

河道の水理設計技術

－ 水際設計のための水理学 －

Hydraulic Design Method of The River Course

－ Hydraulics for Riparian Design －

福岡 捷 二

Shoji FUKUOKA

1 水際の水理とその活用

1.1 河道水際の水理

河道には、河岸があつて初めて水が流れることが出来る。したがつて、河川にとって河岸はきわめて重要な役割を果たす。大河川の中央部は、河岸から離れているため中央部の流れと土砂移動は、河岸からほとんど影響を受けない。洪水時には、河道の中央の流速が早く土砂の移動は連続的で活発である。河川の高水流量や高水位を議論するときには、河道中央付近の水理量は重要であり、河川の断面全体でみた流量、水位、流速の評価を行なう必要がある。

一方、河岸付近では、その地形及び水際の特徴から、流れや土砂の移動は、河道の平面形や、河岸の局所的な線形、植生等の影響を受けやすい。このため、河道中央に比して流れの三次元性は強く、土砂移動の連続性は弱い。特に、川幅規模で規程される流れや土砂輸送現象は、河岸際で特に特異で顕著になる。それらは、蛇行部や湾曲部での二次流及び深掘れの発生であり、交互砂州による河岸際での水衝部や洗掘の発生などに見られる。このため河岸際で、河床の洗掘や変動は大きくなる傾向がある。

このような河岸際の水理現象は、河道を特徴付けるものであり、この特徴を活かした川づくりと河川管理の視点が求められている。河岸に流れが集中し、洗掘力の大きい水衝部がどこに発生するかは、河道の平面形、横断面形、洪水の規模等によって異なる。したがつて、河道や水際の設計を行うに際しては、対象とする河道の平面形、横断面形とそれに対する流れの集中や発散、河床変動を引き起こす掃流力の大きさとその分布及び土砂輸送について十分な理解が必要となる。

このためには、河道の平面形、横断面形等に対応する流れ・土砂輸送¹⁾とそれに伴う河床・河岸の変動機構²⁾を理解し、基礎原理のもとづく河岸際の流れ、土砂輸送とそこで起こっている種々の水理事象を総合的に判断できることが求められる。

1.2 水際設計の考え方

河道計画の基本として、豊かな河川環境を目指した多自然型川づくりが行なわれ、水際における治水、環境機能の向上に貢献しているが、洪水が発生したとき河岸際での流れの集中、水衝部の発生によって河岸保護工が被災するケースも見られる。被災を受ける主要な理由は河道特性との関係で洪水流の流下機構を十分把握していないために、洪水流の外力を正しく評価できないこと、また、洪水外力に対し採用した多自然型工法の耐力が十分評価しえていないこと、結果として工法が適切でなかった場合が多い。特に、不規則な横断面及び平面形が連なる河道に対する洪水流の水理現象の理解が不十分であることが大きな原因と考えられる。

水際の計画・設計にあたっては、水理学視点に基づく考え方が基礎になければならない。多自然型工事を含む河川事業を実施するときには、地先の流れや河床変動、河岸の洗掘状況だけでなく当該工事区間を含む上流、下流の河道形状に起因する洪水時の流れと河床変動を十分に調べ、水理学に基づく解釈とこれを配慮

した工法を選び、施工することが大切である。

この際に、水際に存在している木本や草本植生を自然豊かな河岸保護工として利用することを積極的に行いたい。水際に存在している種々の木本や草本植生は、河川の生態系システムの中で重要な役割を果たしており、これらを保全し、可能な限り、水際保護工として活用する技術を作り上げていくことが、治水と環境の調和した川づくりで必要なことである。

2 河川植生を活かした水際設計

河川の最も重要な役割は洪水流を河道によって安全に流下させ、人命や資産を守ることにある。近年、人々が社会資本整備に求めることは、その機能とともにやさしさ、快適さ美しさである。都市にあつては河川が数少ない自然豊かな空間であるところから、治水事業にも自然環境との調和が求められている。

従来の治水事業は機能性を重視しすぎたために、河川が本来持っている自然機能を生かしきれなかった面がある。これは国民の生命、財産を災害から守ることが最優先され、また洪水に対する安全性との兼ね合いでどのような外力条件、河道条件であれば多自然型川づくりによって安全性が確保できるのかを判断できる技術の蓄積が乏しかったことによる。

河道内に存在する木本・草本等の植生は河川の持つ自然性を表す代表的な指標である。また、植生は、生物の生息空間、景観など河川環境の保全に重要な役割を果たしており、河川に対する人間の働きかけが大きくなるほど河道内植生群の重要性は増大する。

本文は河川に存在している植生を河川環境の視点のみならず、自然の材料として河岸や堤防保護など治水対策に活用していくための河川技術について述べる^{3), 4), 5), 6), 7)}。

2.1 ヨシ原の洪水時の変形・倒伏と粗度係数^{8), 9), 10)}

ヨシ原は、河川の中下流部の高水敷や中州に一般的に見られ、群生している。平常時には鳥・小動物や昆虫等の生息空間を提供し、かつ川らしい景観を与える。一方、洪水時にはヨシの群生は、流水に対する抵抗要素となり、洪水位を上昇させる。

高水敷上にヨシ等の背の高い草本類が繁茂している場合、計画規模の洪水流下時における草本類の挙動とこれに対する流れの粗度係数、及び流下能力を評価することはきわめて重要である。

これまで高水敷の粗度係数はそこに存在する植生の高さに影響されるものと考え、洪水観測データから水深と植生高の比と粗度係数の関係が示されている¹⁰⁾。この植生高さは直立しているときの高さであり、洪水時の流れに対応する植生のたわみや倒伏の状況は考慮されていない。ヨシのような背の高い草本類が倒伏しないとなると、ヨシの流下阻害が顕著となり、粗度係数は大きな値として評価されることになる。しかし、大洪水時には流量の増大に伴い、ヨシは直立状態からたわみ、さらには倒伏することになると考えられる。建設省土木研究所は¹¹⁾、摩擦速度によって洪水時における草本の状態を直立、わたみ、倒伏の3つに分類し、それぞれの状態における水深と植生高の比と粗度係数との関係を示している。しかし、この植生高も直立時のものであり、洪水時の植生の挙動を考慮したものとはなっていない。また水深／植生高が小さい領域のデータは十分に得られていない。したがって、ヨシのように植生高の大きな草本類の密生した高水敷における洪水時の粗度係数の適切な評価方法の確立が求められている。芦田川におけるオギ原に通水した現地実験が行なわれており、貴重なデータが得られているが、実験水路が単断面で水路全体がオギ原で覆われている流れについてのものではあった¹²⁾。ヨシ原は複断面河道の高水敷上に群生することが多いことから、高水敷のヨシの挙動と粗度係数の関係、ヨシの状態に対応する低水路と高水敷の境界混合を考慮することも求められる^{13), 14)}。

本節では、六角川の高水敷上に、繁茂したヨシをそのまま有する実験水路を製作し、ヨシ原を有する複断面水路における洪水時の流れを再現し、その流速分布、ヨシの挙動と粗度係数、水面形の関係を明らかにす

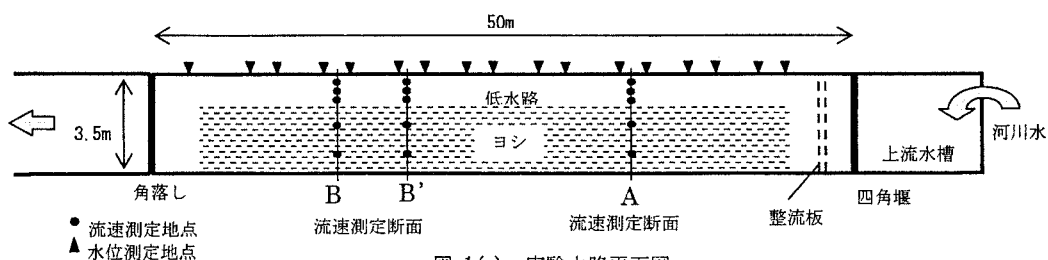


図-1(a) 実験水路平面図

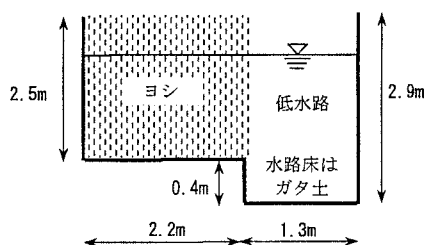


図-1(b) 実験水路横断面図

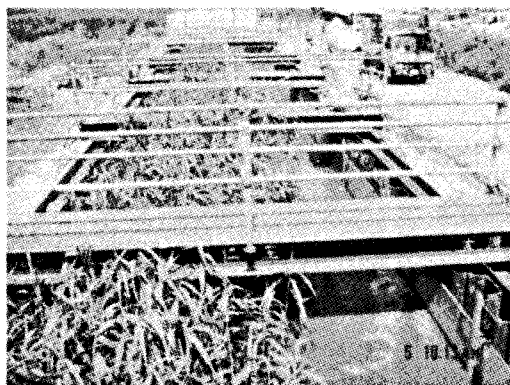


写真-1 実験水路とヨシの状況

表-1 実験条件とヨシの状況

ケース	流量 (m³/s)	下流端 角 落 し 高 (m)	低水路 平均 水深 (m)	流速測定断面のヨシの状況と平均流速（流速:m/s）						備考
				断面 A			断面 B			
				状態	高水敷 平均流 速	低水路 平均流 速	状態	高水敷 平均流 速	低水路 平均流速	
1	0.91	1.4	2.1	直立	0.06	0.15	直立	0.06	0.14	
2	1.78	1.4	2.3	直立	0.10	0.25	直立	0.09	0.23	
3	2.33	1.4	2.3	一部倒伏	0.16	0.29	直立	0.11	0.27	
4	3.13	1.4	2.5	倒伏	0.38	0.56	直立	0.12	0.35	
5	3.70	1.4	2.5	倒伏	0.30	0.42	たわみ	0.16	0.39	
6	3.42	1.2	2.3	倒伏	0.44	0.66	直立	0.18	0.44	
7	3.15	1.5	2.6	倒伏	0.36	0.52	たわみ	0.13	0.30	断面 B'
8	2.68	0.8	1.8	たわみ	0.45	0.71	直立	0.21	0.44	断面 B'
9	3.91	1.2	2.4	倒伏	0.41	0.61	たわみ	0.25	0.86	

るとともに洪水時のヨシの倒伏領域推定方法および流下能力評価方法について示している¹⁵⁾。

(a) 六角川洪水流実験によるヨシの挙動と粗度係数の算定¹⁵⁾

六角川 10.2k 左岸高水敷上に水路長さ 50m, 幅 3.5m, 高さ 2.9m の直線水路を製作しヨシの挙動と粗度係数算定のための通水実験を行った。水路は高水敷上のヨシの繁茂状態を保ち、その周りに矢板を打ち込み側壁に合板をはり付け製作された。通水は排水ポンプ車によって河川水を汲み上げ行なわれた。実験水路の概要は図-1(a), (b)に実験水路とヨシの状況を写真-1 に示す。横断面形はヨシが繁茂した高水敷部分とヨシのない低水路からなる複断面形状をなしている。六角川の高水敷計画水深が約 2m でヨシの繁茂高が 2~3m であることを考慮して水路深さを 2.5m, 低水路床はヨシ部の水路床から 0.4m 低く、水路床勾配はほぼ水平である。水路内のヨシの密生度は縦断的に多少のばらつきがみられるが、水路上・下流端を除けば 90~120 本/ m^2 である。ヨシの高さは約 3.0m, 茎径は根元付近で約 1cm, 1 番下の葉までの高さは約 2.0m, ヨシ

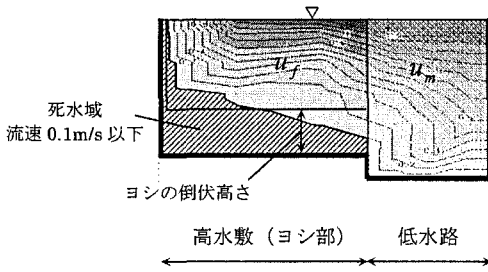


図-2 死水域, ヨシ倒伏高さの設定

1本あたりの葉の枚数は約10枚, 葉の長さおよび幅はそれぞれ40~50cm, 4cm前後である。

実験方法は, 流量, 水深を変化させ, 横断面内流速分布, 水面形, ヨシの挙動を測定している。流量は稼動ポンプ台数により制御している。実験は表-1に示す条件で9ケース行っており, 最大流量 $Q=3.91\text{m}^3/\text{s}$ である。横断面内の流速測定は, 図-1(a)に示した断面A, Bの2断面において, 低水路は15点, 高水敷上8点の計測を行っている。水位測定は, 縦断的に約2.5m間隔の17断面で実施している。ヨシの挙動はビデオカメラを用いた撮影により記録している。

ヨシは通水開始直後の水深が小さい時には直立したままであるが, 流量が増大し水深, 流速の増大とともに上流からたわみ, そして徐々に倒伏していく。通水中水没し倒伏したヨシは, 通水時間が長くないため水が排水されると再び起立する。したがって, 各実験ケース開始時のヨシの条件はほぼ同様となっている。下流区間のヨシは, 直立しているか, たわみ状態となっている。ここで, たわみ状態とは水面から上に突出していないが, 水面付近でなびいている状況が確認できるものとし, 倒伏状態は水没し水路の上から見えない状態を表している。

断面内の流速測定結果から低水路部, 高水敷部それぞれの流量を算出した。高水敷では, 図-2に示すように0.1m/s以下の流速部分は死水域をみなし, 死水域を除いた流水部分の面積で高水敷流量を除して算出している。図-3は高水敷における水深と平均流速の関係を示している。ヨシの倒伏の高さは, 高水敷上における死水域を除く流水部分面積をその水面幅で除した流水部分高さをヨシ部の水深から差し引くことによって求めている。図-3から高水敷全幅に亘りヨシが倒伏するのは高水敷水深が2m以上, ヨシ上の流速が0.4m/sであることがわかる。ヨシの葉は概ね高水敷から2m以上の高さに存在していることから, 葉のついている高さまで水深が上昇しないとヨシは倒伏せずヨシの倒伏高さは高水敷地盤高より概ね0.7~0.8mとなる。

高水敷にヨシ原を有する水路の粗度係数の計算には, 樹木のある河道の準二次元解析法が用いられる。粗度係数は, 低水路部分と高水敷部分の境界で見かけのせん断力を考慮した釣り合い式, 式(1), (2)からヨシのない低水路部分とヨシが繁茂している高水敷部分について値を算出している^{13), 14)}。

$$\rho g A_f I = -\rho f (u_f - u_m)^2 S_w + \rho g R_f \frac{n_f^2 u_f^2}{R_f^{4/3}} \quad (1)$$

$$\rho g A_m I = \rho f (u_f - u_m)^2 S_w + \rho g R_m \frac{n_m^2 u_m^2}{R_m^{4/3}} \quad (2)$$

低水路, 高水敷それぞれの平均流速は, 流速分布から求めた低水路, 高水敷それぞれの流量を用い, それ

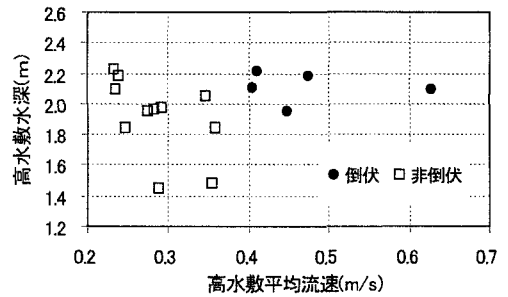


図-3 高水敷上の水深と平均流速の関係

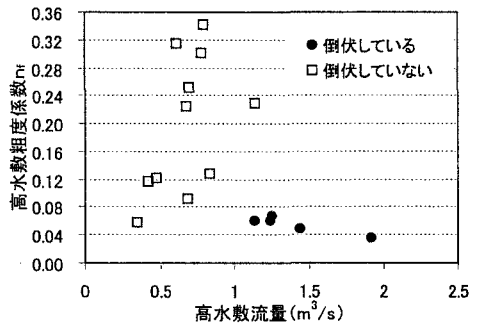


図-4 高水敷における粗度係数と流量の関係

それぞれの流水断面で除して求めている（図-2）。このとき、水面勾配は各流速測定断面付近の水面勾配を用いている。低水路と高水敷の間のせん断力に関する境界混合係数 f は既往研究成果¹⁴⁾ から低水路幅と水路幅の比により $f=0.17$ を採用している。

図-4 は高水敷上の流量と高水敷粗度係数の関係を示している。ヨシが倒伏していない場合には倒伏している場合に比べて高水敷上の流量は小さく、粗度係数 n_f は概ね 0.10 以上となっている。高水敷流量が増大し、ヨシ上水深が大きくなり、水路全幅のヨシが倒伏すると、概ね $n_f=0.05$ の値をとる。この値はオギ原の倒伏したときの粗度係数と同じである¹²⁾。

(b) ヨシ原の倒伏領域と倒伏流量の推算¹⁵⁾

ヨシを有する区間の流水部分の断面面積は、水深や流速によって変化する。ヨシが直立した状態では流水阻

害の程度が大きい。ひとたびヨシが倒伏すれば流水断面面積が増大し流下能力も増す。ここではヨシの挙動を考慮した流水断面形状を用いることによって水面形の再現とヨシの倒伏段囲について検討する。流速分布図をもとに断面内死水域の設定および逆算粗度係数を算出できるのは流速測定を実施している2断面のみである。不等流計算により水面形を求めるためには、流速測定断面以外の区間において流水断面形状および粗度係数を与える必要がある。ここでは、次のように設定した。ヨシが倒伏している区間には、ヨシが倒伏している上流側流速測定断面 A の流水断面形状および逆算粗度係数を与えている。ヨシが倒伏していない区間では、ヨシが倒伏していない下流側流速測定断面 B の断面内流速分布図と通水中のヨシの状態から流水断面形状を推定して与える。すなわち、実験におけるヨシの状態と断面内流速分布図の関係は、図-5 に示すようにヨシが立っている区間では、低水路と高水敷とで流速差が大きくなり、等流速線は鉛直方向に延びる傾向を示す。実験結果より、流速分布の水面付近流速が約 0.3m/s の位置を境にヨシが水面上に出ている部分と水没している部分に概ね区分できることが明らかとなった。このことから、ヨシが立っている区間ではヨシが水面上に見える部分（直立、たわみ）と水没部分（倒伏）の境目の位置の表面流速が 0.3m/s となるように、流速測定断面の高水敷上流速分布の等流速線の左岸側壁からの横断方向距離を同比率で修正した流速分布により各断面の流水断面形状を推定することとした。計算区間はヨシが繁茂している区間とし、基礎式は断面内を低水路と高水敷に分割する準二次元不等流式、式(3)を用い、計算^{12), 13), 14)}を行う。

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{gA} \cdot \frac{d}{dx} \left(\int u^2 dA \right) + \frac{dH}{dx} + \frac{T_r}{\rho g A} &= 0 \\ \frac{T_r}{\rho g A} &= \frac{1}{\rho g A} \sum_i \left\{ \frac{\rho g n_i^2 u_i^2 S_{bi}}{R_i^{1/3}} + \sum_{j,i} \left(\rho f u_i^2 S_{wji} \right) \right\} \\ \int u^2 dA &= \beta \sum_i (u_i^2 A_i) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

境界混合係数 f は粗度係数逆算時と同様に $f=0.17$ を用いている。ヨシの直立状態と倒伏状態の境界で流水はヨシから力を受けているが、この境界位置の縦断変化は緩やかであるとして本文ではこの力を無視している。

洪水時におけるヨシの倒伏、非倒伏の範囲の把握は流下能力算定の上で重要である。ここでは不等流計算によって高水敷上のヨシの倒伏領域の推定方法とこの方法を用いて実験水路を対象に全ヨシが倒伏に至る流量を推算する。

高水敷上のヨシは図-6 に示すように低水路側から水没、倒伏し、倒伏領域は徐々に堤防側へ広がっていく。倒伏するか否かの検討は、倒伏領域を考慮した流水断面形状を設定し、準二次元不等流計算による水深と流

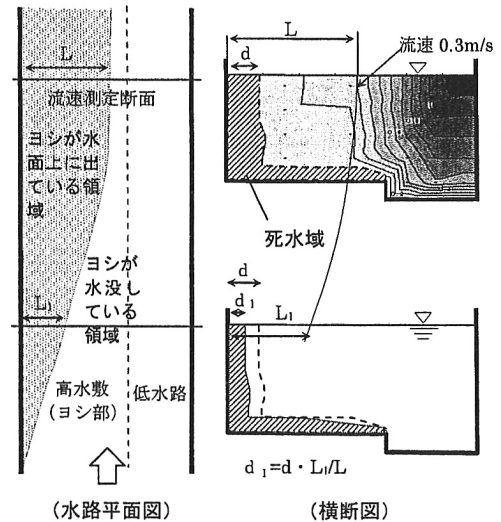


図-5 不等流計算断面の設定

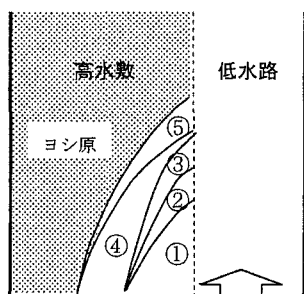


図-6 ヨシの倒伏領域の拡大過程

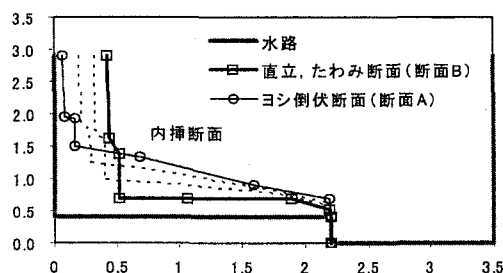


図-7 計算断面の設定

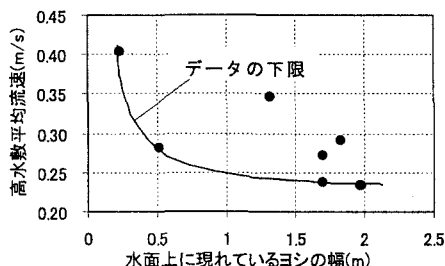


図-8 ヨシの幅と高水敷平均流速の関係

表-2 下流端までのヨシが倒伏する流量

実験 ケース	実験		解析
	流量	倒伏していない下 流のヨシの区間長	下流端までヨシ が倒伏する流量
5	3.70 m ³ /s	約 13 m	3.9 m ³ /s
7	3.15 m ³ /s	約 8 m	3.6 m ³ /s
9	3.9 m ³ /s	—	3.9 m ³ /s

速を倒伏条件のそれぞれの閾値に対する大きさによって判定する。ヨシが一部倒伏している区間では、下流側流速測定断面（たわみ状態、直立）と上流側流速測定断面（倒伏状態）の流水断面形状をもとに図-7のように内挿した断面形状を設定する。粗度係数についても下流側流速測定断面と上流側流速測定断面における粗度係数を低水路、高水敷それぞれ内挿し設定する。ヨシの倒伏領域は流量の増大に伴って低水路際から徐々に下流側へ、そして堤防側へと広がっていく。図-6①→②→③のように、ヨシの倒伏領域がある幅のときに下流方向へ広がる倒伏領域をいくつか設定し、その後、流量を増大させ、倒伏幅を広げ、下流へ拡大する倒伏領域を設定する（図-6③→④→⑤）。

実験結果から、高水敷平均流速が 0.4m/s 程度であっても高水敷水深が 2.0m 以下の場合にはヨシは倒伏しないことから、ヨシが倒伏する条件として高水敷水深は 2m 以上必要となる。ヨシが一部倒伏する区間では、水面上に現れているヨシの幅が狭いほど、多くのヨシが倒れているために高水敷流速が大きい。断面内の一部のヨシが倒伏しているとき、高水敷平均流速と水面上に現れているヨシの水路左岸側壁からの幅の関係を示すと図-8になる。断面内の一部のヨシが倒伏するには図中のデータの少なくとも下限値以上の流速が必要になると考え、ヨシの倒伏範囲の判定には各計算断面で仮定したヨシ幅に対して図-8に示したデータの下限値を閾値に採用する。計算法の妥当性を確認するため、実験ケース 5 について、上流からの倒伏領域を実験の倒伏領域まで計算し、そのときの流量をチェックした結果 3.8m³/s となり、実験時の約 3.7m³/s と同程度となっていることが確認できた。

この方法を用いて、水路全体のヨシが倒伏するのに必要な流量を求めると表-2になる。下流端まですべてのヨシが倒伏する流量は、実験ケース 5 と 7 では実験流量に比べ少し大きい値となっているが、計算結果は概ね妥当である。

以上の方法によって、所定の流量に対するヨシの倒伏領域と水位を推定することができ、高水敷上にヨシ原のある河道の流下能力を計算することが可能となる。

2.2 ヨシ原河岸の侵食・崩落と水際保護効果^{8), 9)}

本節では、最初に原寸大のヨシ原河岸を再現し、水位変動による河岸の崩落実験によってヨシ原が河岸の

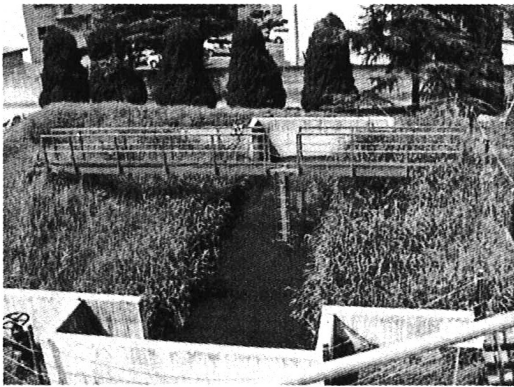


写真-2 実験施設

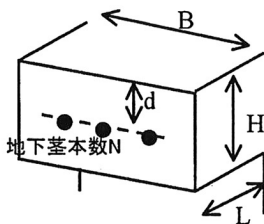


図-10 成形したヒサシ状河岸の模式図

ヒサシ形状を保持する機構を評価する。次に、ヨシの根を含む土塊が流水によって侵食される実験を行い、侵食に抵抗する土質とヨシの密度について検討している。さらに実験より得られた知見を現地河川に適用することを狙いとして斐伊川堤外水路においてヨシ原河岸の侵食観測を行い、崩落規模や、崩落土塊が流送される速度を見積り、ヒサシの崩落過程と河岸の後退の関係、ヨシの密度と土塊の流送量の関係を把握する。

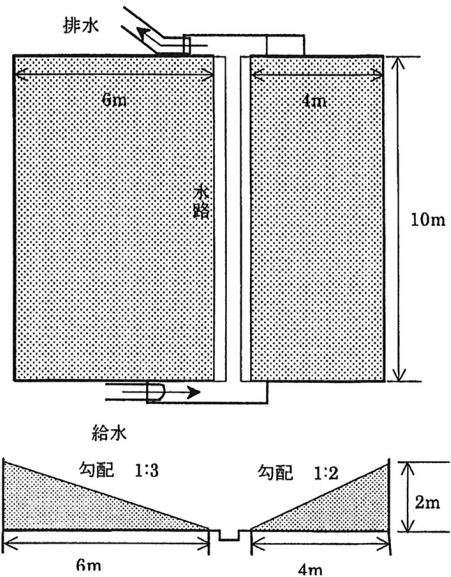


図-9 実験施設平面図と横断面図

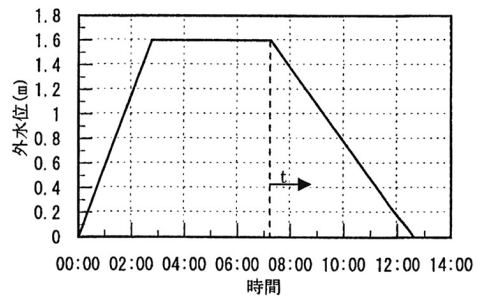


図-11 設定ハイドログラフ

(a) ヨシ原河岸の崩落実験と限界ヒサシ長さ

写真-2 に示す法面崩落実験施設を用いて、ヨシ原河岸崩落機構の検討を行った。図-9 に施設の諸元を示す。実験施設は給水量と排水量を調節することで盛土内に水位変動を発生させることができるものである。洪水流は、河岸の弱い部分を侵食し、ヒサシを形成する。このヒサシ河岸には、ヨシの根が含まれている。ヒサシ河岸が洪水位の変動によりどのように挙動し、崩落する機構の解明が目的である。

盛土斜面上のヨシ密度には、ばらつきがみられる。崩落実験のための試験区域には、ヨシ密度(本/m²)の大きい場所を選ぶ。実験手順は、図-10 に示すとおり試験区域の土を取り除き、幅 $B=1(\text{m})$ 、長さ $L=0.1(\text{m})$ 、厚さ H のヒサシ状河岸を成形し、その形状を測定する。その後、図-11 に示す洪水位変動を再現するハイドログラフを与える。これは $0.01\text{m}/\text{min}$ の速度で上昇させ、水位が 1.6m に到達したら水位を維持し、盛土内に水を十分浸透させる。その後、 $0.0005\text{m}/\text{min}$ の速度で降下させる。水位降下時には盛土内の地下水位の経時変化を測定する。水位降下中に成形した河岸が崩落した場合は、崩壊した断面の形状とヨシの地下茎分布を測定する。未崩落の場合はヒサシ長さを大きくし、再び水位を変動させ崩落が起こるまで同様の検討を行う。

外水位の降下に伴い盛土内水位との間に圧力差が発生し、これが河岸のヒサシ部に河道方向への力として

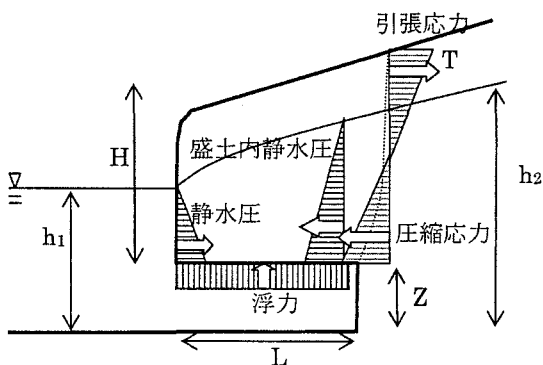


図-12 河岸ヒサシ部に作用する力

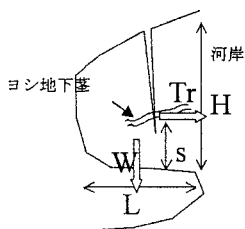


図-14 ひび割れ発生時の力の釣り合い

$$T = \frac{3(w - f(t)) \cdot L + (h_2(t) - z)^3 - (h_1(t) - z)^3}{H^2} \quad (4)$$

w : 単位幅当りの土塊重量($= \gamma_{sat} \cdot HL$), f : 単位幅当りの土塊に加わる浮力

$h_1(t)$: 外水位, $h_2(t)$: 盛土内水位

図-13 は式 (4) で計算した河岸に作用する引張力の経時変化を示している。外水位の下降とともに、ヒサシ部に作用する浮力は減少し、盛土内水位と外水位の差が大きくなるため、引張応力 T は増加する。水位降下開始から Case2-2 では 2 時間 50 分、Case2-3 では 4 時間 40 分付近の時間で河岸の崩落が起こっており、このときの T_c を引張強度としている。水位変動を課した実験ケースと水位変動を与えずに単純にヒサシ長さを大きくし行った実験結果から河岸の引張強度は水位変動によって低下することを確認した。

図-14 は河岸にひび割れが発生したときの釣り合い関係を模式的に示したものである。図中の T_r はヨシの地下茎 1 本当りの引張強度、 S はヒサシ部の下端からヨシ地下茎の平均的な位置までの距離、 N は地下茎の本数を示している。

図中の破線が破壊面を示している。ヒサシの付け根を支点としてモーメントの釣り合いを考えると T_r は

$$\gamma_{sat} \cdot L \cdot H \cdot \frac{L}{2} = \frac{N}{B} \cdot T_r \cdot s \quad (5)$$

で表現される。この式に実験結果を適用し T_r を算出した結果が表-3 である。計算では土の単位体積重量として常に危険側となる飽和単位堆積重量を用いている。したがって、水位変動を起こす前に土が不飽和でヨシの引張応力が限界に近い状態であった場合、 T_r が実際より大きく算出される。しかし、飽和土の場合、式(5)はヨシの引張強度を示し、そのとき T_r は小さな値をとる。実験結果の T_r の下限値は約 150(N/本)であり、これは福岡ら^{16), 17)}が多摩川の高水敷において原位置試験器を用い、ヨシの引張強度を直接求めた 200(N/本)と近い結果を示している。したがって、ヨシ地下茎がヒサシの崩落を繋ぎとめる効果は、砂を多く含みヒサシ自体を形成できないような状態でない限り土質に依存せず、ヨシ地下茎の引張強度のみを考えた

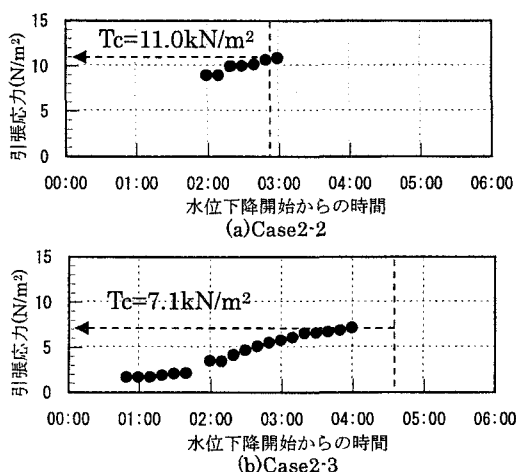


図-13 河岸上端に作用する引張応力の経時変化

作用する。このときヒサシ部に作用する力は図-12 に示される。土の飽和時の自重、ヒサシ部に作用する浮力、盛土内および外水位の静水圧を考慮し、これらのモーメントの釣り合い関係を破壊面の下端点の周りで考える。河岸ヒサシ部の引張強度式 T_c は式で表わされる。

表-3 ヨシ1本当りの引張強度

Case	W (N)	B(m)	L(m)	H(m)	N (本)	s(m)	d(m)	Tr (N/本)
2-1	3080	1.0	0.18	0.4	3	0.23	0.17	397
2-2	3508	1.0	0.15	0.3	2	0.20	0.10	658
2-3	5116	1.0	0.07	0.4	3	0.15	0.25	398
2-4	2164	0.6	0.30	0.4	8	0.10	0.20	435
3-2	908	1.0	0.10	0.3	3	0.09	0.31	152
2-5A	983	0.3	0.29	0.5	3	0.08	0.32	148
2-5B	2230	0.5	0.38	0.5	6	0.03	0.37	191

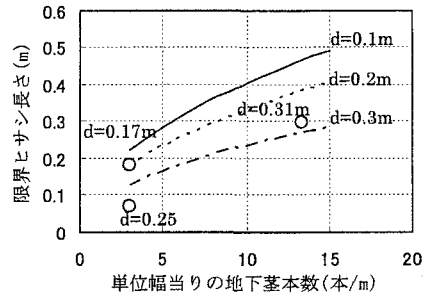
式(5)で表現できる。

これまで得られた結果を用いて限界ヒサシ長さ L_c を計算する。式(5)を L について解き

$$L_c = \sqrt{\frac{2NT_r}{\gamma_{sat}BH}}(H-d) \quad (6)$$

の形に置き換える。式(6)の N はヨシの地下基本数であり、ヒサシ幅 B で割ることによって単位幅当りの地下茎密度となる。また、 d は対象とする河岸に匍匐しているヨシ地下

茎の平均深さである。図-10 には、限界ヒサシ長さに関する式(6)の記号等を併せて示している。表-3 の実験値の例として $H=0.4(m)$ 、 $Tr=200(N/本)$ を選び、式(6)の結果と実験結果を併せて示したものが図-15 である。実験データはそれぞれの実験条件に対応する曲線の付近に分布することが確かめられており⁹⁾、式(6)で限界ヒサシ長さを概ね推定することが可能である。

図-15 限界ヒサシ長さ($H=0.4m$)

(b) ヨシの根を含む土塊の流水中での侵食

河岸より水中に崩落した土塊が、ヨシの根を含むことによりどれだけ侵食速度が低下するかを明らかにする。実現象で見られる崩落土塊と同程度の大きさのヨシの根を含んだ不攪乱の供試体を現地から採取してこれを流水中に置き、侵食実験を行った。供試体は直径 0.5m、高さ 0.6m の円柱型であり、水路は水路長 10m、水路幅 0.8～1.4m、勾配 1/500 の開水路である。実験方法は、写真-3 に示すようにヨシの根を含む土塊を水路左岸壁に接触させ設置し、通水する。時間の経過と共に土塊の形状変化を測定する。土塊上面のヨシの本数(ヨシの密度(本/㎡))が地下茎の量を代表していると考え侵食速度に対する指標とする。土塊は、全部で 7 体である。土塊中のヨシの密度を表-4 に示す。採取したヨシを含んだ土塊の平均のヨシの密度は 190 本/㎡である。土塊を構成する土質は、粘土含有率が 7%のシルト質砂である。図-16 に実験で使った土塊の地下茎分布の代表としてヨシの密度 260 本/㎡の土塊の土中の地下茎の占める体積の割合と地表からの深さの関係を示す。深さ 0.5m～0.6m の範囲で地下茎の占める割合が大きく減少しており、その範囲では侵食抵抗が小さいことが考えられる。実験ケースを表-5 に示す。

まず、ヨシが含まれていない 2 体の土塊のうち 1 体は設置時に崩壊し細分化した。もう 1 体も設置はできたが通水開始直後に崩壊し細分化した。このことは、用いた土塊を構成する土の侵食抵抗は、極めて小さいことを示す。130 本/㎡の土塊 5 は通水開始から 16 時間後に水路中央側に倒れたが細分化はしなかった。ヨシ密度 170 本/㎡の土塊 6 は合計で 48 時間通水したが侵食はほとんど進まず、最後まで自立していた。

各実験ケースの土塊の侵食の時間経過を図-17 に示す。90 本/㎡の土塊は急速に侵食を受け、体積が減少している。ヨシの密度が 170 本/㎡と 400 本/㎡の土塊は、初期の段階で多少侵食されるものの、ある程度時間が経過するとそれ以上侵食されない。このようにヨシがない場合に流水により細分化するような土塊でもヨシを十分含むとほとんど侵食を受けていない。

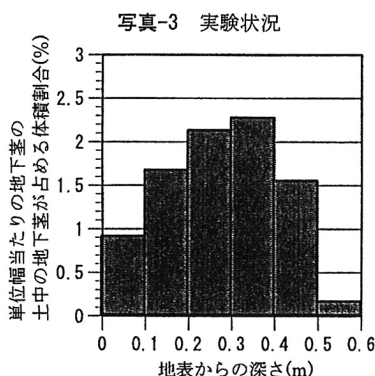
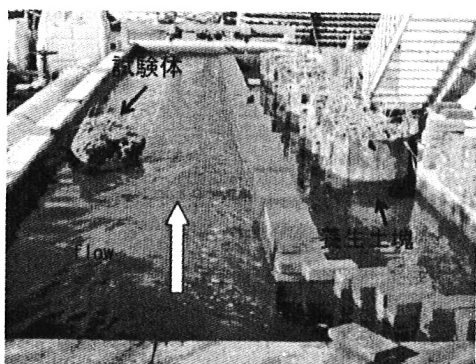


図-16 地下茎分布(ヨシ密度 260 本/㎡)

(c) ヨシ原河岸崩落の現地観測

1) 河岸崩落の観測結果と計算結果の比較⁸⁾

斐伊川の左岸堤外地に位置する用水路の盛土斜面上に1~2mの幅でヨシが繁茂している。密度は80~140 本/㎡である。

写真-4に示すように、低水路右岸は洪水による侵食作用を受けて縦断方向に波打っているのが分かる。

一方、左岸はコンクリート矢板で保護されているため侵食されていない。図-18に観測期間中の水位変化を示す。観測は出水時期を挟んで行っており、平成9年5月18日、7月6日、8月31日の間にかけて洪水による水位変動が起こっている。

図-19は特に河岸の崩落が顕著であった(a)平成9年5月18日、(b)同年7月6日と(c)同年8月31日の河岸縦断形状である。河岸が崩落している場所には特徴がある。すなわち、断面0~30、50~80といった用水路中央部から離れた流心から遠ざかる部分ではほとんど崩落が起こっていないのに対して、断面30~40付近と断面90~100付近といった用水路中央部へ張り出した流心に近くなる部分で河岸の崩落が多く見られ、水際の縦断形状は周期性を呈する。

つぎに、ヒサシ幅について考察する。ヒサシ崩落幅を求めたものを表-6に示す。本水路のヨシ原河岸で計測されたヒサシ崩落幅の平均値は $B=3.1\text{m}$ となり、比較的大きな値を示した。このことはヨシの地下茎による土壌の保持効果が縦断方向へも影響していることを示している。

ヨシ原のある河岸の侵食過程は粘着性河岸(裸岸)の侵食過程^{6),7)}と同様である。しかしヨシ原の存在のため、裸岸に比してそれぞれの過程の進行する速度が著しく遅くなっている。特徴的なことは、粘着性土からなる裸岸では崩落の規模、流送抵抗ともにヨシ原河岸に比して小さいため、一時的には波状を呈しても河岸全

表-4 ヨシの密度

土塊番号	ヨシの密度 (本/㎡)
土塊1	0
土塊2	0
土塊3	90
土塊4	100
土塊5	130
土塊6	170
土塊7	400

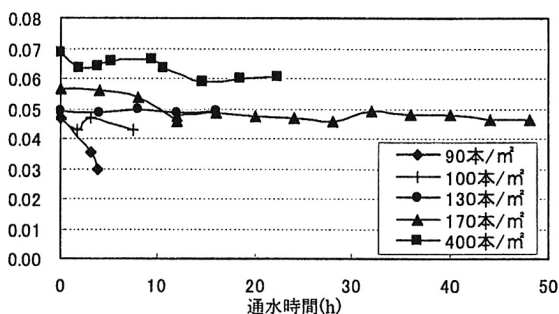


図-17 土塊の残存体積と通水時間の関係

表-5 実験ケース

	土塊の 番号	水路幅 (m)	水深 (m)	平均流速 (m/s)	通水時間 (h)
case1	3	1.05	0.19	0.36	3.1
case2	3	1.05	0.22	0.59	0.7
case3	4,7	1.05	0.29	0.51	2
case4	4,7	1.05	0.29	0.51	1.8
case5	4,7	1.05	0.31	0.51	1.4
case6	4,7	1.05	0.29	0.61	4.2
case7	4,7	1.05	0.29	0.94	1.3
case8	7	0.8	0.44	0.92	4
case9	7	0.8	0.41	0.99	3.8
case10	7	0.8	0.41	0.99	3.8
case11	6	1.4	0.24	0.61	48
case12	5	1.4	0.24	0.61	16

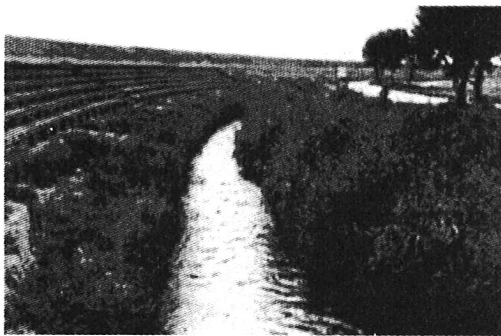


写真-4 斐伊川用水路

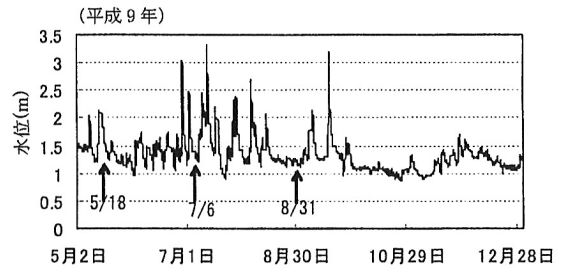
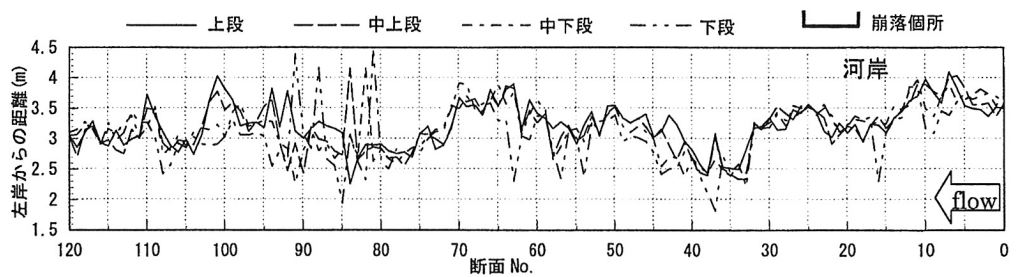
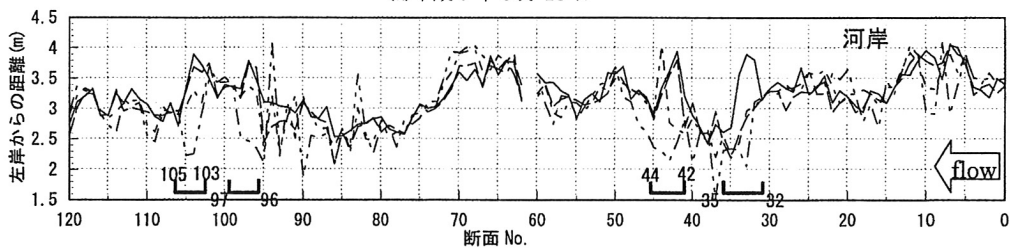


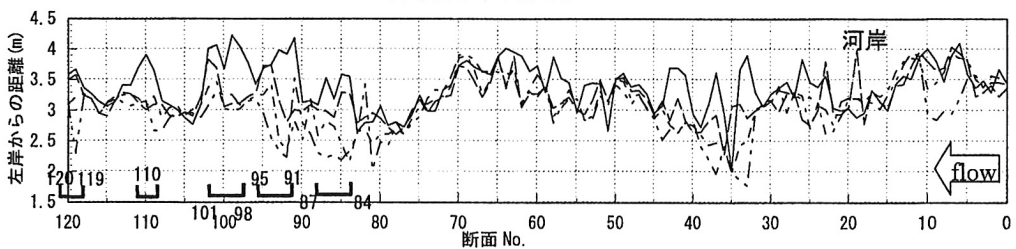
図-18 用水路の水位変化



(a)平成9年5月18日



(b)平成9年7月6日



(c)平成9年8月31日

図-19 河岸縦断形状

表-6 ヒサシ幅と崩落土塊の流送速度

観測日	崩落区間 (断面No.)		ヒサシ幅 B(m)	流送速度 $\nabla V/d(m^3/d)$	流送速度 $\nabla V/A/d(m/d)$
7月6日	32	35	4	1.3×10^{-3}	1.1×10^{-3}
	42	44	3	7.0×10^{-4}	7.7×10^{-4}
	96	97	2	9.0×10^{-4}	1.5×10^{-3}
	103	105	3	5.0×10^{-4}	5.5×10^{-4}
8月31日	84	87	4	2.0×10^{-3}	1.6×10^{-3}
	91	95	5	1.1×10^{-3}	7.3×10^{-4}
	98	101	4	6.0×10^{-3}	5.0×10^{-3}
	110		1	2.0×10^{-4}	6.6×10^{-4}
	119	120	2	4.0×10^{-4}	6.6×10^{-4}

体としてみると直線的で鉛直な河岸となるが、ヨシ原の存在は土の侵食抵抗力を高め、裸岸に比して大きなすべり破壊と崩落土塊の流送抵抗をもたらす。このように、大きな崩落土塊が長期間にわたり河道に存在しているため、ヨシ原で覆われた河岸は縦断方向に波状の形状を呈する。

(d) ヨシ護岸の現地実験

前述のように、ヨシ原河岸に護岸効果が生じる機構は二つある。一つは河岸自体がヨシ地下茎により耐侵食性が増すことと、他の一つは崩落したヨシを含む土塊が水中に長時間保持され河岸近傍の流速を低下させることである。ここでは特に、後者に着目する。ヨシを含む土塊をある間隔で流水中に設置することにより、河岸近傍の流速を低下させる自然河岸の侵食を防ぎ、また、直線的な河岸に凹凸を持たすことで洪水時でも流速の低い箇所を水際につくり、生物の生息・避難場所を提供することを期待する。このような護岸方法を本書ではヨシ護岸と呼ぶ。2.2 (b) では、水理実験でヨシの密度によって土塊がどの程度の耐侵食性を示すか、どのような侵食過程をたどるのかヨシ護岸の設計のための基礎資料を得た。本節では、ヨシ護岸を斐伊川農業用水路に設置し、長時間かつ、縦断的に長い距離に亘って土塊を配置し観測を行い、ヨシ護岸の有用性を検討している。

ヨシ護岸の検討は斐伊川左岸の高水敷上の農業用水路で行った。試験区間の左岸はコンクリート護岸、右岸はカゴマットを三段積みした護岸が施工され、水路線形はほぼ直線である。ヨシを含む土塊の大きさや設置間隔は同じ用水路でのヨシ原河岸の崩落観測より得られた諸元を参考に決めた⁸⁾。即ち、ヨシを有する土塊と土塊の間隔は 9m とし、土塊寸法は実際の崩落している土塊の大きさ約 3m にするように縦断長さ 1m の土塊 3 体を並べ 1 つの大きな土塊に見立てて設置した。図-20 に土塊の寸法、図-21 に設置区間平面図、図-22 に設置区間の断面図を示す。並べて設置した縦断長さ 3m の土塊の名称を土塊群とし、上流から土塊群 A, B, C, D, E と呼ぶ。縦断長さ 1m の個々の土塊を上流からそれぞれ 1 体目、2 体目、3 体目と名付ける。A の 1 体目を A-1 で表す。

表-7 に各土塊上面のヨシの密度を示す。全土塊の平均ヨシ密度は 190 本/m² である。設置位置での水位の時間変化を図-23 に示す。用水路の平常時の水深は約 50cm 程度で土塊の上面部は水面より約 10cm 程度高い位置にある。斐伊川は毎年 1, 2 回高水敷に冠水する。今回も 7 月 9 日から 7 月 14 日まで水位の高い状態が続いておりその間は土塊の上面が水没した状態となっている。観測日は図中の縦線に示すように、平成 14 年の 7 月 6 日、14 日、28 日、8 月 16 日、9 月 7 日で試験期間は約 3 ヶ月間である。水位変化によって平均流速は 10cm/s 程度しか変化していないため土塊の侵食に及ぼす流速の影響の変化は小さいと考えられる。

図-24 に土塊の流失状況を示す。土塊は 7 月 5 日の設置時には全て自立していた。しかし、7 月 6 日には D-1 の土塊が河道中央側に向かって倒れていた。D-1 が最初に倒れた原因は、ヨシの密度が 30 本/m² と極端に小さく強度がなかったためと考えられる。また、流心側に倒れた原因はヨシ地下茎の少ない河道中央側の土塊下部が侵食を受けたためと考えられる。次に 7 月 9 日からの大きな出水の後の 7 月 14 日までの間土塊の状況は大きくは変化しなかった。7 月 28 日の観測では、E-2 が河道中央側に倒れていた。E-2 も 3 番目にヨシの密度が小さい土塊であるため倒れた原因はヨシの密度が小さいためであると考えられる。8 月 16 日の観測では、新たに D-2 が河道中央側に向かって倒れていた。この土塊はヨシの密度が大きいことから D-1 の土塊が倒れたことにより D-2 の周りに比較的速い流れが生じ、侵食が進行した。

次に各土塊の体積の時間変化を図-25～図-29 に示す。土塊の形状は水中で計測しているため誤差を含んでいるが、特徴的な傾向は捉えている。まず、7 月 6 日に倒れていた D-1 はヨシの密度が 30 本/m² と小さいこともあり、急速に体積が減少している事がわかる。また、7 月 28 日に倒れていた E-2 はヨシの本数が 163 本/m² と多少あることから始めは侵食が緩やかであるがやはり河道中央側に倒れてからは他の土塊と比べて

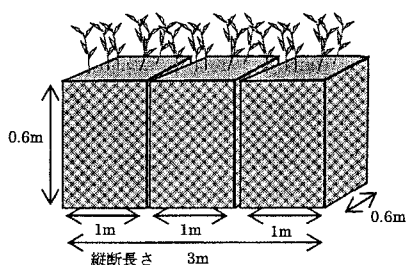


図-20 土塊の寸法

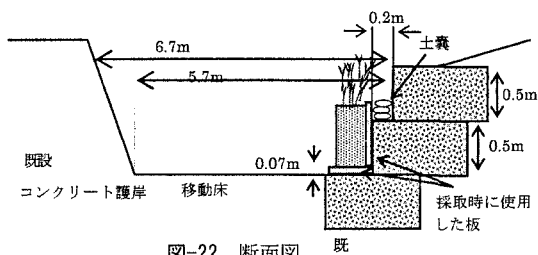


図-22 断面図

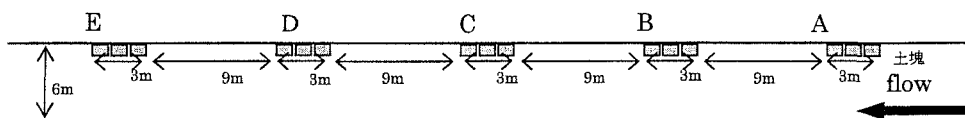


図-21 設置区間平面図

表-7 ヨシの密度

	1体目	2体目	3体目	平均
A	185	192	198	192
B	228	152	202	194
C	163	247	165	192
D	30	248	273	184
E	235	163	178	192

(本/㎡)

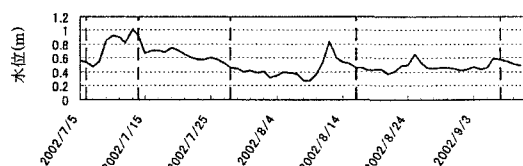


図-23 設置区間の水位

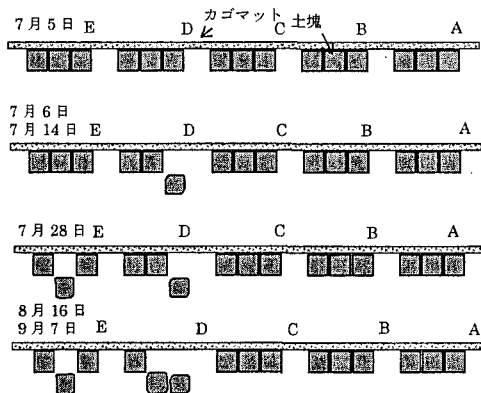


図-24 土塊の状況

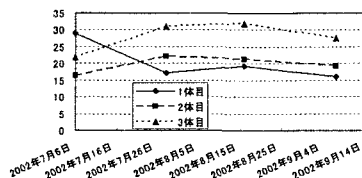


図-25 土塊Aの体積

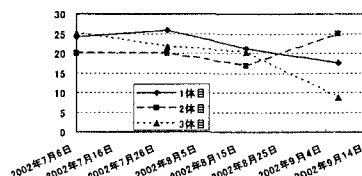


図-26 土塊Bの体積

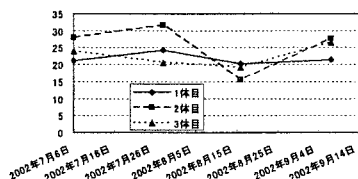


図-27 土塊Cの体積

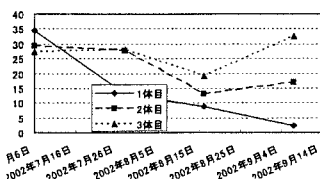


図-28 土塊Dの体積

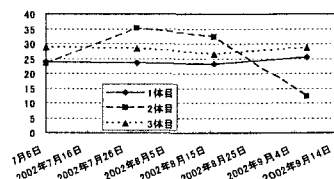


図-29 土塊Eの体積

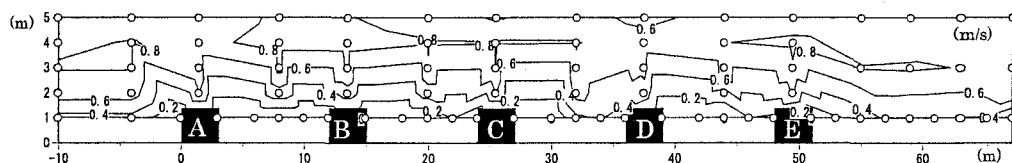


図-30 施工区間の流速分布

浸食速度は速い。8月16日に倒れていたD-2はヨシの密度が248本/㎡と比較的大きいことや倒れてからの期間が短いため、顕著な体積の減少は見られない。

図-30に用水路の施工区間の流速コンターを示す。流速白丸の点で水位が0.6mのときに水面下0.3mの位置で観測された。ヨシ原護岸を設置した区間では土塊背後に流速の低い箇所ができている。この区間には、多くの小魚が群れるようになった。土塊の設置間隔は9mであるが河岸近傍の流速は回復しておらず、河岸を守る効果は十分であると考えられる。土塊群Eの背後には土塊がないために約6mで施工区間上流の流速分布に回復している事がわかる。

前節の水理実験と約3ヶ月間の現地試験を総合した結論として、おおよそ170本/㎡以上のヨシの密度であれば、土塊は侵食や倒れることは簡単には起こらず、河岸を守る効果が大きい。また、水理実験、現地試験とも土塊の平均のヨシ密度は190本/㎡程度で行われたがヨシ護岸には十分な護岸効果があると判断される。

3 伝統的河川工法による水際設計法

わが国は、急峻な地形で急勾配の河川が多く、梅雨や台風といった時期に集中的な豪雨が起こるため、古来より水害防備林（水防林）、護岸・水制により、洪水流を制御して堤防や河岸を保護してきた。また、近年、河川にあっては、治水、利水の役割だけでなく、うるおいのある水辺空間や多様な生物の生息、生育空間の重要性が見直され、河川環境の保全や創出が求められている。水辺では、流水に対する河岸保全と環境の保全が調和できる工法として、水制工や土砂による覆土で植生が可能な環境護岸等の整備が進められている。

このような状況下において、伝統的な河川水際工法として位置づけられる水防林及び明治時代以来の護岸・水製の河道形成に果たしてきた水理的役割や効果を明確にし、伝統的河川工法の治水や自然環境とのかわりとこれからの時代の新しい水防林、護岸、水制のあり方について述べる。

3.1 水防林の治水・環境機能

わが国の河川の多くは、堤防が作られる以前には河道沿いに樹木を植え、水害防備林（水防林）として洪水被害軽減に用いられてきた。水防林は通常、洪水流を低水路に集め、高水敷上の畑地や河川沿いの家屋を洪水の作用から保護するほかに、高水敷上の流速を低下させることにより、浮遊砂を畑地に堆積させ、豊かな耕作地をもたらすという機能がある。しかし、今日このような役割を持つ水防林は徐々に減少しつつある。それは、堤防が概成されていくとともに水防林の治水面での重要性が減じ、さらに河道内の洪水位を上昇させるなどのため、伐採される傾向が強くなっている為である。水防林のある河川の改修は、通常、新堤防は河道（低水路）から堤内地側へ引いて造られることになる。その結果、河道は元来の流路（低水路）と水防林を残した高水敷と新しい堤防からなる複断面形状をなす。水防林は洪水時に高水敷上の流速を減じ田畑の被害を軽減すると反面、流下面積の減少と大きな抵抗をもたらすことから流下能力を減らし水位上昇を引き起こす。そのため築堤が完了すると、水防林の一部又は全部が伐採され、伐採部分の低水路河岸は護岸化されることが多い。しかし、水防林はその規模や連続性、豊かな緑と生態系等から河川にとって重要な役割を持っている。このため治水機能を確保しながら出来るだけ水防林を保全していくことが課題となっている。水防林の治水・環境面からの研究はその重要性にも関わらず多くはない。浜口ら¹⁸⁾はわが国の水害防備林の実態調査を行い、現状と問題点の整理を行っている。福岡ら¹⁹⁾は、水防林が治水上重要な役割を果たしている江の川を対象に洪水時における水防林の効果の評価、流れや河床変動に及ぼす影響、洪水対策による水防林の伐採、護岸化の影響について現地データ²⁰⁾にもとづいて検討し、水防林のあり方について提言している。本節では、無堤区間において、治水上重要な役割を果たしている江の川の水防林を対象に水防林の洪水流、河床変動に及ぼす影響や水防林伐採の影響を評価し、水防林の在り方を示す。

(a) 水防林が洪水流の流下に与える影響¹⁹⁾

江の川における水防林は主に竹林から構成されており、河道の河岸から段丘に沿って広く分布している。図-31は航空写真から水防林の位置を読み取ったもので、水防林は樹高10m～20m、幅10m～50m、延長は長いもので700mにも及ぶものがある。竹林の直径は5cm前後と細いものが多く、その密生度は30本/m²である。検討対象区間は水防林の多い20.0k～30.0k区間である。20.0k～24.0kまではほぼ直線河道であり、それ以外の区間は典型的な蛇行河道を呈している。検討対象に用いた洪水は昭和58年7月洪水で、川平において警戒水位8.4mをはるかに上回る水位14.35m、ピーク流量7500m³/secに達し、これは昭和47年洪水に続く戦後第2番目の大きな規模の洪水である。洪水航空写真のベクトル図を用いて表現した洪水時の主流線を図-32に示す。洪水流が河道から河岸断丘に大きな流速で乗り上げている。洪水航空写真から得られた流速の平面分布、流速ベクトル、河床変動の測量成果を総合的に検討し、これに昭和45年、昭和52年、昭和62年の航空写真を用いて水防林が経年的にどのように変化したか、水防林に替えて河岸を護岸化したことが洪水流にどのような影響を及ぼしたか等を検討し、水防林の治水効果を明らかにする。

昭和58年洪水の痕跡水位の縦断形を図-33に示す。この図には河岸段丘高、護岸施工箇所も示している。河道の湾曲や急拡、急縮の影響が含まれているため、一概にはいえないが水防林が存在する区間では、水防林がもたらす抵抗により洪水位のせき上げが顕著に見られる。これにより、水防林を伐採し護岸化することは、洪水位を減ずるのに効果的であることが確認される。

次に、各区間について、水防林や護岸の位置と洪水流、河床変動の関係を検討する。

① 30.0k～27.0kの蛇行河道区間

図-34より29.3kより上流右岸には護岸が施工されている。29.1kより下流左岸には、水防林が存在している。何も示されていない区間は山付堤である。この区間の右岸河岸段丘の流速は1.2～1.6m/sと左岸河岸段丘上の流速（1.2m以下）よりも大きくなっている。これは左岸高水敷には水防林が存在し、河道から河岸段丘上への洪水流の流入が抑えられているのに対して、右岸河岸は護岸化されているため、ここより河岸段丘に乗り上げ、大きな流速が発生したものと考えられる。28.6k付近左岸河岸段丘上には、一部流速が1.2～2.8m/sと大きくなっている場所が存在する。これは水防林が段丘上への流れを2つに分ける壁の役割をしたこと、左岸の護岸を乗り越えてきた流れが、河道法線形の影響を受けて水防林の裏側に集中したためである。図-35は洪水前後の侵食・堆積状況を示す。29.0k下流の左岸の水防林前面の河道には大きな侵食が見られる。これは図-32の主流図から明らかなように、水防林の前面に流れが集中するためであり、ここでの侵食深は2mにも及んでいる。28.8k付近の左岸では水防林が不連続となり、護岸が施工されている。29.2k～28.8kにかけては主流が河道の左岸沿いに走るため（図-32）、28.8k付近の左岸側に速い流れが現れる。この速い流れが護岸の施工により河岸段丘へ流入し、この速い流れによって28.6kより下流の河岸段丘上で侵食が発生している（図-35）。

② 27.0k～24.0kの蛇行河道区間

この区間は30.0k～27.0k区間と同様、典型的な蛇行河道を呈している。26.6kより上流右岸には護岸が施工されている。又、26.4kより下流左岸の河岸段丘上には、水防林が存在している。河岸に護岸を施工した26.6kより上流右岸の河岸段丘上に洪水流が流速1.6～2.8m/sで直接乗り上げている（図-32、図-36）。一方、水防林が存在する26.4kより下流の左岸河岸段丘上では、水防林のすぐ背後の領域で流速が0.4m/s以下となり水防林が流速を著しく減じている。26.3kより下流左岸河岸段丘上の流速が1.2～2.8m/sと大きくなっているのは、その直上流の護岸部分から洪水が流れ込んできているためである。そこでは、河岸段丘上で侵食が生じている（図-37）。

(b) 水防林の水制的・導流堤的役割¹⁹⁾

江の川には水防林の水制として利用してきたと思われる場所が幾つか存在する。図-38に示すように24.2k

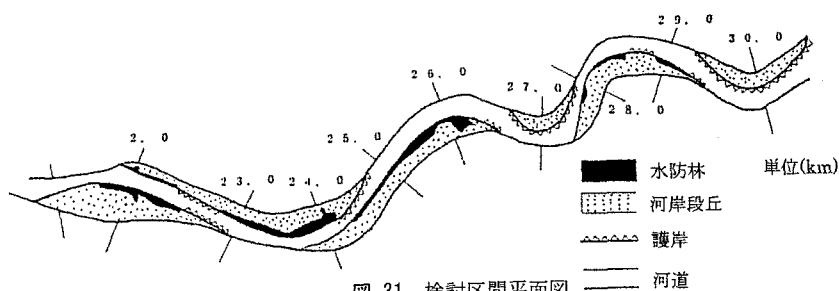


図-31 検討区間平面図

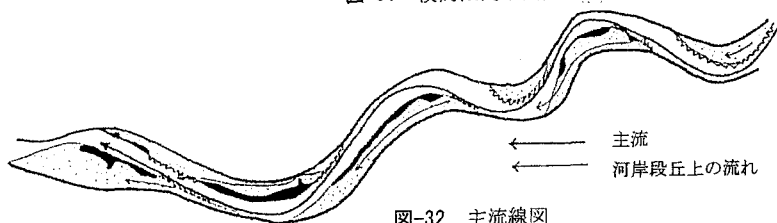


図-32 主流線図

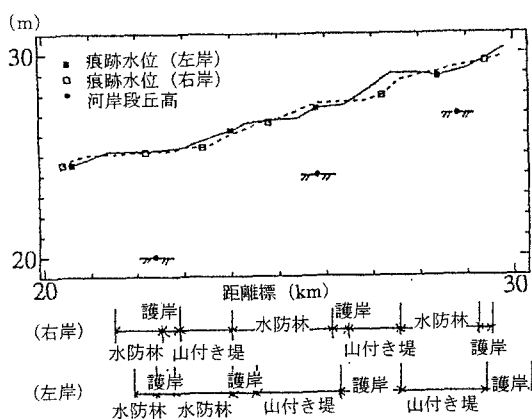


図-33 洪水痕跡縦断面図

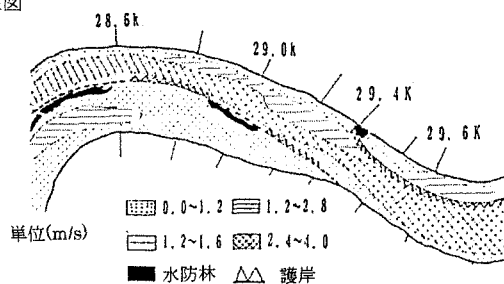


図-34 洪水流速平面分布

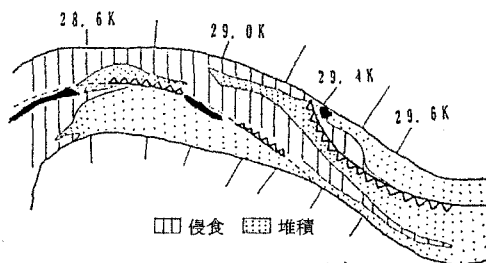


図-35 侵食・堆積平面分布

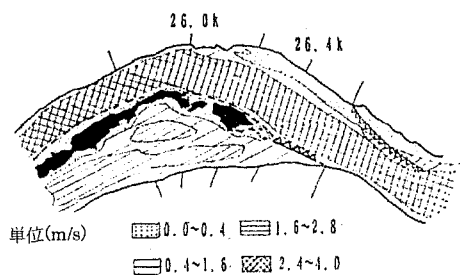


図-36 洪水平面流速分布

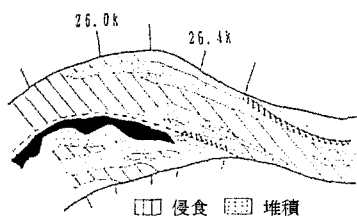


図-37 侵食・堆積平面分布

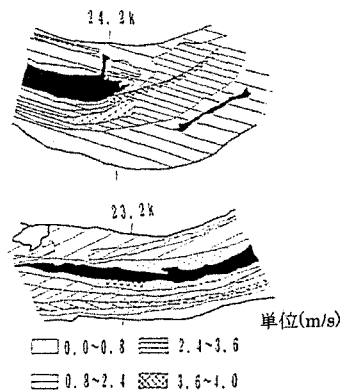


図-38 洪水流速平面分布

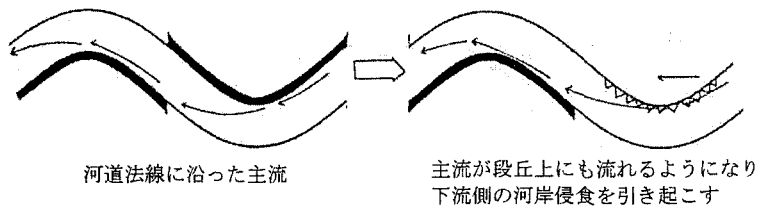


図-39 水防林伐採が洪水流に与える影響

右岸の水防林は河道横断方向に延び、高水敷上の流速の低減がはかられている。このような場所は、対象区間中数多く見られるが、いずれも河道に直角方向に延びており河岸段丘上の耕作地を取り囲む形態をとっている。図-38の流速分布を見ると、24.8k～24.2k右岸河岸段丘上に流速2.4～3.6m/sで洪水流が乗り上げているが、24.2kの横断方向に延びた水防林によって下流の流速が大きくても1m/s程度減少している。このことにより、洪水流速の低減を狙いとした水防林の水制効果が確認される。図-34、36を見ると水防林背後の河岸段丘上では流速は大きくても0.8m/sに抑えられている。一方水防林を一部伐採し護岸化すると、そこでの流速が増大する。このため水防林が断続的に分布している場合、または一部護岸化された場合は、水防林の導流作用を失い、そこから、高水敷に早い流れが流入してくる。水防林を一部横断方向に残して、その前面に護岸が施工されている箇所も見受けられるが（図-38の23.2k付近）、この護岸前面の流速は水防林の粗度としての抵抗が効き、水防林のみの場合とほとんど変わらない。したがって、河岸侵食から段丘上の耕作地等を守ることが必要な場合は、水防林によりもたらされる洪水位のせき上げに十分注意しながら可能な範囲で水防林をある幅をもたせて残し、水防林の前面に護岸を施工するなどして工夫をすれば治水上也環境上も望ましい効果をあげることになる。

治水上の理由から水防林の延長は年々減少し、水防林が護岸に代わっている。河岸の護岸化は、3.1.(a)で示したように洪水位のせき上げを解消し、河川の治水安全度を高めているが、一方で大規模洪水時において、段丘上の流速を増大させる。図-39に示すように、上流側右岸に存在した水防林が伐採されると、水防林が有していた導流作用が失われ、洪水流が上流側で河岸段丘上に乗り上げ、下流対岸に向かう流れを発生させ、下流側の河岸及び河床の洗掘をもたらす。水防林の伐採は水あたり箇所を移動させ、下流の河岸の侵食を招く。そこに水防林がある場合にはその部分が侵食され水防林が流失してしまうことがある。このためさらに被災部分が護岸化され、このプロセスが繰り返されることにより、水防林が護岸に替わっていくことが多い。

3.2 利根川における伝統的河川工法の今日的役割^{21), 22)}

(a) 明治時代及びそれ以降の護岸・水制

1) 低水工事と護岸・水制

明治時代の当初は大量の物資輸送の手段として舟運が重要な役目を果たしており、舟運路としての河川整備が急がれ国の直轄事業として工事が進められた。高水対策は地方が進めるものとされ、災害の復旧が主な仕事であった。

水制の設置状況を明治16年(1883)の迅速図で確認すると水制は6本であるが²³⁾、図-40、図-41に示す明治42年(1909)の利根川第三期改修計画図には低水路幅を一定に保つよう、水制を緩い曲線状にしつつ対岸の影響を少なくするために左右岸から相対させボトルネック状に設置し、水を遊ばせ舟運に適したことが確認される。川俣(151km)～取手町(85km)間では332本の長大な水制があり、その幹部の総延長は13,680間(24.9km)、流頭部の延長は15,072間(27.4km)で、流路延長の42%に達する^{23), 24)}ものであった。

河川における舟運路確保のため導入された工法は、写真-5に示すオランダ人技師の指導により設置された「ケレップ水制」であり、わが国が従来から施工した杭出、石出、聖牛などの水制工法と違い沈床また

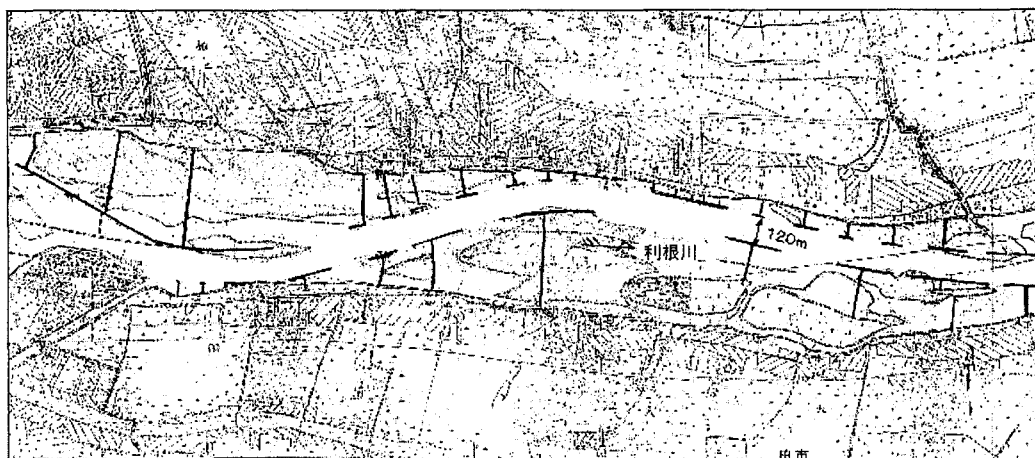


図-40 ケレップ水制設置状況図（明治42年利根川改修計画図）

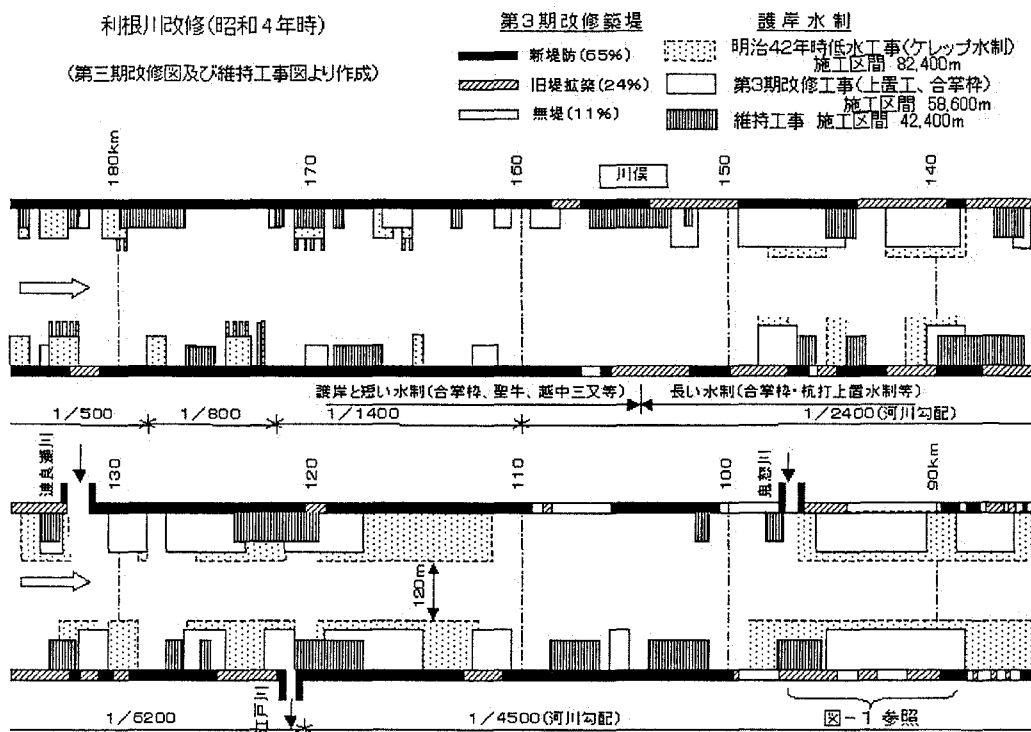


図-41 水制設置状況（昭和4年まで）

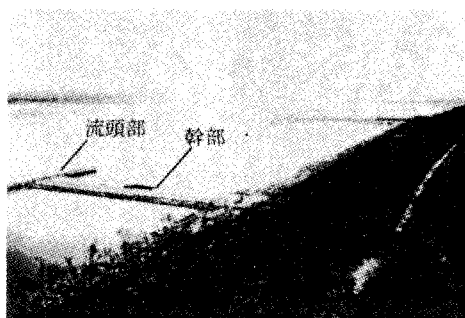


写真-5 幹部ケレップ水制，流頭部杭打上置工の水制

は単床の上部に敷粗朶を施工し砂利や栗石を中詰に弧状に割石、玉石で張り上げた長大な水制であった。そのため、施工高さは低水位程度とし洪水時には上面を越流する不透過の水制である。これは、河道内に小堤を作るようなものであった。水制の低水路幅を120m幅に狭め低水時でも水深を4尺(1.2m)確保するものであった(図-42)。

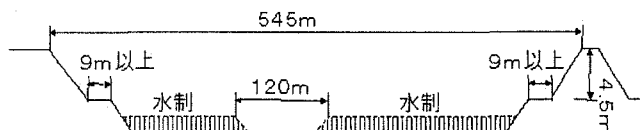


図-42 改修標準横断面

2) 高水工事と護岸・水制

利根川では、明治29年(1896)の大洪水以降、高水対策の重要性が認識され、明治33年(1900)から佐原より下流の改修が開始され取手まで施工中であったが、明治43年(1910)の大洪水は未曾有の大被害を引き起こした。これを契機に改修計画が見直され取手より上流部も早期改修の要望がなされた。この計画では、利根川の治水の要であった上流部の中条堤(霞堤の遊水機能)を廃し、上流部から連続堤防による洪水処理計画となり、その河道の流下能力5,570m³/sとするものであった。その結果、図-41に示すように全川で河道拡幅が行われ新堤防が全川の65%、旧堤拡幅24%、無堤(高台、山付)11%となった²⁴⁾。このため、旧川締切や新たに水衝部となる所が生じ多くの箇所で護岸が施工された。低水路は従前から舟運路として整備、利用されており、その後も舟運の必要性から、従前の水制を生かし、その補強や新たに必要になった箇所に水制が設置された。これによって乱流を防止し良好な航路が確保された。なお、従来から施工された施設もその後の洪水等により被災を受け維持、補修が行われたが、その設置数量の増大により水制は安価で安定したものが求められた。そのため、透過性がよく土砂の堆積効果も良い「杭打上置工」が開発された。これは、張石をやめて沈床に杭を2.5~3m間隔に2列に打ち、その中に割石や玉石を詰めるものであった。これにより水制の上を越流する水流の流速が減少するため、対岸への影響や先端の深掘れも少なく水制自体の安全が確保されると共に上下流の土砂堆積も多くなった。また、施工工期も短縮され、大正12年(1923)の関東大震災の復旧では短期間での復旧が可能でとなった。流域に火山地帯を持ち流出土砂の多い利根川では、特に杭打水制や合掌杵は土砂堆積も良好で舟運路としての低水路の安全確保に役立った。

また、河岸保護のために現地に自然に生える柳を使った「柳枝工」「柳蛇籠工」「挿柳」などの工法が簡易で工費も安価にでき効果は顕著であり多くの箇所で行われた。

3) 戦後の護岸・水制

戦後の昭和22年(1947)のカスリーン台風では、利根川は破堤など大被害を被り、計画高水流量が見直され当初計画の3倍の17,000m³/sに改定された。この流量の増加に伴って、水深は2.5m~3.0mに増加し、流速並びに掃流力も増大したため、流水による破壊力が増大することとなった。また、カスリーン台風では、上流部で行った柳枝工、柳蛇籠等は流出し、護岸前面の洗掘、天端裏の侵食、合掌杵先端の深掘れ等が生じ多くの護岸、水制が破壊した。このため、護岸、水制の改良強化が図られた。根固め水制とコンクリートパイルを中心に延長15m~20mの杭打ち水制が多数設置された。大規模な引堤や河道掘削が行われ、これにより、明治から設置された長大なケレップ水制の一部は撤去され、低水路幅が200~350mに拡幅された。このとき、低水路線形は従来の線形を踏襲した。

川俣地先より下流部では、高水敷造成を目的とした長大な水制は、延長50~100mに短縮され、重蛇籠で杭脚部を保護するなどの改良を行った。これにより高水敷が確保され、現在水制間の河岸には柳などの植生が繁茂し、多様な環境を確保しつつ安定している。

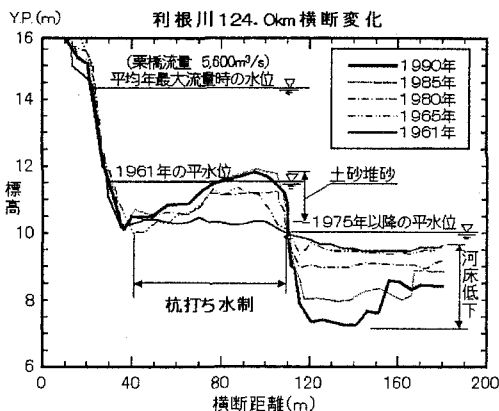


図-43 河床低下に伴う横断変化図 (利根川 124.0k)

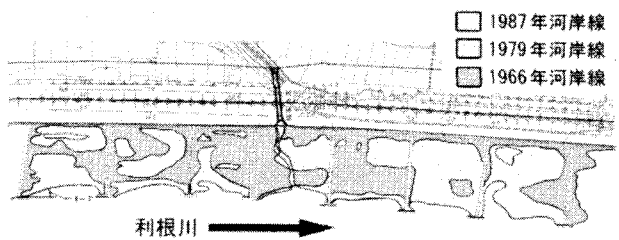


図-44 124km 付近左岸の河岸線の変遷

これらの工法も熟練工や材料の石が不足するようになり、昭和 40 年代よりコンクリートブロックによる水制が施工され、多くの箇所で使用されるようになった。その構造は、間知形、平形と様々なものが開発されたが総じて平坦な法面となり流速を早めることが少なくなかった。また、生態系にとって重要な水辺を単調化し、水面と陸部を分断してしまった。根固工も現場で使用目的に合った形状や重量が選定できる異形コンクリートブロックが制作されるようになり、深掘箇所なども大型クレーンの発達で機械化施工が可能になったため、従来の杭打ち水制等の施工は行われなくなった。

昭和 30 年代より利根川では、河道浚渫や上流部の堤防、ダムの整備などによる供給土砂の減少のため著しい河床低下が生じた。このような河床低下は、河積の増大につながり流下能力が増大したが、一方で取水施設や橋梁及び護岸、根固工などを浮き上がらせることになり、時により施設の破壊などの悪影響が生じた。しかし、利根川では、図-43 に示すように杭打水制等により河岸は守られ河床低下は低水路を中心に生じたため、比較的安定した高水敷(冠水頻度 2 回/年)が確保されている。

(b) 利根川河道の形成に果たした水制の役割

1) 河道横断形の形成と水制

利根川は 160km から上流は、扇状地河川で、河床勾配も $1/400 \sim 1/500$ で洪水時の流速も速く、河床材は玉石又は砂利である。洪水により主流の変動が著しく安定した低水路は定まっていないため堤防及びその前面には全川にわたり護岸、根固、水制が設置されている。この地区の護岸前面の水制の状況を確認すると、大規模洪水による上流よりの土砂流出等により、水制が埋没して 2m から 50cm 程度の土砂が堆砂している。

160km より下流取手市までは、河床勾配 $1/1,400 \sim 1/4,500$ 、河床材料は砂質であり、安定な低水路が形成されている。当該区間の 7 割²¹⁾に及ぶ区間は明治時代から設置された水制などによって高水敷が確保されてきている。

水制設置による土砂の堆積過程を利根川 117～126km 区間で確認すると、明治 42 年の利根川第三期改修計画の図面には、すでに長い水制が記載されている。これは、それ以前の低水工事時に施工されたものと思われる。その後、昭和 30 年代旧水制を補強するように堤防に直角に長さ 60～80m の杭打水制が施工された。これは昭和 35 年(1960)時点の航空写真で見ると水制間には水面だけで高水敷の形成は見られない。しかし、昭和 49 年(1974)の航空写真では水制間に土砂の堆積が確認でき、河岸、高水敷が形成されたことが確認できる。

この水制による河岸線、高水敷の造成状況を見ると図-44 に見られるように昭和 41 年(1966)の航空写真では隣り合う水制間の上下流側から発達してきた堆積土砂で水制間にワンド状の池ができている。その後

土砂の堆積は低水路側と堤防側の両方に向かって拡がり、昭和 49 年(1974)には水制領域のほぼ全幅が高水敷状となっていて、水制間の水辺は凹形の円弧状の河岸線となっている。

また、昭和 35 年(1960)以降、水制間の土砂の堆積により高水敷化が始まる一方で低水路では河床低下が起こった。水制間の土砂堆積部は、この影響を強く受けることなく低水路の河床が低下し平水位も低下したため堆積部と河床高上の段差が大きくなった。段差が大きくなると、上段と下段とでは掃流力の差が大きくなり、低水路からの河床材料の浮遊砂が段差の上段の水制域に流送される。流速が減少することにより掃流力が減少し、水制域を通過する浮流砂および掃流砂の一部が堆積してきた^{2), 25)}。これにより、高水敷の成長はさらに助長され、そこに植生が侵入してくるようになった。

高水敷への植生繁茂は、土砂の堆積環境にも影響し、洪水時の細粒分が堆積可能な環境が形成され河岸周辺は土砂の堆積により自然堤防状に変化していった状況を図-43 に示す。

このように利根川では、河川の持っている自然の機能と水制の効果で現在の高水敷が形成され、低水路河道の安定化が図られてきている。

水制及び高水敷形成の水理的效果を把握するため、昭和 56 年(1981) 8 月 15 号洪水(6,790m³/s)について左岸 119km 付近で調査を行った。

当地先での土砂の堆積などにより、昭和 56 年(1981)に水制が確認出来るのは水際付近と堤防寄りである。水際線から 3~20m は、水制杭が埋没する程度の自然堤防が形成されている。図-45、46 の水制配置が示すように水制幹部は 2 列、頭部は 3 列である。自然堤防より堤防側の水制は灌木および雑木等(高さ 2m)で覆われているが、杭頭は地盤高より概ね 0.3~1.0m 高くなっている。水制域に堆積したの河床材料の平均粒径は、自然堤防、低水域、水制域の順で大きい(図-45)。

断面を横断方向に水制域、低水域、右岸高水敷の 3 分割し、各領域の平均流速および平均水深に対応する Manning の粗度係数を求めた。水制域では最大水深 5.12m で流速毎秒 0.4m、粗度係数 0.105 で、粗度係数は、低水域の約 5~6 倍、右岸高水域(採草地)より約 3~4 倍の値を示している。水制域の流速は、右岸高水域の約 1/2~1/3、低水域の約 1/7 の値である。水制域の水深は、右岸高水域の水深の約 1.5 倍の値である。水制域の流速減少効果が著しいのは、水制域に生えた灌木等の影響もある^{4), 26)}。

このように、水制による高水敷化は、洪水時の流速を減じ堤防の安定に大きく寄与している。また、明治から設置された一部の長大な水制は杭が流出してしまっているが、河床に設置された、粗朶や玉石は残り現在でも石の塊の不透過水制状になり機能している。これは、また河床低下を軽減しつつならかな河岸を形成し、水制の周囲に土砂が付き、ワンド、干潟など多様性に富んだ水辺を形成している。これは、他の地区の河岸が河床低下に伴い、切り立った河岸となっているのと大きく異なっている(写真-6)。

根固工として設置された沈床、蛇籠なども河床低下で浮上り洗掘や崩壊している所もあるが、これらも河岸先に捨石状になり河床洗掘、河岸侵食防止の機能を確保すると共に多孔質な河岸を作り穴居性生物等の生息空間をも形成している(写真-7)。なお、捨石のように残っている旧水制や沈床の詰石は、20~40cm 程度の大きさである。これに対して利根川の洪水時の最大流速は 4~5m 程度になるが河川沿いは、これよ

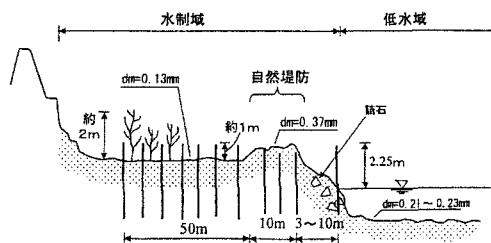


図-45 118km の水制域横断面図

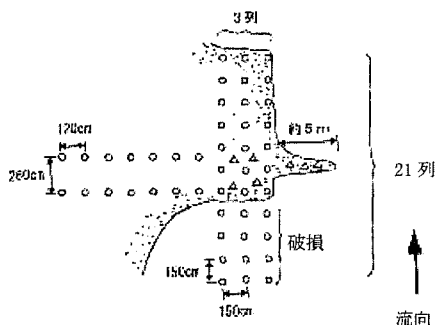


図-46 水制配置状況



写真-6 旧水制の詰石が水制状に機能して上下流に土砂堆積など変化に富んだ水辺の状況 (134km) (2001.2)



写真-7 旧水制や沈床詰石及び粗朶による河岸保護の状況 (2001.3)

り遅くなり、基盤には、まだ粗朶沈床が残り洪水中でも石は河床へ潜り込むことなく、安定している。石の大きさと移動限界流速の関係を示す米国工兵隊の評価式では、粒径 25～45cm 以上あれば流速毎秒 3～4m 程度まで耐えられることになる。

これらは河岸を守り高水敷の安定を図っており、現在では、多様な環境を確保しつつ望ましい河道の複断面化が全川に及んでおり、堤防の安全性にも寄与している。

2) 水辺環境の形成と水制

水制は、昭和 30 年代より 3～4m の河床低下で浮上り、先端部は流出したものが多い。しかし、土砂の堆積と一体となり侵食に耐えると共に、水制間の河岸線上には、柳などが繁茂して、護岸などの特定な施設がなくてもほぼ安定した河岸を形成している。しかし、水制の周辺は、流速が増大するため、局所的に深掘れが生じる。現在は、基礎部の粗朶沈床や詰石により深掘を防いでいるが補強が必要な状況となっており、景観を損なわない効果的な対策法の検討が必要である。

水辺は、動植物の生息、生育の場であり、多様な環境を確保し生態系豊かなものとする必要がある。そのためには、水辺の環境を多様化し多くの動植物のハビタットを確保してやることが重要である。河川の自然環境の最大の特徴は、流れがあることで、この流量、流速は地形、河床勾配や河道形状などの状況によって変化している。この水の流れの作用によって、蛇行や流れが速く水深が浅い「瀬」、水の流れが遅く水深の深い「淵」の形成ができ、河床の変化など様々な形状的な特性が生まれてくる。このような変化は、水制でもでき、水辺に多様な変化を与えることができ、水制周辺には静水域やワンドが形成され魚類の産卵場で遊泳力の小さい小魚の生息空間が確保され、洪水時には流速が弱められ水制の下流は魚類の避難場所ともなり、環境的にも良好な施設である。利根川でも多くの場所で、それらは確認することができる。

また、水制により保護されている河岸には多くの植物は生育している。これらの植生は、昆虫、野鳥、魚類の棲息環境を構成するほか親水性、景観など、その自然環境に大きく影響するもので河川にとって重要な要素であるとともに治水上も重要な働きをしている。河川の高水敷・河岸の樹木は洪水中の流水に抵抗し流速を低減し堤防や高水敷を保護している。河岸などは食物、特に柳は水辺に育ち根張りが良く流水に対する抵抗が強く、洪水時の河岸周辺の流速をおとし、根張りとともに土砂の流出を防ぎ河岸を保全すると共に水裏部には、むしろ土砂の堆積が促される。ヨシ・オギなどは、長い根付き、この根茎からも繁殖するので河道形状の変化しやすい水際でも環境の変化に応じ生育し群落を形成する。このため、洪水時の流水に対しては、しっかりした地下の根張りと地上部は流れに対して群落で増水によりしなやかに下流に倒れ河岸や高水敷を覆って保全し、減水と共に速やかに元に戻る自然の護岸の役目をしている²⁶⁾。河岸の侵食時などもオギなどの地下茎と土壌からなるヒサシ状部分で侵食の抑制もしている。近年 10,000m³/s 規模の洪水に対しても水制とともに柳などの植物で十分に河岸は保護されているのが確認できる。また、

柳などは、河畔林となり日射を遮断し影を作り水温変動を低減することや水生生物の餌となる落ち葉、陸生昆虫を提供するといった機能を有している。利根川では、平成6年撮影の航空写真などで河岸の植生を確認すると全川の5割の水辺は帯状の柳となっていて、護岸等のコンクリート構造物が延長の1割以下の7km程度である。その他は、オギ・ヨシ群落が4割の水辺河岸となっている(図-47)。特に、117km～126km区間のように

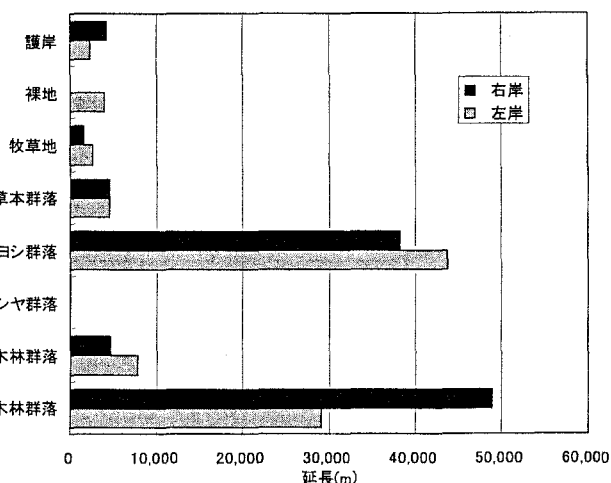


図-47 平成6年(1994)航空写真による利根川河岸植生状況

り高水敷化した箇所は、河岸から高水敷まで高木柳となり、その他コンクリート護岸根固上に土砂が付き柳が生えた箇所は低木柳が帯状となっている。

広大で自然に形成されたように見える利根川ではあるが、現在のような低水路の形状になったのは、目に見えない長い年月にわたり機能してきた水制による土砂の堆積や河岸の保護の効果がここで示されたが、河道の変化により、水制や木工沈床などが崩壊しても、詰石が捨石状になり安定して河岸保護しているのは水中の基盤にある粗朶沈床が機能して基盤の洗掘を防止し、石の安定が図られているためであることも確認できた。また、河川内の長大な水制の杭も殆ど無くなっているが詰石や粗朶は、その場に残り土砂が溜まり固定化され河床低下によって再び浮上り低い石の塊となり非越流型の水剝水制と同様な機能となっている。これらの構造は多孔質の空間やワンドの形成などにより多様な水辺環境を形成している。また、近年の10,000m³/s程度の洪水に対しても安定していることが明らかとなった。

水制は、コンクリートブロック張護岸のように流速を増し、単一の河状にならないことや水面と陸部を分断することなく多様な水辺を形成し、水位変化時に対しても多様な環境の創出することができる。特に利根川のセグメント2の河道特性をもった区域では、杭打水制などは土砂の堆積や河床低下などの河道の変化にも応じて一部施設は崩壊しても長い年月にわたり、その機能確保し自然環境になじむものである。自然環境と調和した河岸の保全に水制や植生による組み合わせなどは有効な手法であることが確認できた。このことより、長期的に見た環境豊かで安全な川づくりのために我々の先輩が行ってきた水制等施工例から今後の川づくりを今一度学ぶ必要があろう。

引用文献

- 1) 岡田将治, 福岡捷二: 複断面河道における洪水流特性と流砂量・河床変動の研究, 土木学会論文集, (印刷中)。
- 2) 吉川秀夫編著: 流砂の水理学, 丸善, 1985
- 3) 福岡捷二: 河岸侵食と植生護岸, 土砂移動現象に関するシンポジウム論文集, pp.83-113, 1992.
- 4) 福岡捷二, 藤田光一: 洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的得影響, 土木研究所報告, 第180号, pp.129-192, 1990.
- 5) 福岡捷二: 自然の機能を生かした治水対策, 東工大土木工学科研究報告, No.47, pp.31-46, 1993.
- 6) 福岡捷二: 環境時代の河川技術, ダム技術, No.143, pp.3-14, 1998.

- 7) 福岡捷二：水理学的に視点に立った治水と環境の調和した川づくり，土木学会，継続教育制度創設記念講演会－21世紀の技術者像と地域の安全に向けて－，pp.1-23，2002.
- 8) 福岡捷二，渡邊明英，柏木幸則，山縣 聡：ヨシで覆われた河岸の洪水流による浸食と流路の変動，第4回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム，pp. 83-88，1998.
- 9) 福岡捷二，仲本吉宏，福田朝生，石上鉄雄：ヨシ原で覆われた河岸の崩落機構と護岸機能の評価，土木学会論文集，（投稿中）.
- 10) 建設省河川局，土木研究所：河道特性に関する研究，第42回建設省技術研究会報告，773pp，1988.
- 11) (財)リバーフロント整備センター：河川における樹木管理の手引き，山海堂，pp. 93-110，1999.
- 12) 福岡捷二，渡邊明英，盛谷明弘，日比野忠史，木村靖人：オギ原上を流れる洪水流に関する現地実験とオギ原の抵抗特性，第3回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集，pp. 245-250，1997.
- 13) 福岡捷二，藤田光一：複断面河道の抵抗予測と河道計画への応用，土木学会論文集，第411号／Ⅱ-12，pp. 63-72，1989.
- 14) 福岡捷二，藤田光一，新井田浩：樹木群を有する河道の洪水位予測，土木学会論文集，第477号／Ⅱ-19，pp. 17-24，1992.
- 15) 福岡捷二，島谷幸宏，田村浩敏，泊 耕一，中山雅文，高瀬 智，井内拓馬：水流による高水敷上のヨシ原の倒伏・変形と粗度係数に関する現地実験，河川技術論文集，Vol. 9，pp. 49-54，2003.
- 16) 福岡捷二，新井田浩，佐藤健二：オギの河岸侵食抑制機構と耐力の評価，水工学論文集，第36巻，pp. 81-86，1992.
- 17) 福岡捷二，渡邊明英，新井田浩，佐藤健二：オギ・ヨシ等の植生の河岸保護機能の評価，土木学会論文集，No. 503／Ⅱ-29，pp. 59-68，1994.
- 18) 浜口達男，本間久枝，井出康郎ほか：水害防備林調査，建設省土木研究所資料，第2479号，pp. 1-205，1987.
- 19) 福岡捷二，五十嵐崇博，高橋宏尚：江の川水防林の特性と治水効果，水工学論文集，第39巻，pp. 501-506，1995.
- 20) 建設省中国地方建設局浜田工事事務所，アジア航測株式会社：江の川洪水流図化業務解析報告書，1984.
- 21) 白井勝二，福岡捷二：利根川における護岸・水制の変遷とその今日的役割，水工学論文集，第46巻，pp. 505-510，2002.
- 22) 白井勝二，福岡捷二：利根川河道の形成に果たした水制の役割—洪水・環境機能の評価—，河川技術論文集，Vol. 9，pp. 185-190，2003.
- 23) 護岸水制工，昭和4年度工務報告，内務省，1929.
- 24) 利根川第三期改修計画図，内務省，明治42年，1909.
- 25) 山本晃一，藤田光一，佐々木克也，有澤俊治：低水路川幅変化における土砂と植生の役割，河道の水理と河川環境シンポジウム論文集，pp. 223-238，1993.
- 26) 藤井政人，山本晃一，深谷 渉：河岸形成過程に関する研究，利根川・川内川での土砂堆積の実態調査，河道の水理と河川環境シンポジウム論文集，pp. 155-162，1993.