

第 15 編 砂 防

〔蒲 学・赤木正雄〕

第 1 章 総 説	1493	第 1 節 縦浸蝕の防止	1501
第 2 章 溪 流	1493	第 2 節 横浸蝕の防止	1501
第 1 節 溪流の性質	1493	第 5 章 溪流工事の種類	1502
第 2 節 溪流域の区分	1493	第 1 節 壁 堤	1502
第 3 節 砂礫生産の原因	1493	第 2 節 護 岸	1525
第 3 章 石礫移動の法則	1495	第 3 節 水 制	1527
第 1 節 一般法則	1495	第 6 章 山腹工事	1529
第 2 節 節浸蝕の法則及び溪床勾配の 自然的發達	1497	第 1 節 法切工	1529
第 3 節 横断面の變化に及ぼす流水の 影響	1499	第 2 節 法面工	1530
第 4 節 砂礫圓錐の形成	1499	第 3 節 山腹埋設工	1533
第 4 章 砂礫の生産及流出を防 止する方法	1501	第 4 節 山腹土止工	1533
		第 5 節 山腹水路工	1534
		第 6 節 山腹水抜工	1535
		第 7 節 苗木植付	1536

第 15 編

砂 防

第 1 章 總 説

1. 緒 言 砂防工の内溪流内に施工される工事を溪流工といひ、山腹に施工されるものを山腹工と呼ぶ。砂防工の主たる目的は直接又は間接に土砂石礫の流下を防止するに在る。

第 2 章 溪 流

第 1 節 溪 流 の 性 質

2. 溪流の性質 1) 流路短きこと。2) 溪床勾配急なること。3) 流量は降雨、融雪に因り急激に増し、溪岸及溪床を侵食し、以て砂礫を流送し、之れを下流に堆積すること。

第 2 節 溪 流 流 域 の 区 分

3. 砂礫生産區域 山腹は濫伐、運材、放牧、耕作、土木工事等の人爲的原因、又は地質の不良、暴風雨、長雨、地震等の自然的原因で崩壊し砂礫を生産する計りでなく、其一部に出來た水路は出水毎に縦横の侵食を逞ふし、更に砂礫を増産流下する。斯る水路の勾配は數分の一乃至十數分の一である。

4. 砂礫通過區域 生産區域に續き、此處では横侵食は盛であるが、溪床の低下又は高上は認められない。即ち上流から流下する砂礫と、本區域で生産される砂礫の全部は流出来る。

5. 砂礫堆積區域 最下流に位し、勾配緩、溪幅廣く、上流から流下する石礫の大部は本區域に堆積し、溪床は高上する。

以上の 3 區分は便宜上設けたもので、各區間に明かな分界點が存するのではなく、又其各區域を具備しないものもある。

第 3 節 砂 礫 生 産 の 原 因

6. 風 化 岩石は空中、水中にある酸素及炭素の作用で、化學的に分解され

る計りでなく、其割目に浸入する水の凍結、樹根の侵入、微生物の作用等により物理的に分解される。風化作用の速度は岩石の位置、構造、化学的成分、氣候、標高等に關係する。

7. 山崩 山崩の原因は 1) 地震 2) 豪雨及急激なる融雪 3) 山腹の傾斜急で、岩層が溪に向ひ傾斜する場合に、其脚又は層面が水の爲め洗はるゝ時 4) 溶解し易い泥灰岩や粘土等が堅い岩層間に介在する時 5) 割目ある岩の根元が洗はれ、又は水が岩の割目に浸入して凍結する時 6) 無立木の岩石地

8. 雪崩 1) 粉状雪崩 多量の飛散し易い粉状の小雪片が隙間で無立木の山腹を砂層の様に移動し、他の積雪と共に運び去るもの。此際起る大風は雪崩自身よりも大害をなす。2) 地面雪崩 気温の高い時に降つた雪は湿氣を帯び重いから山腹に固着してゐる。此雪は塊狀に崩落し、盛に砂礫を生産する。3) 上層雪崩 凍結した古雪層上に降つた新雪層が滑動するもの。

9. 流水の侵蝕作用 1) 縦侵蝕 流水の力が渓床の抵抗力より大となれば、渓床は掘取られて砂礫を生産する。又此際渓岸は支持を失ひ崩落するが、

2) 横侵蝕 流水が渓岸を洗掘する作用を言ひ、次の場合に起る。(1) 流水が凹曲部に衝突する場合、(2) 岸の一部が渓中に突出する場合、(3) 渓床に存する堆積物の爲水向の岸に轉ずる場合。

10. 地氵不透水層上を透水層が滑落する現象。透水層上に降つた雨の一部は植物等に妨げられ次第に地中に滲透し、終に不透水層上に達し、其層の傾斜に沿ふて流れ、兩層間の摩擦を殺滅し、其一部は毛細管引力により上層に昇り、透水層を下から上迄湿润し、其容積と重量とを増し、粘力を減ずる。斯く透水層が水で飽和されると滑落を始める。草木は根で地層を締合はせるから地氵を妨ぐる効力があるが、淺根で丈の高い森林は反て地氵を促進することがある。

11. 土石流 暴風雨又は霖雨の場合、山地に堆積した風化物は先づ溪に押出され、軟弱な山地は膨軟となり、終には崩落する。又溪に於て暴流は侵蝕作用を逞ふし、溪床を洗ひ、溪岸を削り、多量の土砂と共に巨大な石を流下し、溪は全く土石の流れと化す。此現象を土石流又は山津渾と言ひ、溪流の作用中最も恐怖すべきものである。

[例1]關東大震災後舟橋、酒匂、早、花水の各川流域に起つた大山津浪。[例2]關東大地震と同時に熱海銀桜府川驛附近白鶴川に起つた山津浪は、大山崩の土砂が其齒溪に沿ひ押出して來たもので、降雨とは關係がない。[例3]伊豆大島灘の際箱根町に起つた山津浪。[例4]明治40年8月山梨縣下に起つた土石流。[例5]大正8年9月日光町蘿荷川に記した土石流。

第3章 石礫移動の法則

第 1 節 一般法則

12. 石礫が水の流速に及ぼす影響 同一條件の下に於ける 2 水流を比較するに、石礫を流送するものは然らざるものより流速が遅い。今 Q を単位時間に水路の一定断面を通過する清水の量、 γ を清水の比重とすれば、 $Q\gamma$ は単位時間に該断面を通過する水の全重量である。今容積 αQ で比重 d なる石礫が突然水に混ざるとときは、重量 $\alpha Q\gamma$ の水は押退けられ、石礫を含む水の重量は $\alpha Q(d-\gamma)$ が増加する。次に v を清水の流速、 v_1 を含石後の流速とすれば

$$v = C\sqrt{Ri}, \quad v_1 = C_1\sqrt{Ri} \quad \text{であるから} \\ \frac{v}{v_1} = \frac{C}{C_1} = \frac{\gamma + \alpha(d - \gamma)}{\gamma} \dots \dots \dots \quad (2)$$

13. 石礫に當る水の力と石礫の抵抗 P = 石礫に當る水の力, K , K_1 = 衝突面及石礫の形狀による係數, γ = 水の比重, A = 衝突面の面積, v = 水の平均速度, g = 重力の加速度とすれば

$$P = (K + K_1) \gamma A \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots \quad (3)$$

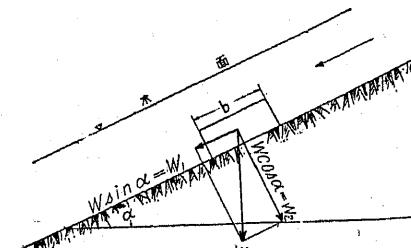
($K+K'$) の平均値は 1.5 で、球形の場合には 0.5 に下ることがある

今 $K+K_1=1.5$, a , c を矩

形衝突面の寸法とすれば

$$P = 0.076 \gamma a c v^2 \quad \dots \dots \dots (4)$$

石礫の抵抗力 R は石礫の性質、形狀等により異なるも、今平面渓床上にある角石を考へ、第 1 圖に於て $W =$ 石の重量、 W_1 及 W_2



第 1 四

W_1 は小なる故、之を省略すれば、石が運動を始める爲には

$$v > \sqrt{\frac{(d-\gamma)bf\cos\alpha}{0.076\gamma}}. \quad \dots \dots \dots \quad (6)$$

一般に β を水の衝突する物體の形狀に関する係數とすれば

$$v > \sqrt{\frac{\beta(d-\gamma)bf \cos \alpha}{\gamma}} \dots\dots\dots(7)$$

d, γ, f, α が常数の場合には

K_0 の値は立方體の場合は 3.23, 球體の場合は 4.58 と見て大差ない。

(3)～(8)式から次の法則を知る。1) 丸石の場合 ($K + K_1$) の値小さく、從て係数 β 大となるから、此の關係計りを見れば、角石より動き難い理であるが、丸石と溪床との間の f は小さいから、實際は動き易い。2) 石は短軸を流れの方向に置くとき最も動かされ易い。從て一旦移動した石が沈没する際は、短軸を流れの方向に置く。此の法則から事後に水流の方向を察知することが出来る。3) γ を増すと、 $\sqrt{\frac{d-\gamma}{\gamma}}$ の値は急激に減ずる。是れ土石流が亘石を容易に流送する所以である。土石流の比重は極端な場合には 1.8 に達する。尙此の際石は浮遊狀態を呈するから、 f の値を減ずる。

第1表 γ と $\sqrt{\frac{d-\gamma}{\gamma}}$ の関係 ($d=2.5$ の場合)

$\sqrt{\frac{\gamma}{d-\gamma}}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
	1.22	1.08	0.88	0.75	0.62
%	100	89	72	61	51

4) d が増せば動き難くなる。比重大なる石は全重量が比重小なる石の全重量より軽い場合でも水流の爲動かされ難い事がある。今比重 d_1, d_2 , 流水の方向の邊長 b_1, b_2 , 重量 W_1, W_2 なる二つの正六面體の石の平衡状態を考ふれば

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{d_2 - 1}{d_1 - 1} \right)^3 \frac{d_1}{d_2} \dots \dots \dots \quad (10)$$

今花崗岩 ($d_1=2.8$) と石灰岩 ($d_2=2.4$) とを比較すると

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{b_1^3}{b_2^3} = \left(\frac{d_2 - 1}{d_1 - 1} \right)^3 = 0.47$$

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{1.4}{1.8}\right)^3 \times \frac{2.8}{2.4} = 0.55$$

即ち石灰岩の代りに花崗岩を用ふれば、容積は 47 %、重量は 55 % で足る。水流の強い所に比重大で容積小なる石存在し、水流の弱い所に比重小で容積大なる石の所には此の理に因る。

石の存在する時は此の理に囚る。一方、水の詰和、水面勾配、摩擦係数一定の場合には各

14. 流水の限界速度及び流水の飽和 水面勾配、摩擦係数、は、第一種の石に對し其の比重、大きさ、形狀に伴ひ一定の流速存在すべく、其の速度以内のものを限界速度と言ふ。

或る一定の流速に於ては、限界速度の大小に依り、砂礫は沈澱するものと、流せらるゝものとに區別される。従つて流速に變化あるときは新流速に應じ砂礫量は増減する。然して石礫流送の經過中石礫の分類起り、最も軽く小なるものは水面近く早く流れ、稍重く大なるものは溪床近く緩く流れ、最も重く大なるものは溪床に沈澱する。但し實際には小石が大石の間に狹まれて運ばれることがある。

下流に赴くに従ひ流速が減すると、右側は大きの順に比級を示す。流水が石礫を含めば、流速を減ずるから、或る程度以上には最早石礫を含むことが出来なく、流水は飽和状態を呈する。今流速を 8 m/sec 、石礫の限界速度を

$$4 = 8 \times \frac{1}{1 + 1.5 \alpha} \quad \alpha = \frac{2}{3}$$

第 2 節 縦侵蝕の法則及び溪床勾配の自然的發達

第1節では石が渓床上に在る

15. 縦侵蝕の法則及び渓床勾配の自然的整理
と假定したが、侵蝕作用の大部分は渓床内の石礫を洗掘するのであるから、其の法則を數式で示すは難しい。併し限界速度及び他和の理論から、次の侵蝕法則を知り、且つ或る程度迄數學的に之を説明し得る。

- 1) (7) 式から水の衝突力が渓床の抵抗力より大なれば侵食が起る。
 - 2) (1) 式から他の條件同一のとき、砂礫含有量増せば、流水の速度從て衝突力減じ、侵食作用弱る。但し渓床上を移動する石礫は侵食を促進する。
 - 3) 侵食作用に因り砂礫含有量増し、從て流速減じ、遂に渓床に在る石礫の限界速度に等しくなれば、侵食止み、平衡狀態が成立する。

5) 清水の衝突力は含礫水の衝突力より大であるから、安定勾配は甚だ小となる。此の値は安定勾配の最小値で**平衡勾配**と言ふ。

6) 溪床の侵食を豫防するには、之れに相當する安定勾配を與へることが必要である。安定勾配決定に與る諸因子は正確に知り難いから、算定の結果は不正確を免れない。溪流の一點に於て溪床が不變なる爲には

$$v = \sqrt{\frac{\beta(d-\gamma)}{\gamma} f b \cos \alpha}$$

なる關係が成立するを要す。

$$v = C\sqrt{R} \cdot i \doteq C\sqrt{R} \sin \alpha$$

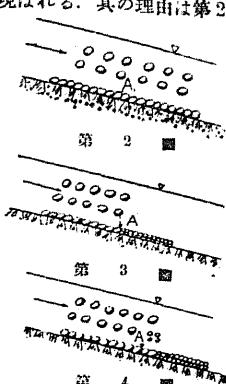
從二

$$\tan \alpha = \frac{\beta (d - \gamma) j' h}{C^2 R \gamma} \dots \dots \dots (12)$$

今 $f=0.76$, $\beta=\frac{1}{0.076}$, $\gamma=1$ とすれば

水深を D 、形狀係數を m とせば、 $R = mD$

安定勾配に関する式から次の侵蝕法則を知る。1) 淡床を構成する石の比重大なる程、又流れの方向に測れる礫の長さ長き程侵蝕作用は小である。2) 水の比重大なる程流速係数小となる。(1) 式から清水は砂礫を含む水より侵蝕作用大である。又流水は砂礫を含めば含む程侵蝕作用を減ずる。3) 水深小なる程安定勾



第 4 章

配大である。例へば含礫水が狭い山地から平地に出で漲溢すると水深は最小、安定勾配は最大となり、砂礫は急斜の渓床上に留まる。此の勾配を洪水勾配といふ。
 4) 渓流の流量は下流に行くに従ひ増すから、水深も亦之に従ひ増す。又の値は流下の途中磨擦により小となるから、安定勾配は下流程小となる。斯くて渓床の縱断面は凹曲線を爲す。5) ひの値が渓流の状態に相當する最小値を探るときは、安定勾配も亦最小となる。絶対に砂礫を含まない水に於ては渓床が水平となるから侵食は止む。

上述せるは石礫が箇々に運搬される場合の安定勾配の發達であるが、高山地方の渓流に起る土石流では、石礫は各箇運搬を妨げられ、集合運搬をする。例へば山崩や地氷に因り、多量の土石が突然渓床に達すると、水は最初之を動かせないが、水が浸込んで軟弱となれば、遂に上流に堪へた水の爲徐々に運動を開始する。此の場合砂礫量は屢々に水量を超過し、石礫は互に相接觸し泥土と混じて流下する。此の運動は徐々であるが其の途に當る總てのものを破壊せざれば止まない。又此の運動は最初平等に始まるが、直ちに砂礫の分類を起し、大礫は運動量大なる爲前方に進み、小礫は遅れ、各箇運搬とは全く反対の現象を呈す。而して大礫は渓床に近く、小礫は水面近くにある。之等が沈澱する際も此の順序に依りて渓床は凸曲線状を呈する。砂礫の沈澱が終ると水量は砂礫量より多くなるから、流れは固有の作用を回復し、石礫は自然の状態に配列して安定勾配を形成する。

第 3 節 横断面の變化に及ぼす流水の影響

16. 横断面の変化に及ぼす流水の影響 低水時には流水は溪床に在る大石を残し、砂礫を運び去り溪床を強固にする。高水時には大石は移動し、其下にある砂礫は高速度で流下する。高水の期間流水の方向は殆んど不變で、主として岸に平行に流れ、横侵蝕を起すことは稀である。減水が始まると最大、最重の石が先づ沈没し、高水は渦流を爲し、岸を洗ひ多量の土石を生産し、其の量は沈没量よりも多いことがある。之れが砂礫流送及浸蝕の最盛時である。尚増水の場合にも之れと同様の現象が起る。

第4節 砂礫圓錐の形成

17. 砂礫圓錐の形成 砂礫を含んだ水が狭い横断面から広い横断面に出ると堆積して圓錐體を形成する。之れを砂礫圓錐といひ、其の形成の順序を3期に分

3

1) 第5圖で A B を狭谷とし, 砂礫を含んだ水が B 點で垂直壁 B C を越へ, 水平の谷 C D に落下するとせば, 水は C D に於て四方に擴がり, 水深は最小値に達し, 砂礫は急勾配で堆積し C (平面圖では b) の周圍に小半圓錐體 C E F を造る. 之れは砂礫の流出に伴ひ次第に増大し, 其の尖端は遂に B に達し, 半圓錐體の断面は B C G, 平面圖では半圓 ngn, 及直線 nn₁ により界される.

2) B點を通過する水はB點以上に砂礫の堆積することを妨げるから、砂礫はB點の両側に堆積し、中央に水路を生ずる。Bの下流では砂

碟は次第に丘の方に押出し、水路の両側には水溢れて砂碟圓錐を造る。砂碟の堆積が D に及べば、圓錐の形は斷面で B C D、平面で $n n_1 d$ となり、大體に於て三角錐體を爲す。

3) 第6圖で水路ADは淺いから石礫はDを越へて流出する力なく、DからAに向ひ堆積し、遂に水路を閉塞する。其の結果含礫水は左右に氾濫しMNN₁等の三角錐體を造る。此の三角錐は下方から上方に向ひ順次形成され、遂にB₁C₁Dの様な形となる。

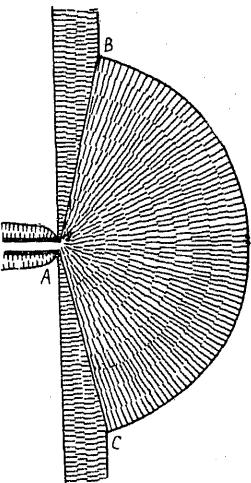
谷の面CDが水平のときは、 N , N_1 等の諸點は1直線上にあるが、一般に谷の面は山腹の方向に高まるから、其の境界線はDで少し丸味のある曲線 B_2DC_2 , B_3DC_3 等となる。其の結果第7圖の様な圓錐體を生じ、水は圓錐體の到る所を安定勾配で流れ、圓錐は次第に大となり、其の尖端は遂に渓の内部に侵入する。砂礫圓錐の両側にある耕地は第1期及び第2期の間は損害を受けることが少いが、第3期になると溢流のため侵される様になる。此の害を除くには水路の両側に堤防を築いて第3

第 5 版

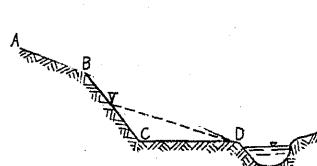
第 6

期の發達を防止する必要がある。併し圓錐の尖端は次第に渓の内部に侵入し、水路は益々高くなるから、堤防は愈々高く強固にしなければならない。斯くて水路は附近の土地より遙に高く、所謂天井川となり、破堤すれば其の害は激甚である。

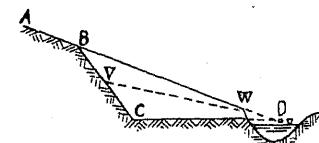
第8圖、第9圖に示す様に幹川が三角錐の先端 D を通過し又は CD 間で三角錐に交り、且つ三角錐上の水路から流出する砂礫を運び去る丈の流速あるときは、第3期の發達を妨げる計りでなく、若し此の場合砂礫の流逝が砂防工事の結果減少したりとせば、砂礫の三角錐は流水のため次第に浸食され、水路勾配は V W の様に緩になる。此の際護岸は其の脚を洗はれ、幹川に多量の砂礫を流出する。



三 7



第 8 章



第 9 圖

から水路を固定する必要がある。尙第9圖の場合に幹川の流速が不充分で三角錐から流出する砂礫を動かす力なく、且つ對岸軟弱なるときは幹川は屈曲を來たすが、對岸が堅固の場合には幹川の断面は狭小となり、流速増し、砂礫を流逝する。

第4章 砂礫の生産及び流出を防止する方法

第 1 節 縦浸蝕の防止

- 18 漂通舗の防止 1) 堤防 2) 水路張石、張板及び張芝

第 2 節 横浸蝕の防 止

19. 横浸食の防止 1) 堤堤により渓床を高め、渓岸の傾斜を息角以内にあらしむ。堤堤に袖を付け、水制の作用を爲さしむれば流水が岸に近寄らない様にすることが出来る。若し此の場合水が岸に寄る虞があれば大轉石を並べて之を豫防する。2) 護岸 3) 水制 浸食防止の外風化、山崩、雪崩、地応等の防止が必要である。

第 5 章 渓流工事の種類

第 1 節 堤 堤

20. 堤堤の目的 1) 縦浸食及横浸食の防止、2) 渓床勾配を緩和し、水の押送力を弱むること、3) 流下土石の貯留。

21. 堤堤の位置 1) 堤堤の位置を選定する原則は最低の工費を以て最大の効果を擧げ且つ堤堤自身が極めて安全なることである。此の要求を満たす位置は兩岸から岩盤相迫り、渓床も容易に岩盤を露出し、且つ上流には廣大なる貯砂地を開拓する箇所である。又渓幅は多少廣くとも渓床に岩盤ある箇所は堤堤の維持が容易であるから好ましい。2) 支渓のある場合には本渓と支渓との合流點下に堤堤位置を選ぶが良い。3) 若し堤堤の目的が横浸食の防止又は渓岸崩壊増大の防止にあれば其の位置は自然に定まる。4) 堤堤の目的が渓床勾配の緩和にあれば、基礎堤堤の位置と高さから上流堤堤の位置は大體に定まり、順次他の堤堤の位置も定まる。

22. 堤堤相互間の距離 1) 堤堤と堤堤との間隔は理論上堤堤の有效高と渓床の安定勾配に依り定まる。2) 實地に當つては安定勾配を正確に定むるは容易の業でなく、又假令定め得たとしても、工費の關係上理論通りの距離に設け得ない場合が多い。依て第1期工事に於ては修正勾配（上流堤堤の下流法先と下流堤堤の天端上流端とを結ぶ直線の勾配）を渓床勾配の $1/2$ 位に採れば良い。

〔例〕 桶木日光町稻荷川砂防工事に於て第 11 堤堤（距川口 2,609 m）から日向堤堤（同 5,135 m）に至る 2,526 m の間に 14 箇所の堤堤と之に附隨する 4 箇所の副堤堤を築設した。堤堤高の合計は 143 m（平均高 8 m 最高 22 m 最低 2.7 m）で、平均に於て從來の渓床勾配 $1/10$ を $1/33$ に緩和した。而して各堤堤間の平均距離は 149 m（最遠 376 m 最近 16 m）である。

23. 堤堤施工の順序 1) 先づ施工區域を通じ堤堤の好地點を選定し、其の最下流地點から順次上流に進む。之最小の工費を以て堤堤の貯砂作用を充分發揮せしむると同時に大轉石の流下を絶対に留止し、下流沿川の災害を一日も早く軽減すると共に上流堤堤の基礎堤堤たらしむる爲である。2) 基礎堤堤群が竣

功すれば、其の中間に低堤堤を挿入し、計畫の渓床勾配に近付かしむる。3) 下流堤堤の竣工を待つて上流堤堤に着手すれば、下流堤堤貯砂の影響を受け、上流堤堤の床掘は困難となる。故に下流堤堤の竣工前に上流堤堤を渓床以上迄築立つるが良い。4) 施工區域の局部が特に多量の土石を生産し從つて土石流の成立が頻が良い。5) 其等で爲に堤堤破損の虞ある様な所では、渓の最上流から施工を開始する。6) 其の他山崩の爲砂が渓床を堰止め將來破堤の危険ある場合、大崩壊の止め其他堤堤急施の必要あるときは、先づ斯る地點に施工するは言ふ迄もない。6) 第1期工事の堤堤及山腹工事等により砂礫及び轉石の流送減じ安定勾配が緩となれば、堆積砂礫上に第2期の堤堤工事を起こし新安定勾配を造り、次第に高期の堤堤を築造すれば遂に渓床は平衡勾配となり砂礫の流出は止む。第2期以上の堤堤は高き降低。且流來する礫も小さいから、其材料は第1期のものより低級で良い。

24. 堤堤の材料 材料は普通粗石コンクリートであるが、穏な渓流、第2期以上の工事には混合積（下流法及天端、時としては上流法厚 $0.5 \sim 1.0$ m 内外を粗石コンクリート積とし中詰として礫を用ふ）、空積（表面を空積とし中詰として礫を用ふ）、木材、木枝、鐵線蛇籠、土等を用ふる。以下述ぶるは粗石コンクリートのみに付てぐある。

1) **コンクリート** 普通 $1:3:6$ 、時として $1:4:8$ を用ひる。之れは石材の間隙を完全に充填する程度を適量とし、普通堤堤容積の 50% を占め、其極端な例は稻荷川第 5 堤堤の 38%，釜無川支川御勘使川蘆安堤堤の 70% である。

2) **石材** 石材を分ち築石（堤堤表面に用ふ）と中埋石とする。石材は渓床に在る轉石を其儘使用するのであるが、其運搬は通常人肩に據るから重量で 250 kg、容積で 0.1m^3 以上の轉石は割つて使用する。一番手頃の大きさは 2 人で擔ふ重量 150 kg、容積 0.06m^3 内外のものである。築石中天端に用ふるは最も良質にして大なるものを選び、下流法之れに次ぐ。上流法の築石は中埋石と同様のもので良い。中埋石は大小混交して用ひ其空隙を小にしコンクリートを節約する。石材の量は堤堤容積の約 50% を占め、築石と中埋石との比は堤堤の断面形により差異があり、薄い断面では築石が多い。

3) **モルタル** 主として築石の目地塗に用ふ。配合は $1:2$ 又は $1:3$ 。築石 1m^2 に使用するモルタル量は普通 0.03m^3 位で、其極端な例は相模川潜淵堤堤の 0.08m^3 、早川（箱根）常盤澤中流堤堤の 0.01m^3 である。尚堤堤の全容積に對する割合は普通 2% 以下で、其異例は酒匂川立間第 2 副堤堤の 5.7%，常盤澤中流堤堤の 0.6% である。

第 2 表 相模川外 5 箇川堰堤材料表

河川名	堰堤數	築立 體積	材 料 百 分 比			第石 面積 (m ²)	膠泥 築石面積 (m ²)
			石 材	コンクリート	モルタル		
相模川	35	40,307 (m ³)	45.2	52.5	2.3	21,553	0.042
酒匂川	17	20,076	46.1	51.4	2.5	12,715	0.041
早川	9	16,253	51.8	47.4	0.8	8,250	0.017
花水川	15	10,636	53.1	44.8	2.1	7,702	0.029
大谷川	20	24,932	55.3	43.3	1.4	19,238	0.019
御動便川	9	28,374	39.6	59.0	1.4	14,225	0.028
計	105	140,578	47.3	50.9	1.8	83,633	0.030

25. 堤堤の高さ、長さ及立積 1) 堤堤高とは天端上流端に於ける堤堤の縦断面に於て其最低點から水通の最低點迄の高をいふ。又堤堤長とは同縦断面に於て翼部天端の兩岸に取付いた點相互間の距離をいふ。

2) 積量堤堤、木堤堤等の高さは普通4m以下とするが、粗石コンクリート堤堤の高さには別に制限がない。

3) 高堰堤と低堰堤との得失 (1) 堤堤の貯砂量は渓の横断面を矩形とすれば有效高の2乗に(26式)比例する。(2) 堤堤の體積は理論上高さの2乗に比例するから、只渓床勾配の緩和のみが目的なら、小數の高堰堤の代りに多數の低堰堤を造る方有利である。(3) 高堰堤の貯砂地は低堰堤の貯砂地より幅が廣いから、流速小に從て安定勾配は大である。(4) 高堰堤破壊に因る被害は甚大である。

4) 高堰堤の築設を有利とする場合 (1) 土石流送甚しく從て下流沿川の被害激甚なる場合、多量の貯砂を得る爲には、渓床勾配緩和且て渓幅廣きを要件とするから、其箇所は下流に位する。(2) 堤堤の好地點は極めて稀であるから、假令其れ

第 3 表 相模川外 5 箇川堰堤高、長及立積表

河川名	高			長			立 積								
	堰堤 數	平均		最高	最低	堰堤 數	平均		最長	最短	堰堤 數	平均		最大	最小
		(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m)		(m ³)	(m ³)	(m ³)	
相模川	34	9.5	16.0	3.0	34	32.6	64.0	13.0	35	1,152	2,74	142			
酒匂川	16	10.4	15.8	5.0	16	31.8	50.7	22.0	17	1,181	2,375	516			
早川	10	12.8	20.0	6.0	18	34.5	51.7	16.6	9	1,806	5,629	331			
花水川	15	8.2	13.4	3.7	15	32.0	59.0	19.6	15	709	1,610	196			
大谷川	18	10.3	22.0	3.6	18	61.0	107.2	22.7	20	1,247	3,114	347			
御動便川	8	13.1	22.0	8.8	8	53.2	107.3	23.4	9	3,153	10,351	843			
計	101	10.2	22.0	3.0	97	38.8	107.3	13.0	105	1,839	10,351	142			

が渓床勾配の急な上流にあつても高堰堤を築造して他の群小堰堤の基礎堰堤又は保護堰堤とする。(3) 低堰堤を階段状に配列して渓床勾配を緩和する場合、土石流の襲撃を受けると、大轉石の激衝を受けて堰堤が破壊されることがある。斯る場合は要所要所に高堰堤を挿入して、大轉石の堰堤に近付くのを防ぐ。

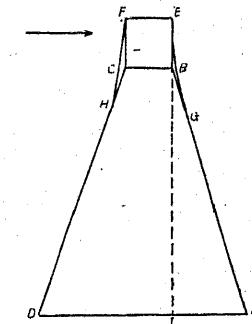
5) 堤堤の高さ、長さ及立積の實例(第3表)

26. 堤堤の形狀 1) 平面形狀 1) 直線形 我國では此形が多い。2) 拱形 外國には此形が多い。安全率の意味で拱形にするのと、拱の理論で斷面を決定するのと(此場合堰堤長は高さの3倍以下なるを普通とす)、折衷式である。兩岸取付岩盤は堅硬で龜裂のない事を要する。

2) 橫斷面形狀 普通第10圖の様に梯形で、

AB 下流法、BC 天端、CD 上流法、DA 基礎線。袖を付ける場合はBCFE の如くし、又はFH、EG の様な曲線を入れる。1) 下流法 天端を越へて落下する轉石の當らない程度に急にする。 $n = \frac{A_1}{B_1} = \text{下流法}$, $v = \text{下流法面を害する最小の石の限界速度}$, $g = \text{重力の加速度}$, $h = \text{天端から下流法先の最低部に至る直高}$ とすれば

$$n \leq v \sqrt{\frac{2}{gh}} \quad \dots \dots \dots \quad (15)$$



第 10 圖

今石の徑 0.3m, 比重 2.4, 渓床勾配 1/10, 麻

擦係係数 0.76 とすれば、(11) 式から: $v \leq 2 \text{ (m/sec)}$

$$n \leq \frac{0.9}{\sqrt{h}} \quad \dots \dots \dots \quad (16)$$

此式から $h = 1 \sim 20 \text{ m}$ に對する n を求むれば

第 4 表 堤堤高(h)と下流法(n)との關係

h	n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	n	0.90	0.64	0.52	0.45	0.40	0.37	0.34	0.32	0.30	0.28
h	n	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	n	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20	0.19	0.18

下流法の理論的形狀は一つの拋物線である。

堰堤上を水が溢流しない場合又は下流法を害する様な轉石の流出なき場合の下

流法は貯水堰堤と同様緩にする。2) 天端 第10図の様に水平であるか又は第11図の様に上流に向ひ斜降せしめる。後



第 11 図

第 12 図

第 13 図

者の場合は下流隅石は磨滅し易いから第12図の様に丸味を付ける。第13図の形は不良。3) 上流法 低堰堤、不溢流堰堤又は轉石の越流なき堰堤に於ては垂直であるが、他の堰堤では計算上定まる或る傾斜を探る。

27. 堰堤横断面の大きさ 1) 砂防堰堤の断面 砂防堰堤は水壓と同時に土壓を受けるのみならず、普通下流法が急であるから、貯水堰堤に比し理論断面は大である。併し前者は後者に比し高さ低く、破壊に因る災害は軽微であるから、内部に多少の應張力を生ぜしむるも差支なく、一般に理論上算出したものより小断面を用ふ。尚砂防堰堤は砂礫基礎上に設くる場合屢々であるが、此時も揚圧力を考へない事が多い。水源に近い小溪流に於ては常時殆んど流水を缺くから堰堤は土壓のみを受けて居る。又出水の際でも堆積土石の凝集する場合には土石間に充分水が滲透するに至らず、從て理論上の水壓を受けないから、時としては土壓のみを受くるものとして設計されることがある。之に反し竣工後未だ貯砂せざるに先立ち土石流を受ける場合は極例として比重1.8~2.0の液の圧力を考へる。之を要するに堰堤の横断面は堰堤の重要性、土石流の有無、流量の多寡、堆積土砂の性質其他から判断し適當な外力を定めて後決すべきである。

2) 梱形断面の重力堰堤 堰堤に加はる外力を其上流法に働く清水壓のみと考へ、之と堰堤自重との總合力が基礎線上に於て下流法先から $1/3$ の點に働く條件の下に堰堤断面を定むるには(17)式に據る。

$$(1+\alpha)m^2 + \{4\alpha(\beta+n) - 2\beta + n(2+\gamma)\}m = 1 + 3\alpha - \gamma(n^2 + 3\beta n + \beta^2) \dots \dots (17)$$

式中 m =上流法、 n =下流法、 $\alpha=ah$ 、 h =堰堤高、 α =溢流幅、 $\beta=\frac{b}{h}$ 、 b =天幅、 $\gamma=\frac{w}{w_0}$ 、 w =堰堤比重、 w_0 =水比重

第 5 表 堰堤横断面表 ($a=1$ m, $b=1.5$ m の場合)

高(m)	1	2	3	4	.5	6	7	8	9	10
下流法	0	0.20	0.30	0.40	0.40	0.35	0.35	0.30	0.30	0.31
上流法	0	0	0	0	0	0.15	0.20	0.30	0.36	0.40
底 幅 (m)	1.50	1.90	2.40	3.10	3.50	4.50	5.35	6.30	6.90	8.50
築石継長 (m)	3.5	5.54	7.63	9.81	11.89	13.92	16.05	18.20	20.29	22.71
横断面積 (m ²)	1.5	3.4	5.85	9.20	12.50	18.00	23.975	31.20	37.80	50.00

第 6 表 堰堤横断面表 ($a=0$, $b=2$ m, $m=0$ の場合)

高(m)	3	4	5	6	7	8	9	10	13	17
下流法	0	0.15	0.20	0.25	0.25	0.35	0.35	0.40	0.45	0.50
底 幅 (m)	2.00	2.60	3.00	3.50	3.75	4.80	5.15	6.00	7.85	10.50
築石継長 (m)	8.00	10.04	12.10	14.18	16.22	18.48	20.54	22.77	29.26	38.01
横断面積 (m ²)	6.00	9.20	12.50	16.50	20.125	27.20	32.175	40.00	64.025	106.25

第 7 表 堰堤横断面表 ($a=1$ m, $b=2$ m の場合)

高(m)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
下流法	0	0.20	0.25	0.35	0.35	0.35	0.30	0.30	0.30	0.25
上流法	0	0	0	0	0	0.10	0.20	0.20	0.25	0.35
底 幅 (m)	2.00	2.60	3.00	3.75	4.10	5.15	6.00	6.50	7.50	8.60
築石継長 (m)	6.00	8.06	10.12	12.30	14.36	18.45	18.51	20.57	22.75	24.99
横断面積 (m ²)	4.00	6.90	10.00	14.375	18.80	25.025	32.00	38.25	47.50	58.30

第 8 表 堰堤横断面表 ($a=b=2$ m の場合)

高(m)	1	2	3	4	5	6	7	8
下流法	0	0.20	0.35	0.40	0.40	0.35	0.35	0.30
上流法	0	0	0	0	0.10	0.20	0.20	0.30
底 幅 (m)	2.00	2.40	3.05	3.60	4.50	5.30	5.85	6.80
築石継長 (m)	4.00	6.04	8.18	10.31	12.41	14.48	16.55	18.70
横断面積 (m ²)	2.00	4.40	7.575	11.20	16.25	21.90	27.475	35.20

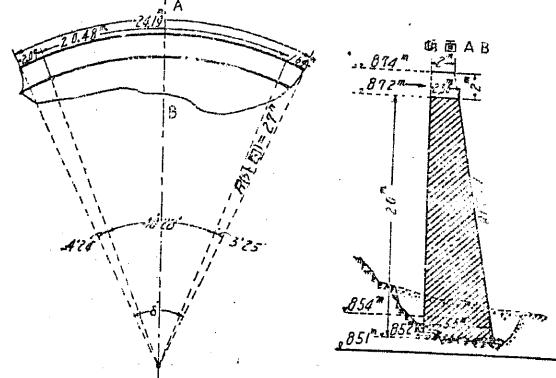
高	9	10	11	12	17	23	26
下流法	0.30	0.30	0.25	0.25	0.2	0.20	0.15
上流法	0.30	0.35	0.45	0.45	0.55	0.60	0.65
底 幅	7.40	8.50	9.70	10.40	14.75	20.40	22.80
築石継長	20.79	23.04	25.49	27.53	38.74	52.28	59.30
横断面積	42.39	52.50	64.35	74.40	142.375	257.60	322.40

(17) 式から普通起こり易い場合の a , b に對し m を求むれば第5~8表の通りである。但し $w_0=1.0$, $w=2.5$ とす。

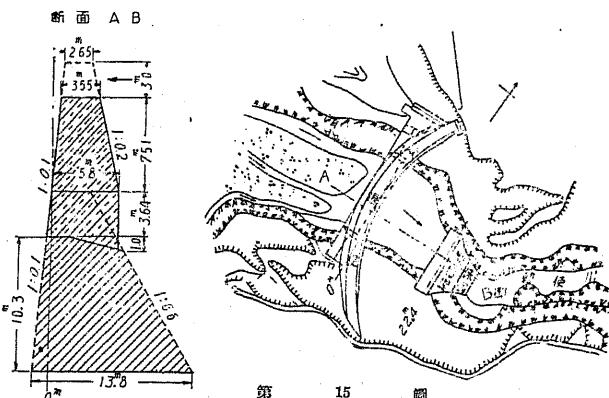
3) 拱堰堤 水壓に因る拱の撓度が基礎に於ける摩擦又は抗圧力により妨げられる場合、拱半径は拱環厚に比し著しく長い場合及溫度の變化に因る拱應力を考へない場合其他二、三の假定の下に

t = 水面から y なる深さに於ける拱頂厚, w = 單位容積の水重, γ = 拱頂の外側半径, c = 塙堤の計算抗壓強度。

中心角 δ は理論上 $133^{\circ}24'$ が最も經濟的であるが實地では 120° 位に探る。天幅は $1\sim 2m$ とするが、徑長比(曲線長と拱環厚の比)から制限を受ける。天端の徑長比は普通 75 以下であるが、拱環の厚さが下方に赴くに従ひ急激に増すときは多少大きくなるが、多くは良い。



第 14 題



第 15

高さの $1/2$ に於ける徑長比は 25 以内とする。堆積堤は重力堤に比し遂に材料を節約し得るから、兩岸、溪床とも良石盤より成る場合は是非採用すべきである。

[例 1] 御勤使川の灘堰堤(第14圖)両岸浜床とも良質の硬砂岩より成る。 π は27mで、拱環の高さに拘らず一定とした、従て中心角 δ は高さにより變化する。 c は10kg/cmとして t を定めた。

【例 2】御勅使川蓬藻堰堤(第15圖) 竣功後年を経た重力堰堤上に掛橋堤を嵩聳したもので珍例である。重力堰堤は水の比貢を 1.5 として決定したから充分過ぎる。

23. 堤防の水通 1) 最大流量 堤防箇所の最大流量は實測されたものが稀であるから、降水量、流域面積、地形、地質、森林の状態、土砂流出の状況等から判断する。降水量を h (mm/hr)、流出係数を α とすれば、 1 km^2 の流域に降った雨に依る流量 Q は

$\alpha = 0.6$, $h = 60 \text{ mm/hr}$ 又は $\alpha = 1$, $h = 36 \text{ mm/hr}$ とすれば $Q = 10 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ となる。毎時 60 mm の降水は我邦溪流流域に於ては稀であるし、又 36 mm/hr の雨が相當時間連續する事も稀有である。箱根で 50 mm/hr , 4 時間に 187 mm , 10 時間に 300 mm , 日光で 1 日に 474 mm の記録がある。流域の廣い場合には $5 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ の最大比流量を採れば充分である。

流水中に土砂が混ざると、其れに伴ふ流量の増加及び流速の低下に因り、水通の面積は清水の場合に比し遙に大なるを要する。例へば清水に混ざる土石の比重を2.5とし、流水の種々なる比重に對應する混和量(α)、流速(v_1)を求むれば第9表の通りである。

第 9 表 種々の比重の流水に對する土石混和量と流速

流水の比重	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
土石混和量 α	0	0.13	0.27	0.40	0.53	0.67
流速 v_1	1.0	0.83	0.71	0.63	0.56	0.50

此表から例へば流水の比重が 2.0 となれば、土石混和量は清水の 2 倍、従つて水量は 3 倍となり、且つ流速は $1/2$ に低下するから、水通の大きさは清水流量の 6 倍を流過せしめなければならない。例へば稻荷川日向堰堤での推定最大流量は $60 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるが、水通の断面積は $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の流量に堪へ得る。

3) 水温の形狀 1) 直線水温 (第16圖)

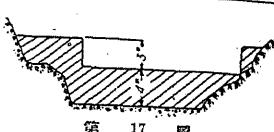
兩岸が良質岩盤の場合に用ふ。此形は水通幅を最大ならしめるから、溢流深を減じ、堰堤断面を小ならしめ且下流渓床の浸蝕を輕減す

3. 2) 矩形及梯形水道 (第 17 圖, 第 18 圖)



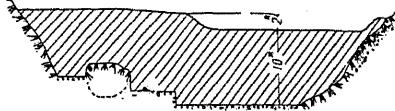
第 16 回

最も普通の形で、兩岸が脆弱な岩盤であるか又は土砂の場合に用ゐる。若し一方の岸のみが弱い場合は片寄らせる。水通の幅は出来るだけ廣くするのが原則であるが、流路を一定する目的で狭くすることがある。



第 17 期

梯形水通の法は普通1割とし、其隅角には丸味を付ける。3)



第 18 回

弧形水通 水が弧の底に集り其部分の天端が餘計に磨滅する外

水叩が局部的に餘計浸食される缺點があるが、小渓流に階段的に堰堤を築設する場合、流路を一定して両岸を保護するに用ひられる形である。

3) 水道からの流量 1) 梯形水道 堤堤上流貯水せる場合接近流速なしとする

$$Q = \frac{2}{15} \alpha D \sqrt{2gD} (2b_0 + 3b_u) \dots \dots \dots \quad (20)$$

茲に Q =流量, a =縮流係数, D =縮流前の溢流深, b_0 =水通の下幅, b_u =水通の上幅.

今 $\alpha = 0.6$, $g = 9.8 \text{ m/sec/sec}$, 兩法を各 1 割とせば

此式で $D=1\sim4$ m, $b_0=6\sim30$ m とし Q を求めれば第 10 表の通りである

第 10 表 梯形水通流量表

D	b_0	6(m)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
	(n)	(m^3/sec)												
1	12	16	19	23	26	30	33	37	40	44	47	51	55	
2	38	48	58	68	78	88	98	108	118	128	138	148	158	
3	77	96	114	132	151	169	188	206	224	243	261	276	293	
4	130	153	187	215	243	272	300	328	358	385	413	442	470	

2) 矩形水道

4) 特種の水道 以上述べたのは水が堰堤上を溢流する場合であるが、堰堤が高く其水叩部が弱い場合に地形が許せば、一方の岸の岩盤を掘削し水道とする

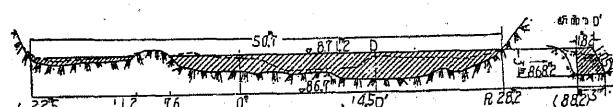
とがある(第19圖).此場合注意すべきは岩盤には普通亀裂多く其磨滅は迅速であるから、張石又は床固を設くる必要がある.之を怠つた爲に岩盤が元の溪床高迄磨滅した實例がある.尙此際堰堤の断面は貯水堰堤の夫れと同じく第6表から求める.

29. 濡堤の暗渠 1) 踏

渠の目的 1) 堤施工中に平水以下を流過させる。

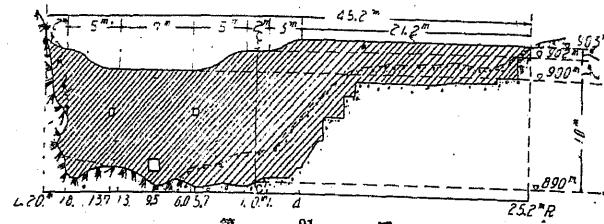
2) 堤堤竣工後其上流に湛へらるべき水を排し、堰堤に加はる水壓を減ずるのみならず、堆積砂礫中の水分を排除し土壓をも減する。3) 砂礫基礎上の堰堤に於ては2)の目的以外堰堤下に生ずる潜流の速力を小にする。2) 暗渠の大きさ及び數は流量により定まること勿論であるが、竣工後之を粗石コンクリートで充填する場合には作業に便ならしむる爲高1.2m、幅0.8m位とするが良い。粗石コンクリートで閉塞しない場合又は流量の少い場合には0.3~0.6m角位の暗渠を設ける。3) 暗渠閉塞の方法 大暗渠を放置すれば堰堤破損の原因となるから必ず粗石コンクリートで閉塞する。其爲には豫め上流法に綺切を容易ならしむる設備を施す。其他の場合は暗渠の上流端を大石、石棒、蛇籠等で塞ぐ。出水の際流木や土石の爲自然に閉塞することがあるが、若し之れが不完全であると後日閉塞が破れ堆積砂礫を流出する。

30. 堤堤の基礎 1) 岩石基礎 基礎を岩盤上に求むることは堰堤の安全上最も望ましい。従て渓床に於ける堆積砂礫層の厚さを判断することは極めて重大なる意義を有する。試鑽に據らずして岩盤の位置を推測するは困難であるが大體



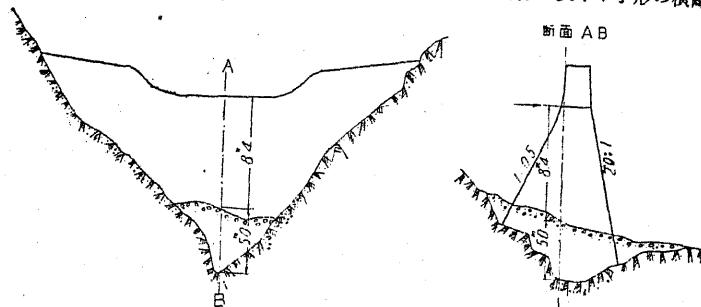
第二十章

次の観察點から判断を下す。1) 両岸岩盤より成り且渓床の一部に岩盤露出する場合渓床の他の部分の砂礫層は薄い(第20圖)。之に反し岩盤が一方の岸から渓床の一部に連繋するも、他の岸が土砂の場合岩盤が途中から急降することが多



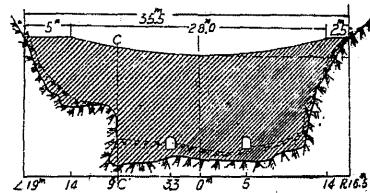
第 21 頁

い(第21圖)。2)兩岸岩盤より成り溪床の全面砂礫で被はるゝ場合、若し附近の溪床に岩盤露出せる箇所あれば砂礫層は淺い。3)溪幅特に狭くV字形の構造



第 22 期

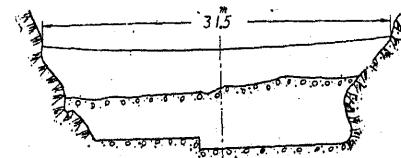
面を爲す箇所の砂礫層は厚く、且舊瀧壺である場合が多い(第22圖)。4) 溪の上流で溪幅の廣い所では砂礫層は概して薄い(第23圖)。5) 溪床にあら轉石大なる場合岩盤は近い。其理由は大轉石は流水により動かされ難いから、其下にある砂礫は流下しても其箇所に止まり、次第に岩盤近くに移動する。但し最近に土石流のあ



第 23 頁

つた箇所では渓床の固定作用が進行して居ないから、必ずしも上述の通りでない。また、渓床では水平面以下6m位迄の所に岩盤がある場合が多い。

6) 急勾配の渓床では小半円以下に亘る
 2) 砂礫基礎 岩盤が極めて遠い場合には砂礫上に堰堤を造る。此場合掘鑿は
 深い程堰堤の安定上有利であるが、渓床勾配が緩で流量の多い箇所では多額の工
 費を要する計りでなく、工事が長引くと出水の爲折角の掘鑿箇所を埋戻される
 ことが屢々ある。普通堰堤を設
 ける箇所の渓床勾配は最緩1/30
 ~1/40であるから、例へば掘鑿
 深5mの場合、滲透水の排水路
 を設くるとせば其延長は200~
 300mに達する。尙本堰堤竣工
 後工事済の低下を待ち副堰堤



第 24 節

を築設する場合は、渓床は $1/60 \sim 1/80$ の緩勾配を示すことがあるから掘鑿は益々困難である。笛吹川支川日川の鶴瀬堰堤(高 9 m, 渓床勾配 $1/15$)では掘鑿深を 5.5 m と豫定したが、冬期思掛けない出水に會し害を受けたので左半の掘鑿は 1.3 m を減じ施工した(第 24 圖)。緩勾配の渓床で流量の多い場合の掘鑿は 3~4 m を適度とする。下流に副堰堤を造る豫定があり且重合高が充分な場合には最低渓床面を基礎とする場合がある。第 25 圖の早川大平臺上流堰堤(高 30 m の豫定)は其一例である。

厚い砂礫層で被はれてゐる溪床を岩盤迄掘鑿せんと努力し、出水の爲掘鑿箇所及排水路の全部を埋戻され遂に工事

を断念した實例がある。

砂礫中に大轉石を多量に混和し層が硬い場合又は兩岸岩脚間の距離の近い場合には砂礫上に直接築立を行ふも差支ないが、砂礫層が軟弱で兩岸岩脚間の距離が遠い場合には堰堤が衝として働き、其中央に堰底に於て最大、上方に向ふに従ひ漸小する

亀裂を生ずることがある(第26圖及第27圖)。常盤澤堰堤の場合、地盤は泥土

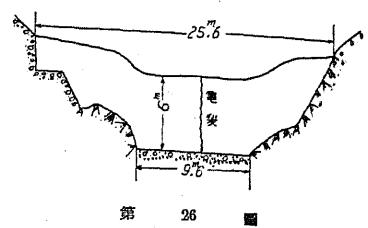
で非常に悪かつたが、計算上龜裂の生ずる理由はなく、當時箱根國道復興工事の土砂を厚5m以上も堰堤上に投棄したのが原因である。斯る龜裂を豫防する方法として底部に鐵筋を挿入する法と、杭打地形とがある。

稻荷川第12堰堤(高3.6m、長10.7m)では其の中央水通の33m區間に6kgの古軌條を用ゐた。酒匱川栗の木平堰堤では下流法先から0.76、1.26及び1.76mの距離に3列に合計60本の杭打を行つた(第28圖)。

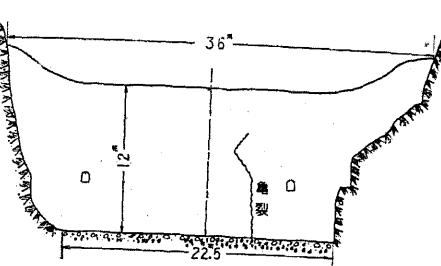
杭長2~5m、末口徑15cmの杉丸太、打込回數平均300回(最多575、最小123回)、1日の功程4本、砂礫中に侵入せる杭長平均2m(最長3.1m、最短1.2m)1本當り工費15圓(杭

3.50圓、鐵杏2.50圓、勞力費8.80圓、雜材料0.20圓、但し人夫賃は1.10圓)。杭先は大方岩盤に到達した模様である。此場合杭打の目的は基礎の造成よりも寧ろ底抜の防止にあつた。用ひた錐は櫻製の長1.5m、45cm角、立積0.3m³、重量200kgで、動力は人力である。

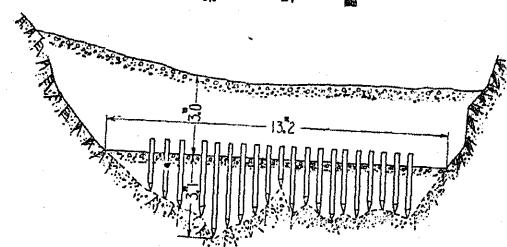
立間堰堤では150本の杭打を行つた。杭は松又は杉、長9m、末口徑15cm、打込回數760(最多1,800、最少250)、1日功程2本、砂礫中に侵入した杭長7m(最大9m、最小3.3m)で1本當り工費37圓(杭15圓、杏2.50圓、勞力費19.20圓、雜材料0.30圓、但し人夫賃1.20圓)である。



第 26 圖



第 27 圖



第 28 圖

3) 基礎の保護 洪水時に堰堤を越流する水、土石及び流木は直接に堰堤下流渓床に落下し深掘を生ずる。其深さは落下高、溢流水の比重、溢流高、渓床の状態等により定まるが、砂礫基礎の場合には堰堤の根入を充分深くしなければ忽ち堰堤敷以下迄洗掘される。此場合若し基礎が軟弱であれば堰堤下を通ずる大潜流を生じ、堆積砂礫を流下し、下流沿川に危害を及ぼすことがある。尙一層危険なのは堰堤下流一帯の渓床が全體として堰堤敷以下迄低下する場合である。此危険は堰堤が未だ貯砂せざるに先立ち出水を受けた場合に起る、殊に上流に尚貯砂を了せざる數箇所の堰堤あるときは危険は一層甚だしい。基礎の保護には次の方法がある。

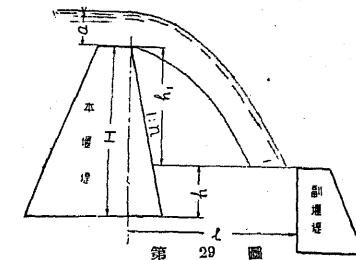
1) 副堰堤 基礎が岩盤の場合には何等の施設をも行はない事があるが、岩盤であつても必ず或る程度の浸食を受くるが故に、其良否に應じ適當の副堰堤を設くるが良い。次に砂礫基礎の場合には水叩を施工するのが原則であるが、渓床に大轉石の多い場合、溢流の浅い場合、堰堤高の低い場合等には副堰堤のみを以て保護することがある。本副兩堰堤の重合高(第29圖)は堰堤高渓床の状態、溢流深、溢流水の比重其他により決せられ、之れを理論的に求むること困難であるが、經驗式として(24)式を用ひ、渓床状態其他に依り多少の斟酌を加へる。

$$h = \frac{H+a}{4} \dots \dots \dots (24)$$

本副堰堤間の距離(第29圖のl)

は、 v =堰堤を離れる水の最大水平分速度とすれば

$$l \geq v \sqrt{\frac{2(h_1+a)}{g}} \dots \dots \dots (25)$$



第 29 圖

此式から v 及 h_1 に対する l を求むれば第11表の通りである。但 $a=2$ m, $g=9.8$ m/sec/sec。本副堰堤間の距離は低堰堤(5~6m以下)で高さの2倍、高堰堤で1倍とするが普通である。副堰堤の位置は必ずしも計算に準據せず遙か下流に設けることがある、之れは其地點が特に狭く工費を節約し得るからである。立間第2副堰堤は第1副堰堤(高7m)の下流92mに位する。

副堰堤下流渓床が一帯に低下すれば更に第2副堰堤を設け順次断くの如くして最終副堰堤下流渓床が低下止むか又は副堰堤の基礎を岩盤に達せしめる迄續け

第 11 表 種々なる h_1 と ν とに對する l の最小値

$\frac{h_1}{v}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
(m/sec)	(m)									
1	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.4	1.5	1.4
2	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.7	2.9	3.0	3.1
3	2.3	2.7	3.0	3.3	3.6	3.8	4.1	4.3	4.5	4.7
4	3.1	3.6	4.0	4.4	4.9	6.1	5.4	5.7	6.0	6.3
5	3.9	4.5	5.1	5.5	6.0	6.4	6.8	7.2	7.5	7.9
6	4.7	5.4	6.1	6.6	7.2	7.7	8.2	8.6	9.0	9.4
7	5.5	6.3	7.1	7.7	8.4	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0
8	6.2	7.2	8.1	8.8	9.6	10.2	10.9	11.4	12.0	12.6
9	7.0	8.1	9.1	9.9	10.8	11.5	12.2	12.9	13.5	14.1
10	7.8	9.0	10.1	11.0	12.0	12.8	13.6	14.3	15.0	15.7

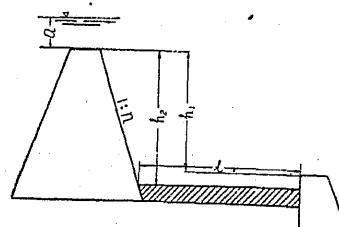
<i>h</i>	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
<i>r</i> (m/sec.)	(m)									
1	1.6	1.7	1.8	1.8	1.9	1.9	2.0	2.0	2.1	2.1
2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2
3	4.9	5.1	5.3	5.4	5.6	5.8	5.9	6.1	6.2	6.4
4	6.5	6.8	7.0	7.2	7.4	7.7	7.9	8.1	8.3	8.5
5	8.2	8.5	8.8	9.1	9.3	9.6	9.9	10.1	10.4	10.6
6	9.8	10.1	10.5	10.9	11.2	11.5	11.8	12.1	12.4	12.7
7	11.4	11.8	12.3	12.7	13.0	13.4	13.8	14.1	14.5	14.8
8	13.0	13.5	14.0	14.5	14.9	15.4	15.8	16.2	16.6	17.0
9	14.7	15.2	15.8	16.3	16.7	17.3	17.7	18.2	18.6	19.1
10	16.3	16.9	17.5	18.1	18.6	19.2	19.7	20.2	20.7	21.2

三

副堰堤施工の時期は本堰堤を或る高さ迄築立つるか又は之を竣工せしめて後出水を受け渓床低下を待つのが有利で

あるが、工事の都合上出水を待てない場合がある。

2) 粗石コンクリート水叩 表面には張石を行ふ、若し附近渓床に大轉石が多量にあれば之れを其儘張石に利用する。水叩は其表面を水平にし、其厚さは1~2mとする。水叩の長さ(第30圖の1)は



第 30 期

$$l \leq \sqrt{\frac{2(h_1+a)}{g}} + n(h_2-h_1) \dots \dots \dots \quad (26)$$

水叩の尖端には必ず副堰堤を附屬せしめ、適當の水絆を造り、水叩面の磨損を防ぐ。第12表中高とは副堰堤天端以上の本堰堤高である。

第 12 表 水印の長さ、厚さ及水溝深の實例

河川名	堰堤名	高	水印長	水印厚	水深
相模川	杉平堰堤	13.0	6.0	2.0	1.0
	大瀬戸堰堤	11.6	11.0	2.0	1.4
	小瀬戸堰堤	11.0	14.0	2.0	2.0
	長者堰堤	10.0	12.0	2.0	0
酒匂川	社宮司堰堤	7.0	12.0	2.0	1.0
	立間堰堤	7.8	22.0	2.0	2.0
	山口堰堤	4.0	6.8	1.0	1.0
	源源堰堤	7.0	15.0	1.8	0.9
富士川					

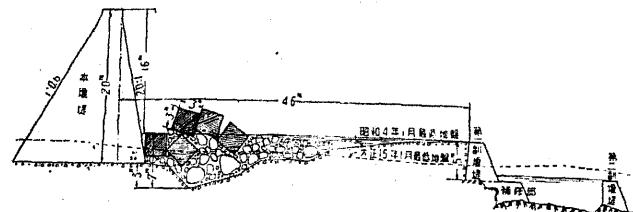
3) 捨塊及捨石 粗石コンクリート水叩は多額の工費を要するから、堰堤の重要性や渓床状態によつては捨塊又は捨石を以て代へることがある。又水叩部に深掘れの出来た場合には一番手軽で有效な工法である。

捨石は附近渓床にあるものを蒐集したのでは殆んど効力なく、唯兩岸岩盤を爆破し大岩片を得る場合にのみ有效である。併し一般に爆破により大岩片を得ることは困難であるから、普通粗石コンクリート塊を用ひる。方塊の表面は張石を行ひ磨滅に備へる。其製作は場所詰とするが、深掘れ箇所を充填するには滑臺上で製作し後進水せしめる。相模川外五箇川で用ひられた方塊は $8\sim27\text{m}^3$ であるが、其中立間堰堤の方塊 2m^3 立方(8m^3)のもの 20 箇全部は昭和 3 年 7 月 31 日の出水により全部其姿を失ひ、又同日社宮司堰堤の同大方塊は土石流の爲第 13 表の様に移動した。

第 13 表 社宮司堰堤方塊流去距離表

流去距離 m)	736	712	350	17	現 場	行衛不明	計
箇 數	1	3	1	4	3	11	23

〔例〕出山堰堤（第31圖）昭和3年4月本副兩堤竣工した後同年10月、4時間に187mmの豪雨あり、溢流深約3mに達したので、第1副堰堤の外何等の設備のない水叩部は上流よりの流出砂礫を全然遮断せられたので（推定砂量20万m³なるが、10万m³砂貯を了せるに過ぎず）大浸食を受け、本堰堤下流法先から6mの地點では浸透深7mに達し、尙第1副堰堤下流約15mの區域は渓床全幅から岩盤を露出した。本副兩堰堤間の深掘れ箇所に方塊を充填する足掛として先づ流失砂礫2,300m³を補充することとし、兩岸から最刻に安山岩の大轉石を落下げしめた。しかし1m³以上の轉石は最大でも12m³に達した。次に两岸岩盤の爆破を行つたが、軟弱な集塊岩であるから落下と共に粉碎し大塊を得ること困難で、其内の最大は17m³であった。約2,800m³（工費4,200圓）の捨石を行つた後



第 81 頁

進水堰を設け、其上に樋丸太（長さ 3m、木口 9cm）7本を薄子として並べ、更に其上に敷板を爲し、3m 立方の方塊を作製した。此際進水堰の勾配は 1/10 内外とし、薄子は籠で留め、又方塊は鋼索で岩石等に繩付け作型中の自然進水を防止した。方塊の数 20 箇、1 箇當り工費約 600 圓。方塊の間隙には砲石を行つた。

31. 貯砂地及貯砂量 堤堤上流には築立の高上に伴ひ砂礫を堆積し、堤堤が竣工すれば其後の出水で天端高迄貯砂するのが常態であるが、砂礫の流送少しが又は貯砂量過大なるときは數年に亘り貯水池を成すことがある、出山堤堤の如きは其1例である。

堰堤のため砂礫の堆積する区域を貯砂地といふ。貯砂地の縦断勾配は流送される礫の安定勾配に等しいが、推定貯砂量を計算する場合には此勾配線は背水曲線に類し、貯砂の終點は堰堤位置に於て其有效高の 2 倍を取り、其頂點から水平線を引いて溪床に交る點と見る。

第 32

推定貯砂量の場合は $AB = BD$, $m = 2n$ であるから

即ち貯水量の2倍となる。

次に渓断面が梯形で底幅 b , 高さを n , 及び m , とすれば

$$V = \frac{1}{2} - \frac{mn}{m-n} \left\{ b + \frac{1}{3}(m_1+n_1)h \right\} h^2 \dots \dots \dots (29)$$

第 5 章 溪流工事の種類

第 14 表 相模川外 4 箇川代表堰堤貯砂量表

幹川	支川	堰堤名	有効高 (m)	貯砂地					貯砂量 (m³)	
				延長 (m)	最大幅 (m)	面積 (ha)	現勾配	元勾配		
相模川	道志川	大瀬戸	9.5	1,512	180	13.6	1/34	1/28	0.82	479,000
酒匂川	立川	立間	9.0	786	147	6.7	1/48	1/42	0.87	377,000
富士川	御嶽川	源	6.8	500	202	7.7	1/48	1/31	0.72	210,000
鬼怒川	使橋川	日向	14.0	429	112	2.0	1/9.3	1/7.6	0.82	73,000
花水川	玉川	藤原端	5.3	315	39	0.5	1/7	1/5	0.71	17,000

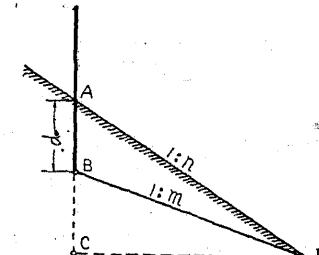
第 15 表 相模川外 4 箇川貯砂地新舊勾配比及び貯砂量表

河川名	堰堤數	新舊勾配比			貯砂量	貯砂量 1m ³ 營工費		
		平均	最大	最小		平均	最大	最小
相模川	19	0.47	0.82	0.27	1,080,000 (m ³)	0.50 (圓)	12.70 (圓)	0.21
酒匂川	9	0.67	0.87	0.36	734,000	0.47	3.40	0.22
御動使川	8	0.59	0.79	0.39	642,000	0.66	1.50	0.50
菅原川	13	0.50	0.82	0.28	205,000	1.29	13.17	0.61
生水川	5	0.62	0.80	0.50	33,000	1.88	5.93	1.22

酒匂川、花水川、御勅使川の勾配比の大なるは土石の流逝が夥しい爲であつて、勾配比 0.8 を示すが如きは何れも最上流の堰堤で大轉石が自由に貯砂地に流水する爲であり、反対に 0.3 の如き小値を示すは土石の流出少き溪に設けられたるものか或は其上流近くに堰堤ある場合である。

32. 堤堤の施工 1) 床掘 溪床及兩岸に岩盤の露出する場合は風化部分を掘取つた上で築立を始めるが、土石より成る場合は掘整して岩盤を露出させなければならない。溪床を掘整するには溪幅を2分し其一方から施工する。其準備として上流に締切堤を、上流から下流に亘つて導水堤を設け、全流水を他岸に沿ふて流し、床掘内の滲透水を排除する爲に排水路を穿つ。

排水路の深さは床掘の深さに關係し、土量は(29)式に於て b の代りに b を用ひたものとなる(第33圖). 今普通行はれる様に $b = 1\text{ m}$, $m_1 = n_1 = 1/2$ とすれば



第 33 題

土量は掘鑿深の2乗に比例するから、深を減ずる爲にポンプを利用するが良い。普通平水面下3m内外迄は自然排水により、其れ以下はポンプ排水に依る。溪流工事用のポンプは運搬の關係上1secの揚水量30lit以内、重量50~100kg位の渦巻ポンプが良い。吸水管は徑13~15cmのホースを、動力はディゼル機関又は揮發油機関の5~10HPを用ひる。器械一式の値段は渦巻ポンプ200圓、ホース(10m)62圓、水濾器18圓、揮發油機関(10HP)1,200圓合計1,500圓位である。ポンプ用動力の馬力は

$w = 1 \text{ sec}$ の揚水量(kg), $h = \text{揚水高(m)}$, $\eta = \text{ポンプの效率(普通 0.6)}$.

床掘は渋水期を選び施工する、東京附近なら 12 月から 2 月迄の 3 ヶ月間が好適である。

床掘及排水路掘鑿の困難なると時日を要する原因は砂礫中に多量の大轉石を含むからである。床掘内の大轉石は施工に支障無い限り床掘内に存置し築立中に埋込めば一舉兩得である。

渋幅半分の床掘が終われば直ちに築立を開始し平水面附近に及ぼしめ、次いで築立上に流水を導いて他の半分の床掘を施工し築立全部が平水面以上に至れば堰堤は竣工したものも同様で、堰堤工事の苦心は全く此時期にある。

地形が許せば一方の岸に隧道を穿ち全流水を之に導くことがある。

溪の横断面がV字形を成し狭い場合には溪を上流で締切り、全溪の流水を木桶に導いて床掘を行ふことが多い。

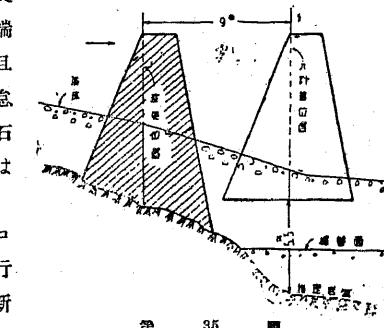
兩岸から岩盤が迫つて渓幅特に狭い箇所は瀑布の跡である場合が多い。此際堰堤敷が全部巖頭上にあれば申分ないが、一般には其下流側の一部が瀧壺中に落込む。此場合堰堤位置を上流に移して全敷を巖頭上に置くか又は其儘施工するかは一つに工費の比較に依て決せられ、瀧壺深い場合は位置を變ぜずして施工するを有利とすることが多い。第34圖は位置を變ぜずして施工した例で、第35圖は堰

第 34 頁

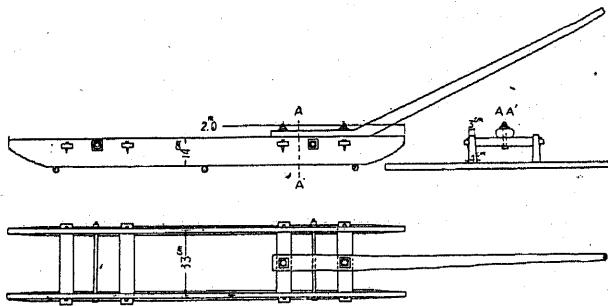
2) 築立 下流法及天端の築石は良質にして且大なるを用ふる、殊に天端下流隅石は特に良質且大なるを選び且目地は極く狭くする、若し此注意を怠るときは目地は迅速に切れ、遂に隅石は剥落する。之に反し上流法の張石は小玉石で充分である。

中埋石は縦に置き其間隙には充分コンクリートを充填し且完全に捣固を行はなければならない。又舊築立上に新築立を行ふには必ず其上を清掃してコンクリートを打ち後中埋石を配列する。終業の際には中埋石を築立面から突出させて置く。

石、砂利及砂は通常附近渓床から採取する。採取箇所が近ければ人背で運搬するが、遠い場合には路線の勾配により索道(1/5以上)、木馬道(1/5~1/15)、軌道(1/15以下)等を利用する。軌条は6kgを普通とし時としては4.5kgを用ふ。



七



第 36 頁

木馬には種々の構造があるが一例を示せば第36圖で其製作費内譯は第16表に示す。縦木はカシを最良とし其下部に齒板を取付け磨滅毎に取換へる。整木は長1.2m, 末口3~10cmで、カシ、ナツツバキを良しとするが、急勾配ではスギ、ヒノキ等の軟材を用ふ。整木の間隔は0.3~0.7mで緩勾配に密に置く、整木の両端に止め杭(長0.5m, 末口5~7cm)を打つ、若し硬地整なら其両端を割丸太で連結する。

第 16 表 木馬 1 台分製作費内訳表

名 称	形 状 尺 法	稱 呼	數 量	單 価	金 額
縱 木	ミネバリ長 2m, 上厚 3cm, 下厚 4cm, 幅 14cm	枚	2	(圓)	(圓)
横 木	ナラ 長 40cm, 幅 7cm, 厚 4cm	本	4	0.150	0.600
棍 棒	雜木 長 1.5m 以上 末口 5cm	"	1	0.300	0.300
ボールト	ナット及び座金付 長 40cm, 徑 1.5cm	"	2	0.250	0.500
同	同 長 12cm, 径 1.5cm	"	2	0.150	0.300
大 工	入	0.7	3.000	2.100	
計					7.60

築立工程は一般に徐々であるから、コンクリート練は手練又は簡易な機械による。混合機は普通 84 lit 練(コンクリート出来高約 60 lit)で、手動又は 3 HP の發動機で迴轉する。混合機の値段は 100~120 圓、重量 200 kg 位。

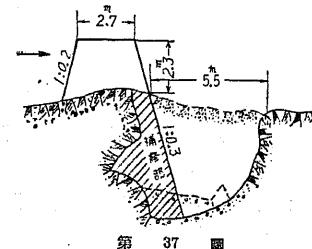
33. 堤堤破損の原因と豫防 1) 小堤堤では巨大な轉石が先づ天端を破壊し次第に其全體を削磨し去る、土石流の期間が短ければ破壊は一部に止まる。豫防策としては要所要所に高堤堤を挿入し大轉石を堤堤に近付けない様にする。

2) 基礎に岩盤なき場合溢流の激衝に因り堤堤下流法先に深掘が出來れば堤堤下を通ずる大潛流を生ずることがある、此場合砂礫が高速度で流動するから堤堤底面は削磨され、殊に下流法先に大穴をあけることがある。之が原因で堤堤を破壊に導くことは稀であるが、貯砂の一部を下流に送り沿川に災害を起こすことがある。此豫防策としては杭打基礎、水叩、副堤堤、捨塊等がある。

3) 堤堤兩岸の取付が軟弱な土石層の場合之が洗去されて大きな横穴を生ずることがある、此時袖部は突衝となり龜裂崩落の危険がある。豫防策としては上下流に護岸を施す。斯る處なき場合も袖部の基礎は必ず水通天端以下に置く。

4) 岩盤上を水通とする場合は必ず帶状に張石をするか低堤堤を設ける(第 19 圖)。

5) 水通の幅を廣くし渓床以上に突出する岩盤を打たせると岩盤は結局渓床以下迄削磨される。此場合削磨面が下流法面と略同勾配を示せば良いが、時としては落下轉石が下流岩盤から反射して堤堤下の岩盤を掘取ることがある(第 37 圖)。又袖部の無い場合には取付の岩盤が浸蝕され水通を外れて水路が出來る事がある。



34. 堤堤工費 掘鑿費、築立費、準備工費及び諸掛費から成るが、此外基礎工費、捨石工費等を必要とすることもある。次に述べる工費は大正 5 年度から昭和 5 年度に至る 15 年間に内務省東京土木出張所で直轄施工した約 100 個所の堤堤に關する。

1) 石工及人夫賃金 平均賃金は賃金の總計を總人員で除したもの、最高、最低は各堤堤の平均賃金中の最高及最低。

第 17 表 石工及人夫賃金表

種 別	平均賃金	最高賃金	最低賃金
石 工	(圓) 3.42	(圓) 4.56	(圓) 1.59
人 夫	1.72	2.47	0.83

3) 築立工費 (1) セメント 納入場所

により大差がある。又運搬の關係上 1/4 檄、1/3 檄、1/2 檄等を使用したので樽代の割増を必要とした。併し最近は例外なく袋入を使用した。

(2) 砂及び砂利 共に普通附近

溪床から採取し得るが、急勾配の支渓では屢々材料の缺乏に會ひ、本渓から運び上げなければならぬ場合がある。

(3) 石材 普通附近渓床から採取し得るが、大堤堤では 2,000m 以上の距離から運搬し、又支渓では本渓から擔ぎ上げる場合がある。

第 18 表 掘鑿 1 m³ 當工費表

種 別	平 均	最 高	最 低
岩 石	(圓) 4.00	(圓) 7.00	(圓) 2.00
砂 礫	1.20	2.80	0.30

第 19 表 セメント 50kg 當價格及び運搬費表

セ メ ント			運 搬 費		
平 均	最 高	最 低	平 均	最 高	最 低
(圓) 2.44	(圓) 4.65	0.91	(圓) 0.37	(圓) 0.97	0.08

第 20 表 砂、砂利 1 m³ 當採取費表

工費 材 料	平 均	最 高	最 低
砂	(圓) 1.80	6.60	0.40
砂 利	2.20	6.50	0.90

(4) 各種勞力費

第 21 表 石材 1 m³ 當採取費(純容積)

平 均	最 高	最 低
(圓) 6.60	31.60	3.10

第 22 表 1 m³ 當各種勞力費表

コンクリート 練方敷入掘固	モルタル 練方自埋塗	築石作業	中埋作業
(圓) 2.30	(圓) 8.00	(圓) 3.80	(圓) 1.00

(5) 築立、コンクリート、モルタル、築石、中埋石 1 m³ 當工費

第 23 表 築立其他 1 m³ 営工費表

工賃	築立	コンクリート	モルタル	築石	中壩石
平均	(圓) 14.00	(圓) 18.00	(圓) 38.50	(圓) 10.50	(圓) 7.50
最高	20.00	26.00	50.00	16.30	14.30
最低	5.00	7.00	20.00	8.00	3.40

(6) コンクリート及びモルタル工費内譯

第 24 表 コンクリート(1:3:6)
1 m³ 営工費内譯表

材料	数量	單價	金額	率
セメント 225 m ³	(kg) 0.05	(圓) 11.25	62.5	
砂 0.45 "	1.80	0.81	4.5	
砂和 0.90	2.20	1.98	11.0	
捲方敷入 突固人夫 セメント 運搬費		2.30	12.8	
		1.66	9.2	
計		18.00	100.0	

(7) 築立 1 m³ 営工費 平均 18 圓、最高 37 圓、最低 9 圓。

(8) 堤堤工費内譯 級に例示した堤堤は高、長、立積其他に於て約 100 箇所

第 26 表 堤堤工費内譯表 (労力費 64%, 材料費 36%)

工種	細目	名部	材料	形状寸法	数量	單價	金額	備 要
堤 堤	掘鑿		岩 石		(m ³) 80	(圓) 4.00	(圓) 320	高 10m、長 4m、天端 2m、上流法 3 分 5 刻、下流法 3 分
			砂 磚		1,000	1.20	1,200	
		計					4,520	堤堤工費の 6.4%
	築立				(m ³) 1,400			
		コンクリート	配合 1:3:6		700	18.00	12,600	築立工費の 50%
		モルタル	配合 1:3		28	38.50	1,078	" 2 "
		築 石			210	10.50	2,205	" 15 "
		中 壇 石			462	7.50	3,465	" 33 "
		計					19,348	堤堤工費の 82%
準備工	水 路				(m ³) 500	1.20	600	

総 切 道 路 計	200 m	1.30	260	
諸掛費	700	0.40	280	
雜 品			1,140	堤堤工費の 4.9%
定工夫			140	
人夫	280	2.40	624	
計	500	1.70	850	
			1,614	堤堤工費の 6.7%
合 計				23,622

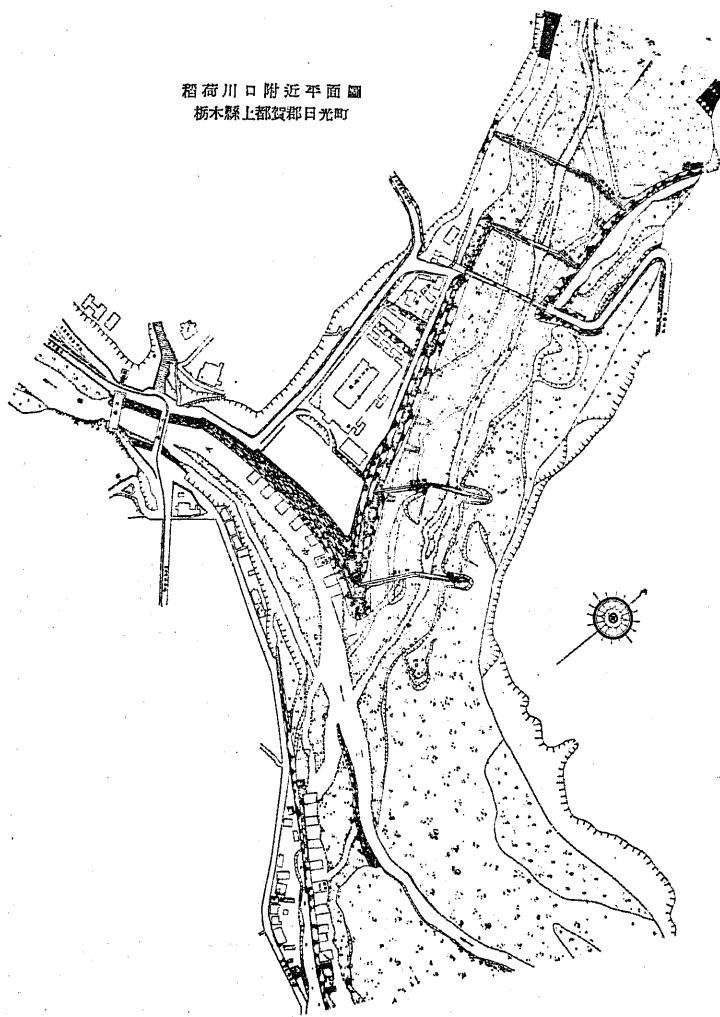
の平均である。高 10 m の堤堤断面積 (A) は第 8 表より 52.5 m^2 、而して立積は $1,400 \text{ m}^3$ であるから、堤堤平均長は $\frac{V}{A} = \frac{2}{3} \times 40 \text{ m}$ となる。然るに堤堤長 (l) は 40 m であるから、 $V = \frac{2}{3} Al$ 。此關係は溪流工事の大括の豫算を立てて役立つ。

第 2 節 護 岸

35. 護岸の目的 1) 堤堤取付箇所の保護 (1) 貯砂地に砂礫が充満すれば堤堤附近では砂礫が渓心に高く堆積し流水は兩岸に向ふ。此場合岸が土砂又は脆弱な岩石であれば容易に浸蝕され遂に堤堤を外れて水路を造ることがあるから、必ず護岸で保護する。(2) 渓幅が狭いか又は水通が廣く、爲に溢流が下流渓岸を浸蝕し取付箇所を脅かす場合には強固な護岸を設ける。2) 橫浸蝕に因る土砂生産の防止 3) 岸沿工作物其他の保護 4) 崩壊増大の防止 數次の横浸蝕作用又は他の原因により渓幅擴大し渓岸に急斜の大崩壊面を生じ降雨毎に崩壊を増大する箇所には、崩壊の脚から相當離れた所に護岸を設け、崩壊面からの崩落土石により崩壊脚と護岸間を自然に埋没させ、土砂の流出を防ぐと共に崩壊面を怠速化にし、後山腹工を行ふ。

36. 護岸の種類 1) 粗石コンクリート護岸 (1) 厚さ 0.5~1.0 m (2) 法 2~5 分 (3) 高さ 堤堤上流では袖天端から起り渓床の安定勾配を以て上流に向ふ。下流では同じく天端から起り、適當の勾配で下流に向ふ。(4) 基礎 堤堤上流の分は貯砂に依り保護されるから、流水の作用で浸蝕を受ける憂はない。地盤が軟弱ならコンクリート基礎を置く。下流の分は副堤に依り保護する。獨立の護岸は床固又は水制により基礎を保護する。(5) 伸縮目地 10~20 m 每に設ける。(6) 水抜孔 水分の多寡に應じ適宜に設ける。2) 上記の外張石、石箱、石粗朧互層工、杭柵、沈粗朧束工、蛇籠等の護岸があるが石礫を流送する渓流に適

稻荷川口附近平面圖



第 88 期

しない。

第 3 節 水 制

37. 水制の目的 流水を一定の法線内に集め亂流ながらしむるにある。故に間接の護岸と云ふ事が出来る。高山地方の溪流に用ひらる。
▲事は稀であるが、丘陵地方の溪流には屢々用ひられる。
術水制には砂礫を貯留する副作用がある。

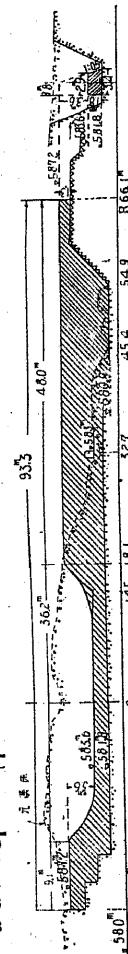
38. 水制の方向 1) 流身に直角, 2) 上流に傾斜, 3) 下流に傾斜. 普通 1)を用ふ. 稲荷川口附近の4水制中第1, 第2水制の右岸及第3, 第4水制の左岸水制は 20° 上流に傾いてゐるが, 他は直角である. 又笛吹川支川白川の水制 74 節所は全部流身に直角である.

39. 水制の高さ 計画洪水の際越流ながらしむる程度にする。天端は水平か又は岸に向ひ登り勾配にする。

40. 水制の構造 1) 粗石コンクリート水制 右岸水制と左岸水制との間は床固で連絡し、頭部附近に起る猛烈な浸食作用を防止するが良い。之れは要するに一種の堰堤で、床固が水通に、水制が袖に當る。

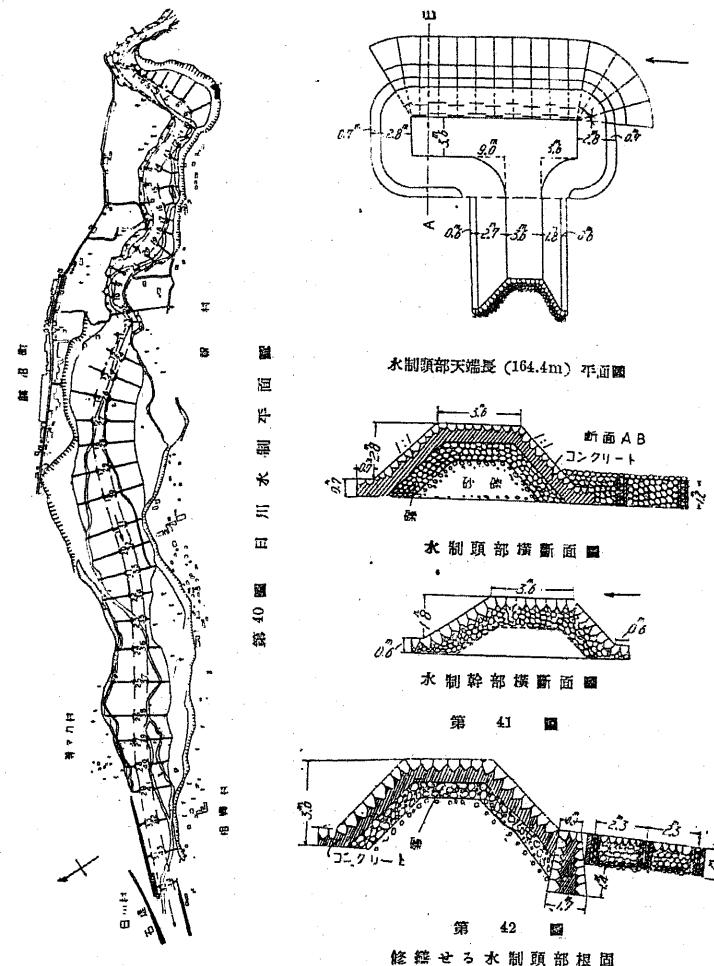
〔例〕 越荷川合流口水制(第38圖)上流から押出す多量の土石は合流口附近に堆積し、流水は亂れて両岸を衝き、渓幅を増大する。此附近の溪床勾配は1/13で、流來する鷙石は最大徑2mに達する。稻荷川筋以下合流點に至る280mの右岸には直高8mの擁護護岸があるが、流水は之に沿ふて流れ出水毎に渓床の浸蝕は甚しく、根固は其都度破壊流失し、修繕に追はれる状況にあつた。一方渓心には土石が高く堆積し、水面との高差は大正12年工事施行前6~7mに達して居た(第39圖)。第1及び第2水制は之を以て右側の流路を締切り、流水を渓心に導き護岸を安泰たらしめるものである。又第3及び第4水制は稻荷川上流左護岸を保護する。

國語 卷之三



第27表 稲荷川第1~4水制寸法表

水 制 名	高		長			天 幅		下流法	立體
	床固	水制	左岸	床固	右岸	床固	水制		
第 1 水 制	(m) 1.8	(m) 5.4	(m) 12.7	(m) 29.0	(m) 51.6	(m) 2.9	(m) 1.8	分 3	(m) 94
第 2 水 制	1.8	5.4	16.4	29.0	51.6	2.9	1.8	3	96
第 3 水 制	2.0	6.0	23.4	28.0	26.7	3.2	2.0	-3	66
第 4 水 制	2.0	6.0	57.3	28.0	45.1	2.0	2.0	5	1,14



2) 空積水制 水勢の弱い所に用ひる。頭部と床固部とは練積にする。

〔例〕日川水制 明治 40 年大洪水の藤勝沼、等々力、祝、相模諸町村地先に土石流襲来し、數 m^3 ~ 十數 m^3 の轉石盛に移動し、亂流は兩岸を書き 30 ha 以上の耕地を河原と化し、家屋を流し、人畜を

第6章 山腹工事

第 1 節 法 切 工

41. 法切の意義 穿堤崩壊地で1割以上の急傾斜の山腹に山腹工事を施工する場合には、第1に法切工事に着手して勾配の緩和を計らねばならぬ。明治30年以前の砂防工事で、山腹工事の不良なものは其の原因が主として法切工事を施さないで、急傾斜地に直接他の山腹工事を施した結果に過ぎない。

42. 法切工の工法 施工の方法は急傾斜の山腹を法切りて、1割5分以下の緩な山腹にする目的で概測し、崩壊地の上縁から後部の将来法切により山腹の線となる箇所に對して、樹木の生育する場合には50cm幅に伐採し、其他の場合には10m内外の距離に小坑を打ち込んで法切の限界點を定める。崩壊面の直高が10m以下なれば1割5分位に、20m以下なれば上10mは1割5分、下10mは1割8分に、30m以下なれば上10mは1割5分、中10mは1割8分、下10mは2割餘りの勾配になす要領で法を作る。

土砂切り取りの方法は 5 m 位の間隔に幅深共に 1 m 位を縦に切り込んで、中間部の土砂に對しては地盤を打ち込むと仕事が容易である。地盤は長さ 1.60 m 直徑 10 cm 位の櫻棒の先に長さ 30 cm の鋭い鐵沓を穿め込んだものである。

法面を作る場合には成る可く凹凸のない様に地表を整へて、後日降雨の際に法面に小溝の出来難い様にするものだが、若し小溝が出来たら、早速樹枝や俵等を

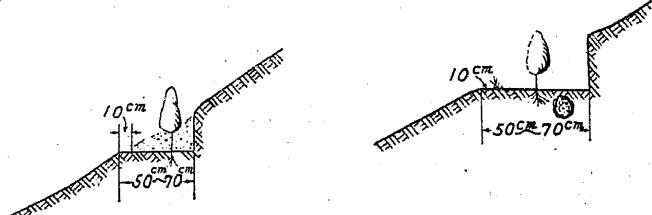
埋め込んで充分固めねばならぬ。法切工事が済むと引續き他の山腹工事に移るものが普通だが、稀には法切後1ヶ年経過して法面が安定した後に、再び法面を整理して初めて他の山腹工事を施す事もある。尤も此場合には法切土砂が流出しない様に法切の下部に土砂留め工事を豫め施して置かねばならぬ。

岩石が露出してゐる崩壊地では將來崩落の惧のある岩石は、鐵挺とか時には火薬類を使用して悉く取り除いて置くべきだ。

第 2 節 法面工

43. 法面工の意義 山腹工事は其の多くは山腹の表面に施す工事だが、特に其の主となるものが法面工で、崩壊の程度、荒廢の強弱によつて種々の工法がある。

44. 筋工筋工は山腹の自然傾斜が1割5分以上の緩な所で、比較的に表土に富んだ禿地に施工するものだが又積苗工の間に并用して工費を節約する事もある。



第 43 圖 (a)



第 43 圖 (b)

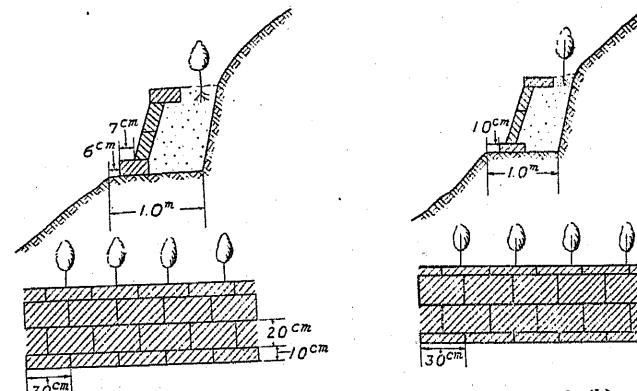
施工の方法は山腹を水平に 50 ~ 70 cm 幅に階段状に切り取つて、其の外端から 10 cm 入つた處に間隔 20 cm 毎に 1 株か、或は階段の長さ 2 m に 1 本の割合で、長さ 20 cm 位に切つた萱株を植え、地味の瘠惡の所では階段の長さ 1 m に 1 kg の割合で、藁を階段の中央部に 20 cm 位の深さに埋め込むこともある。上下筋工の間隔は直高 1.5 m 内外とす(第 43 圖)。

45. 積苗工 山腹工事の内最も廣く施工されて、工事の成績から云つて安全良好なものは積苗工である。故に山腹工事の代表的工法と云つても差支へない。明治初年頃の工法は禿縫の山腹に水平に幅 70 cm 位の階段を切つて、之に自然

の苗株の付着してゐる 20 cm 位の方形で、厚さ 10 cm 位の芝を階段表に 50 cm 位の適當の高さに積み重ねて、自然に樹木の生育するのを待つたもので、積苗の名稱は之から起つたものである。然し芝の不足と、自然生草木では到底立派に生長しない事が明になつた結果、明治 11 年以來は積芝の代りに張芝にする事とし、又苗木を植栽して今日の様な工法に改良進歩した。

第 44 頁

次に張芝の上から芝の小口が約 7 cm 位突
出する様に敷芝同様に長手に芝を並べ之を天芝とする。天芝も張芝同様によく打ち
固め張芝の上に突出た部分は張芝に密着する様に叩きつける。天芝の内側には普

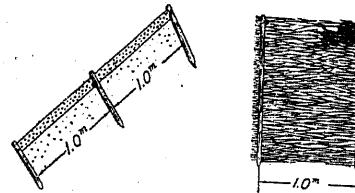


第 45 國 (a)

通天芝同高に階段上部の山腹土砂を満すものだが、長年月の間には自然と山腹の土砂が崩れ落ちて階段上に堆積するものであるから、寧ろ天芝の内方は 10 cm 位天芝の高さより低目にして置いた方が土砂の堆積を良くし、又降雨の際よく雨水を階段上に保留して樹木の生育を助ける事となる。

以上の積苗工は張芝が 1 枚だから一枚積積苗工と云ふ(第 44 圖)。而して多くの場合に採用する工法は、上述の張芝の上に尚 1 枚同様に張芝を施してから天芝を施すもので、之を二枚積積苗工とも云ふ(第 45 圖)。普通積苗工と云へば 2 枚積積苗工を意味するものだ。又稀には張芝を 3 枚使用して三枚積積苗工をなす事もある、土地が瘠惡の箇所では筋工同様に藁を伏込んで肥料とする。

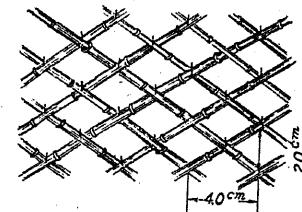
46. 粗朶伏工 粗朶伏工は比較的に表土に富んで餘り大面積でない禿地の全地表を被覆して土砂の完全なる抑止を目的とするものだが、附近の森林から容易に粗朶の得らるる箇所で、而も表土が柔軟で草木の種子が繁殖する箇所でないと成績が良くない。施工の方法は法長 1m 每に 1m の間隔に長さ 50 cm 直径 3 cm の小杭を 20 cm 位打ち込んで、松枝又は親木の長さ 1.5 m 位の粗朶を 1.5 m、繩締のものを 3.5 m² に 1 束の割合で地表に平等に敷き並べ、此の飛散を防ぐためには長さ 2 m 以上元口 3 cm 位の押へ木で押へ付けて、押木は先に打ち込んだ小杭に 23 番線の針金か又は小釘で打ち付ける。秋又は春にヒメヤシヤブシ、ヤシヤブシ、ハンノキ、メドハギ、カワラヨモギ、コマツナギ等容易に繁芽する草木の種子を 4 m 平方に 0.1 lit の割合で灰又は細砂と混じて播種する(第 46 圖)。



第 46 圖

47. 網状工 網状工は緩傾斜地で地質の軟弱な所に施工するのだが、植栽した樹木が成長するまでに、粗朶又は葦が腐敗して離散するので成績がよくないから現在では一般には使用しない。

施工の方法は粗朶又は藁で径 15 cm 位の連束を造つて、山腹法面に堅徑 2 m 横徑 4 m 位の菱形の網状の溝を掘つた中に連束の半分を埋め込んで、各連束の接合點は勿論、其の中間も二三箇所止坑を打ち



第 47 圖

込んで、動かぬ様にする(第 47 圖)。

48. 山腹石積工 山腹石積工は基岩が露出して表土が少く、法切にも危害の岩石を除去する程度の所や、法切工をしても寧ろ岩石の方が多い箇所や、土地が非常に濕潤して積苗工では容易に破損する様な所に施行する。

山腹石積工の工法、施工の方法は切り落し

た石や、施工地附近に存在する石の中で充分

風化に抵抗する粒 40 cm 位の石で、法長

2.5 m 位の間隔に、水平に 1.0 m の階段を

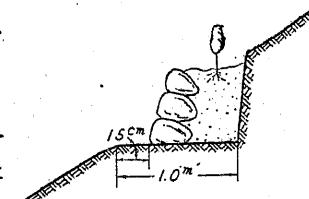
切り取つて其の外端から 15 cm 控へて 3 分

~ 5 分法で玄翁築きにし、裏込礎は 1 m² に

0.5 m³ を使用す。天端は水平か奥下りにし

て雨水の保留や、將來崩落土砂の堆積を考慮

する事は積苗工と同じだ。又瘠惡の所では積苗工同様に藁を伏せ込む(第 48 圖)。



第 48 圖

第 3 節 山 腹 埋 設 工

49. 山腹埋設工の意義 法切工を施して多量の土砂を切り落す場合に、多少流水のある箇所では法切土砂が安定せず、根底から移動して折角施した法面工を破壊する様な惧があるから、之の危険を除くために山腹埋設工を行ふもので、只特別の法切に限り本工を施工する。

50. 山腹埋設工の工法 施工の方法は法切に先立つて流水の方向に直角に長さ 2 m 末口 7 cm 位の杭を 1 m の間隔で 80 cm 位打ち込んで、杭の間に長さ 2.5 m 以上の粗朶を敷き並べ、其の上に長さ 3.5 m 以上の粗朶を以て柵を搔く。

第 4 節 山 腹 土 止 工

51. 山腹土止工の意義 法切工事を施した時に、法切土砂の多量に堆積した部分は法面工の様に簡単な工事では安定しないのでそれより遙に念の入つた工事を施さねばならぬ。

52. 土止筋工 法切土砂の堆積が比較的少く、而も粘土質を含んで容易に萱の繁茂する所に施す。

施工の方法は法面 3 分 ~ 5 分に出来形厚さ 30 cm 位に土砂を盛り上げて、其の法面及び上部をよく叩きつけ、之に萱株を 1 列に並べ其の上に又土砂を盛つて萱株を並べ、之を反覆して直高 80 cm ~ 1 m に達せしめ、之から水平に 50 ~

80 cm 幅の階段を控へて、又以前同様に土砂及草株を築上げて所要の高さに至るまで繰り返す。

53. 土止積苗工 土止筋工では安定の困難な法切土に對して施工するもので、最も廣く行はれて居る。

施工の方法は2枚張或は3枚張の積苗工を施して、其の天端から水平に1m内外入った所に同様に積苗工を施し、斯く積苗工の階段を作りながら法切土砂の堆積する大部分に及ぼすものだ。或は芝の豊富な所では積苗工同様に敷芝の上に5cm を控て又同様に芝を其の上に敷き重ね、之を繰り返して10枚位芝を積み重ね之をよく叩き固めた後に、水平に1m 内外を退きて、又前同様に芝を積み重ね、此の方法を反覆して法切土砂を安定せしめる。

54. 土止積石工 法切に際して土砂より岩石の多量に堆積する箇所に施工する。施工の方法は法切土石の根元に山腹石積工同様に積石して、其の天端から水平に1m 内外を退つて又積石をなし、此の方法を繰り返して、積石工の階段を造つて法切土石を安定せしめる。

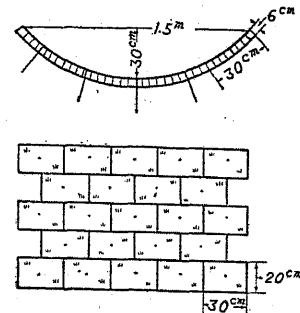
第 5 節 山腹水路工

55. 山腹水路工の意義 法面工や山腹土止工を施しても、地形上凹だ所は自然と雨水が之に集りて折角の山腹工事を破損し、水路の小溝をなすものだ、又山腹から地下水が湧水する場合には此の誘導を計らねば勿論山腹は安定しない、斯く雨水や湧水を流下せしむるために施すもので之に種々の工法がある。

56. 水路張芝工 大なる面積に法切工を施した時に、凹地に對して、降雨による流水の恐ある箇所に施工す。

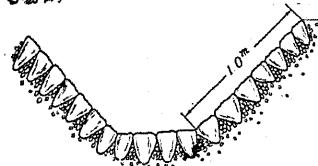
施工の方法はなるべく直線に又勾配も著しく變化のない様にして弧形の水路を掘り取つて之をよく打ち固め、其の上に長さ30cm幅18cm厚6cmの芝を横並べに張つて、各芝に竹の目串を1串づつ打ち込んで之を固める。

又水路の兩縁にも1枚宛の芝を張る事もある。出來形は何れも弧形で上幅1.50m深30cm、又は上幅60cm深30cm 等地形に應じて大小がある(第49圖)。

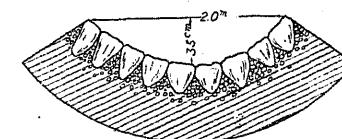


第 49 圖

57. 水路張石工 法切工を施行した場合に土砂よりも、岩石が多量に存在する場合、降雨の際多量の流水を見る山腹の谷筋等に施工する。



第 50 圖 (a)



第 50 圖 (b)

施工の方法は水量の多少に依つて大小適宜の形狀をとるものだが、多くは弧形又は梯形の断面で厚さ20cm位の裏込礫を用ひて控30cm以上の石で張石する。又粘土を底に固めるものもある。普通は空積だが重要なものは練積るもので、又流路の長いものは所々にコンクリートの裏詰の帶を作る。張石工の下端は床固工や、護岸工に接続させて固定する(第50圖)。

58. 水路粗朶工 法切地から湧水があるとか、日頃湿润して居る箇所に施工する。施工の方法は幅1m深さ10cmに掘り取つて両側に長1.50m末口7cmの杭を2mに4本の割合で80cm打ち込んで、之に長さ2m以上の粗朶で編柵を張き、底には粗朶を敷き詰め押木で押へ、押木は釘で両側の杭に打止め、両側杭の裏は土砂を填充し柳枝を挿入する。

第 6 節 山腹水抜工

59. 山腹水抜工の意義 山腹の土地が非常に湿润して常に降雨による表面水のみならず、地下水の排水を計らねばならぬ所に施工するもので、地辺地には最も必要である。之にも種々の工法が有つて中には地下の排水と同時に山腹水路工の目的を果すものである。

60. 水抜粗朶暗渠工 之は施工地附近に粗朶のある所に施すもので、深さ底幅共に1m位に堀り取つて、之に直徑70cm位で1m毎に繩で結束した粗朶束を入れ、長さ1.50m末口7cm位の杭を粗朶の上から7cm毎位に打ち込んで粗朶を安定せしめ、其の上に土を覆ふものだ。此の粗朶束には中央の30cmに礫を入れて其の周囲を粗朶で包圍して径70cm位にして通水に便するものもある。此の外暗渠の中に十文字に丸太材を入れて其上に粗朶を並べるとか、直徑50cm位の粗朶束を3本重ね並べて其上に脊板を並べ土砂を充たして内部の閉塞するのを防ぐものもある。

61. 水抜蛇籠暗渠 昔時は竹蛇籠を使用したが今日では鐵線蛇籠を用ひるもので、施工地の附近から容易に礫を得らるる處に施す。

施工の方法は蛇籠を 1 本埋設するときには深さ 80 cm, 3 本埋設するときには 1.50 m 位に床堀にして其の中に 1 本或は 3 本の蛇籠を設け、蛇籠には成る可く礫を詰め、蛇籠の上表は兩側の土地より多少低い位に埋設する。

62. 水抜石礫暗渠工 施工地附近から石礫を得安く、而も地下水の多量の箇所に施行するもので、之に種々ある。

1) 深さ 1 ~ 1.25 m 上幅 80 cm 下幅 30 cm に掘り取つて、其の内に厚さ 50 cm の石を入れて之を茅、又は藁で覆ふて直接土砂が石礫の中に入らぬ様にした上を土砂で埋める。2) 深 1 m 底幅 70 cm 上幅 1.1 m に堀り取つて、底に敷石をなし其上に 25 cm 位の石を充たし、砂利上を砂利及び土砂で覆ふ。3) 深さ 1 m 底幅 70 cm 上幅 1.1 m 位に堀り取つて、底に 1 列の石を並べた上に適當な孔をなす様に其の上に石を積んで水路を作り、之に石礫を充たす。

又之等の石礫暗渠の底は階段状にするものだ。

第 7 節 苗木植付

63. 苗木植付の方法 筋工、積苗工、山腹石積工等に對しては長さ 1 m につき 2 本或は 3 本の割合で苗木を植付ける。其の季節は植栽地の氣候關係によつて異なるが、2 月下旬から 4 月上旬で時には落葉後の凍結前に植える事もある、一般に春植の方が秋植より成績が良い。苗木は假苗圃から掘り取つて植付けるまで根部を日光に曝さない様に濡葉で包む、又成可く其の月に植付け得る分だけを假苗圃から掘り起す様に心掛けねばならぬ。

64. 樹種 樹種の選定は地味瘠惡の砂地、乾燥せる土地によく生育し、根が廣く繁茂して、枝葉の發育に依つて早く地表を覆ふ事等を考へねばならぬ。此の結果多く使用されるものはヒメヤシヤブシ、ヤシヤブシ、ヤマハシノキ、ニセアカチア、クロマツ等で之等の樹種の内、松ばかり或は他の闊葉樹種ばかりを植栽するときは決して最後に於て良結果を示さない。故に松 1 本に他の樹種 2 本位の割合で混植すべきものだ。又鐵山地方ではヤマザクラが鏽毒の抵抗力に強い。闊葉樹種は 20 cm 位の長さに切り縮めて植える。

植栽の際に灰其他の化學肥料を施すこともある。網狀工は 1 つの網目の中に 4 ~ 5 本の苗木を植える。

(赤木正雄)