

第十四章 低水工事

舟運の便を増すため、或は舟運なくとも在來の低水路を維持するために、低水時或は中水時に於ける流路を整理して河岸を固定せしめ、亂流、分派流等を無くする工事を低水工事と云ふ。例へば利根川筋栗橋町地先より下流の如きは舟運の便を圖るを主なる目的とすれども、夫れより上流の如きは舟運は少ないが、低水路を維持することは大切である。

之れがためには河中の淺瀬(Shoal)を除きて水深を増し、急激なる彎曲部を除き、河幅の狭き箇所は適當に擴張し、或は過大なる部分は之を狭くし、河岸に護岸工事を施し、低水路を固定せしめ、移動しない様にする。

工法としては水制工、並行工、派流縮切、分流工、浚渫工等が主なるものである、而して前章に述べしが如く、低水工事として水制工、並行工等を施行する時は流路一定し、高水に際し流水が堤防に激衝すること少く、高水工事にも效があるのである。

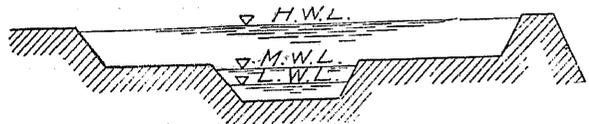
第一節 低水路断面

大抵河川に於ては第 255 圖の如く高水敷と低水路とを設くれば充分であつて、

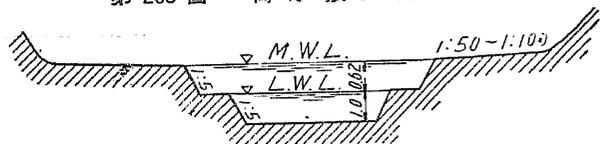
高水敷は平均低水位上約 1 m を標準とする、然し舟航の盛なる河川

にては第 256 圖 Oder 河改修断面の如く、低水路と高水敷との外に更に中水敷を設けてあ

る。



第 255 圖 高水敷及低水路



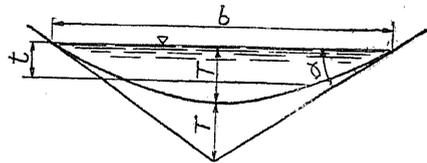
第 256 圖 オーダー河改修標準断面

低水路の断面は在來のものに倣つて定めればよい、然し或る水深を定め、平均

低水流量を流過せしむるに足る様に幅員を定めることもある、例へば最上川改修計画にては水深を 1.5 m、平均低水流量を 200 m³/sec とし之により低水路幅員を定めてある。

又高水防禦工事等に於て低水路の幅を狭くし、従て断面積を小さくする時には河積の関係上河幅が著しく大きくなり、土地買収等に多額の費用を要するから、好ましくないが已むを得ず低水路幅を必要以上にすることがある、又平均低水位より高水敷迄の高を同一理由により標準以下に減ずることもある。

尙或る區間に於て試験的に工事を施行し、其結果を参考とし適當に原計畫を修正する時は最も宜しき結果を得ることが出来る。



又理論的に計算したるものは種々の假定あるために、實情と合致せざるは已むを得ない、Tenbert 氏は次の如き計算方法を採用した。

低水路横断面を拋物線形と假定し

第 257 圖 低水路断面
第 257 圖の如く河岸の息角を α とす。

$$\cot \alpha = m = \frac{b}{4T}$$

$$t = \text{平均深} = \frac{2}{3}T \text{ なるにより}$$

$$m = \frac{b}{4t} \dots\dots\dots(1)$$

又 $F = bt \dots\dots\dots(2)$

$$F = \frac{Q}{c\sqrt{tJ}} = bt = 6 mt^2$$

$$t = \frac{5}{\sqrt{\left(\frac{Q}{mc}\right)^2 \frac{1}{36J}}} \dots\dots\dots(3)$$

水面に於ける角度を實測したるものより平均より m を求め、又 Q 及 J が定まつて居る時は (3) 式により t 、(1) 式により b 、又 (2) 式より F が定まる、然し t と c との関係があるから、先づ c を假定して t の近似値を計算し、之に相當する c を用ひて、更に實際に近き t を求める、 c の變化は僅かであるから

大抵は 2 回の計算で充分である。

第 154 頁に三つの流速公式を掲げたが Hermanek 氏は天然の流路に於ける流速公式として次式を採用して居る。

$$v = 34\sqrt{t} \sqrt{tJ} = 34t^{0.75} J^{0.5} \dots\dots\dots(4a)$$

$$c = 34\sqrt{t} \dots\dots\dots(4b)$$

但し t は平均水深にして $1.5 < t < 6.0$ m

参考の爲めに本式及 Forchheimer 氏公式により計算したる c の値を比較すれば第 59 表の通りである。

第 59 表 Hermanek 氏流速公式の c の値

t (R) m	Hermanek $c = 34\sqrt{t}$	Forchheimer $c = \frac{1}{n} \cdot I^{0.2}$		
		$n = 0.025$	$n = 0.030$	$n = 0.035$
1.60	38.2	43.9	36.6	31.4
1.70	38.8	44.5	37.1	31.8
1.80	39.4	45.0	37.5	32.1
1.90	39.9	45.5	37.9	32.5
2.00	40.4	45.9	38.3	32.8
2.20	41.4	46.8	39.0	33.5
2.40	42.3	47.7	39.7	34.0
2.60	43.2	48.4	40.4	34.6
2.80	44.0	49.1	41.0	35.1
3.00	44.8	49.8	41.5	35.6
3.20	45.5	50.5	42.1	36.1
3.40	46.2	51.1	42.6	36.5
3.60	46.8	51.7	43.1	36.9
3.80	47.5	52.2	43.5	37.3
4.00	48.1	52.8	44.0	37.7
4.50	49.5	54.0	45.0	38.6
5.00	50.8	55.2	46.0	39.4
5.50	52.1	56.3	46.9	40.2
6.00	53.2	57.2	47.7	40.9

上記の (4) 式を用ふる時には c を假定せずとも、 t が計算出来る。即ち

(3) 式及 (4) 式より

$$t^5 = \left(\frac{Q}{34 t m} \right)^2 \frac{1}{36 J}$$

或は

$$t = \left(\frac{Q}{20.4 m \sqrt{J}} \right)^{\frac{4}{5}} \dots \dots \dots (5)$$

〔例〕 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{sec}$, $J = 1:2,000$, $m = 5$

Kutter 公式に於て $n = 0.030$ とす

1. $c = 35$ と假定す

(3) 式より

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{100}{5 \times 35} \right)^2 \cdot \frac{2,000}{36}} = 1.76 \text{ m}$$

2. $t = 1.76 \text{ m}$ の時は $c = 37.5$

故に

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{100}{5 \times 37.5} \right)^2 \cdot \frac{2,000}{36}} = 1.74 \text{ m}$$

依て $t = 1.74 \text{ m}$ とす。然る時は

$$b = 6mt = 6 \times 5 \times 1.74 = 52.2 \text{ m}$$

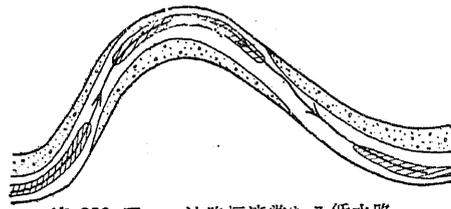
$$F = bt = 52.2 \times 1.74 = 90.83 \text{ m}^2$$

$$T = \frac{3}{2}t = \frac{3}{2} \times 1.74 = 2.61 \text{ m}$$

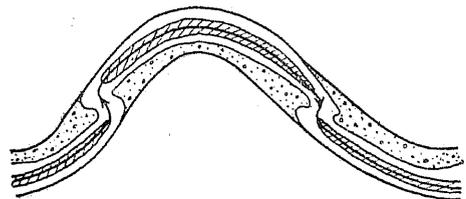
又 (5) 式に依れば

$$t = \left(\frac{100}{20.4 \times 5 \sqrt{0.0005}} \right)^{\frac{4}{5}} = 1.72 \text{ m}$$

にして前者と殆ど相等し。



第 258 圖 流路幅適當なる低水路



第 259 圖 流路幅不適當なる低水路

低水工事に於ては河川流路の彎曲部にては規定の幅より幾分増し之に反して方向變換點附近にて其幅を幾分減ずる方がよい、即ち第 258 圖は彎曲部にて廣く、方向變換部にて狭くしたもの、第 259 圖は其反對の場合を示す、第 258 圖にては彎曲部の深所は漸次河の中央に向ひ、舟は方向變換點を其上下流と同じく通航することが出来る、然れども第 259 圖にては深所

が一岸に沿ふて長く止り、急に對岸に向つて居つて、流水は甚だしき斜の方向を取り、恰も堰の上を流下するが如く、爲めに舟航は不便である。

直線部及彎曲緩なる箇所では低水路の斷面は流路の中心線に對稱的に作るが、彎曲甚しき所に於ては、自然に倣ひ凹岸の法を急に、凸岸の法を緩にする、而して大體兩岸の法の計を等しくす、例へば兩岸が 1:5 なる標準なる時に、凹岸を 1:3 とすれば凸岸を 1:7 とする。

第二節 水 制

低水工事にては流路幅を縮小するために河岸より水流に向つて水制が築設せられる、其構造比較的簡易にして、低水の時に流水を集中せしめ河床を深くすることが出来る。

水制の頭部を連ねたる線を低水路法線 (Normal) と云ふ、此法線間距離が過大なる時は其效果少なく、又過小なる時には却て悪影響を來すものである。

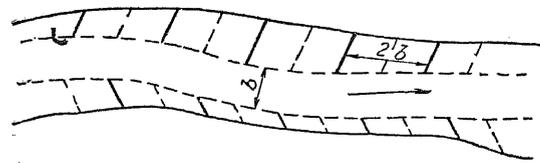
水制と之に隣れる水制との間の地域を水制域 (Groin field) と稱し、此處に成る可く早く土砂の堆積することを希望し、土砂が堆積すれば水制の効果が著しく顯れる。

水制を設くる時は橋梁を架設する時の如く水位は上昇し對岸の水制との間には流速増し、水制の下流では再び流水は兩側へ擴がる、故に急流河川にては水路を規正する點に於ては水制の效能が少なく、法線内に洲が出来ることがある。

土砂の堆積の程度は主として水制の方向及高、頭部の形狀、水制間の間隔等に關係す、尙河川の勾配、流量、河床の性質、浮游物の種類及分量、法線の直線なるか、凹岸なるか又は凸岸なるか等により異なるのである。

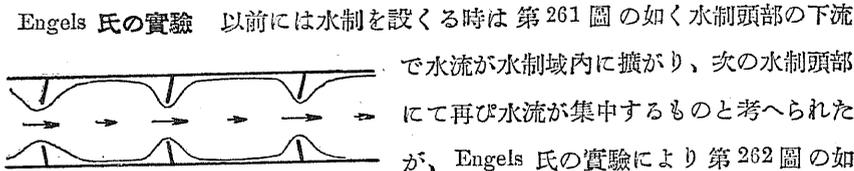
1. 水制の間隔

水制の間隔は水制の形狀、流水の方向、河床の狀況等に關係するもので、凹岸にては流水が衝き當るから、直線部よりは其間隔を短縮し、之に反して凸岸にては直線部に於けるより間隔を増す、而して此間隔を計算にて定むることは甚だ困難であり又實地に適合しないことが多い。



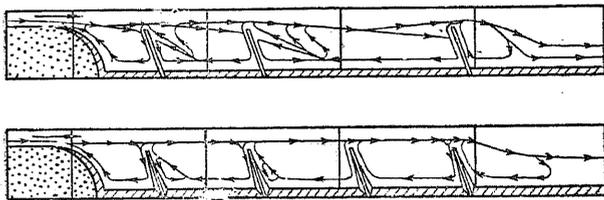
第 260 圖 水 制 の 配 置

大體の標準としては直線部に於ては第 260 圖の如く低水路法線幅の 2 倍とし、其間に土砂が少しく堆積したる時に更に其中間に一本増設するか、或は最初より低水路法線幅にする、第二の方法は勿論よいが、第一方法の中間水制は水深浅き所に設くるから工費が低廉である。



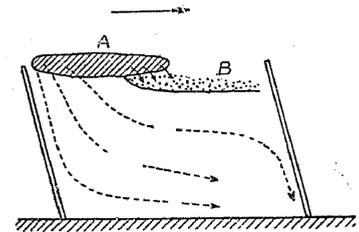
第 261 圖 水 制 附 近 の 水 流

以前には水制を設くる時は第 261 圖の如く水制頭部の下流で水流が水制域内に擴がり、次の水制頭部にて再び水流が集中するものと考へられたが、Engels 氏の實驗により第 262 圖の如く水流は水制域内を一巡する、即ち水制域内に環流を生じ、此の爲めに土砂が水制域内に沈澱堆積する事が明かになつた、而して此の環流の状況は水制の間隔により異なつて居る。



第 262 圖 水 制 域 に 於 け る 環 流

り異なつて居る。



第 263 圖

水 制 域 に 於 け る 洗 掘 及 堆 砂 状 況

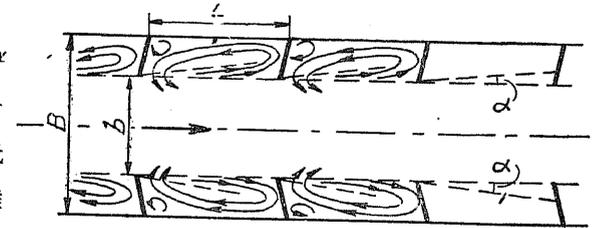
此環流のため第 263 圖の如く水制頭部附近 A は洗掘せられ、其下流 B に土砂が堆積する、而して水制域内に土砂が堆積するに従ひ水制頭部の洗掘程度も漸次減少する。

水制頭部の渦流を 방지洗掘を少くするには二つの方法がある、一は最初水制を低く作り

土砂の堆積に伴ひ之を高くする、又他の方法は頭部に當る所の河床を豫め保護するのである。

Engels 氏が水制の高、方向、間隔、形状等に就て數多の實驗をなしたる結果によれば、直線部にては水制の間隔を低水路法線幅より大とせざるを可とすることになつて居る。

Winkel 氏の實驗 同氏の實驗によれば、水流が水制に近接する時には第 264 圖の如く其方向を少しく變ずる、而して其の角 α



第 264 圖 ウィンケル氏の實驗

は $5^{\circ}-15'$ ~ $7^{\circ}-4'$ 、平均 $6^{\circ}-6'$ である、同氏は隣接水制間の最大距離を求むるに、 α だけ偏倚

したる水流が、次の水制の根部に達せざるものとした。即ち

$$L_{max} = \cot \alpha \cdot \frac{B-b}{2} \dots\dots\dots (6)$$

$\alpha = 6^{\circ}-6'$ とすれば

$$L_{max} = 9.36 \frac{B-b}{2} \dots\dots\dots (7)$$

一般に L は前記計算より著しく小さくし、尙凹岸及凸岸にては實地の状況に應じ其距離を變更せねばならぬ。

尙同氏は一般の經驗により次の標準を適當のものとして居る。

$$L = (1.25 \sim 4.5) \frac{B-b}{2} \dots\dots\dots (8a)$$

今上記の平均に近きものを取り $L = \frac{3}{2} (B-b)$ とし

$$B = \frac{5}{3} b \text{ とすれば } L = b$$

$$B = 2b \text{ とすれば } L = 1.5b$$

$$B = 3b \text{ とすれば } L = 3b \text{ となる。}$$

(8a) 式の $\frac{B-b}{2}$ は水制長に相當す、之を l にて示す時は

$$L = (1.25 \sim 4.5) l \dots\dots\dots (8b)$$

利根川第三期改修部内の直線部に施行せられたるものゝ内、水制域に附洲を生

じ効力顯著なるものに就て調ぶるに

$$L = (1.7 \sim 2.3) l \text{ となつて居る。}$$

2. 水制の方向

水制には流心に對し上向のものと、直角のものと、下向のものと三種あつて、従來種々の意見があつたが、現在にては上向のものが一般に採用せらるゝに至つた、即ち上向のものにては其上を溢流したる水は河の中央に向ひ岸より遠ざかり、水制域並に河岸を侵すことは下向のものに比し著しく輕微である、然しながら上向のものでは水制頭部が下向のものより深く洗掘せらるゝ危険がある、此點に就ては適當の防止方法を考へ水制として最も効果のある上向を採用するのである。尙感潮部に於ては水流の方向が變ずるから流心に直角にするを適當とす。

其の傾斜度に就ては實地の經驗によるを最良とするが、Schlichting 氏は Memel 河にて水制の方向と低水路法線の切線とのなす角の標準を次の如く定めた。

直線部	70° ~ 75°
凹岸	78° ~ 80°
凸岸	80° ~ 90°

實例に徴するに 庄川改修工事にては築堤と 80° の角度をなして、上流に向けた、富士川にては流心への垂線より 10° 内外上流へ傾け、又利根川にては最大 15° 迄上向としてある。

只米國の慣習にては大體流心に直角にして居る。

3. 水制の構造

水制の陸岸に取付けてある所を水制根 (Root) 或は元付と云ひ、其本體を水制幹部 (Shank) 又其先端を水制頭 (Head) と云ふ。

水制の高水制幹部は大抵は流心に向つて下り勾配を附ける、即ち利根川第三期改修部内に施行せられたものゝ内、沈床の上に石張を施した工法(第 237 圖参照)のものでは水制頭の高を平均低水位上 0.15 m 餘とし、水制根にては平均低水位上 0.30 m 餘にした。

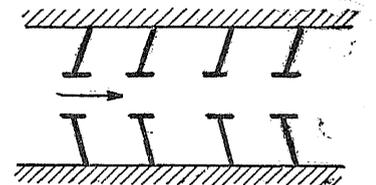
其後同部内にて盛んに施工せられたる沈床の上に二列に杭を打ち好果を得たる

杭打上置工(第 236 圖参照)にては杭頭を水制頭にて平均水位と平水位との中間と定めてある、即ち栗橋にては第 29 表の如く

平均水位	1.26 m
平水位	1.12 m
平均低水位	0.80 m

平均水位と平水位との平均は 1.19 m となり、平均低水位上 0.39 m である。而して水制根は短き水制にては水制頭より更に 0.15 m 餘高くし、又長き水制にては 0.40 m 餘高くする。

頭部水制 水制頭は第 265 圖の如く水流に並行なる部分を付けることが多い、之がため水制頭の下流の洗掘せらるゝを防ぎ又渦流の生ずるを防ぐことが出来る、斯く水制頭の保護となり又次節に述べる並行工の役目をもなし航路の維持上有效である。之を頭部水制或は頭部連絡水制と名づけて居る。



第 265 圖 頭部水制

利根川第三期改修部内施行に係るものは少くとも長 20 m の頭部水制を設け長きものは 200 m 以上に達し、殆ど並行工に類する程度のももある。

然れども頭部水制高い時には渦流を生じ易く、従つて水制頭を破損せしむる虞あるから頭部水制は水制頭より稍低くするを普通とす、例へば上述の利根川の杭打上置工にては杭の高は水制頭にて平均低水位上 0.40 m とし、頭部水制にては之より 0.10 m 低くして、平均低水位上 0.3 m とした。

實例 利根川第三期改修部内栗橋、境間及運河、取手間には低水工事が充分に施行せられて居る、即ち大體低水路幅を 120 m と定め、兩岸より水制を設けて居る、特に杭打上置工盛んに應用せられ良果を得て居るが、杭高は前述の通りで詰石の高は大體平均低水位を標準として居るから杭頭より 0.40 m 餘低い。

淀川低水工事の計畫にては低水路幅を 100 ~ 130 m とし、低水時に於て 1.2 m の水深を維持せんとする、水制幹部は幅 6 m の沈床又は單床上に幅 3.5 m の杭打上置工を施し、水制根は水制頭より 0.30 ~ 0.45 m 高くし、根部には根固護岸を

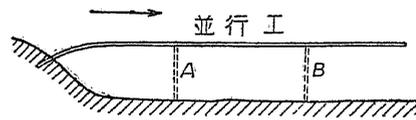
なす、又頭部水制には幅 6 m の沈床を敷設し、其高は幹部より約 0.15 m 低くする豫定である。

庄川改修工事にては幹部及頭部共單に木工沈床を低水面以下に沈設した、幹部幅 11 m、頭部は長幅共 18 m である、又元付として粗梁沈床の上に砂利を敷き之に玉石張を施した。

第三節 並 行 工

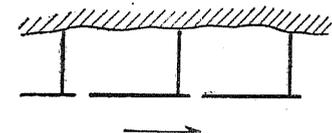
河身の整正或は導流の爲め河身に並行して設くる工作物を並行工、縦工或は導流工 (Parallel dike, Longitudinal dike) と云ふ。

並行工の内側に水路の出来ない様に、又土砂の堆積を容易ならしむるために第 266 圖の A, B の如く並行工と河岸とを連ぬる連結工を設くる時は流勢を静めて沈澱を促進することが出来る。



第 266 圖 並 行 工

並行工の頂部は低水工事に於ては平均低水位より 0.2 ~ 0.3 m 高くするため、水流にて流送せらるゝ砂利等は此上を越えること出来ぬから、土砂の堆積は徐々である、依て第 267 圖の如く前記連結工の直下の一部分を開放して置く時は、此處から沈澱物を含んだ河水が流入して土砂の堆積を促進する。

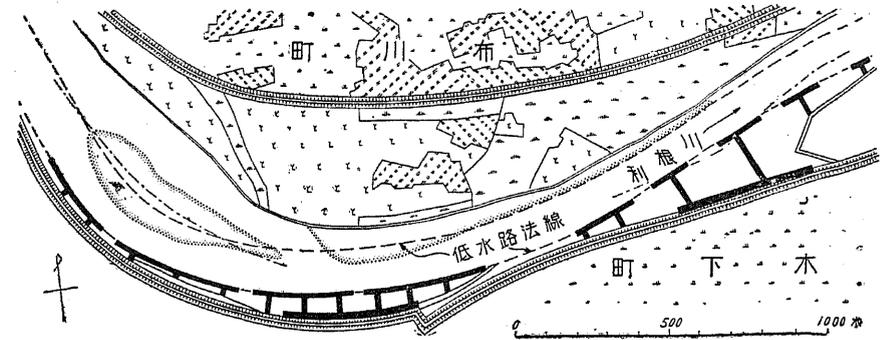


第 267 圖 一部開放したる並行工

並行工にては常に全部が水流に直面して破壊し易く、特に連結工にて河岸に取付けてない時には損し易いから、維持に手数を要す、又並行工にては溢流水が河岸を侵す不利がある。

並行工の位置が在來の河岸より僅か距つて居る時には其背面を浚渫土にて埋立てる方がよい、斯かる時には並行工は短き水制よりは優つて居る。

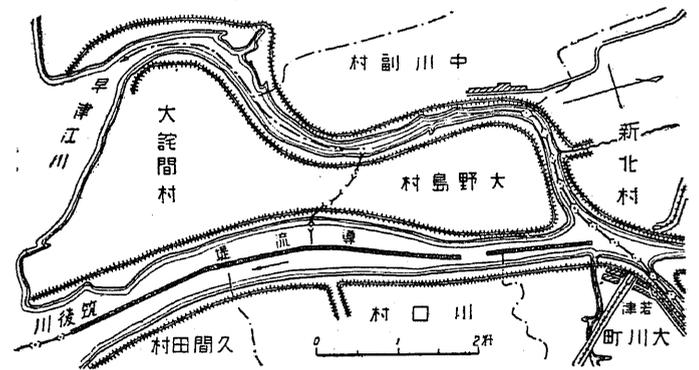
利根川等に於ても前節に述べたやうに水制と共に相當長き並行工が實施せられて居る、並行工は凹岸にては一岸のみに工事を施せば充分である、即ち第 268 圖は利根川木下町地先に施工せられた低水工事の並行工及連結工を示し、一岸のみ



第 268 圖 利根川木下町地先低水工事平面圖

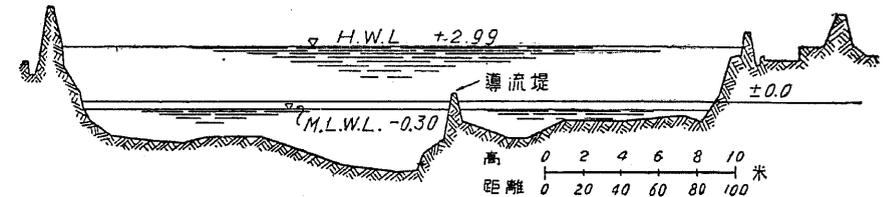
に施工せば充分なることが明である。

第 269 圖筑後川河口若津港下流にある導流堤は並行工に屬するもので、之がた



第 269 圖 筑後川河口導流堤箇所平面圖

め河の横断面を局限し、水深及曳引力を増し、水深を維持するに効がある、導流堤の長 7,000 m 餘、構造は幅 16 m の沈床を敷設し、其中央半分餘を石張としてある、而して其頂部は平均低水位上、下流にて 0.40 m、上流にて 0.70 m 平均 0.50 m 餘である(第 270 圖参照)。



第 270 圖 筑後川河口導流堤箇所横断面

水制と並行工との比較 兩者を比較すれば次の如くなる。

A₁ 水制の利點

- 1. 水制は大體に於て並行工より水深淺き箇所に設けらるゝにより工費廉である。
- 2. 並行工より早く土砂堆積するにより維持費廉である。
- 3. 水路幅を増減すること甚だ容易である。

A₂ 水制の缺點

- 1. 凹岸にては渦流を生じ、爲めに舟航に際し水制頭に衝突する虞がある、特に勾配急、水流早い時に注意を要す。
- 2. 水制により良果を得るには長年月を要す。

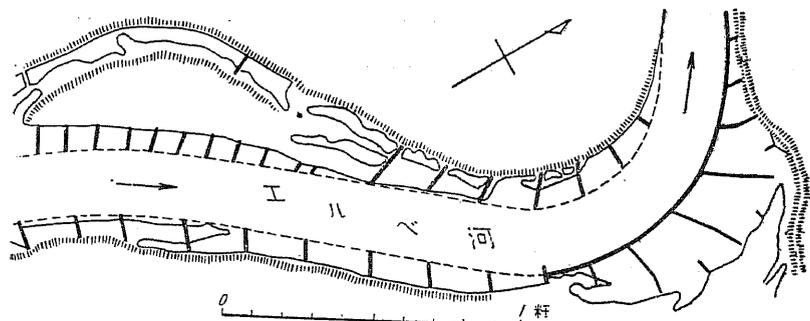
B₁ 並行工の利點

- 1. 並行工にて水路を規正するから、改良工事の效果直ちに現はれる。
- 2. 並行工附近の水流は圓滑にして、渦流を生じないから舟運上水制に優る。

B₂ 並行工の缺點

- 1. 工費は水制に比し多額を要す。
- 2. 水制工より土砂の堆積徐々であるから維持費大である。
- 3. 水路幅を増減する必要ある時は、全部を新しく作らねばならぬ、特に水路幅を増す時には既設のものを除却せねばならぬ。

故に水制と並行工とを併用するのが最良の方法である、即ち彎曲大なる箇所で



第 271 圖 エルベ河水制及並行工配置

は凹岸に並行工を、凸岸に水制を用ひ、又直線部にては法線が河岸より近い所には並行工を、河岸より遠い所には水制を用ふるのである。

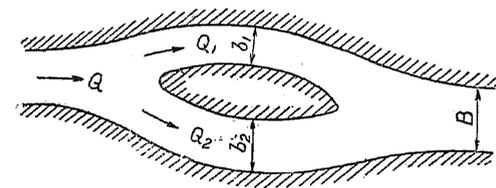
第 271 圖は Elbe 河の水制及並行工配置の一例であるが、上記の方針に従つて兩者を併用して居る。

第四節 派流締切

河中に多くの派流あり、又島ある時に低水路の幅を規定し、一流路とする時は水深増加に著しい効がある、依つて舟運上派流を締切ることがある、然し一度整理した水路の水深を少しでも増すことは容易でない。

一派流を洪水の通過しない様に全く締切の場合には其締切は高くして差支ないが低水を締切り洪水の際に通過せしめる様な場合には、締切の高は中水位附近に止めねばならぬ。

派流を締切の場合の關係を見るに、第 272 圖の兩派流及一川になつたものに於ては水面幅 b と平均水深との比が一定にて、



勾配が同一とする時は

第 272 圖 派流の流量

$$\frac{b}{t} = n$$

$$Q = Fv = bte\sqrt{tJ} = \frac{b^2}{n} c \sqrt{\frac{b}{n} J}$$

上式中 c は t に關係あり従て b にも關係あれども、之を常數と假定する時は

$$b = kQ^{\frac{2}{5}} \dots \dots \dots (9)$$

(A) 今兩派流の流量等しく、又水面幅等しき時には

$$B = k(2Q)^{\frac{2}{5}} = 2^{\frac{2}{5}} b_1 = 1.32b_1 \doteq \frac{4}{3} b_1 \dots \dots \dots (10)$$

(B) 又兩派流の断面が同一でない時には次の如くなる。

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{m}{n} \text{ とし、又 } c_1 = c_2 \text{ とする時は}$$

$$b_1 = kQ_1^{\frac{2}{5}}$$

$$b_2 = kQ_2^{\frac{2}{5}}$$

$$B = kQ^{\frac{2}{5}}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = Q_1 \left(1 + \frac{n}{m}\right)$$

故に $B = b_1 \left(1 + \frac{n}{m}\right)^{\frac{2}{5}}$ 或は $B = b_2 \left(1 + \frac{m}{n}\right)^{\frac{2}{5}} \dots(11)$

$m = n$ の時は $B = 2^{\frac{2}{5}} b_1 = 1.32 b_1$

$m = 2n$ の時は $B = \left(1 + \frac{1}{2}\right)^{\frac{2}{5}} b_1 = 1.18 b_1$
 $= 3^{\frac{2}{5}} b_2 = 1.55 b_2$

(C) 以上にては總て c を常數と假定したが、Hermanek 氏公式によれば

$$v = 34 t^{\frac{1}{4}} \sqrt{tJ} \text{ 但し } 1.5 < t < 6 m$$

故に $Q = bt \cdot 34 t^{\frac{1}{4}} \sqrt{tJ}$
 $= 34 n t^{\frac{5}{4}} \sqrt{J}$

$$t = \frac{Q^{0.364}}{(34n\sqrt{J})^{0.364}}$$

$$= kQ^{0.364} \text{ 式中 } k = \left(\frac{1}{34n\sqrt{J}}\right)^{0.364} \dots(12)$$

今 $Q_1 = Q_2$ とする時は

$$T = k(2Q_1)^{0.364} = 2^{0.364} t_1 = 1.29 t_1$$

而して $\frac{b_1}{t_1} = n = \frac{B}{T}$ なるにより

$$B = b_1 \frac{T}{t_1} = 1.29 b_1 \dots(13)$$

(13) 式は (10) 式と殆んど一致して居る。

上記の如く一川にする時は水面幅及平均深が増加するから舟航上利益がある、尙派川締切のために維持すべき河岸の延長は減じ、廢川敷を生じ、且つ流水の障害除去せられ上流一帶の排水が改善せられる、只水位が低下して不都合を感ずることもある。

實際に於ては種々の事情のために、派流を其儘に存置することがある、斯かる時に兩派に半分宛を流下せしむるのは比較的容易であるが、一を本流とし、他を

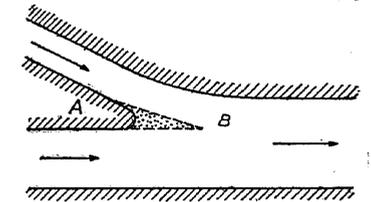
派流とする計畫であるときには、其派流が漸次土砂のために淺くなる虞があり、困難を伴ふのである。

又兩派流が本流に對して對稱的に分岐せず、而かも半分宛の流量を流入せしむるには其流路の方向に就て慎重なる考慮を要するのである。

第 245 圖の江戸川分水路へ高水流量を呑み易くするには、低水の際にも其の方へ水流の向ふ様にせねばならぬ、依つて新しく低水路を掘鑿して其兩岸に護岸を施すと共に在來の低水路を締切るため四箇所に沈床を敷設した。

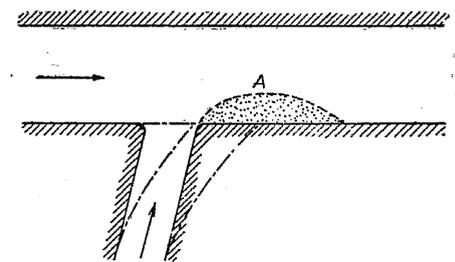
第五節 分 流 工

派流を締切らざる時には其上流及下流に分流工(Separation works) を設ける、即ち上流のものは各派流に流入する流量を加減するため、又下流のものは兩派が斜に合流する時は渦流を生じ、土砂が沈澱するから之を避くるため適當の方向に導くを目的とする、而して第 273 圖に於ける分流水の根部は相當高い所へ取り付け、其先端 B は漸次低くして低水位迄下ける。

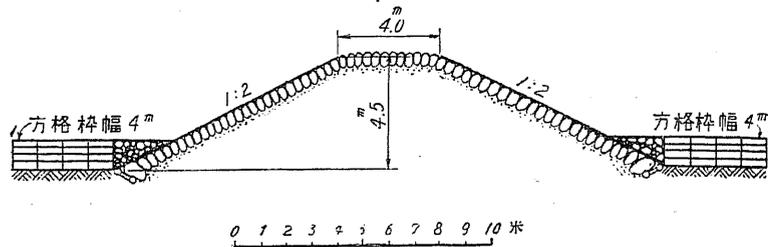


第 273 圖 分 流 工

支川の合流點に於ても前記と同様に分流水が必要である、而して此場合に於ては派流の合流するよりも尙面倒である、即ち幹支兩川の出水は同時に來らず、支川のみ出水し、幹川出水せざることあり、又此反對のこともある、尙支川よりの砂礫は大抵幹川のものより粗いから幹川の水勢が之を流下せしむるに足らず、第 274 圖の如く A 點に砂礫が堆積す、而して兩川の合流する角度が大なる程砂礫堆積量が多し、依て合流點に於ては支川は成る可く鋭角に交らしめ下流に向はしめるのがよい。此分流水も時としては導流水と稱せられる。



第 274 圖 幹支川合流點に於ける土砂堆積



第 275 圖 釜無、笛吹兩川間分流堤横断面

釜無川、笛吹川の合流点には分流工を設けた(第 133 圖及第 190 圖参照)、延長 350 m、其横断面は第 275 圖の如く天端幅 4 m、兩法共 2 割勾配、天端は根部に於て計畫高水位以下 3 m、これより漸次 1:200 の下り勾配とし、末端にては計畫高水位以下 4.5 m となる、全部石張をなし、其周圍に幅 4 m、四層建混凝土方格柵を敷設す。

笛吹川と蘆川との合流点にも分流工を設けてある、長 30 m、天端幅 3 m、兩法 2 割、計畫高水位以下 3~4 m、全部石張をなし、幅 4 m、四層建混凝土方格柵を繞らす。

第六節 浚 渫 其 他

低水路の形を早く作るには浚渫工事を施さねばならぬ、然し浚渫工事のみを行つても、水制工事等を之に伴つて施行しない時には再び元の通りに土砂が堆積し易いから浚渫工事で相俟つて水制工事で水路の幅を狭め、或は水流が數派に分れて居る場合には分派して居るものを締切らねばならぬ、尙此時に浚渫土を締切るべき派流に土捨する時は一舉兩得である。

又低水路幅を定めて水制等を設くる時は方向變換點の淺瀬は水勢のために除かるゝこともあるが、河床が粘土等の堅きものより成つて居る時には浚渫工事は行はねばならぬ。

又河床が岩石より成つて居る時には一旦爆破をなし、或は碎岩機で碎きたる後に浚渫工事を行ふ、松江市下流大橋川筋にては碎岩船で碎いた後浚渫して居る。

以上諸工事の外流路に數多の急彎曲あつて舟航の障害となる箇所では捷水路を設け、又必要に應じ床固工事を施す。尙一旦低水路を整正するも其河岸に護岸工を施さない時には水勢のため河岸缺壊し、水路が荒されるから、斯かる處ある所には護岸工事をせねばならぬ。

低水路の維持も亦甚だ大切である、即ち既設の護岸水制等を常に注意して修理せねばならぬ、尙水流の變動がある時には適當の處置を取らねばならぬ、始めの間の修理は簡單でも、之を等閑にする時は廣範圍の修理を必要とするに至る。

内務省直轄工事の竣功せるものゝ内利根川、渡良瀬川、淀川、木曾川、荒川等にては竣功後引續き水路の維持のため、護岸、水制等の修補を直轄施行して居る。

第七節 明治初年に於ける低水工事

我國に於ては低水工事は早くより國に於て直轄施行した。即ち淀川にては明治 7 年低水工事に着手し、伏見、大阪間の流路の平均水深は當時 30 cm であつたが之を 1.5 m とし、舟航に便ならしめんとし低水路法線を定め、柴工水制を設けて流心を規定して河水を其法線内に集中せしめ、流砂を流下せしめ又必要ある時には浚渫を施して水深を保たしめんとした。明治 8 年 6 月 1 日大阪府島上郡鴉殿村地先に初めて沈床工を施行した、之れが淀川修築工事の始めである、爾來工事を進め流路定まり、水制の間に土砂堆積して、工作物は安全となり、低水位以下所定の水深を得明治 21 年に一通り終了した。

利根川にても明治 8 年 6 月江戸川筋に水制工を設け爾來利根川、江戸川、權現堂川、將監川、逆川筋等に於て工事を繼續し低水位以下 1.2 m の水深を得んとしたが、明治 33 年より高水工事を施行することゝなり、爲めに低水工事は明治 32 年限り打ち切りとなり、高水工事費より支出することになつた。