

(5) 常水路掘鑿及護岸水制築堤工事 著者は掘鑿及浚渫に依り幅員 130~80m の常水路を設けて土砂の推積を防ぎ流路を匡正し、合掌杵、聖牛杵等の水制に依りて横流を防ぎ溢水破堤を防がんと計畫の如し。されど之は寧ろ 2/6 より上流部の河積廣大なる箇所にては荒川上流部の如く横堤式に依らば洪水量の遞減にも又洪水の激突にも、且又縦堤護岸及水制工にも良好ならずや。又各横堤間に於て河積に充分なる餘裕ある箇所にては縦堤附近に松杉等の針葉樹を植樹せば將來防水林となり、護岸の補強とならずや。無論横堤式となさば鼻端部分に頑丈なる護岸及根固工を要し工費に關係するも一面堤防護岸及水制工にて工費節約し得るに非ずや。又著者は常水路の維持に主力を置かるゝが如きも、急流河川にては堤防に激突せざる程度の亂流ならば舟航等の便なき時には、寧ろ或る程度は亂流せる方洪水の力弱められ、河床の變化少く望むべき所に非ずや。斯る低水敷を設くるも上流の土砂流下に左右せられ到底將來にわたり、之が維持は困難なりと思はる。

以上色々と獨斷的にして不遜の言あるやも計られざるも御寛容の程あり懇切御教授の程を乞ふ。

著者 會員 富 永 正 義*

常願寺川改修計畫に就き精讀の上討議を致されたことは、著者のいたく感謝する所であります。而して本川は稀に見る急流河川でありまして、河狀の險惡なることは全く想像の及ばない所でありますから、是非實地の觀察を希望するものであります。然る時は改修計畫の主旨を了解して戴くに大なる効果があると信じます。

抑も本論文は本年 4 月開催の工學會大會に講演する豫定で提出したのでありましたが、之を変更して會誌に掲載されることになりました。提出當時完成を急いだため論旨の不徹底の所がありました。本討議により之を補ひ得たことは著者の大に喜ぶ所であります。

(1) 河床の勾配 H. Sternberg の法則適用に當り、基點 $Z=0$ の選定は寧任意なるも $x=0$ の地點を何處に選ぶべきかは、重要なる問題にして、理論上は之を水源に選定すべきである。然るに河川改修計畫に於て實測する區域は、大体改修區域に限られて居る。従て本計畫に於て河床の平衡勾配を求むるにも、其の區域は各種觀測の備つて居る改修區域に限ることとした。且つ平衡勾配を求むるため H. Sternberg の法則を適用するに當り、最も注意を要するは $P=P_0e^{-\alpha x}$ に於て、 α なる常數の選定である。 α は大体河狀の類似せる區間を選びて求むべきもので、河狀の異なる區域には更に新なる α を求むるを適當とする。而して常願寺川は流路の項に於て述べたる如く 4/18 に於て富山平野に出で河幅を増し、亂流狀態となるもので、之より上流に於ては山間部を流下するから、河幅大ならず流路も比較的整つて居る。従て常願寺川は 4/18 を限界として其の上下流に於て、河狀が著しく異ると見做される。仍て著者は 4/18 を以て $x=0$ の地點に選び、これより下流の改修區域に就きて平衡河床勾配を求めることとした。 $x=0$ の地點は必ずしも岩盤等あるを要せずして、河床を構成する石礫の大きさが既知であれば可なりと信ずる。

又平井氏は堰堤築設のため常願寺川の河床が著しく低下するにあらざるかと心配せらるゝも、湯川沿岸及鬼ヶ城の如き大崩壊地の實狀に鑑みるに、上記堰堤工事のため河床が著しく低下するとは考へられない。現に昭和 11 年 6 月及 8 月湯川沿岸に起れる崩壊に際し、其の流出土砂量は 800 000 m^3 に達すると報告せられて居る。而して斯

* 内務技師 工学士

の如き程度の崩壊は年々繰返さるゝを以て、河床の低下は最も望む所なるも、著しき低下は困難なりと考へられる。

(2) 計畫高水流量 大正 3 年 8 月 13 日に於ける瓶岩橋の洪水位 6.40m は洪水痕跡より求めたもので、之を流量曲線 $Q=95.6(H-0.76)^2$ に代入する時は、 $Q=3040 \text{ m}^3/\text{sec}$. となる。上記洪水痕跡は此の地點及之より上下流に於ける洪水痕跡を調査して定めたも、洪水後相當の年月を経過し、而も瓶岩橋には量水標の設置なきを以て、絶対に信頼すべき値と云ふにあらず、然れ共四圍の状況より見て、大体妥當なるものと考へられる。

又上記洪水は大水なりと雖も時恰も、酷暑の候なりしを以て、北陸河川の洪水の特異性と考へられる雪融出水の現象はなかつた。又山津波のために濁流が一時に殺到したるが如き記録もないから、上記洪水は普通の状態に於ける大水であつた。仍て上記洪水位は流量曲線の適用に際し差支なきものと信ずる。

河川の最大流量を決定するに當り、調査期間中に最大流量を生ずるが如き大水に遭遇せざる限り、観測期間内の観測値により流量曲線を求め、之に既往の最高水位を代入して最高流量を求むるを普通の方法となす。但其の際平均流速曲線及断面曲線を参照すべきは勿論である。

常願寺川の計畫高水流量より比流量を求むる時は $\frac{3100}{368}=8.42 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ となり、他河川に比し大である。

仍て平井氏は常願寺川の計畫高水流量が過大なりとの見解を有せらるゝも、本川は流域面積大ならざるのみならず、勾配又急なるを以て、降雨量が短時間に流出すべきは明らかである。加ふるに水源山地の崩壊激甚なるを以て、比流量は常態にある河川に比して大なるを常とする。従て瓶岩橋に於ける流量曲線が故意に選定せられたものでないことが了解されると考へる。

又平井氏は上澗量水標の水位を以て流量曲線式を求むべきであると提議せらるゝも、上澗量水標は自記量水標にあらざるを以て、流量観測當時の水位を精確に知り得る記録はない。且本川は勾配極めて急なるを以て、時間毎の水位の変化は著しい。従て上澗量水標の水位により流量曲線を求め得ざるや明かである。

又流域面積と最大流量との關係式を求むるに當り、常願寺川を除外する方可なりと云ふ意見は一応尤もなるも、著者が $Q_{\max}=535.5\left(m+\frac{1}{3}p\right)^{0.8}$ なる式を求めたる主旨は、常願寺川最大流量の檢證にあり。之を廣く応用して北陸中小河川の最大流量を求めんとするは其の目的でない。即大体性質を同じうする常願寺、黒部、神通、庄及手取の各河川の計畫高水流量が、相互に誤りなきかを檢定せんとするものである。従て關係式を求むるに當り常願寺川を加ふることは差支なしと考へる。

次に比流量と共に雨量深度を併記せられたるも、之は如何なる意味か了解に苦しむ所にして、上記 Q_{\max} の公式中には雨量深度の項を含んで居らない。

(3) 洪水量の遞減に就きて 下流に於ける洪水流量の遞減に就き、平井氏は専ら之を堤防の漏水に歸せらるゝも、若し下流の流量が遞減する程堤防を漏水するに於ては、堤防は破堤に類するのみならず、其の附近の耕宅地は相當浸水の被害を受くべき筈である。然るに當時破堤も起らず、且堤内耕宅地が浸水したる事實なきに鑑み、例へ漏水があつたとしても之は微量であつたに相違ない。

漏水による下流流量の減少は、夏季低水流量の僅少なる河川には見られるもので、之により下流の河水は全く消失することすらある。然し洪水の場合には漏水によりて流量の遞減することは極めて僅少ならざるかと考へられる。

常願寺川には河幅廣きに失し、急流河川獨特の横流を生じ、溢水破堤の原因をなす箇所あるを以て、著者は平井氏と別個の見地から河幅を適當に整理せんとする計畫案を樹てゝ居る。

本川沿岸は地盤の傾斜極めて、急なるを以て堤内耕地の排水は比較的良好であるが、若し本計畫により河床が更

に低下すれば、悪水排除は一層良好となる。

(4) 土砂貯止堰堤 本宮堰堤の貯砂量は 4 800 000 m³ であるから、平井氏は數字を見誤られたと考へる。貯砂量の算出につきては種々の方法あるも、此處に於ては普通に行はれて居る所により、土砂堆積後に於ける河床勾配を、現在勾配の $\frac{1}{2}$ にとり、左記計算により堆積土量を推定したものである。

本宮堰堤に於ける堆積土量

番號	断面積 (m ²)	平均断面積 (m ²)	距離 (m)	土量 (m ³)
3	2 085	3 237	47	152 139
4	4 388	4 511	89	401 479
5	4 634	5 560	115	639 400
6	6 486	6 404	92	589 168
7	6 322	6 084	103	626 652
8	5 845	5 397	110	593 670
9	4 948	4 917	90	442 530
10	4 865	4 239	97	411 163
11	3 593	3 393	94	318 942
12	3 192	2 743	91	249 613
13	2 294	1 610	135	218 565
14	943	666	164	109 224
15	389	242	148	35 816
16	95	48	115	5 520
17	0			
計			1 490	4 783 801

岡田堰堤に於ける堆積土量

番號	断面積 (m ²)	平均断面積 (m ²)	距離 (m)	土量 (m ³)
1	761	966	169	163 254
2	1 171	1 191	140	165 740
3	1 211	1 123	147	165 081
4	1 035	789	150	118 350
5	542	444	147	65 266
6	346	217	136	29 512
7	87	98	55	5 385
8	105	198	193	37 826
9	289	237	104	24 648
10	194	160	123	19 680
11	125	63	86	5 418
12	0			
計			1 453	801 114

堰堤設置の結果河床の低下につき、平井氏は甚だ懸念せらるゝも、常願寺川の病は全く河床の上昇に存する。従て改修計畫の重點は河床を低下せしむることに置いて居る。然し常願寺川水源山地の大崩壊及河道内に堆積せる莫大の土砂を見る時は、本宮及岡田の堰堤を築設するも、河床の全般的低下は困難であらう。但堰堤直下に於ては河床の低下は考へ得らるゝを以て、灌溉用水の取入に就きては検討する必要がある。左岸用水は合口工事完成し取水には支障はない。右岸には小規模の用水が 7 箇所あり其の内上流の 4 箇所は岡田堰堤の上手に位するから引水には差支ない。又改修区域には 3 箇所あるが、何れも現在の如く河床の上昇せざる以前に設けられたものであるから取入口は低くしてある。従て多少河床が低下しても取水には支障はない。然し右岸用水も改修工事の進捗に伴ひ左岸用水の如く統一すべきものである。

(5) 常水路の掘鑿及護岸水制築堤工事 平井氏は河積大なる 2/6 より上流に於ては、横堤式改修方法を推奨せらるゝも、荒川の如く水面勾配 $\frac{1}{6000} \sim \frac{1}{3000}$ の箇所には横堤式は良工法なるも、常願寺川の 2/6 より上流に於ては、水面勾配は $\frac{1}{135} \sim \frac{1}{59}$ なるを以て、横堤の築設は困難なりと考へる。常願寺川の如き急流河川に於ては横堤は不越流水制となるを以て、其の工費多大にして且對岸に於ける影響は甚大である。富士川下流改修工事にて施行したる不越流水制は、根固に木床を置き水制本体は練石積となした。本水制は當初計畫に於ては、水制本体は空石積となす設計であつたが、其の後の洪水の状況により練石積となし且長さを短くした。これにより長さの大なる不越流水制は其の實施に當りて深基なる考慮を要すべきものである。

又昭和 11 年 6 月 29 日の手取川の洪水に於て高さ高く且長さの大なる水制は、急流河川には設置すべからざるを経験した。

此の横堤式水制は急流河川にても流量の小なる河川には施行が比較的容易なる如きも、其の維持及效果に就きては著者は疑問を有するものである。

上述の理由により常願寺川の如き河川に於ては横堤は工費、對岸に及ぼす影響及維持の各點より見て、其の施行

は不可なりと信ず。

常願寺川を見た人は何人と雖も先づ第一に氣のつく事は、河床の著しく上昇せる事である。本計畫に於て常水路を掘鑿し、又兩岸より水制を出して亂流を防ぎ其の他河口工事を施行せんとすることは、現在著しく上昇せる河床を低下せしめんとするに外ならず。即ち河道を掘鑿することは常水路維持の爲に行ふものにあらずして、掘鑿のため流水の掃力を増し、従て從來保たれたる平衡状態が破れて河床に洗掘を生じ、河床を低下せしむるにある。常願寺川の如き急流河川に於て掘鑿したる常水路が其の儘維持せられざるは明かである。

改修後と雖も亂流を全然防止することは不可能なるも、河流は整理せられたる河道内を迂曲して流れることとなるべく、従て亂流の範圍が大に縮少し、堤防に激突する横流も著しく緩和し得ると信ずる。然し河中に大なる礫洲の生ずることは避くべきもので、若し之が発達する時は、河流に對する障害となり遂に横流を生じ、流水が堤防に激突するに至る。之を要するに常水路の完全なる維持は期待し得ざるも、河水をして横流を生ぜしむるが如き礫洲の發達は防止する必要がある。