

第 10 章 取入口の水理設計

関連条項[基準 7、運用 7-2、3]

[基準 9、運用 9-1、2]

取入口に求められる第一義的な機能は、かんがいに必要な用水量を河川から確実に取入れ、用水路へ導くことであるが、一般に河川はその流量が変動し、洪水時には、著しい土砂や浮遊物を運ぶものである。したがって、取入口として必要な機能には、取水量の調節が容易であること、土砂や浮遊物の流入を防止することが求められる。このため、取入口には、取水ゲート、制水ゲート、門柱、スクリーン、樋管(堤防横断暗きよ等)、取水庭、排砂口、計量施設等の附帯設備が設けられ、これらの施設の維持管理が容易であることも重要な要素となる。

ここでは、これらの取入口に求められる機能を満足する構造とするための、具体的な水理設計手法について解説する。

10.1 取入口の位置

自然取入れの場合は、ミオ筋が河岸に接して、十分水深が大きく流れが安定しているところで、しかも将来とも河川水位が設計取水位より低下しないことが絶対条件である。一般的に河川水位の低下が予想され、自然取入れに適した地点は少ない。しかし、河床に岩盤が露頭したり、下流に砂防堰堤等がある河床低下がない場合は、河道を十分検討して位置を定めることが必要である。

取水堰のある場合は、河川水位を取水堰によって調節するので、ミオ筋が河岸に接している地点を選定すればよい。一般には土砂吐きに接して設ける。

受益地が兩岸にある場合には、原則として片岸取入れとし、対岸には堤体内逆サイホン等で導水することが望ましい。しかし、緩流河川で、堰上げ水位が大きい場合は、兩岸に土砂吐きを設けて兩岸取水が可能な場合もある(例：遥拝頭首工、坂根合同堰)。

また、片岸は取水堰から取水し、対岸はミオ筋の安定した上流地点に取入口を設ける(自然取入れの場合と同様)特殊兩岸取水の場合もある(例：北空知頭首工、犬山頭首工)。

取入口の前面は、自然に形成されている河岸壁面と一致させなければならない。河岸壁面より突出させたり、また引込ませたりすることは、絶対に避けなければならない。これは突出させれば洪水による大きな破壊力を受ける。一方、引込ませれば、ここに流れの陰ができて洪水中に含まれている浮遊土砂の流入沈積を招くことになる。

10.2 取入口の形状設計

10.2.1 敷 高

自然取入れの敷高は、設計取水位より $0.4H$ (図-10.2-1(a)参照) 以内が望ましい。これは、一般に、河川の含砂量の鉛直分布は $0.6H$ 辺りから急増し、 $0.8H$ のところが最大とされているので、含砂量の少ない上方の水を取る(H は取入口前の河川の水深)。また、豊水時の河川水位は渇水時に比してかなり高いのが普通であるから、土砂の流入を防止するために上・下の二段ゲート方式をとり、常時の取水には、下段ゲートの上から越流させ、表面取水を行うなどの対策を採ることがある。

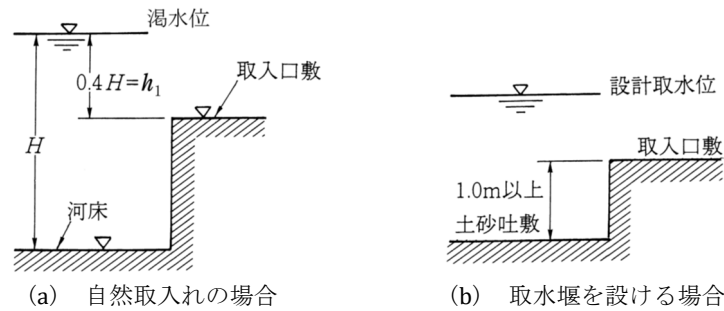


図-10.2-1 取入口敷高

一般に、取水堰を設ける場合の取入口敷高は、土砂吐き敷より 1.0m 以上あげて土砂の流入を防ぐ。また、河床から取入口敷までの高さは、最大洪水深の 1 / 6 以上とすることも一つの目安である。これは洪水時に河床に形成される堆砂高の限界値を考慮したものである。また、取入口敷高は土砂吐き導流壁高と同じか、若しくはこれ以上の標高にすることが望ましい。しかし、土砂吐きの幅が取入口の幅より大きい場合には、このことはあまり問題にはならない。

10.2.2 取入れ流速

一般に、取入口の流入流速は 0.6～1.0 m/s 程度を標準とする。

取水時の接近流速（取入口上流側河川内の流速）を 0.4 m/s 以下とすることによって、農業水路に流入して有害となる粒径 0.30mm 以上の土砂の流入を防止できる。従って、流入流速を大きくとれば、取入口の断面は小さくなる一方、土砂が流入しやすくなる。また、水中植物の繁茂が懸念される水路の最小許容流速は 0.70m/s 程度とされている。以上のようなことから、流入流速は 0.6～1.0m/s 程度が標準的な範囲である。

10.2.3 取入れ幅

取入れ幅は取入口敷高、設計取水位、流入流速を与えることにより式 (10.2-1) で求められる。

$$B = \frac{Q}{h_1 V} \dots \dots \dots (10.2-1)$$

ここに、 B : 取入れ幅 (m)

Q : 設計取水量 (m^3/s)

h_1 : 流入水深 (設計取水位－敷高標高) (m)

V : 流入流速 (m/s)

求めた幅が大きい場合は、ゲートの縦横比や取水管理等を考慮して適当な門数に分ける。堰柱の形状は、流速による縮流をできるだけ小さくし、その損失水頭を小さくするよう考慮する。

10.2.4 スクリーン

一般に制水門の直前に取り付け、浮遊物の除去が容易であるように 1 : 0.3 程度に傾斜させ、上端部は丸味をつけ、かつ熊手などの先端が横ケタに引っかからないよう取り付ける (図-10.2-2 参照)。

なお、傾斜した区間でごみが滞留する場合には、擁壁面に直角に取り付けるなどの工夫が必要である。

また、魚類が水路内に流入するのを防ぐため、塵よけスクリーンの他にフィッシュスクリーンを

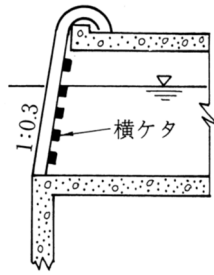


図-10.2-2 スクリーン

設けることがあるが、この場合は塵よけスクリーンの後部につける。近年、取水口以降の水路形式に管水路が多用され、かつ中小規模の頭首工においては管理人の常駐が困難な状況になりつつあり、浮遊物の確実な除去への要望がより強くなっている。自動除塵機等は水路内に設置されるのが一般的であるが、頭首工の計画・調査時に一体施設として考えておくことも必要である。

10.2.5 取水庭

取水庭は、取入口から導水路入口までの間の流入した水流を滑らかに整えるために設ける漸縮の取付部で、導流壁を設けて偏流を避けるようにすることが多い。取水庭が高水敷部でオープンになっている場合は、洪水時に土砂や流木の堆積が生じ、撤去に多大な労力と費用を必要とする事例がある。これらを防ぐとともに高水敷部の流れを乱さないためにも暗きょ構造とすることが望ましい。

10.3 取入口の流入量

取入口の流入型式を水理学的にみた場合、①越流式、②孔口式の2通りがある(図-10.3-1 参照)。

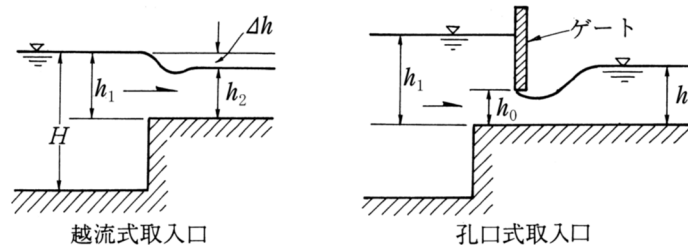


図-10.3-1 取入口の型式

10.3.1 越流式取入口

この場合の流入量計算は、越流の状態が通常潜り堰であるから、式(10.3-1)を用いる。

$$Q = m(B - n \cdot k \cdot h_1) h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad \dots\dots\dots (10.3-1)$$

ここに、 Q : 流入量 (m^3/s)

m : 損失水頭の係数で取入口のように段のある場合の流入損失係数は、0.8～0.85 位^{*1} (ただし、土砂吐き導流壁等の影響がある場合は更に小さくなる)

^{*1} 川合 亨：頭首工の水理設計に関する研究(Ⅱ)、農業土木試験場報告、No. 9 (1971)

- n : 取水口の数×2
 k : 水口の形状に伴う係数で堰柱の前面が半円形か突円形るとき 0.02～0.04
 B : 取入口の流入全幅 (m)
 h_1 : 取入口敷高から測った河川の水深 (m)
 h_2 : 取入口の水深 (m)
 g : 重力の加速度 (m/s^2)

もし、

$$h_2 < \frac{2}{3} \left(h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.3-2)$$

のときは完全越流の公式による。

10.3.2 孔口式取入口

取水時における土砂流入防止の観点から表面取水方式が一般的であるが、渇水時から平水時には表面取水方式とし、豊水期に孔口式取入れとなるよう設計する場合がある（自然取入れ方式であって二段ゲートとするとときと同じ）。

孔口式にすると流量の増大はゲート上流側水深の平方根に比例するため、越流式よりも感度が鈍い利点がある。孔口式において、ゲート下流水深が流入量に影響しない場合について、その計算式を示せば、式（10.3-3）のとおりである。

$$Q = m \cdot B \cdot h_0 \sqrt{2g \left(h_1 - \frac{h_0}{2} \right)} \dots\dots\dots (10.3-3)$$

- ここに、 Q : 流入量 (m^3/s)
 m : 係数で 0.62～0.66（設計は、 $m = 0.65$ 位として、完成後実測により係数を定めておけばよい）
 h_0 : ゲートの開度 (m)
 B : 取入口の流入幅 (m)
 h_1 : 取入口敷高から測った河川の水深 (m)
 g : 重力の加速度 (m/s^2)

10.4 取入口の水位計算

取入口の水位計算は、設計取水位を求めることを目的として行う。この場合の計算は用水路起点の水位を既知として、次に掲げる各種損失水頭のうち必要な物をそれぞれ計算し、これらを用水路起点の水位に加える。この場合の流量は設計取水量とする。

損失水頭には、①流入によるもの、②段によるもの、③堰柱によるもの、④スクリーンによるもの、⑤摩擦によるもの、⑥断面急拡あるいは漸拡によるもの、⑦断面急縮あるいは漸縮によるもの、⑧湾曲によるもの、⑨取水量制御のためのゲート等の損失（設定水位制御等に必要損失水頭）、⑩計量のための損失（堰式流量計などで限界流を発生させるための必要落差を損失水頭として計上）等がある。

取入口の水位計算の順序は、

- (1) 設計取水量を既知として取入口の形状をあらかじめ概定する。
- (2) この形状に基づいて各損失水頭を計算する。
- (3) 各損失水頭の合計を用水路起点水位に加えて取水水位を概定し、取入口の細部設計を行い、再度損失水頭の検算を行う。

10.4.1 流入による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_e = h_e + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = f_e \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.4-1)$$

ここに、 Δh_e : 流入による水位変化量 (m)

h_e : 流入損失水頭 (m)

f_e : 流入損失係数

V_1 : 流入前の断面の平均流速 (m/s)

V_2 : 流入後の断面の平均流速 (m/s)

流入損失係数 f_e は流入口の平面形状によって決まる (図-10.4-1 参照)。流入前の断面の平均流速 V_1 の影響は、頭首工の場合は無視してよい。

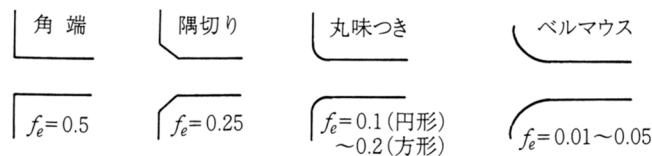


図-10.4-1 流入口の形状と流入損失係数

10.4.2 段による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_c = h_c + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = f_c \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-2)$$

ここに、 Δh_c : 段による水位変化量 (m)

h_c : 段による損失水頭 (m)

f_c : 段による損失係数

V_1 : 流入前の断面の平均流速 (m/s)

V_2 : 流入後の断面の平均流速 (m/s)

段による損失係数 f_c は、流入前の通水断面積 A_1 (m²) と流入後の通水断面積の A_2 (m²) との比によって決まる (表-10.4-1 参照)。

ここで、流入前後の通水断面積は、 $A_1 = B \cdot H_1$ 、 $A_2 = B \cdot H_2$ として求める。

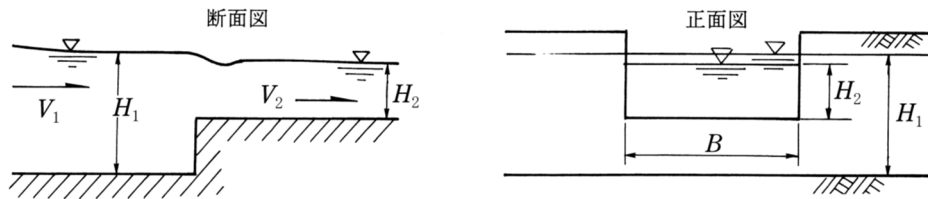


図-10.4-2 段による水位変化

表-10.4-1 段による損失係数

A_1 / A_2	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	(1.0)
f_c	0.50	0.50	0.49	0.49	0.46	0.43	0.38	0.29	0.18	0.07	(0)

また、段落ちによる損失水頭及び水位変化量は、式 (10.4-3) 及び式 (10.4-4) で求める。

$$\Delta h_t = h_t + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots \dots \dots (10.4-3)$$

$$\frac{h_t}{h_2} = f \left(F_{r2}, \frac{\Delta Z}{h_2} \right) \dots \dots \dots (10.4-4)$$

ここに、 Δh_t : 段落ちによる水位変化量 (m)

h_t : 段落ちによる損失水頭 (m)

ΔZ : 段落ち高 (m)

F_{r2} : 下流断面 2 におけるフルード数

h_2 : 下流断面 2 における水深 (m)

V_1 : 段落ち前の平均流速 (m/s)

V_2 : 段落ち後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

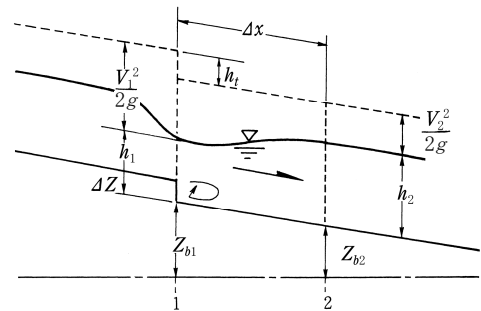


図-10.4-3 段落ちの水流

段落ちによる損失水頭 h_t は式 (10.4-4) のように F_{r2} 、 $\Delta Z / h_2$ の関数で表され、図-10.4-4 で求められる。

また、与えられた $\Delta Z / h_2$ に対して、 F_{r2} がある限界を超えると段落ち点が支配断面になる。図-10.4-5 がこの限界条件 (a 曲線は急な段落ち、b 曲線は緩やかな段落ちに対する条件) で、曲線より下の領域が支配断面の生じない、すなわち式 (10.4-4) が成立する範囲である。なお、下流断面 2 は段落ち地点から $30 \cdot \Delta Z$ のところにとる。

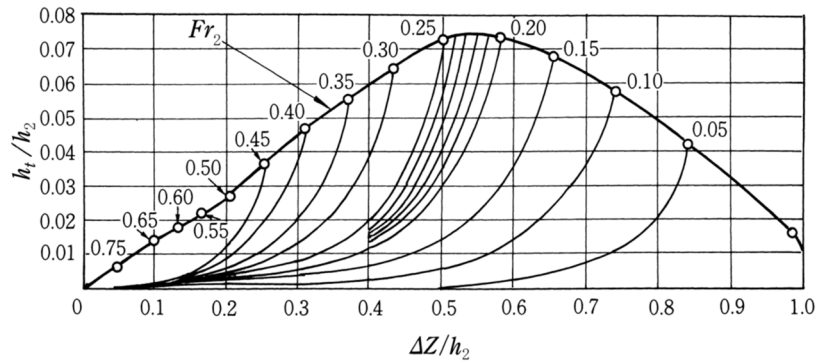


図-10.4-4 段落ちの全損失水頭 h_t の計算図

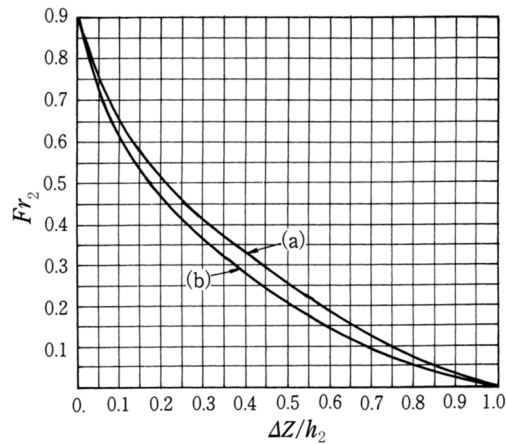


図-10.4-5 段落ち点が支配断面になる限界条件

10.4.3 堰柱による水位変化量

ドオブュイッソン (D'Aubuisson) の公式を使用する。

$$\Delta h_p = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{c^2 b_2^2 (H_1 - \Delta h_p)^2} - \frac{1}{b_1^2 H_1^2} \right) \dots\dots\dots (10.4-5)$$

ここに、 Δh_p : 堰柱による水位変化量 (m)

Q : 流量 (m³/s)

c : 堰柱の平面形状によって定まる係数 (表-10.4-2 参照)

b_1 : 堰柱上流側の水路幅 (m)

$b_2 = b_1 - \sum t$: 水路幅から堰柱幅の総計を控除した幅 (m)

t : 堰柱 1 基の幅 (m)

H_1 : 堰柱上流側の水深 (m)

式 (10.4-5) は両辺に Δh_p を含んでいるので、試算を行って Δh_p を求める。

表-10.4-2 堰柱の平面形状による係数 c の値

b_2/b_1	注) 0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
前後端部直角	0.96	1.02	1.02	1.00	0.97
前後端部半円形	0.99	1.13	1.20	1.26	1.31

注) $b_2/b_1=0.9$ については、少し大きめの数値であるので注意する。

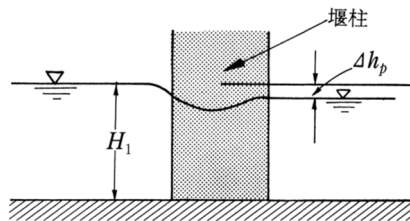


図-10.4-6 堰柱による水位変化

10.4.4 スクリーンによる損失水頭及び水位変化量

(1) 維持管理と損失水頭

スクリーンによる損失水頭は、図-10.4-7 に示すような、ごみの付着やバーの汚れなどにより増大する。これに対し、スクリーンの水理設計とは、維持管理によってスクリーン損失をいかなる範囲に抑制できるか、を見積もることである。特に、頭首工の取入口は水源河川に接しているため、ごみの付着は避けられない。ある事例では、ごみの付着を考慮しない場合のスクリーンロスの計算値 1 cm に対し、スクリーンの前後に約 1 m の水位差が生じている^{*2}。損失水頭を過小に見積もると、施設の維持管理が困難なものになってしまう。

水源河川を流下するごみの質・量を把握するためには、同一河川にある水利施設の調査が有効である。また、施設改修の場合には、旧施設での状況の聞き取りが可能である。これらの調査により、水理計算のもととなる情報が得られる。

水源河川のごみに関する情報が不十分であるからといって、ごみの付着を考慮しない水理計算を行ってはならない。このような場合には、経験値^{*3}を採用する方法もある。

ごみの付着や汚れを考慮した損失水頭をとると、地形上の制約により施設の配置が困難となる場合には、除塵機能を強化して対応すべきであろう。

*2 野崎伸也：愛知用水・豊川用水における水路施設管理からみた設計上の問題点について、水と土 10、p. 51～59. (1972)

*3 アメリカ開拓局設計基準^{*4}では、計算式を示しながらも、「スクリーンを超える流速が 1.0、1.5、2.0 ft/s のとき、それぞれ 0.1、0.3、0.5 ft 程度の損失水頭を見込む」としている。また、文献^{*5}では、ポンプ場に設置されるスクリーンに適用する損失水頭として、機械による除塵を行うとき 0.1～0.15 m、人力による除塵を行うとき 0.3 m を示している。

*4 アメリカ開拓局：Design Standard No. 3, Canals and Related Structures, Paragraph 2-25d (1967)

*5 (社)農業土木事業協会：Pumping Station Engineering Handbook, p. 260. (1991)

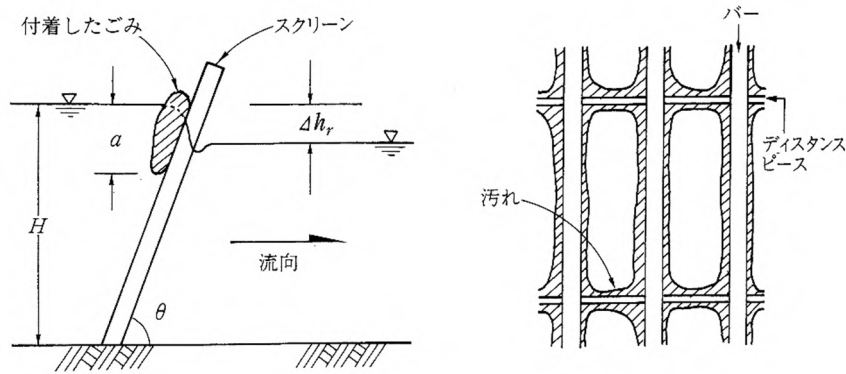


図-10.4-7 ごみの付着と汚れ

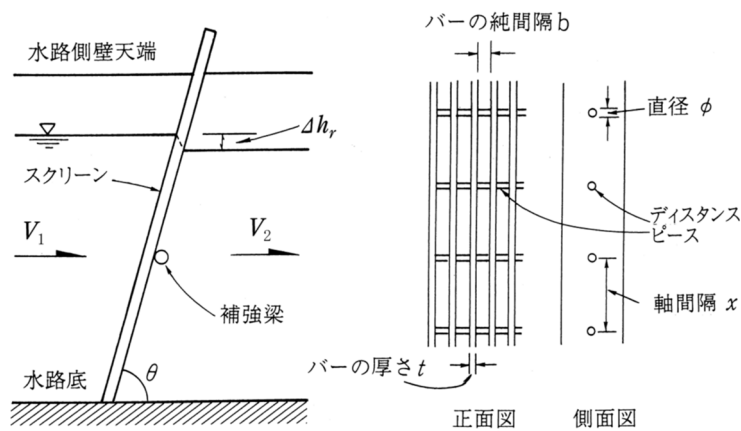


図-10.4-8 スクリーン略図

(2) 計算による決定法^{*6}

ア 取入口のスクリーン

頭首工取入口のスクリーンの損失水頭は、図-10.4-7 のようなごみの付着を考慮し、式(10.4-6) 及び式(10.4-7) により求めることができる^{*9} (記号は図-10.4-7、図-10.4-8 参照)。

$$\Delta h_r = h_r + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = f_r \frac{V_1^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots \dots \dots (10.4-6)$$

$$f_r = 6.69 \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \exp \left(0.074 \gamma_w \frac{a}{H} \right) \dots \dots \dots (10.4-7)$$

ここに、 Δh_r : スクリーンによる水位変化量 (m)

h_r : スクリーンによる損失水頭 (m)

V_1 : スクリーン上流側での平均流速 (m/s)

V_2 : スクリーン下流側での平均流速 (m/s)

^{*6} 近年、農業用水路への設置例がみられる V 字型スクリーンについては、文献^{*7、*8} に特徴や損失水頭が述べられている。

^{*7} 菊岡武男：V 字型バーを有する緩傾斜式スクリーンについて、近畿農政局土地改良技術事務所技術速報 21、p. 86～95. (1985)

^{*8} 榊原正典・大久保捨雄：セミクロズド管水路の水管理と節水化対策、農土誌 55(11)、p. 11～16. (1987)

^{*9} 鈴木光剛・豊田 勝・三沢真一：ゴミ混入流の特性とスクリーンロスについて、農土誌 46(2)、p. 87～92. (1978)

- g : 重力の加速度 (m/s^2)
 f_r : スクリーンによる損失係数
 a : ごみの付着高さ (m)
 H : スクリーン上流側の水深 (m)
 γ_w : 湿潤ごみの単位体積重量 (kg/m^3) *10
 θ : スクリーンの傾斜角 ($^\circ$)
 t : スクリーンのバーの厚さ (m)
 b : スクリーンのバーの目の大きさ (純間隔, m)

式 (10.4-7) は、長方形断面のバーからなり、ディスタンスピースを有するスクリーンでの実験から求められたものである。 a の値は、堰頂標高等に影響を与えるので、設置場所のごみの量 (近傍の実績など) 及び除塵計画などから決定することが望ましい。調査により a を決定できない場合には、スクリーンの管理なども含め a/H を 0.1 程度とする。

ごみの付着だけでなく、汚れの影響が大きいことも予想される場合には、経験値を参考にして損失水頭を決定することができる。このとき、その設計損失水頭で管理できるよう除塵方法を検討することが必要である。

イ ごみの付着が無視できる場合

次のような場合に限り、スクリーンへの浮遊ごみの付着は無視できる。

- (ア) スクリーンの除塵装置が常に連続運転され、確実に除塵できる場合
- (イ) 上流に除塵施設があり、ごみの流下がごく少ない場合

このとき、スクリーンの損失水頭の計算式は、Kirschmer の示した式 (10.4-8) *11 により計算できる *12。また、バーの汚れとディスタンスピースの影響は、式 (10.4-8) をもとにした式 (10.4-9) により考慮できる *13。

$$h_r = \beta \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \cdot \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-8)$$

$$\begin{aligned}
 h_r &= K \cdot f_r \cdot \frac{V_1^2}{2g} = K \cdot (f_b + f_d) \cdot \frac{V_1^2}{2g} \\
 &= K \left\{ \beta \cdot \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} + \left(0.715 \frac{t}{b} + 0.030 \right) \frac{\phi^{1.90}}{x \sin \theta} \right\} \cdot \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-9)
 \end{aligned}$$

ここに、 f_b : バーのみによる損失係数

f_d : ディスタンスピースのみによる損失係数

K : 汚れ係数

β : スクリーンのバーの断面形状による係数 (図-10.4-9 参照)

*10 新川右岸排水機場及び新井郷川排水機場の実測結果は 200 kg/m^3 である。

*11 O. Kirschmer: Untersuchungen über den Gefällsverlust an Rechen. Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. 1, p. 21~41. (1926)

*12 スクリーンによる損失水頭の計算式は、Kirschmer のほかにも Fellenius の式や Spangler の式などがある。これらについては、文献 *14 に紹介されている。

*13 中村和正・島崎昌彦・吉野秀雄: スクリーンの損失水頭の設計値と実態の相違について—ディスタンスピースの影響の算定と汚れ係数の導入—、農工研技報、No. 189, p. 45~54. (1994)

*14 Ven Te Chow (石原竹籐次郎訳): 開水路の水理学Ⅱ、丸善、p. 470~471. (1962)

x : ディスタンスピースの軸間隔 (mm)

ϕ : ディスタンスピースの直径 (mm)

汚れ係数には、標準的に $K=3$ が示されている^{*15} が、除塵機で除去できない部分に藻や泥の付着が進み、これを上回る K ($=10\sim20$) が測定された例^{*16} もある。汚れの状態は、それぞれの水源により大きく異なるので、近傍の類似のスクリーンの実態を参考にすることが望ましい。

なお、文献^{*17} には、汚れの影響を考慮する別の方法が示されている。これは、汚れの付着により、バーの純間隔 b が Δb だけ減少し、厚さ t が Δt だけ増加したとして、式 (10.4-8) の t 、 b に $t+\Delta t$ 、 $b-\Delta b$ をそれぞれ代入する方法である。

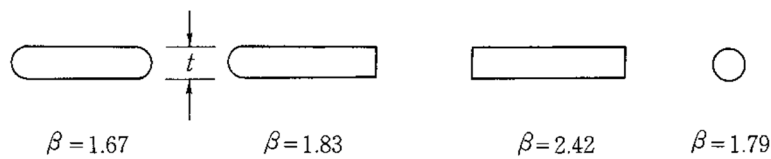


図-10.4-9 スクリーンのバーの断面形状による係数

(3) その他の注意点

計算によって、スクリーンによる損失水頭を求める場合には以下の点に注意が必要である。

ア 水深が大きいところでは、スクリーンの面全体を支持するために図-10.4-8 のように補強梁が設けられる。これによる損失水頭は無視できないとされ、補強梁 1 本当たりの損失水頭を求めるために、式 (10.4-10) が示されている^{*18}。

$$h_b = (0.203D + 0.208) \cdot V_1^{3.04} \quad (\text{ただし、} h_b < D \text{ の範囲で適用}) \dots\dots\dots (10.4-10)$$

ここに、 h_b : 補強梁による損失水頭 (m)

D : 補強梁の直径 (m)

イ スクリーンが自動除塵機能を有する場合に、水路底部に待機するレーキや補助スクリーンが、実通水断面を縮小してしまうことがある。また、取入口直上流の河床部に堆積した塵芥（石礫や古タイヤなど）がこれと同様の作用をすることがある。このような条件は損失水頭を増大させる原因となり、 V_1 を決めるときには注意が必要な場合がある^{*15}。

10.4.5 摩擦による損失水頭

計算区間で断面変化がある場合の区間 L における摩擦損失水頭は、式 (10.4-11) により計算する。

$$h_f = \frac{Q^2 L}{2} \left(\frac{n_1^2}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{n_2^2}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right) = \frac{L}{2} \left(\frac{n_1^2 V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \dots\dots\dots (10.4-11)$$

^{*15} 土木学会：水力公式集（昭和 38 年増補改訂版）、p. 147. (1963)

^{*16} 中村和正・吉野秀雄・島崎昌彦・櫻井 實：開水路中の除塵施設の水力計算の留意事項と維持管理、農土誌 61(2)、p. 13～18. (1993)

^{*17} 千秋信一：発電水力演習、学献社、p. 95. (1969)

^{*18} 榎原正典・大久保捨雄：開水路用除じんバースクリーンの水力特性 ―セミクローズドパイプラインの水管理と節水化対策 (Ⅷ)―、第 45 回農土学会京都支部要旨集、p. 192～193. (1988)

ここに、 h_f : 摩擦による損失水頭 (m)

Q : 流量 (m^3/s)

L : 水路区間長 (m)

n : 粗度係数

R : 径深 (m)

A : 通水断面積 (m^2)

V : 平均流速 (m/s)

ただし、 n 、 R 、 A 及び V の添字 1、2 は当該区間の始点、終点を示す。

断面変化がなく、同一断面の場合の区間 L における摩擦損失水頭は、式 (10. 4-12) により計算する。

$$h_f = \frac{2gn^2}{R^{1/3}} \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (10. 4-12)$$

ここに、 h_f : 摩擦による損失水頭 (m)

n : 粗度係数 (コンクリート水路の場合、 $n = 0.014 \sim 0.015$)

V : 平均流速 (m/s)

L : 水路の長さ (m)

R : 径深 (m)

また、長い水路において等流状態が成立するとみなしうる場合は、摩擦による損失水頭は次のように表される。

$$h_f = I \cdot L \quad (I : \text{水路勾配、} L : \text{水路延長})$$

10. 4. 6 断面急拡による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_{se} = h_{se} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = h_e + h_f + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10. 4-13)$$

$$h_e = f_e \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10. 4-14)$$

$$h_f = \frac{n^2 \ell}{2} \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \dots\dots\dots (10. 4-15)$$

ここに、 Δh_{se} : 断面急拡による水位変化量 (m)

h_{se} : 断面急拡による損失水頭 (m)

h_e : 急拡幅による形状損失水頭 (m)

h_f : 断面 1、2 間の摩擦損失水頭 (m)

f_e : 急拡幅による形状損失係数

(図-10. 4-11 参照)

V_1 : 断面急拡前の平均流速 (m/s)

V_2 : 断面急拡後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

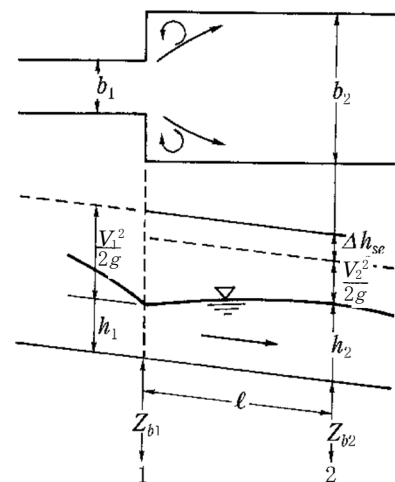


図-10. 4-10 断面急拡部の水

- R_1 : 断面急拡前の径深 (m)
 R_2 : 断面急拡後の径深 (m)
 n : 粗度係数
 ℓ : 断面 1、2 間の距離 (m)

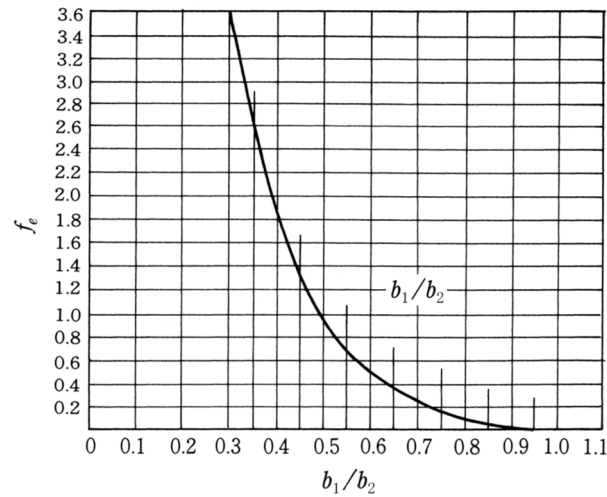


図-10. 4-11 急拡幅による形状損失係数

急拡幅による形状損失係数 f_e は急拡前後の水路幅の比 b_1/b_2 によって決まる(図-10. 4-11 参照)。
 与えられた b_1/b_2 に対してフルード数 $Fr_2 = V_2 / \sqrt{gh_2}$ の値がある程度を超えると、急拡幅地点の水深は限界水深になり支配断面が生ずる。

図-10. 4-12 の各曲線の上側の領域は、常流状態しか現れない常流遷移領域であるが、下側の領域では急拡幅地点が支配断面になり、下流に射流が生ずる射流遷移領域である。図-10. 4-11 の f_e は常流遷移領域に対するものである。

なお、断面 1、2 の距離は、 $\ell \doteq 30(b_2 - b_1)$ 程度とするとよい。

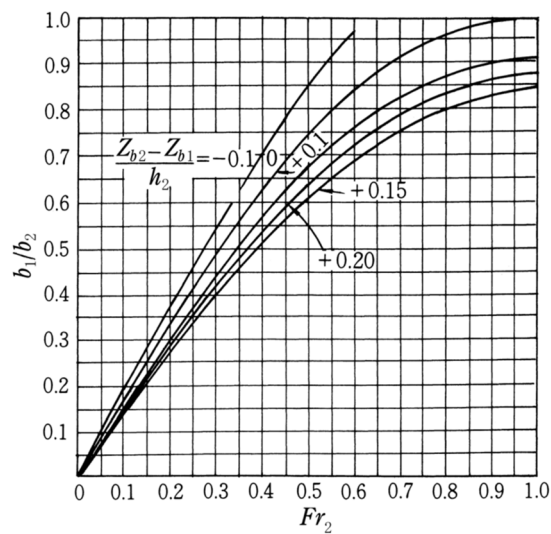


図-10. 4-12 急拡幅地点が支配断面になる限界条件

10.4.7 断面漸拡による損失水頭

$$h_{ge} = f_{ge} \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = f_{ge} \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = f_{ge} f_{se} \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-16)$$

ここに、 h_{ge} : 漸拡による損失水頭 (m)

f_{ge} : 漸拡損失係数 (図-10.4-13 参照)

f_{se} : 急拡損失係数 (表-10.4-3 参照)

V_1 : 漸拡前の平均流速 (m/s)

V_2 : 漸拡後の平均流速 (m/s)

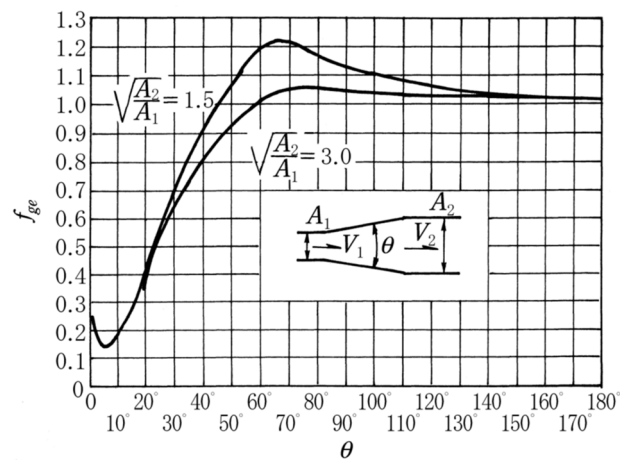


図-10.4-13 漸拡損失係数

表-10.4-3 急拡損失係数

A_1 / A_2	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	(1.0)
f_{se}	1.0	0.81	0.64	0.49	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01	(0)

10.4.8 断面急縮による損失水頭及び水位変化量

$$\Delta h_{sc} = h_{sc} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = h_c + h_f + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.4-17)$$

$$h_c = f_c \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (10.4-18)$$

$$h_f = \frac{n^2 \ell}{2} \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \dots\dots\dots (10.4-19)$$

ここに、 Δh_{sc} : 断面急縮による水位変化量 (m)

h_{sc} : 断面急縮による損失水頭 (m)

h_c : 急縮幅による形状損失水頭 (m)

h_f : 断面急縮前後の区間における摩擦損失水頭 (m)

f_c : 急縮幅による形状損失係数 (図-10.4-15 参照)

V_1 : 断面急縮前の平均流速 (m/s)

V_2 : 断面急縮後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s²)

R_1 : 断面急縮前の径深 (m)

R_2 : 断面急縮後の径深 (m)

n : 粗度係数

ℓ : 急縮前後断面間の距離 (m)

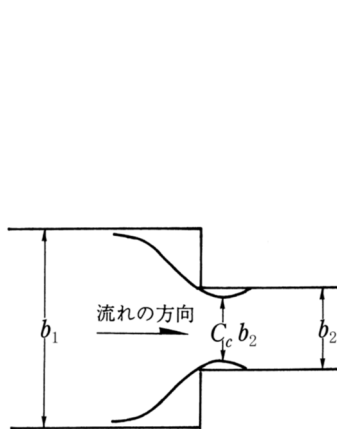


図-10.4-14 断面急縮部

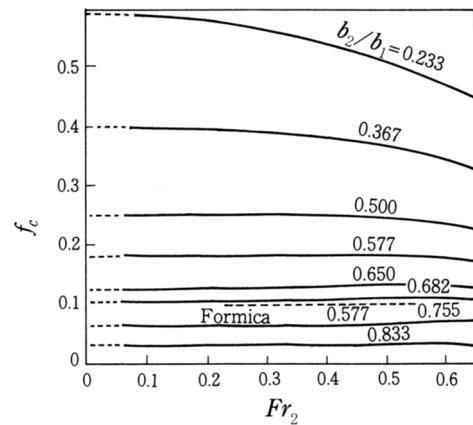


図-10.4-15 急縮部のエネルギーの損失

断面急縮幅による形状損失係数 f_c は、フルード数 Fr_2 及び急縮前後の水路幅の比 b_2/b_1 によって決まる (図-10.4-15 参照)。

急縮部における遷移状態の判定は図-10.4-16 で行う。図-10.4-15 の f_c 全領域に対して適用できるものである。なお、図-10.4-14 の C_c は収縮係数で、図-10.4-16 で決められる。

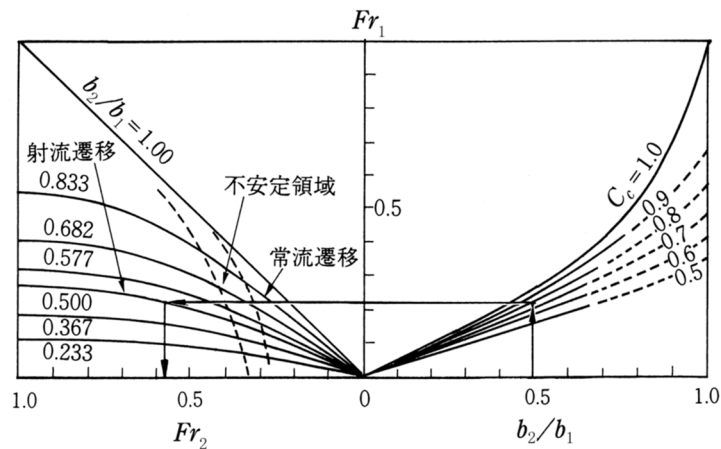


図-10.4-16 急縮部の遷移 (開水路)

10.4.9 断面漸縮による損失水頭

$$h_{qc} = h_c + h_f = f_{qc} \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + I_m \cdot L \quad \dots\dots\dots (10.4-20)$$

$$\Delta h_{qc} = h_{qc} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (10.4-21)$$

ここに、 h_{qc} : 漸縮による損失水頭 (m)

h_c : トランジションの漸縮による損失水頭 (m)

h_f : トランジションの区間 L における摩擦損失水頭 (m)

Δh_{qc} : 漸縮による水位変化量 (m)

V_1 : 漸縮前の平均流速 (m/s)

V_2 : 漸縮後の平均流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s²)

I_m : トランジションの区間 L の平均エネルギー勾配 $I_m = \frac{I_1 + I_2}{2}$

I_1 、 I_2 : トランジション前後のエネルギー勾配

L : トランジションの長さ (m)

f_{qc} : 漸縮による損失係数

(f_{qc} の値はトランジションの形状によって異なり表-10.4-4 にサイホン、暗きよ及びトンネルの出入口に設置するトランジションにおける損失係数を例示する)

ただし、

$$L = \frac{B-b}{2} \cot \theta \quad \dots\dots\dots (10.4-22)$$

L : オープントランジションの長さ (m)

B : 開水路の水面幅 (m)

b : クローズドトランジション又は暗きよ、フルームの水面幅 (m)

θ : 漸縮角 (°) (一般に、漸縮角は 10° 以下とする)

表-10.4-4 の値は、サイホン、トンネル、暗きよの流積がこれらに接続する上下流の開水路の流積より相当小さく、流入側(入口)では漸縮、流出側(出口)では漸拡となる場合の実験値である。なお本実験では、オープントランジションの長さは側壁と水路中心線とのなす角度 θ が 12°30' となるようにとられた。

また、この取付角度がこれよりも大きくなると漸拡による水頭損失は急激に増加するとされている。

表-10.4-4 オープントランジションの各形状における漸縮及び漸拡による損失係数

オープントランジションの形状変化の状態		漸縮係数 f_{qc}	漸拡係数 f_{qe}
直線形	長方形断面の幅を狭めながら移行させ、その端部で長方形開口部と接続する場合	0.10	0.20
直線形	長方形断面の幅を狭めながら移行させ、その端部にクローズドトランジションを設けるか、又はオープントランジションにフィレットを設けて滑らかに円形開口部と接続する場合	0.20	0.30
台形直線形	台形断面と長方形断面との間をねじった壁面で移行させ、その端部で長方形開口部と接続する場合	0.20	0.30
台形直線形	台形断面と長方形断面との間をねじった壁面で移行させ、その端部にクローズドトランジションを設けるか、又はオープントランジションにフィレットを設けて滑らかに円形開口部と接続する場合	0.30	0.40
台形屈曲形	台形断面と長方形断面との間を屈曲した壁面で移行させ、その端部で長方形開口部に接続する場合	0.30	0.50
台形屈曲形	台形断面と長方形断面との間を屈曲した壁面で移行させ、その端部で円形開口部に接続する場合	0.40	0.70

10.4.10 湾曲による水位変化量

ブジネスクーラメイヤー (Boussinesq-Lahmeyer) の式によると、次のとおりである。

$$\frac{I}{I_0} = 1 + \frac{3}{4} \sqrt{\frac{b}{R}} \dots\dots\dots (10.4-23)$$

ここに、 I_0 : 底面勾配

b : 流路幅 (m)

I : 水面勾配

R : 曲率半径 (m)

$$\Delta h_b = L(I - I_0) \dots\dots\dots (10.4-24)$$

ここに、 Δh_b : 湾曲による水位変化量 (m)

L : 湾曲部の中心距離 (m)