

が難しく、昨年度の調査ではよい結果がえられなかつた。水位を記録することは簡単なことのようにであるが、実際河川にあつて多くの地点では記録を系統的にとることは、なかなか容易なこととなく、従来も余りこのような研究はなされていない。しかし洪水論的な立場からみて、洪水波なるものの実態を究明するには忠実な水位曲線の観察と再検討が必要とされている現状であるが、幸い筆者は試作水位計を用いることにより、また適当な降雨にめぐまれ、予期以上の記録を得ることができ、石狩川の洪水波特性について若干の定性的傾向を知ることができた。しかも短期間の調査で資料も少なく、実態を把握する段階に至っていないので、さらに今後も研究を続けたい。また伝播現象解析の一方法として、水路実験も併せ行なう予定である。

58. 天塩川における昭和30年7月の出水について

旭川開発建設部 岡本 孝

は し が き

昭和30年7月の出水は、当建設部管内の河川ごと天塩川流域においては40年来の洪水といわれ、沿岸各地は相当な被害を蒙つたが、反面治水工事に携わる者に示唆を与える多くのものを残して行つたので、概況報告を兼ねて感じたことを2~3述べる。

1. 7月出水の概要

気象の概況：降雨の原因としては、温暖湿潤な小笠原高気圧と大陸高気圧との境にできた不連続線が2日か

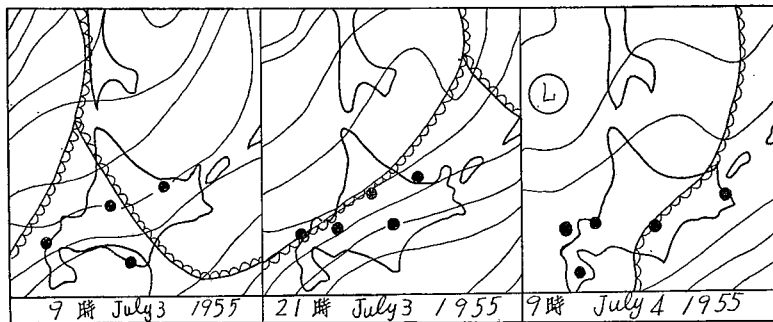


図58-1

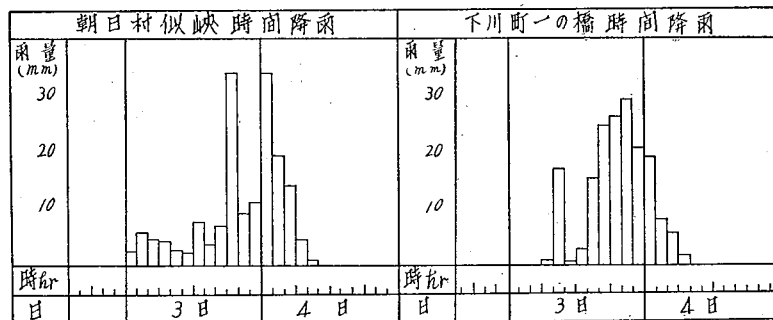


図58-2

ら本道を横断し朝鮮付近で停滞していたために生じたものであるが、図 58—1, 2 によると前線を中心として前後各 10 時間程度の降雨であつたことが判る。降雨の中心は表 58—1 に示すように、雨竜山塊・天塩川上流にあり、したがって洪水量も上流では計画流量の 8~9 割に達しており、下流部中川地点では 6 割程度に止まつている。

上記洪水による被害額は表 58—2 に示すとおりである。

表 58—1 各地別降雨量 (単位 mm)

地点	和寒	美深	上音威子府	名寄	上士別	中川	剣淵	中士別	奥士別	西多寄	下川	似峽
7月2日	14.0	24.0	5.0	17.0	13.0	4.0	16.8	25.0		90.7	18.8	20.2
7月3日	153.0	71.0	48.0	112.0	173.0	37.0	171.6	170.0	188.4	30.8	159.7	151.6
合計	167.0	95.0	53.0	134.0	186.0	41.0	188.0	195.0	188.4	121.5	178.5	171.8

洪水量 (単位 m³/sec)

観測地点	剣淵川合流点より上流	名寄川合流点より上流	名寄川合流点より下流	天塩川 中川附近	名寄川
流域面積	770 km ²	1,660	2,420	3,950	700
洪水量	900	1,750	2,400	2,200	1,100
計画洪水量	1,150	2,300	3,150	3,850	1,200

表 58—2

種別	第 1・2・3・4・5 次災害内訳					第 3 次 (7 月) 災害内訳					
	申請		決定		率	申請		決定		率	
	箇所	金額	箇所	金額		箇所	金額	箇所	金額		
河川	139	445,411	115	303,704	85.5	河川	86	323,061	76	221,692	88
道路	17	19,444	15	10,773	3.0	道路	11	14,642	9	6,634	2.5
橋梁	36	40,936	33	40,973	11.5	橋梁	31	38,851	28	38,961	14.5
計	192	505,791	163	355,450	100	計	128	376,554	113	267,287	100

これらの災害原因を当部治水課災害係の調査によつて調べたところ、河川災害の 88%、道路災害の 80% が不可抗力によるものとなつているが、客観的判断によるものとはいい難い。その理由の一つとして災害発生時は忙しくて十分な調査ができないことにもよるが、別の原因として次のようなことも考えられる。今 30 年度中の護岸災害箇所 132 箇所について既設護岸の有無を調べたところ、災害箇所に護岸のあつたものが 20 箇所で全体の 15% に対し、護岸のなかつたもの 59 箇所、前または後にあるもの 53 箇所、両者合せて全体の 85% を占めていることと、災害発生当時の護岸総延長が 25 km 程度で、河川改修延長 180 km の高々 15% に過ぎないことを思い合わせると、河が原始状態に近く護岸箇所の欠壊が他の部分の欠壊に較べて著しく少ないため、護岸の破壊原因については割合関心が薄かつたためであろう。いずれにせよ護岸の質的向上を期するためには、個々の護岸についてその破壊原因を正しく把握することが必要である。

2. 出水による計画の検討

(1) 計画洪水量について

天塩川の計画洪水量は以前の計画では、名寄川合流点上流で 1,391 m³/sec、智恵文で 1,947 m³/sec、中川附近で 2,778 m³/sec であつたが、昭和 28 年に局河川課および土木試験所が主となり 100 年確率降雨を対象として

unit graph 法と flood routing 法によつて洪水量の再検討が行なわれ、前述表 58—1 のように改訂せられたが、局河川課石塚技官が今回の降雨を計画洪水量算定の基礎となつている unit graph に当嵌めて流量を計算し、実測流量と照合してその適合度を調べておられる(天塩川洪水流量検討書 北海道開発局河川課参考)。ただ現在天塩川に使われている unit graph は、下流部で 4,000~5,000 km² の流域面積に一つの標準降雨型を与え、これに一つの流出波を対応せしめているので、個々の具体的な洪水には適用し難い感がある。資料が揃えばこれを各降雨帯(降雨帯はこれを士別地区・美深地区・中川地区の 3 帯に分けている)を代表する流出波に分け、これを合成して下流地点の流出波を表示するにすれば、個々の降雨特性を生かした unit graph が作られると思う。

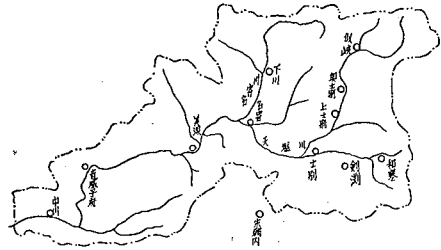


図 58—3 天塩川流域図 縮尺 100 万分の 1

(2) 計画洪水水位について

今回の出水における洪水水位と洪水量から粗度常数を求め、計画水位の計算に採用した粗度常数が適切であつたかどうかについて調べた。なお実測水位は 9 月から 10 月にわたつて 500~1,000 m の間隔で洪水痕跡を押えて歩いたが、調査区間の全長が 180 km にわり、日数人員の関係から片岸のみに終つたので、流心部の水位とは離れた数値を示す箇所も含まれていると思われる。計画水位は不等流の計算法によつた。結果を表 58—3 に示す。

表 58—3

位置	程	逆算の粗度常数	計画の粗度常数	摘 要
中川	本流 4/63	0.046	0.031	河床勾配 1/1,600 下流部において洪水敷高殆ど冠水しない所あり
音威子府	〃 8/92	0.032	0.0275	河床勾配 1/750~1/1,500 程度で最も狭い箇所は水面巾 100 m 程度
美深	〃 0/111	0.044	0.031	河床勾配 1/1,000~1/1,500 下流部において洪水敷高く、殆んど冠水しない所あり
智恵文	〃 8/123	0.017	0.035	河床勾配 1/1,000 築堤間隔 400 m 切替による直線水路
智東	〃 6/132	0.058	0.032	狭窄部河床勾配 1/700 最小水面巾 100 m 程度
名寄	〃 4/145	0.023	0.03	河床勾配 1/1,100 築堤間隔 320 m ほぼ直線の水路
士別	〃 6/164	0.025	0.032	河床勾配 1/445 築堤間隔 200 m
日進	名寄川 2/1	0.023	0.037	河床勾配 1/520 築堤間隔 210 m
上名寄	〃 6/11	0.044	0.038	河床勾配 1/520 河巾 290 m, 300 m 上流で 120 m

計画水位の計算に当つては、剣淵川合流点までの粗度常数を低水路 0.0275・高水敷 0.05、剣淵川合流点より上流および名寄川においては低水路 0.03・高水敷 0.05 を採用したが、表 58—3 によつて計算と実際の間是相当くい違いのあることが判つた。この原因として粗度常数の採り方が粗雑であつたことはもちろんであるが

$$(z_2 + h_2) + \frac{\alpha Q^2}{2g A_2^2} + \frac{n^2 Q^2 \Delta x}{2 R^{\frac{4}{3}} A_2^2} = (z_1 + h_1) + \frac{\alpha Q^2}{2g A_1^2} + \frac{n^2 Q^2 \Delta x}{2 R^{\frac{4}{3}} A_1^2}$$

なる不等流の計算式(Escoffier の方法と同形式のもの)を蛇行流や曲折流の計算にそのまま使用したことも、くい違いの原因になつたように思う。なぜならかかる区間では当然彎曲による損失水頭が加わるのであるから、上式に彎曲水頭の項を加えて計算すべきが至当で、もし上式のまま計算するとすれば、 n は潤辺の粗滑程度だけでなく、河岸の彎曲程度にも関係する係数として取り扱わなければならない(Kutter の n を決める条件の中に、蛇行とか直線なる語が含まれていることから考えると、Kutter においては既にそのような係数として取り扱われていることになるが)ので、河岸の彎曲程度に応じて適当な n の値をその都度選定して行かねばならぬことに

なる。しかも適当な n の値をみいだすことは甚だ困難である (Kutter の n の値も、ただ蛇行とあるだけでその程度には全然触れていないようである)。以上のことから、蛇行流や曲折流 (狭窄部の) には上掲の不等流式に彎曲水頭項を加えて計算の方が得策と思う。こうすれば n はただ直線部の値についてのみ考えればよいから、表を利用するにしても実測するにしてもその選定が容易である。上述の考えで実際計算を行なうためには、物部長穂著「水理学」中の [33] 水流の屈折による水頭損失の項によれば、彎曲水路と直線水路の単位長当りの損失水頭の比が

$$\frac{I}{I_0} = 1 + \frac{3}{4} \sqrt{\frac{6}{R}}$$

で与えられるから、これを f で表わせば上述の不等流式は

$$(z_2 + h_2) + \frac{\alpha Q_2}{2g A_2^2} + f_2 \frac{n^2 Q_2^2 \Delta x}{2R^{\frac{3}{4}} A_2^2} = (z_1 + h_1) + \frac{\alpha Q_1}{2g A_1^2} + f_1 \frac{n^2 Q_1^2 \Delta x}{2R^{\frac{3}{4}} A_1^2}$$

なる式で表わしうる。ただし

$$f = \frac{I}{I_0} = 1 + \frac{3}{4} \sqrt{\frac{6}{R}}$$

とする。

このようにすれば f は水流の平面形状から簡単に求めうるから、上掲の不等流式の計算を進めて行ける (さきごろこの方法で中川畝内地区の水位を求めてみた)。

(3) 護岸工について

斜面の安定 蛇籠のように法止工のない護岸を施工した箇所、護岸自体はなんら損傷を受けなくとも法面が滑落して災害を招いたり、また籠先が洗掘を受けて垂れ下り、下方へ滑り落ちる際堤土が滑り面に沿って大きく

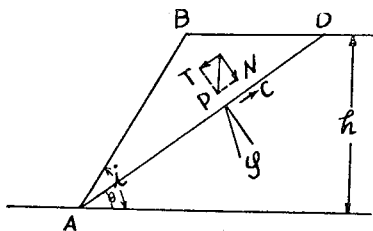


図 58-4

滑落し、築堤欠壊の因を招く虞のある箇所が見受けられる。この現象については次のように説明しうる。図 58-4 のような土塊 ABD が AD 線上に沿って滑りだすものと仮定すると、この滑動を防止する力は土の凝集力 C と摩擦角 φ による抵抗力とである。ただし $P = ABD$ の重量、 $N = P$ の滑動 AD に対する垂直分力、 $T = P$ の滑り面 AD に対する平行分力 $w =$ 土の単位容積の重量、 $C =$ 土の凝集力、 $\varphi =$ 土の摩擦角、 $T = C \times AD + N \tan \varphi$ と置けるから、これから C を導くと

$$C = \frac{wh}{2} \cdot \frac{\sin(i-\delta)}{\sin i} (\sin \delta - \cos \delta \tan \varphi)$$

となる。 C は最も滑り易い面において最大値をとるから $\sin(i-\delta) (\sin \delta - \cos \delta \tan \varphi) =$ 最大 ならしむるために δ に関して微分して零と置くことにより

$$\delta = \frac{i+\varphi}{2}$$

をうる。

$$\therefore C = \frac{wh}{2} \cdot \frac{\sin \frac{i-\varphi}{2}}{\sin i} \left(\sin \frac{i+\varphi}{2} - \cos \frac{i+\varphi}{2} \tan \varphi \right) = \frac{wh}{2} \cdot \frac{\sin \frac{i-\varphi}{2}}{\sin i}$$

となる (伏谷伊一; 砂防学原論参照)。この式より次のことがいえる。

① ある土について凝集力 C および摩擦角 φ が与えられると、法勾配を緩くすれば築堤高は大きくとりうるし、築堤高を低くとれば法勾配は急にできる。

② 斜面上に法覆工が載る場合、単位当りの重量が増加するから w が大きくなり危険となる。ただし勾配角と摩擦角が等しくなれば $C=0$ で w , h の大きさは斜面の安定に関係がなくなる。このことから考えて法止工を持つコンクリート法覆工は問題ないとして、concrete block 等根固部と法覆工が一体になつたものにあつては、護岸をすることによつて法崩壊の危険性を増すわけで、土質の悪いところにあつては特に注意を要する。斜面および法覆工の安全性を増加するには

- (i) 法面勾配を緩にすること。
- (ii) 法留工を設ける。法勾配が急な時には護岸の滑りだけでなく、築堤土の滑落をも考慮して設計する。
- (iii) 法覆工自体の滑りに対する抵抗を増加させる。

例えば石張法覆工のように一定間隔に小杭を配したものでは滑動の心配はない。また concrete-block の下面に凹凸を造つて滑りに対する抵抗を増加させたものがある。法面の土質が真土とか粘土分の多いところでは、ある厚さに敷砂利をすることによつて摩擦係数が大となり滑りに対する抵抗力を増すものと考えられる。一例を挙げるとコンクリートと湿土の摩擦係数は 0.33 であるが、コンクリートと砂利の場合は 0.60 となる。しかし土壌と砂利層の摩擦係数は 0.70~1.00 であるから、直接土壌に接した場合には 0.33 の摩擦係数を敷砂利にすることによつて 0.60 まで期待しうる。

(iv) 根固部分と法覆部分の力の相互伝達を防止する。蛇籠工・コンクリート単床工等、根固部分と法覆部分が一体となつたものは、法勾配 1:2 程度になると法覆工は自力で斜面上に止まつているのが精々で、垂れ部分からの引張力がゆけば全体の安定を失つて滑落する虞がある。これに対し図 58—5 のような杭打工を採用できれば簡単で有効であると思われる。なお蛇籠において籠尻の抜けているのをしばしばみ受けるが、これに対しては籠先近くの中輪の代りに中蓋を使用しておいて、籠尻が破れた際、これが新たな籠尻となるようにしておくことができれば、玉石が際限なく抜けたすのを防ぐことができよう。

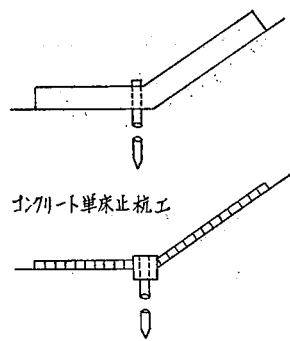


図 58—5 蛇籠止杭工

む す び

われわれが現場にいて、工事を進めるために種々計画を樹てる場合、現実の河川においては洪水の到達時間や流出係数等も変つてくるし、水位等も河床の変動、土砂の洗掘堆積が直接響くから、たとえ 100 年超過確率流量を採つて計画の水位を決めたとしても、決して安心できるものではないから、出水ごとにその状況を捉えて現実に合わせて調整し、絶えず計画を再検討して行かねばならないと思う。