

第 4 章 砂防施設

第4章 砂防施設

第1節 総 説

砂防施設は、砂防施設計画に基づき、必要な機能と安全性を有するように設計するものとする。

第2節 砂防ダム

1 砂防ダムの設計

砂防ダムの設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

なお、本節で扱う砂防ダムは、土石流の直撃を受ける恐れのあるものは対象としていない。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.1 (P.3~4)

【解 説】

砂防ダムの機能としては、山脚固定、縦侵食防止、河床堆積物流出防止、土石流の抑制又は抑止、流出土砂の抑制及び調節等が考えられる。

土石流の直撃を受ける恐れのあるものについては、土石流対策技術指針（案）によるものとする。

なお、砂防ダムの一般的な設計順序は、次のとおりである。

砂防ダムの設計の順序は、ダムサイトの地形、地質、そのダムの目的に対する適合性及び安全性、経済性等の各要素について考察し、ダム型式の選定に必要な概略設計を行った後、ダム形式を決定する。次に1点決定されたダム型式について、水通し、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰や水抜き等の付属物の設計を行う。

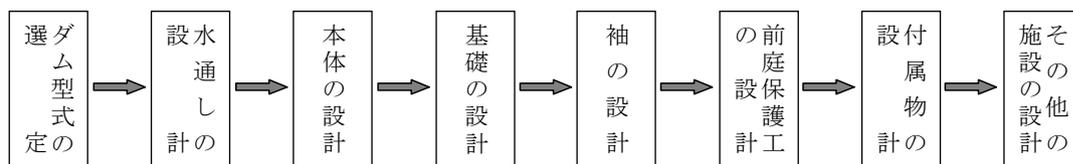


図2-1 砂防ダムの設計順序

2 砂防ダム各部の名称

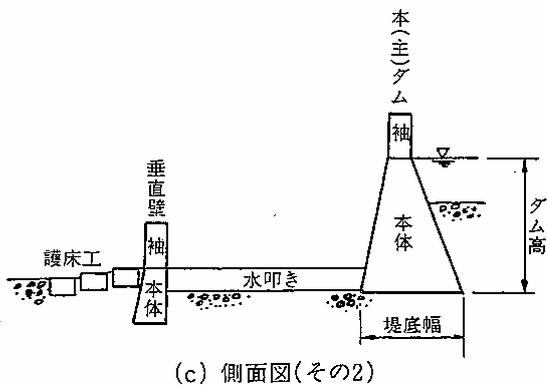
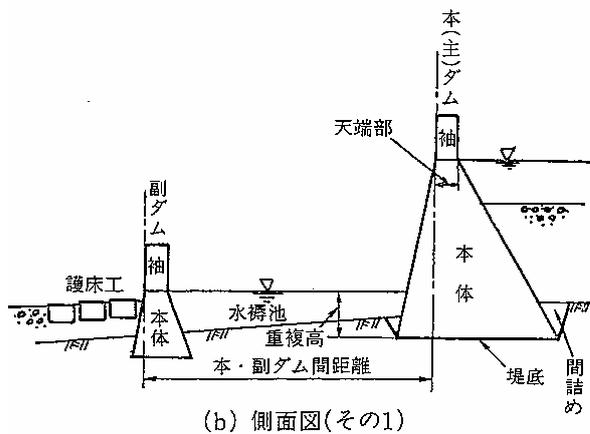
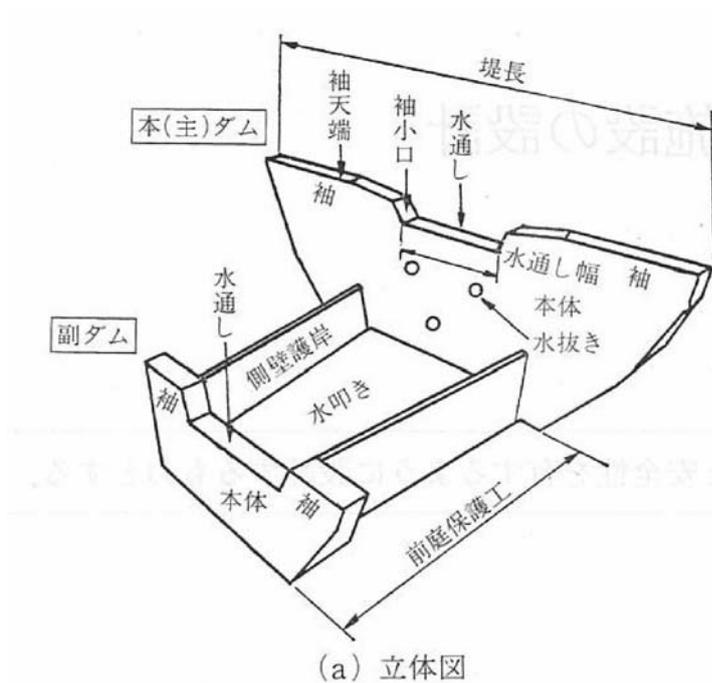


図 2-2 砂防ダム各部の名称

3 ダム型式の選定

ダムの型式には、重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム等があり、その選定に当たっては、地形、地質等の自然条件、施工条件、地域条件等を考慮するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.3 (P.8~9)

〔解説〕

砂防ダムの型式は、ダムが果たす目的を考察し、その機能を十分に発揮し、かつ、安全性及び経済性の面からも適合するよう選定するものとする。

低いダムの場合の型式の選定は、経済性の面から見て地形、地質には大きく左右されないものが通常で、むしろ施工面の難易、地域条件等によって決定される場合が多い。

高いダムの型式は、主としてダムサイトの地形、地質、河状、気象等の自然条件や、資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等の地域条件によって左右されるが、規模、工期、労働力等の施工条件によっても影響を受ける。

3-1 コンクリートダム

(1) 地形

ダム型式の選定は、地形により大きく左右される。谷幅が狭く上流にポケットのあるところは一般にダムの適地であり、重力式コンクリートダムは、現在最も多く建設されている型式で、地形的に制約の少ない型式である。

アーチ式コンクリートダムは、荷重をアーチ作用により側方の岩盤に伝えるため、アーチ推力を安全に支持するアバットメントが必要であり、地質の良否に左右される。

また、アーチ式コンクリートダムは、谷幅が狭いほど有利で地質的条件に恵まれている場合には、谷幅が高さの3倍程度までは、重力式コンクリートダムよりも経済的となることが多い。

(2) 地質(基礎)

一般に岩盤基礎は、剪断摩擦抵抗や支持力及び侵食や透水に対する抵抗が比較的高いため、ダム型式についての制約は少ない。特に堅固な岩盤であり、かつ、地形的にゆるせばアーチ式コンクリートダムが有利である。

砂礫基礎は、重力式コンクリートダムを選定するのが普通である。

土砂基礎は、一般にダムには適さないが、特殊な基礎処理を行うことにより可能となる場合もある。

(3) 河状

洪水時に異常な土砂を流出するおそれのあるところや、土石流の頻発するおそれのあるところでは、地形、地質的に問題がなくとも、アーチ式コンクリートダムは避けることが望ましい。

3-2 その他のダム

鋼製ダム、枠ダム等のダムについてはダム型式の特徴を十分考慮し、機能、安全性を確かめた上で選定する必要がある。特にこれらのダムは、ダムサイトの地形、地質及び地すべり地、軟弱地盤等の特殊な地盤条件並びに資材確保の難易、運搬手段、工期等に左右される場合が多い。

鋼製砂防ダムの取扱について

- 1 土砂処理計画上の位置付けとして、鋼製砂防ダムはオープンタイプダムを原則とする。
- 2 特に都市対策砂防においては、コンクリート砂防ダムの上流にオープンタイプダムを設け、一対としての効果がでるよう計画すること。
- 3 クローズタイプの鋼材を用いたダムは当面床固工程度の高さを限度とし、緑の砂防ゾーン等に積極的に採用すること。
- 4 既設の鋼製砂防ダムについては、出水時の土砂動態、施設の効果、問題点、改良点を評価するよう追跡調査を実施すること。
- 5 鋼製砂防ダムのタイプについては下図のとおりであり、新しいタイプの鋼製砂防ダムについては、上記の調査結果を見るまでは当面認めない。
- 6 鋼製砂防ダムの計画・設計については本省ヒアリングで位置、タイプ、規模について決定し、了解を得たものについて砂防地すべり技術センターに相談していくものとする。

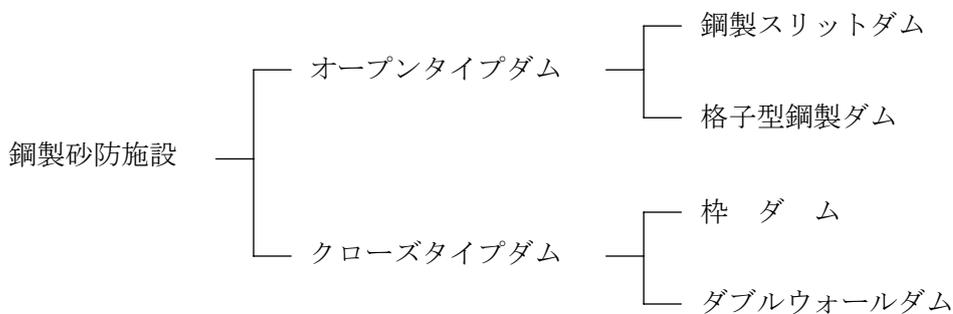
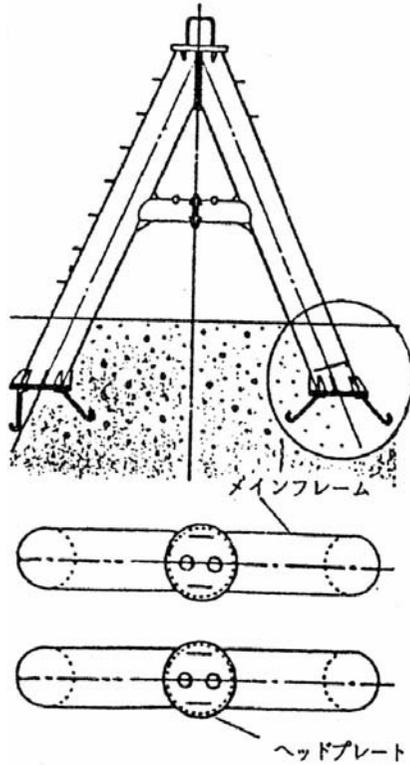


図2-3 鋼製砂防施設の種類

表 2-1 その他のダム形式

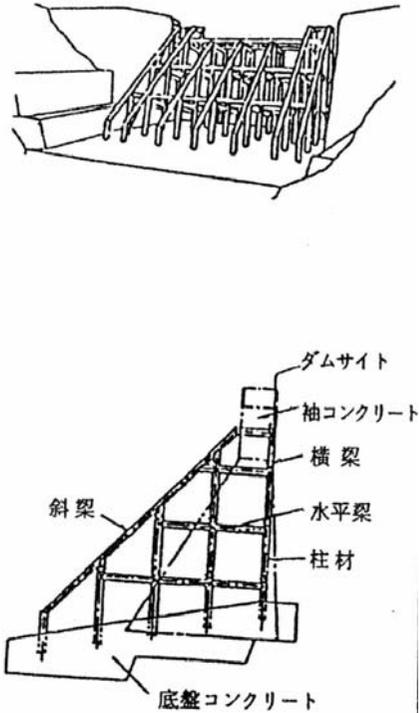
(鋼製スリットダム)

本体：鋼管 A 型フレーム構造、コンクリート充填
基礎：コンクリート床版



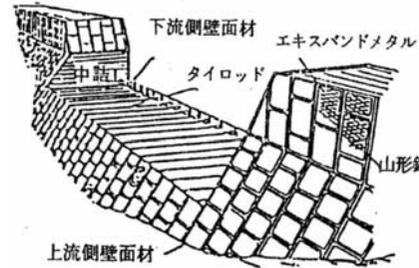
(格子型鋼製ダム)

本体：鋼管立体格子骨組構造
基礎：コンクリート床版



(ダブルウォールダム)

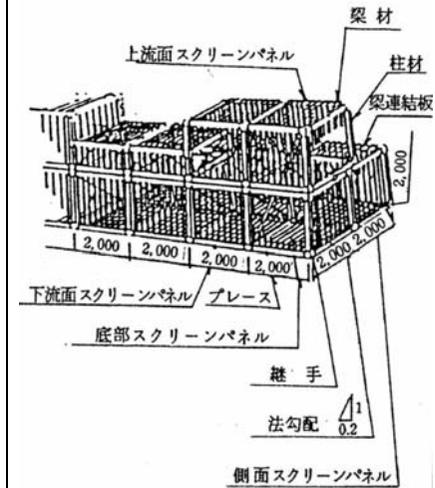
本体：山形鋼とエキスバンドメタルからなる壁面パネル群を多段タイロッドで連結したダブルウォール構造に掘削土砕または河床砂礫等を中詰め
基礎：直接基礎



(枠 ダ ム)

本体：H形鋼骨組の角形鋼管継手構造 1 段高さ 2.0m 枠 (各側面は、山形鋼等スクリーンパネル) に砂礫を中詰め
基礎：直接基礎

一般構造図



4 対象流量の決定

対象流量は、降雨量の年超過確率1/100程度、または既往最大雨量のうち、大きいほうを採用して定めるものとする。

砂防公式集
S59.10
3-3 (P.84~95)

〔解 説〕

砂防ダムにおける対象流量とは、その施設の設計に必要な流量をいい、人家部における流路工等のように洪水防御機能を兼ね備えた施設における計画洪水流量という意味あいの対象流量とは異なる。

対象流量は降雨量の年超過確率1/100程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したものに土砂混入率を考慮した値とする。

砂防ダム等施設の設計のためには一般にピーク流量を求めればよく、洪水波形を求めることは稀であり、下に示したラショナル式(4-2)が一般的に用いられる。

$$Q = Q' \times (1 + \alpha) \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

- Q : 対象流量 (m³/sec)
- Q' : ラショナル式によって求めるピーク流量 (m³/sec)
- α : 土砂混入率
- f : 流出係数
- r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)
- A : 流域面積 (km²)

このほかに比流量により対象流量を算定する方法があり、降雨データがない流域や他の式によって求めた値が異常に大きい場合等には、この方法を用いることもある。

ラショナル式の適用が適当な河川は、流域面積が比較的小さく（おおむね 100km² 未満または流域の最遠点からの到達時間がおおむね 2 時間程度まで）、かつ流域に貯留現象がなく、または貯留現象を考慮する必要がない河川等であり、その他河川では、必要に応じ貯留関数法や単位図法が用いられることがある。

図 2-4 はラショナル式によって流量を求める場合にその概略値を知るための図である。

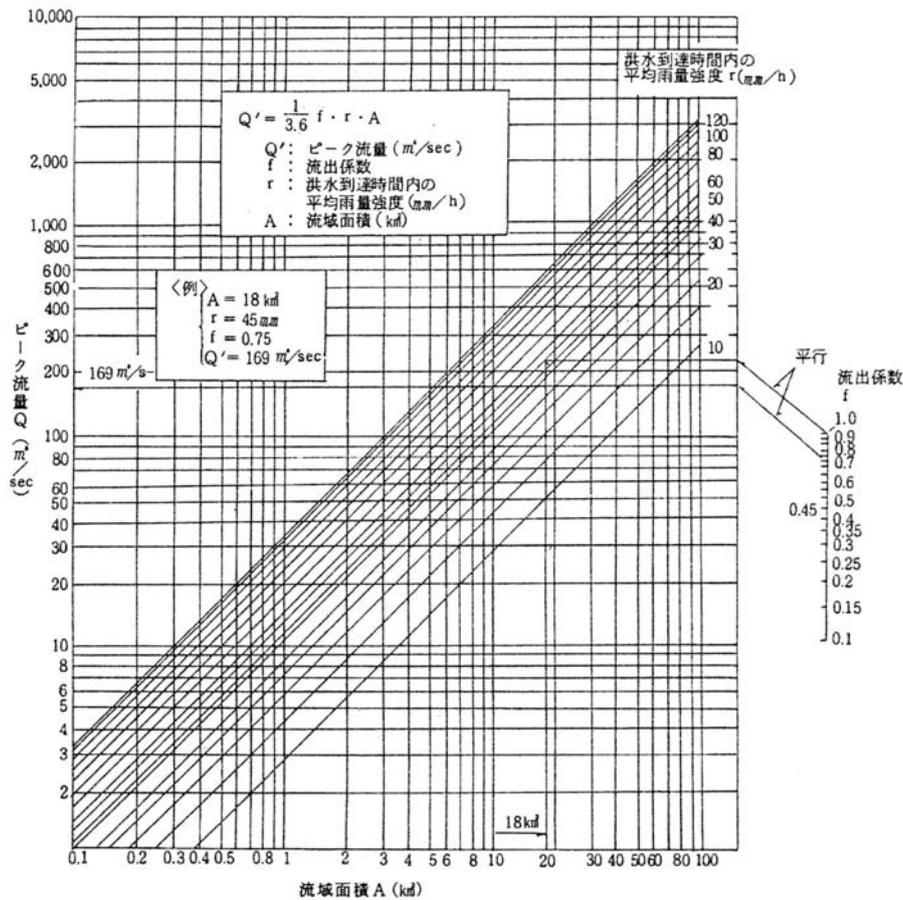


図 2-4 ラショナル式によってピーク流量を求める図

(1) 流出係数

ラショナル式において用いる流出係数 f の値は、流域の地質、地被、植生、形状、開発状況等を勘案して決定する必要がある。日本内地河川の洪水時の物部の値（表 2-2）のほか、表 2-3、表 2-4 を参考にすれば良い。

表 2-2 日本内地河川の流出係数 f （物部）

急峻な山地	0.75～0.90
三紀層山岳	0.70～0.80
起伏のある土地および樹林	0.50～0.75
平坦な耕地	0.45～0.60
かんがい中の水田	0.70～0.80
山地河川	0.75～0.85
平地小河川	0.45～0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.50～0.75

表 2-3 標準的な流出係数（砂防技術基準計画編第 2 章 2.7.3）

密 集 市 街 地	0.9
一 般 市 街 地	0.8
畑、原 野	0.6
水 田	0.7
山 地	0.7

表 2-4 砂防指定地および地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準

三紀層山地	0.70～0.80
起伏のある土地および樹林	0.50～0.75
平坦な耕地	0.45～0.60
水 田	0.70～0.80
宅地造成後の地域	0.85～1.00
パイロット事業地、ゴルフ場	0.75～1.00

表 2-5 防災調節池の洪水吐等の設計流量の算定に用いる流出係数の標準値

土地利用状況	流出係数	備 考
開 発 前	0.6～0.7	山林、原野、畑地面積率が70%以上の流域
開 発 後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開 発 後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

不浸透面積とは、おおむね建物の屋根面積、舗装道路面積および舗装された駐車場面積等の和である。

(2) 洪水到達時間

ラショナル式に用いられる洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨がその流域の出口に達するまでに要する時間として定義され、原則として「雨水が流域から河道に至る流入時間」と「河道内の洪水伝播時間（流下時間）」の和とする。ある程度大きな流域では、流入時間が流下時間に比べ大幅に小さい場合は流入時間を無視することが多いが、小流域では常時流水が存在する河道が少ないため流入時間を無視することはできない。しかし、この流入時間の値は大まかな標準値しかないので、この方法に代る方法として、河道の採り方を谷形態をなす所までのばし流下時間として算出することもある。

1) 洪水流下時間 (T_0)

① Kraven 式

$$T_0 = L / W \dots\dots\dots (4-3)$$

T_0 : 洪水流下時間

L : 流路長 (m)

W : 洪水流出速度 (m/sec)

I : 流路勾配

I	1/100以上	1/100~1/200	1/200以下
W	3.5m/sec	3.0m/sec	2.1m/sec

② Bayern 地方公式 (Rziha 式)

$$T_0 = L / W \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

$$W = 20 \cdot (H / L)^{0.6} \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

T_0 : 洪水流下時間 (sec)

W : 洪水流出速度 (m/sec)

H : 流路高低差 (m)

L : 流路長 (m)

〈適用範囲〉

- 流路平均勾配 $H / L > 1 / 20$

〔参 考〕土研式

都市流域

$$T = 2.40 \times 10^{-4} (\ell / \sqrt{s})^{0.7} \quad \dots\dots\dots (4-6)$$

自然流域

$$T = 1.67 \times 10^{-3} (\ell / \sqrt{s})^{0.7} \quad \dots\dots\dots (4-7)$$

T : 洪水到達時間 (h)

ℓ : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m)

s : 流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配

〈適用範囲〉

- 都市地域 流域面積 < 10km² 平均勾配 $s > 1 / 300$
- 自然流域 流域面積 < 50km² 平均勾配 $s > 1 / 500$

図 2-5 は Kraven 式、図 2-6 は土研式によって洪水到達時間を求める場合の概略値を知るための図である。

2) 洪水流入時間 (T_f)

洪水流入時間(流域内での河道に到達する平均流下時間をいう)は流域の排水路の整備状況によって異なるが、将来の整備状況を推定して定めるものとする。一般には次の値を標準として定めても良い。

山 地 流 域 2km² 30min

特に急傾斜面流域 2km² 20min

3) 洪水到達時間内の平均雨量強度

洪水到達時間内の平均雨量強度は、各地での降雨量の実測値を基に統計処理されて、降雨継続時間との関係で Talbot 型等、Sherman 型等、種々の型で表現される。

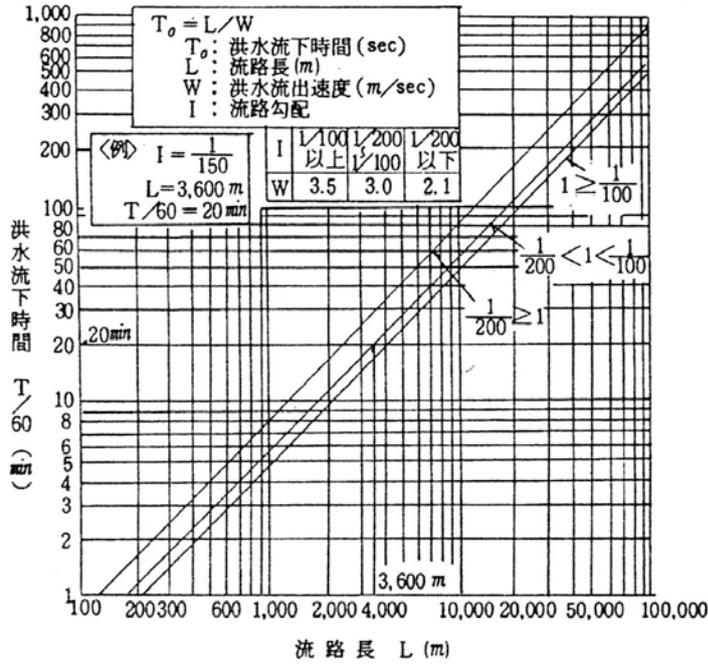


図 2-5 洪水流下時間 (kraven 式)

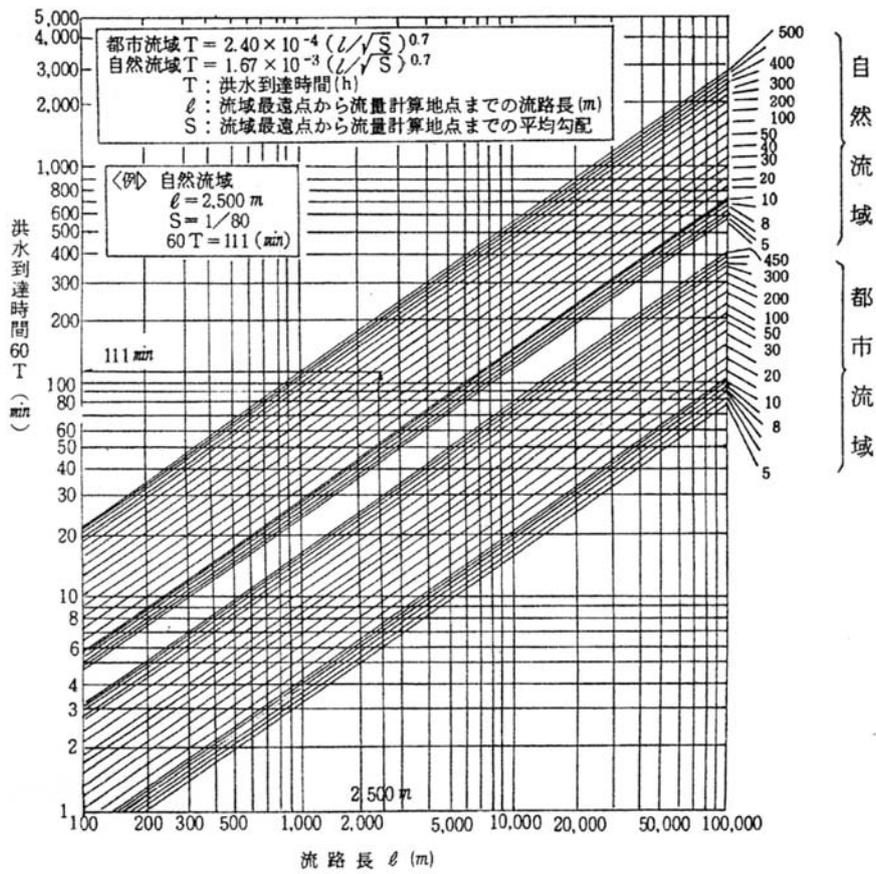


図 2-6 洪水到達時間 (土研式)

日雨量だけが与えられた場合の任意継続時間中の雨量強度推定式としては次式がある。

① 物部式

$$r_t = \frac{r_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^K \dots\dots\dots (4-8)$$

r_t : t 時間内の平均雨量強度 (mm/h)

r_{24} : 日雨量 (mm)

t : 洪水到達時間 (h)

K : 2/3

図2-7は、式(4-8)により t 時間内の平均雨量強度を求める場合に、その概略値を知るための図である。

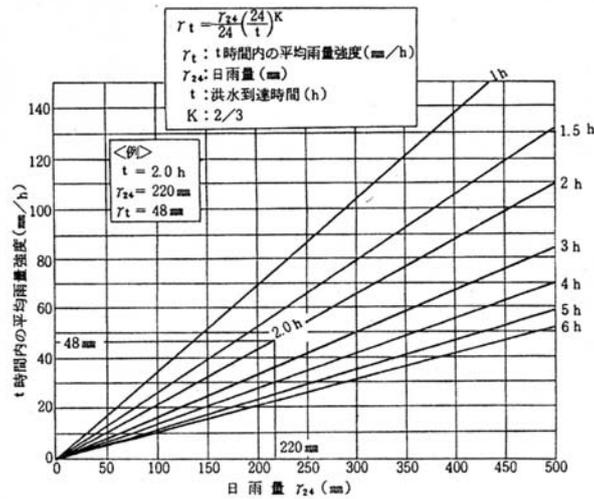


図2-7 日雨量から t 時間内の平均雨量強度を推定する式 (物部式)

② 飯塚式

$$\left. \begin{aligned} r_t &= \frac{C_t}{100} \cdot r_{24} \\ C_t &= \frac{34, 710}{t^{1.35} + 1, 502} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4-9)$$

r_t : 時間内の平均雨量強度 (mm/h)

r_{24} : 日雨量 (mm)

t : 洪水到達時間 (min)

C_t : 雨量強度係数 (%)

なお、 C_t と t との関係は表2-6に示した。

表 2-6 雨量強度係数

t (min)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
C_t (%)	22.8	22.3	21.7	21.1	20.4	19.8	19.2	18.5	17.9	17.3	16.8	16.2

図 2-8 は、式 (4-9) により t 時間内の平均雨量強度を求める場合に、その概略値を知るための図である。

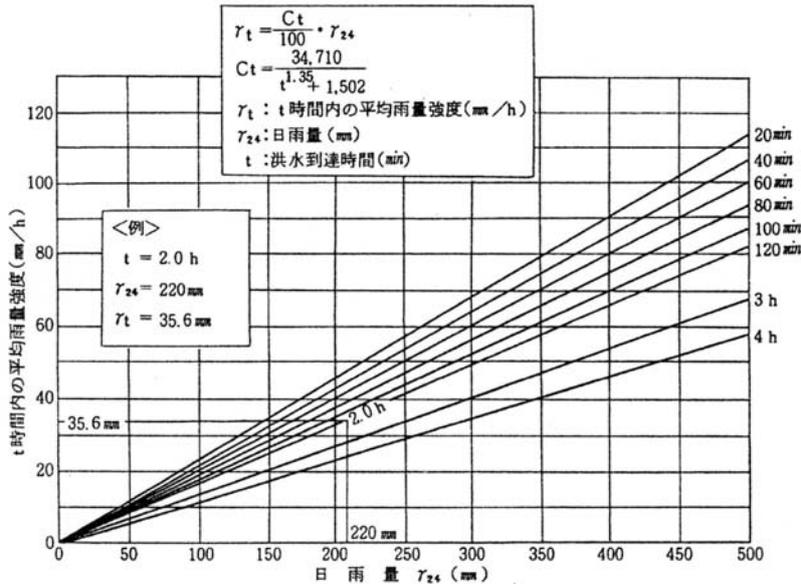


図 2-8 日雨量から t 時間内の平均雨量強度を推定する式 (飯塚式)

4) 土砂混入率

土砂混入率は、流域の水理条件や土砂流出の特性などによって異なる。河川砂防技術基準 (案) 計画編 6.2.3 によると、流路工の計画に用いる値として次のようにしている。

- 砂防工事が施工中 (上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し 50%以上完了している状態)、および屈曲、乱流防止 …………… 10%
- 砂防工事が施工済みの場合 …………… 5%

流路工が計画されるのは上流域の砂防工事がある程度進んでからであり、その対象流量は土砂混入率の減少した洪水流を対象としている。したがって上流域での砂防ダム等の対象流量を求める際の土砂混入率は上記の値以上でなければならない。

特に土石流の流下するような地域では土砂混入率は十分余裕をとる必要がある。

[対象流量の計算例]

条 件

流路高低差	$H = 0.94\text{km}$
流路延長	$L = 5.9\text{km}$
流域面積	$A = 15.2\text{km}^2$
洪水流入時間	$T_I = 30$ 分 (流路最高点より上流残留面積 1.9km^2 で山地流域)
日 雨 量	$r_{24} = 486\text{mm/日}$
土砂混入率	10%
流出係数	$f = 0.8$ (山地流域)

計 算

- ・洪水到達時間 (流下時間 : Rziha 式)

$$W = 20 \times (940 / 5, 900)^{0.6} = 6.6435 \text{ m/sec}$$

$$T_o = 5, 900 / 6.6435 = 888.089 \text{ sec}$$

$$\doteq 0.24669 \text{ hr}$$

$$T = T_o + T_I = 0.24669 + 0.5 = 0.74669 \text{ hr}$$

- ・洪水到達時間内の平均雨量強度 (飯塚式)

$$C_t = \frac{34, 710}{(60 \times 0.74669)^{1.35} + 1, 502} = 20.765 \%$$

$$r_t = (20.765 / 100) \times 486 = 100.92 \text{ mm/hr}$$

- ・対象流量

$$Q' = \frac{1}{3.6} \times 0.8 \times 100.92 \times 15.2 = 340.9 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q = 340.9 \times (1 + 0.1) \doteq 375 \text{ m}^3/\text{sec}$$

5 水通しの設計

5-1 水通しの位置

水通しの位置は、原則として現河床の中央に位置するものとし、ダム上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.4.1 (P.9)

5-2 水通し断面

水通し断面は原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

- 1 水通し幅は、流水によるダム下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。
- 2 水通しの高さは、対象流量を流し得る水位に、表2-7の余裕高以上の値を加えて定める。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.4.2 (P.9~10)
及び
砂防公式集
S59.10
3-4 (P.95~97)

〔解説〕

1 水通しの高さ

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$$H_3 = h_3 + h_3'$$

H_3 : 水通し高さ(m)

h_3 : 越流水深(m)

h_3' : 余裕高(m)

ただし、対象流量はラショナル式により求めるものとし、対象流量に応じた水深 (h_3) は、次式により算定する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \dots\dots\dots (5-1)$$

Q : 対象流量(m³/s)

C : 流量係数(0.60~0.66)

g : 重力の加速度(9.8m/s²)

B_1 : 水通し底幅(m)

B_2 : 越流水面幅(m)

m_2 : 袖小口勾配

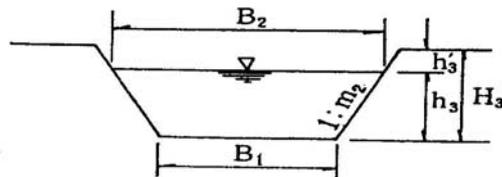


図2-9 水通し

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$ の場合には、次式となる。

$$Q \doteq (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2} \dots\dots\dots (5-2)$$

しかし、この式は h_3 を適当に仮定して、対象流量 Q に合うように計算していかなければならず、慣れないと多少時間がかかる。図 2-10(a)、2-10(b) によって概略の値を知ることができる。

台形堰の越流公式の流量係数は、0.60~0.66 となっているが、一般には 0.60 を使用している。これは、越流水深が大きくなるにつれて流量係数も大きくなるが、水通し幅を先に設定し越流水深を求めるため、一般的には安全を見込んで危険側の 0.60 を用いるためである。

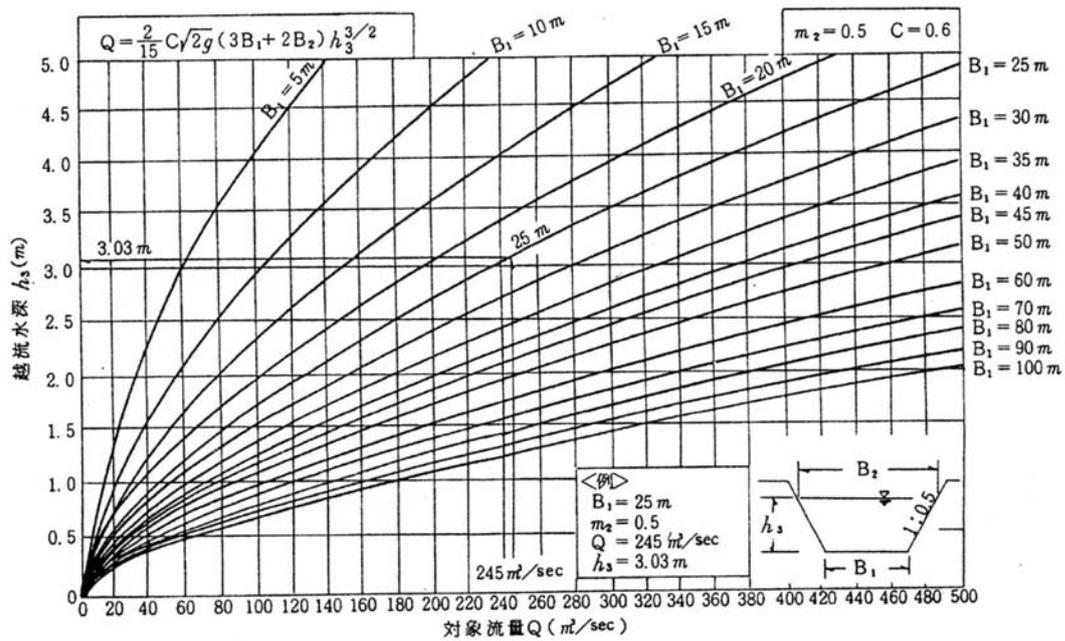


図 2-10 (a) 水通しの越流水深 (袖勾配 5 分の場合)

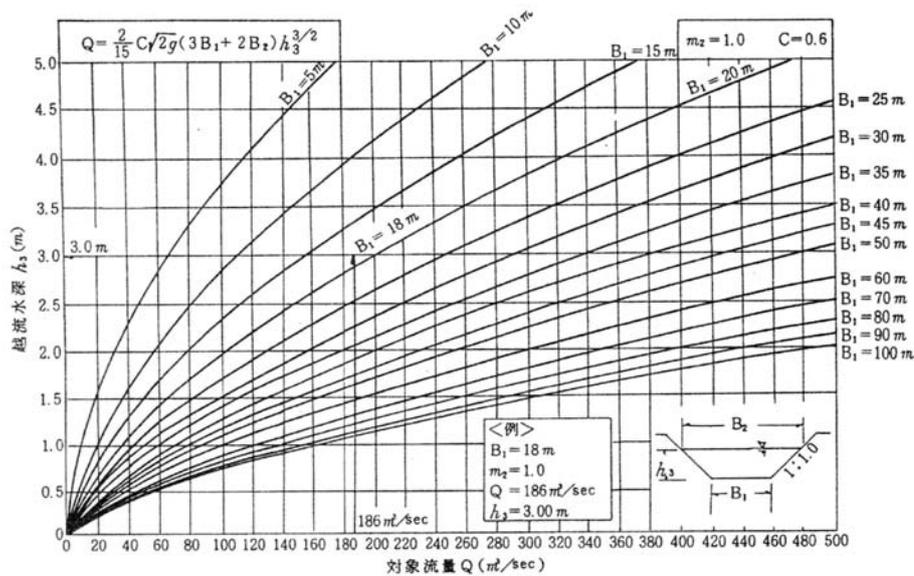


図 2-10 (b) 水通しの越流水深 (袖勾配 1 割の場合)

2 袖小口の勾配 (m_2)

袖小口の勾配は、一般に 5 分とする。但し、土石流に対処する砂防ダムでは、袖小口の破壊に対処するため 1 割とする場合もある。

3 水通しの余裕高 (h'_3)

水通しの余裕高は、原則として表 2-7、a により決定する。但し、越流水深 (h_3) に対する余裕高 (h'_3) との比 (h'_3/h_3) は表 2-7、b の値以下とならないようにすること。

表 2-7 水通しの余裕高

a 対象流量との関係

対象流量	余裕高
200m ³ /sec未満	0.6m
200~500m ³ /sec	0.8m
500m ³ /sec以上	1.0m

b 河床勾配との関係

河床勾配	~1/10	1/10~ 1/30	1/30~ 1/50	1/50~ 1/70	1/70~ 1/100	1/100~ 1/200
h'_3/h_3	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

(h'_3 : 余裕高 h_3 : 越流水深)

6 砂防ダム本体の設計

6-1 安定計算に用いる荷重

砂防ダムの安定計算に用いる荷重は、自重の外、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重があり、ダムの高さ、型式により選択するものとする。

〔解説〕

砂防ダム断面の安定計算に用いる荷重の組合せは、自重の外は次のとおりとするのが一般的である。

表 2-8 設計荷重の組合せ

ダム形式		平常時	洪水時
重力式コンクリートダム	ダム高15m未満		静水圧
	ダム高15m以上	静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚圧力
アーチ式コンクリートダム		静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重	静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重

注) ダム高は、ダム基礎地盤から水通し天端までの高さとする。

1 自重

ダム堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量(kN/m³)を乗じて求められる。

$$W = W_c \cdot A \quad \dots \dots \dots (6-1)$$

W : 単位幅当たりのダム堤体の自重(kN)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量(kN/m³)

A : ダム堤体単位幅当たりの体積(m³)

2 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = W_o \cdot H_w \quad \dots \dots \dots (6-2)$$

P : 静水圧(kN/m²)

W_o : 水の単位体積重量(kN/m³)

H_w : 任意の点の水深(m)

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.2.1 (P.4~8)
及び
砂防公式集
S59.10
3-5 (P.97~105)

3 堆 砂 圧

堆砂圧は、次式により求められる。ただし、堆砂圧を算定するための堆砂面は、完成時に想定される堆砂高とし、アーチ式コンクリートダムについては、満砂時についても考慮する必要がある。

$$P_{ev} = W_{SI} \cdot h_e \quad \dots\dots\dots (6-3)$$

$$P_{eh} = C_e \cdot W_{SI} \cdot h_e \quad \dots\dots\dots (6-4)$$

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

P_{eh} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

C_e : 土圧係数

W_{SI} : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³) $W_{SI} = W_s - (1 - \nu) \cdot W_0 \quad \dots (6-5)$

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

W_s : 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m³)

ν : 堆砂空隙率 $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa} \quad \dots\dots\dots (6-6)$

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

① 土圧係数 (C_e) は 0.3~0.6 で示される。土圧係数をクーロンの土圧論で考えれば、

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad \dots\dots\dots (6-7)$$

であり、堆砂面がほぼ平坦 $i=0$ ($i=15^\circ$ ぐらいまでは $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$ と仮定できる) とすれば、

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \dots\dots\dots (6-8)$$

で示される。

ここで、水中の内部摩擦角 ϕ を 35° とすると $C_e = 0.27 \approx 0.3$ となる。

設計に用いる場合の C_e の採用に当たっては既往施設の堆砂状況を考慮して定めるべきである。参考に次の表を示した。

表 2-9 土砂の水中における内部摩擦角

種別	状態	単位重量 (kN/m ³)	水中の単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	水中の内部摩擦角 φ (度)
砂石	—	15.69~18.63	9.81~12.75	35~45	35
砂利	—	15.69~19.61	9.81~11.77	30~40	30
炭がら	—	8.83~11.77	3.92~6.86	30~40	30
砂	しまったもの	16.67~19.61	9.81	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.69~18.63	8.83	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.71~17.65	7.85	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.67~18.63	9.81	25~35	20~30
	やや軟かいもの	15.69~17.65	7.85~9.81	20~30	15~25
	軟かいもの	14.71~16.67	5.88~8.83	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.69~18.63	5.88~8.83	20~30	10~20
	やや軟かいもの	14.71~17.65	4.90~7.85	10~20	0~10
	軟かいもの	13.73~16.67	3.92~6.86	0~10	0
シルト	固いもの	15.69~17.65	9.81	10~20	5~15
	軟かいもの	13.73~16.67	4.90~6.86	0	0

② 堆砂見掛け単位体積重量 (W_s) は河川砂防技術基準 (案) によると 14.71 ~ 17.64 (kN/m³) である。一般には、土砂の粒径が大きいほど、堆積後の経過年が長いほどその値が大きいと考えられ、また粘土含有量も大きな影響を与えている。我が国の泰阜ダムで調査された値を、参考として表 2-11 に示した。

表 2-10 堆積土砂密度の鉛直分布

河床よりの深さ (m)	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7
密度 (g/cm ³)	1.74	1.73	1.96	1.88	2.00	1.94	1.94	1.93	2.04	1.93	1.91	1.84	1.68
河床よりの深さ (m)	7.5	8	8.5	9	9.5	10	10.5	11	11.5	12	12.5	13	13.5
密度 (g/cm ³)	1.79	1.97	1.35	1.62	1.60	1.63	1.59	1.59	1.59	1.61	1.60	1.60	1.55

設計で用いる水中堆砂単位体積重量 (W_{st}) は、図 2-11 より、

$$W_{st} = W_s - (1 - \nu) \cdot W_0 \quad \dots \dots \dots (6-5)$$

W_s : 堆砂見掛け単位体積重量

W_0 : 水の単位体積重量

である。

したがって、堆砂見掛単位体積重量 14.71～17.64kN/m³、空隙率 0.3～0.45 より上記の式により水中堆砂単位体積重量を求めることができる。

ただし、ある河川の実態調査によれば空隙率は、0.25 程度といった例もある。

水の単位体積重量 (W_0) は、一般に $W_0 = 9.81\text{kN/m}^3$ とする。

[計算例]

$$W_{S1} = 17.64 - (1 - 0.3) \times 9.81 = 10.77\text{kN/m}^3$$

$$W_{S2} = 14.71 - (1 - 0.45) \times 9.81 = 9.31\text{kN/m}^3$$

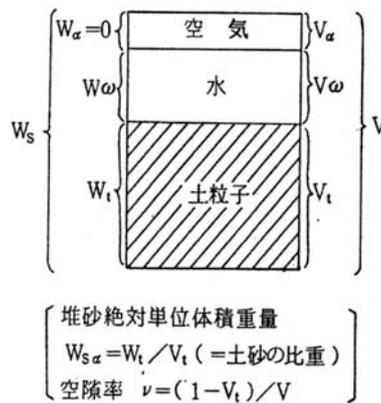


図 2-11 堆砂の組成

4 揚圧力

揚圧力は、ダム堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、次の表を基準として計算する。

表 2-11 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m ²)	下流端 (kN/m ²)
岩盤	$(h_2 + \mu \cdot \Delta h) W_0$	$h_2 \cdot W_0$
砂礫盤	$h_1 \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_0$

任意の点 (X) における揚圧力

$$U_X = \left[h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) \right] W_0 \quad \dots \dots \dots (6-9)$$

$$\Delta h = h_1 - h_2 \quad (\text{m})$$

- μ : 揚圧力係数
- b_2 : 堤底幅 (m)
- h_1 : ダム上流側水深 (m)
- W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)
- h_2 : ダム下流側水深 (m)
- U_X : X地点の揚圧力 (kN/m²)
- ℓ : 全浸透経路 (m)
- $\ell = b_2$ で表わされる。ただし、止水壁等を設ける場合は、 $\ell = b_2 + 2d$ とする。
- d : 止水壁の長さ (m)
- x : 上流端から X地点までの浸透径路長 (m)

式 6-9 は図 2-12 において任意の点 (X) における揚圧力を示す式である。

揚圧力の分布は直線としている。

揚圧力係数 μ は $1/3 \sim 1.0$ であるが、一般のダムでは $\mu = 1/3$ が用いられていて、これ以外の値の使用例はほとんどないことから砂防ダムにおける μ についても $\mu = 1/3$ とすることを標準とする。

ダム下流水深 h_2 についてはウォータークッションのある場合はその水面までの高さをとるが、揚圧力としては上・下流の水深差が問題となるので一般には上・下流の水深差が最大となる Δh を用いる。すなわち単に洪水時の検討だけでなく、平常時の検討についてすなわち計算上の h_2 を $h_2 = 0$ とした仮定も検討する必要がある。

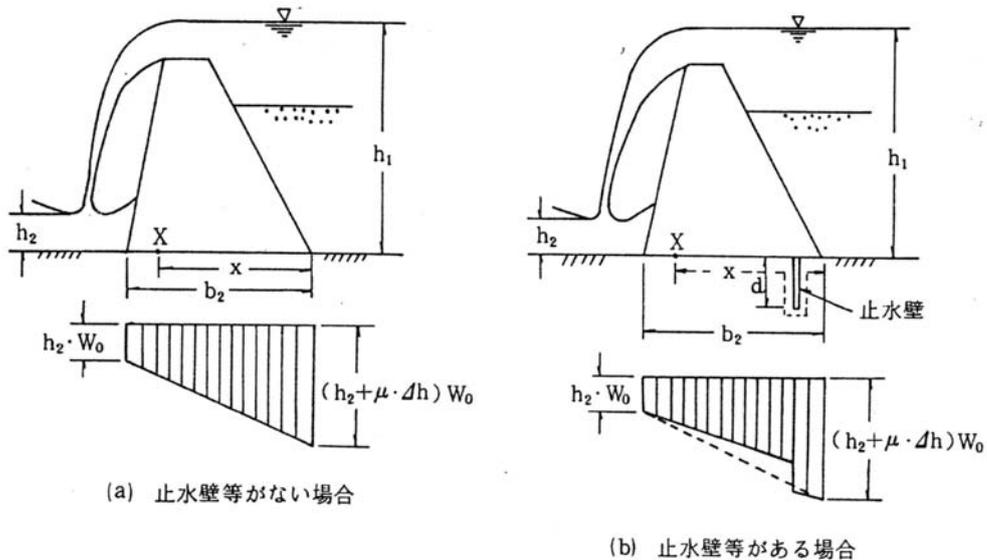


図 2-12 揚圧力の分布

5 地震時慣性力

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、ダムの自重に設計震度を乗じた値とし、次式により求められる。

$$I = K \cdot W \quad \dots \dots \dots (6-10)$$

I : 単位あたりのダム堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅当たりのダム堤体の自重 (kN/m)

設計震度は、次式に掲げる値以上の値で、基礎地盤の状況等を勘案して決定する必要がある。

表 2-12 設 計 震 度

ダムの種類	強震帯及び中震帯地域	弱震帯地域
重力式コンクリートダム	0.12	0.10
アーチ式コンクリートダム	0.24	0.20

設計震度は地震活動度の地域区分、基礎地盤の状態を考慮して決定する。特にダム地点が地震活動度の大きい地帯とか、地質的に問題のある場合には地域の地震歴、ダム堤体の動力学的特性を考慮して設計震度を定める。設計震度は通常の岩盤基礎を標準としており（表 2-13）、ダムの高さが 20m を越え、かつ風化又は破碎の著しい岩盤基礎、もしくは新第三紀以降の地質で未固結の岩盤基礎の場合には設計震度も大きい値（表 2-14）をとる。

表 2-13 設計震度（重力式コンクリートダムの場合）

基礎岩盤の状況	強震帯および中震帯地域	弱震帯地域
通常の岩盤	0.12	0.10
風化、破碎の著しい岩盤 新第三紀以降の未固結岩盤	0.15	0.12

強震帯および中震帯地域とは、下記の弱震帯地域を除く地域とする。

（弱震帯地域）

北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、土別市、名寄市、上川郡（上川支庁）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡（上川支庁）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡

山口県の全域

福岡県の全域

佐賀県の全域

長崎県の全域

熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、飽託郡、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡

大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡、

鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域

沖縄県の全域とする。

6 地震時動水圧

地震時動水圧は、ダムの堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式により求められる。

(1) ダムの上流面が傾斜している場合の式(Zangar の式)

$$P_x = C \cdot W_0 \cdot K \cdot H$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right] \dots\dots\dots (6-11)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_m}{2} \cdot W_0 \cdot K \cdot H^2 \cdot \sec \theta \dots\dots\dots (6-12)$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x$$

P_x : X地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面からX地点までの全地震時動水圧 (kN/m)

W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

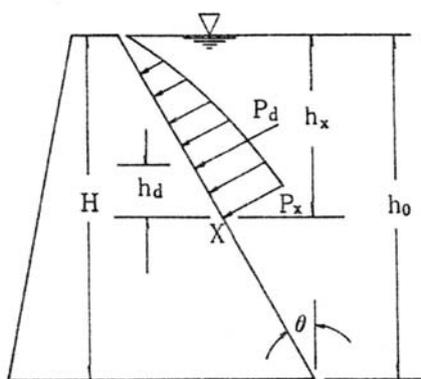
h_x : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

C_m : 図2-13(b)から求められる係数

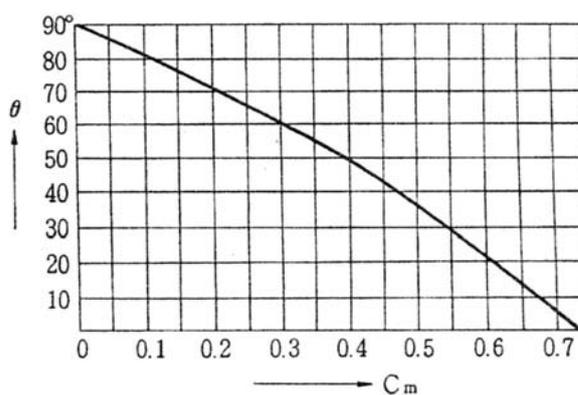
h_d : X地点から P_d の作用点までの高さ (m)

η 、 λ : 図2-13(c)から求められる係数

C : 圧力係数

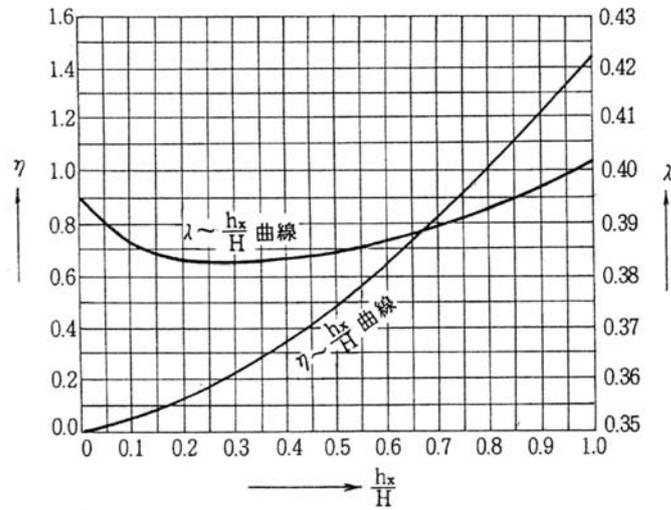


(a) 地震時動水圧模式図



(b) C_m の値

図2-13 地震時動水圧の係数 (C_m)



(c) η 及び λ の値

図 2-13 地震時動水圧の係数 (η 、 λ)

Zangar の式に用いられる係数 η 、 λ の式及び数値と C_m の近似式を次に示す。

$$\eta = 1.45206483 \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \frac{1}{3} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^3 - \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} + \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right\}$$

..... (6-13)

$$\lambda = \left[0.25 - 1.45206483 \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^2 - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^4 - \frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right\}^3} + \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} \right\} \right] \eta \frac{h_x}{h_0}$$

..... (6-14)

表 2-14 η 、 λ 値

h_x/h_o	η	λ
0	0	0
0.01	0.0010410603	0.3937850148
0.03	0.0057678747	0.3902710196
0.05	0.0129198455	0.3882878923
0.10	0.0390296202	0.3855282436
0.15	0.0748978743	0.3841469007
0.20	0.1190838881	0.3834645473
0.25	0.1706196052	0.3832277484
0.30	0.2287494199	0.3833115632
0.35	0.2928356610	0.3836449051
0.40	0.3623142754	0.3841837392
0.45	0.4366707642	0.3848993124
0.50	0.5154257578	0.3857722306
0.55	0.5981257361	0.3867892714
0.60	0.6843367127	0.3879414691
0.65	0.7736397481	0.3892229781
0.70	0.8656276231	0.3906303112
0.75	0.9599023071	0.3921618691
0.80	1.0560729477	0.3938176084
0.85	1.1537542449	0.3955988557
0.90	1.2525650816	0.3975081516
0.95	1.3521273391	0.3995491877
1.00	1.4520648309	0.4017267833

$$C_m \doteq 0.773 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2 \dots\dots\dots (6-15)$$

ただし θ は度数表示の度数である。

(2) ダムの上流面が、鉛直の場合の式(Westergaard の近似式)

$$P_x = \frac{7}{8} W_0 \cdot K \sqrt{H \cdot h_x} \dots\dots\dots (6-16)$$

$$P_d = \frac{7}{12} W_0 \cdot K \cdot H^{1/2} \cdot h_x^{3/2} \dots\dots\dots (6-17)$$

$$h_d = \frac{2}{5} h_x \dots\dots\dots (6-18)$$

なお、上流面が、鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。

7 温度荷重

アーチ式コンクリートダム以外の型式のダムは、温度荷重による応力は小さいので無視して差し支えない。

アーチ式コンクリートダムの場合、温度上昇による曲げモーメント並びに半径方向剪断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向剪断力と向きが反対となるため、堤体設計上は安全側になる。また、温度上昇によるアーチ推力は、水圧荷重等によるアーチ推力と同じ向きになるが、この値は一般に堤体の内部応力の安全性を脅かすものではない。温度降下による曲げモーメント並びに半径方向剪断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向剪断力と同じ向きになり、またアーチ推力は引張応力を生じさせる向きに作用する。したがって、ダム堤体の応力計算を行う場合は、一般にアーチ作用が確保された後の温度降下のみを考慮すればよい。ただし、基礎岩盤の安定性を検討する場合は、アーチスラストが増加する温度上昇時の検討が必要となる。

堤体内部の温度による応力を求める場合には一般に以下の項目について考慮する必要がある。

- 1 断面内の平均温度の変化
- 2 上下流方向の温度勾配の変化
- 3 上下流表面近くに形成される温度勾配の変化

このうち、断面内の平均温度の変化は、ダムのたわみ、アーチ推力、アーチの曲げモーメント及び片持梁の曲げモーメントに大きな影響を与える。また上下流方向の温度勾配の変化は、アーチの曲げモーメントにはかなりの影響を与えるが、ダムのたわみ及びアーチ推力に及ぼす影響は小さい。

設計には、1、2を併せて考慮するのが原則とするが、2を無視した設計を行う場合には、クラウンで $0.981\text{N}/\text{mm}^2$ の応力増加を見込む必要がある。

上下流表面付近に形成される温度勾配による応力は局部的な応力であり、通常無視してよい。

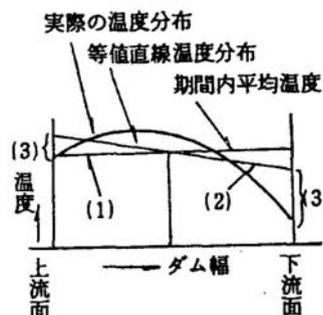


図2-14 ダム断面内温度分布

6-2 安定計算に用いる数値

砂防ダムの安定計算に用いる数値は、必要に応じて実測により求めるものとする。

【解説】

砂防ダムの安定計算に用いる数値は、ダムの重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他のダムは既設の砂防ダム等に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。ただし、ダムの断面を安全かつ経済的に設計するためには、できるかぎり実測により求めるべきである。

- 1 ダム用コンクリートの単位体積重量： $22.56\text{kN}/\text{m}^3$
- 2 流水の単位体積重量 (W_0): $9.81\sim 17.65\text{kN}/\text{m}^3$)

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.2.2 (P.8)
及び
砂防公式集
S59.10
3-5(7) (P.105)

ただし、ダム高(H) ≥ 15m のとき 9.81kN/m³

ダム高(H) < のとき 11.77kN/m³

を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。

- 3 堆砂見掛単位体積重量(Ws) : 14.71~17.64kN/m³
- 4 堆砂空隙率(ν) : 0.3~0.45
- 5 土圧係数(Ce) : 0.3~0.6
- 6 揚圧力係数(μ) : 1/3~1.0 (一般に1/3を用いる場合が多い)
- 7 コンクリートの許容応力度(N/mm²)

重力式ダム 圧縮 : 3.9、剪断 : 0.49

- ① コンクリート標準示方書(土木学会編)によると、無筋コンクリートの許容圧縮応力度は偏心軸方向荷重を受ける場合を含み、

$$\sigma_{c.a} \leq \frac{\sigma_{c.k}}{4} \leq 5.4 \text{N/mm}^2$$

で示されている。ここで、 $\sigma_{c.k}$ コンクリートの設計基準強度である。重力式コンクリートダムの場合、設計基準強度は 18.0N/mm²が多いので、 $\sigma_{c.a} = 4.50 \text{N/mm}^2$ となる。

- ② 許容剪断応力度は無筋コンクリートでスラブの場合、設計基準強度 18.0N/mm² のとき 0.80N/mm²となっている。一般のダムの設計においては打設面の強度低下を考慮して、剪断強度としてコンクリートの圧縮強度の 1/7~1/10 値を用いている。砂防ダムの場合にもこの考え方を当てはめると 0.64~0.45N/mm²となる。

- ③ 許容引張応力度は原則として認めないが、非越流部の一部において生じる場合もあり、このような場合は 0.10N/mm² 以下となるようにダム本体を補強することもある。

6-3 天端幅

天端幅は、ダムサイト付近の河床構成材料、流出土砂の形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

【解説】

砂防ダムの天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の摩耗等にも耐えるような幅とする必要がある。このため、重力式コンクリートダムの天端幅は、一般に次表に示す値を用いている。しかし、アーチ式コンクリートダムでは、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。

表 2-15 天 端 幅

天端幅(m)	1.5~2.5	3.0~4.0
河床構成材料	砂混じり砂利~玉石混じり砂利	玉石~転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的少ない地区 ~ 常時流出土砂の流出が多い地区	小規模の土石発生地区 ~ 大規模の土石流常襲地区

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.5.1 (P.10)

6-4 重力式コンクリートダム設計

6-4-1 安定条件

重力式コンクリートダムは、地形、地質及び流出土砂形態を考慮し、堤体及び基礎地盤の安全性が確保できるように設計するものとする。

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。

- 1 原則として、ダムの堤底端に引張応力が生じないように、ダムの自重及び外力の合力の作用線が堤底の中央1/3以内に入ること。
- 2 堤底と基礎地盤内との間及び基礎地盤内で、滑動を起こさないこと。
- 3 ダム内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持力度以内であること。また、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。

〔解説〕

- 1 ダム堤底において引張応力を生じさせないように、ダムの自重及び外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として本要領6-1、6-2を採用する。
- 2 ダムのいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。ダムの堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot \ell}{H}$$

n : 安全率 (一般に岩盤基礎の場合は、剪断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高いダムとすることが多く、ダムの規模等を考慮して $n=4.0$ としている。しかし、砂礫基礎においては、剪断強度が小さいため一般に式の τ_0 を無視して計算する 경우가多く、また高い圧縮強度が期待できないためダム高 15m 未満とするのが原則で、 $n=1.2$ としているが、ダム高 15m 以上とする場合はダムの規模等を考慮し $n=1.5$ としている。)

f : 摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

τ_0 : 堤体又は基礎地盤のうち小さい方の剪断強度 (kN/m²)

ℓ : 剪断抵抗を期待できる長さ (m)

※摩擦係数や剪断強度の小さい所

- 砂防ダム内部
 - 形状の変化部 (袖と本体の接点、のり勾配の変化点等)
 - 外力の変化部 (水面、堆砂面等)
 - 水平打継ぎ面
- ダム堤底と基礎地盤との接触面
- 基礎地盤内の弱層部

3 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。

(1) 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所での最大圧縮及び引張応力度が、その許容圧縮及び引張応力度を超過しないことが必要である。

(2) 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持力度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

ダムの上流端または下流端における垂直応力は、次式により求められる。

$$x = \frac{M}{V} \dots\dots\dots (6-19)$$

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \dots\dots\dots (6-20)$$

x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 堤底の上流端を交点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN)

b_2 : 堤底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2$$

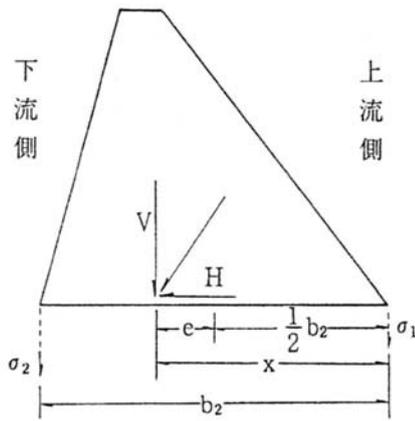


図 2-15 砂防ダム断面に作用する力

6 $e/b_2 > 1$ のとき堤体上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点を安全を確認する面の中央 $1/3$ 以内におさめるよう断面を定める必要がある。よって「1. 転倒、引張応力に対する安定」において下記のようにすればよい。

$$\frac{1}{3}b_2 \leq x \leq \frac{2}{3}b_2$$

特に重要かつ危険が想定される砂防ダムの安全を確認する位置は、

- 砂防ダム内部
 - └ 形状の変化部（袖と本体との接点、のり勾配の変化点等）
 - └ 外力の変化部（水面、堆砂面等）
- ダム堤体と基礎地盤との接触面
- 基礎地盤内と弱層部

を行えば十分である。なお、砂礫基礎においては引張応力が発生しないため、堤底下流端における鉛直応力は

$P_1 = 2V/3d$ となり、 $3d$ より外れる所に応力は発生しない。（図 2-15）

なお、基礎地盤が砂礫の場合は、(1)(2)のほかにクィックサンド及びパイピングに対する安全性をも検討する必要がある。

検討する場合は、「改訂新版 河川砂防基準（案）設計編第 1 章第 2 節」を参照すること。

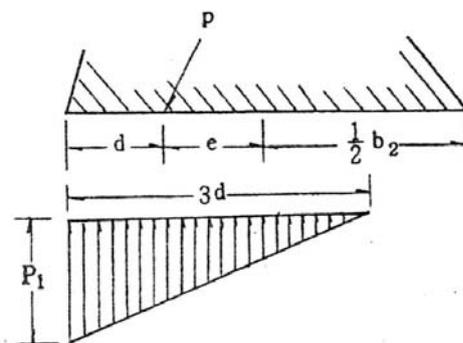


図 2-16 砂礫基礎における圧縮応力の分布

6-4-2 断面形状

重力式コンクリートダムは、構造上の安全性、施工性等を考慮して決定するものとする。

越流部断面の下流のり勾配は、1 : 0.2を標準とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合は必要に応じこれより緩くすることができるものとする。

非越流部の断面は、越流部断面と同一とすることを標準とする。越流部の断面と変える場合は、平常時、洪水時の安定性のほか、15m以上のダムについては、未満砂で湛水していない状態の時に下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面としなければならない。

〔解説〕

重力式コンクリートダムは、一般に、作用する荷重の合力の作用線が堤底の中央1/3以内に入るようにダム形状を定める方法が用いられており、この方法では上流面が鉛直に近いほど有利である。しかし、越流部においては落下砂礫の衝撃及び摩耗を考慮する必要があり、下流面を鉛直に近い形状とすることが望ましい。

非越流部では、落下砂礫の衝撃及び摩耗を考慮する必要がないので、下流面勾配を緩くすることができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及び施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する機会が多い。越流部は、ダム上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水期に空虚に近い状態となるダムでは、下流側から働く地震時慣性力に安定性を欠くおそれもあり、そのような状態が想定されるダムでは、上流面に多少のり勾配を付ける必要がある。

重力式コンクリートダムの越流部の上流のり勾配及び非越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。なお、次式にはダム上流面が傾斜している場合のZangarの地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上、上流のり勾配(m)が定まらなければ組み込めないため、便宜上Westergaardの近似式を組み込んでいる。Zangarの式による地震時動水圧はWestergaardの近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。

1 越流部断面の上流のり勾配を求める式

$$\begin{aligned} & \{ (1 + \alpha - \omega) (1 - \mu) + \delta (2 \varepsilon^2 - \varepsilon^3) \} m^2 + [2(n + \beta) \{ 1 + \delta \varepsilon^2 - \mu (1 + \alpha - \omega) - \omega \} + n (4 \alpha + \gamma) + 2 \alpha \beta - \gamma K] m - (1 + 3 \alpha) - \mu (1 + \alpha - \omega) (n + \beta)^2 - \delta C e \varepsilon^3 - \gamma K (n + 3 \beta) - \frac{7}{10} K \{ 2(1 + \alpha)^3 - (1 + \alpha)^{1/2} (2 \alpha^5 / ^2 + 5 \alpha^{3/2}) \} + \alpha \beta (4 n + \beta) + \gamma (3 n \beta + \beta^2 + n^2) - \omega (\beta + n)^2 = 0 \\ & \dots\dots\dots (6-21) \end{aligned}$$

- | | |
|---|-------------------------|
| m : 上流のり勾配 | n : 下流のり勾配 |
| b_1 : 天端幅(m) | H : ダム高(m) |
| h_2 : 下流側水深(m) | h_3 : 越流水深(m) |
| H_e : 堆砂深(m) | K : 設計震度 |
| C_e : 土圧係数 | μ : 揚圧力係数 |
| α : h_3/H | β : b_1/H |
| ε : H_e/H | ω : h_2/H |
| γ : W_c/W_o | δ : W_{s1}/W_o |
| W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m ³) | |
| W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m ³) | |
| W_o : 流水の単位体積重量 (kN/m ³) | |

注) この式において、洪水時の場合は $K=0$ 、平常時の場合は $h_3=0$ とし、15m以上のダムについては、平常時および洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

2 非越流部断面の下流のり勾配を求める式

$$\begin{aligned} & \{ \gamma - \mu (1 + \alpha) \} n^2 + [\{ 2(1 + 2 \alpha + \varepsilon^2 \delta) m + \gamma \{ \beta (3 + 4 \tau) - K \} - 2 \mu (1 + \alpha) (m + \beta) \} n + \{ (1 + \alpha) (1 - \mu) + \delta (2 \varepsilon^2 - \varepsilon^3) \} m^2 + [2 \beta \{ 1 + 2 \alpha - \gamma \tau + \varepsilon^3 \delta - \mu (1 + \alpha) \} - \gamma K] m + \beta^2 \{ \gamma (1 + \tau) - \mu (1 + \alpha) \} - 3 \gamma K \beta (1 + \tau)^2 - (1 + \alpha)^3 (1 + \frac{7}{5} K) - \varepsilon^3 \delta C_e = 0 \end{aligned}$$

- | | |
|---------------|------------------|
| H_2 : 袖高(m) | τ : H_2/H |
|---------------|------------------|

その他の記号は、前記1の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

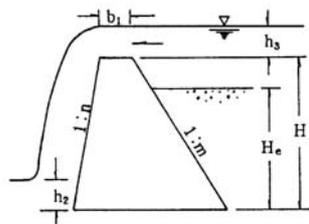


図2-17 越流部断面

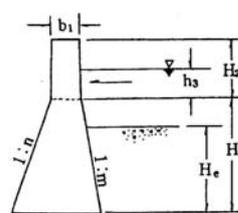


図2-18 非越流部断面

3 ダムの法勾配は、少数点2位に切り上げるものとする。

6.5 安定計算

安定計算は、表 2-16 設計荷重の組み合わせにて行うものであり、計算式の整理したものを表 2-17、表 2-18 に示す。又、砂防ダムに作用する荷重を図 2-18、2-19、2-20 に示す。

砂防公式集
S59.10
3-5-2-4
(P.113~117)

表 2-16 重力式コンクリート砂防ダムの設計荷重の組み合わせ

ダム高	平常時 (地震時)	洪水時
$H < 15\text{m}$		$W、P$
$H \geq 15\text{m}$	$W、P、P_e、U、I、P_d$	$W、P、P_e、U$

W : 堤体の自重

P : 静水圧

P_e : 堆砂圧

U : 揚圧力

I : 地震時慣性力

P_d : 地震時動水圧

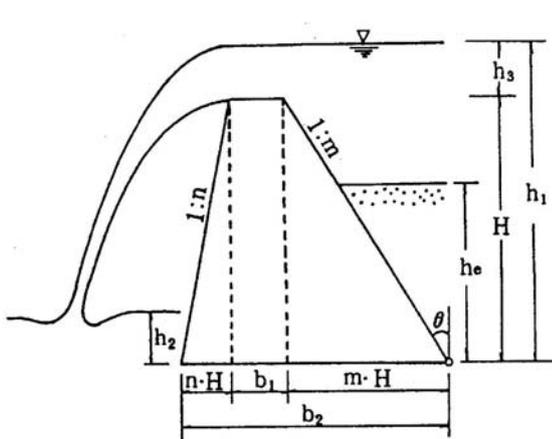
表 2-17 砂防ダムの単位幅当たり断面に作用する力 (平常時 $h_3=0$)

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (ℓ)	モーメント ($M=V \cdot 1+H \cdot 1$)
堤体の自重	W					
	W_1	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	W_3	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静 水 圧	P					
	P_{v1}	$1/2 \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{H1}	$1/2 \cdot W_o \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
堆 砂 圧	P_e					
	P_{ev}	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{eH}	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$1/3 \cdot h_e$	(+)
揚 圧 力	U					
	U_1	$1/2 \cdot W_o \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	U_2	$W_o \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$1/2 \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
	I_2	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$1/2 \cdot H$	(+)
	I_3	$1/2 \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
地震時動水圧	P_d					
	P_{dv}	$1/2 \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{dH}	$1/2 \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_o \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合 計			V	H		M

表 2-18 砂防ダムの単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

（ダム高 15m 未満の場合は堤体の自重W及び静水圧Pを用いる）

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (l)	モーメント ($M=V \cdot l+H \cdot l$)
堤体の自重	W					
	W_1	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	W_3	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静 水 圧	P					
	P_{v1}	$1/2 \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{v2}	$W_o \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)		$1/2 \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{v3}	$W_o \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	P_{H1}	$1/2 \cdot W_o \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
	P_{H2}	$W_o \cdot h_3 \cdot H$		(+)	$1/2 \cdot H$	(+)
堆 砂 圧	P_e					
	P_{ev}	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{eH}	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$1/3 \cdot h_e$	(+)
揚 圧 力	U					
	U_1	$1/2 \cdot W_o \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (Hh_3 - h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	U_2	$W_o \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
合 計			V	H		M



- H : ダム高(m)
 - b_1 : 水通し天端幅(m)
 - b_2 : 堤底幅(m)、 $b_2 = b_1 + (m + n) \cdot H$
 - m : 上流のり勾配、 $m = \tan \theta$
 - n : 下流のり勾配
 - h_1 : 上流側水深(m)、 $h_1 = H + h_3$
 - h_2 : 下流側水深(m)
 - h_3 : 越流水深(m)
 - h_e : 堆砂深(m)
 - W_c : 堤体コンクリート単位体積重量(kN/m³)
 - W_o : 水の単位体積重量(kN/m³)
 - W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m³)
 - Ce : 土圧係数
 - μ : 揚圧力係数
 - K : 設計震度
 - η : 係数
 - Cm : 係数
 - λ : 係数
- } 図2-13(b)、(c)により求められる係数

図2-19 砂防ダムの安定計算

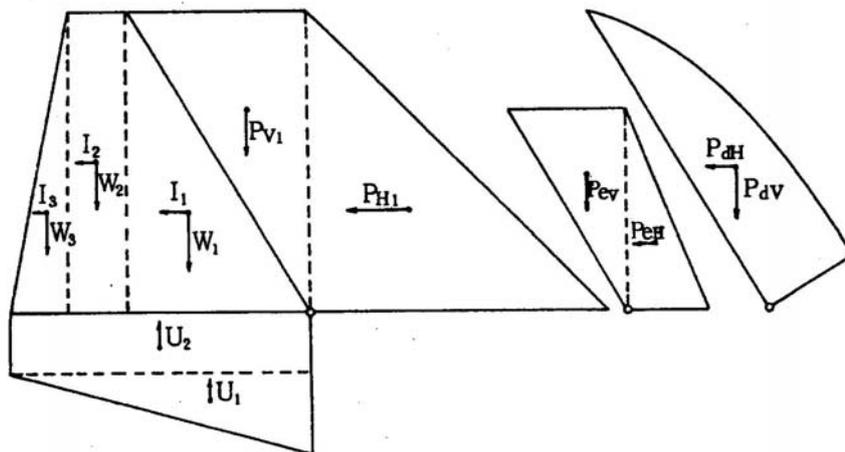


図2-20 砂防ダムの単位幅当たり断面に作用する力
(平常時 $h_3 = 0$)

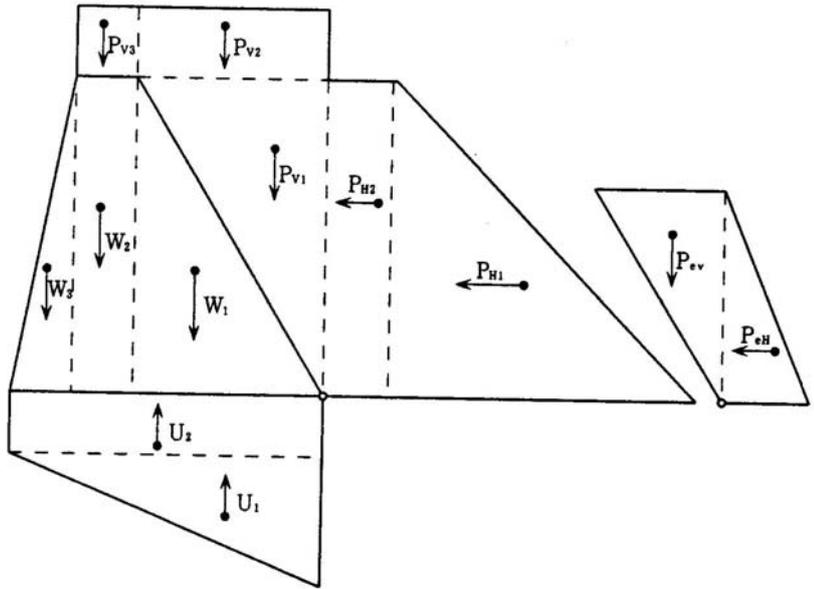


図 2-21 砂防ダムの単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

6-5-1 転倒に対する安定及び堤底の引張応力の計算

$$x = \frac{M}{V} \dots\dots\dots (6-22)$$

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \dots\dots\dots (6-23)$$

- x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)
- M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m)
- V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN)
- b_2 : 堤底幅 (m)
- σ : 堤底の上流端又は下流端における鉛直応力 (kN/m²)
- e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \dots\dots\dots (6-24)$$

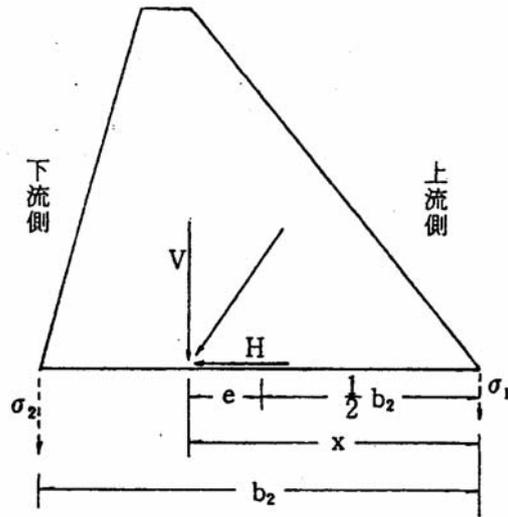


図 2-22 砂防ダム断面に作用する力

転倒に対して安定で、かつ堤底に引張応力を生じないためには

$$-1 \leq \frac{6 \cdot e}{b_2} \leq 1 \text{ でなければならず、}$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \text{ を代入すると } \frac{1}{3} \cdot b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} \cdot b_2 \text{ となる。}$$

これらのことから、転倒に対して安定であり、かつ堤底に引張応力を生じさせないためには、荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央 1/3 内になければならない。

一般的には $x = \frac{2}{3} \cdot b_2$ となる断面が経済的である。

6-5-2 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \cdot V \cdot \tau_o \cdot l}{H} \dots\dots\dots (6-22)$$

- n : 安全率
- V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN)
- H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN)
- f : ダム堤体と基礎地盤との摩擦係数
- τ_o : ダム堤体又は基礎地盤のうち小さい方の剪断強度 (kN/m²)
- l : 剪断抵抗を期待できる長さ (m) (ダム堤底幅 b_2)

ダムに設計荷重が作用したときに、ダム堤体内、堤底と基礎地盤との接触面、基礎地盤内のいかなる部分においても滑動してはならない。

上式は、堤底と基礎地盤との接触面における剪断力による滑動に対して、安全なせん断摩擦抵抗力を有しているか検討するものである。

岩盤基礎の場合は、 $n=4$ とする。砂礫基礎の場合は、ダム高を15m未満とするのが原則であり、剪断強度 ($\tau_o \cdot l$) を無視して計算し、 $n=1.2$ とする。砂礫基礎でダム高15m以上の時は、剪断強度を無視して計算し、 $n=1.5$ とする。

6-5-3 ダム堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \dots\dots\dots (6-26)$$

σ : 堤底の上流端または下流端の鉛直応力 (kN/m²)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN)

b_2 : 堤底の幅 (m)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \dots\dots\dots (9-27)$$

x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流までの距離 (m)

堤体破壊に対しては、堤体の任意の個所の最大圧縮および引張応力度が、その許容圧縮および引張応力度を超過しないことが必要である。

基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持力を超過しないことが必要である。この最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

7 基礎の設計

7-1 ダム基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。

〔解説〕

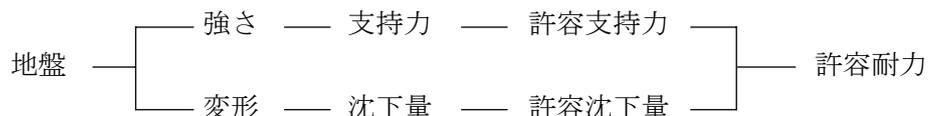
砂防ダムの基礎地盤は、安全性等から岩盤が原則である。しかしながら、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は、できる限りダム高 15m未滿に抑えるとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。

1 地盤支持力

ダムからの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、ダムの揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持力度以内におさまっているか否かによって行うが、砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとする。

(1) 地盤の載荷試験

地盤載荷試験とは、「地盤の原位置において載荷板のような比較的平らな面を通じて荷重を加え、その荷重、地盤、変位との関係から地盤の強さを知るために行う試験」である。



(2) 地盤支持力

推定により地盤の支持力を求める場合は、表 2-19 を参考としてよい。この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化や亀裂の程度、固結の程度等により加減して用いてよい。

表 2-19 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	5880	岩 塊 玉 石	588
中 硬 岩 (B)	3920	礫 層	392
軟 岩 (II) (CH)	1960	砂 質 層	245
軟 岩 (I) (CM)	1170	粘 土 層	98.1

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.6.1 (P.13)
及び
砂防公式集
S59.10
3-6-1
(P.117~121)

2 剪断摩擦抵抗力

ダムからの水平力に対して、基礎となる地盤が十分な剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は、堤体が受ける水平力に安全率を乗じた値以上の剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かによって行うが、ダム破壊の主原因は基礎地盤の剪断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じて剪断試験を実施し、剪断強度や摩擦係数を確かめなければならない。

(1) 試験方法には、単軸圧縮試験、安息角による方法、剪断試験機による方法並びに三軸試験等がある。

推定により地盤の剪断強度や摩擦係数を求める場合は、表 2-20 を参考としてよい。この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度および走向、固結の程度等により加減して用いてよい。

表 2-20 地盤の剪断強度 (kN/m²) ・ 内部摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	剪断強度	内部摩擦係数	区 分	剪断強度	内部摩擦係数
硬 岩 (A)	2940	1.2	岩 塊 玉 石	294	0.7
中 硬 岩 (B)	1960	1.0	礫 層	98.1	0.6
軟 岩 (II) (CH)	981	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩 (I) (CM)	588	0.7	粘 土 層	—	0.45

3 その他の地盤強度

ダムの基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

(1) 基礎砂礫のパイピング

① 限界掃流力による方法

パイピングはダム基礎面沿いに発生するものとし、この流線沿いを一様な材質の砂礫層として浸透流速を求める。

ダルシーの法則により、土中の透水において、ある断面積 A の中を流下する量 Q は、

$$Q = k \cdot A \cdot i \quad \dots \dots \dots (7-1)$$

k : 透水係数 (cm/sec)

i : 動水勾配 (H/L)

A : 断面積 (cm²)

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad \dots\dots\dots (7-2)$$

v : 流速 (cm/sec)

$$v_s = \frac{Q}{A_s} = k \cdot i \cdot \frac{A}{A_s} = \frac{k \cdot i}{n} \quad \dots\dots\dots (7-3)$$

v_s : 実際の流速 (cm/sec)

A_s : A断面中の間隙の断面積 (cm²)

n : 間隙率

表 2-21 粒子の径と限界流速
(Justin の式による)

粒子の直径 (mm)	限界流速 (cm/sec)
5.00	22.86
3.00	17.71
1.00	10.22
0.80	9.14
0.50	7.23
0.30	5.60
0.10	3.23
0.08	2.89
0.05	2.29
0.03	1.77
0.01	1.02

一方、これに対して砂粒子の限界掃流力は Justin が理論計算から求めており、上式の計算結果がこの値より小であればパイピングは発生しないといえる。表 2-21 は Justin が砂の材料ごとに求めた限界流速である。また、表 2-22、2-23 はそれぞれ材料の違いによる透水係数值を示したものであり、表 2-24 は地層種類ごとの空隙率の概略値である。

表 2-22 透水係数の概略値表

k (cm/sec)	10 ³	10 ²	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂、きれいな砂と砂利の混合			非常に細かい砂、シルトなど			不透水性の土、粘土など			

表 2-23 土の粒径による透水係数の概略値

	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径 (mm)	0~0.01	0.01~0.05	0.05~0.10	0.1~0.25	0.25~0.50	0.50~1.0	1.0~5.0
k (cm/sec)	3×10 ⁻⁵	4.5×10 ⁻⁴	3.5×10 ⁻³	1.5×10 ⁻²	8.5×10 ⁻²	3.5×10 ⁻¹	3.0

表 2-24 地層種類ごとの有効空隙率の概略値

地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙率 (%)	地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙率 (%)
沖積礫層	25	10	15	洪積砂礫層	30	10~15	15~20
細礫層	35	20	15	砂層	35~40	5~10	30
砂丘砂層	30~35	10~15	20	ローム層	50~70	30~50	20
泥粘土質層	45~50	30	15~20	泥層粘土層	50~70	45~60	5~10

② ブライの式及びレーンの式による方法

ブライの式

$$C_c \leq \frac{1+2d}{\Delta h} \dots\dots\dots (7-4)$$

C_c : ブライの式のクリープ比 (表 2-25)

l : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透径路長 (m)

Δh : ダム上下流の水位差

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : ダム上流の基盤面からの水位 (m)

h_2 : ダム下流の基盤面からの水位 (m)

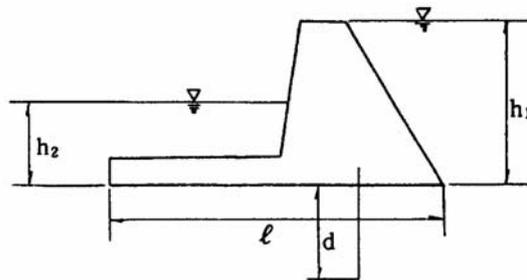


図 2-23 パイピング

レーンの式

$$C_w \leq \frac{l/3+2d}{\Delta h} \dots\dots\dots (7-5)$$

C_w : レーンの式の加重クリープ (表 2-25)

本式の適用は、堤高の低いダム・床固工等に対しておおむね良好であるが、堤高の高いダムに対してはかなり過大な値を示すようである。クィックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。

なお、上記二つの式 (7-4)、(7-5) のうち、大きいクリープ線長を採用すればパイピングに対して安全である。

表 2-25 クリープ比

基礎の構成材料	C_c	C_w	基礎の構成材料	C_c	C_w
微細砂またはシルト	18	8.5	中 砂 利	—	3.5
細 砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中 砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗 砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細 砂 利	—	4.0			

7-2 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるように適切な基礎処理を行うものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.6.2 (P.13~14)

【解説】

ダムの基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し、設計しなければならないが、ダムの規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、いくつかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法にあった設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

1 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤地盤の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、ダムの堤底幅を広くして応力を分散させるかあるいは、グラウト、岩盤PS工等により改善を図る方法等がある。

また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的である。

砂礫基礎の場合は、ダムの堤底幅を広くして応力を分散させるか、基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図る方法がある。

2 その他の改善

ダムの安定上透水性に問題がある場合は、グラウト等の止水工により改善を図る。また、パイピングに対しては、浸透径路長が不足する場合はダム堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等を設けて改善を図るのが一般的である。

ダム下流部の洗掘に対しては、ダム基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフ、コンクリート水叩き、あるいは水褥池を設けて対処するのが一般的である。

ダム基礎の根入れ(H)は、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤の場合で1 m以上、砂礫盤の場合は2 m以上行っている。

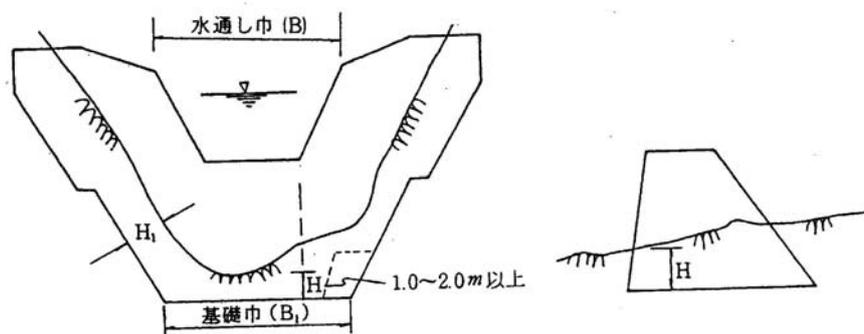


図2-24 基礎及袖部の根入れ

基礎幅 (B_1) については、水通し幅 (B) と同等か又は広く設計することを標準とするが、側壁等がある場合についてはその構造を考慮して決定すること。又、基礎面の高さについては、同じ高さを原則とするが、副堤等のウォータークッション内であれば、基礎高は同高でなくてもよいものとする (図 2-24 参照)。但し、岩質が硬い場合でも流下する礫等で劣化する事例もあり、設計に当たっては十分留意すること。

8 袖の設計

ダムの袖は、洪水を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。なお、その構造は、次によるものとする。

- 1 袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
- 2 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。
- 3 袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。
- 4 屈曲部におけるダムの凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。

【解 説】

袖天端の幅は、本来はそのダムに想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものであるが、一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。

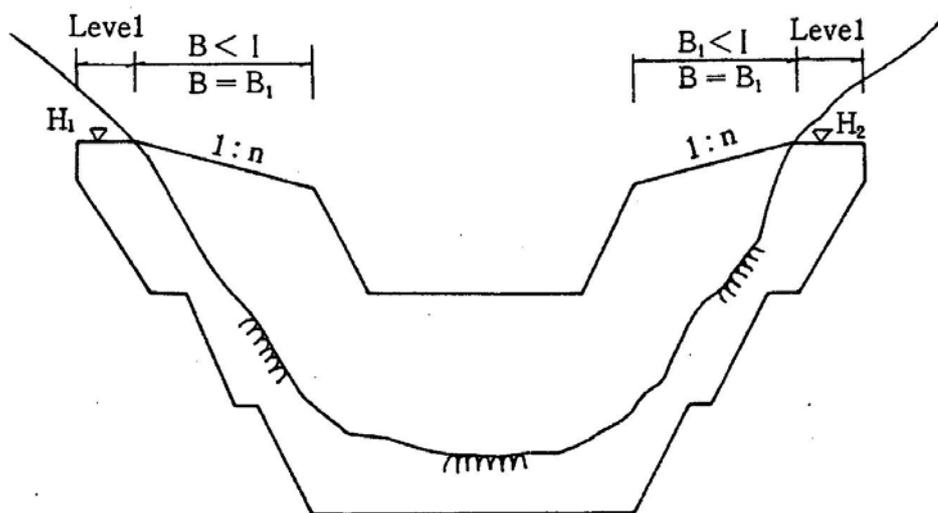
袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘はダムの本体の破壊の原因になりやすい。袖はこれらに対処するため、十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図るべきである。

(また、土石流等異常な外力が加わる恐れがある場合は、曲げ剪断による破壊に対する安全を検討し本体、袖部に鉄筋を入れたり、又は袖部の拡幅を考慮する等の対策を行うものとする。)

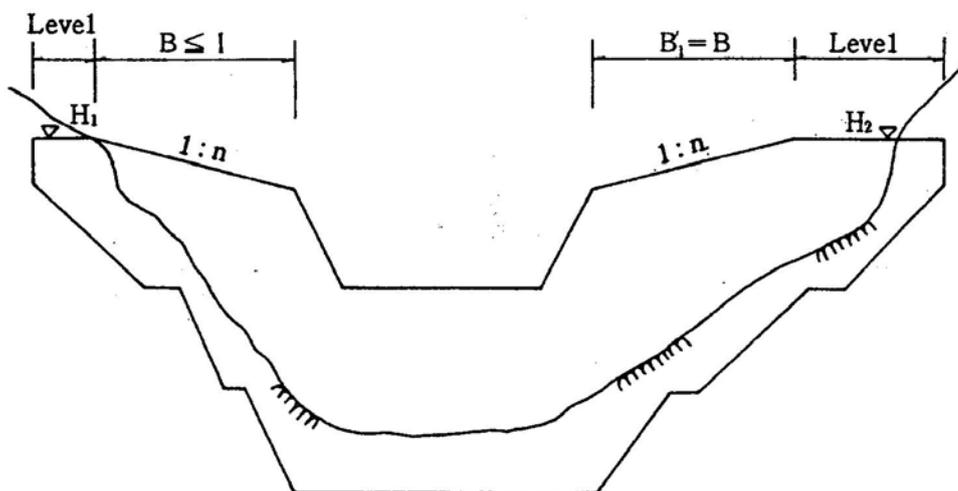
なお、袖部の設計は下記を標準とする。(図 2-25 参照)

袖天端の勾配は河床勾配又は計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とするが、袖部の長さが計画勾配の分母値程度の長さで現地盤に取付く場合は水平区間は設けない。分母値以上の長さの場合は分母値の長さを限度とし以上は水平区間とするのを標準とする。又、天端高については偏流を考慮する場合等の特殊な場合を除き左右同高 ($H_1 = H_2$) とする。

1) 左右側とも計画推砂勾配 (I) の分母値以下の長さで現地盤に取付く場合



2) 左右側が異なる場合



3) 左右共計画推砂勾配 (I) の分母値の長さで現地盤に取付かない場合

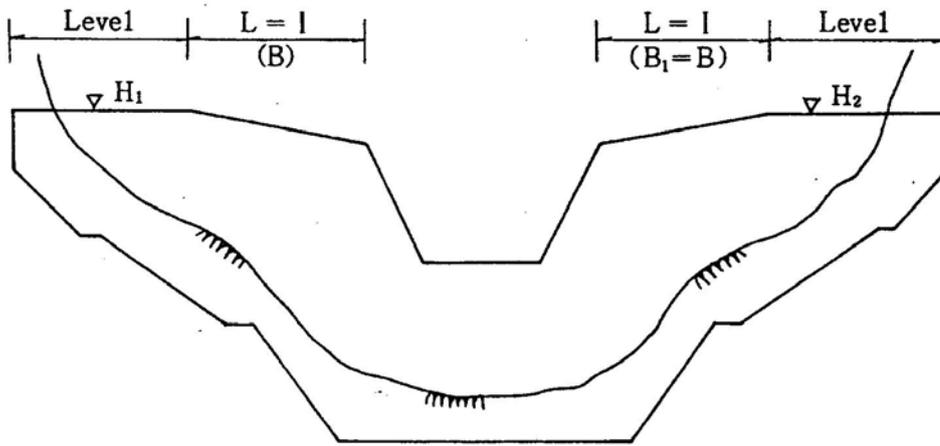


図2-25 袖部の勾配

9 前庭保護工の設計

9-1 前庭保護工

前庭保護工は、副ダム及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等からなり、ダムからの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘及び下流の河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるように設計するものとする。

〔解説〕

砂防ダムを越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等によりダム基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水理条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このためダム基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。砂防ダムからの越流水の減勢のためには、一般に副ダムを設けることにより水褥池を形成した減勢工を用いることが多い。

9-2 副ダムの設計

副ダムの位置及び天端の高さは、ダム基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定めるものとし、副ダムの水通し、本体、基礎、袖の設計は、砂防ダム本体に準ずるものとする。ただし、袖勾配は、原則として水平とするものとする。

〔解説〕

副ダムの位置及び天端の高さを求めるためには、次に示す経験式や半理論式を用いるのが普通であるが、地形的条件により、必要に応じて模型実験等を実施して総合的に検討するものとする。

1 副ダムの位置を求める式

(1) 経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3) \dots\dots\dots (10-1)$$

L : 本、副ダム間の長さ (本ダム天端下流端から副ダム天端下流端までの長さ) (m)

H_1 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) からの本ダムの高さ (m)

h_3 : 本ダムの越流水深 (m)

(2) 半理論式

$$L \geq \ell + X + b_2 \dots\dots\dots (10-2)$$

ℓ : 水脈飛距離 (m)

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.8.1 (P.14)

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.8.2
(P.14~17)
及び
砂防公式集
S59.10
3-8-1
(P.125~129)

$$\ell = V_0 \left\{ \frac{2(H_1 + 1/2h_3)}{g} \right\}^{1/2}$$

V_0 : 本ダム越流部流速 (m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3}$$

q_0 : 本ダム越流部単位幅当たり流量 (m³/s)

h_3 : 本ダムの越流水深 (m)

H_1 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面からの本ダムの高さ) (m)

g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta \cdot h_j$$

β : 係数 (4.5~5.0)

h_j : 水叩き天端又は基礎岩盤面からの副ダムの越流水面までの高さ (m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m³/s)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)}$$

F_1 = 水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$$

b_2 : 副ダムの天端幅 (m)

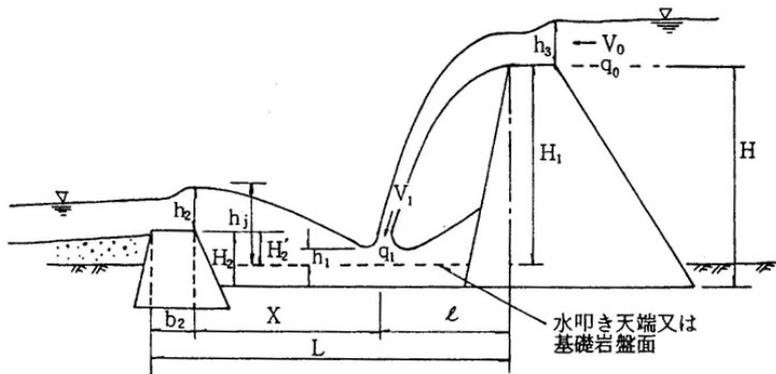


図 2-26 副ダムの位置及び高さ

[半理論式での計算例]

条 件

対象流量	$Q = 50 \text{ m}^3 / \text{sec}$	水通し下幅	$B_1 = 10 \text{ m}$
袖小口勾配	$m_2 = 0.5$	本ダムの高さ	$H = 25 \text{ m}$
$h_3 = 2.0 \text{ m}$	$b_2 = 3.0 \text{ m}$	水叩きの厚さ	$t = 2.0 \text{ m}$

計 算

$$H_1 = 25 - 2 = 23 \text{ m}$$

$$q_0 = 50 \div (10 + 1) = 4.545 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

$$V_0 = 4.545 \div 2 = 2.273 \text{ m} / \text{sec}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9.8 \times (23 + 2)} = 22.136 \text{ m} / \text{sec}$$

水脈落下地点の流過幅を水通し下幅と同じとすると、

$$q_1 = 50 \div 10 = 5 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

$$h_1 = 5.0 \div 22.136 = 0.226 \text{ m}$$

$$F_1 = 22.136 \div \sqrt{9.8 \times 0.226} = 14.878$$

$$h_j = \frac{0.226}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times 14.878^2} - 1) = 4.644 \text{ m}$$

$$\ell W = 2.273 \times (2 \times [23 + \frac{1}{2} \times 2] \div 9.8)^{1/2} = 5.030 \text{ m}$$

$\beta = 4.5$ とすると

$$X = 4.5 \times 4.644 = 20.898 \text{ m}$$

$$L \geq 5.030 + 20.898 + 3 = 28.928 \approx 29 \text{ m}$$

となる。

経験式は、文字どおり従来の経験から出されたもので、過去のダムが 20 m 程度の高さまでであったことから考えて、ダム高 20 m 程度のものに適用するのが望ましい。

さらに、式中係数は 1.5~2.0 の幅でとるようになっているが、ダム高が低いほど大きくとるのが良い。

半理論式は、最近 20 m 程度以上の比較的高いダムが数多く建造されるようになってきたため、従来の経験式では実態に合わなくなってきたので使われ始めたものである。

この式は「落下水脈の到達距離」に「強制的に跳水を起こし得る距離」を加えて、流水が下の流れに順応できるよう副ダムの位置を考えたものである。

両式とも本ダム越流部の水理条件 (h_3) と本ダムの高さ (H_1) によって決まる。

図 2-27 は経験式により、図 2-28 は半理論式により副ダムの位置 (L または L') の概略値を求めるためのグラフである。

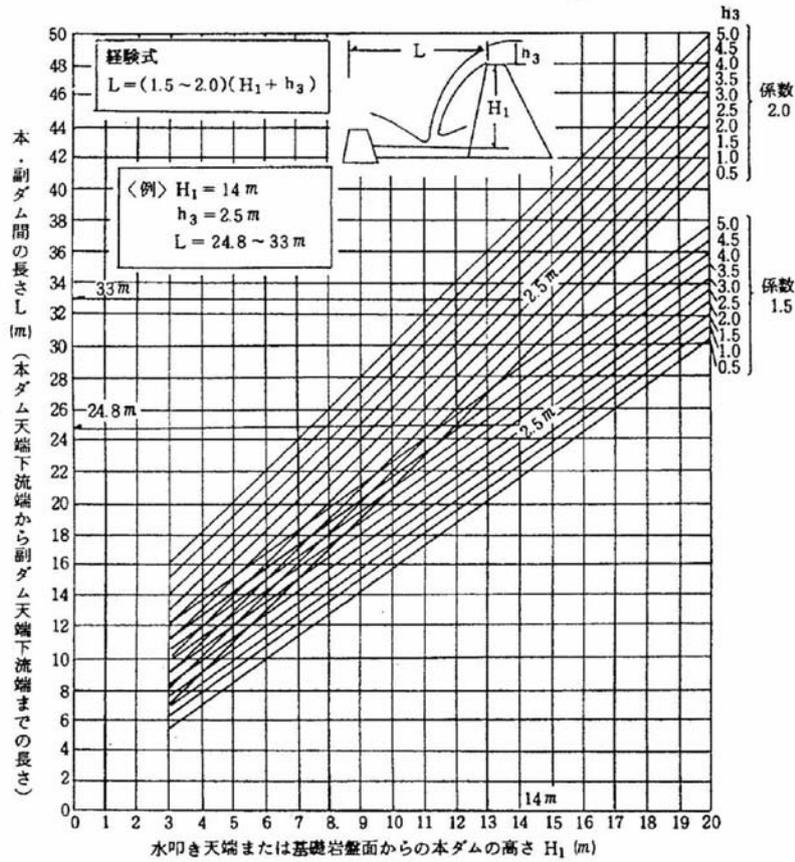


図 2-27 本・副ダム間の長さ (L)

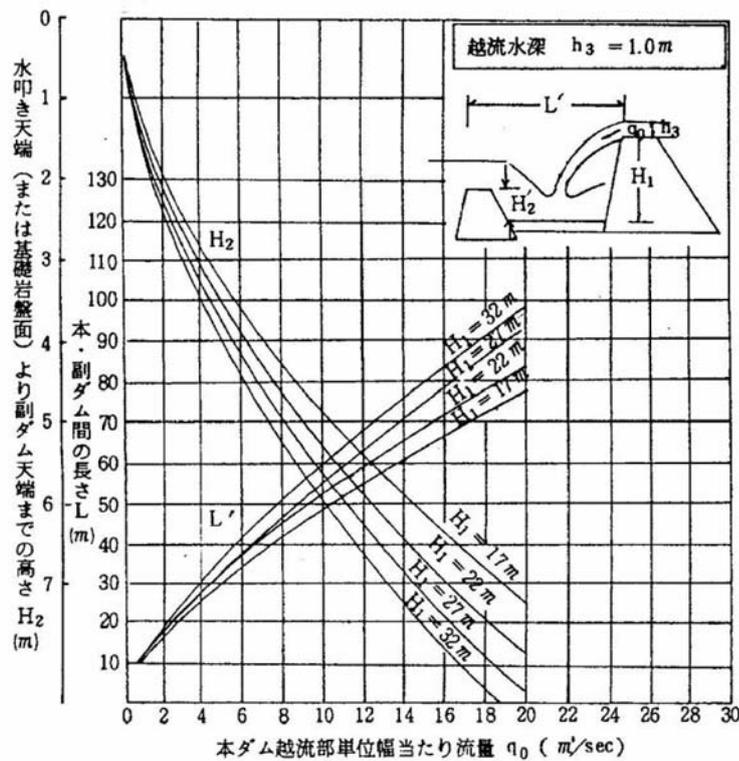


図 2-28 (a) 本・副ダム間の長さ (L')、本・副ダムの重複高 (H_2') (半理論式)

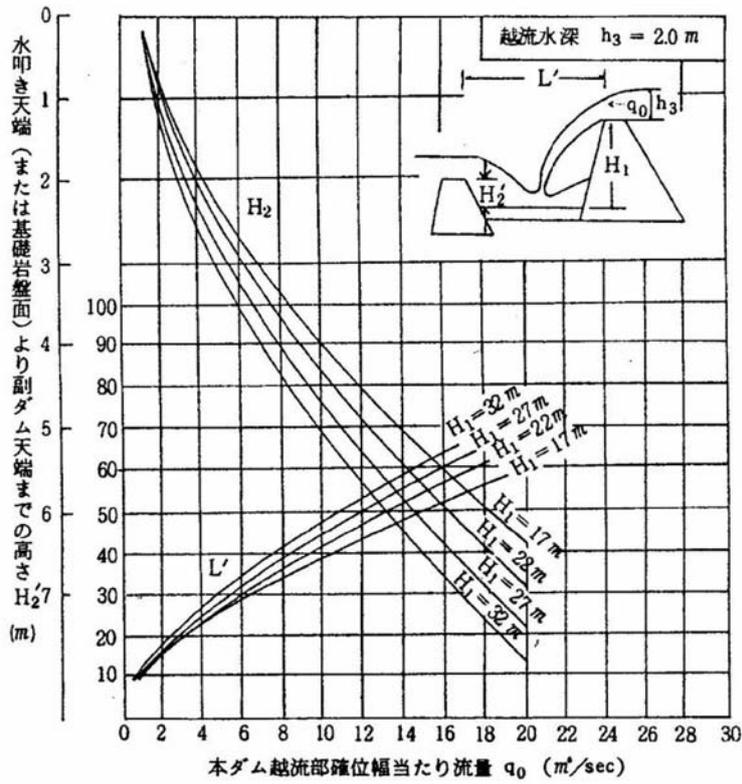


図 2 - 28 (b) 本・副ダム間の長さ (L')、本・副ダムの重複高 (H_2') (半理論式)

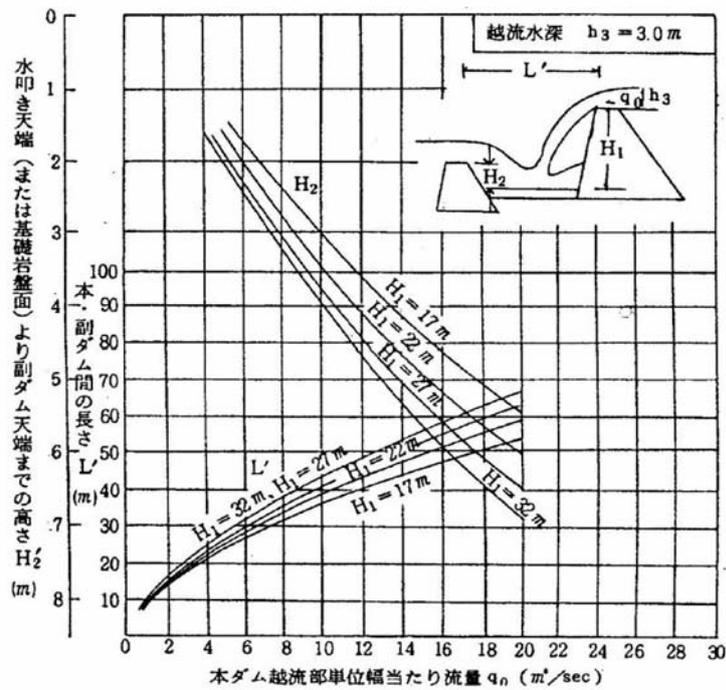


図 2 - 28 (c) 本・副ダム間の長さ (L')、本・副ダムの重複高 (H_2') (半理論式)

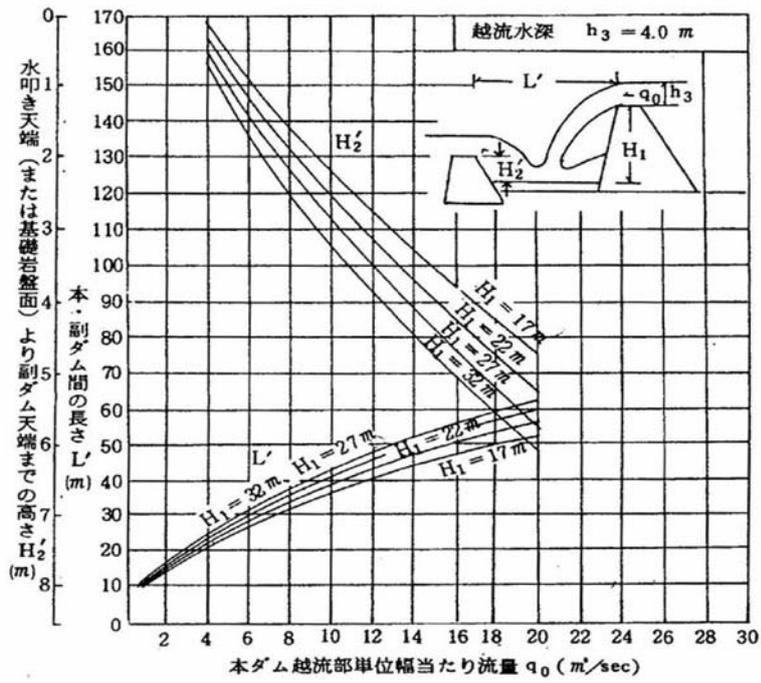


図 2 - 28 (d) 本・副ダム間の長さ (L')、本・副ダムの重複高 (H_2') (半理論式)

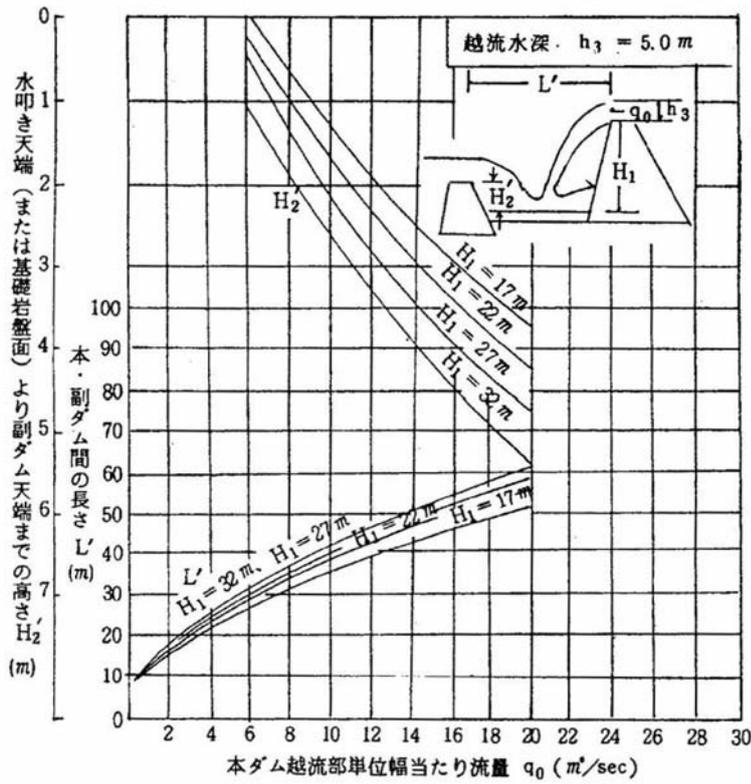


図 2 - 28 (e) 本・副ダム間の長さ (L')、本・副ダムの重複高 (H_2') (半理論式)

2 副ダムの天端の高さを求める式

(1) 経験式

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}\right) H \quad \dots\dots\dots (10-3)$$

H_2 : 本、副ダムの重複高 (本ダム堤底高副ダム天端高の差) (m)

H : 本ダムのダム高 (m)

(2) 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \dots\dots\dots (10-4)$$

H_2' : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) より副ダム天端までの高さ (m)

h_j : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) より副ダム越流水面までの高さ (m)

h_2 : 副ダムの堰の公式によって求められる越流水深 (一般に本ダムの越流水深と同一としている) (m)

[半理論式での計算例]

条件

この計算に必要な値 h_j および h_2 は、前記(1)の副ダムの位置で示した半理論式の計算例と同一とする。

$$h_j = 4.644 \text{ m}$$

$$h_2 = h_3 = 2.0 \text{ m}$$

計算

$$H_2' = 4.644 - 2.0 = 2.644 \div 2.7 \text{ m}$$

経験式は、前項の「副ダムの位置」を求める場合の経験式と対になるものである。したがって、ダム高 20m 程度までのものに適用すべきであろう。

さらに、式中係数を $1/3 \sim 1/4$ の幅でとるようになっているが、ダム高が低くなるほど $1/3$ のほうをとるのが良いようである。

半理論式もまた、前項の「副ダムの位置」を求める場合の半理論式と対になるものである。

この式は、強制的に跳水させるに必要な副ダムの高さを求めるものである。

図 2-29 は経験式により、図 2-28 は半理論式により副ダムの天端の高さ (H_2 または H_2') の概略値を求めるためのグラフである。

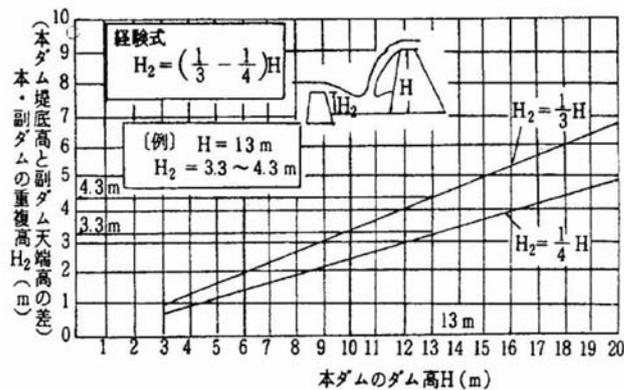


図 2-29 本・副ダムの重複高 (H_2) (経験式)

9-3 水叩きの設計

水叩きは、ダム下流の洗掘を防止し、ダム基礎の安定及び兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

副ダムを設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。なお、垂直壁の構造は次によるものとする。

- 1 垂直壁の水通し天端高は、現河床面と同じか、又は底くし、水叩き末端の高さに合わせる。
- 2 垂直壁には、原則として袖を設ける。
- 3 垂直壁の構造は、副ダムに準ずる。
- 4 垂直壁の天端幅は、一般に水叩きの厚さと同程度とするが、最小幅は1 m以上とすることが望ましい。

〔解説〕

ダム基礎及びその下流が硬岩でき裂が少なく、また砂礫基礎であっても想定される最大洗掘深よりダム基礎が深く、かつ兩岸の崩壊及び下流洗掘に対しても支障がなければ、水叩きを設置する必要はない。

しかしながら、ダム高が15m以上の場合は、硬岩基礎であっても、副ダムを設置して前庭部を保護するのが一般的である。砂礫基礎の場合は、副ダムと水叩きを併用して下流の保護を図る場合が多い。水叩きは原則として水平とする。

水叩きの長さは、落下後の流水が現況河川の水理条件にもどるまでの長さでかつ、パイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、副ダムの位置を求める式を参考にすることができる。また、パイピングに対する長さは、本節7-1「ダム基礎地盤の安定」を参考にすること。

水叩き先端の基礎は、一般には局所先掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため、基礎地盤の種類にとらわれることなく、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。垂直壁の根入れの深さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、流量、河床勾配、河床材料等を調べるとともに、近傍の類似河川の実態を調査して定める必要がある。垂直壁の水通し本体、基礎、袖等の構造については、副ダムに準ずるものとする。

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池の有無及び水叩きの基礎地盤によって左右される。このため、水叩きの厚さは、落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えるものでなければならない。一般に水叩き区間において揚圧力の最も大きい地点はダム堤底下流端付近であるので、この地点で応力計算を行って厚さを決定することもある。また、落下水及び落下砂礫の衝突力については、仮定して求める因子が多く今後の研究を待たなければならないが、必要に応じて水褥池等を造ることにより対処する場合もある。水叩きの厚さの決定には、次のような計算式がある。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
2.8.3
(P.16~17)

1 経 験 式

水褥池がない場合 $t = 0.2 (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) \dots\dots (10-5)$

水褥池がある場合 $t = 0.1 (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) \dots\dots (10-6)$

t : 水叩きの厚さ (m)

H_1 : 水叩き天端から本ダム水通し天端までの高さ (m)

h_3 : 本ダムの越流水深 (m)

2 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1} \dots\dots\dots (10-7)$$

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

$$\Delta u = \frac{L'}{L} \Delta h$$

$$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

$$L' = l_1 + l_2$$

$\frac{4}{3}$: 安全率

Δh : 上下流水位差 (m)

Δu : ダム堤底下流端までの損失揚圧力

W_c : コンクリートの単位体積重量 (k N / m³)

h_1 : ダム上流の水叩き天端高からの水深 (m)

h_2 : ダム下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

L : 総浸透径路長 (m)

L' : ダム堤底下流端までの浸透径路長 (m)

上記 2 の式による水叩きの厚さは、高いダムに対しては過大に算出される傾向がある。

一般に水叩きの厚さは、特殊な場合を除いて 3 m 以下とする。

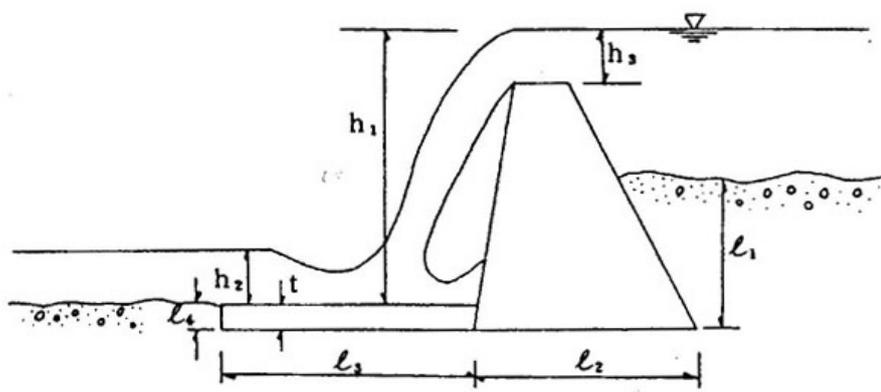


図 2-30 水叩きの厚さ

9-4 護床工

護床工は、副ダム、垂直壁の下流の河床の掘削を防止しうる構造として設計するものとする。

〔解説〕

護床工は河床材料、河床勾配、対象流量等を総合的に検討して設計するものとする。

9-5 側壁護岸

側壁護岸は、ダムの水通し天端より落下する流水によって本ダムと副ダム又は垂直壁の間において発生するおそれのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。

側壁護岸の基礎の平面位置は、ダムから対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

〔解説〕

側壁護岸は、ダム天端から落下する流水によるダム下流部の側方侵食を防止するものであり、必要に応じて設けるものとする。

側壁護岸は、ダム本体と一体になってその目的を達成するものであり、慎重に設計する必要がある。護岸が受け持つ土圧のみに対して安全な構造としている。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締り具合が悪いのが普通で、護岸の変位及びはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般的であるが、これ以外の個所ではモタレ式護岸も用いられる。

側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面を同高とし、水叩きのない場合は、上流端は本ダムの基礎底面を限度として下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。護岸の法勾配は5分程度を標準とする。

側壁護岸の天端は、下流端を副ダム又は垂直壁の袖天端と同高とし水叩の勾配や背後地盤を考慮し、上流に向かって水平以上とする。

側壁護岸の構造は標準設計によるが、土石流常襲地域においてはこの限りではない。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
2.8.4 (P.17)

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
2.8.5 (P.17)

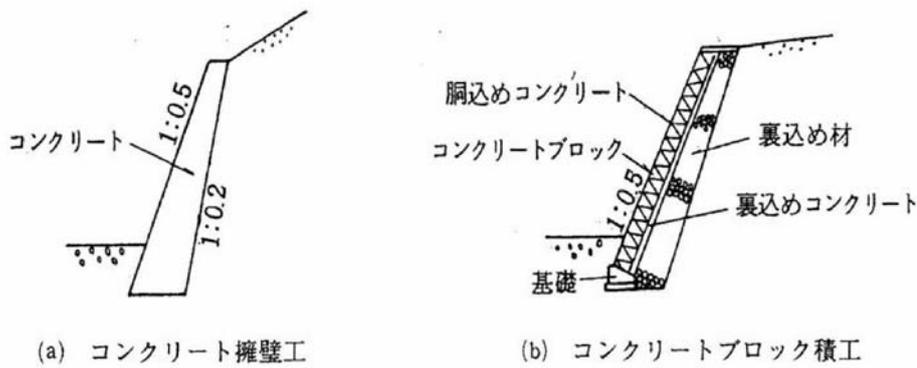


図 2-31 側壁護岸の型式

10 付属物の設計

砂防ダムの付属物である水抜き、間詰、流木止め等は、その機能および安全が得られる構造として設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
2.9 (P.18)

〔解説〕

1 水抜き

水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切り替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。水抜きは、その目的により大きさ、形状、数量及び配置を設計しなければならないが、ダムの構造上水抜き箇所に応力の集中を起ししやすい。このため、水抜きの設計に当たっては、慎重に対処するとともに必要に応じて鉄筋等により補強しなければならない。

(1) 設置範囲

水抜きから流出する水流は、ダム上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないよう水通し底幅以内とする。

(2) 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり芋串状にするとダム本体の強度をそこなうこととなり、また同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下千鳥状にすべきである。

(3) 形状

水抜き暗渠の形状は、従来より角型が一般的であったが、施工性が悪いこと、応力が集中し弱点となりやすいこと、常時流砂がある溪流では摩耗し拡大する等から、施工性、耐久性等に優れたヒューム管を用いた丸型が多くなりつつある。

(4) 施工暗渠

本来、施工暗渠は、水抜き暗渠を利用して施工中の流水の切り替えを行うものであるが、仮排水対象流量が大きい場合、施工に必要な大きさの暗渠を設けることがある。しかし、あくまでも施工のみに必要な暗渠であるから、必要がなくなった時点で目的にあった大きさに改良するか閉塞することを

念頭に、大きさと配置を定める必要がある。

2 間詰め

間詰めは、一般に掘削部において行い、基礎掘削部の場合の間詰めは、岩盤基礎はコンクリート、砂礫基礎は砂礫あるいはコンクリートで行い、本体の立ち上がり部及び袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の場合はコンクリート、土砂盤の場合は土留擁壁を設け土砂で埋め戻すことが多い。

3 流木止め

流木止めは、必要に応じて設けるものとする。

流木止めの設計は、本体に流木止めの高さを含めて、これに作用する水圧等の外圧を与えて本体の安定性の検討を行ったうえで、流木止めのみの安定性についても安定計算を実施するものとする。

流木止めの型式には、スリット方式やスクリーン方式等があり、その設計に当たっては、流木除去が可能ないように考慮する必要がある。

流木止めを設置する場合は、水通し断面に含まないものとする。

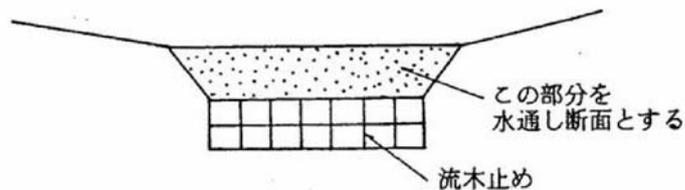


図 2 - 32 流木止めのある場合の水通し断面

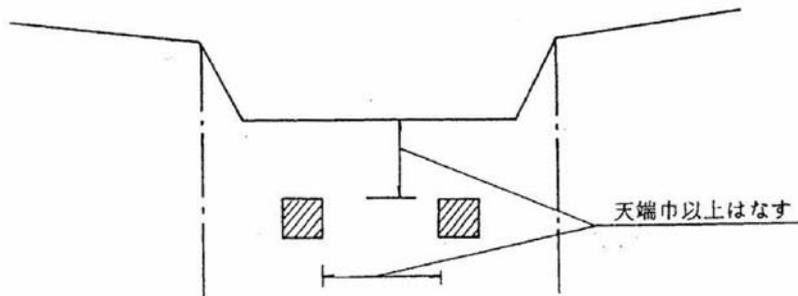


図 2 - 33 水抜穴工の位置

- 4 水通し部については、土石流下に対し富配合コンクリートによる水通し保護工を標準とするが、大規模な土石流常襲地帯においては石張り等別途考慮しても良い。

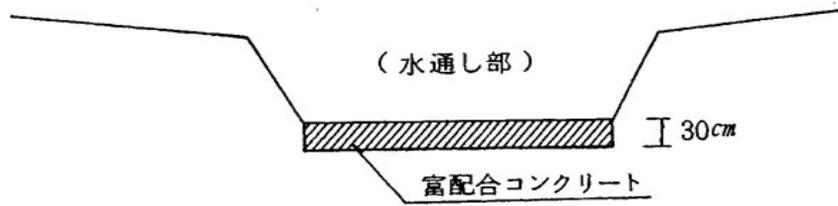


図 2-34 水通し部の保護

- 5 伸縮継目部には止水板を施工するものとし構造については下図を標準とする。

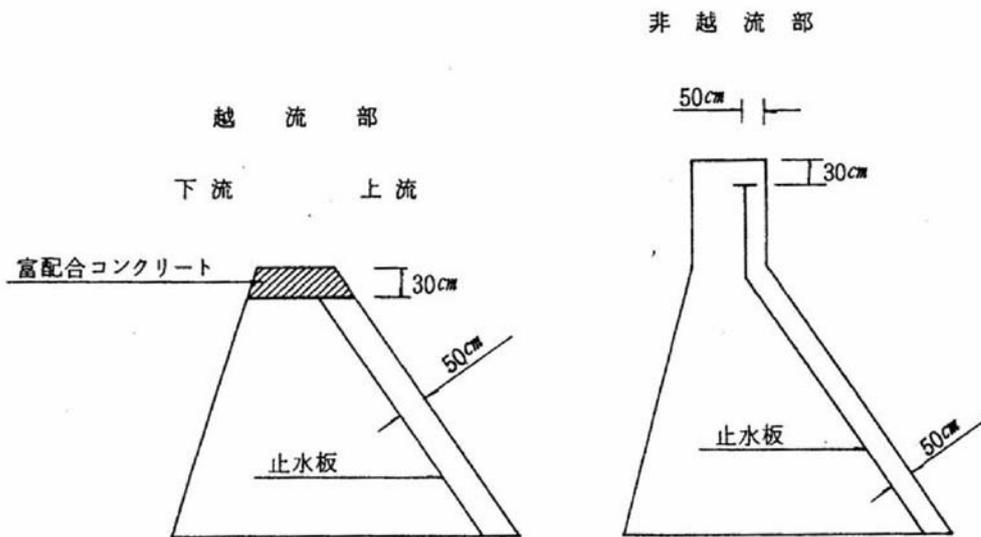


図 2-35 止水板の設置位置

第3節 床固工

1 床固工の設計

床固工の設計にあたっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性、経済性及び将来の維持管理面についても考慮するものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
3.1 (P.18)

〔解説〕

床固工の機能としては、縦侵食を防止して河床の安定を図り、河床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するとともに、護岸等の工作物の基礎を保護が考えられる。床固工の規模、位置の選定にあたっては、これらを十分検討し決定しなければならない。

一般に床固工の高さは5 m以下であり、計画河床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。

床固工の構造及び安定計算は、砂防ダムに準ずるものとし、その設計順序は図3-1に示すとおりであり、床固工完成後には、浸食や堆積が起らない計画河床勾配を決定し、それに必要な床固工の位置や高さ等について検討する。さらに本体等の設計に必要な事項について検討し、水通し、本体、基礎、袖、前庭保護工、間詰め等の付属物の設計を行う。

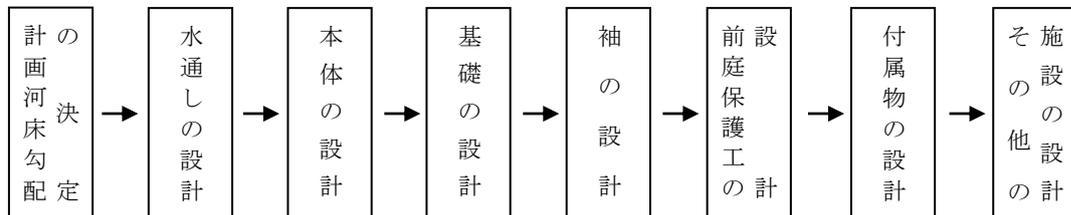


図3-1 床固工の設計順序

2 安定計算に用いる荷重及び数値

床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、第2節砂防ダム編に準ずるものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
3.2 (P.19)

3 水通しの設計

床固工の水通は、砂防ダムの設計に準じて設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
3.3 (P.19)

〔解説〕

床固工の水通しの高さは、対象流量を流しうる水深をマンシングの流速公式から求め、第2節砂防ダム編表2-7の余裕高以上の値を加えて求めることができる。

$Q = V \cdot A \quad \dots (3-1)$	Q : 対象流量 (m^3/s)
$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$	V : 水通し天端の流速 (m/s)
$R = \frac{A}{P}$	n : マンシングの粗度係数
$A = h_3 \cdot (B_1 + m_2 \cdot h_3)$	R : 径深 (m)
$P = B_1 + 2h_3 \sqrt{1 + m_2^2}$	I : 床固工上流河床勾配
	A : 対象流量流過断面積 (m^2)
	P : 潤辺 (m)
	h_3 : 越流水深 (m) …5 cm単位に切上げ、 まるめるものとする。
	B_1 : 水通し底幅 (m)
	m_2 : 袖小口勾配 ($1 : m_2$)

ただし、越流水深 (h_3) が、水通し底幅に対して著しく小さいか、または概略値を求める場合は次式を用いる場合もある。

$$h_3 = \left(\frac{n \cdot Q}{B_1 \cdot I^{1/2}} \right)^{3/5} \quad \dots (3-2)$$

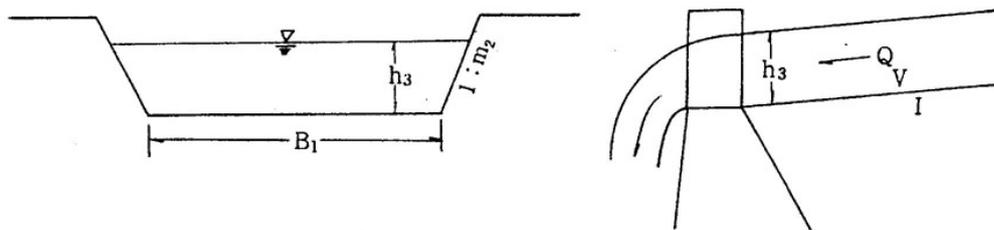


図3-2 マンシングの流速公式による越流水深

4 本体の設計

床固工の本体は、砂防ダムの設計に準じて設計するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
3.4 (P.19)

〔解説〕

床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件の場合には、枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工等を使用することがある。その場合は使用する部材及び安定を確かめ、たうえで現地条件に応じた断面等を決定するものとする。

5 基礎の設計

床固工の基礎は、砂防ダムの設計に準じて設計するものとする。

〔解説〕

基礎がシルトや細砂の場合は、特に透水によるパイピング等に注意しなければならない。また粒度や締まり具合のいかんによっては、地震時に流動化現象を起こすおそれがある。粘土の場合は、締まり具合や含水比によっては、圧密沈下や剪断破壊を起こすことがあり、荷重に対する支持力や締め固まりの状況等について十分注意を払う必要がある。

土砂地盤の基礎処理等は、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
3.5 (P.19)

6 袖の設計

床固工の袖は、砂防ダムの設計に準じて設計するものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
3.6 (P.20)

7 前庭保護工の設計

床固工の前庭保護工は、砂防ダムの設計に準じて設計するものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
3.7 (P.20)

〔解説〕

床固工は、原則として前庭保護工を設けるものとする。

8 帯工

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
3.8 (P.20)

〔解説〕

帯工は床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘に河岸により悪影響を及ぼすことも多く、その対策として用いられる。また、流路工等の最下流端の河川との取り付け部における河床変動によって生じる上流床固の基礎の洗掘を防止するために用いられる場合もあり、帯工の高さは下流河川の河床変動を考慮して決定するものとする。

第4節 護 岸

1 護岸の設計

護岸の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、流水、流送土砂等の外力に対して安全にするとともに、維持管理面等についても考慮するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
4.1 (P.20)

〔解 説〕

護岸の機能としては、山脚の固定、溪岸決壊防止、横侵食防止等が考えられる。

護岸は、流水による河岸の決壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがある。

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻き留め付近の決壊によることが多く、設計に当たっては、これらにも十分留意するものとする。また、洪水時土砂や転石等の衝撃を受けやすい区間では、これらに対して安全性に十分留意するものとする。

護岸の設計順序は、護岸型式及び種類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、型式及び種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。

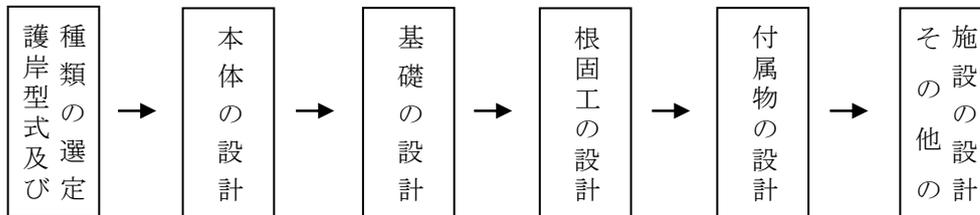


図4-1 護岸の設計順序

2 のり勾配

護岸ののり勾配は、河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
4.2 (P.21)

〔解説〕

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸ののり勾配は、河床勾配が急なほど急勾配とすることが望ましいが、一般に5分程度を採用することが多い。

一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用に当たっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある。

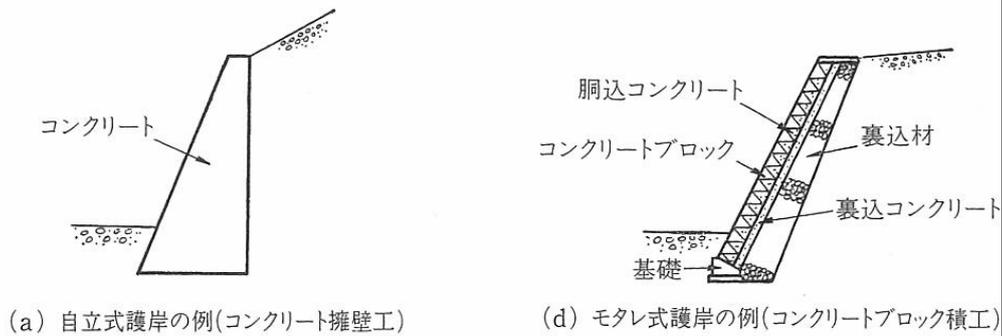


図4-2 護岸の形式

3 法線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
4.3（P.21）

〔解説〕

法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎が洗掘されやすく、また、偏流して護岸天端を越流するおそれもあり、下流に対する影響も大きい。ため、できるだけ地形条件の範囲内で河床勾配を勘案し、湾曲を緩和するとともに、法線はできる限りなめらかなものにする必要がある。

4 取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
4.4（P.21）

5 根入れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられる河床洗掘、既往の洗掘等を考慮して、その深さを定めるものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
4.5（P.21～22）

〔解説〕

護岸の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

基礎の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態をよく把握して安全かつ経済的に決めるものとする。

また、護岸を単独で計画する場合は、現河床の最深部より深くすべきである。計画河床が定めてある場合は、それより 1.0m 以上根入れを行うことが望ましい。（図 4-3 参照）

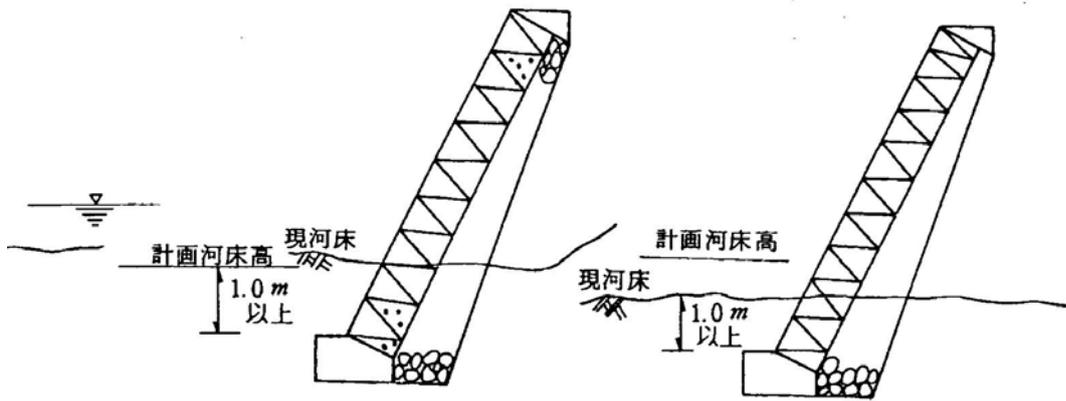


図 4-3 護岸の根入

6 横帯工

護岸には、局所洗掘等に伴う破壊の拡大防止等のため、横帯工を設けるものとする。

〔解説〕

横帯工の間隔は伸縮目地 5 箇所につき 1 箇所設置すること。なお、階段等で横帯工として代用できる構造物がある場合は、端壁の厚さを横帯工厚以上とすること。

横帯工及び端止め工の幅は 0.30m、厚さは（胴込+裏込材+0.10m）とする。

注）平張等も適用する。

一般の場合

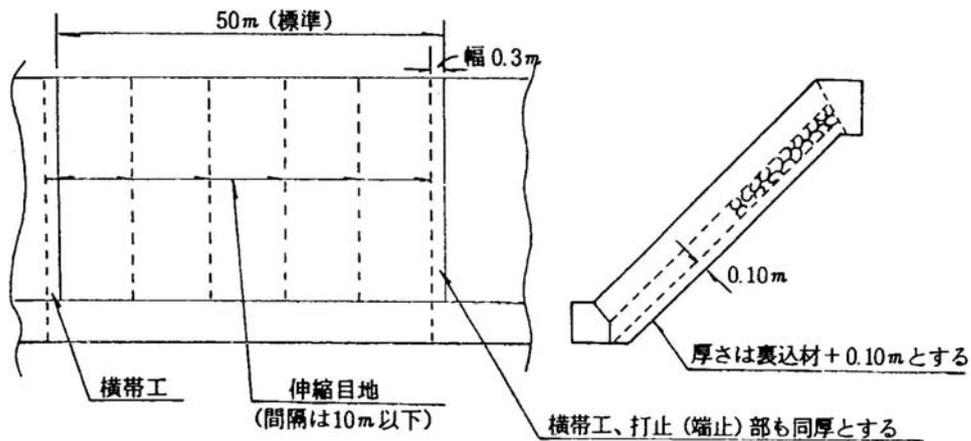


図 4-4 横帯工

設計要領
[第 1 章 第 2 節]
H19.4
2-7 (P.河 1-62)

7 根固工

根固工は、護岸の基礎の先掘を防止しうる構造として設計するものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
4.6（P.22）

〔解説〕

根固工は、自重と粗度により流水による護岸の基礎の洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものでなければならない。

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。

第5節 水制工

1 水制工の設計

水制工の設計に当たっては、流送土砂形態、対象流量、河床材料、河床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
5.1（P.22）

〔解説〕

水制工の目的としては、流水や流送土砂をはねて溪岸構造物の保護や溪岸侵食の防止を図るものと、流水や流送土砂の流速を減少させて縦侵食の防止を図るものがあり、河川砂防技術基準（案）計画編第13章第5節の内容をよくふまえて、所要の機能と安全性の確保について十分考慮しなければならない。

水制工の型式は、その構造により透過及び不透過に分離され、また高さにより越流、非越流に分けられる。水ハネ、土砂ハネを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般である。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置する 경우가多く、このため、水制工を水ハネ、土砂ハネを主目的に設置する場合は、水制工の強度及び維持管理面から相当困難が予想される。仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部等の河状を一変させるおそれがあるので、護岸との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

2 水制工の形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、上下流及び対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

〔解説〕

一般に水制工は、単独の水制工で流水に抵抗させるより、水制工群として一定区間に設けて各水制に均等に抵抗させて流速を低減させるほうが急流荒廃河川では効果的である。

一般には水制工の長さを短くし、水制工と護岸を併設したほうが、維持、工費上からも経済的となる場合が多く、その長さは川幅の1割以下としている例が多い。また、水制群では、上流側を短くし水勢における負担を軽くするとともに、水制工天端に、河心に向かって1/10~1/100の下り勾配をつけるのが通常である。

水制工の高さは、維持管理及び河川に与える不測の影響を考慮して低くする場合が多く、平均低水位上0.5~1.0m程度としている。また、水制工の間隔は、水制工高の10倍程度及び水制工長の1.5~2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等から経済性も考慮して定める必要がある。

なお、水制工のもと付けについては、護岸と水制工を併設する場合は流水が水制と護岸の間を流下しない構造とし、水制工単独の場合は十分根入れを行うとともに、もと付け付近に流水が向かわない構造とする必要がある。

3 本体及び根固工の設計

水制工本体は、砂防ダムの設計に準じて設計するものとする。また、水制工の根固工は、護岸の根固工に準じて設計するものとする。

〔解説〕

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流で河床材料の粒径が大きいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水等に抵抗できるような工法を用いるべきであり、一般にコンクリート不透水制が多く用いられる。

透過水制工を採用する場合は、堤頂部まで外力が働いても安全でなければならない。

水制工の基礎は、一般には河床の砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘を受けやすいため、水制工には原則として根固工を併設するものとする。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
5.2 (P.22~23)

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
5.3 (P.23)

第6節 流路工

1 流路工の設計

流路工の設計に当たっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させるとともに、維持管理面及び周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。

〔解説〕

流路工の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の流域を含めた自然条件及び流路の変遷等その溪流の特性を調査し、それに適合した計画を立てる必要がある。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性等について配慮した設計が必要である。

流路工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い修正を繰り返して、適切に設計する必要がある。

模型実験は、流路工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。なお、流路工の設計順序は、次のとおりとするのが一般的である。

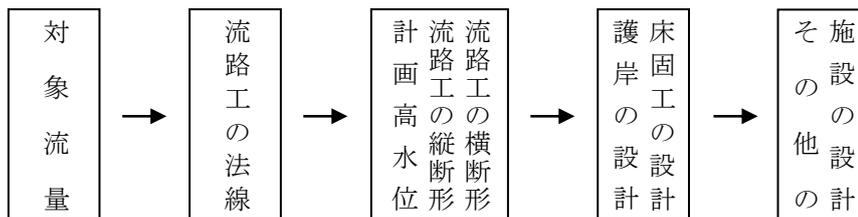


図6-1 流路工の設計順序

2 対象流量

流路工の対象流量は、計画対象流域の大きさ、その対象となる区域の社会的・経済的重要性、想定される被害の量質、過去の災害の履歴、事業効果等を総合的に考慮し、上下流、本支流のバランスが保持され、かつ他の同程度の重要度を持つ河川や溪流と均衡が保たれるよう定めるものとする。

〔解説〕

対象流量の決定に当たっては、一般に計画降雨量の年超過確率で評価する。なお、河川事業等に比べ同程度の砂防河川において想定される被害の量および質が非常に大きいため暫定改修を行わないことを原則としており、実施する場合は本改修となることを念頭におくことが必要である。

おおよその基準として、河川をその重要度に応じてA級、B級、C級、D級およびE級の5段階に区分した場合、その区分に応じた計画降雨の規模の標準を示すと表6-2のとおりである。

河川砂防〔設計Ⅱ〕
H9.10
6.1 (P.23)

砂防公式集
S59.10
5-4
(P.153~154)

一般に、河川の重要度は1級河川の主要区間においてはA級～B級、1級河川その他の区間および2級河川における都市河川においてはC級、一般河川は重要度に応じてD級あるいはE級が採用されている例が多い。

なお、特に著しい被害を被った地域にあつては、この既往洪水を無視して計画の規模を定めることは一般に好ましくない。したがってこのような場合においては、その被害の実態等に応じて民生安定上、この実績洪水規模の再度災害が防止されるよう定めるのが通例である。

表 6 - 1 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の規模（計画降雨の降雨量の超過確率年）※
A 級	200 以上
B 級	100～200
C 級	50～100
D 級	10～50
E 級	10 以下

※年超過確率の逆数

計画規模が定まったら、対象流量を本章第2節4により決定する。ただし、流路工の対象流量は、すでに砂防工事が進捗しているため、土砂混入率の減少した洪水流量を対象とする。

流路工の計画における土砂混入率は、次の数字を目途とする。

- ① 砂防工事が施工中（上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して原則として50%以上完了している）および屈曲、乱流防止（上流の荒廃が比較的少ない場合でも今後の荒廃に対処するため、原則として上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して50%以上完了していなければならない）の場合 10%
- ② 砂防工事が施工済みの場合 5%

3 法 線

流路工の法線は、できる限りなめらかにしなければならない。

〔解 説〕

流路工の法線は流水のスムーズな流下を図るため、また、将来における維持のため直線に近いことが望ましいのであるが、土地利用の盛んな溪流の下流部および砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多いため、現流路に沿って計画法線を決定しなければならない場合が多いが、用地取得の困難さを理由として屈曲の著しい現流路に沿うことは避けるべきで、あくまでも流路工本来の目的を忘れてはならない。

地形や土地利用上から曲線部を設ける場合は、原則として曲線半径と計画河幅の比を 10~20 以上、湾曲度を 60° 以上とする。やむを得ない場合であっても曲線半径と計画河幅の比を5以上とすること。

また、やむを得ず反曲線を設ける場合であっても、曲線部と反曲線部の間には計画河幅の6倍以上の直線部を設けることが望ましい。

土石流流下または堆積区間に設ける流路工は、土石流の流下方向に直線とし、土地利用や用地取得の困難さ等を理由として屈曲させることは極力避けなければならない。

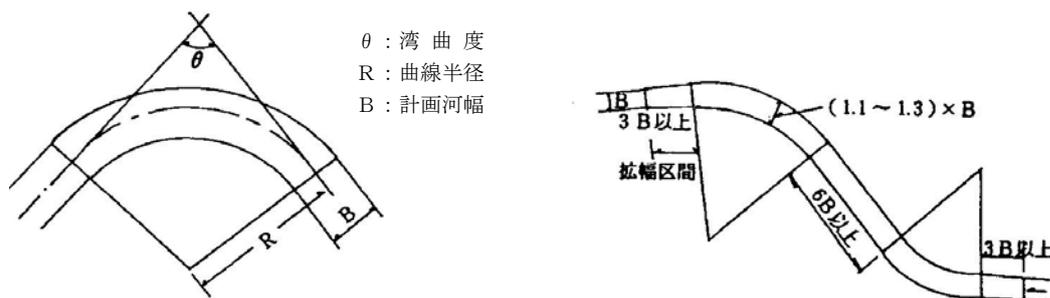
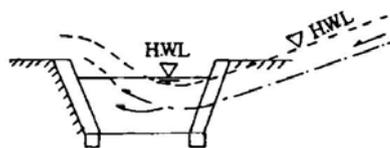


図 6 - 2 法 線

流路工を必要とする区間に支川が流入する場合は、十分な支川処理を必要とする。

一般に支川の方が、流路勾配が急な場合が多く射流となるケースがある。これに対して本川の方は常流とすることが原則であるから、たとえ洪水のピーク到達時間がずれていたとしても射流から常流に変わる際に跳水現象を起こし、対岸にのり上げる危険性がある。このため、支川の流量等が本川に比べ無視できる程度のもを除き、本川にスムーズに合流させなければならない。



支川からの跳水により本川の護岸をのりこえる危険がある。

図 6 - 3 支川の影響

特に、合流する支川が比較的大きく、本川への影響が大なるときは十分注意する必要がある。

4 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から縦断形及び横断形と相互に関連させて決定するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
6.2 (P.24)

〔解説〕

計画高水位は、等流計算により求める場合が多いが、急流河川等では水面のうねり、跳水、河床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいので、模型実験を必要とする場合もある。

5 流路工の縦断形

流路工の縦断形は、河床の安定を十分考慮するとともに、掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理面も勘案して決定するものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
6.3 (P.24)

なお、流路工の上端及び下端において、河床勾配が急変しないようにし、また、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

〔解説〕

流路工を計画する溪流は、一般には急流であり、河床勾配を河床材料のみで安定させることができない場合が多く、床固工、帯工等を用いるか、場合によっては河床をコンクリート等で覆って河床の安全を図っている。

河床勾配を求める方法としては、動的平衡計算と静的平衡計算がある。掃流砂量を求める式としては、アインシュタイン式、土研式等があり、これらに水流の基礎方程式を当てはめて計算する。

計画河床を河床材料のみで安定させるか、護床工及び減勢工で安定させるかは、河床勾配、河床高及び横断形にも関連があるのみならず、平面形にも関係する。このため、計画河床勾配と河床高は計算的に求めて、他の横断形等を検討したうえで最終的に決定される。

計画縦断勾配は、一般的には現在の溪流の河床変動の資料より局所的な変動を除き大局部な安定を確かめたうえで、現在の河床勾配を採用するのが将来の維持管理上最も望ましい。河床変動の資料がない場合、類似した河川の実績等を参考として求める場合もある。

流路工の計画河床高は、現況より低くすることが通例であり、この場合は、上下流端に床固工あるいはダム等により落差を設けるとともに、下流端には、洗掘、堆積等が起きないように必要に応じて河床を整正して護床工等を設けるのが普通である。

また、本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川に合わせた勾配とする。このため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させるなど、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

又、合流点において、支川の流域面積が小さい場合は、本川の河床高よりも支川の河床高を高くしておいた方が本川の高水位に影響されることが少ない。本支川の流域面積が同じ位の大きさの場合は、計画河床高は同じ高さにするのがよい。

河床勾配の変化をあまり急激に行うと、変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ、流路工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を定める。

6 流路工の計画断面

流路工の計画断面は、原則として単断面とし、その計画幅は、対象流量、流路工の縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

〔解説〕

流路工を設ける溪流は、一般に急流であり、流路工を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると計画断面を維持させることが困難であり、単断面とする場合が多い。しかし、高水敷の利用等を考えなければならない場合は、河床材料、流出土砂等の河状をよく調査したうえで断面形状を決定するものとする。

河幅 B と流量 Q に関しては、

$$B = a \cdot Q^{1/2} \quad \dots\dots\dots (6-1)$$

B : 河幅 (m)

Q : 流量 (m^3/sec)

a : 係数

で表わされる関係があり、 a の値は流量の大きさによって異なる。

水理模型実験と現地での被災データとから a の値は Q を対象流量とし、 A を流域面積 (km^2) とすると、表6-2の範囲とすることが望ましい。

流路工の計画幅は、河床勾配、流送土砂、河床材料、河川の粗度、及び平面形状に密接に関係しており、対象流量を安全に流下させるためには、流路工全体の計画の中で検討する必要がある。

表 6 - 2 a の 値

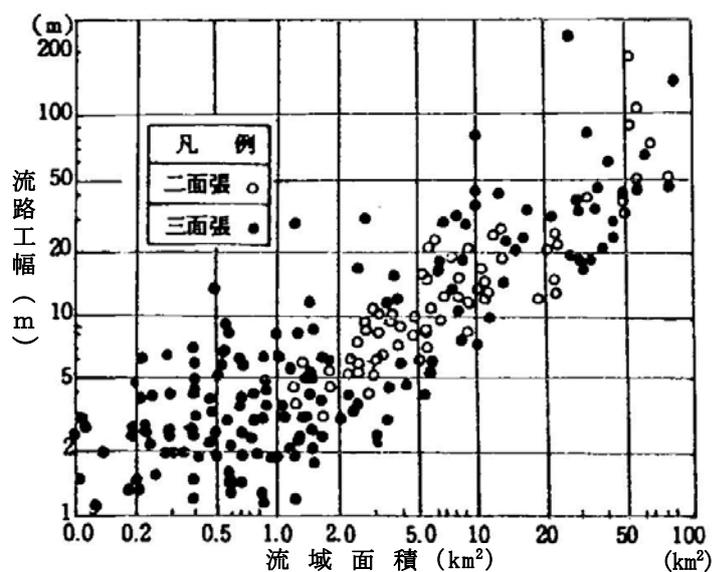
流域面積 A の大きさ (km^2)	a の 値
$A \leq 1.0$	2~3
$1.0 < A \leq 10.0$	2~4
$10.0 < A \leq 100$	3~5
$100 < A$	3~6

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
6.4 (P.24~25)
及び
砂防公式集
S59.10
5-5
(P.158~161)

一般には、他の条件を同一にすれば、流路工幅を狭めることにより水深及び流速は大となり、河床材料のみでは、河床の維持が困難となる。また逆に広くすることは、堆積による河床上昇、用地取得面積の増加等となって制約を受ける。

したがって、流路工の計画幅は、河床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。

参考として、既往の流路工における流域面積と流路工幅の関係を図6-4に示す。



[参考文献]

- 流路工に関する研究(Ⅱ)
- 建設省土木研究所資料No.943 (1974)

図6-4 流域面積と流路工幅

流路工の余裕高は、原則として対象流量によって決定するものとする。

ただし、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高(ΔH)との比($\Delta H/H$)は表6-4の値以下とならないようにする。

表6-3 対象流量と余裕高

対象流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

表6-4 計画河床勾配と余裕高比

勾配	~1/10	1/10~ 1/30	1/30~ 1/50	1/50~ 1/70	1/70~ 1/100	1/100~ 1/200
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

勾配の急な溪流では、河床変動、土砂流出等が起こりやすく、流速が大きい関係もあって水面変動が大きい。このため大きな余裕高が必要となる。また、これは河幅との関係もあり、同一流量でも河幅が広ければ、計画高水位の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安全となる。

そこでこれら計画高水位（H）と余裕高（△H）との比をとり、これらの値の下限値を勾配別に規定したものである。

なお、流路工の湾曲部では、洪水時に偏流を生じ、湾曲部の外側では水位が上昇し、局部的に流速が速まり、河道の安定性をおかすおそれがある。また、平面形状によっては、湾曲部の内側にも偏流を生じる場合もある。このため、流路工幅を拡大すること、外側の護岸天端を嵩上げすること等の処置をとる必要がある。

湾曲部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、護岸は凸岸部より高くする必要がある。

ナップによれば、静水面を仮定したとき、水路外側壁における水面高と静水面との差hは次式で表わされる。

$$h = b \cdot v^2 / r \cdot g \quad \cdots \cdots \cdots (6-2)$$

- b : 水路幅 (m)
- v : 水路曲線部の平均流速 (m/sec)
- r : 水路中心線曲率半径 (m)
- g : 重力加速度 (9.8m/s²)

三面張りの場合は、このような曲がりによる水位差を消去し、流れが曲線水路に沿って安定して流れるようにするため、水路床に横断勾配をつける。ただし、この横断勾配を水路曲線の始点に急に設けても流れはかえって不安定になるので、適当な緩和区間を必要とする。

横断勾配（カント）は次式で表わされる。

$$\tan \phi = v^2 / r \cdot g \quad \cdots \cdots \cdots (6-3)$$

- φ : 水路上の傾斜角 (度)
- v : 水路曲線部の平均流速 (m/sec)
- r : 水路中心線の曲率半径 (m)

このほかグラシヨアの式

$$h = (v^2 / g) \times \{2303 (\log R_2 - \log R_1)\} \cdots (6-4)$$

- R₁ : 水路内側の曲率半径 (m)
- R₂ : 水路外側の曲率半径 (m)

があるがほとんど同様の値を与える。

なお極端なS字形の曲線や、流れが水路外側に偏ってしまうような急な曲がりの場合には、これらの式は適用できない。この場合は法線形を改めなければならない。

曲線部の外カーブ側は、洪水時には流水が集中して流化するため強度の洗掘力が働く。そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に二面張りの場合には根入れの深さを考慮する等洗掘に対処する構造とする。

7 流路工における護岸

流路工における護岸は、本章第4節に準ずるものとする。

なお、流路工における護岸は、流路工を設置する地域の溪岸の崩壊を防止するとともに、床固工の袖部を保護するために設けられるものであり、床固工にすり付けるとともに、床固工直下の護岸は、床固工から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

〔解説〕

護岸の決壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸い出しによって生じている場合が多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等、河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定している。

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。流路工の護岸は、一般にモタレ式が用いられ、その法勾配は 0.3～1.5 割の範囲を原則とし、河床勾配によって決定される。

8 流路工における床固工

流路工における床固工は、本章第3節に準じて設計する。

〔解説〕

流路工を計画する溪流は、一般に河床勾配が急であるため、計画河床の維持が困難となる場合が多い。このため、床固工を設置し、河床勾配を緩やかにして、河床材料のみで維持するのが一般には得策となるため、流路工の計画断面、縦断形等を総合的に検討して床固工の位置に選定をする必要がある。

流路工の計画河床高は、一般には流路工上下流端で現況河床高と合わない場合が多い。このため落差工として床固工を設置する。計画河床勾配は、計画編第13章6.2.6および本節4、5によって定め、流路工の底張部の上下流部の処理については、計画編第13章6.6.3によるものとする。

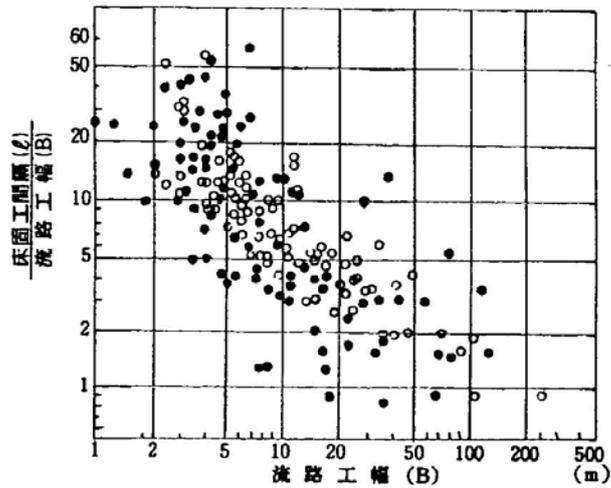
床固工の設計においては、設定された計画河床勾配を保つ必要から、床固工の間隔と高さを相互に組み合わせて検討を行い最終案を決定する。

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
6.5 (P.25)

河川砂防[設計Ⅱ]
H9.10
6.6 (P.26)

参考として、既往の流路工の流路幅と床固工間隔を図6-5に示す。

流路工における床固工群は、階段状に設けられる。溪床が転石の累積あるいはそれに近い場合は相互に隣接する床固工の水通しと基礎高を水平としても差し支えないが、溪床が砂あるいは砂利層で形成されている場合は、床固工基礎は、前庭洗掘対策のため、下流床固工の水通し天端と重複させなければならない。ただし、三面張りの場合はこの限りでない。



溪床勾配 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{100}$ 流域面積 20 km^2 以下
 B : 流路工幅(m) l : 床固工間隔(m)

図6-5 流路工幅と床固工間隔

9 底張り部の設計

流路工の底張りは、流水及び摩耗に耐える構造として設計するものとする。

〔解説〕

流路工の底張りは、現河床材料では計画河床勾配の維持が困難となる場合に設けるものとし、コンクリート張り、ブロック張り等がある。一般には流路工の計画河床幅が狭く流域面積が 2 km^2 以下の小規模な溪流では、厚さ 0.3 m 程度のコンクリート張り（三面張り）が採用されている例が多い。

流路工を三面張りとする場合は、河川砂防技術基準(案)計画編第13章6.2.5を参照する。なお、限界掃流力の式は、シールズ公式、岩垣式等がある。

流路工の底張りの末端処理は、河川砂防技術基準(案)計画編第13章6.6.3によるものとする。

河川砂防[設計Ⅱ]
 H9.10
 6.7 (P.26)

第7節 その他

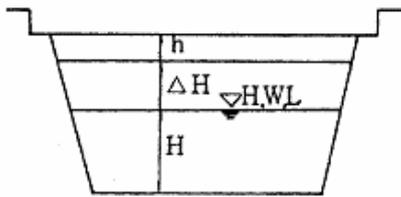
1 砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準（案）

（一般的基準）

橋梁は砂防指定地内における地形、地質、流木の流出、流出土砂量等を勘案して「河川管理施設等構造令」にもとづく構造に次記の各号に定めた条項を付加した構造とする。

（桁下高）

橋梁の桁下高は計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流出等を考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。



H : 計画高水位

ΔH : 河川としての余裕高

h : 橋梁としての余裕高

$H + \Delta H$: 計画護岸高

$H + \Delta H + h$: 桁下高

（余裕高）

1 河川としての余裕高は原則として、ラショナル式によって計算された計画高水流量によって決定するものとし、下表の数字を下まわってはならない。

計画高水流量	余裕高
$200\text{m}^3/\text{sec}$ 未満	0.6 m
$200\text{m}^3/\text{sec} \sim 500\text{m}^3/\text{sec}$	0.8 m
$500\text{m}^3/\text{sec}$ 以上	1.0 m

ただし、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は下表の値以下とならないようにすること。

勾配	$\frac{1}{10}$ 未満	$\frac{1}{10}$ 以上	$\frac{1}{30}$ 以上	$\frac{1}{50}$ 以上	$\frac{1}{70}$ 以上	$\frac{1}{100}$ 以上
		$\frac{1}{30}$ 未満	$\frac{1}{50}$ 未満	$\frac{1}{70}$ 未満	$\frac{1}{100}$ 未満	$\frac{1}{200}$ 未満
$\frac{\Delta H}{H}$ 値	0.5	0.4	0.3	0.25	0.20	0.10

2 橋梁としての余裕高は 0.5m を原則とし、現況又は現計画で河川としての余裕高が前項の高さを上廻っているときでも原則として 0.5m とする。

（支間長）

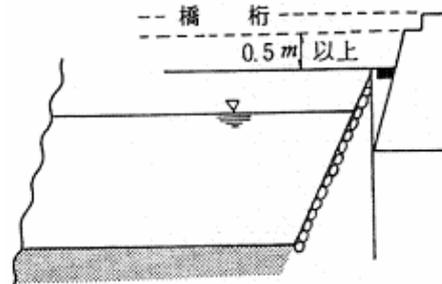
支間長（斜橋又は曲橋の場合には洪水時の流水方向に直角に測った長さ）

する)は計画高水流量、流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が $500\text{m}^3/\text{sec}$ 未満の河川では 15m 以上、 $500\text{m}^3/\text{sec}$ 以上 $2,000\text{m}^3/\text{sec}$ 未満の河川では 20m 以上とする。単径間の場合は高水位法線幅以上とすること。

ただし、高水位法線の巾が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚を設けないものとする。

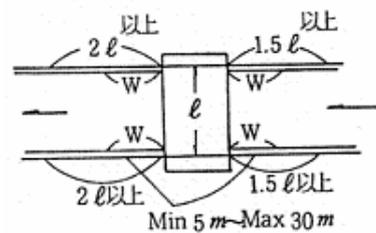
(橋 台)

- 1 橋台は護岸法肩から垂直に下した線より後退させてもうけるものとし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には護岸法線にあわせて、流水の疎通に支障のないようめらかに接続すること。
- 2 橋台は原則として自立式とする。ただし支間長 5m 以下で巾員 2.5m 未満の橋梁においては、この限りではない。
- 3 1項後段で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうけた橋台の基礎敷高は、護岸の基礎と同高又はそれ以下とする。

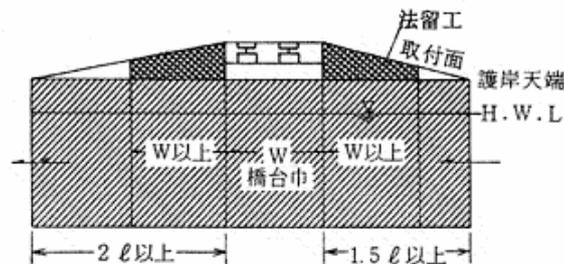


(橋梁設置に伴う護岸)

- 1 未改修河川に施工する場合、橋台の前面及びその上下流部の川表の法面に上下流それぞれ橋の幅員と同一の長さ以上の護岸を施工する。
- 2 橋台1項後記で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうける時は橋台の上流側に高水位法線幅の 1.5 倍以上、下流側に 2.0 倍以上の護岸を設けるものとし、その長さが橋梁の幅員に満たない場合は幅員までとする。
- 3 右記両項によって計算された長さが 5m 未満となる場合には 5m 、 30m 以上となる場合には 30m とする。
- 4 護岸高さについては、計画高水位に河川の余裕高を加えた高さとし、橋台の上下流でそれぞれ橋の幅員と同一の長さの区間の護岸の上部には原則として、法留工を施工するものとする。



平面図



縦断面

(橋脚)

- 1 橋脚の形状は原則として、小判型又は円形とし、その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。
- 2 底版の上面の深さは原則として、計画河床高から 2m 以上低くするものとし、最低河床高が計画河床高より 2m 以上低い場合は最低河床高以下とする。ただし、直下流に床固、帯工等の河床低下防止工が存在する場合、又は基礎が岩盤である場合はこの限りでない。

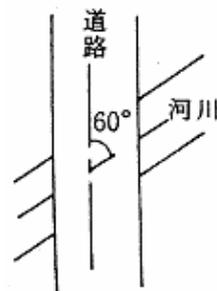
(橋梁の位置)

橋梁の架橋位置は河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衝部、河川勾配の変化点、湾曲部はできる限りさけること。

(橋梁の方向)

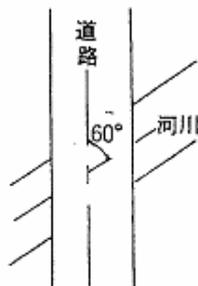
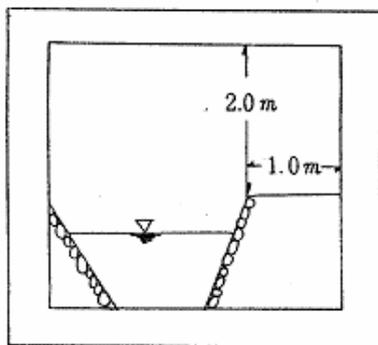
橋梁の方向は原則として洪水時の流心方向と直角にすること。

やむを得ず斜橋となる場合でも、三径間以上で横過する場合は河川を中心線と道路を中心線の交角は極力 60° を超える角度で交差させるよう努めるものとする。



(暗渠)

- 1 ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用をさけること。
- 2 止むを得ず使用する場合には、下図の基準に基づき、管理部分を付加するものとする。
- 3 未改修の砂防河川に施工する場合、上下流に設ける護岸延長は、橋梁の場合に準じ施工し、流水を円滑に暗渠内に流入し得るよう計画すること。
暗渠によって現河川が短絡し河床勾配が急になる場合は、下流側に減勢工をもうけ、在来水路に悪影響なく取付けること。
- 4 常時流水のある溪流を横断する場合、流水をヒューム管によって処理することは極力さけること。



ただし流域面積 0.1km^2 以下の流域でやむを得ずヒューム管によって処理する場合には、上流側にスクリーンダム「柵」等をもうけ、土砂、ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ断面は流量計算の2倍以上とする。

また計算流量の2倍とした管径が60 cm以下の場合は管径を60 cmとすること。

- 5 暗渠等の本体は鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とし、止むを得ずヒューム管等を使用する場合には地盤の沈下によって土内でおれまがらない様な構造とすること。

2 林道規程

林道規程
H15.6
(P.5～259)

林 道 規 程

第 1 章 総 則

(目 的)

第 1 条 この規程は、林道の管理および構造に関する基本的事項を定め、森林の適正な整備及び保全を図る上で必要な林道の整備を図ることを目的とする。

(適用範囲)

第 2 条 この規程は、民有林国庫補助林道および国有林林道に適用する。

(用語の定義)

第 3 条 この規程における用語の定義は、次の各号の定めるところによる。

- (1)「幹線」とは、森林の適正な整備及び保全から見て利用区域の根幹となる路線をいう。
- (2)「支線」とは、幹線から分かれる路線をいい、「分線」とは、支線から分かれる路線をいう。
- (3)「附帯施設」とは、林道の通行上及び構造上の機能保持のため設けられる防雪施設その他の防護施設、交通安全施設、標識、林業作業施設等をいう。
- (4)「設計車両」とは、林道の設計の基礎とする自動車をいう。
- (5)「設計速度」とは、設計車両の速度をいう。
- (6)「車線」とは、一縦列の自動車を安全かつ円滑に通行させるために設けられる帯状の車の部分をいう。
- (7)「車道」とは、もっぱら車両の通行の用に供する事を目的とする道路の部分をいう。
- (8)「路肩」とは、道路の主要構造部を保護し、車道の効用を保つために、車道に接続して設けられる帯状の道路の部分をいう。
- (9)「保護路肩」とは、舗装構造及び路体を保護し、又は交通安全施設、標識等を設けるために盛土の路肩に接続して設けられる帯状の部分をいう。
- (10)「車道の曲線部」とは、車道の屈曲部のうち緩和区間を除いた部分をいう。
- (11)「緩和区間」とは、車両の走行を円滑ならしめるために車道の屈曲部に設ける一定の区間をいう。
- (12)「視距」とは、車道（車線の数を 2 とするものにあつては車線。以下、この号において同じ。）の中心線上 1.2 メートルの高さから当該車道の中心線上にある 10 センチメートルの物の頂点を見とおすことができる距離を当該車道の中心線に沿って測った長さをいう。
- (13)「合成勾配」とは、縦断勾配と片勾配または横断勾配を合成した勾配をいう。

(林道の種類および区分)

第4条 林道の種類は、次による。

- (1) 自動車道
- (2) 軽車道
- (3) 単線軌道

2 前項各号の林道には必要な附帯施設を含むものとする。

3 自動車道は、次のように区分する。

- (1) 自動車道1級 国道、都道府県道等と連絡する幹線。
- (2) 自動車道2級 自動車道1級および自動車道3級以外のもの。
- (3) 自動車道3級 小利用区域にかかる支線および分線等

4 軽車道は、全幅員1.8メートル以上3.0メートル未満のもので軽自動車の通行できるものをいう。

5 単線軌道とは、地表近くの空中に架設する軌条(複数の軌条を有するものを含む)及び軌条上を走行する車両並びにこれに必要な施設をいう。

第2章 管 理

(林道の管理者)

第5条 林道の管理者は、国有林林道にあつては営林署長、支署長又は森林管理局が直轄で管理経営する区域に係わるものにあつては森林管理局長、民有林林道にあつては地方公共団体、森林組合等の長とする。

(管理の義務)

第6条 林道の管理者は、その管理する林道について管理方法を定め、通行の安全をはかるようにつとめなければならない。

(林道台帳の整理)

第7条 林道の管理者は、別に定める林道台帳を整備し、これに林道の種類、構造、資産区分等を記載し、林道の現況を明らかにしなければならない。

(車両の通行に関する措置)

第8条 管理者は、交通の安全を確保するため必要がある場合には、法令に定める手続きに従つて次の措置をとるものとする。

- (1) 車両の運行の禁止または制限
- (2) 乗車または積載の制限
- (3) 速度の制限
- (4) その他構造の保全または通行の危険防止のため必要な事項

第3章 自動車道の構造

(設計車両)

第9条 自動車道の設計にあつては、次の表の左欄に掲げる自動車道の区分に応じ同表の右欄に掲げる自動車が、安全かつ円滑に通行することができるようにするものとする。

区 分	設 計 車 両
1級及び2級	普 通 自 動 車
3 級	小 型 自 動 車

2 設計車両の種類ごとの諸元は、それぞれ次の表に掲げる値とする。

諸元(m) 設計車両	長 さ	幅	高 さ	前 端 オーバーハング	軸 距	後 端 オーバーハング	最 小 回転半径
小型自動車	4.7	1.7	2	0.8	2.7	1.2	6
普通自動車	12	2.5	3.8	1.5	6.5	4	12

この表において、次の各号に掲げる用語の意義は、それぞれ当該各号に定めるところによる。

- 1 前端オーバーハング
車体の前面から前輪の車軸の中心までの距離をいう。
- 2 軸 距
前輪の車軸の中心から後輪の車軸の中心までの距離をいう。
- 3 後端オーバーハング
後輪の車軸の中心から車体の後面までの距離をいう。

(幅 員)

第 10 条 車線及び車道の幅員は、次の表の左欄に掲げる自動車道の区分に応じ、同表の車線の幅員の欄及び車道幅員の欄に掲げる値とする。

区 分		車線の幅員 (メートル)	車道幅員 (メートル)
1 級	2 車線のもの	2.75	-
	1 車線のもの	-	4.0
2 級		-	3.0
3 級		-	2.0 又は 1.8

(設計速度)

第 11 条 設計速度は、次の表の左欄に掲げる自動車道の区分に応じ、同表の設計速度欄の左欄に掲げる値とする。

ただし、地形の状況その他の理由によりやむを得ない場合には、同表の設計速度の欄に掲げる値とすることができるものとする。

区 分		設 計 速 度(キロメートル/時間)	
1 級	2 車線のもの	40 または 30	20
	1 車線のもの	40、30 又は 20	-
2 級		30 又は 20	-
3 級		20	-

2 第 1 項の規定にかかわらず、林道の利用形態が、もっぱら森林施

業の実施である場合は、第 1 項の表の設計速度欄の左欄に掲げる値を、次の表の値とする。

区 分		設 計 速 度 (キ ロ メ ー ト ル / 時 間)
1 級	2 車 線 の も の	-
	1 車 線 の も の	30 又は 20
2 級		20
3 級		20

(路 肩)

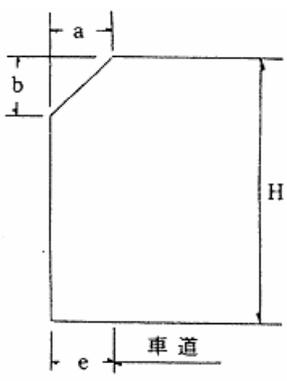
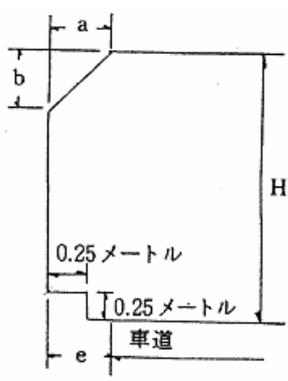
第 12 条 路肩の幅員は、次の表の左欄に掲げる区分に応じ、次の表の路肩幅員の欄の左欄に掲げる値以上とする。ただし、長さ 50 メートル以上の橋、高架の自動車道または地形の状況その他の理由によりやむを得ない場合には、同表の路肩幅員の欄の右欄に掲げる値まで縮小することができるものとする。

区 分		路 肩 幅 員 (メ ー ト ル)	
1 級	2 車 線 の も の	0.75	0.50
	1 車 線 の も の	0.50	0.25
2 級		0.50	0.25
3 級		0.50 又は 0.30	0.25

2 保護路肩の幅員は、0.5 メートル以下で必要最小限度とする。

(建築限界)

第13条 建築限界は、次に示すところによるものとする。

トンネル、長さ 50 メートル以上の橋および高架の自動車道以外の自動車道	トンネル、長さ 50 メートル以上の橋および高架の自動車道
	
この図において、H、a、b、およびeは、それぞれ次の値をあらわすものとする。 H=4.5メートル、ただし、地形の状況その他の理由によりやむをえない場合には、4.0メートルまで、自動車道3級については3.0メートルまで縮小することができる。 a } 路肩幅員 e } b = H - 3.8メートル、ただし、自動車道3級については、H - 2.3メートルとすることができる。	

(車道の屈曲部)

第14条 車道の屈曲部は、曲線形とするものとする。ただし、緩和区間については、この限りでない。

(曲線半径)

第15条 車道の曲線部の中心線の曲線半径（以下「曲線半径」という。）は、当該自動車道の設計速度に応じ、次の表の曲線半径の欄の各区分欄の左欄に掲げる値以上とする。ただし、地形の状況その他の理由によりやむをえない場合には、交通安全施設等を設置して、同表の曲線半径の欄の各区分欄の右欄に掲げる値まで、縮小することができるものとする。

区分	曲線半径(メートル)							
	1級				2級	3級		
	2車線のもの		1車線のもの					
設計速度(キロメートル/時間)								
40	60	50	60	40	-	-	-	-
30	30	25	30	20	30	20	-	-
20	20	-	15	-	15	12	15	6

(曲線部の片勾配)

第 16 条 車道および車道に接続する路肩の曲線部には、曲線半径がきわめて大きい場合を除き、当該自動車の設計速度、曲線半径、地形の状況等を勘案し、8パーセント以下で適切な値の片勾配を附するものとする。

(曲線部の拡幅)

第 17 条 車道の曲線部においては、次の表の自動車道の区分および当該曲線部の曲線半径に応じ、同表の拡幅量の欄に掲げる値により車道及び車線を拡幅するものとする。ただし、地形の状況その他の理由によりやむをえない場合においては、この限りでない。

	区 分	曲線半径 (メートル)	拡幅量(メートル)
1 級	2 車線のもの	以上 未満	1.50 1.25 1.00 0.75 0.50 0.25 (1 車線 当たり)
		20 ~ 24	
		24 ~ 29	
		29 ~ 39	
		39 ~ 52	
		52 ~ 82	
	82 ~ 130		
	1 車線のもの	以上 未満	0.75
		15 ~ 16	0.50
		16 ~ 19	0.25
2 級	以上 未満	2.25	
	12 ~ 13	2.00	
	13 ~ 15	1.75	
	15 ~ 16	1.50	
	16 ~ 19	1.25	
	19 ~ 25	1.00	
	25 ~ 30	0.75	
	30 ~ 35	0.50	
35 ~ 45	0.25		
3 級	以上 未満	1.00	
	12 ~ 13	0.75	
	13 ~ 15	0.50	
	15 ~ 16	0.25	

(緩和区間)

第 18 条 車道の屈曲部には、緩和区間を設けるものとする。ただし、地形の状況その他の理由によりやむをえない場合には、この限りでない。

2 車道の曲線部において片勾配を附し、または拡幅をする場合には、緩和区間においてすりつけるものとする。

3 車線の数を2とする場合は、次の表の左欄に掲げる設計速度ごとに応じ、同表の右欄に掲げる値を標準とする。

設計速度（キロメートル／時間）	緩和区間長（メートル）
40	35
30	25
20	20

（視 距）

第 19 条 視距は、次の表の左欄に掲げる自動車道の設計速度に応じ、同表の視距の欄の左欄掲げる値以上とするものとする。ただし、地形の状況その他の理由によりやむをえない場合は交通安全施設等を設置して、同表の視距の右欄に掲げる値以上とすることができるものとする。

設計速度（キロメートル／時間）	視 距（メートル）	
40	40	-
30	30	15
20	20	15

2 車線の数をも 2 とする場合は、必要に応じ自動車道が追越しを行うのに十分な見通しの確保された区間を設けるものとする。

（縦断勾配）

第 20 条 縦断勾配は、次の表の左欄に掲げる当該自動車道の設計速度に応じ、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の左欄に掲げる値以下とする。

ただし地形の状況その他の理由によりやむをえない場合には、交通安全施設等を設置して、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の右欄に掲げる値以下（設計速度 20 キロメートル/時間については、延長 100 メートル以内に限り、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の右欄（ ）に掲げる値以下とすることができるものとする。

区分	縦 断 勾 配（パーセント）							
	1 級				2 級		3 級	
	2 車線のもの		1 車線のもの					
設計速度（キロメートル／時間）								
40	7	10	7	10	-	-	-	-
30	9	12	9	12	9	12	-	-
20	9	12	9	14	9	(16) 14	9	(18) 14

2 第 1 項の規定にかかわらず、林道の利用形態が、もっぱら森林施業の実施である場合は、第 1 項の表の縦断勾配の欄の各区分欄の左欄に掲げる値を、

次の表の値とする。

区分	縦断勾配（パーセント）			
	1級		2級	3級
設計速度（キロメートル／時間）	2車線のもの	1車線のもの		
40	-	-	-	-
30	-	9	-	-
20	-	舗装等を行う場合 12舗装等を行わない場合 9	舗装等を行う場合 12舗装等を行わない場合 9	7

（縦断曲線）

第21条 縦断勾配が変移する箇所には、縦断曲線を設けるものとする。ただし、舗装箇所以外の箇所で縦断勾配の代数差が5パーセント以下の箇所については、この限りでない。

2 縦断曲線の半径は、当該自動車道の設計速度に応じ、次の表の右欄に掲げる値以上とするものとする。

設計速度（キロメートル／時間）	縦断曲線の半径（メートル）
40	450
30	250
20	100

3 縦断曲線の長さは、当該自動車道の設計速度に応じ、次の表の右欄に掲げる値以上とするものとする。

設計速度（キロメートル／時間）	縦断曲線の長さ（メートル）
40	40
30	30
20	20

（路面）

第22条 路面は、砂利道又は舗装道とし、平坦かつ均一で十分な支持力をもたせるように仕上げるものとする。

2 砂利道は、その縦断勾配等に応じ、路面浸食を防止できる構造とするものとする。

（横断勾配）

第23条 車道および車道に接続する路肩には、曲線部の片勾配を附する場合を除き、路面の種類に応じ、次の表の右欄に掲げる値の範囲で横断勾配を

附するものとする。

路面の種類	横断勾配（パーセント）
砂利道	5以下
セメント・コンクリート舗装道、およびアスファルト・コンクリート舗装道	1.5以上 2以下

- 2 第1項の規定にかかわらず、林道の利用形態が、もっぱら森林施業の実施であって、かつ自動車道の区分が3級の場合にあっては、川側に片勾配を附することができる。

（合成勾配）

第24条 合成勾配は、12パーセント以下とするものとする。ただし、地形の状況その他の理由によりやむをえない場合には、次の表の右欄の掲げる値以下とすることができるものとする。

区分		合成勾配（パーセント）
1級	2車線のもの	12
	1車線のもの	14
2級		16
3級		18

（鉄道等との平面交差）

第25条 自動車道が鉄道または軌道法（大正10年法律第76号）による新設軌道（以下「鉄道等」という。）と同一平面で交差する場合には、その交差する自動車道は次に定める構造とするものとする。

- (1) 交差角は45度以上とすること。
- (2) 踏切道の両側から30メートルまでの区間は、踏切道を含めて直線とし、その区間の縦断勾配は、2.5パーセント以下とすること。ただし、自動車の交通量がきわめて少い場合または地形の状況その他の理由によりやむをえない場合には、この限りでない。
- (3) 見とおし区間の長さ（線路の最縁端軌道の中心線と自動車道の中心線との交点から、軌道の外方自動車道の中心線上5メートルの地点における1.2メートルの高さにおいて見とおすことができる軌道の中心線上当該交点からの長さをいう。）は、踏切道における鉄道等の車両の最高速度に応じ、次の表の右欄に掲げる値以上とすること。ただし、踏切遮断機、その他の保安設備が設置される場合または自動車の交通量および鉄道等の運転回数がきわめて少ない箇所については、この限りでない。

踏切道における鉄道等の車両の最高速度 (キロメートル/時間)	見とおし区間の長さ (メートル)
50 未満	110
50 以上 70 未満	160
70 " 80 "	200
80 " 90 "	230
90 " 100 "	260
100 " 110 "	300
110 以上	350

(自動車道の取付け)

第 26 条 自動車道と他の道路との取付けは、必要に応じ、左右に通行できるようにするものとする。

(排水施設)

第 27 条 排水のため必要がある場合においては、側溝、横断溝、その他適当な排水施設を設けるものとする。

2 側溝および横断溝等の位置、構造等は、排水上適当なものでなければならない。

3 積雪地方および凍上のおそれのある箇所については、特に十分な排水設備を設けなければならない。

(橋、高架の自動車道等)

第 28 条 橋、高架の自動車道その他これらに類する構造の自動車道の設計に用いる設計車両の荷重は、当該自動車道の区分及び自動車の交通の状況に応じ、次の表の右欄に掲げる値とする。

区 分		設計車両の荷重 (KN)
1 級	2 車線のもの	245KN A 荷重
	1 車線のもの	245KN A 荷重又は 137KN
2 級		
3 級		137KN 又は 88KN

(待避所および車廻し)

第 29 条 待避所は、自動車道の区分に応じ、次の規格により設けるものとする。

区 分	間 隔 (メートル)	車 道 幅 員 (メートル)	有 効 長 (メートル)
1 級	300 以内	5.0 以上	20 以上
2 級	500 "	5.0 "	20 "
3 級	500 "	4.0 "	10 "

2 車廻しを特に設ける場合には、車道幅員を 10 メートルまで拡張することができるものとする。

(防雪施設その他の防護施設)

第 30 条 なだれ、吹きだまり等により交通に支障をおよぼすおそれのある場所には、柵工、階段工、雪覆工等の施設を設けるものとする。

2 前項に定めるもののほか、落石、崩壊、波浪等により交通に支障をおよぼし、または自動車道に損傷を与えるおそれのある場合には、さく、擁壁その他適当な防護施設を設けるものとする。

(交通安全施設)

第 31 条 交通事故の防止を図るため必要がある場合には、防護柵、道路反射鏡その他これらに類する交通安全施設を設けるものとする。

(標 識)

第 32 条 自動車道の起点および終点には、標識をたて、その区間を示すものとする。

(林業作業用施設)

第 33 条 森林の適正な整備及び保全のため、林道を利用した作業に必要がある場合には、土場施設、防火施設等を設けることができるものとする。

2 交通安全と円滑な通行をはかるため必要に応じ、警戒・規則または指示標識を設けるものとする。

第 4 章 雑 則

第 34 条 この規程により難い特別な事由がある場合には、林野庁長官の承認を受けて、この規程によらないことができる。

2 現に存する自動車道の構造でこの規程に適合しない部分については、これを改良する場合のほか、この規程は適用しない。

3 大規模林業圏開発事業に係る林道の構造については、別に定めるところによる。

4 単線軌道の構造等については、別に定めるところによる。

(附 則)

この規程は、昭和 48 年 4 月 1 日からこれを適用する。

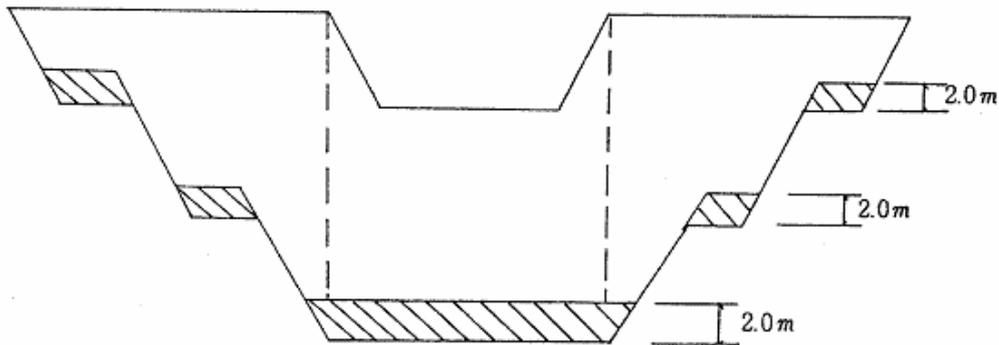
3 設計上の留意事項

1) 法面整形工

- ① 法面整形は機械施工の場合に適用するが、暫定掘削および人力切取箇所には計上しないものとする。
- ② 盛土作業で、芝付をしない場合の機械転圧の場合、法面仕上を計上し、芝付する場合は、土羽打として計上する。

2) 足場工（ダム、床固）

- ① 足場工の延長は、 $l = \frac{S}{1.8}$ として算出するものとする。

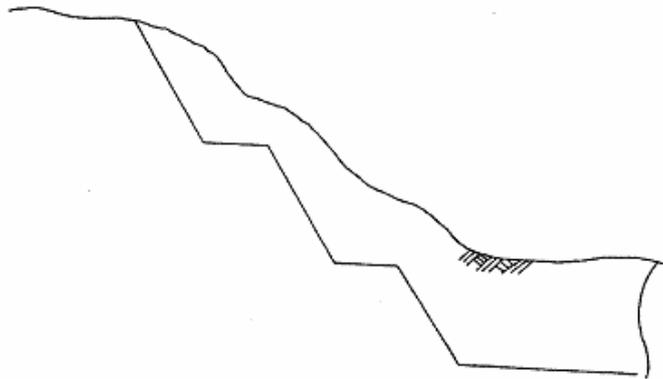


但し、 $S = \text{全体型枠面積} - [\text{上図斜線部分面積} + \text{側面（横継目及袖小口）面積}]$ とする。

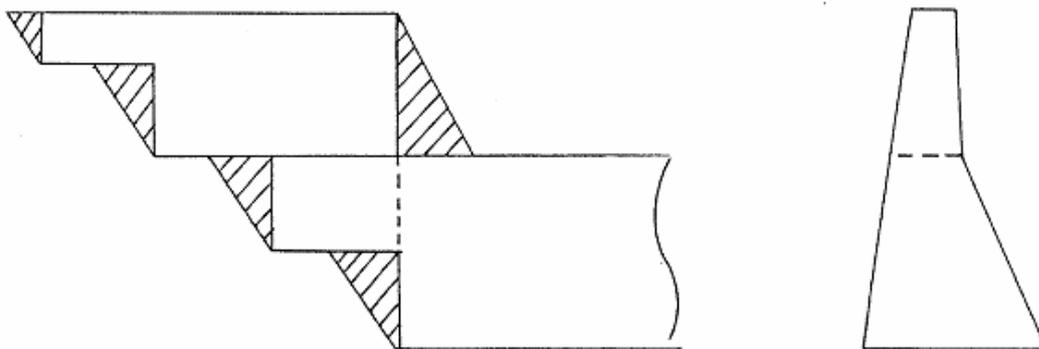
- ② 間詰工には、足場工は計上しないのを原則とする。

3) 落石防止網

落石防止網の面積は、床掘線 $\oplus 1.0\text{m}$ で算出するのを標準とする。



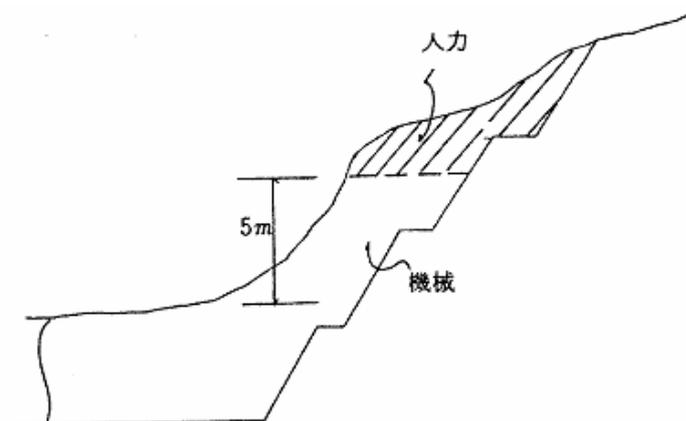
4) 堤体積の算出



上図斜線部分の算出は平均断面法でなくオベリスク式にて算出するものとする。

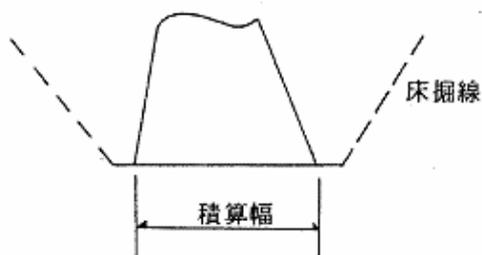
5) 床掘における人力，機械の施工区分

床掘（掘削）は機械施工を原則とするが、機械施工不能な場合の人力，機械の区分は下図の様に、基礎地盤より5m程度を標準とする。



6) 基面整正

基面整正の積算については、構造物の施工幅とする。（余裕幅は考慮しない）



7) 盛土，埋戻における人力施工と機械施工の区分

- ① 施工幅 2.5m未満は人力施工
- ② " 2.5m以上 4.0m未満は小型機械
- ③ " 4.0m以上は機械施工

を標準とする。

但し②，③については施工延長が10m程度以上の場合とする。

樣 式 集

砂防ダム（床固）設計審査カード（その1）

工 事 名																			
河 川 名	川 支 派 川 km																		
地 先 名																			
工 事 の 種 類	<input type="checkbox"/> 新設			<input type="checkbox"/> 改築			予定工期												
設 計 概 要																			
(模式図)																			
審 査 内 容																			
河 川 緒 元	流域面積(A)				km ²				計画雨量確率				1 /						
	雨量強度(r)				m/m/h				洪水到達時間										
	流出率(f)								計画高水流量				m ³ /s						
	溪床勾配(元)				(計画)				溪床材料										
	計画流出土砂量								計画許容流砂量										
	計画超過土砂量																		
ダム計	計画抑制量								計画調整量										
構 造 緒 元	主 ダ ム											副ダム（垂直壁）		水叩・側壁					
	型 式																		
	水 通 し 標 高											E L		E L					
	堤 高											m		m					
	堤 頂 長											m		m					
	天 端 厚											m		m					
	堤 体 積																		
	天 端 処 理																		
	法 勾 配											上流		下流		上流		下流	
	水 抜 き											m		m		ヶ所		=	
	本副ダム間距離											計算式=		= 計算		≒ 設計			
	本副ダム重複高											計算式=		=		≒			

事務所名

構造 緒元			主ダム		副ダム(垂直壁)		水叩・側溝			
	水叩厚		計算式=		= 計算		≡ 設計			
	水叩長									
	水 通 し	a								
		b1								
		b2								
		H								
		ΔH								
		A								
		小口勾配								
袖天端勾配										
偏流加算値										
断面決定根拠										
安 定 計 算	設計 条件	コンクリート自重								
		静水圧								
		地震係数								
		設計堆砂深		m		決定根拠				
			主ダム				主ダム			
	転倒		許容		設計		許容		設計	
	滑動		〃		〃		〃		〃	
	地盤反力		〃		〃		〃		〃	
	パイピング		〃		〃		〃		〃	
		〃		〃		〃		〃		
基礎地盤		地質条件								
地盤せん断力										
摩擦係数										
根入										

砂防ダム（床固）設計審査カード（その2）

検 討 事 項		
	縦断計画	
	横断計画	
	その他	

施		床堀・掘削	使用機種		土質		
		運搬	使用機種		運搬距離		
			運搬条件				
		締固	使用機種		回数		目標使用度
		土の変化率	C =		L =		
		芝付	芝の種類		方法	総芝・筋芝	
		捨土	捨土場所		敷均率		
			敷均機種				
工	コンクリート	打設	打設方法				
		養生	養生方法				
計	仮	仮設計画（搬入路、ケーブルクレーン等の仮設計画）					
		設					
その他							

流路工、導流堤 設計審査カード (1)

工事名									
河川名		川支派	川左岸	km~	km間	m			
地先名									
予定工期									
設 計 概 要									
審 査 内 容									
計画諸元		河川名		流域面積	km ²	計画流量	m ³ /s		
		超過確率		河床勾配	元(現) 計画	計画高水勾配			
流 路 工	構 造 諸 元	延長	左岸	m	法線間距離 (B ₁)	m	高水位幅 (B ₂)	m	
			右岸	m					
		低水路幅 (B ₃)		m		水路底幅 (B ₄)	m	堤防天端幅 (B ₅)	m
		表小段幅 (B ₆)		右岸	m	裏小段幅 (B ₇)	右岸	通水断面積 (A)	m ²
				左岸	m		左岸		
		水深(H)		m		(複・単・断面)			
		余裕高(ΔH)		m					
		小段高		川表 H ₂ +ΔH	m				
				川裏 H ₃	m				
		床版	低水	構造					
厚さ	m								
高水	構造								
	厚さ		m						
法面保護		川表構造	法勾配 1 :	川裏構造	法勾配 1 :				
帯工		間隔	m	ヶ所					

事務所名

導 流 堤 元	構 造		m					
		天端幅 (b_1)	m					
		表小段幅 (b_2)	m					
		裏小段幅 (b_3)	m					
		流路幅 (B)	(仮想) m					
	諸 元	水深 (h_1)	m	余裕高 (Δh)	m	導流堤高 $h_1 + \Delta h$	m	
		法面保護 (構造)	川表	構造 法勾配 1 :				
			川裏	構造 法勾配 1 :				
		天端処理	川表	厚	m	川裏	厚	m
		基礎根入	川表	川裏				
勾 配	現況							
	天端計画							
	基礎計画							
帯 工	堤長	堤高		天端幅				
	底面幅	法勾配		上流		下流		
	水直し	通水断面積		水深		余裕高		
検 討 事 項	水理							
	平面計画							
	縦断計画							
	横断計画							
	その他							

流路工、導流堤 設計審査カード（２）

			川 表		川 裏					
			低 水	高 水	下 段	上 段				
護 岸 工 (法 覆 工)	法 覆 の 種 類									
	勾 配									
	直 高									
	法 長									
	控 長									
	裏 込 材 の 種 類									
	裏 込 勾 配									
	裏 込 厚									
	工 質									
	裏込コンクリート厚									
	土 砂 流 出 材									
	目 地 間 隔									
	練 空 の 別									
基 礎	基 礎 高		計 画 河 床 高		河 床 材		推 定 洗 掘 深			
	基 礎 の 種 類	直 接 , 杭 , 矢 板 , 胴 木			規 格					
	決 定 根 拠									
	施 工 法	施 工 機 械								
根 固	根 固 高		種 類		規 格	重 量	大 小 さ	巾 × 高		
	施 工 法	層 乱	施 工 機 種			粗 朶				
	決 定 根 拠									
基 礎 ・ 仮 設 構 造 物 計 算			応 力 等				安 全 率 等			使 用 ヶ 所
	種 類	規 格	支 持 力	応 力		変 位		根 入 れ	ヒ ー ピ ン グ	
	算 定 資 料	比 較 検 討 (種 類 , 使 用 式) 、 さ び 厚 、 ピ ッ チ								

施 工 計 画	土	床掘・掘削	使用機種		土質		
		運搬	使用機種		運搬距離		
			運搬条件				
		締固	使用機種		回数		
			目標締固度				
		土の変化率	土質				
			〃				
		工	芝付	芝の種類		方法	総芝筋芝
			捨土	捨土場所		敷均率	
				敷均機種			
	計						
	画	その他	(土工配分計画……採取土、利用土の区分)				
		仮設	(搬入路、仮締切)				
そ の 他							

築堤・掘削・護岸設計審査カード

[築 堤 ・ 掘 削]

工 事 名						予算科目			
河 川 名	川	川	左岸 右岸	km～	km	予定工期			
工事の目的									
設 計 概 要									
(模式図)									
審 査 内 容									
構 造	堤防の種類	<input type="checkbox"/> 盛土 <input type="checkbox"/> 特殊堤 <input type="checkbox"/>			計画高水流量				
	HWL ⊕ 余裕高	m	構造令	m	天端幅		構造令		
	法 勾 配		構造令		小段幅		構造令		
	測 帯				計画高水敷高		設 計		
	浸潤勾配		余盛り						
掘 削	掘削場所			掘削機種			土 質		
	運搬距離			運搬機種			運搬条件		
築 堤	敷均締固	使用機種			回数			目標密度	
	〃	〃			〃			〃	
	土の変化率	C =	L =				土羽打厚		
	芝 付	川表		川裏		耳芝		天芝	
	土 質								
	種 類	利用土 (流用土・発生土) 採取土				購入土 (土砂代)			
残 土	捨土ヶ所			敷均機種			敷均率		
浚 渫	掘削深さ				余掘り				
	配送距離								
	浚渫船	船級			動力				
そ の 他	転圧の考え方 (方法) , 土質改良 沈下の確認、滑りに対する安全度、盛土高 天端処理の方法 水路等の2hの問題								

事務所名										
〔 護 岸 〕										
工 事 名							予 算 科 目			
河 川	川 支 派	川 左 岸	km ~	川 右 岸	km	予 定 工 期				
工 事 の 目 的										
設 計 概 要										
(模 式 図)										
本 体	施 工 位 置	河岸, 取付道路, 低水・中水・高水			計 画 高 水 流 量	m ³ /s	高 水 時 流 速	m/s		
	法 覆 の 種 類		勾 配		法 長		小 段		控 長	
	裏 込 材 の 種 類		裏 込 勾 配		裏 込 厚		土 質		施 工 内 容 盛 土 切 土	
	土 砂 流 出 材		目 地 間 隔		練 控 の 別		水 抜			
基 礎	基 礎 高		計 画 河 床 高		河 床 材		推 定 洗 掘 深			
	基 礎 の 種 類	直接, 杭, 矢板, 胴木					規 格			
	決 定 根 拠									
	施 工 法	施 工 機 械								
根 固	根 固 工		種 類		規 格	重 量	大 小 さ	幅 × 高		
	施 工 法	層 乱	施 工 機 種			粗 朶				
	決 定 根 拠									
基 礎 ・ 仮 設 構 造 物 計 算			応 力 等				安 全 率 等			使 用 ケ 所
	種 類	規 格	支 持 力	応 力		変 位	根 入 れ	ヒ・ビ°ンク°	ハ°ビ°ンク°	
算 定 資 料	比 較 検 討 (種 類 , 使 用 式) , さ び 厚 , ピ ッ チ									
そ の 他	対 岸 へ の 影 響 , 仮 設 (搬 入 路 , 仮 締 切 ……) 土 工 配 分 計 画 , 採 取 土 , 利 用 土 の 区 分 ……									

道 路 設 計 審 査 カ ー ド

工 事 名					
路 線 名					
地 先 名					
工 事 の 種 類	<input type="checkbox"/> 新設 <input type="checkbox"/> 付替 <input type="checkbox"/> 取付 <input type="checkbox"/> 工事用				
施 工 者				管理者名	
予 定 工 期					
設 計 概 要					
審 査 内 容					
道 路 種 別	種 級		交通量	台 / 日 (年予定)	
舗 装 用 種 別	A, B, C, Dその他				
勾 配	新	道路構造令勾配		最急勾配	
	旧				
最 小 半 径		道路構造令			
幅 員 構 成	(模式図)				
舗 装 構 成	(模式図)		(決定根拠) 設計 C B R, その他		
検 討 事 項	(平面計画, 縦断計画……………)				

事務所名	
------	--

土	床掘・掘削	土質		使用機種			
		土質		使用機種			
	運搬	使用機種		運搬距離			
		運搬条件					
	締結	作業内容	使用機種	締固回数	目標締固度		
	土の変化率	土質名					
		土質名					
	工	芝付	施工ヶ所	芝の種類	方法		
捨土		捨土場所		敷均率			
	敷均機種						
その他	(土工配分計画, 採取土, 利用土の区分……)						
路盤	場所	区分	施工幅	路盤材料	全体厚さ	1回当厚さ	使用機種
舗装	場所	区分	施工幅	舗装材料	舗装厚	使用機種	
				生アス	密粒		
ガイドレール	施工場所	区分	規格、型式	本設、仮設			
		車道, 歩道					
その他	仮設計画 (搬入路……)						

橋 梁 設 計 審 査 カ ー ド

工 事 名								
河 川 名	川 支川 派川	川 左岸 右岸	km	計 画 流 量	m ³ /s			
路 線 名				道 路 の 種 類				
地 先 名								
予 算 科 目						施 工		
予 定 工 期								
設 計 概 要								
審 査 内 容								
構 造 諸 元	一 般	工 事 の 種 類	<input type="checkbox"/> 新 設	<input type="checkbox"/> 改 築	嵩上 m	継 続 m	拡 幅 m	
		交 通 量	台 / 日 (年 予 定)			舗 装 用 の 種 類	A B C D	
		橋 種	㊟ 種 級 (等 橋)			㊞ 種 級 (等 橋)		
	上 部 工	橋 長	㊟			幅 員	㊟ m	
			㊞				㊞ m	
		支 間 長	㊟			河 川 構 造 令 支 間 長		
	㊞							
	桁 型 式	㊟			計 画 高 水 位 ⊕ 余 裕 高			
		㊞						
	下 部 工	橋 台 型 式	㊟			橋 脚 型 式	㊟	
			㊞				㊞	
	取 付 道 路	根 入	橋 台 橋 脚			阻 害 率	%	
		幅 員	㊟			路 面	㊟	
			㊞				㊞	
	勾 配	㊟			道 路 構 造 令 の 勾 配			
㊞								
	取 付 護 岸	取 付 延 長			構 造 令 の 延 長			
構 造 物 等	構 造 計 算 用 諸 数 値 及 び 該 当 工 種		さび厚 荷 重 の 種 類 , 地 震 係 数 , 粘 着 力 , 横 方 向 地 盤 係 数 土 圧 の 算 定 式 , 矢 板 継 手 効 率					

事務所名

構造計算	種類		規格		応力安全率等						
	種類	規格	許容	設計	許容	応力	許容	応力	タワミ		
									許容	応力	
上部工											
下部工											
基礎構造	工 法 <input type="checkbox"/> 直接基礎 <input type="checkbox"/> 杭打基礎 <input type="checkbox"/>										
	基礎の種類		支持力		応力		変位		杭頭処理		底版厚
	種類	規格形状	許容	設計	許容	設計	許容	設計	方法		
									A	B	
	決 定 根 拠 等										
	杭の種類		比較検討資料								
	支持力計算式										
	その他		さび厚，杭のピーチ 被圧水の検討，ネガティブ								
仮設構造物			支持力		応力		変位		ピッチ		
	種類	規格									
			安 全 率 等								
			円形滑り	根入長	滑 動						
その他											

堰床止め設計審査カード

工事名			管理者名					
水系名			施工者					
河川名	川支川 派川	川左岸 右岸	km	予算科目				
			予定工期					
工事の種類	<input type="checkbox"/> 新設	<input type="checkbox"/> 改築	型式	<input type="checkbox"/> 固定	<input type="checkbox"/> 可動			
工事の目的								
設計者名			河法 2426					
設 計 概 要								
審 査 内 容								
構造諸元	水理	計画高水流量			低水路計画流量			
		ゲート閉差時流量			計画勾配			
		常時満水位			計画高水敷高			
		裏地盤高						
	堰本体	堰長		径間長		構造令 径間長		阻害率
		水叩長		決定根拠	算定式			
		護床工		決定根拠				
		止水矢板長		決定根拠	計算式，数値等			
	ゲート	形状寸法		門数		主要材質		
		設計水深		操作水深		使用量		
		型式		決定根拠				
		捲揚方式		決定根拠				
	管理強	橋長		支間長		構造令支間長		
		橋種		桁型式	種類		型式	
		幅員		主要材質		使用量		
		計画・高水位⊕余裕高		橋台型式		橋脚型式		
	護岸	取付延長		構造令の 延長				

事務所名

構造計算用諸数値 及び該当工種		荷重の種類，地震係数，土圧の算定式，内部摩擦角 粘着力，粗度係数，横方向地盤係数，クリープ比												
構 造 計 算			応 力 安 全 率											
	種 別	規 格	σ_{ca}		σ_{sa}						タワミ			
			許容	設計	許容	設計	許容	設計	許容	設計	許容	設計	許容	設計
堰 本 体	コンクリート													
	鉄 筋	S D 295 D 25												
ゲ ー ト														
管 理 費														
基 礎 構 造	工 法		<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input type="checkbox"/> 杭打基礎 <input type="checkbox"/>											
	基礎の種類		使用	支持力		応力		変位		杭頭処理				
	種 類	規格形状	箇所	許容	設計	許容	設計	許容	設計	底版厚	A	B		
			決 定 根 拠 等											
		基礎の種類	比較検討資料											
		支持力算定式												
	そ の 他	さび厚，杭のピッチ，群杭の考慮，ネガティブフリクション 被圧水の検討												
仮 設 物			支持力		応力		変位		ピッチ		タワミ			
	種 類	規 格												
仮 締 切			安 全 率											
			転倒	滑動	円形滑り	根入れ								
そ の 他	裏地盤への浸透，水質汚濁の処理 地質調査，排水の方法，対外者への影響													

積算チェックシート

設計条件の設定

様式－1

項 目	決 定
(例) 1. 土取場の位置 2. 作業機械の決定	

(土工) チェックシート (1)

様式－2

種別 工事名	掘				削				
	場所	土質	機種	条件	効率	角度	距離	数量	単価

(土工) チェックシート (2)

様式－2

種別 工事名	埋				戻				
	場所	土質	機種	条件	効率	角度	距離	数量	変化率

(土工) チェックシート (3)

様式－2

種別 工事名	土 運 搬									
	土質	機種	距離	路面	条件	数量	単価	摘要	土質	機種

摘要 (根拠、理由……)	

摘要	土質	機種	条件	効率	角度	距離	数量	単価	

		残 土								
単価	摘要	処置内容	処分箇所	土質	引均率	機種	距離	数量	単価	摘要

締 固 (盛 土)						基面整正			法面整形		
条件	効率	変化率	数量	単価	摘要	土質	数量	単価	土質	数量	単価

(護岸工) チェックシート (1)

様式-3

種別 工事名	種類	本 体						
		施工位置	計画高水 流量(m ³ /s)	法覆の 種類	勾配	法長	控長	小段の 有無

(護岸工) チェックシート (2)

様式-3

種別 工事名	基 礎 工							
	種類	規格	計画河床高 又は地盤高	基礎高	根入れ	数量	単価	摘要

(堤防) チェックシート

様式-4

種別 工事名	種類	計画高水 流量 (m ³ /s)	天端幅	余裕高	盛 土						
					土質	機種	条件	効率	変化率	数量	単価

(ダム床固) チェックシート (1)

様式-5

種別 工事名	コ ン ク リ ー ト									
	工種	強度	スランブ	打設方法	日当り 打設量	効率	バケツ	全体量	単	
									打設	クレーン

(ダム床固) チェックシート (2)

様式-5

種別 工事名	銘 板 工		止 水 板		石張工	足	
	規 格	単 価	規 格	単 価		枠 組	
					数 量	単 価	

工								
土質	裏込材				練空の別	員数	単価(m ²)	摘要
	種類	勾配	裏込厚	単価				

肩止コンクリート			目地工		平張コンクリート						
規格	数量	単価	規格	単価	場所	厚	幅	栗厚	数量	単価	摘要

摘要	芝付						段切			法先ブロック(単価)			堤敷掃除		
	総芝			耳芝			機種	数量	単価	場所 地形	1基	2基	3基	種類	単価
	場所	数量	単価	場所	数量	単価									

				型 枠							
価				工種	場所	種類	数量	勾配	単価	足場工 単 価	m ² 当り
コンプレッサー	養生	散水車	m ³ 当り								

場 工			落石防止網		
単 管		摘 要	規 格	数 量	単 価
数 量	単 価				

路盤工チェックシート

様式－6

種 別 工事名	種 類	路 盤 及 び 路 盤 材 の 敷 均 し								摘 要
		作 業 内 容	路 盤 の 種 別	路 盤 厚	路 盤 材 の 種 類	敷 均 機 種	条 件	効 率	単 価	
	工事用 道 路	車 道	上 層							

舗装工チェックシート

様式－7

種 別 工事名	種 類	作 業 内 容	種 別	舗 装 厚	舗 装 材 の 種 類	ア ス フ ェ ル ト の 舗 設				摘 要
						機 種	条 件	効 率	単 価	

路 盤 材 の 転 圧					m ² 当り 単 価	摘 要
機 種	条 件	効 率	単 価	摘 要		

ア ス フ ァ ル ト の 締 固					m ² 当り 単 価	摘 要
機 種	条 件	効 率	単 価	摘 要		