速 (m/s ^e c)	流 量 (m ³ /sec)	日 時	水位 (m) (小貝橋零點高 Y.P.+1.675)	断面積 (m ²)	流 速 (m/sec)	流 量 (m ³ /sec)
9/25 午前 10	3.01	300.2	0.641	192.0	9/26 午後 2	5.58	701.3	0.052	36.0
11	3.02	301.6	0.706	213.0	3	5.75	729.2	0.033	24.0
12	3.04	304.5	0.627	191.0	4	5.87	751.9	0.115	86.0
午後 1	3.06	307.3	0.630	194.0	5	5.40	672.6	0.593	399.0
2	〃	307.3	0.701	215.0	6	5.14	629.7	0.489	308.0
3	3.07	308.7	0.645	199.0	7	4.94	596.8	0.573	342.0
4	3.08	310.1	0.639	198.0	8	4.88	587.9	0.578	340.0
5	3.09	311.5	0.711	222.0	9	4.60	543.0	0.538	293.0
6	3.10	313.0	0.575	180.0	10	4.48	523.0	0.536	280.0
7	3.12	315.3	0.675	213.0	11	4.48	〃	0.597	312.0
8	3.14	318.6	0.551	176.0	12	4.29	492.0	0.657	323.0
9	3.17	322.9	0.528	171.0	9/27 午前 1	4.20	477.4	0.612	292.0
10	3.24	332.7	0.594	198.0	2	4.14	467.7	0.596	279.0
11	3.32	344.0	0.513	176.0	3	4.07	456.9	0.605	276.0
12	3.42	358.2	0.471	169.0	4	4.04	451.6	0.618	280.0
9/26 午前 1	3.49	365.4	0.467	170.0	5	3.98	444.4	0.627	279.0
2	3.62	383.9	0.382	147.0	6	3.95	439.6	0.597	262.0
3	3.76	404.2	0.409	165.0	7	3.93	436.4	0.638	279.0
4	3.91	423.3	0.350	150.0	8	3.83	424.9	0.633	269.0
5	4.04	449.5	0.268	120.0	9	3.86	421.7	0.627	264.0
6	4.21	475.6	0.358	171.0	10	3.85	420.1	0.636	267.0
7	4.42	509.7	0.219	112.0	11	3.83	417.6	0.640	267.0
8	4.39	504.5	0.533	269.0	12	3.82	416.1	0.628	262.0
9	4.69	553.6	0.092	51.0	9/28 午前 1	3.79	411.8	0.486	200.0
10	4.92	491.2	0.121	59.0	2	3.78	410.3	0.641	263.0
11	5.08	617.6	0.098	60.0	3	3.76	407.9	0.672	274.0
12	5.24	646.1	0.079	37.0	4	3.75	406.5	0.656	267.0
9/26 午後 1	5.41	673.4	0.067	46.0	5	3.74	405.0	0.673	273.0

v) 利根川より小貝川への逆流々量

洪水時利根川流量の一部が小貝川へ逆流することは明かであるが、中郷の水位が布川の水位より高きため順流状態を呈して居る。従つて逆流々量を算出することは困難である。偶々昭和 10 年 9 月 26 日の大洪水にありては午後 4 時に至り、小貝川高須村地先に於て破堤したるを以て、破堤箇所は水位の急低下を生じ、利根川より小貝川への逆流状態は顯著となつた。

上記洪水に際し小貝川への逆流々量は 27 日正午及午後 4 時の 2 回實測したのみであるから、之により他の時刻に於ける流量を求めることは充分精確ならざる虞はあるが、他に適當なる方法もないから、今實測流量より流速係數及粗度係數を逆算し、之を用ひて他の時刻に於ける流量を推定することとした。粗度係數を求めるにはガレギレー及クッター兩氏の公式を用ふるものとす。

昭和 10 年 9 月 27 日の實測に於て

水面勾配 $1/4 I = 890$, 斷面積 $A = 820 \text{ m}^2$, 水面幅 $B = 159 \text{ m}$, 平均水深 $H = 5.16 \text{ m}$, 平均流速 $V = 1.35 \text{ m/sec}$ を得た。 $V = C\sqrt{HI}$ なるを以て,

$$C = \frac{V}{\sqrt{HI}} = \frac{1.35}{\sqrt{5.16 \times 1/4 890}} = 41.5$$

又

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{1/4 890} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{1/4 890}\right) \frac{n}{\sqrt{5.16}}} = \frac{23 + 7.58 + \frac{1}{n}}{1 + (23 + 7.58) \times \frac{n}{2.27}} = \frac{30.58 + x}{1 + \frac{13.46}{x}} = 41.5$$

之を解いて $x = 29.8$, 従つて $n = 0.0335$ を得。

次に昭和 10 年 9 月 27 日午後 4 時の實測に於て,

$$I = 1/7 050 \quad A = 783 \text{ m}^2 \quad H = 158 \text{ m}$$

$V = 1.18 \text{ m/sec}$ を得た。之より

$$C = \frac{1.18}{\sqrt{4.98 \times 1/7 050}} = 44.5$$

又

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{1/7 050} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{1/7 050}\right) \frac{n}{\sqrt{4.95}}} = \frac{23 + 10.9 + \frac{1}{n}}{1 + (23 + 10.9) \times \frac{n}{2.23}} = \frac{33.9 + x}{1 + \frac{15.2}{x}} = 44.5$$

之を解いて $x = 31.9$, 従つて $n = 0.0314$ を得。

前二者の平均を採れば

$$n = \frac{1}{2}(0.0335 + 0.0314) = 0.0325 \approx 0.033$$

今ガレギレー及クッター兩氏公式の粗度係數を 0.033 とし、26 日午後 5 時より翌 27 日午後 5 時迄の逆流々量を算出すれば 圖-6, 表-14 の如くである。

vi) 小貝川合流點附近に於ける流量の検討

小貝川合流點下流に於ける布川の流量は實測せられ、又小貝川への逆流は 表-14 に示してあるから、之等を合計する時は小貝川への逆流なき場合の合流點に於ける流量が求められる。此の際布川の實測流量は少し許りの更正を施す事とした。上記の合計流量を 表-11 の流量即上流より到達した流量と比較すれば、表-14 の如くなり、

表-14. 利根川より小貝川への逆流々量

日 時	押付, 中郷 の水位差 (m)	水面勾配	水面幅 (m)	断面積 (m ²)	平均水深 (m)	流 量 (m ³ /sec)	摘 要
26 日午後 5 時	0.292	1 : 14 380	165	1 126.3	6.83	1 180	押付, 中郷間の 距離は 4 200 m である
6	0.719	1 : 5 850	165	1 097.3	6.65	1 640	
7	0.931	1 : 4 510	165	1 080.3	6.60	1 770	
8	1.126	1 : 3 735	164	1 059.3	6.46	1 900	
9	1.068	1 : 3 935	164	1 048.3	6.39	1 810	
10	1.096	1 : 3 840	164	1 035.3	6.31	1 800	
11	1.166	1 : 3 605	163	1 013.3	6.22	1 790	
12	1.119	1 : 3 760	163	1 000.3	6.14	1 730	
27 日午前 1 時	1.146	1 : 3 665	163	968.3	5.94	1 660	
2	1.036	1 : 4 050	162	959.3	5.90	1 560	
3	1.151	1 : 3 650	162	940.3	5.80	1 590	
4	1.166	1 : 3 605	161	924.3	5.73	1 550	
5	1.156	1 : 3 635	161	907.9	5.64	1 510	
6	1.156	1 : 3 635	161	891.3	5.54	1 460	
7	1.111	1 : 3 780	160	872.5	5.45	1 400	
8	1.061	1 : 3 960	160	861.3	5.38	1 330	
9	1.031	1 : 4 070	160	854.9	5.34	1 300	
10	0.976	1 : 4 300	159	842.1	5.30	1 250	
11	0.901	1 : 4 665	159	831.6	5.23	1 170	
12	0.859	1 : 4 890	159	820.3	5.16	1 120	
27 日午後 1 時	0.786	1 : 5 350	158	810.6	5.13	1 060	
2	0.711	1 : 7 900	158	801.0	5.07	1 000	
3	0.636	1 : 9 210	158	793.9	5.01	940	
4	0.596	1 : 7 050	158	783.3	4.95	880	
5	0.536	1 : 7 840	158	776.0	4.91	830	

前者の方が幾分大きい。茲に於て兩者の平均を求め、小貝川合流點に於ける利根川の流量となす(表-15, 圖-6 参照)。而して此の流量は小貝川の破堤なかりせば、利根川に現はれ得べき流量より大である。如何となれば小貝川の破堤に伴ひ遊水地下流の水面勾配は増大を來したから、破堤なき時より多量の水量が遊水地より流出した結果となつたからである。即ち小貝川の破堤なかりせば徐々に流出すべかりし、遊水地の水量が速かに多量に流出したこととなつた。従つて破堤なかりせば午後 6 時頃起るべかりし最大流量が遊水地の流出量のため午後 8 時に起り、而も流量は 7% 位増大して居る。

表-15 の流量の平均値より布川の流量を差引く時は小貝川への逆流々量が求められる。之は曩に求めたる逆流流量に比較する時は多少小である。之を 表-15 に合記する(圖-6 参照)。

vii) 小貝川破堤箇所より堤内へ流入したる水量

破堤箇所より堤内へ流入したる水量は利根川より逆流したる流量と小貝川自體の流量との和にして表-15 の逆流々量と表-13 に於ける文巻橋の流量とを合併して求めることが出来る、表-16, 圖-6 に之を示す。之によれば堤内に流入せる流量の最大は 2 190 m³/sec にして 26 日午後 10 時に起つて居る。

表-15. 小貝川合流点附近に於ける利根川の流量

時刻	上流より到達する流量 Q_s	布川に於ける流量 Q_f	小貝川の逆流流量 Q_k	$Q_f + Q_k$	$\frac{1}{2}(Q_s + Q_f + Q_k)$	更正せる小貝川への逆流々量 $\frac{1}{2}(Q_s + Q_k - Q_f)$
26 日午後 3 時	7 050		—	—	—	—
4	7 070		—	—	—	—
5	7 100	5 810	1 180	6 990	7 050	1 240
6	7 179	5 730	1 640	7 370	7 270	1 540
7	7 200	5 710	1 770	7 480	7 340	1 630
8	7 290	5 630	1 900	7 530	7 410	1 780
9	7 290	5 400	1 810	7 210	7 250	1 850
10	7 080	5 060	1 800	6 860	6 970	1 910
11	6 830	4 980	1 790	6 770	6 800	1 820
12	6 570	4 970	1 730	6 700	6 640	1 670
27 日午前 1	6 290	5 040	1 660	6 700	6 500	1 460
2	5 920	4 800	1 560	6 360	6 140	1 340
3	5 610	4 560	1 590	6 150	5 880	1 320
4	5 440	4 490	1 550	6 040	5 740	1 250
5	4 980	4 470	1 510	5 980	5 480	1 010
6	4 870	4 410	1 460	5 870	5 370	960
7	4 760	4 340	1 400	5 740	5 250	910
8	4 750	4 180	1 330	5 510	5 130	950
9	4 610	4 000	1 300	5 300	4 960	960
10	4 530	3 670	1 250	4 920	4 730	1 060
11	4 310	3 350	1 170	4 520	4 420	1 070
12	4 160	3 190	1 120	4 310	4 240	1 050
午後 1	4 010	3 060	1 060	4 120	4 070	1 010
2	3 820	2 950	1 000	3 950	3 890	940
3	3 650	2 840	940	3 780	3 720	880
4	3 500	2 770	880	3 650	3 580	810
5	3 340	2 710	820	3 530	3 440	730

表-16.

時刻	逆流々量 (m^3/sec)	文巻橋の流量 (m^3/sec)	計 (m^3/sec)	時刻	逆流々量 (m^3/sec)	文巻橋の流量 (m^3/sec)	計 (m^3/sec)
26 日午後 5 時	1 240	400	1 640	27 日午前 5 時	1 010	280	1 290
6	1 540	310	1 850	6	960	260	1 220
7	1 630	340	1 970	7	910	280	1 190
8	1 780	340	2 120	8	950	270	1 220
9	1 850	290	2 140	9	960	260	1 220
10	1 910	280	2 190	10	1 060	270	1 330
27 日午前 11	1 820	310	2 130	11	1 070	270	1 340
12	1 670	320	1 990	12	1 050	260	1 310
1	1 460	290	1 750	午後 1	1 010	200	1 210
2	1 340	280	1 620	2	940	260	1 200
3	1 320	280	1 600	3	880	270	1 150
4	1 250	280	1 530	4	810	270	1 080
				5	730	270	1 000

vii) 結論と小貝川合流點の附替

利根川より小貝川への逆流は常態の場合に於ても小貝川の水位を高め、且つ流量の流下を抑制するを以て、小貝川の河道は貯水池となり、其の湛水の影響は合流點より 18.5 km 上流にある岡堰迄達す。而して利根川の流量大なる場合には遂に破堤を生ずるに至る。一朝破堤したる場合には利根川遊水地以下の水面勾配が急となり、小貝川合流點に達する高水流量を増大せしむる。従つて破堤箇所より堤内に流入する水量は決して鮮少でない。

利根川の増水時小貝川への逆流は止むを得ざる所なるも、逆流々量に關しては合流點の形狀及下流の狹窄部が大なる影響を有することは明白である。仍つて利根川増補計畫に於ては逆流々量の軽減を企圖し、北文間村より新川を開鑿して、東文間村に於て利根川に合流せしめ、合流點を 9.1 km 下流に引き下げることとした。而も新合流點は河幅の廣い所であるから、洪水時水位の上昇は著しくない。合流附替に於ける水位關係を述べると表-17の如くである。

表-17.

地 點	計畫高水位 (H_1) (m)	昭和10年9月26日 最高水位 (H_2) (m)	計畫高水位上の増高 $H_2 - H_1$ (m)
現合流點	Y.P.+9.28	Y.P.+10.29	1.01
新合流點	Y.P.+7.90	Y.P.+ 8.61	0.71

現合流點は其の下流に於ける狹窄部のため洪水時水位の上昇は著しいが、新合流點に於ては水位の上昇は相當緩和せられる。又合流點の附替により小貝川筋常磐線鐵道橋より合流點に至る水位差は 1.38 m となるから、計畫水面勾配は $\frac{1.38}{11382} = \frac{1}{8250}$ となり、利根川のが計畫高水位の場合に於ても計畫高水流量 850 m³/sec を流下せしむることが出来る。