

第 16 章 護床工の設計

関連条項 [基準10、運用10-24、25]

護床工は、河床の洗掘を防止するために下流エプロンに連続して設けられる。河床の洗掘は水の持つエネルギーの局所的な消費の代償として、流砂量の断絶、さらには渦によって生ずることは明らかである。この洗掘要因を除去する工法によって護床工の目的を達することができる。

基準 10 及び運用 10-24、25 では、護床工が満足すべき機能を次のように規定している。

- (1) 取水堰を越えた高速流を漸次減勢し、護床工下流端の流速が下流河川の流速と等しくなること。
- (2) 将来の河床変動に伴う護床工自体の沈下に柔軟に順応する屈曲性と連結性を有すること。
- (3) 洪水時の土砂の流下に対する所定の耐摩耗性を有すること。
- (4) 河川における自然の土砂移動を極端に阻害しないような構造とすること。
- (5) 流水の作用に対して移動や転倒など不安定な状態とならないこと。

護床工については、一般にコンクリートブロック工法が採用され、局所洗掘の防止や高流速の減勢を考慮し、頭首工に適合するブロックを合理的に設計する必要がある。また、護床工の設計においては、個々の河川協議の状況を踏まえつつ必要に応じて「床止めの構造設計の手引き」、「改訂護岸の力学設計法」等の関連する技術書を参考とし適切に設計する。

ここでは、基準及び運用で定める機能を満足する護床工の水理設計・構造設計の一般的手法・諸元を解説し、従来から使用されているイボ型ブロックについて設計事例を紹介する。

16.1 護床工設計の基本的な考え方

堰下流部の局所洗掘を防止する基本的な考え方としては、堰体を流下した高速流のもつエネルギーを護床工の抵抗によって漸次減勢し、護床工の下流部分の流速をこれに続く下流河川の流速と等しくすることである。このときの流れの条件は河床材料の平均粒径の移動限界時における水理量から与えられる。これは、土砂の移動限界を超えた流れでは流砂の連続性があり、河床の平衡が保たれることを前提としている。

16.2 流水領域の判定

16.2.1 流れの領域

堰下流の流れの領域により、下流河床に与えるエネルギーの大きさが異なり、護床工を設ける範囲や護床工に与えるべき流水抵抗(粗度)も異なってくる。したがって、まず流れの領域を判定する必要がある。

流れの領域は次の五つに区分される (図-16.2-1 参照)。

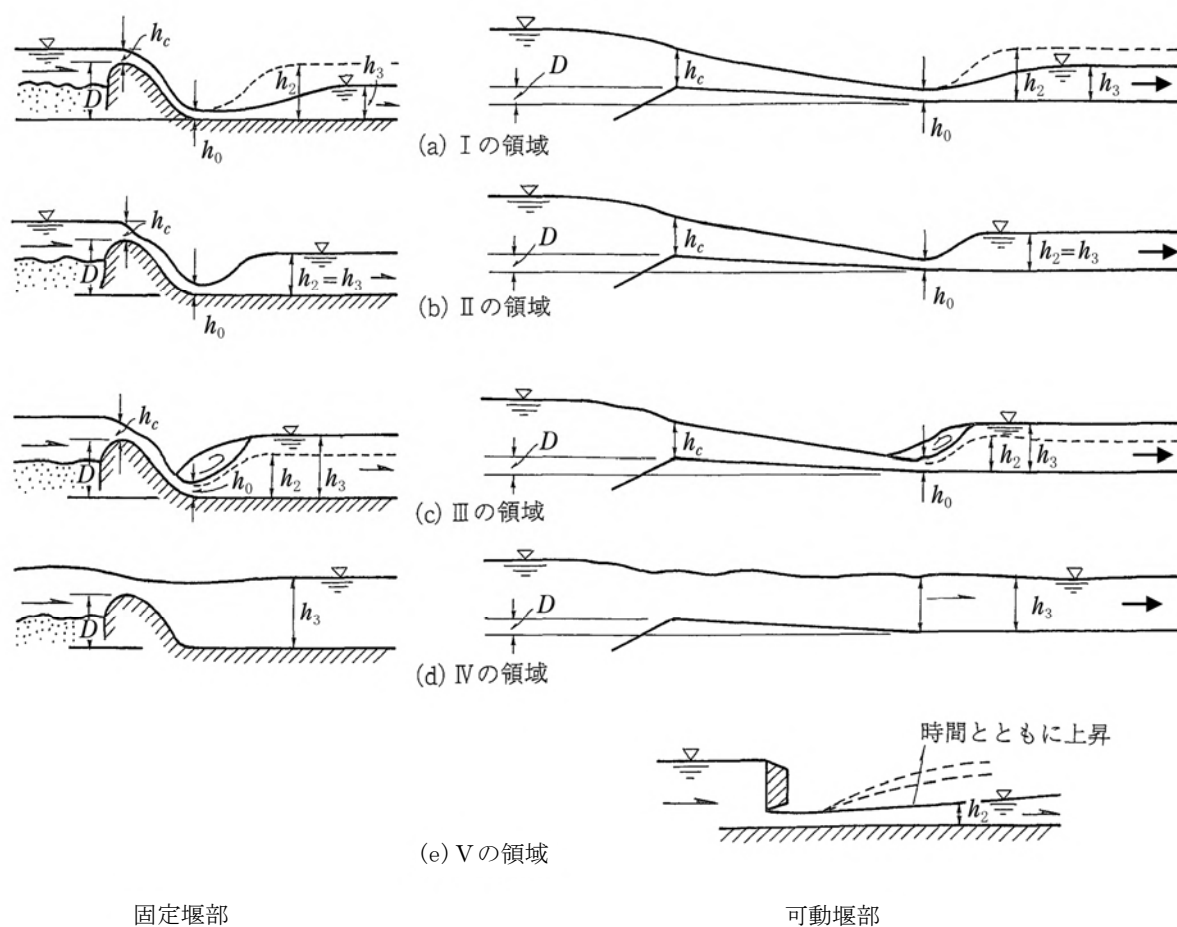


図-16.2-1 堰を越える流れ及び土砂の流れ

I の領域は、下流水深 h_3 が堤址(堰の下流端で、エプロンとの接合部)における水深 h_0 に対応する共役水深 h_2 より小さい場合であり、露出射流が出現し、河床面に沿って高速流が生じるので、最も局所洗掘が大きくなる領域である。

II の領域は、下流水深 h_3 が共役水深 h_2 と一致したときで、堤址から直ちに跳水を起こし、流水それ自身によってエネルギーを消耗する。この領域では理想的な減勢が行われる。

III の領域は、下流水位 h_3 が堰頂における限界水深 h_c の水位よりも低く、かつ h_0 に対する共役水深 h_2 よりも高い場合である。この領域では底層流に最大流速点があるので、護床工法に注意を要する。

IV の領域は、堰頂における限界水深の水位より下流水位が高い場合であって、いわゆる潜越流となる。この領域では、最大流速点は水面近くにあり、局所洗掘への影響が小さい。

V の領域は、ゲートの開度に応じた不定流の現象で、露出射流の継続時間が長いほど局所洗掘への影響が大きい。

16.2.2 流れの領域の判定

流れの領域の判定は、堰高 D (堤址から堰頂までの高さ)、単位幅流量 q に対する下流水深 h_3 を既知として作図した図-16.2-2、図-16.2-3 を用いると便利である。

具体的には、図-16.2-2、図-16.2-3 から次のように判定する。

- (1) $D + h_c$ の点線は、堰高 D と堰頂における限界水深 h_c を加えた高さを示す。すなわち、これより下流水位が高い場合は潜り堰になる。
- (2) H_2 の実線はそれぞれの堰高 D に対する完全越流時の共役水深を示す。
- (3) h_c の実線は下流側河川の限界水深を示す。
- (4) $D + h_c$ の点線と H_2 の実線の交点より大きな流量においては完全跳水が生じない。
- (5) $D + h_c$ の点線と H_2 線の交点より小さな流量において、この両線に囲まれた領域は潜流となり、高速流が底層に存在する。
- (6) $D + h_c$ の点線と H_2 線の交点より小さい流量において、 H_2 線と h_c 線に囲まれた領域は露出射流から跳水あるいは波状流となる。
- (7) $D + h_c$ の点線と H_2 線の交点より大きな流量において、 $D + h_c$ 線と h_c 線に囲まれた領域は波状流となる。

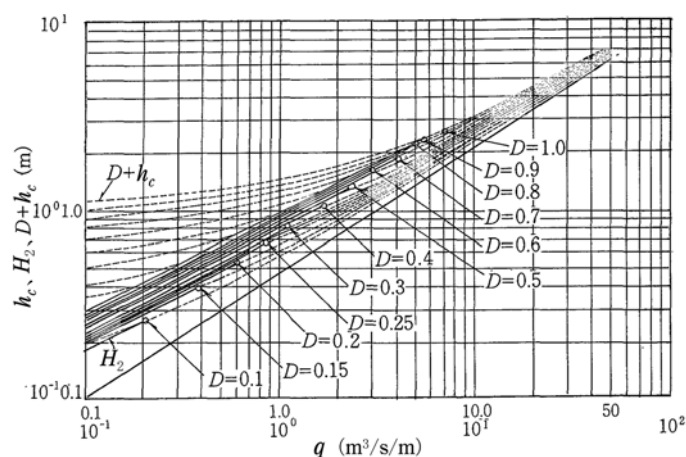


図-16.2-2 堰下流側における流水領域判定図表 ($D = 0.1 \sim 1.0$ m)

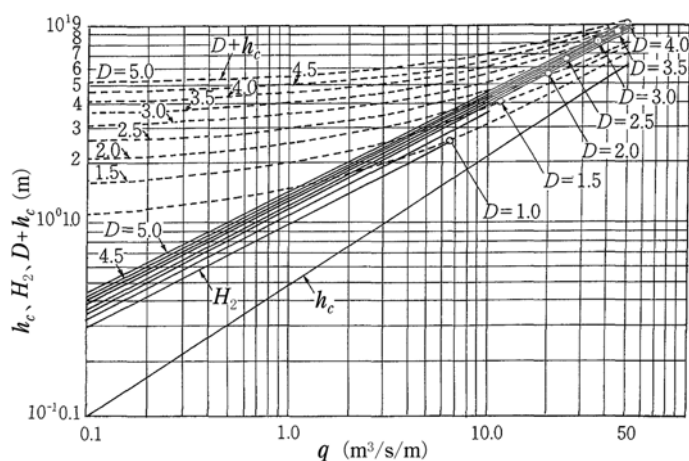


図-16.2-3 堰下流側における流水領域判定図表 ($D = 1.0 \sim 4.0$ m)

護床工の設計に当たっては平水流量から設計洪水量の間为数点の流量で下流水深を求め、図-16.2-2、図-16.2-3 上にプロットして、護床工の設計上考慮すべき危険な条件を判定するとともに、ゲート操作による露出射流の危険性の検討を行う。

16.3 護床工の水利設計

16.3.1 設計の方針

- (1) 流砂の連続性を阻害しないため、自然河川と類似の抵抗をもった護床工とする。
- (2) 護床工と河川の流水抵抗を等しくする。すなわち、護床工と自然河川の接続点の前後で流速分布を等しくすることにより護床工下流端での局所洗掘を防止する（図-16.3-1 参照）。
- (3) 護床工に与える流水抵抗は、固定堰及び洪水吐きの下流では河床材料のうち平均粒径の移動限界時の条件を与え、土砂吐きの下流では最大粒径の移動限界時の条件を与える。
- (4) 護床工用のブロックの突起の天端は原則として、エプロンの床面と同じ標高とする。これによって護床工上の流れは、断面急拡に伴う減勢効果が著しく増大される。さらに、激しい流砂による破壊や摩擦を避けることができる。この設定方法は、多くの水理実験と実際河川での実績によって確認された重要なポイントである。

16.3.2 急流河川における領域別設計法

固定堰及び洪水吐き下流の護床工は、河床材料の平均粒径を対象として、以下に述べる領域別設計法により設計を行う。また、土砂吐き下流の護床工は、最大粒径を対象として行うが設計手法は同じでよい。

(1) I の領域

ア まず、護床工下流の砂礫移動限界時の水深 h_3 と粗度係数 n 値を求める。この求め方では、平均粒径の移動限界時における水深 h_3 と q が得られれば、次式によりこの条件の粗度係数を概算する。

$$n = h_3^{5/3} \cdot i^{1/2} / q \dots\dots\dots (16.3-1)$$

イ 護床工の下流側（跳水あるいは常流区間、図-16.3-1 における ℓ_2 の部分）の護床ブロックの配列を決める。

この区間の護床工は、自然河川の平均粒径移動限界時の流水抵抗に合わせるように設計する。護床工の粗度は、使用するブロックのタイプによって異なるので、図-16.3-2 に示す以外の突起や配列を使用する場合は、水理模型実験等により別途粗度を定める。

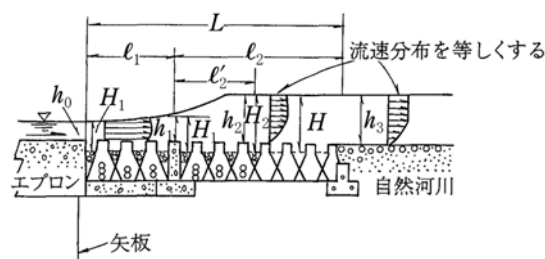


図-16.3-1 護床工上の流れの説明図

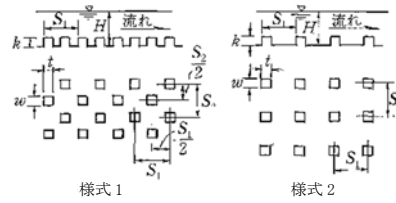


図-16.3-2 イボ型護床工の粗度様式説明図

図-16.3-2 に示すようなイボ型粗度については足立^{*1}の実験式がある。

いま、護床工突起の高さ k とその幅 w を仮定すると、突起の配列を定める一般式は

$$\frac{H^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 10.6 \log_{10} \frac{H}{k} + 5.4 \log_{10} \frac{S}{F} - 5.47 \quad \dots\dots\dots (16.3-2)$$

ここに、 H : 護床工下流端における底面からの水深。 $H = h_3 + k$, $F = k \cdot w$

S : 突起1個当たりの支配面積。図-16.3-2の様式1において、

$S = S_1 \cdot S_2 / 2$ 様式2において $S = S_1 \cdot S_2$ である。

また、ここでの n 値は平均粒径移動限界時の値である。

式(16.3-2)から突起の配列、すなわち S_1 、 S_2 を決定する。

ウ 護床工下流側 (ℓ_2 区間) の長さは、次式から求める。

$$\ell_2 = 6H_2 \quad \dots\dots\dots (16.3-3)$$

ただし、この H_2 は後述する式(16.3-4)で与えられるものを最大限として決定する。

エ 護床工上流側(露出射流区間、図-16.3-1における ℓ_1 の部分)の護床ブロックの配列は、露出射流が生ずる最大流量時の水理条件で設計する。すなわち、当該河川の $q-h_3$ 曲線を図-16.2-2、図-16.2-3にプロットし、Iの領域内の最大流量を求め、この条件における下流水深 h_3 、粗度係数 n_f 、跳水の上流側の共役水深 H_1 、及び堰に堤址水深 h_0 を求める。 n_f は前述のアの項と同様の方法で求め、水深 $H = h_3 + k$ に対する上流側の共役水深 H_1 及び堤址水深 h_0 は、それぞれ式(16.3-4)、式(16.3-5)から求める。

また、堤址水深 h_0 は、堰高 D 、単位幅流量 q を既知として図-16.3-3から得られる。ここに D は、エプロン下流端面から堰頂までの高さである。

$$H_1 = \frac{H_2}{2} \left(\sqrt{\frac{8q^2}{gH_2^3} + 1} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots (16.3-4)$$

$$h_0^3 - E_0 h_0^2 + \frac{q^2}{2g} = 0 \quad \dots\dots\dots (16.3-5)$$

ただし、 $E_0 = D + 1.5h_c$ で、 h_c は堰頂上の限界水深である。

露出射流区間の長さ ℓ_1 は不等流の微分方程式を積分した次式による。

$$\ell_1 = \frac{1}{n_f^2} \left\{ \frac{3\alpha}{4g} (H_1^{4/3} - h_0^{4/3}) - \frac{3}{13q^2} (H_1^{13/3} - h_0^{13/3}) \right\} \quad \dots\dots\dots (16.3-6)$$

*1 足立昭平：人工粗度の実験的研究、土木学会論文報告集、p. 104. (1964)

ここに、 α : 流速分布に関する補正係数 1.1

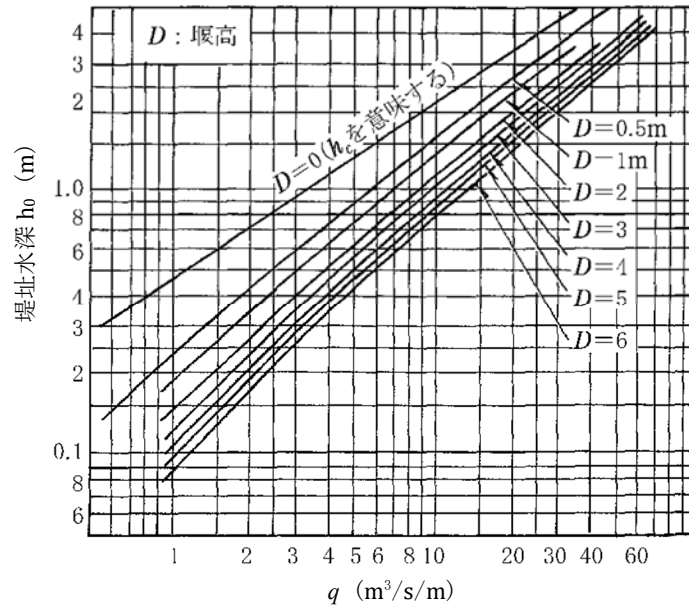


図-16.3-3 単位幅流量 q と堤址水深 h_0 の関係

露出射流区間の護床ブロックの配列はイの項の下流側の配列方法に準ずるが、イボ型護床工の場合は次式で求める。

$$\frac{H_m^{1/6}}{n_f \sqrt{g}} = 10.6 \log_{10} \frac{H_m}{k} + 5.4 \log_{10} \frac{S}{F} - 5.47 \quad (16.3-7)$$

ここに、 $H_m : h_0 < H_1$ のとき $\frac{h_0 + H_1}{2}$

$h_0 > H_1$ のとき $\frac{h_0 + h_c}{2}$

$$h_c = 3 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

護床工全体の必要長さは次式で与えられる。

$$L = \ell_1 + \ell_2$$

(2) II の領域

護床工ブロックの配列は平均粒径移動限界時の水理条件を基本として算定する。すなわち、上記(1)の ℓ_2 区間の手法による。また、護床工の長さ L は次式で与えられる。

$$L = 6H_2 \quad (16.3-8)$$

ここに、 H_2 : この領域における最大流量時における下流水深

(3) III の領域

高い固定堰のような場合は、エプロンに緩やかな勾配を与え任意の点で跳水を起こさせる方法がある。堰体基本断面上の下流エプロン緩勾配部の始点は、この領域の最大流量時における単位幅流量 q について、落差ごとの堤址水深とフルード数に対する共役水深の水位を求め、この水位と流量 q における下流水位が一致した点として与える。この点から下流へ 1/5～1/12 の勾配を与

え河床高と一致した点をエプロン下流端とする（図-16.3-4 参照）。

護床工ブロックの配列は、前述の(1) I の領域の ℓ_2 区間の手法による。護床工の長さはそれぞれの跳水起点を基準として、それぞれの水理条件における下流共役点を求め、このうち最も長いものを採用する。またエプロンに緩勾配部分を設けない場合は、この領域の最大流量時における下流水深の3.5倍の範囲を護床工とする。ただし、ここでの護床工の長さには、エプロンの水平部分を含める。すなわち、護床工の長さの範囲の始点は堤址である。

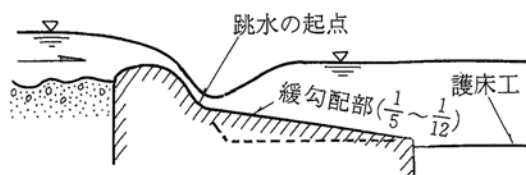


図-16.3-4 下流水深が共役水深より大きい場合の処置工法

(4) IVの領域

最も条件のよい領域であるので、護床ブロックの配列は、前述の(1) I の領域の ℓ_2 区間と同様の手法で定め、護床工の範囲は最大流量時における堰敷上水深の10～15倍程度とする。ただし、この範囲の始点は堤址でありエプロンも含む。

(5) Vの領域

ゲートが開き始めて一定開度で停止したときの流下量に対する下流水深は、安定状態になるまでにはある一定時間を要し、下流水深の上昇が遅い場合は、局所洗掘に対する検討を行う必要がある。

設計に当たっては、下流条件を設定し不等流解析による。これによれない場合は、前述の(1) I の領域を参考として行う。

この場合、跳水の発生位置を、連続状態を前提として図-16.3-5におけるエプロン下流のA点を始点とする設計法もある。この方法は、エプロン下流端からA点までの間に突起を集中的に与えるが、実施例を参考として設計することが望ましい。

なお、設計の手順としては、上流水深とゲート開度を与え、その条件における流出流速、フルード数、流出流量、跳水深を求める。一方、下流の流量と水深条件をその河川の特性から推定しておく。このゲート操作による水理条件とその河川の下流条件から、露出射流がどのようなかを検討し、護床工法を設計する。

この場合のゲート下流に現れる水理現象はおおよそ、領域 I、II、III、IVのいずれかに近似する。

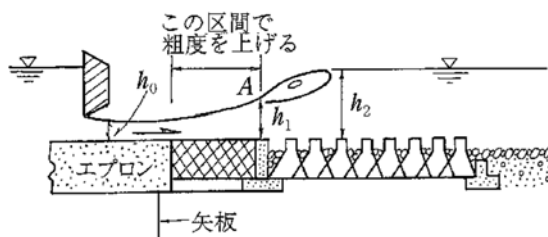


図-16.3-5 露出射流が長時間続く場合の処置工法の例

16.3.3 緩流河川における設計法

緩流河川に設けられる頭首工は、一般に全可動堰タイプとなる。流れの条件は洪水時と平水時に

よって異なり、次のような条件が想定される。

- (1) 平水時にはゲート形式や操作方法によりアンダー・フロー・タイプ (under flow type) とオーバー・フロー・タイプ (over flow type) の二つが考えられる。この場合のゲート下流側の流れの領域としては、Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳが存在する。
- (2) 洪水時には、一般にゲートを全開することになるから、堰下流の流水領域はほとんどⅣの領域になる。緩流河川では、河床砂粒子が非常に小さいこと、及び流砂の連続性を阻害しないことに留意する必要がある。つまり、平水時にはゲート制御によって、堰下流への流砂が断たれることが多い。したがって、堰下流における常時の流水力で流砂が行われるものとすれば、流水力が砂粒子の限界掃流力以下になるまで洗掘が進行する。現象としては、漸次河床が低下し、流水断面積が増大し、流速が小さくなるわけである。

護床工の設定形状としては、河床が安定する深さまで傾斜させる方法が考えられるが、この傾斜角は今後さらに検討しなければならない。一応の目安としては 1/7 程度を与える。

緩流河川における設計方法の基本的な考え方は、急流河川の場合を準用する。

16.3.4 ブライの式による場合

ブライの式は、古くからよく用いられてきたが、流水領域や護床工自身による流水抵抗は考慮されていない。しかし、護床工の施工範囲の見当をつけるのに便利である。

$$L = L_B - \ell_a$$

$$L_B = 0.67C\sqrt{H_a \cdot q \cdot f} \dots\dots\dots (16.3-9)$$

ここに、 L : 護床工の長さ (m)

L_B : エプロンの長さ ℓ_a と護床工の長さ L を含めた保護工の全長 (m)

H_a : 洪水時の下流側の水位より堰頂までの高さ (m)

q : 設計洪水量の単位幅当たりの流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

f : 安全率、可動堰の場合 1.5、固定堰の場合 1.0

C : 基礎地盤の種類によるブライの係数 (表-11.1 参照)

16.3.5 上流側護床工

頭首工の設置により、上流河床と頭首工部分の粗度の違い、または堰柱の縮流による流水変化によって河床が洗掘されるのを防止するため、河川状況や頭首工の構造形式を踏まえ、必要に応じて上流側護床工を設ける。なお、詳細については、『河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編』等の関連図書を参照されたい。

上流側護床工についても、満足すべき機能は次のとおりである。

- (1) 将来の河床変動に伴う護床工自体の沈下に柔軟に対応する屈曲性と連結性を有すること。
- (2) 洪水時の土砂の流下に対する所定の摩耗性を有すること。
- (3) 河川における自然の土砂移動を極端に阻害しないような構造とすること。
- (4) 流水の作用に対して移動や転倒など不安定な状態とならないこと。

16.4 護床工の構造設計

16.4.1 護床ブロックの大きさ

護床ブロックは、流水力に抵抗し、安定している必要がある。1 個のブロックの大きさの目安は次式*2 で与える。なお、本算定式は、ブロックが置かれる床面が固い場合を条件として導出された理論式であり、現場条件及び施工条件に十分留意して、本式を適用すること。

$$W > 37.6A \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (16.4-1)$$

ここに、 W : ブロック 1 個の重量 (kN)

A : 流水が衝突する面積 (m²)

V : 流水がブロックに衝突するときの流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s²)

<ブロックの大きさを求める式 (16.4-1) の誘導>

1 個の物体に働く流水力 F は次式で示される。

$$F = \zeta A \rho g \frac{U^2}{2g} = \zeta W_0 A \frac{U^2}{2g} \dots\dots\dots (16.4-2)$$

ここに、 A : 流水が突き当たる面積

U : 流速

W_0 : 流体の単位体積重量 = ρg

ζ : 物体の形状によって異なる抵抗係数

一方、物体の抵抗力 R は物体の単位体積重量 W_s 、体積 V 、摩擦係数 f として次式とする。

$$R = f(W_s - W_0)V = f \frac{(W_s - W_0)}{W_s} W \dots\dots\dots (16.4-3)$$

ここに、 $W = W_s \cdot V$ = 物体の重量

物体が移動しないためには次式の成立が必要である。

$$F < R \dots\dots\dots (16.4-4)$$

これに、式 (16.4-2) と式 (16.4-3) を代入して次式を得る。

$$\zeta W_0 A \cdot \frac{U^2}{2g} < f \frac{(W_s - W_0)}{W_s} W \dots\dots\dots (16.4-5)$$

$$W > \frac{\zeta}{f} \cdot \frac{W_s}{(W_s/W_0) - 1} \cdot A \cdot \frac{U^2}{2g}$$

いま、 $\zeta = 1.1$ 、 $f = 0.5$ 、 $W_s = 23.0$ (kN/m³) とすれば、

$$W > 37.6A \frac{U^2}{2g} \dots\dots\dots (16.4-6)$$

$\zeta = 1.1$ は長方形を指す

*2 川合 亨：頭首工護床ブロックの大きさと施工についての試案、水と土、第 66 号。(1986)

一般に使用されている消波根固めブロックから頭首工に適しているブロックを選別し、次に示すような条件を総合的に検討して護床ブロックの形式を決定する。

- (1) 護床工全体の安定性（連続性）
- (2) 減勢効果と局所洗掘の防止
- (3) 屈曲性（沈下適応性）
- (4) 耐摩耗性
- (5) 吸出し作用の防止
- (6) 経済性
- (7) 施工性

なお、従来の河川工事におけるブロックの大きさは、河川勾配が 1/1,000 より緩やかなところで 19.6 (kN/個)、1/1,000～1/500 で 29.4 (kN/個)、1/500～1/200 で 39.2 (kN/個)、1/200 より急な河川で 49.0 (kN/個) のものが一般的に多く用いられている。しかし、頭首工の護床工上で露出射流が現れるところや、エプロンと接するところでは上記の値より大きなブロックが望ましい。

16.4.2 ブロックの連結及び吸出し防止

- (1) ブロックは、相互の連結性を有し、ブロック全体として流水に抵抗することが望ましく、特にブロック自身の構造によって連結性を確保することがよい。また、護床工末端位置は堰全体を通して同一であることが望ましい。やむを得ず不同とする場合は、施工長さを急変させないようにするか、隔壁を設ける等、流れの方向の左右でブロックの有無により起因する渦流を生じさせないように配慮する。
- (2) 流水による河床土砂の吸出しを防止するため、適切な工法を選択する。特に射流部においては、土砂の吸出しの危険が最も大きく、かつ流水の衝突力も大きいので、吸出し防止とブロックの移動防止に留意する。一般的な工法としては、ブロック設置面にはコンクリートの床を作り、また、常流区域との境界は隔壁を設けること等が考えられる（図-16.3-1 参照）。また、ブロックとブロックの間には、栗石等の中詰めを行う。

常流区間の土砂の吸出し防止策は、流速によって異なるが、ブロック設置面は現河床のままとし、ブロックとブロックの間に栗石等のフィルターを設けるか、あるいはブロック設置面に吸出し防止用のマットを設ける等の工法が考えられる。

下流ブロック末端は、局所洗掘によるブロックの移動を防止し、護床工の機能をより長時間維持するため、隔壁及び矢板工を施工する方法がある。

16.5 護床工の実施例(標準図)

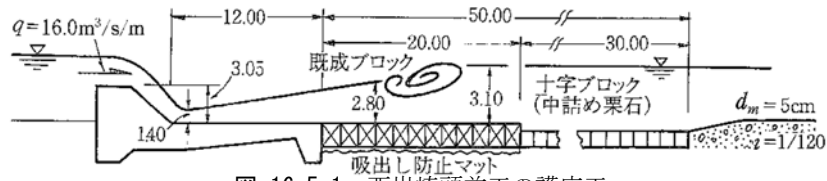


図-16.5-1 西岩崎頭首工の護床工

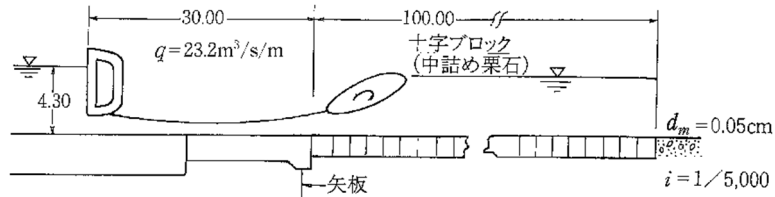


図-16.5-2 馬飼頭首工の護床工

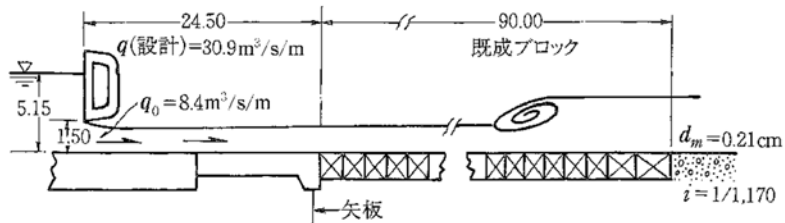


図-16.5-3 坂根合同堰の護床工



図-16.5-4 邑楽頭首工の護床工

16.6 護床工の設計計算例

(1) 計算条件

堰高 $D = 1.5 \text{ m}$ 、河川勾配 $i = 1/250$ 、平均粒径 $d_m = 5 \text{ cm}$ 、

最大単位幅流量 $q = Q/B = 28 \text{ m}^2/\text{s}$ （実際には河川の水位流量曲線の資料が必要）

(2) 基本となる数値

限界摩擦速度 $U_{*c}^2 = 80.9 d_m = 404.5 (\text{cm/s})^2$ （岩垣の簡易公式による）

平均粒径の移動限界水深 $h_3 = U_{*c}^2/gi = 103 \text{ cm}$

(3) 流れの性質

河川のフルード数 F_r は次式で概算する。

$$F_r = 9.82(\sqrt{i})^{0.933} - 300(\sqrt{i})^{3.5} = 0.73 \dots\dots\dots (16.6-1)$$

ここに、 $i = 0.004$

単位幅流量 q に対する水深 h_3 と粗度係数 n 値を概算する。

$$h_3 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gF_r^2}} \dots\dots\dots (16.6-2)$$

$$n_3 = h_3^{5/3} \cdot i^{1/2} / q$$

この2式を図示したものが、図-16.6-1 の $q \sim h_3$ 、 $q \sim n$ 曲線である。

この図から、平均粒径の移動限界水深 1.03 m に対する単位幅流量 q と、粗度係数 n 値は、それぞれ $2.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、 $n_3 \doteq 0.028$ と読み取ることができる。

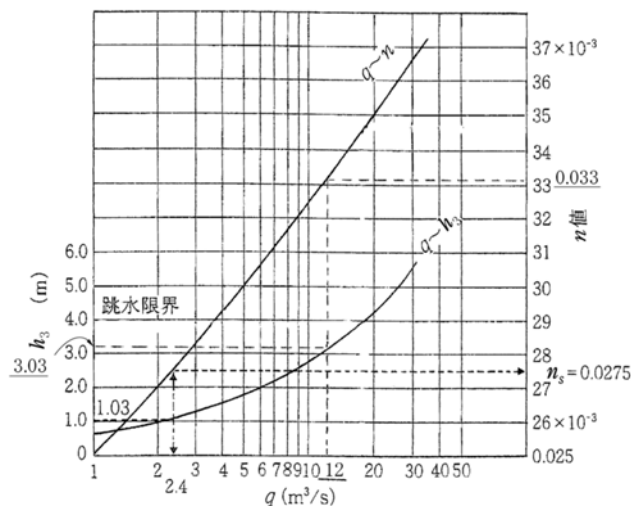


図-16.6-1 単位幅流量に対する水深と粗度係数の関係

次に、 $q \sim h_3$ の関係を $D = 1.5 \text{ m}$ の判定図表にプロットした結果は図-16.6-2 から、堰下流において露出射流が発生することが明らかであり、露出射流から跳水が発生すると予想される最大流量は $q \doteq 12.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ と読み取ることができる。この $12.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に対する下流水深 h_3 と粗度係数 n_f は図-16.6-1 から、それぞれ 3.03 m 、 0.033 と読み取ることができる。

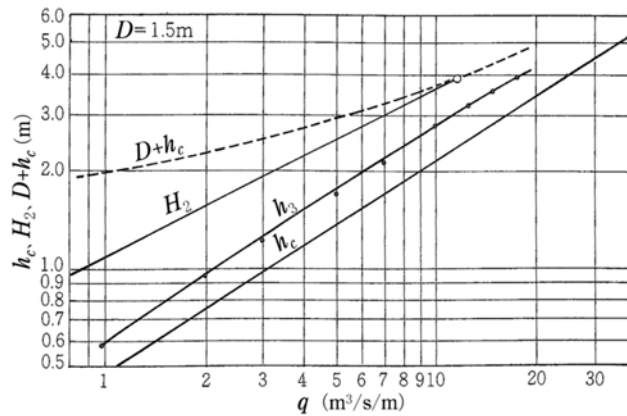


図-16.6-2 単位幅流量と水深との関係

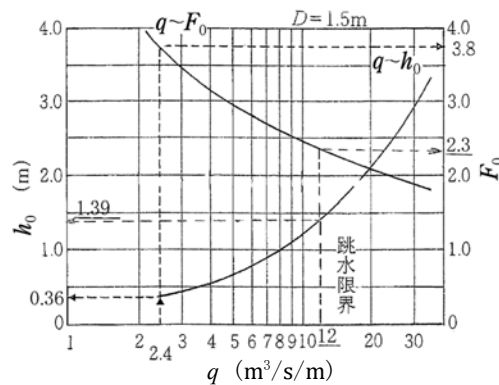


図-16.6-3 q 、 h_0 、 F_0 の関係

(4) 堰を落下する流れの性質

堰高 $D = 1.5 \text{ m}$ を落下した流れの堤址水深 h_0 、フルード数 F_0 は図-16.6-3 のとおりであり、単位幅流量に対するそれぞれの値は次のとおりである。

$$q = 2.4 \text{ (m}^3\text{/s)} \cdots \cdots h_0 = 0.36, F_0 = 3.8$$

$$q = 12.0 \text{ (m}^3\text{/s)} \cdots \cdots h_0 = 1.39, F_0 = 2.3$$

(5) 護床工下流側の水深 $H_2 (= h_3 + k)$ に対する上流側の共役水深

< H_1 の算定と護床工上の流況 >

$$h_3 = 1.03 \rightarrow H_2 = h_3 + k \text{ (平均粒径移動限界条件)}$$

$$h_3 = 3.03 \rightarrow H_2 = h_3 + k \text{ (露出射流が発生するうちの最大流量時の条件)}$$

< H_1 の計算式 >

$$H_1 = \frac{H_2}{2} \left(\sqrt{\frac{8q^2}{gH_2^3} + 1} - 1 \right) \cdots \cdots (16.6-3)$$

< 限界水深 (h_c) の計算式 >

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \cdots \cdots (16.6-4)$$

いま、ブロックの突起高さ $k = 0.5 \text{ m}$ として、それぞれの計算結果を示せば、

$$\begin{aligned} q = 2.4 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \cdots \cdots h_0 &= 0.36 \text{ m}, h_c = 0.84 \text{ m} \\ H_2 &= 1.53 \text{ m}, H_1 = 0.40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$q = 12.0 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \cdots \cdots \quad h_0 = 1.39 \text{ m}, h_c = 2.45 \text{ m}$$

$$H_2 = 3.53 \text{ m}, H_1 = 1.62 \text{ m}$$

<護床工上の流況>

$$q = 2.4 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \text{ のとき、} h_0 = 0.36 < H_1 = 0.40 < h_c = 0.84$$

実際上は、護床工上の突起高 $k = 0.5 \text{ m}$ を与えれば、直ちに流水の拡散が現れ、ほとんど露出射流が現れない。

$$q = 12 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \text{ のとき、} h_0 = 1.39 < H_1 = 1.62 < h_c = 2.45$$

突起高 $k = 0.5 \text{ m}$ としても、 h_0 は $1.39 \rightarrow 1.89 \text{ m}$ に急拡するが、 h_c より小さいため露出射流が発生する。

(6) 露出射流長さ ℓ_1

計算式は次のとおりである。

$$\ell_1 = \frac{1}{n_f^2} \left\{ \frac{3\alpha}{4g} (H_1^{4/3} - h_0^{4/3}) - \frac{3}{13q^2} (H_1^{13/3} - h_0^{1/3}) \right\} \cdots \cdots (16.6-5)$$

ここに、 $q = 12.0 \text{ (m}^3\text{/s/m)}$ 、 $n_f = 0.033$ 、 $H_1 = 1.62 \text{ m}$ 、 $h_0 = 1.39 \text{ m}$ 、 $\alpha = 1.1$ を代入する。

この結果、 $\ell = 21.4 \text{ m}$

(7) 露出射流区間のブロックの配列

$$\log_{10} \frac{S}{F} = \frac{1}{5.4} \left(\frac{H_m^{1/6}}{n_f \sqrt{g}} - 10.6 \log_{10} \frac{H_m}{k} + 5.47 \right) \cdots \cdots (16.6-6)$$

ここに、 $H_m = (h_0 + H_1)/2 = 1.51 \text{ m}$ $k = 0.5 \text{ m}$ とする。

$$\log_{10} \frac{S}{F} = 1.9907604 \quad \therefore \frac{S}{F} = 97.89 \cdots \cdots (16.6-7)$$

$F = k \cdot w = 0.5 \times 0.5 = 0.25$ とし、-16.3-2 の様式-1 を用いた場合は、 $S = 24.47$ から $S_1 = S_2 = \sqrt{2S} = 7.00 \text{ m}$ となる。

(8) 護床工下流側のブロックの配列

$$\log_{10} \frac{S}{F} = \frac{1}{5.4} \left(\frac{H_2^{1/6}}{n_s \sqrt{g}} - 10.6 \log_{10} \frac{H_2}{k} + 5.47 \right) \cdots \cdots (16.6-8)$$

ここに、 $H_2 = h_3 + k = 1.03 + 0.5 = 1.53 \text{ m}$ (平均粒径移動限界時の流量条件)

$n_s \doteq 0.028$ とする。

$$\log_{10} \frac{S}{F} = 2.3274 \cdots \cdots (16.6-9)$$

$$\therefore \frac{S}{F} = 212.5, F = k \cdot w = 0.5 \times 0.5 = 0.25$$

同様に、-16.3-2 の様式-1 を用いれば、 $S = 53.125$ から $S_1 = S_2 = \sqrt{2S} = 10.3 \text{ m}$ となる。

(9) 護床工下流側の長さ ℓ_2

ここでは、露出射流が発生するうちの最大流量条件における下流水深

$H_2 = h_3 + k = 3.03 + 0.5 = 3.53 \text{ m}$ の6倍を与える。

$$\therefore \ell_2 = 6 \times 3.53 = 21.2 \text{ m}$$

(10) 護床工全体の長さ L

$$L = \ell_1 + \ell_2 = 21.4 + 21.2 = 42.6 \text{ m}$$

16.7 その他の減勢工法

ここまで述べてきたエプロン・護床工で平面的に流水を減勢させる工法の外に、1960年頃まではエプロン内に設けた静水池、デフレクター、ノッチドシル、階段式落差工を用いた減勢工法で建設された頭首工があり、昭和42年制定の設計基準には、これらの記述があった。

しかし、頭首工の築造位置が土砂流が多い急流河川では、静水池形式のものはエプロンの摩耗を助長し、被災の原因となるものがあつた。このことは、同じ水理構造物の減勢工であってもダム之余水吐きや水路構造物と異なる点である。そこで、昭和53年の設計基準改定時には堰下流に静水池を設けて一挙にエネルギーを消去する水路のような考えには立たず、河床に平行に設けたエプロン・護床工で平面的にエネルギーを減勢していくこととしている。

以下に、多段落差工型減勢工、静水池型減勢工を紹介するが、これらの工法を採用する場合は、エプロンの摩耗などに十分注意する。

16.7.1 多段落差工に関する研究例

(1) 農林省農地局発行の設計基準「頭首工」(1952)*³においては次のとおり記述されている。

「堰堤の下流法を段状にするのは、越流水の水勢を減殺せんとする方法である。単に段状としたものと静水池として水褥を附したものとがある。この階段の高さ及び延長に関して Th. Rumelin は次の如く示している。

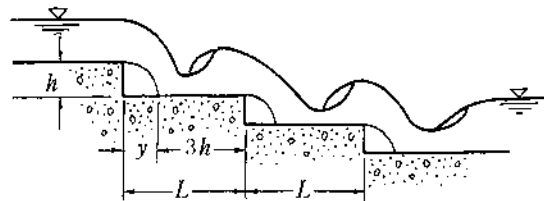


図-16.7-1 段状の場合

$$L = y + 3h \dots\dots\dots (16.7-1)$$

y = 落下水の位置、すなわち階段頂より落下下部曲線までの長さ

また、図-16.7-2 に示すような水褥のある階段堰に対して

$$L \geq 3h \quad t_{\min} = \frac{1}{4}h \dots\dots\dots (16.7-2)$$

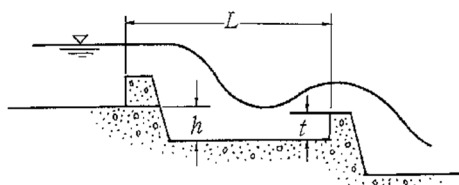


図-16.7-2 水褥のある階段堰*²

*³ 農林省農地局編：土地改良事業計画設計基準第3部第3編「頭首工」、p. 22. (1952)

しかし上記の2式は理論的なものではない。」

- (2) Press^{*4} は比較的小流量の場合に用いる、いわゆるカスケード方式の堰体の寸法の割合とその事例を図-16.7-3のように示している。

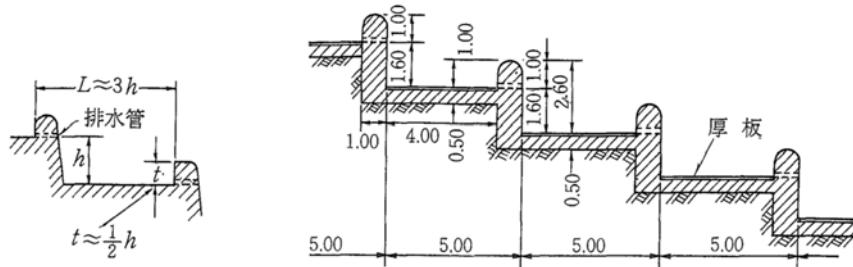


図-16.7-3 階段堰の寸法割合と実施例^{*3}

- (3) Sorensen^{*5}、Rajaratnam^{*6}、及び Christodoulou^{*7}は、重力式コンクリートダム洪水吐きにおいて、ダム下流斜面を鋸歯状に小ステップ（例えば、図-16.7-4）にした場合、下流端の減勢効果について述べている。

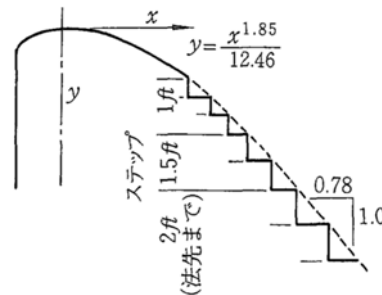


図-16.7-4 重力式ダムの斜面の階段式減勢工の例^{*4}

- (4) Vittal^{*8}は、フィルダム洪水吐きシュート部を階段状落差工にした設計（図-16.7-5）について、シュート下流端における減勢効果に関して、模型実験を通じて研究を行い、減勢効果の大きいことを示している。

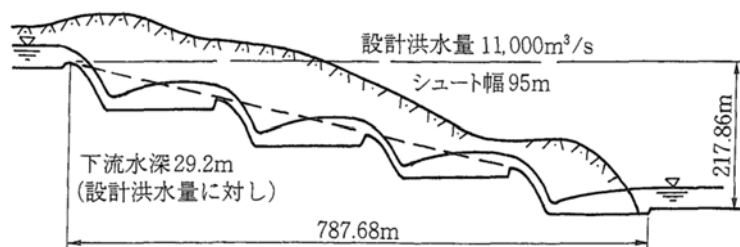


図-16.7-5 フィルダム洪水吐きシュート部を階段状減勢工とした例^{*7}

^{*4} H. Press: Stauanlagen und Wasserkraftwerke, III Teil, Wehre, Verlag Von Wilhelm Ernst & Sohn (1959)

^{*5} R. M Sorensen: Stepped Spillway Hydraulic Model Investigation, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12 (1985)

^{*6} N. Rajaratnam: Skimming flow in stepped Spillways, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 4, p. 587~591 (1990)

^{*7} G. C. Christodoulou: Energy Dissipation on Stepped Spillways, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 22, p. 644~650. (1992)

^{*8} N. Vittal and P. D. Porey: Design of Cascade Stilling Basins for High Dam Spillways, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 2 (1987)

- (5) また、水路の段落区間に波状の階段式落差工群を設けた場合（図-16.7-6）の減勢について Bretschneider 等^{*9}は、模型実験的研究を行い、その減勢効果を確認め、かつ、このような階段式曲線状落差工群は流れを美しく見せる水路景観創出に役立つことを述べている。

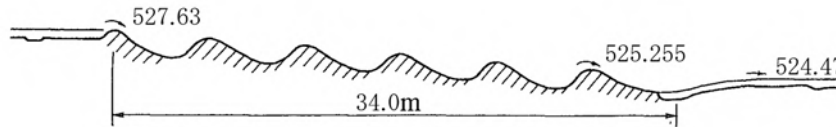


図-16.7-6 波状階段式落差工の例

- (6) 松下^{*10}は、多段落差工の減勢特性について理論的・実験的研究を行い、その減勢効果について論じている。
- (7) その他、アフリカのサヘル (Sahel) 諸地域には小流量の場合、鉄線蛇籠を段状に数段積み重ねた洪水吐きが多く用いられている。Peyros 等^{*11}は、その場合の減勢効果等について模型実験的に考察している。

16.7.2 静水池型減勢工を有する取水堰例

- (1) 静水池型減勢工は、エプロン上で跳水を発生させてエネルギーを減勢させる工法で、エンドシルやバップルピアなどの補助構造物を設置する場合がある。

跳水開始水深 h_1 の共役水深 h_2 は、フルード数 F_r を用いて次式で計算される。

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right)$$

このとき、減勢池の長さ L は、跳水長として次式で表される。

$$L = (4.5 \sim 6) h_2$$

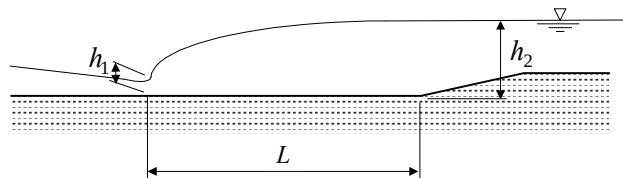


図-16.7-7 静水池型減勢工の減勢池の長さ

- (2) 跳水の位置は下流水位のおおきな変化によって大きく移動するので、これを確実に減勢工内に安定させるように設計する。

^{*9} H. Bretschneider und H. Geipert: Zum Entwurf von kaskadenförmigen solenstufen, Die Wasserwirtschaft, 66 Jahrgang, Heft 11 (1976)

^{*10} 松下 玄: 階段式落差工の減勢特性、農業土木学会誌、Vol. 53(2)、p. 145~149. (1985)

^{*11} L. Peyros, P. Royet and G. Degoutte: Flow and Energy Dissipation over Stepped Gabion Weirs, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE Vol. 118, No. 5, pp. 707~717 (1992)

(3) 静水池型減勢工の事例

新田原井堰（昭和 59 年竣工）

所在地 岡山県和気郡和気町

河川名 吉井川

取水量 $4.74 \text{ m}^3/\text{s}$

堰 長 220 m

堰 高 8.2 m

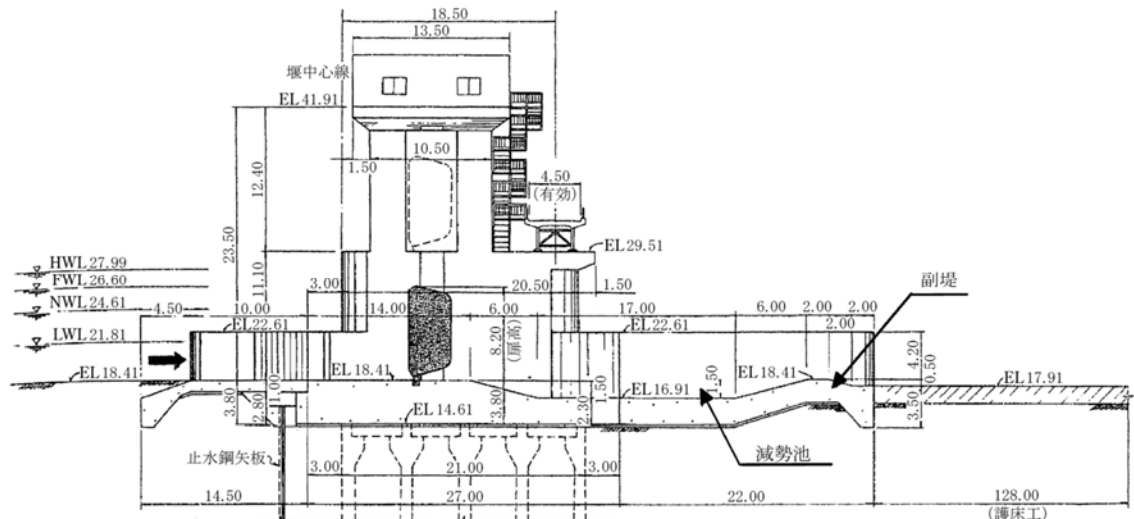


図-16.7-8 新田原井堰洪水吐き標準断面図

堰高が 8.2 m と高いため、下流エプロンに減勢池を設けて放流水の減勢を行う方式を採用している。

調節ゲート下段扉 1 門当たり $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時でも下流エプロン内で跳水が生じるように、減勢池敷高及び副堤の高さを決定している。また、ゲートの操作遅れ等で上流水位が上昇した状態でゲートを全開にした場合、放流水は下流副堤を越えて流下することが予想されるため、この場合護床工内で減勢できるよう護床工長を決定している。

16.7.3 階段式護床工の事例^{*12}

(1) 鈴鹿川第二頭首工（昭和 31 年竣工）（改修平成 3 年）

所在地 三重県鈴鹿市

地区名 鈴鹿川沿岸地区

河川名 鈴鹿川

取水量 $2.99 \text{ (m}^3/\text{s)}$

堰 長 161.6 m（固定堰：95.4 m、土砂吐き：66.2 m）

堰上高 0.82 m 上・下流勾配 1/500

^{*12} 菊岡武男・増井 正・荒木 覚：鈴鹿用水第二頭首工護床工改修の設計について、第 49 回農業土木学会京都支部研修発表会講演要旨（1992）

＜設置後の概要＞

三重県鈴鹿川の鈴鹿用水第二頭首工は、図-16.7-9の平面図に示すとおり、固定堰、洪水吐き、土砂吐き、魚道より成る。頭首工完成直後から下流の河床低下現象が続き、可動部（洪水吐き、土砂吐き）護床工は次第に損傷の程度が大きくなり、エプロン下流部に洗掘くぼみが大きく発達し、堰体に危険を与えるおそれが生じた。洗掘対策として、洗掘部を埋戻し、異形ブロック等による護床工が複数回施工されたが成功しなかった。

最終的に、固定堰部護床工も含めた護床工の全面改修を行うに際して、図-16.7-10のとおり、2段の落差工式による水叩き工が施工性を考慮した最適工法として設計施工された。水叩きの下流は長さ17.60mの護床工とし、そのうち4.60mは新設コンクリートブロックで、他は従前使用していた異形ブロックを配列した。

なお、2段落差工としたのは、2段の滝の流れを与え河川景観の向上にも役立つよう考えたものである。

この工事は平成3年に完了した。ちなみに、この部分の河川改修計画高はEL.11.53mである。

- (2) 河川構造物として階段式落差工により減勢を行う場合には、その立地条件、施工性、経済性、河川景観に与える影響等を総合的に考慮し、また階段式落差工を越える流れ及び下流の局所洗掘状況について、水理模型実験により最適の形状を見出すことが必要である。

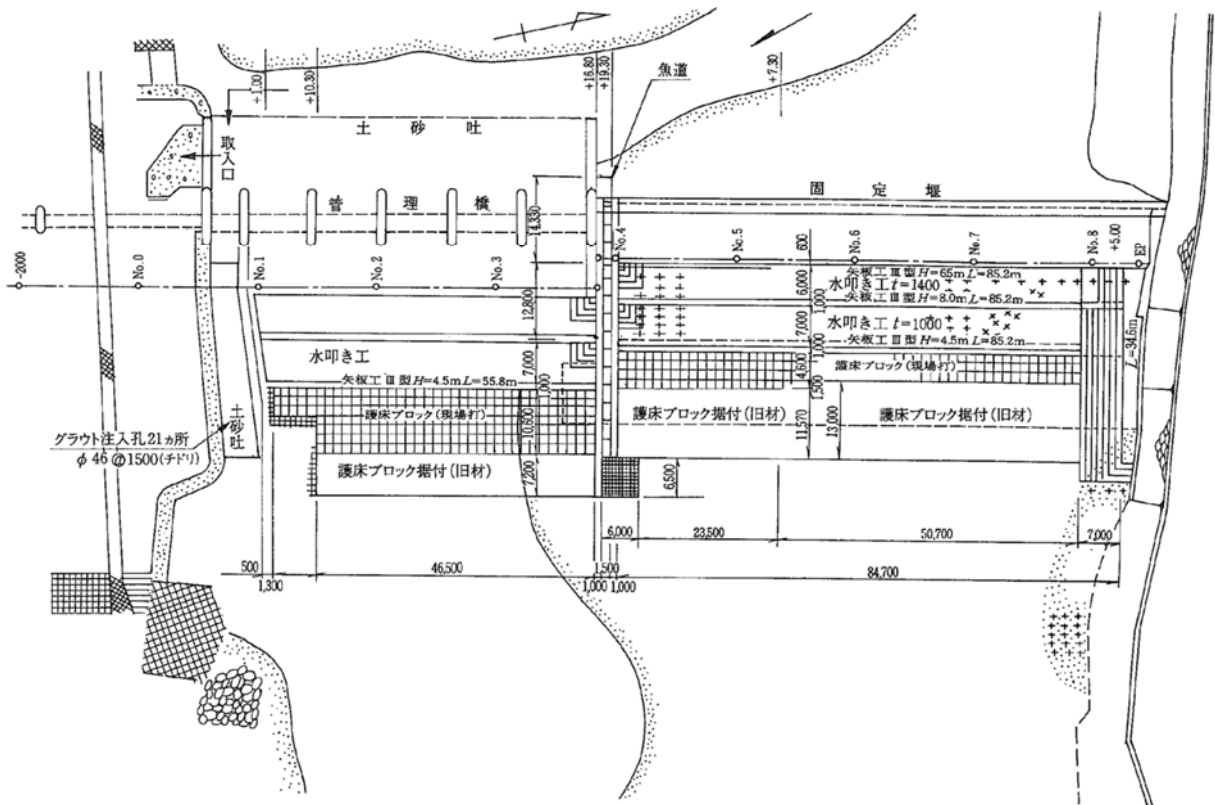
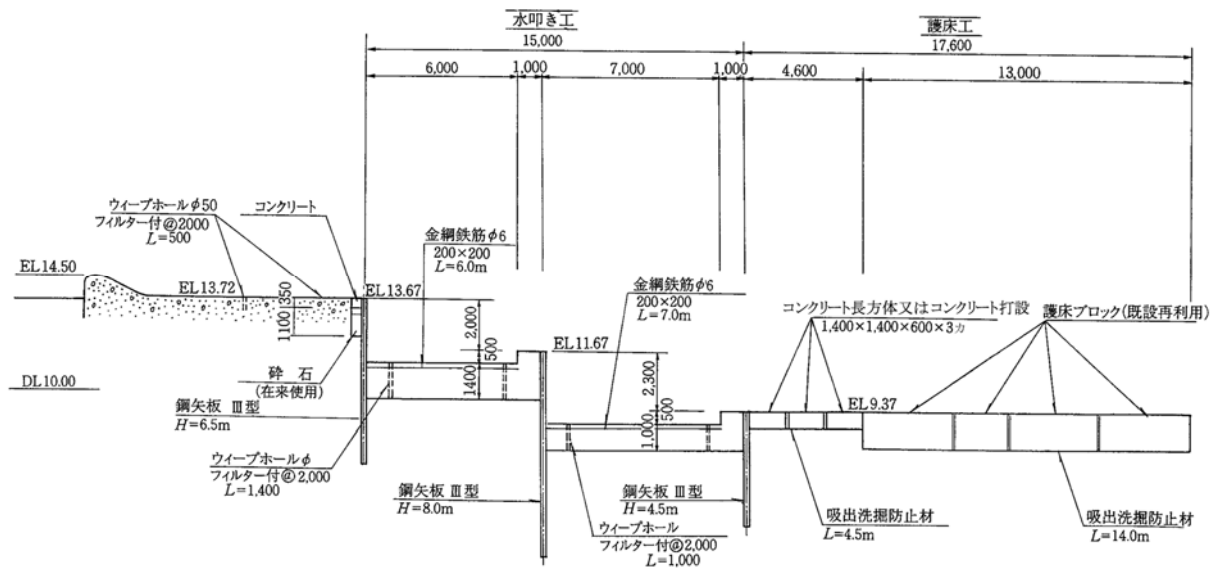


図-16.7-9 鈴鹿用水第二頭首工平面図

図-16.7-10 鈴鹿用水第二頭首工水叩き及び
護床工改修標準断面図（固定堰下流部）