

札内川の河道変遷を考慮した治水と環境の調和した 安定な河道縦・横断面形状に関する研究

Study of Stable Cross-sectional Forms Harmonizing the Flood Control and River Environment in the Satsunai River

福岡 捷二¹
Shoji FUKUOKA

¹中央大学 研究開発機構 教授

要 旨

昭和50年頃の札内川は、低水路と高水敷の比高差が少ない広く浅い断面形状を有していた。しかし、低水路線形の蛇行度が大きく、蛇行頂部が堤防に接近する箇所が多く存在し、堤防侵食の危険性が高かった。この対応策として昭和53年に連続水制による低水路線形是正策が立案され、連続水制の整備が進められたことで低水路蛇行は抑制され、現状の低水路線形は、中小洪水に対しては安定してきている。しかし、低水路の断面形状を狭くしたために、昭和50年頃の河道と比較すると、河床低下により高水敷との比高差が増大し、狭く深い断面形状へと変化してきた。このような狭く深い断面形状と連続水制を有する河道に大出水が生じた場合、低水路沿いの水制周辺の水掘り、さらには高水敷および堤防の侵食による災害が懸念される。札内川における大洪水への安全性の確保、及び中・小洪水に対して治水・環境の両面から見て、望ましい河道の縦・横断面形状はどのようなものかについて明らかにする必要がある。

著者は、平成22年度、平成23年度の研究成果報告書において、H13年9月洪水(既往最大)および縦断的に密に水位データが測られたH23年9月洪水において、連続水制を有する札内川における洪水時の流れ・河床変動の観測結果を説明できる石礫河川の洪水流—河床変動解析法について検討を行い、著者らの解析法が既往の解析法に比して説明力が高いことを明らかにした。

本研究では、著者らの河床変動解析法を用い、大規模出水時の流れと河床変動について分析し、課題を整理する。この結果を踏まえ、大流量に対する河道安定の視点から断面形状をどのような形に改修すべきか、大中小の洪水流量に対して治水と環境の調和した河道縦・横断面形状の決め方を提案する。

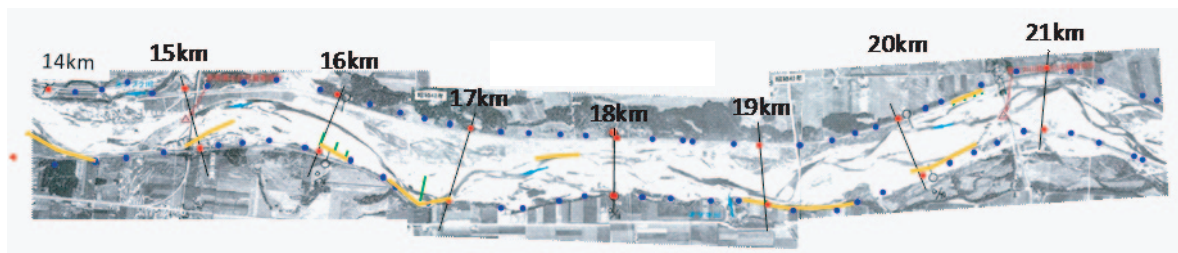
《キーワード：石礫河川；連続水制；河床変動；河道縦・横断面形状》

1. 序論

札内川は、粗石（粒径7.5cm～30cm）、礫および砂の河床材料で構成される急流石礫河川である。洪水時には河床が大きく変動し、濤筋や水衝部が洪水ごとに移動する特徴を有する。図-1に、札内川（14k～22k区間）の水制工・低水路護岸工の設置位置を、図-2に河道変遷（各年の河床高と昭和46年平均河床高の差で表現）を示す。また、図-3には、15kおよび19.2kの横断形状の変化を示す。昭和46年、昭和53年の低水路は、高水敷との比高差が少ない広く浅い断面形状を有していた。しかし、低水路線形は大きく蛇行し、蛇行頂部が堤防に接近する箇所が多くあり、堤防侵食の危険性が高かったことから、主に護岸工による堤防保護を行ってきた。しかし、護岸工では十分な水衝部対策となり得なかったために、昭和53年に、連続水制による低水路線形は正策が立案され、この計画に従い連続水製の整備が進められたことにより低水路蛇行は抑制され、現状の低水路線形は、中小規模の洪水に対しては安定し、連続水制による河道安定化策は効果を発揮している¹⁾。しかし、図-3に示すように現状の低水路断面形状は、低水路と高水敷の比高差が増大し、狭く深い断面形状へと変化してきた。このような現河道に大出水が発生した場合、低水路沿いの水制周辺の洗掘、さらには高水敷・堤防の侵食が懸念される。札内川の適切な河道管理のためには、大中小の流量規模における流れと縦横断的な土砂動態を把握し、治水と環境の調和した河道縦・横断形状を検討する必要がある。

上述の検討を行うためには、札内川の流れと土砂動態を説明する解析手法が必要となる。著者ら²⁾は、石礫河川の土砂移動・河床変動を説明する解析法として、常願寺川現地実験で明らかとなった河床変動機構を考慮した二次元河床変動解析法と水面形の時間変化を用いた非定常洪水流解析法との一体モデルを検討した。著者は、平成22年度と平成23年度の研究成果報告において、上述の解析法と既往の解析法^{3),4)}を用い、札内川の洪水流、土砂動態の解明を試みた。平成22年度は、H13年9月に発生した既往最大の洪水流を対象として解析を実施したが、水位観測情報が少なく、十分な精度検証を行うことが出来なかった⁵⁾。このことから、平成23年度は、観測体制の充実を図り、これまで、2箇所で行われていた水位観測に加え、新たに簡易水位計を設置し、計8箇所で行われていた洪水中の水位観測を実施した。H23年9月に出水があり、この観測体制により縦断的な水位観測の時系列値が得られた。H23年9月洪水データを用いた検討結果から、著者らの解析法は、札内川の洪水時の流れ・土砂動態を説明するモデルとして有効であることが明らかとなった。

本研究では、札内川の流れ・土砂動態を説明できる石礫河川の河床変動解析法と無次元流量－無次元河幅・水深関係式（福岡の式^{6),7),8)}）を用い、図-4に示す手順で検討を行い、札内川の治水と環境の両面から見て望ましい河道縦・横断面形状の決め方を提示する。最初に、現状断面で大規模出水が生じた場合の流れと河床変動について検討し、どのような箇所が治水上問題になるのかについて整理する。次に、大規模出水の検討結果を用い、無次元流量－無次元河幅・水深関係について整理し、福岡の式と比較・検討することで、流れ・河床変動の情報も考慮して断面形状の是正が必要な箇所の選定を行う。是正が必要と判断された箇所に対し、縦断的な河幅や河道線形を考慮した船底型形状も含む断面改修案を設定する。改修案に対し、河床変動解析により河道の安定性を検討するとともに、福岡の式との比較から、改修案の効果について検討する。これらの検討から、札内川における治水上、環境上望ましい河道縦・横断面形状はどのようなものであるかを示し、石礫河川における安定な河道断面形状の決め方を提示する。

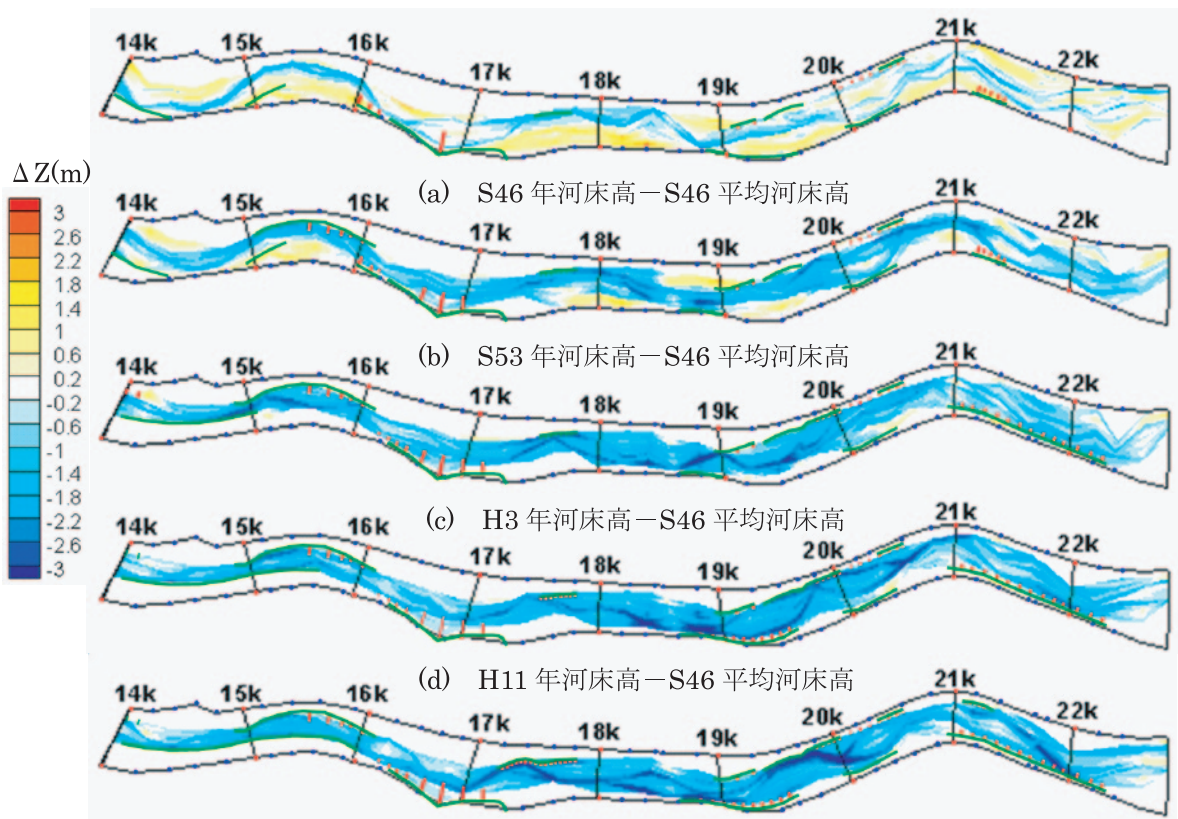


(a) S42年（黄色ライン：低水路護岸工，緑ライン：水制工）



(b) H13年（黄色ライン：低水路護岸工，青ライン：水制工）

図-1 札内川(14km～22km)の河道変遷



(e) H14年河床高－S46平均河床高

図-2 昭和46年を基準とした河床変化高(緑ライン：低水路護岸工，赤ライン：水制工)

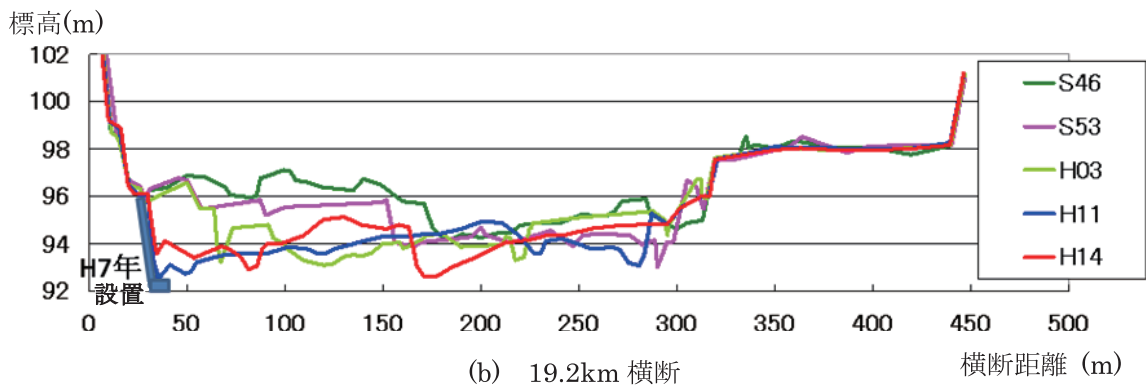
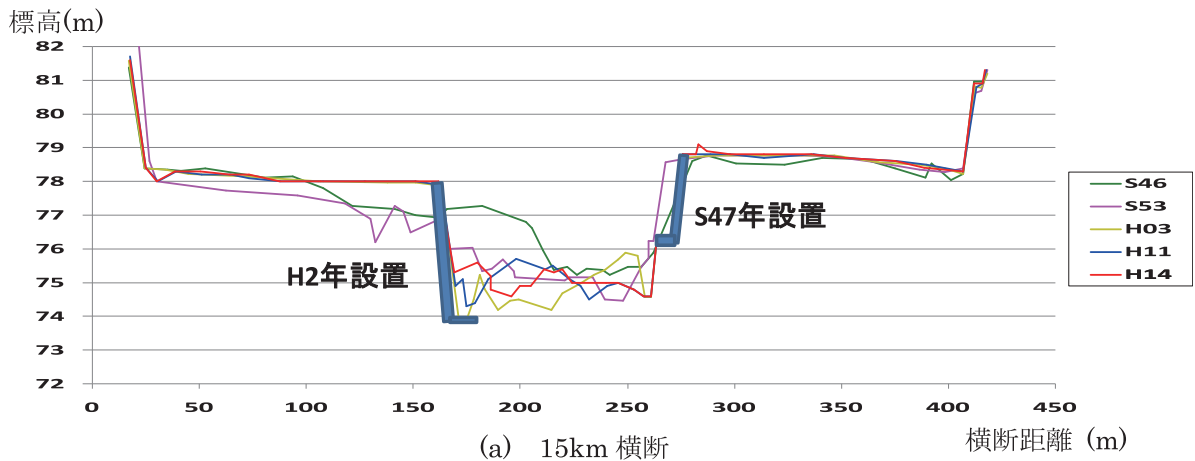


図-3 河道横断形状の経年変化

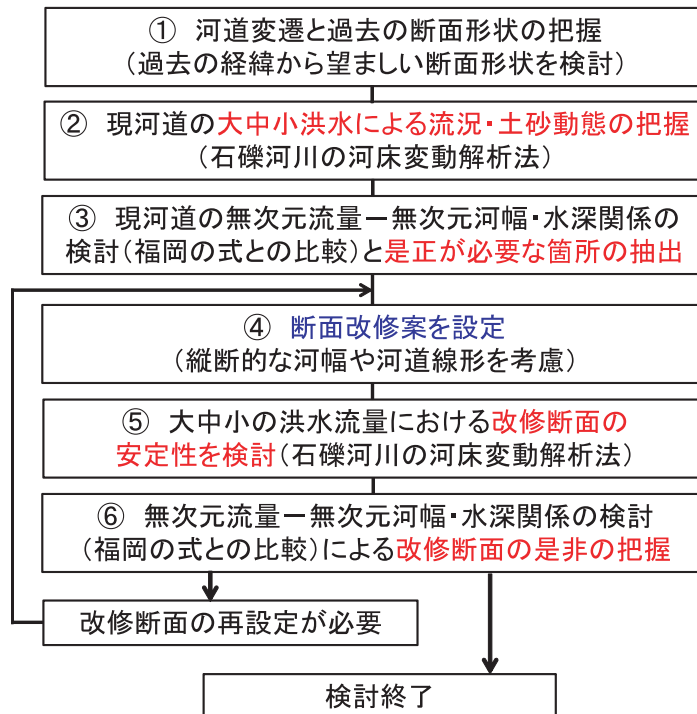


図-4 礫床河川における治水と環境の調和した安定な河道縦・横断面形状の検討手順

2. 石礫河川の二次元河床変動解析法

既往の河床変動解析法の石礫河川へ適用する際の問題点を改善し、石礫河川の河床変動機構^{9), 10), 11), 12), 13), 14)}および河床表層の凹凸分布の特徴を考慮した新しい河床変動解析法について説明する。図-5は新しい二次元河床変動解析法で想定した石礫河川における流砂過程を、図-6に石礫河川の河床変動解析法の過程を示す。本解析法は、洪水流の水面形の時間変化を解とした非定常二次元洪水流解析法と石礫河川の二次元河床変動解析法を一体的に扱うものである。はじめに、本解析法における河床表層の各粒径の平均高さ、表層割合および平均河床高の計算法について説明し、それを用いた洪水流解析および流砂量解析について説明する。

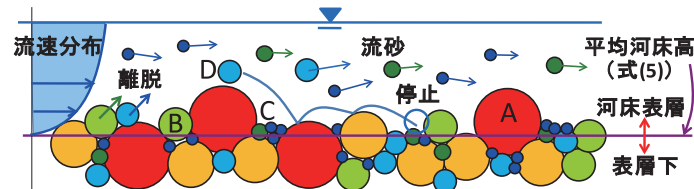


図-5 石礫河川の河床変動解析法の河床，流れと流砂（離脱・流下・堆積）の関係

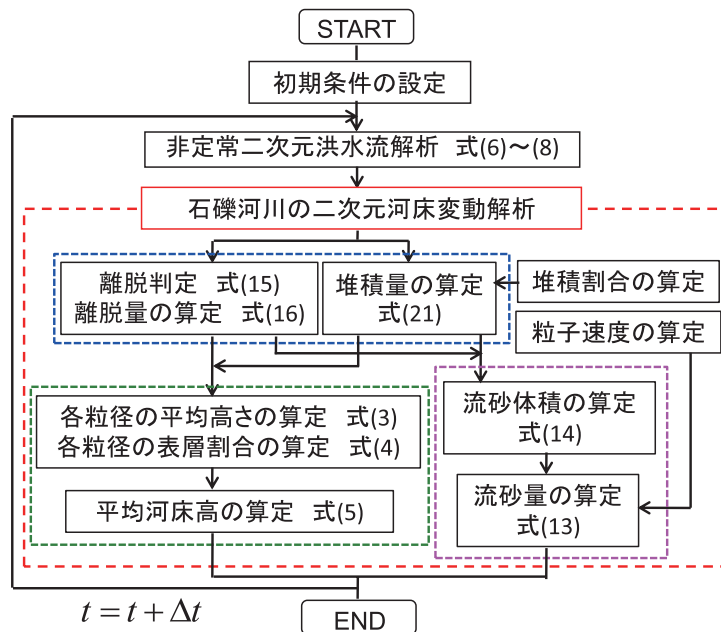


図-6 石礫河川の河床変動解析法の過程

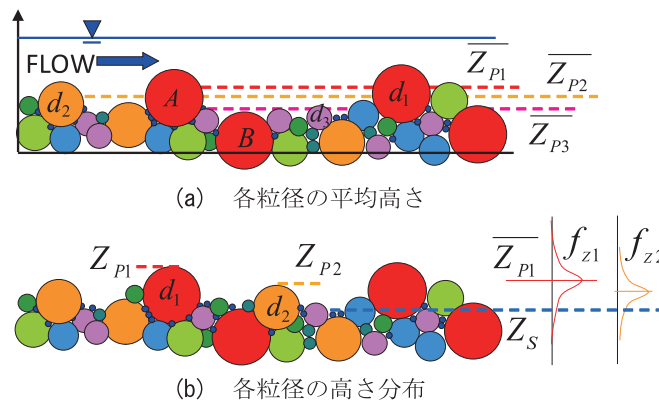


図-7 各粒径の平均高さ及各粒径の高さ分布の関係

(1) 石礫河川の表層石礫凹凸分布

図-7(a)のA, B粒子のように、同じ粒径においても高さの違いがあり、この高さの違いが河床の凹凸を形成し、離脱や堆積の各現象に影響している。このような石礫河川における河床表層の凹凸形状を知るために、常願寺川現地実験水路を対象として河床表層の凹凸分布（各粒径の高さ分布）を調査した。本調査では、この各粒径の平均高さ $\overline{Z_{Bk}}$ を基準とし、図-7(b)に示すような各粒径ごとの高さの分布 f_{zk} を得ることを目的とする。

調査は、2009-Case4終了後の実験水路において直線区間に位置するNo.0断面およびNo.16断面の低水路河床において、各箇所につき1.6m×1.6mの範囲で行った。写真-1のように、範囲内に存在する石礫にシールを付けて番号を振り、各石礫の頂点高 Z_{Bk} をトータルステーションで計測するとともに、粒径を写真撮影から計測した¹⁵⁾。また、平均河床高把握のため、0.2m×0.2mの範囲内で1点ずつ砂面高 Z_s を計測した。

図-8に、高さ分布の調査結果を示す。調査した粒径を3区分（40mm以下、40mm～75mm、75mm以上）に分けて整理した。縦軸は、砂面高 Z_s を基準とした高さ、横軸は、個数割合を示している。各分布は、乱れてはいるものの正規分布形状に近い形をとっていることから、各分布の平均高さを頂部とする正規分布と仮定して整理を行った。すなわち、式(1)で分布形状を表現し、図-8の各粒径階の高さ分布の標準偏差 σ_k について調べた。

$$f(z') = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_k} \exp\left(-\frac{z'^2}{2\sigma_k^2}\right), \quad z' = \frac{Z_{Pk} - \overline{Z_{Pk}}}{Z_{Pk} - Z_s} \quad (1)$$

図-9に、調査結果による高さ分布とそれを近似する正規分布（凡例に標準偏差の値を表示）を示す。小さい粒径ほど標準偏差が大きく、大きな粒径ほど標準偏差が小さいことが分かる。これらの関係を図-10にまとめた。 d_m は各調査箇所の平均粒径を示す。標準偏差の分布は、式(2)で近似される。

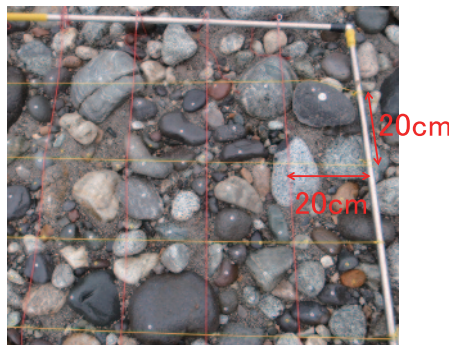


写真-1 石礫高さ分布調査箇所の河床の状況

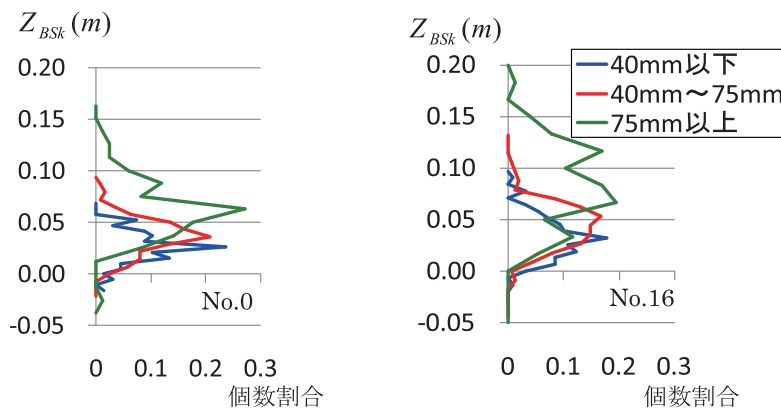


図-8 各粒径階の高さ分布

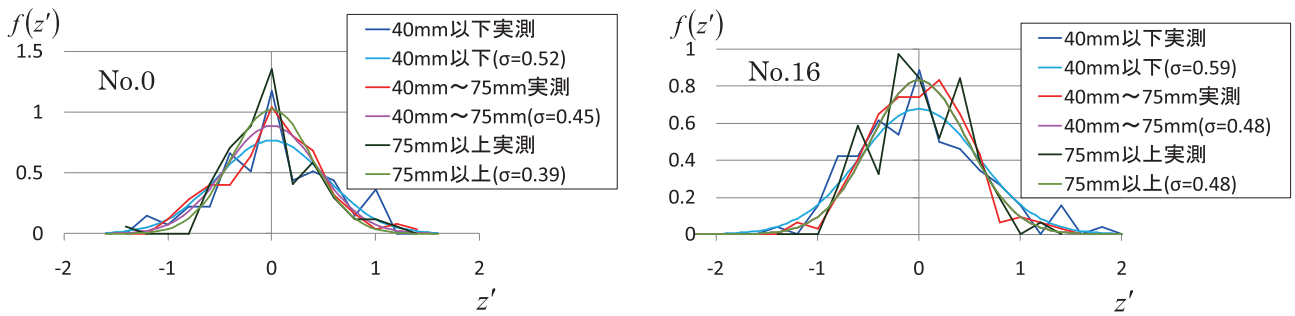


図-9 調査した高さ分布と正規分布

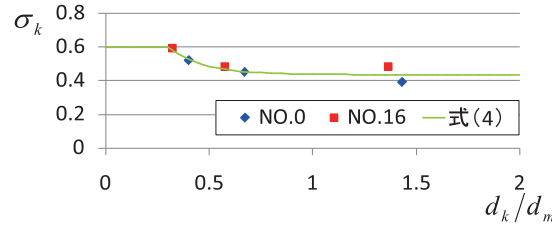


図-10 標準偏差と粒径の関係

$$\sigma_k = \min \left\{ 0.435 + \exp \left(-6 \frac{d_k}{d_m} \right), 0.6 \right\} \quad (2)$$

ここで、標準偏差値は大きな値はとらないと考え、その上限を0.6で打ち切った。この得られた関係を、河床の凹凸を考慮した離脱・堆積のモデル化に反映する。

(2) 河床表層の各粒径の平均高さ、表層割合および平均河床高の算定方法

各粒径の平均高さ $\overline{Z_{P_k}}$ 、表層割合 P_k と平均河床高 $\overline{Z_B}$ の計算方法について説明する。各諸量の定義を図-5、図-7に示す。各粒径の平均高さは、後述する各粒径の河床からの離脱量 V_{P_k} 、河床への堆積量 V_{Dk} と河床の表層割合を用いて式(3)により時々刻々の高さを計算する。

$$\frac{\partial \overline{Z_{P_{i,j,k}}}}{\partial t} = -\frac{\alpha_2}{\alpha_3} \frac{(V_{P_{i,j,k}} - V_{D_{i,j,k}})}{P_{i,j,k}} \quad (3)$$

ここで、 y, y : 計算メッシュの流下方向および横断方向の番号、 α_2, α_3 : 粒子の2次元・3次元形状係数 ($=\pi/4, \pi/6$) である。 α_2/α_3 は各粒子の持つ空隙を考慮したもので、空隙率に換算すると $\lambda = 0.33$ に相当する。各粒径の表層割合 (図-5に示すように平均河床高より上の部分を表層とする) は、各粒径の離脱量、堆積量を用いて式(4)から計算する。

$$\frac{\partial P_{i,j,k}}{\partial t} = -\frac{\alpha_2}{\alpha_3} \frac{(V_{P_{i,j,k}} - V_{D_{i,j,k}})}{d_k} + P_{0i,j,k} \sum_{k=1}^{n_k} \frac{\alpha_2}{\alpha_3} \frac{(V'_{i,j,k})}{d_k} \quad (4)$$

ここに、 $V'_{i,j,k}$ は、 $V_{P_{i,j,k}} > V_{D_{i,j,k}}$ の時、 $V'_{i,j,k} = V_{P_{i,j,k}} - V_{D_{i,j,k}}$ 、 $V_{P_{i,j,k}} \leq V_{D_{i,j,k}}$ の時、 $V'_{i,j,k} = 0$ であり、 $P_{0i,j,k}$ は、表層下における各粒径の割合である。式(4)の右辺第2項は表層下の粒度分布を考慮した項であり、 $V'_{i,j,k}$ は、離脱量が堆積量を上回る場合のみ計算される。平均河床高 $\overline{Z_B}$ は、式(5)により算定する。

$$\overline{Z_{B_{i,j}}} = \sum_{k=1}^{n_k} (P_{i,j,k} \cdot \overline{Z_{P_{i,j,k}}}) - \frac{d_{m_{i,j}}}{2} \quad (5)$$

式(5)の右辺第1項は、各粒径の平均高さ $\overline{Z_{pk}}$ の計算格子内での平均高であり、右辺第2項は平均粒径 y_p (本解析では y_{60} 粒径とした)の半径である。すなわち、平均河床高 $\overline{Z_b}$ は、平均的な粒子高さから平均粒径の半径を差し引いた高さとして定義した。

(3) 非定常二次元洪水流解析

非定常二次元洪水流解析に用いる連続式と運動方程式を以下に示す。解析モデルは、河道の平面形状を適切に考慮できるように一般座標系 (ξ, η 座標) を用いている。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q^\eta}{J} \right) = 0 \quad (6)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{q^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{u^\xi q^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{u^\eta q^\xi}{J} \right) - \frac{q_x}{J} \left(u^\xi \frac{\partial \xi_x}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial \xi_x}{\partial \eta} \right) - \frac{q_y}{J} \left(u^\xi \frac{\partial \xi_y}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial \xi_y}{\partial \eta} \right) \\ & = -gh \left(\frac{\xi_x^2 + \xi_y^2}{J} \frac{\partial H}{\partial \xi} + \frac{\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial H}{\partial \eta} \right) - \frac{F_{D90}^\xi}{\rho J} + D^\xi \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{q^\eta}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{u^\xi q^\eta}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{u^\eta q^\eta}{J} \right) - \frac{q_x}{J} \left(u^\xi \frac{\partial \eta_x}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial \eta_x}{\partial \eta} \right) - \frac{q_y}{J} \left(u^\xi \frac{\partial \eta_y}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial \eta_y}{\partial \eta} \right) \\ & = -gh \left(\frac{\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial H}{\partial \xi} + \frac{\eta_x^2 + \eta_y^2}{J} \frac{\partial H}{\partial \eta} \right) - \frac{F_{D90}^\eta}{\rho J} + D^\eta \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、 y : 水深、 q^ξ, q^η : 単位幅流量の反変成分、 u^ξ, u^η : 流速の反変成分、 y : 水位 ($h + \overline{Z_b}$)、 y : ヤコビアン、 $\xi_x, \xi_y, \eta_x, \eta_y$: 座標変換のメトリックス、 D^ξ, D^η : 水深平均流速の変動成分によるレイノルズ応力項である。石礫河川における河床抵抗は、従来用いられる摩擦抵抗よりも河床表層に突出した大きな河床材料による形状抵抗が支配的であると考えられる。本研究では、D80以上の大きな河床材料が抵抗に寄与すると考え、抵抗評価式を構築した。式(7)、式(8)の $F_{D90}^\xi, F_{D90}^\eta$ は、河床表層に存在するD80以上の大きな河床材料からの形状抵抗を考慮したものであり、抵抗に寄与する代表粒径をD90として式(9)～式(11)により評価する。

$$F_{D90}^\xi = \xi_x F_x + \xi_y F_y, \quad F_{D90}^\eta = \eta_x F_x + \eta_y F_y \quad (9)$$

$$F_x = N_{D90} \frac{\varepsilon_{D90}}{2} \rho C_D A_{D90} u_{D90}^2 \cdot \frac{u_x}{\sqrt{u_x^2 + u_y^2}} \quad (10)$$

$$F_y = N_{D90} \frac{\varepsilon_{D90}}{2} \rho C_D A_{D90} u_{D90}^2 \cdot \frac{u_y}{\sqrt{u_x^2 + u_y^2}}$$

$$N_{D90} = \frac{0.2}{\alpha_2 d_{90}^2}, \quad A_{D90} = \frac{\alpha_2 d_{90}^2}{2} \quad (11)$$

ここに、 F_x, F_y : D90による形状抵抗のX, Y方向成分、 N_{D90} : D90粒径の河床表層に存在する個数、 ε_{D90} : D90粒径の遮蔽係数、 ρ : 水の密度、 C_D : 抗力係数(=1.0)、 A_{D90} : D90粒径の投影面積 (河床上に半分露出している状態を想定)、 u_{D90} : D90粒径に作用する流速値であり、流速の代表高さを半径の0.7倍の位置と仮定して対数分布則により求める。 u_x, u_y : X, Y方向の水深平均流速値である。D90粒径の遮蔽係数 ε_{D90} は、常願寺川での実験値 (河床が安定した状態) を用いて h/d_{90} と ε_{D90} の関係を整理した結果、図-11に示す関係を得た。この図から、 ε_{D90} は、 h/d_{90} の変化に対してほぼ一定値と見なせることから、平均値を採

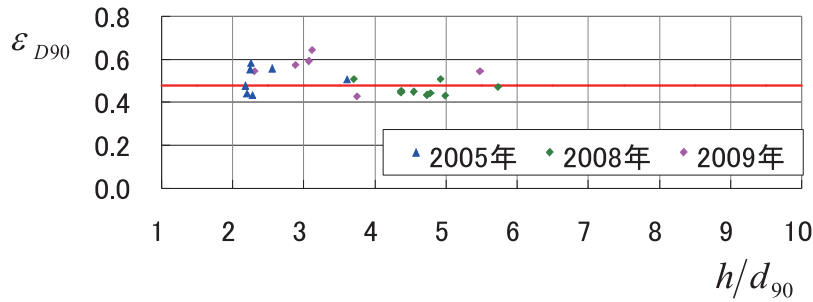


図-11 D90の遮蔽係数

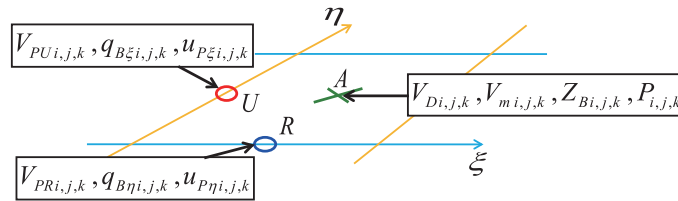


図-12 各変数の定義点

用して $\varepsilon_{D90} = 0.48$ とした。上述の抵抗評価式は、常願寺川現地実験のデータをもとに構築したものである。常願寺川の河床には、大きな河床材料が豊富に存在する。このため、河床が洗掘されると、より大きな材料が出現する状況にあり、流体力が変化すればD80粒径もそれに応じて変化することができ、D80以上の粒径はほとんど移動しない材料で構成されている。従って、抵抗評価式はD80以上の材料が静止状態にある場合を想定して構築した。しかし、それらが活発に移動するような大規模な洪水を対象とする場合は、D80以上の形状抵抗による扱いでは河床抵抗を十分に評価できない状況も考えられる。このような大規模な洪水については、抵抗評価法の検討が必要である。

(4) 掃流砂量の算定方法

掃流砂量は、掃流砂濃度分布 y 、掃流層厚 y_{yy} および粒子速度分布 y_{yy} を用いると次式で評価される^{16), 17)}。

$$q_{Bk} = \int_0^{h_s} c_k u_{pk} dz = \overline{c_k h_{sk} u_{pk}} = \overline{V_{mk} u_{pk}} \quad (12)$$

ここに、 y_{yy} ：各粒径の単位面積当たりの流砂体積である。混合粒径材料の流砂過程における各粒径の流砂濃度分布 y_{yy} 、掃流層厚 y_{yy} および粒子速度分布 y_{yy} の評価は、各粒径粒子間の衝突や流れとの相互干渉を適切に考慮する必要がある。しかし、現状ではこれら进行评估することは難しい。本研究では、式(12)に示すように掃流層厚と濃度分布を単位面積当たりの流砂体積 y_{yy} として1つにまとめ、粒子速度は各粒径粒子間の衝突を考慮しない状態での平均移動速度 $\overline{u_{pk}}$ を求め、それらを用いて掃流砂量を算定した。一般座標系における式(12)の二次元表記（各変数の定義位置を図-12に示す）は、以下ようになる。

$$\begin{aligned} q_{B\xi i,j,k} &= \overline{V_{m i0,j,k} u_{p\xi i,j,k}} \\ q_{B\eta i,j,k} &= \overline{V_{m i,j0,k} u_{p\eta i,j,k}} \end{aligned} \quad (13)$$

ここで、式(13)の下付き y_0, y_0 は、風上側を示し、平均粒子速度 $\overline{u_{p\xi}}, \overline{u_{p\eta}}$ の正負により対象メッシュを判定する。各粒径の単位面積当たりの流砂体積 y_{yy} は、流砂量の収支と離脱・堆積の差から以下の式により評価される。

$$\frac{\partial V_{mi,j,k}}{\partial t} + \frac{\partial q_{B\xi i,j,k}}{\partial \xi} + \frac{\partial q_{B\eta i,j,k}}{\partial \eta} = V_{Pi,j,k} - V_{Di,j,k} \quad (14)$$

各粒径の粒子移動速度 $\overline{u_{p\xi}}, \overline{u_{p\eta}}$ は、その場所の流体力、河床縦横断勾配に対して平均的な移動方向、移動速度を得る必要がある。ここでは著者らによる既報¹⁸⁾の評価法と同様に、**図-13**に示すような平均粒径を整列に敷き並べた縦横断勾配を考慮した河床面を設定し、河床との衝突・反発を考慮した粒子の運動方程式¹⁹⁾を用いた跳躍解析から求めた。河床面との衝突・反発は、反発係数を用いて制御する。反発係数は、移動速度に影響を与える重要なパラメータである。反発係数の数値は、土屋・青山²⁰⁾の一様砂礫の実験結果から移動床では0.5前後の値とされている。本研究では、室内流砂量実験^{21), 22), 23)}や常願寺川現地実験への適用から、現象をよく説明する値として反発係数0.65を採用した。各粒径に関して5秒間の跳躍解析を行い、その移動距離・方向から平均移動速度 $\overline{u_{p\xi}}, \overline{u_{p\eta}}$ を算定する。ここで、**図-6**に示す流砂量算定に用いる粒子移動速度と堆積量算定に用いる停止割合の計算では、計算負荷が大きいため、計算時間間隔 $\Delta t'$ を他の計算に用いる時間間隔 Δt よりも長く設定している。粒子速度等は、流れや河床状態が変わらなければ変化しない値であるため、流れや河床変動を考慮して計算時間間隔を設定する。実験規模では、数秒から数十秒程度、実河川の洪水流を対象とする場合は、1, 2分を目途にすればよい。

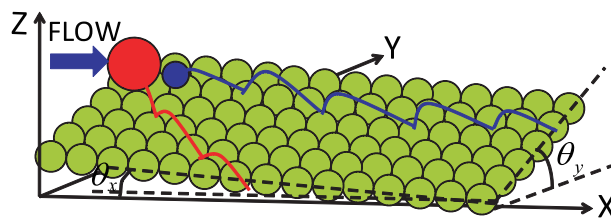


図-13 粒子移動速度ベクトルの解析方法

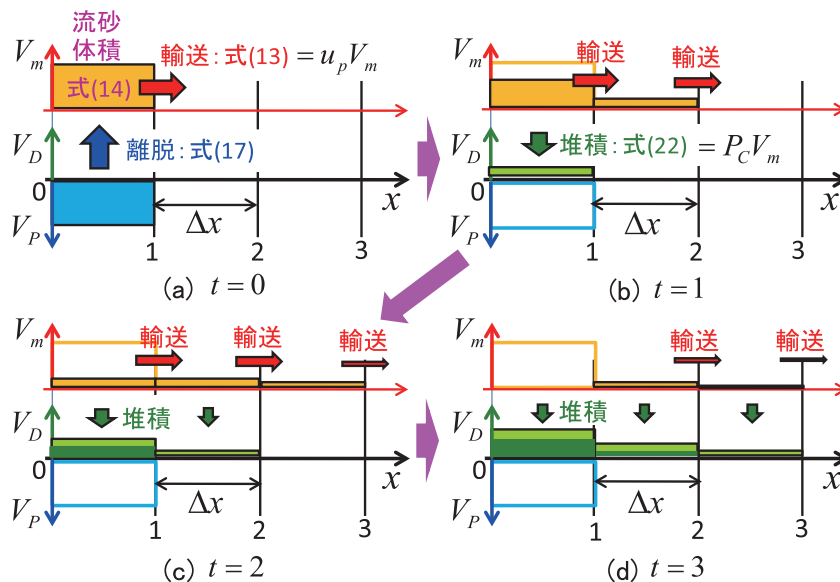


図-14 流砂量算定の過程

図-14は、時刻 $y=0$ に上流端格子からある粒径粒子の離脱が生じた場合の、その後の時間的な輸送（流砂）・堆積の計算過程を模式的に示したものである。横軸は、流下方向の計算格子を示し、縦軸は、離脱量 y_y 、堆積量 y_y および流砂体積 y_y を示す。まず、 $y=0$ において離脱した土砂 y_y は、式(14)の計算によ

り流砂体積 y_y に取り込まれる．計算格子間の流砂量 y_y は，流砂体積 y_y と粒子速度 y_y との積（式(13)）で算定される．また，計算格子への堆積量 y_y は，後述するように流砂体積 y_y と停止割合 y_{yy} の積で算定される．このようにして求められた流砂量 y_y と堆積量 y_y を用い，式(14)により次の時刻（ $y=1$ ）の各計算格子の流砂体積が算定される．このような計算過程を繰り返すことで，時空間的な流砂体積，流砂量および堆積量が求められる．

(5) 離脱量の算定方法

凹凸のある河床では，**図-5**のA粒子のように各粒径の中で高い位置に存在する粒子（露出度が高いもの）が離脱する可能性が高い．一方，**図-5**のB粒子やC粒子のように，他の大きな粒径集団の前面および背後に位置し，大きな粒径に遮蔽され移動できない状態の粒子が存在する．石礫河川における離脱量算定には，大きな粒径集団による遮蔽効果を考慮する必要がある．

離脱量算定では，まず，各粒径に掛かる抗力・揚力と粒子の重量を考慮したモーメントの釣り合い式により，各粒径の離脱限界高さの算定を行う．離脱限界高さとは，その高さより高い位置に存在する粒子は離脱可能と判断し，逆にそれより低い位置の粒子は，離脱しないと判断するための基準高である．**図-15**に離脱限界高さの算定方法を示す．離脱判定を行う粒子の粒子高さを徐々に変化させ，流速分布を考慮して粒子に掛かる流速値を算定し，モーメントの釣り合い式(15)により離脱判定を行い， $\beta_k=1$ となる高さを離脱限界高さとして求める．

$$\beta_{i,j,k} = \frac{\frac{\alpha_{zk}}{2} \rho C_D \varepsilon_a \alpha_2 d_k^2 u_{fk}^2 + \frac{\alpha_{xk}}{2} \rho C_L \varepsilon_a \alpha_2 d_k^2 u_{fk}^2}{\alpha_{xk} \cdot (\rho_s - \rho) g \alpha_3 d_k^3} = 1.0 \quad (15)$$

$$\alpha_{xk} = \frac{d_k}{2} \sin \theta_k, \quad \alpha_{zk} = \frac{d_k}{2} \cos \theta_k$$

ここで， ε_y ：流体力を受ける面積を表わす投影係数で，0.4が一般的に用いられるが²⁴⁾，離脱対象粒子が周辺の粒子に比べて高い位置に設定しているため，本解析では0.7とした． y_y ：揚力係数で，Chepil^{25),26)}により測定された抗力・揚力比を参考に $y_y=0.85$ とした． ρ_y ：粒子密度， y_y ：粒子に作用する流速値で，対数分布則により求める．流速の代表高さは，**図-5.3.20**に示すように離脱判定粒子の底部が平均河床より低い場合と高い場合に分け， α_y を0.7として代表高さ y_{yy} を求め，流速値を算定した．

式(15)の離脱判定において，各粒径の離脱限界以上の粒子を対象に式(16)にて離脱量の算定を行う．

$$V_{Pi,j,k} = \varepsilon_{Pi,j,k} \frac{N_{Pi,j,k} \alpha_3 d_k^3}{T_{Pi,j,k}} \quad (16)$$

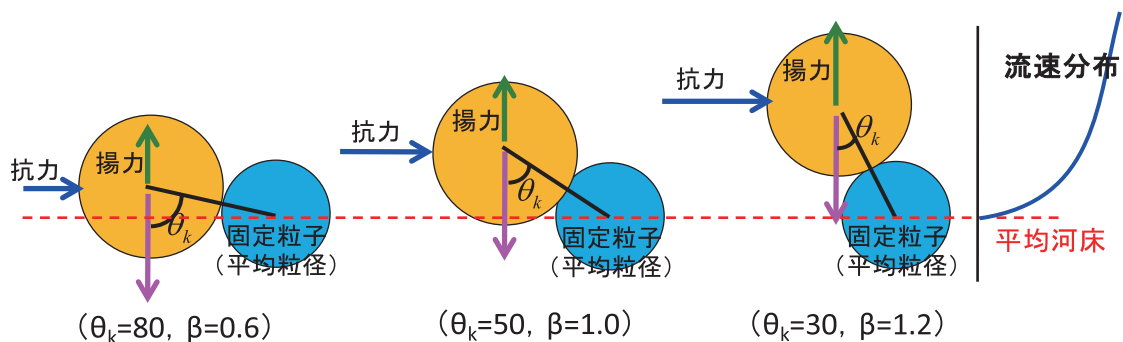


図-15 離脱限界高さの算定方法（この例では $\theta=50$ 度が離脱限界）

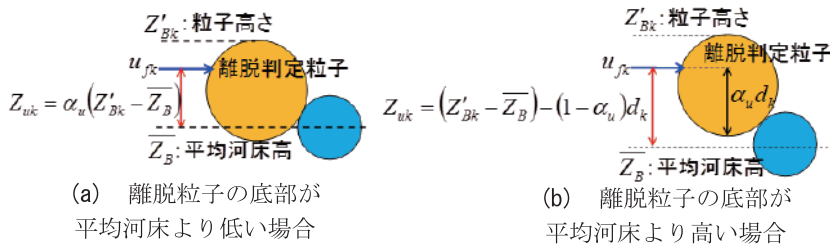


図-16 離脱粒子に掛かる流速値の算定方法

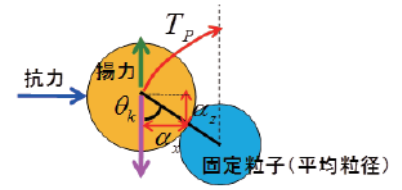


図-17 離脱時間

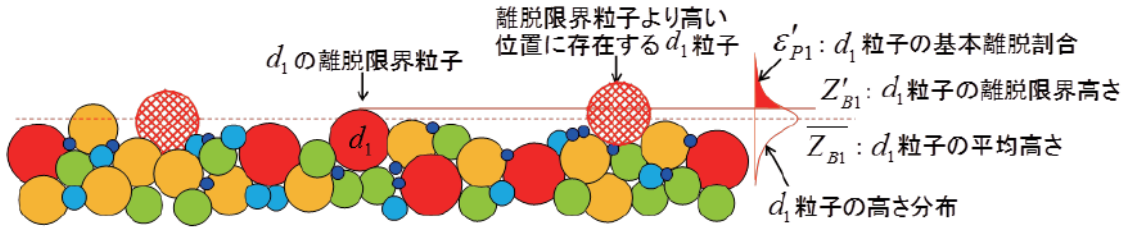


図-18 基本離脱割合

ここに、 ε_p ：各粒径の離脱割合、 y_{yy} ：各粒径の河床表層に存在する全個数 ($= P_k / \alpha_2 d_k^2$)、 y_{yy} ：河床からの離脱時間であり、図-17に示すように固定粒子を乗り越えるまでの時間と定義し、粒子の運動方程式を用いて算定する。式(16)の形は、中川ら²⁴⁾、村上ら²⁷⁾のものと同様である。石礫河川における大きな粒径集団による特徴的な遮蔽効果は、各粒径の離脱割合 ε_{pk} に反映される。各粒径の離脱割合 ε_{pk} は、各粒径の高さ分布から算定される基本離脱割合 ε'_{pk} と他の大きな粒径集団の遮蔽効果による離脱抑制を考慮した ε_{wsk} を用いて、以下の式により評価する。

$$\varepsilon_{Pi,j,k} = \varepsilon'_{Pi,j,k} \varepsilon_{ws i,j,k} \quad (17)$$

各粒径の基本離脱割合 ε'_{pk} は、離脱限界粒子よりも高い位置に存在する粒子は離脱可能であると考え、図-18に示すように、表層に存在する粒子の中で離脱限界粒子よりも高い位置に存在する粒子割合から求める。ただし、基本離脱割合は、離脱時間 T_p 内に離脱する粒子を想定しており、移動限界以上の河床表層にある全粒子が、離脱時間 T_p 内に一度に離脱するとは考えられない。算定する離脱時間は、あくまでも理想的に粒子に流体力が作用し、振動等が生じることなく離脱した場合の時間を算定しており、実際には、流体力が掛かっているにもかかわらず、振動等を起こしながら徐々に離脱に至るものが多く存在するため、基本離脱割合には、これを考慮する必要がある。本研究では、離脱限界以上の粒子の中で、10%の粒子が離脱時間 T_p 内に離脱すると設定 ($\varepsilon_r = 0.1$) し、以下の式により基本離脱割合を算定した。

$$\varepsilon'_{Pi,j,k} = \varepsilon_r \int_{Z'_{Bk}}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{i,j,k}} \exp\left(-\frac{z^2}{2\sigma_{i,j,k}^2}\right) dz \quad (18)$$

次に、大きな粒径による遮蔽割合 ε_{wsk} の算定方法について説明する。図-19のように大きな粒径集団と小さな粒径集団の高さに差が付くと、大きな粒子の背後（後流域）や前面に位置する小さな粒子は遮蔽効果により離脱しないと考えられる。このような現象を考慮し、大きな粒子による遮蔽割合 ε_{wsk} は、以下の式により評価する。

$$\varepsilon_{wsk} = 1 - \max \left\{ \sum_{k'=1}^{nk'} \left(\frac{P_{wk,k'}}{\alpha_2 d_{k'}^2} A_{wk'} \right) + \sum_{k'=1}^{nk'} \left(\frac{P_{sk,k'}}{\alpha_2 d_{k'}^2} A_{sk'} \right), 1.0 \right\} \quad (19)$$

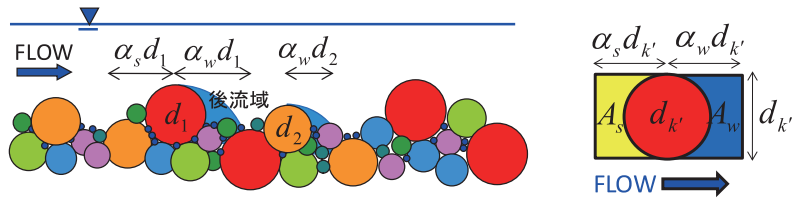


図-19 大きな粒径による遮蔽効果の計算方法

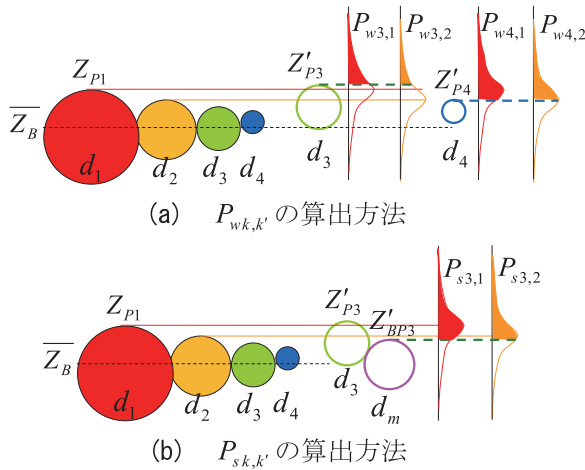


図-20 $P_{wk,k'}$, $P_{sk,k'}$ の算出方法

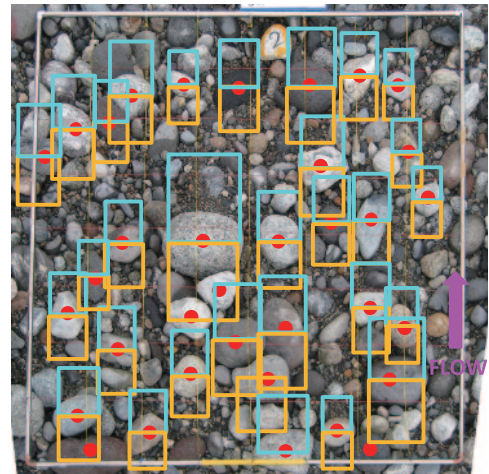


図-21 写真判読による後流域・離脱抑制面積の検討

ここに、 $k' : d_{k'} \geq d_m$ かつ $d_{k'} \geq d_k$ となる粒径 y とする。 $P_{wk,k'}$:粒径 y に対して後流域を形成する大きな粒径 k' の割合、 $P_{sk,k'}$:粒径 y の前面に存在する粒径 k' の割合であり、算定方法を図-20に示す。 $P_{wk,k'}$ は、図-20(a)に示すように粒子 y の離脱判定粒子の高さ Z'_{Bk} よりも高い位置に存在する大きな粒子 k' の割合とした。また $P_{sk,k'}$ は、粒子 y の離脱判定粒子の高さ Z'_{Bk} と離脱限界高さ Z'_{BPk} を比較して低い方の高さを選定し、それより高い位置に存在する大きな粒子 k' の割合とした。 $A_{wk'}$, $A_{sk'}$:大きな粒径 k' による背後(後流域)と前面の離脱抑制面積であり、図-19右のように流下方向に対して幅 $d_{k'}$ の長方形を設定し、流下方向の長さは粒径 $d_{k'}$ を基準として各長さを規定する α_w, α_s という係数を設定すると、各面積は式(20)により評価される。

$$A_{wk'} = \alpha_w d_{k'}^2, \quad A_{sk'} = \alpha_s d_{k'}^2 \quad (20)$$

α_w, α_s は、各遮蔽効果の大きさを決める重要な係数であり、これらの係数値を設定する必要がある。図-21は、常願寺川現地実験の通水後のほぼ安定した(土砂移動がほとんどない)状態の河床表層画像である。図には、河床表層に存在する平均粒径以上の大きな石に赤マークを付けた。この河床の状態です砂移動がほとんど生じていないことから、表層に見える小さな砂礫は、大きな粒径集団に遮蔽されていたと考えられる。そこで、図-21のように小さな砂礫集団がほぼ覆われるように、赤マークの石から下流側に青色枠(後流域 A_w を想定)、上流側に黄色枠(離脱抑制面積 A_s を想定)を設定したところ、 α_w, α_s を1.0~1.5程度とした時に、砂礫集団の領域をほぼ覆うことが分かった。室内流砂量実験及び常願寺川現地実験への適用から、 α_w, α_s ともに1.0を与えた場合、現象をよく説明することが分かった。

(6) 堆積量の算定方法

単位時間、単位面積あたりの河床への堆積量 y_{ys} の算定は、式(21)にて行う。

$$V_{Di,j,k} = P_{Ci,j,k} V_{mi,j,k} \quad (21)$$

ここに、 y_{yy} ：各粒径の単位時間あたりの停止割合、 y_{yy} ：後述する各粒径の単位面積あたりの流砂体積である。 y_{yy} は、各粒径の跳躍解析から求める。以下にその方法を示す。

関根ら¹⁹⁾は、一様粒径において河床面の凹凸を考慮した跳躍解析を行い、砂の停止機構について検討を行った。本解析では、この方法を混合粒径に拡張し、河床の粒度分布と凹凸分布を考慮した河床上での跳躍解析から、停止割合の算定を行う。図-22に跳躍解析に用いる河床面の作成例を示す。粒度分布と各粒径の高さ分布に対応するように河床面を形成し、この形成した河床面を用いて、各粒径の跳躍解析を河床面との衝突・反発を考慮した粒子の運動方程式により行う。河床面との衝突・反発は、反発係数を用いて制御する。反発係数は、移動距離および停止時間に影響を与える重要なパラメータである。反発係数の数値は、土屋ら²⁰⁾の一様砂礫の実験結果から移動床では0.5前後の値とされている。本研究では、室内流砂量実験への適用²⁾から、現象をよく説明する値として反発係数0.65を採用した。各粒径につき20回の跳躍解析を行い、河床に停止するまでの平均時間 $\overline{t_{sk}}$ を求める。停止時間の分布が指数関数¹⁹⁾に従うとし、平均停止時間 $\overline{t_{sk}}$ を用いて以下の式により単位時間あたりの停止割合 y_{yy} を求める。

$$P_{Ci,j,k} = \int_0^{\overline{t_{sk}}} \frac{1}{\overline{t_{sk}}} \exp\left(-\frac{t}{\overline{t_{sk}}}\right) dt \quad (22)$$

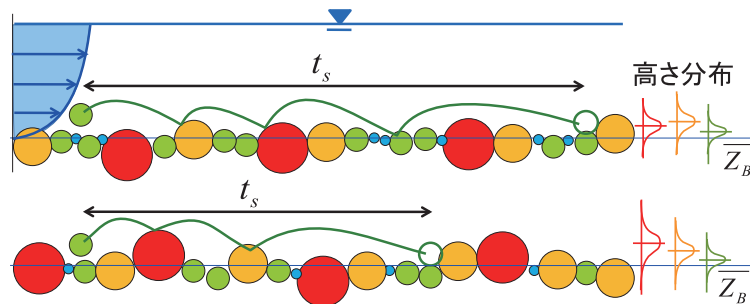


図-22 河床粒度分布および凹凸分布に対応した河床面の作成

3. 計画高水流量（大規模洪水）を対象とした現河道の流れ・土砂動態の解明

(1) 解析条件

2章で示した石礫河床変動解析法を用い、札内川の現河道に大出水が生じた場合の流れと河床変動を検討し、水制周辺の洗掘や河岸侵食が懸念される箇所について明らかにする。解析の対象区間は、札内川14kmから23kmとした。計画高水流量ハイドログラフを図-23に示す。解析は、計画高水流量ハイドログラフとハイドログラフのピーク流量（2350m³/s）を3時間通水する定常流の2パターンで検討した。

札内川の河床変動を解析で再現するためには、初期地形の作り方が重要となる。本研究では、横断面図と航空写真を見ながら、洪水前の滞筋を出来るだけ表現できるように、初期地形を作成した。また、連続水制を考慮するため、図-24のように水制工の形状を表現する計算格子を作成し、各水制工の高さを与えるとともに、流れ場への抵抗を形状抵抗の形で運動方程式に付加した。

図-25に対象区間で測られた粒度分布を示す。この区間で測られている1kmごとの粒度分布は、全区間でほぼ一致した傾向となっている。調査された粒度分布は150mm以上を除いており、実際は写真-2に示すように最大で300mm程度の石が存在する。よって、解析には、図-25の黒線で示す、最大径が300mmの粒度分布を与えた。解析に用いた粒径は、250mm、120mm、50mm、10mm、2mmの5粒径とした。

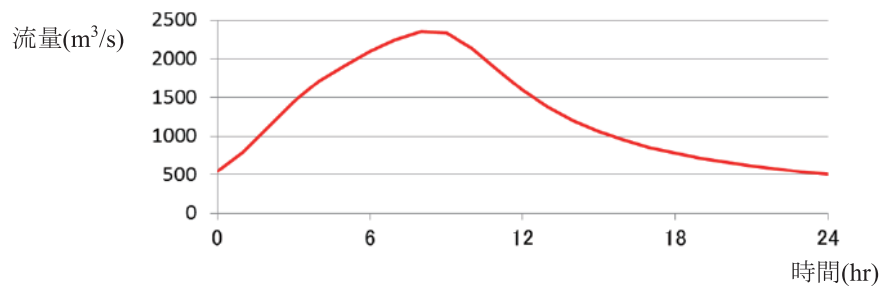


図-23 計画高水流量ハイドログラフ

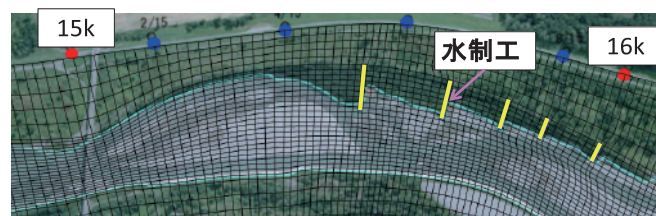


図-24 水制工を考慮した計算格子

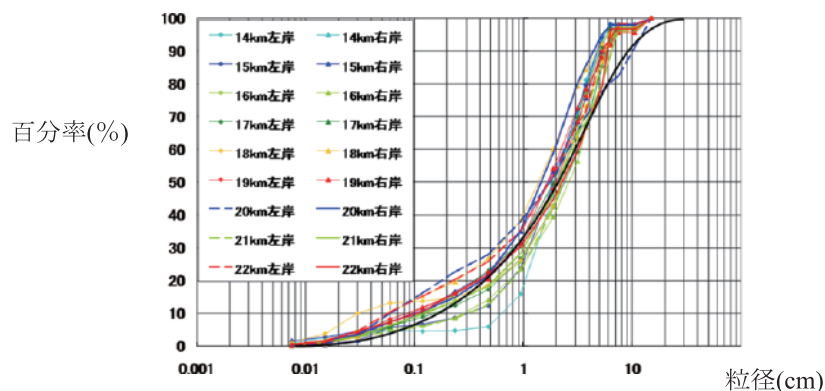


図-25 解析に与えた初期粒度分布



写真-2 札内川の河床表層の様子

(2) 検討結果

図-26にハイドログラフで検討した流量ピーク時の解析水位と計画高水位の比較を示す。定常流でも同様の傾向であったため、ハイドログラフでの検討結果のみを示す。また、図-27、図-28に定常流とハイドログラフの水深・流速分布と河床変動量の解析結果を示す。図-28には、河床材料分布(D60)の解析結果も示す。縦断水位の結果を見ると、15k付近で計画高水位を上回ることが分かる。15k付近は、両岸に設置された護岸工により低水路が狭く深い形状を有していることから、15kより上流側で水位が上昇し、下流側では流速が大きくなり洗掘が生じている。17.2k付近では、右岸側水制の先端で洗掘が生じている。17.2k～17.8kに掛けて、右岸側に滲筋が偏り流量が集中していることが分かる。また、上流の20.6kおよび21.2kの右岸側水制工の先端部も洗掘が生じている。この区間も左岸側に高い高水敷があり、流水は右岸側に偏り、結果、右岸側で大きく河床変動が生じる区間となっている。

図-29に、上述した区間の各断面の河床変動と横断流速分布を示す。緑の太線で樹木繁茂位置を示す。14.6k～15.4k区間は、局所的な深掘れが進行し、砂州や高水敷には樹木が繁茂している。狭い区間に流量が集中するため、流速が大きく、洗掘が経年的に進んできたと考えられる。17.2k～17.8kも高水敷と砂州に樹木が繁茂し、高水敷や砂州に流量がほとんど乗らない構造となっている。その結果、深い滲筋に流量が集中し、17.2kのように局所的に洗掘が進行することが分かる。20.4k～21.2kも17.2k付近と同様な傾向で、高水敷や砂州に樹木が多く繁茂し、それらが流水を妨げることで、滲筋への流水の集中による洗掘が生じている。上述した、既往最大のH13年洪水(1100m³/s規模)やH23年洪水(800m³/s規模)では、流量が高水敷にほとんど乗らないことから、攪乱を受けない高水敷上に樹木が繁茂しやすい状況にあったと考えられる。

このような構造では、水制工や護岸工にも負荷がかかり、水制工の流出や沈下などが生じ、新たな水制工の施工など悪循環が生じる可能性がある。また、最悪の場合、水制工・護岸工の被災とともに河岸侵食が進み、堤防にまで至る可能性があり、縦断的な河幅、流路線形の改修による洪水流量の偏りの是正を図る必要がある。以下に、無次元流量－無次元河幅・水深関係の検討結果を示し、河幅・水深関係がどのような傾向になるかについて示し、改修が必要な区間の選定方法を示す。

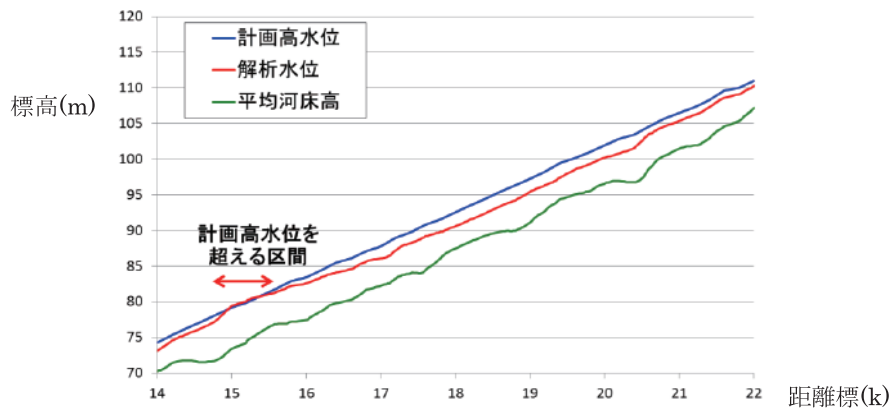


図-26 計画高水位と解析水位(流量ピーク時)の比較

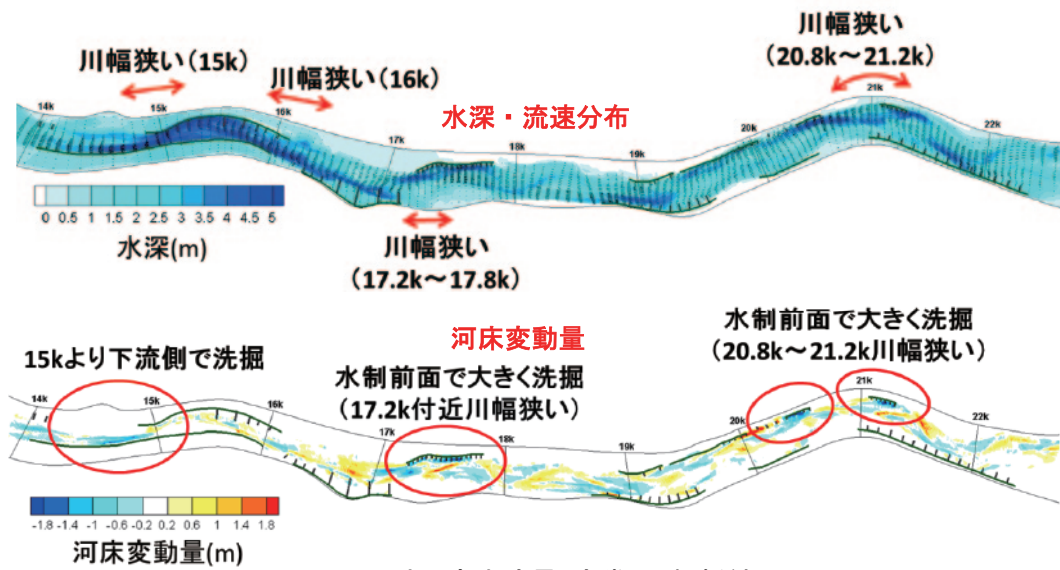


図-27 計画高水流量(定常)の解析結果

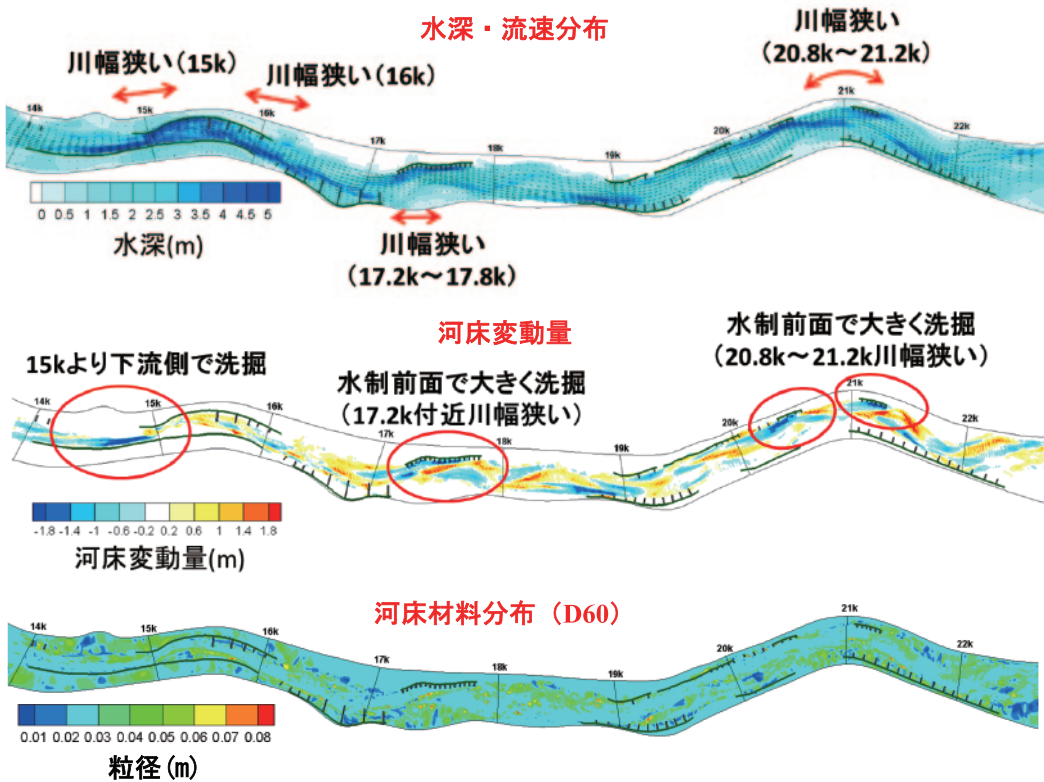


図-28 計画高水流量(ハイドログラフ)の解析結果

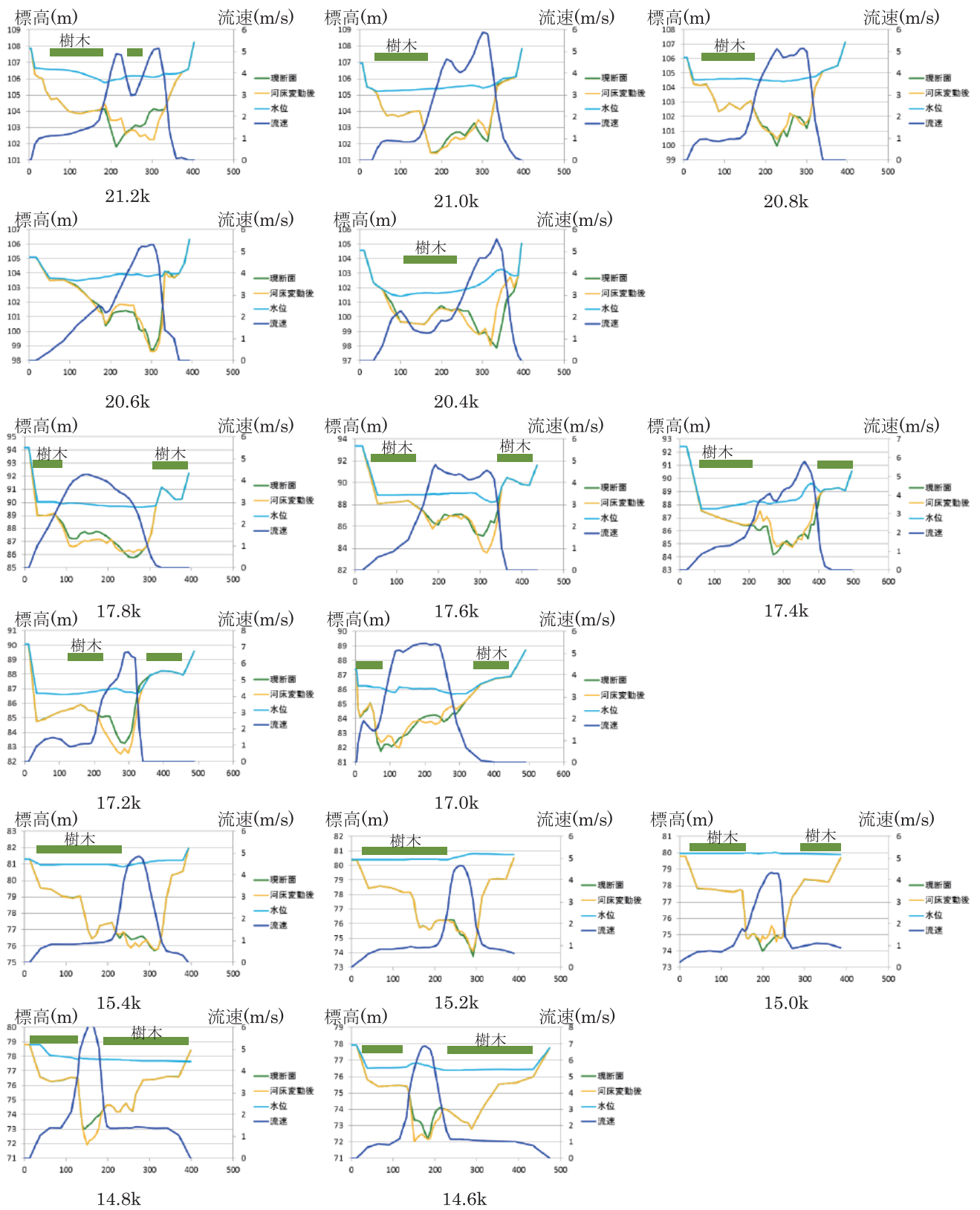


図-29 各断面の横断形状変化と流速分布

4. 無次元流量—無次元河幅・水深関係を用いた断面形状の是正が必要な箇所の選定

図-30は、H13年洪水（1100m³/s）、H23年洪水（800m³/s）、計画高水流量（定常及びハイドログラフ）の解析結果から作成した、無次元流量—無次元河幅・水深関係と福岡の式^{13),14),15)}との比較を示したものである。河幅の考え方は、図-29の14.6kのように水面が堤防間に渡っていたとしても、樹木が繁茂している箇所ではほとんど流下していないことから、樹木繁茂域は除いて河幅を算定した。

プロットした計画高水流量の分布を見ると、多くの断面は、河幅の平均式から上限式の間に位置している。一方で、河幅の下限式を下回る箇所が数断面存在する。これらはいずれも14.4k～16.0k区間の断面であり、この区間の他の断面も、河幅の下限式は若干上回るものの、縦断的な傾向から見て、河幅が狭いと判断できる位置（ピンクの円内）にプロットされている。また、上述の水深・流速分布及び河床変動結果から出てきた懸案地点である、17.2kや20.8kも自然河川の河幅の平均値は下回り、縦断的な河幅と比較すると狭いと判断できる。

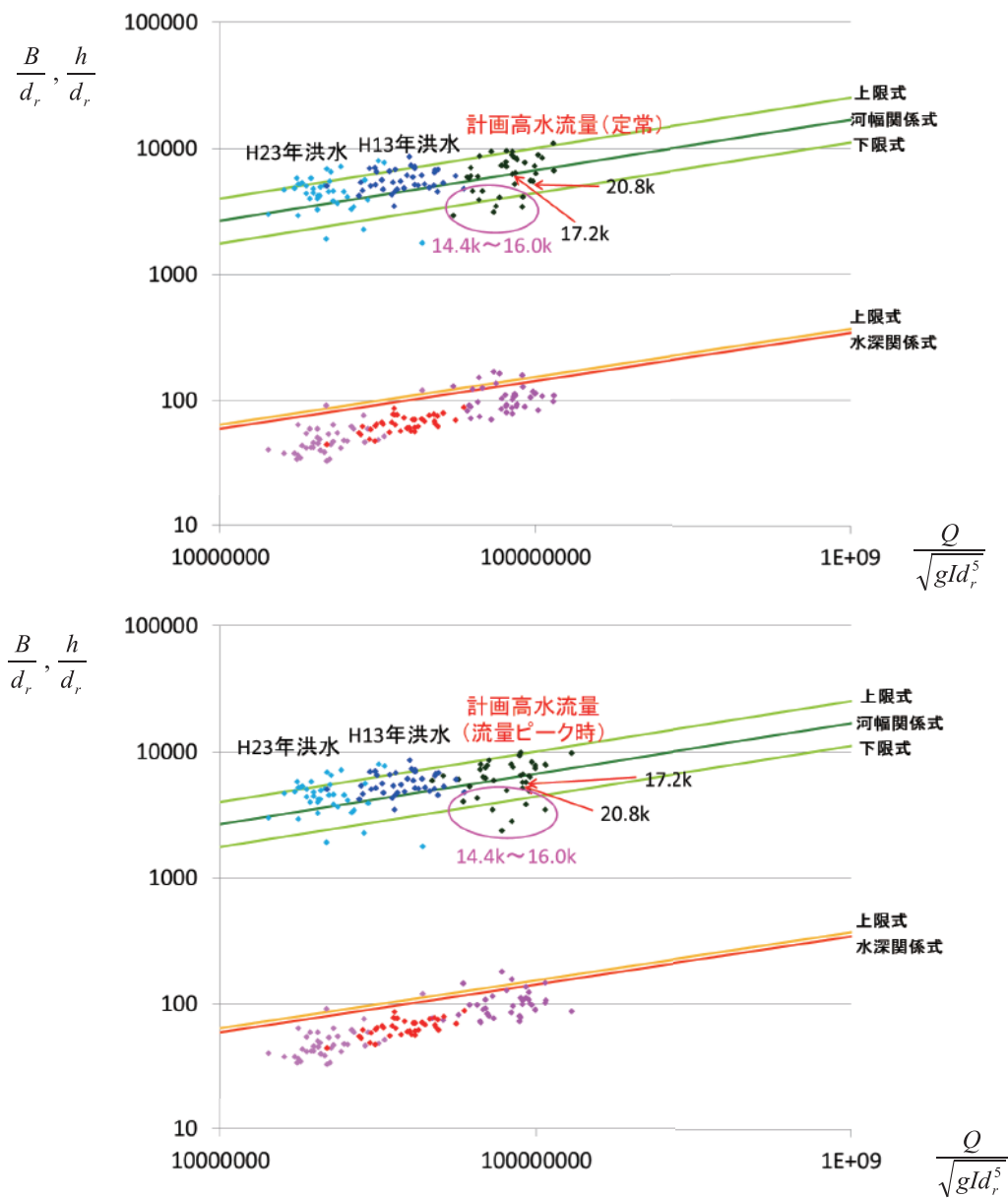


図-30 無次元流量—無次元河幅・水深関係の比較

図-31～図-33は、計画高水流量ハイドログラフの計算結果を用い、各断面の無次元流量－無次元河幅・水深関係の時間変化を整理したものである。14.4k～15.8kまでのグラフを比較すると、15.8kは河幅式と同程度の傾きであるが、14.8k～15.6kにかけてはほぼ水平方向に移動し、流量の増加により水深が増加しても、河幅はほとんど変化しないことが分かる。17.0k～17.4kにかけては、17.0k、17.4kに比べると、17.2kは、傾きは同じだが若干下側を移動することが分かる。また、河床変動が大きいいため、変動が大きく、不安定であることが読み取れる。上下流の断面と比較して、河幅が異なるということは、17.2kは狭窄部のような状態になり、流量の集中が生じていることが、この検討からも明らかである。20.4k～21.4kの区間では、20.8kがやや下側を移動し、上下流断面と比べて河幅が狭いことが分かる。

以上の検討結果をまとめ、是正が必要な箇所を示す。

① 14.6k～15.4k

計画高水位を超え、縦断的に見ても低水路の河幅が非常に狭い区間。河床変動量も大きく、河幅・流路線形の是正が必要と考えられる。15.6kと15.8kも河幅が狭いと判断されるが、この区間は、河道線形が直線的で、問題となるような流れと河床変動が生じていないことから、その下流を改修対象区間とした。

② 17.2k～17.6k

洪水流が右岸側に偏り、流量の集中により水制工周辺の洗掘が大きい区間。17.2kは、縦断的に見て河幅が狭く、水制工や護岸工の被災が懸念される。流路が河道中央へ移行するように流路の是正が必要と考えられる。

③ 20.6k～21.2k

左岸側に多くの樹木群を有する高水敷・砂州が存在するため、流水は右岸側に偏り、右岸側水制工の周辺で洗掘を受けている。20.8kの河幅が狭く、経年的に見ても、20.8kの上下流では滞筋変動や河岸侵食

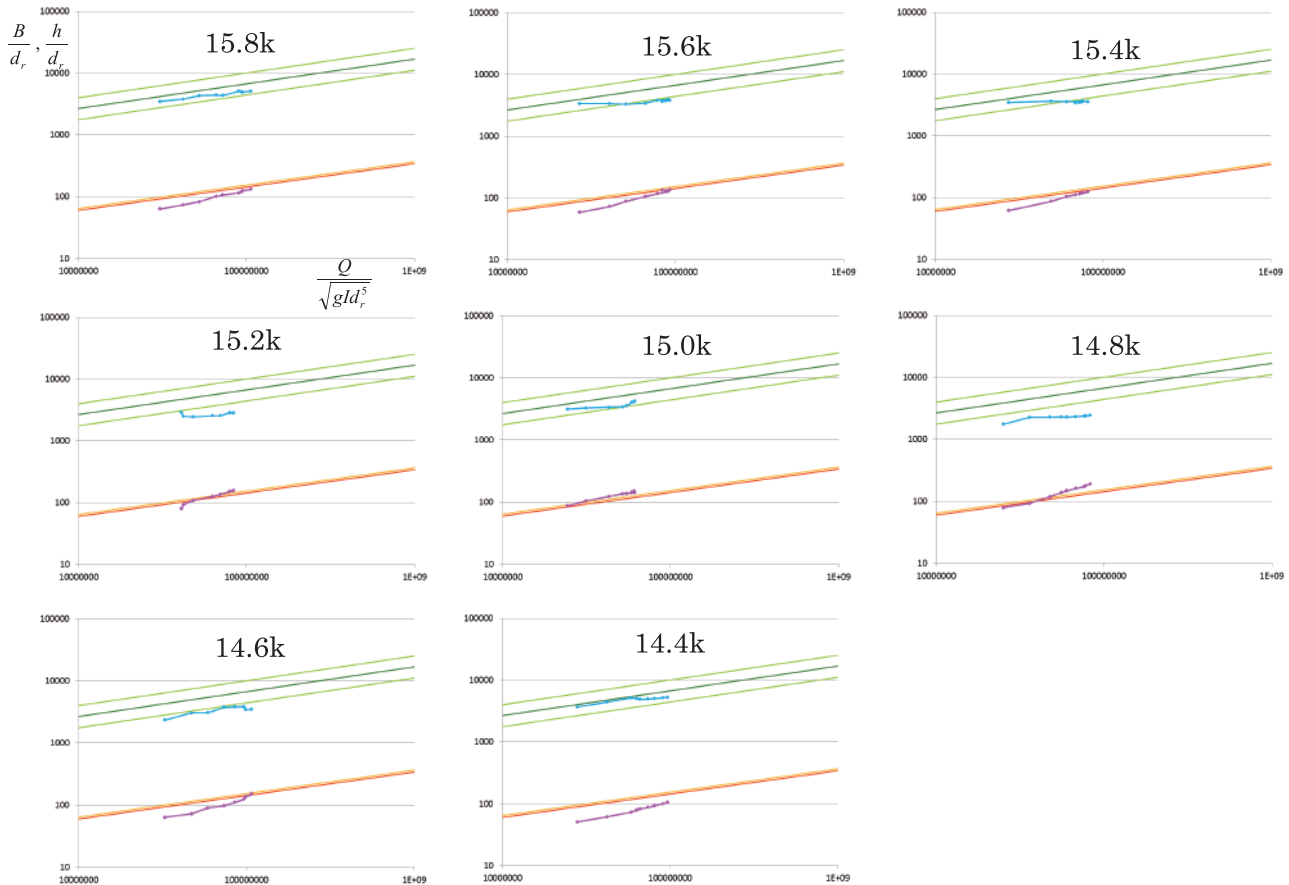


図-31 各断面(14.4k～15.8k)の無次元流量－無次元河幅・水深関係の時間変化

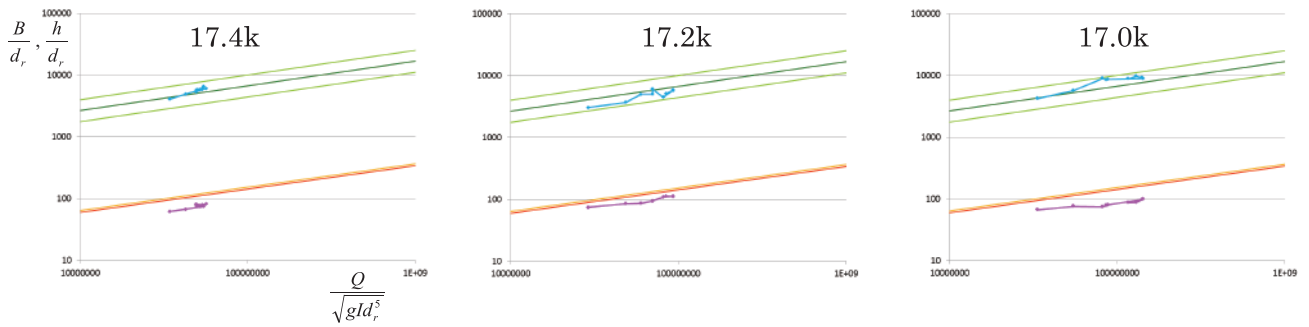


図-32 各断面(17.0k~17.4k)の無次元流量—無次元河幅・水深関係の時間変化

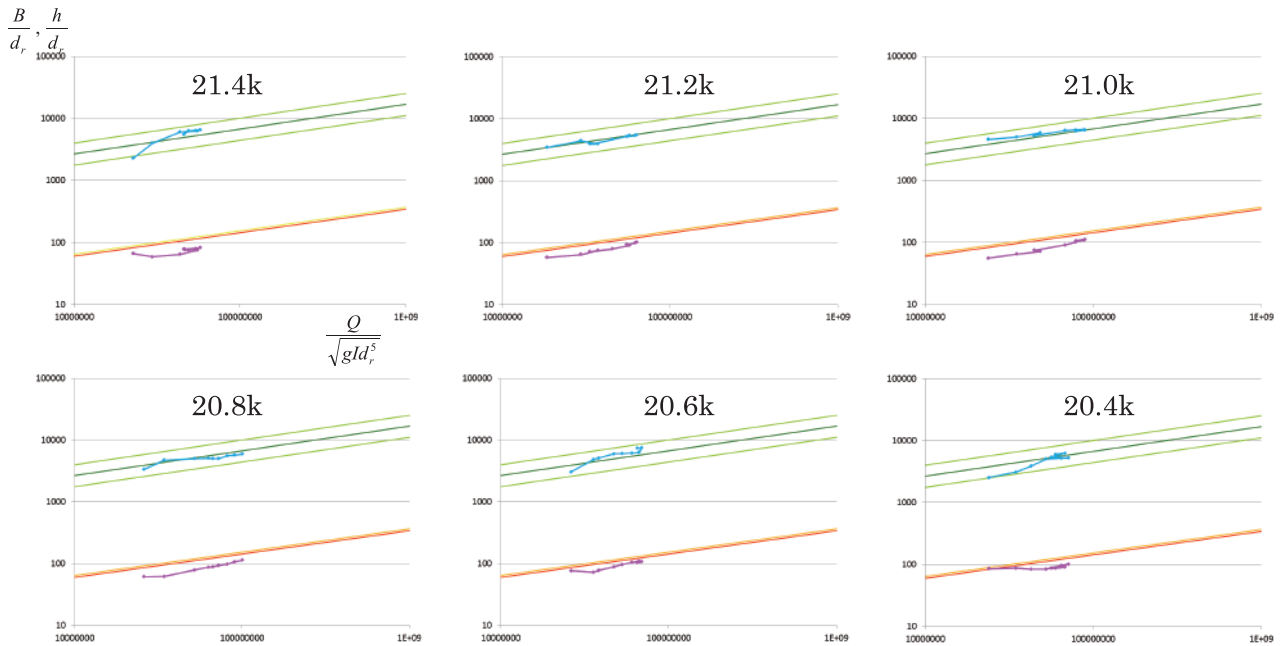


図-33 各断面(20.4k~21.4k)の無次元流量—無次元河幅・水深関係の時間変化

が頻繁に生じている。滞筋が河道中央に移行するように、河幅・流路線形の是正が必要と考えられる。
 上述の3区間に対して、図-4の④、⑤、⑥の手順で改修案を検討し、札内川の治水と環境の調和した安定な河道縦・横断面形状について提示する。

5. 治水と環境の調和した安定な河道縦・横断面形状の検討（第1段階）

(1) 断面改修案

図-34～図-36に、是正が必要な3区間の河道縦・横断面形状の改修案を示す。14.8k～15.2kは、狭い河幅と流路線形を是正するために、図-34の航空写真に示す赤点線のように右岸側の高水敷を切り下げる案を設定した。対象となる14.8k～15.2k断面を示すが、高水敷を切り下げる分、洗掘箇所を埋戻し、深く掘れた滞筋を是正するようにした。17.2k～17.6k区間は、左岸側の比高差の大きい高水敷を切り下げ、右岸側の洗掘された流路を埋め戻すことで、流路を河道中央へ移行する改修案を設定した。20.6k～21.2k区間は、17.2k区間と同様に、左岸側の比高差の大きい高水敷を切り下げ、右岸側に偏った流路を河道中央に是正する改修案を設定した。いずれの区間も、水深の上昇に応じて徐々に河幅が増加する船底型形状を意識し、河幅が縦断的に見て同程度になるように断面形状を決定した。札内川の流れは、水制工や護岸工で制御されているため、これら既設の構造物も意識して、流路線形を決定した。

図-37に、平面的な切り下げ量及び盛土量（埋戻し量）の分布を示す。青が切り下げを示し、赤が盛

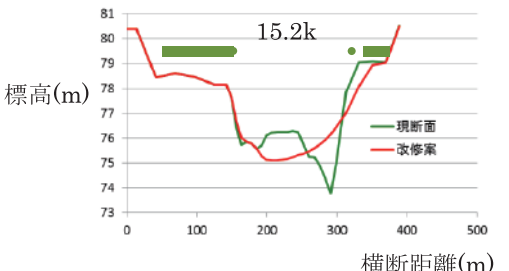
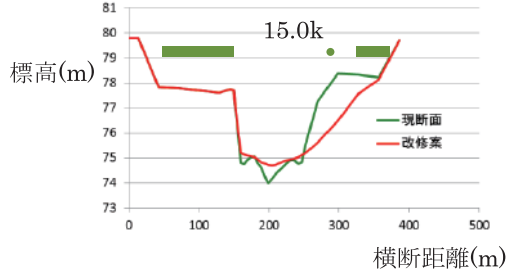
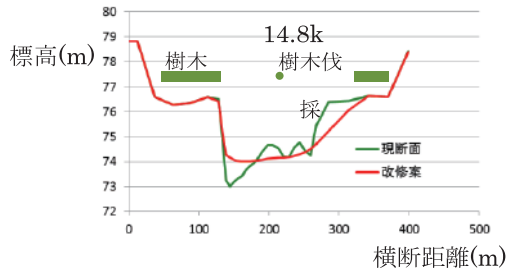


図-34 改修案の断面形状 (14.8k~15.2k)

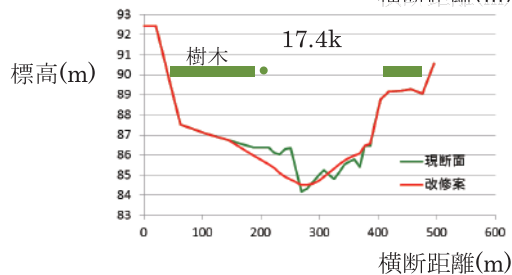
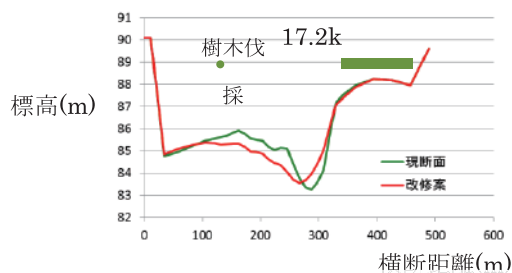
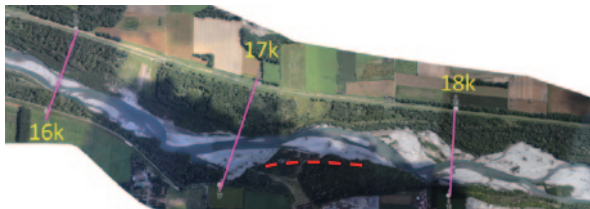


図-35 改修案の断面形状 (17.2k~17.4k)

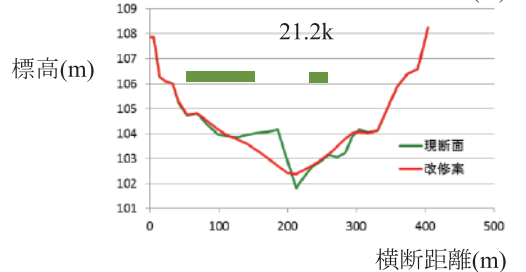
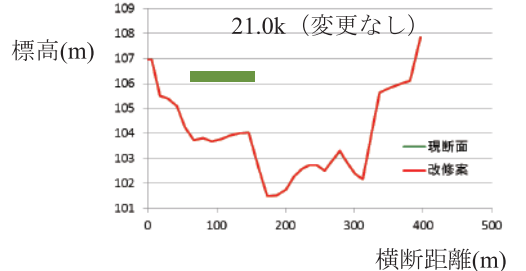
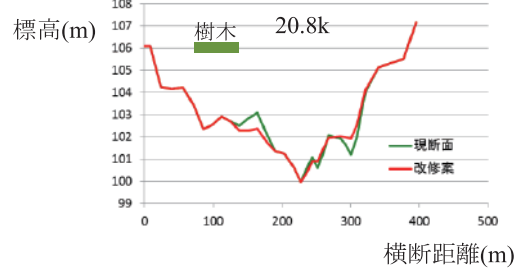
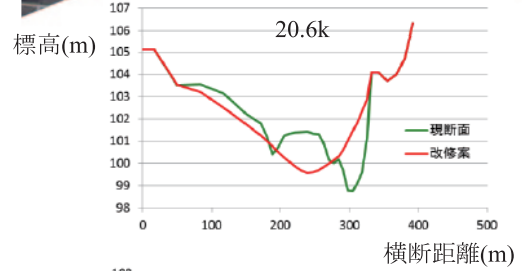
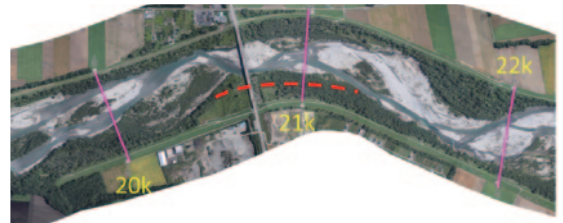


図-36 改修案の断面形状 (20.6k~21.2k)

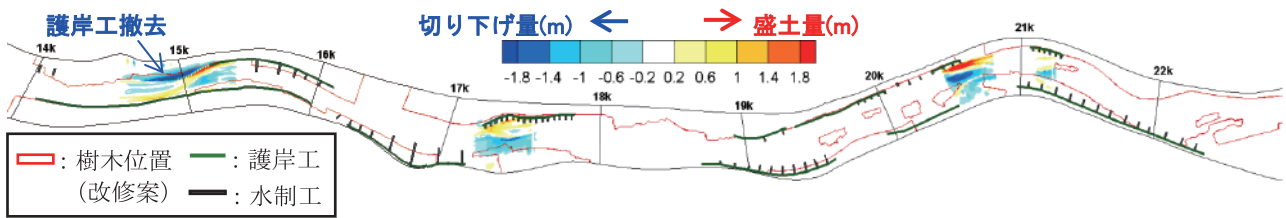


図-37 現河道からの切り下げ量及び盛土量

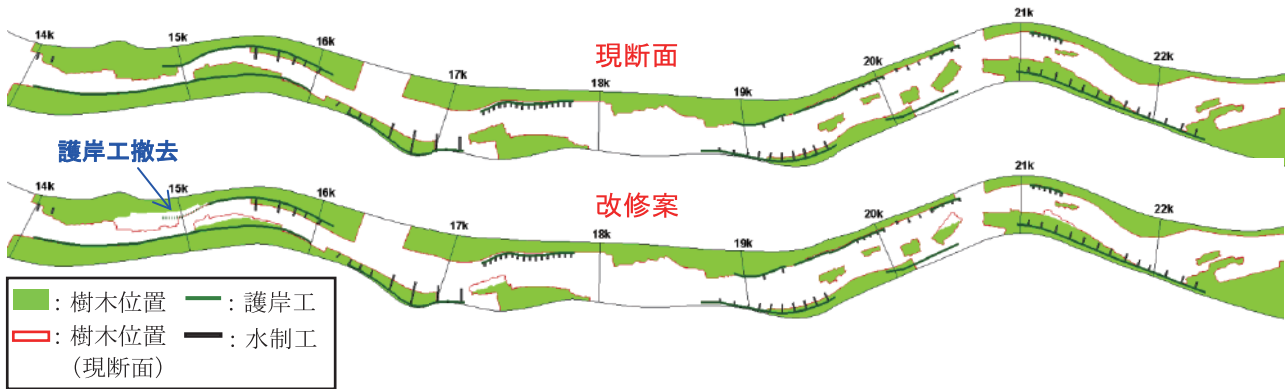


図-38 樹木群の除去箇所（現河道と改修案の樹木繁茂位置の比較）

土（埋戻し）をした箇所を示す。14.8k～15.2k右岸の高水敷の切り下げに伴い、この区間の護岸工を撤去する案とした。改修案では、水制工を撤去する箇所はないが、17.2kおよび20.6kの右岸側水制工は、盛土に伴い覆い隠される。図-38には、現断面と改修案の樹木群の繁茂位置と樹木群を除去した位置を示す。上図が現断面での樹木繁茂位置（緑で表示）を示し、下図が改修案の樹木繁茂位置（緑で表示）を示す。下図には、赤ラインで現断面の樹木繁茂位置を併せて示すことで、除去した範囲が分かるようにしている。高水敷や砂州の切り下げにより除去した箇所と、縦断的な河幅を見て、樹木群により河幅が狭められている箇所は、それを是正するように樹木群を除去した。

(2) 計画高水流量における河道安定性の検討結果

設定した改修案に対して、計画高水流量（定常流・ハイドログラフ）を通水した解析を行い、河道の安定性と改修の効果を確認する。図-39は、解析水位縦断と計画高水位を比較したものである。図-26と比較すると現断面では15k付近で計画高水位を上回っていたが、改修断面では、計画高水位を超える区間は見られない。図-40は、水深・流速分布の現断面の結果と改修断面における定常流・ハイドログラフの各結果を比較したものを示す。改修断面では、15k付近の流量の偏りは改善され、また、20.4k付近の水制前面に集中した流れも河道中央に若干移行し改善できたことが分かる。しかし、17.2k～17.6k区間の右岸側に偏った流れは、余り改善されていないこと、また21.2kの水制周辺の流れも改善が見られない。図-41、図-42は、改修断面における河床変動量の結果と現断面の解析結果との比較を示す。図-43は、河床材料分布の現断面と改修断面における解析結果の比較を示す。また、各断面の横断形状の変化と流速分布を図-44に示す。15k付近では、定常流、ハイドログラフの両計算結果ともに流れが改善されたことで、15kの下流側で生じていた大きな洗掘は解消されている。河床材料分布を見ても、河幅を拡幅し、流路線形を修正したことで、14.8k～15.2kの区間では現断面に比較して変動が少なくなっている。しかし、15k～15.2kにかけて右岸側の河岸部で洗掘が生じ、15.2kでは、元の形状（現断面）に戻るような変動が生じている。流水の偏りが十分に改善されていないためと考えられる。17.2k～17.6k区間では、流水の偏りが改善できていないため、右岸側の水制周辺で洗掘が生じた。河床材料分布も現断面とほとんど変化

がないことが分かる。流路線形を見直し、河道中央に流れが移行するように断面形状を設定する必要がある。20.4k~21.2k区間では、20.4k付近は右岸側水制工から滯筋を離したため、現断面で大きく洗掘していた水制周辺は、堆積に転じ改善の効果が現れた。しかし、21.2kは、流れが改善できていないため、水制周辺の洗掘傾向も変化が見られない。河道中央に滯筋が寄るように、改善が必要である。図-45に、無次元流量-無次元河幅・水深関係の結果を示す。計画高水位の現断面の結果を緑丸、改善断面の結果を白抜き青丸で示す。河幅の下限式よりも下側にプロットされていたものが、全体的に上に移行し、極端に河幅が狭い区間は、改善されたことが分かる。しかし、流れと河床変動結果から、十分に改善されていない箇所があるため、これらの成果をもとに、断面を修正し、再度検討を行う。

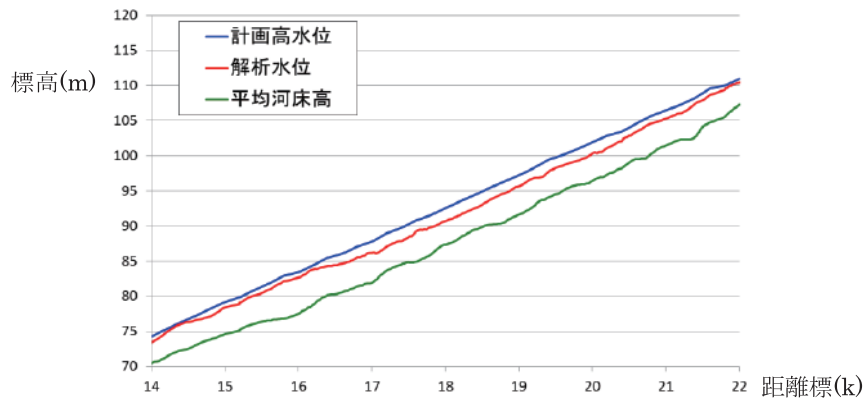


図-39 水位縦断面図(改修案)

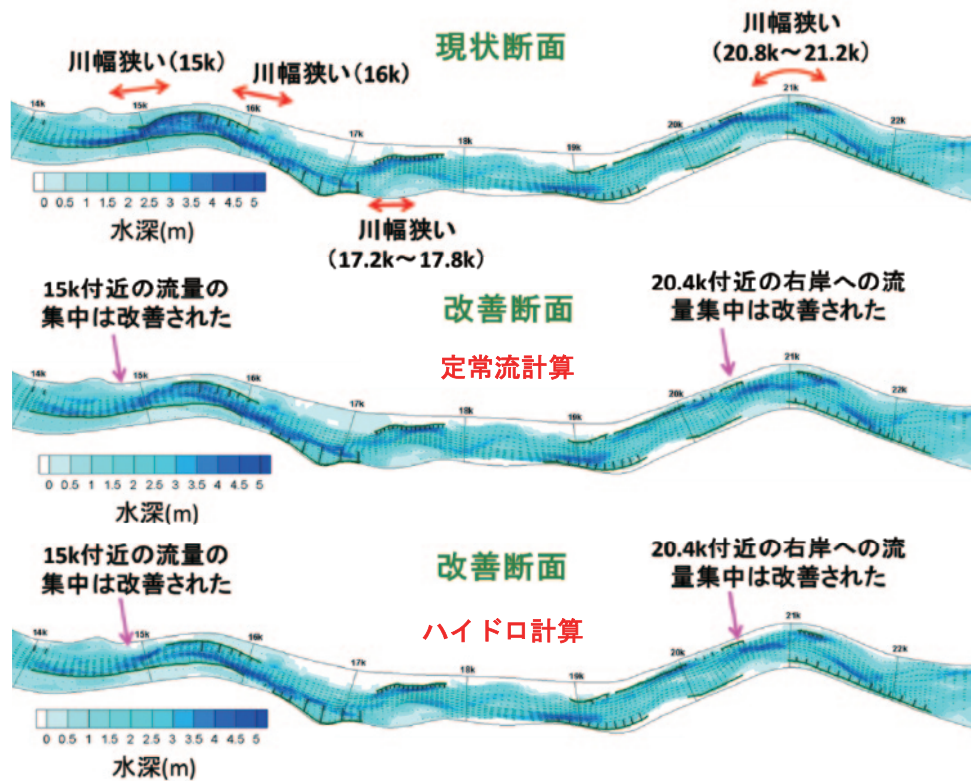


図-40 水深・流速分布の現断面と改修案の比較

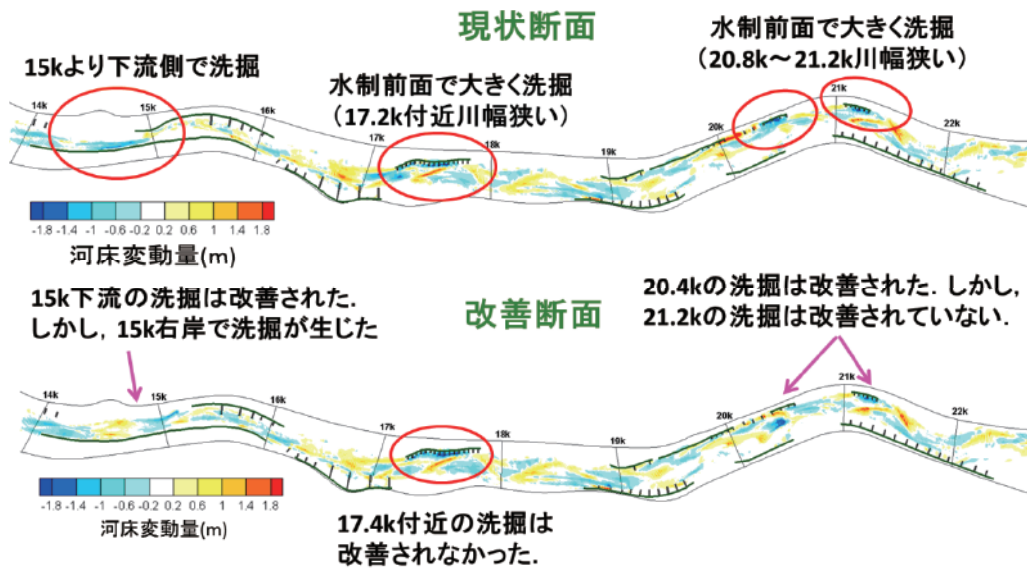


図-41 河床変動量の現断面と改修案の比較(定常計算)

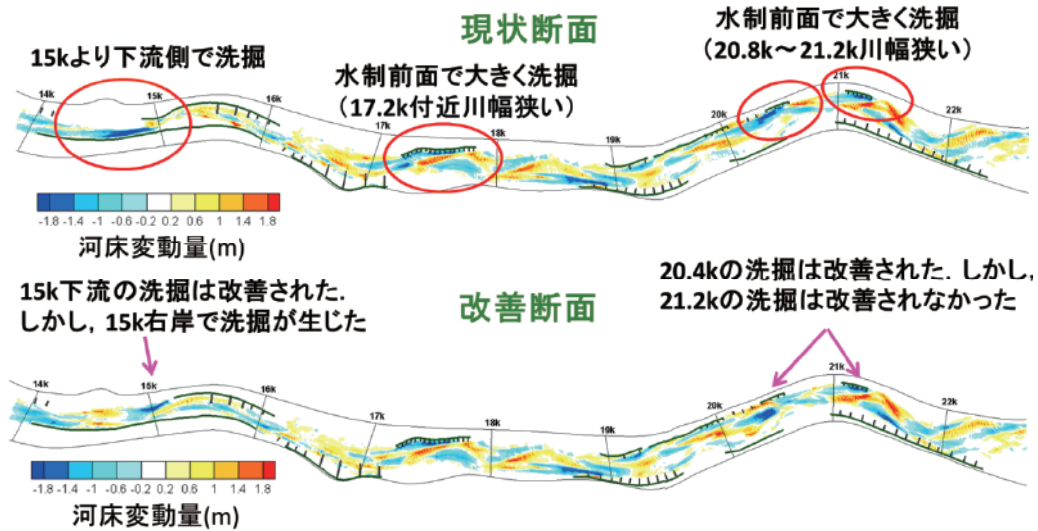


図-42 河床変動量の現断面と改修案の比較(ハイドログラフ計算)

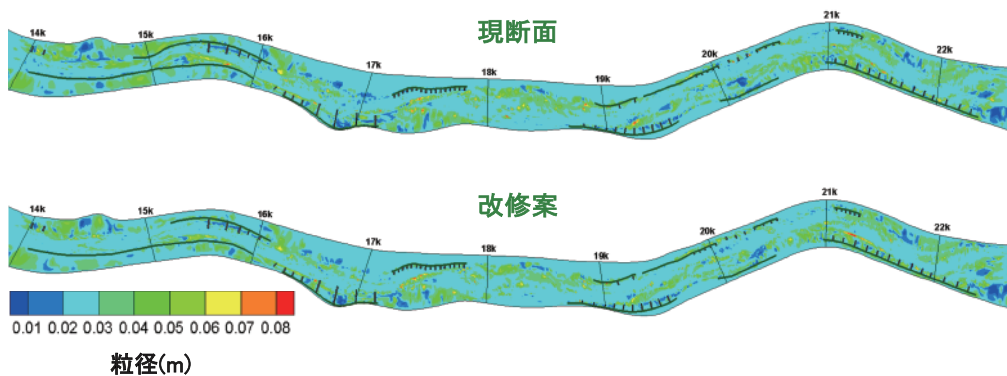


図-43 河床材料分布(D60)の現断面と改修案の比較(ハイドログラフ計算)

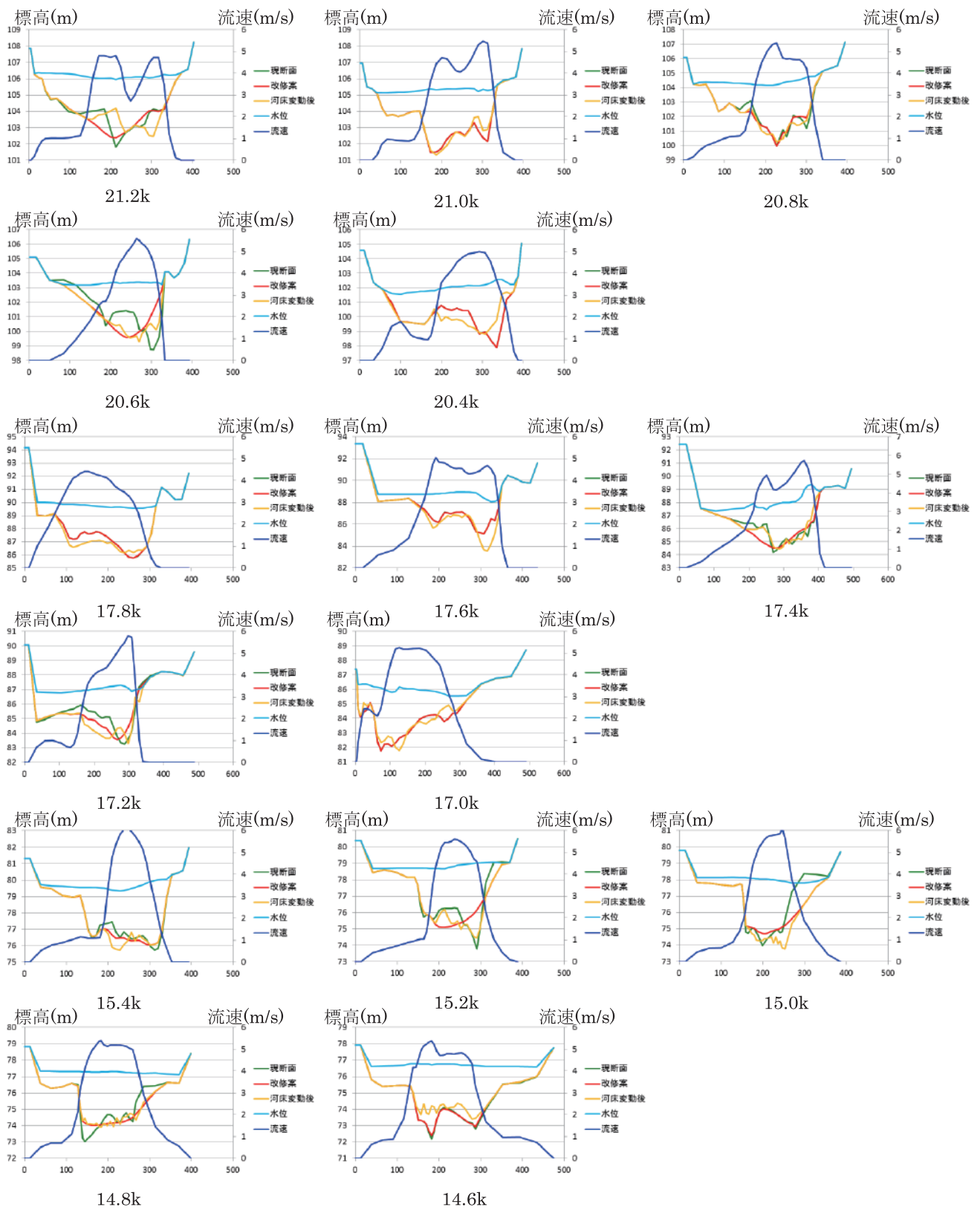


図-44 各断面の横断形状変化と流速分布(改修案)

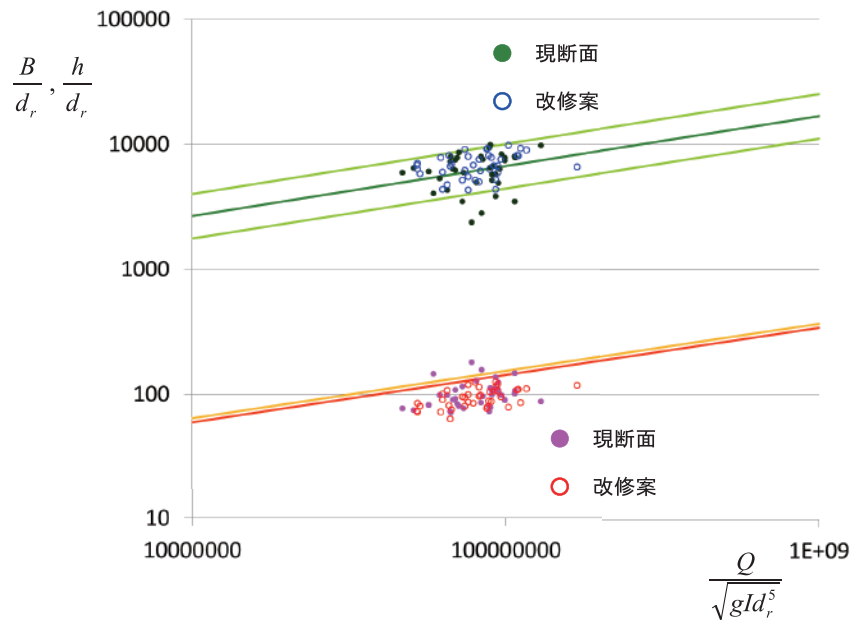


図-45 福岡の式との比較(改修案)

6. 治水と環境の調和した安定な河道縦・横断形状の検討（第2段階）

(1) 断面改修案2

図-46～図-48に、改修案1回目の検討結果を受けて、再度設定した改修断面案を示す。横断図の緑が現断面、赤線が上述で検討した1回目の改修案（改修案1）、そして紫線が2回目の改修案（改修案2）となる。図-49、図-50は、平面的な切り下げ・盛土位置と樹木群の除去位置を示す。14.8k～15.2k区間は、15k付近の右岸側で洗掘が生じたことから、右岸側に偏った流れを改善するため、左岸側も高水敷を切り下げる断面形状とした。高水敷の切り下げ箇所の樹木群を除去するとともに、切り下げ区間の護岸工を撤去するように設定した。また、15.2k左岸の砂州上に繁茂する樹木群も、広く除去する案に修正した。17.2k～17.6k区間は、17.4kは1回目の改善断面と同じ形状とし、17.2k、17.6kに関して、流路が河道中央に移行するように断面を修正した。特に、縦断的な流れの状況から見て、17.6k付近で右岸側に流量が集中し、それが下流へ影響していることから、17.6kの右岸側高水敷を切り下げるとともに、繁茂した樹木群を減らし、流路の偏りを解消するように設定した。17.6k付近の水制工は、流路の埋戻しに伴い覆い隠される。20.6k～21.2kに関しては、20.6k及び20.8kの断面形状を流路が河道中央にさらに移るように断面を微修正したほか、21.2kの右岸側への偏りは、樹木群の影響が大きいと考え、断面形状は修正せずに、樹木の繁茂領域を減らす案を設定した。

この設定した改善断面に対し、再度、著者らの河床変動解析法を用いた河床変動解析と無次元流量－無次元河幅・水深関係の検討を行い、流路の安定性と改修の効果について明らかにする。

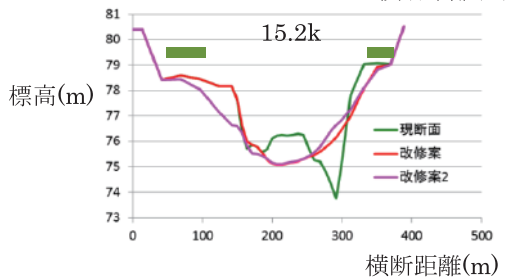
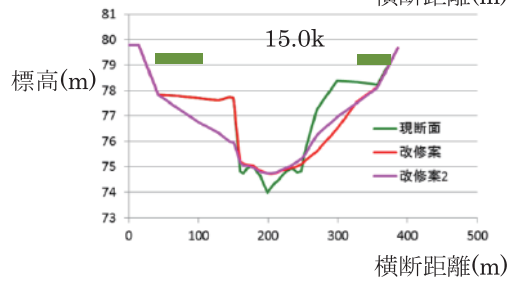
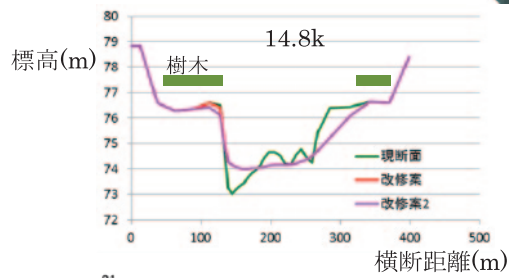
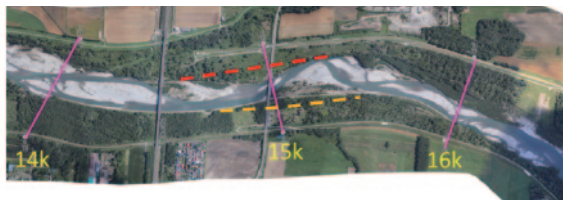


図-46 改修案の断面形状 (14.8k~15.2k)

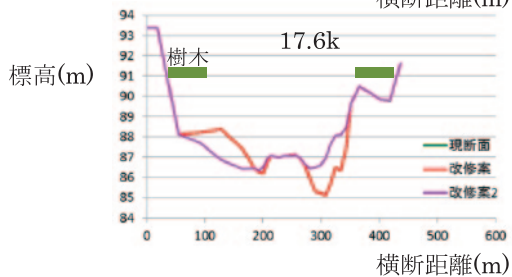
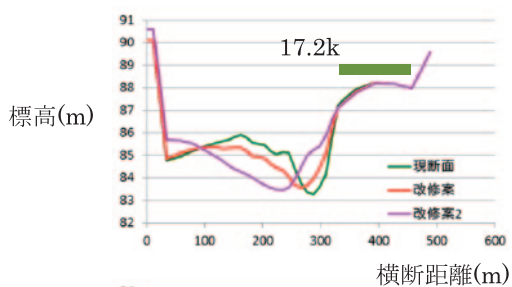
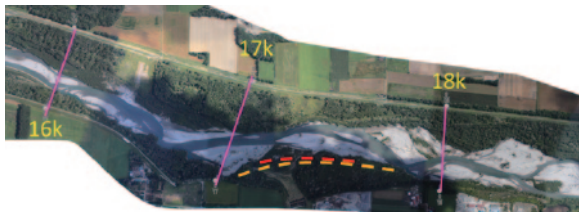


図-47 改修案の断面形状 (17.2k~17.6k)

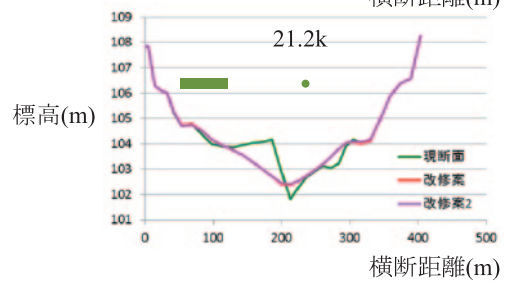
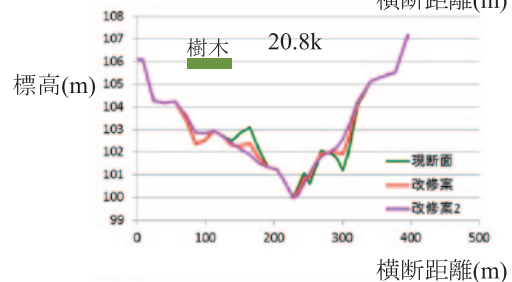
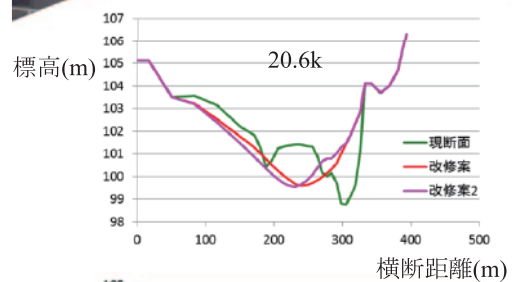
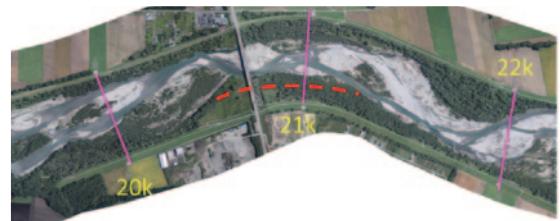


図-48 改修案の断面形状 (20.6k~21.2k)

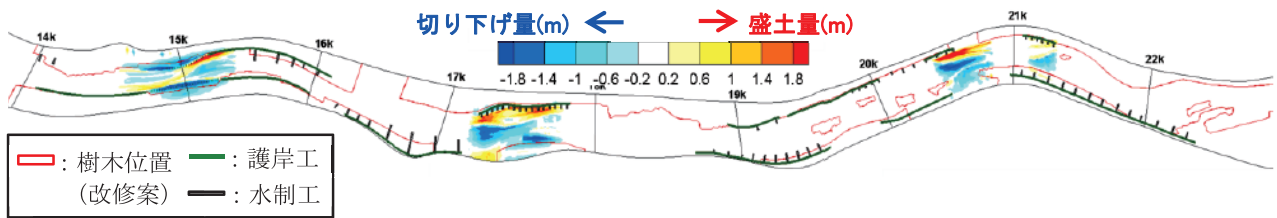


図-49 現河道からの切り下げ量及び盛土量

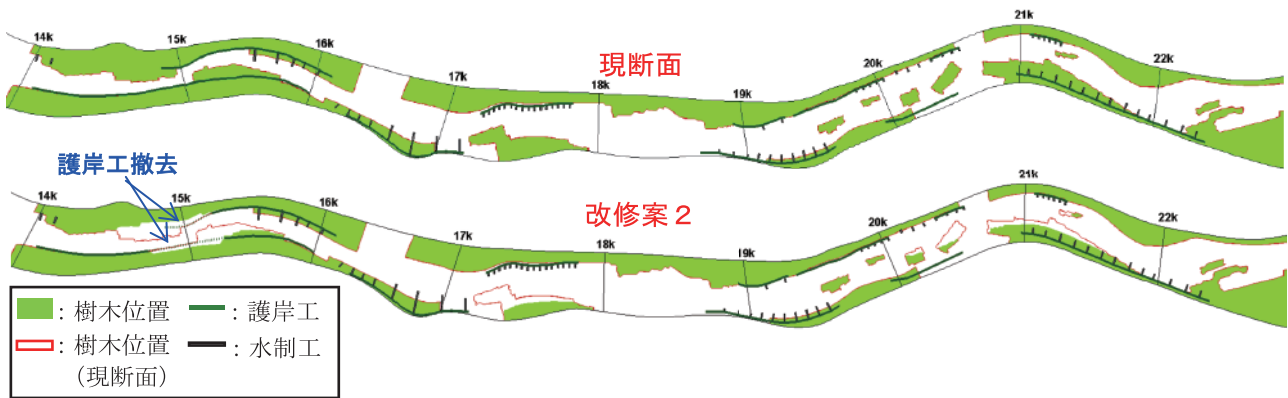


図-50 樹木位置と護岸工撤去箇所(改修案2)

(2) 計画高水流量における河道安定性の検討結果

修正した改修案（改修案2）に対し、著者らの河床変動解析法を用いた検討結果を示す。図-51には、解析水位と計画高水位との比較を示す。計画高水位を超える区間は見られない。図-52は、水深・流速分布の改修案1と改修案2の比較を示す。また、図-53は、現断面、改修案1および改修案2における縦断的な流速最大位置の比較を示す。15k付近を見ると、現断面および改修案1では流れが右岸側に偏っていたが、改修案2では、左岸側高水敷を切り下げたことで、最大流速線がほぼ河道中央部を通り、偏りが改善されていることが分かる。最大流速線の縦断的な線形を見ても、現断面で生じていた大きな振幅が改善され、線形が緩やかになったことが確認できる。17.2k～17.6k区間では、改修案1では、改修の効果が見られず、右岸側の水制前面に流れが集中していた。最大流速線を見ても、滞筋は大きな角度を持って17.6k付近の連続水制に当たり、これが洗掘の要因となっていたと考えられる。改修案2では、17.6k地点の左岸側の高水敷を切り下げたことで、縦断的な流路線形が是正され、右岸側への流量の偏りは改善されている。最大流速線を見ても、17.2k～17.6kの水制工に当たることなく、緩やかな線形で下流側に流下していることが分かる。21.2k付近においても、右岸側水制前面の流量集中が緩和された。図-54は、各断面形状における縦断的な河積分布を示す。また、図-55は、縦断的な摩擦速度の分布を示す。改修案2の河積は、現断面に比して大きくなり、上下流と比較してもバランスのとれた適度な河積になったと言える。摩擦速度も、現断面では局所的に0.4m/s程度の大きな値が出ているが、これらが解消され縦断的にばらつきの少ない分布になっている。これらの結果から、改修案2では、全体的に流況が改善されたことが示された。

図-56、図-57は、改修案1と改修案2の河床変動量の比較を示す。図-56が定常流計算、図-57がハイドログラフを用いた計算結果である。図-58は、河床材料分布の現断面、改修案1及び改修案2の各解析結果の比較を示す。また、図-59には、各断面の横断形状変化と流速分布を示す。15.0k～15.2kにかけて、改修案1では右岸側が洗掘されていたが、改修案2では規模が小さくなり、大きな洗掘は改善されたと考えられる。河床材料を見ても、現河道に見られる河道内の粗粒化や細粒化が見られず、偏りなく土砂が流下するように改善されたことが分かる。しかし、船底型断面の付け根部分は洗掘が生じやすいことも

考えられることから、根石^{28), 29), 30), 31)}を置くなどして洗掘抑止策を考えることも必要である。比高の高い位置には樹木群を残したことで、流速が抑えられ、洗掘が生じていない。樹木群も有効に活用し、河道の安定化を図ることが重要である。17.2k～17.6k区間では、17.6kの高水敷を切り下げたことにより、17.6kの右岸側の洗掘は軽減された。17.2kや17.4kも滲筋が河道中央に移行したことで、右岸側の洗掘は改善されている。17.2kは、右岸側に盛土した分が侵食されているが、背後には既設の護岸工が控えているため、現河道の断面形状のように、大きく洗掘が生じないかぎり問題はないと考えられる。この区間の粒度分布を見ても、現河道および改修案1では粗粒化や細粒化が生じていたが、改修案2では大きな粒度の変化が生じておらず、各粒径集団が適切に下流へ流下していることが分かる。20.4k～21.2k区間では、21.2kで問題となっていた水制周辺の洗掘は、洪水流量が河幅全体に分散したことから、洗掘深は減少している。20.6kは、右岸側に盛土した分が侵食されているが、これも背後に護岸工が控え、河床洗掘の程度も小さいことから、この程度では問題は生じないと考えられる。しかし、盛土を行っただけでは十分に河岸を保護できないことから、盛土の強度を増すために、例えば他の箇所での切り下げで除去する樹木を盛土箇所に移し、15k地点のように樹木群で流速を抑制し、侵食を防ぐことも考える必要がある。根石や樹木群を用いた河道断面形状の安定化に関しては、今後の十分な検討が必要となる。

改修区間以外の箇所について、既存の水制工・護岸工の働きや、改修による上下流への影響の有無について考察する。図-60に、改修案2の水制周辺の流れが分かるように拡大した図を示す。15.5k～16.0k区間の右岸側水制工や16.2k～17.0k区間の左岸側水制工は、断面改修により上下流の流れが変化したものの、この区間の流れを河道中央部に誘導する役割を保ち、改修案においても適切に機能していることが分かる。18.8k～19.5kの左岸側水制工も、河岸際の流速を抑え、水はねにより河岸から流水を離していることが分かる。21.0k～22.4kの左岸側水制工も、下流側の断面改修により、水衝部が現断面に比較して若干下流側へ移動したものの、水はね効果により徐々に河岸から離されていることが分かる。次に、図-61に、現断面と改修案2の水制工①～⑥断面（図-60に場所記載）の河床変動の比較を示す。緑が初期地形（現断面、改修案2とも同じ）を現し、赤が現断面、黄色が改修案2の河床変動結果の地形を現している。水制工①、②の区間は、現断面では下流15.0kの狭い河幅の影響を受け、全体的に水位が高く、堆積傾向であった区間であるが、改修案2では水位が下がり流速が上がったことで洗掘傾向となっている。洗掘は水制工先端部ではなく、河道の中央部で生じ、連続水制により滲筋を河道中央部に誘導できていることが、河床変動にも表れた。水制工③、④の区間では、水制工先端部の洗掘深は現断面と改修案2で大きな変化は見られない。右岸側の堆積は、左岸側に流れが偏ることで生じていたが、上流区間（17.2k～17.6k）の改修により流れが変化したことで、若干ではあるが水制先端付近（左岸側）に偏っていた流れが是正され、堆積量も減少した。水制工⑤、⑥の区間は、現断面と改修案2で大きな変化は見られず、上下流の改修により悪い影響などは生じていない。しかし、水制工先端部の洗掘量がやや大きい区間であるため、今後、河道の状況を見て改修の必要性について判断する必要がある。

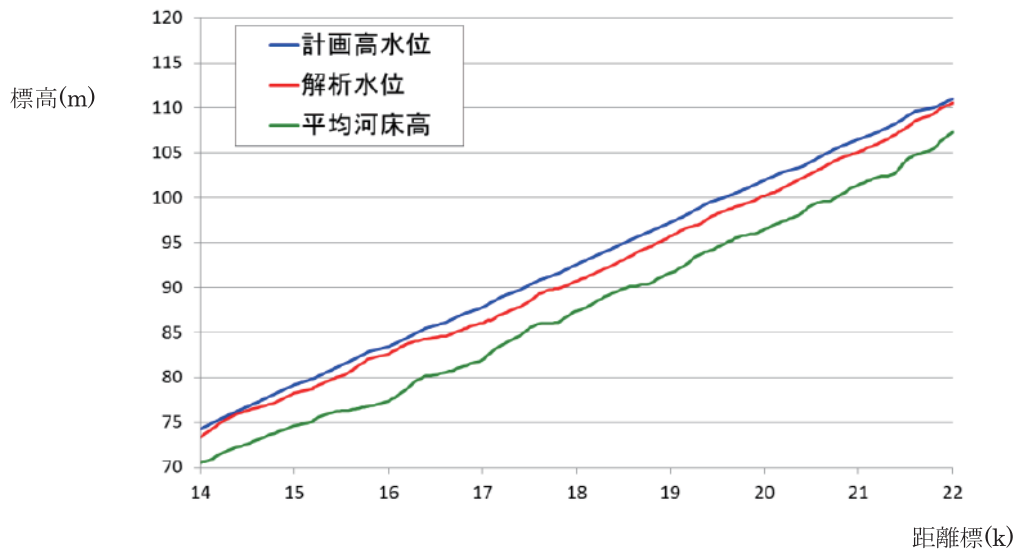


図-51 水位縦断面図(改修案2)

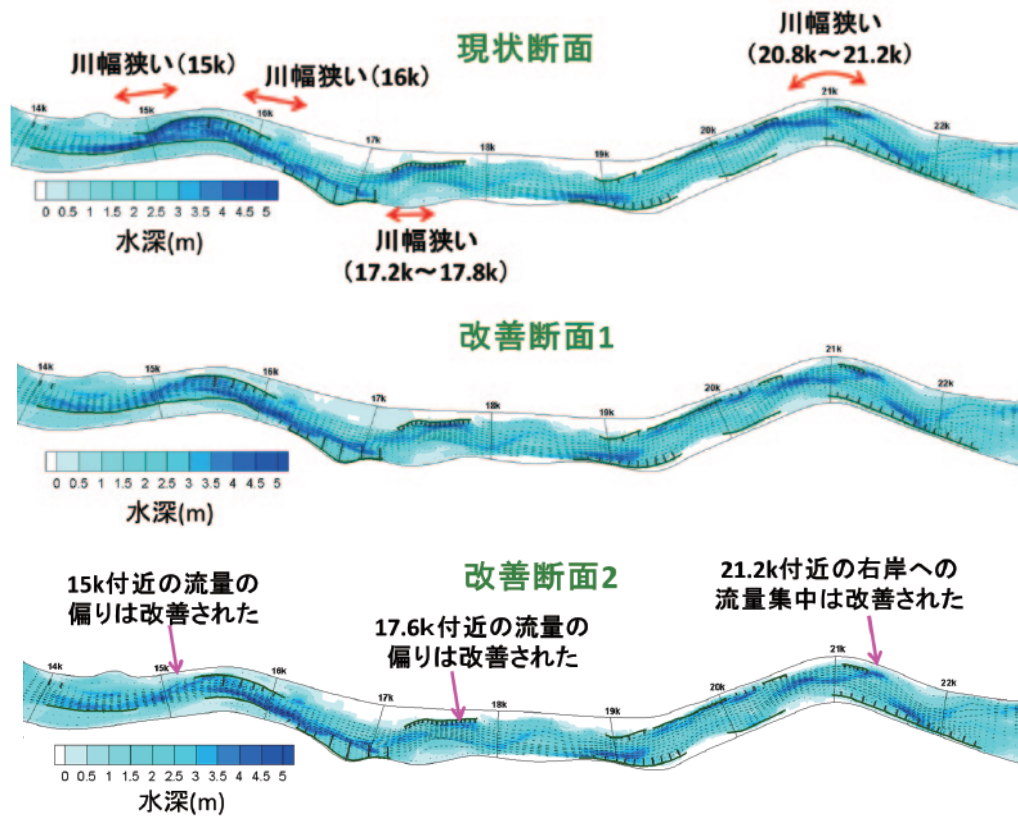


図-52 各断面における水深・流速分布の比較

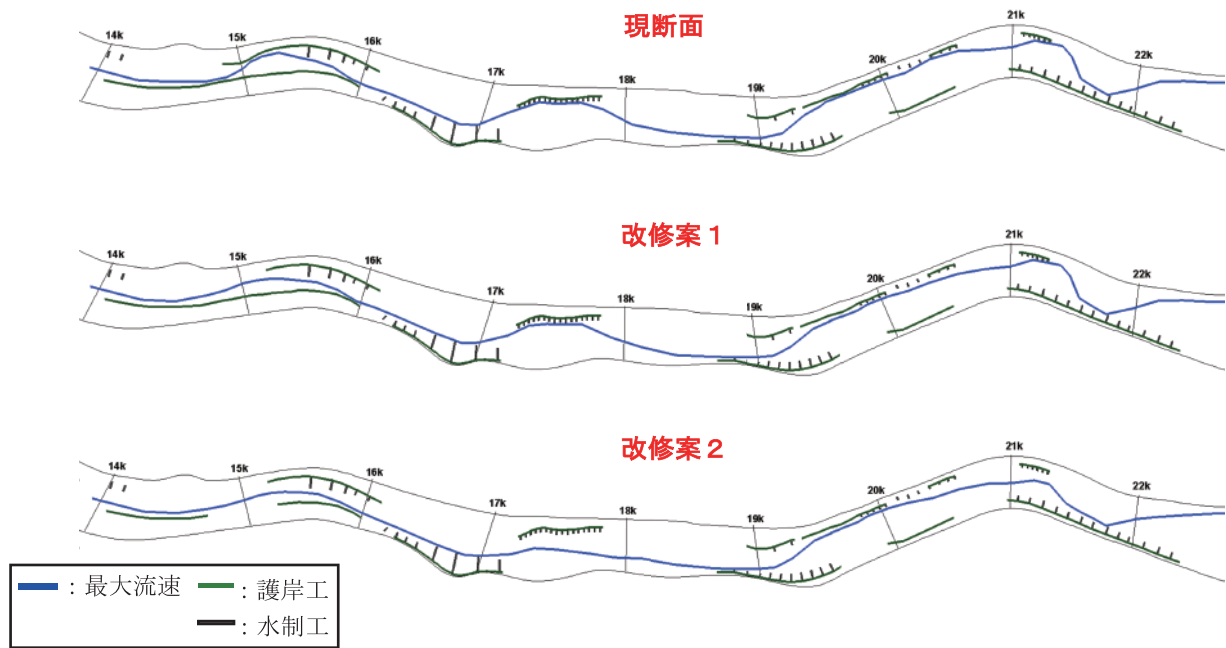


図-53 現断面と改修案の最大流速位置比較

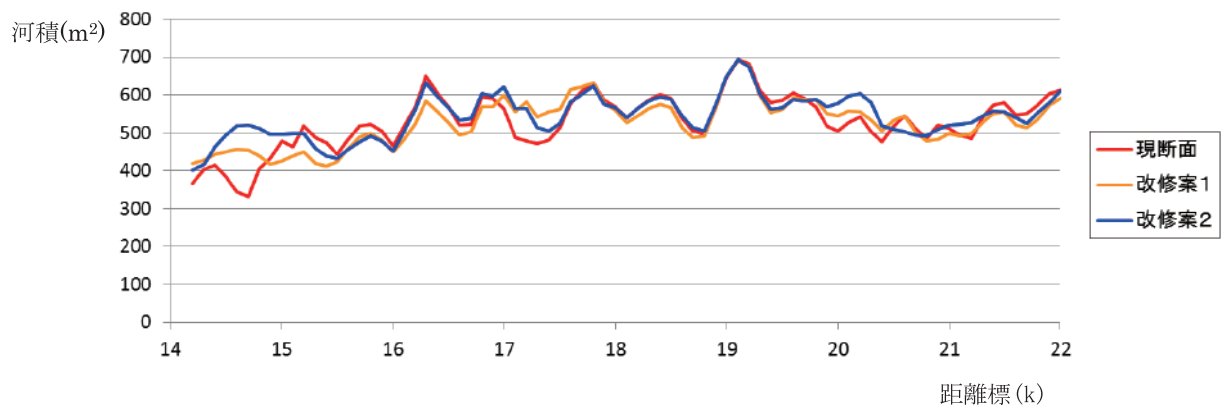


図-54 縦断的な河積の変化

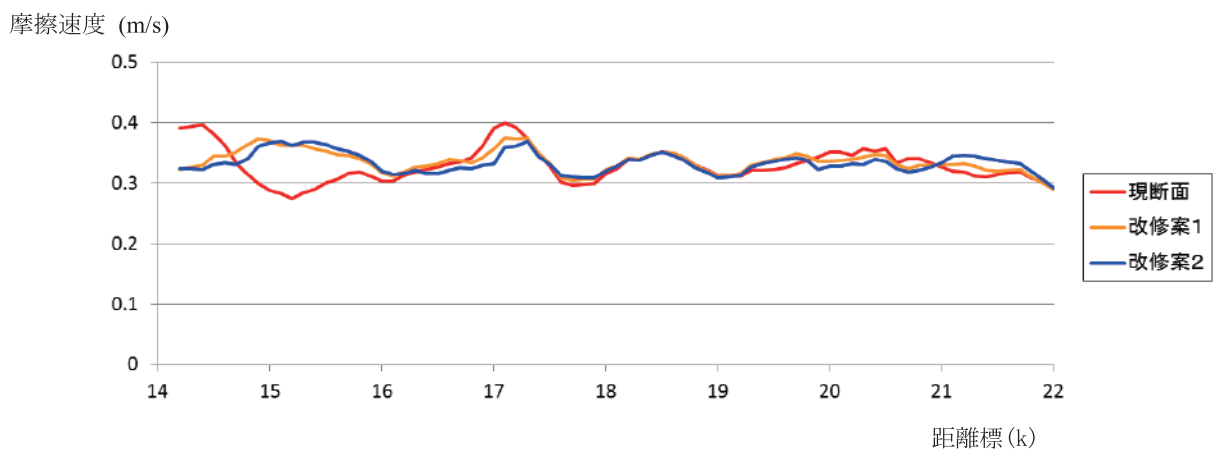


図-55 縦断的な摩擦速度の変化

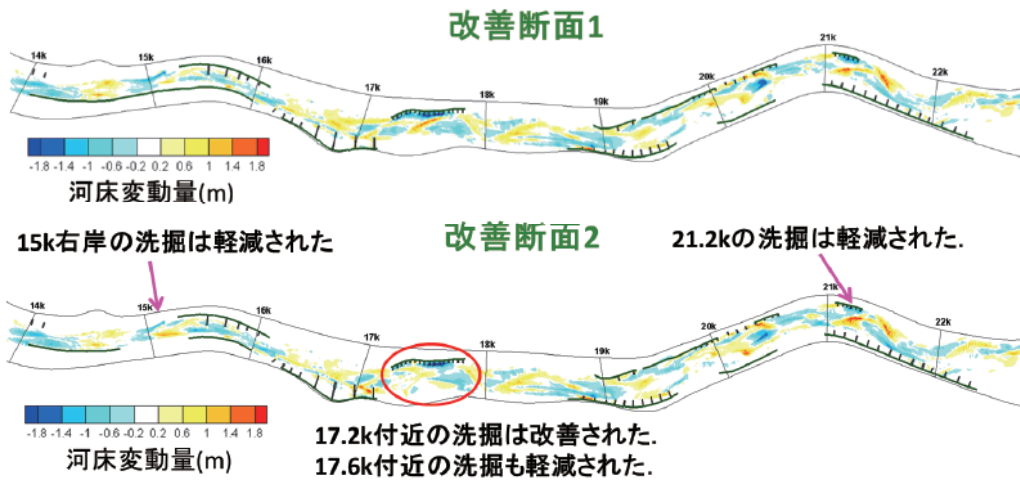


図-56 河床変動量の改修案1と改修案2の比較(定常計算)

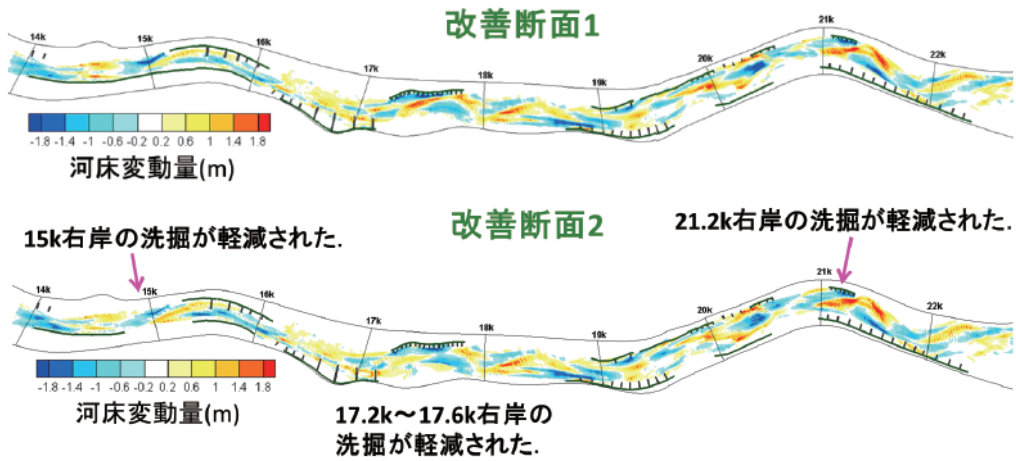


図-57 河床変動量の改修案1と改修案2の比較(ハイドログラフ計算)

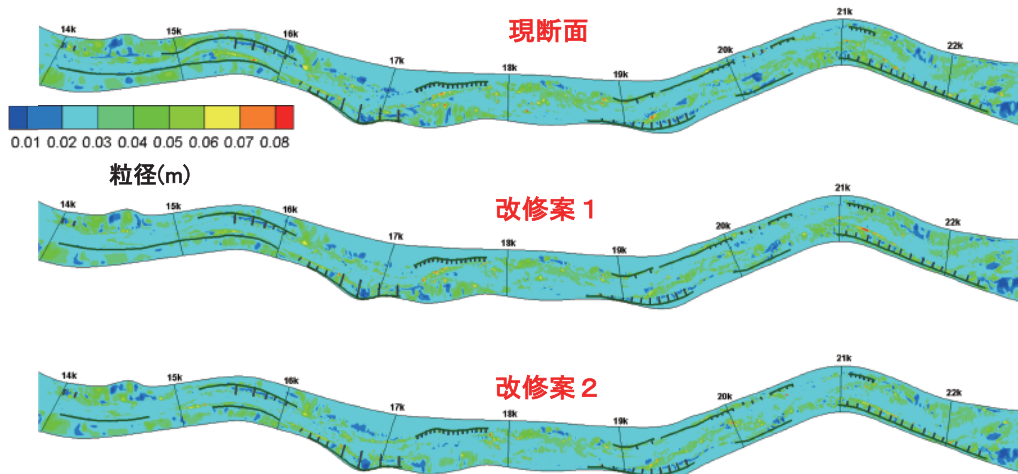


図-58 河床材料分布(D60)の比較(ハイドログラフ計算)

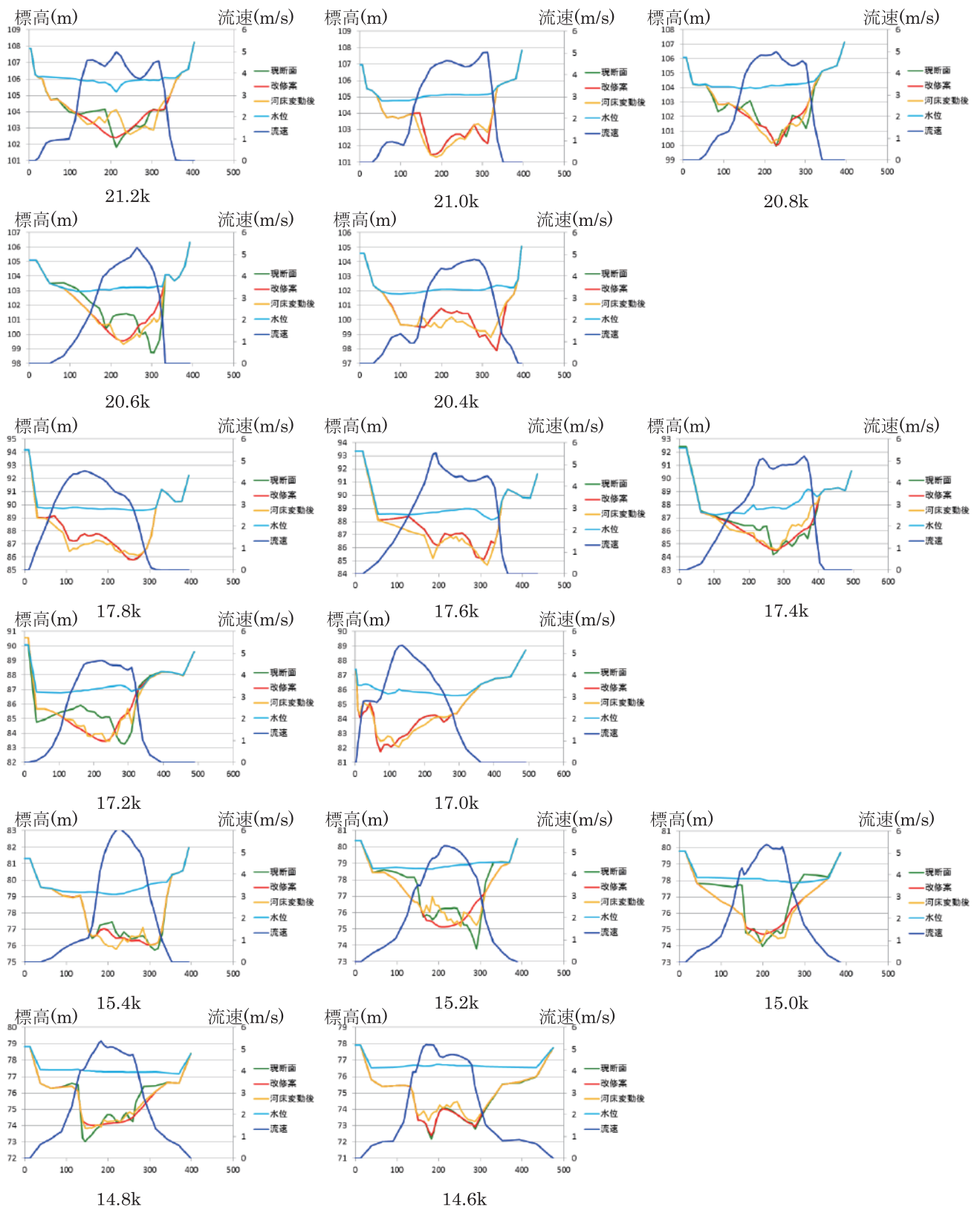


図-59 各断面の横断形状変化と流速分布(改修案2)

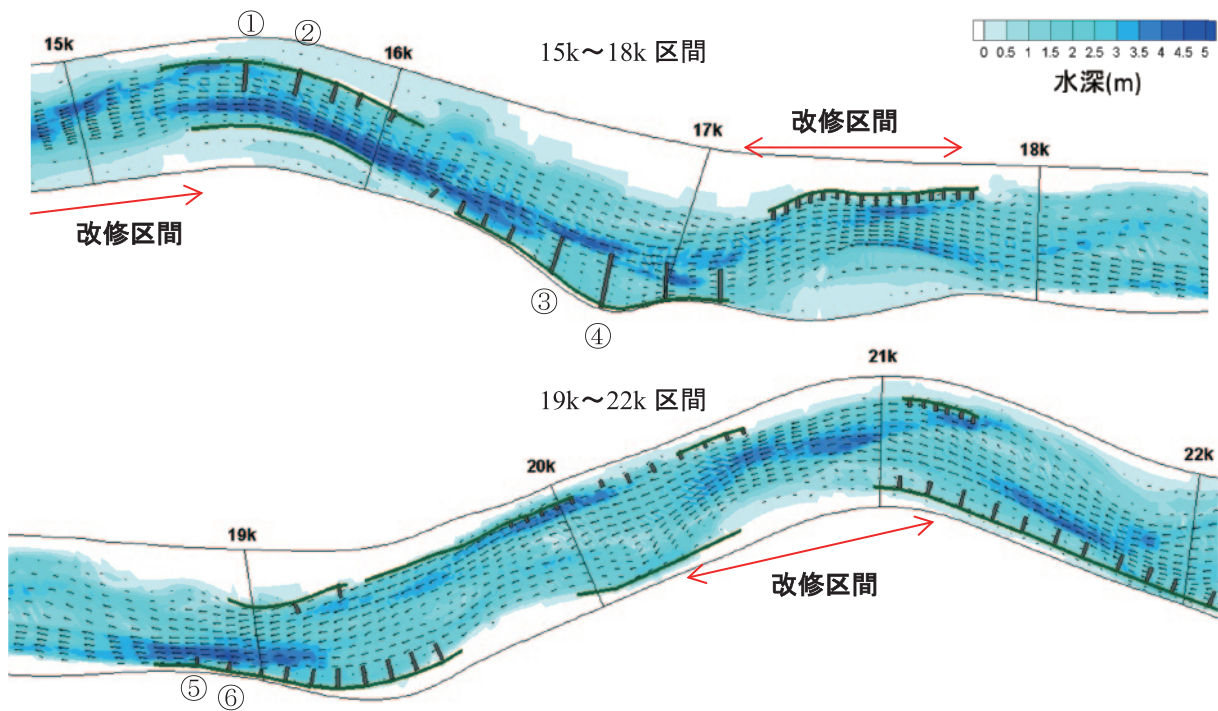


図-60 改修区間以外の箇所を設置された水制工・護岸工の働き(改修案2)

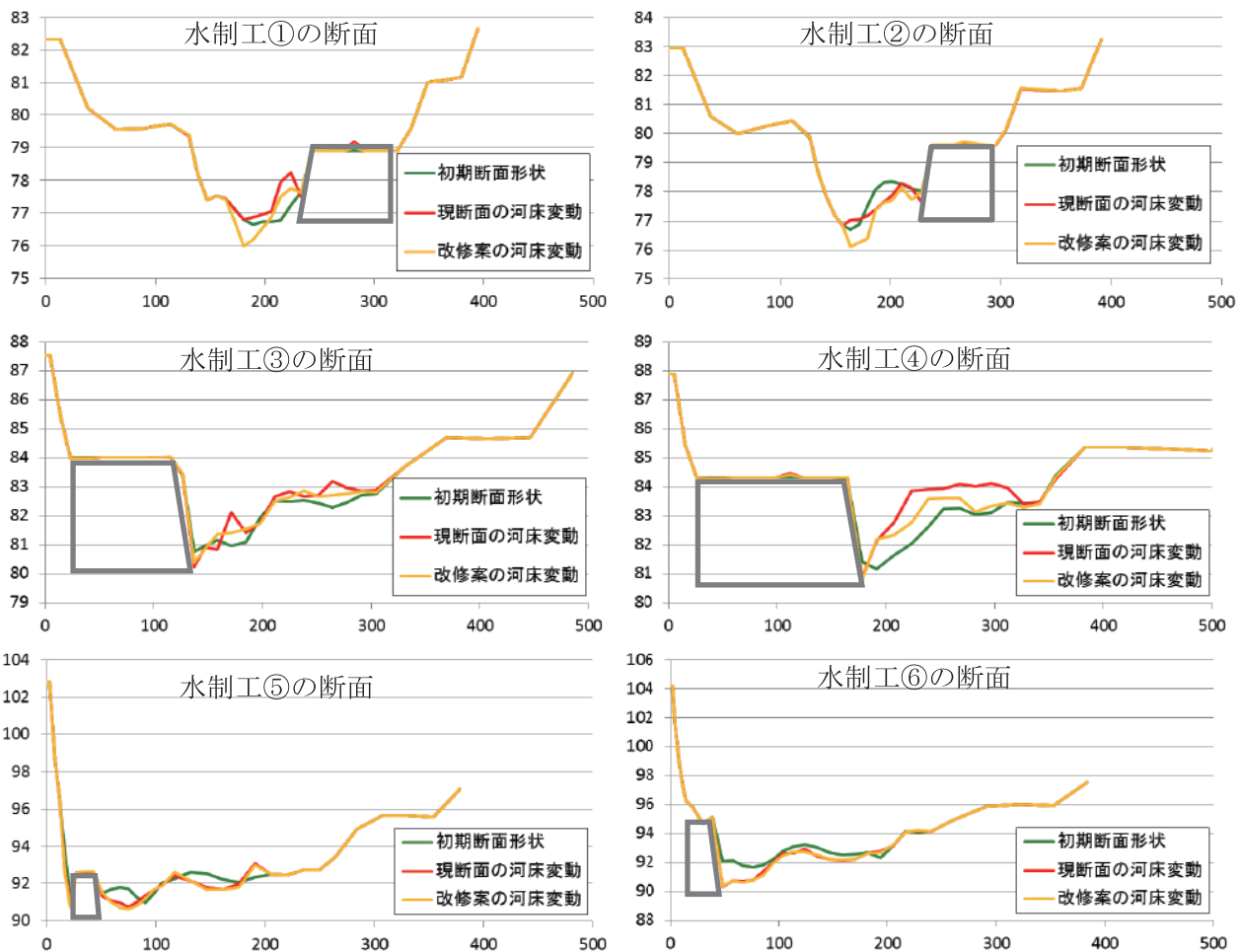


図-61 水制工断面の河床変動(現断面と改修案2の比較)

図-62は、無次元流量－無次元河幅・水深関係に関して、ハイドログラフの流量ピーク時のデータを整理したものである。また、図-63～図-65は、各断面の無次元流量－無次元河幅・水深関係の時間変化を福岡の式との比較で示したものである。図には、現断面で検討した結果（図-31～図-33）と改修案2の結果を併せて示す。図-62を見ると、改修案1で河幅下限式付近にプロットされたものが、改修案2では若干上昇していることが分かる。図-63の14.4k～15.8k区間の時間変化を見ると、現断面で14.8k～15.4kにかけてほぼ水平方向に移動していたものが、改修案では福岡の式とほぼ同じ傾きで移動するように改善されていることが分かる。傾きだけでなく、河幅関係の下限式を下回っていた箇所が修正され、河幅の平均式に近づくようになっている。15.6kや15.8kは、断面形状を変更していないため、下限式に近く河幅の改善は見られないが、上述のように、この区間は流路線形が直線的で、護岸工および水制工の作用により流れや河床変動が安定しているため、特に問題にはならないと判断した。図-64の17.2k～17.6k区間では、全体的にプロットの位置が上がり、17.2kにおいて現断面で見られた変動も改善された。図-65の20.4k～21.2k区間では、懸案であった20.8kや21.2kのプロットが若干上昇し、河幅が改善されたことが分かる。20.4kも現断面の検討で水制先端の洗掘が生じていたが、全体的にプロットが上昇し、流路線形の是正とともに河幅が広がったことで河道が安定したと考えられる。

以上のように、計画高水流量における河道安定性を著者らの河床変動解析法および無次元流量－無次元河幅・水深関係を用いた検討を行った結果、改修案は、現河道に比べ安定した河道であると言える。しかし、計画高水流量のみの検討では、不十分で、中小規模の洪水に対する検討も必要となる。上述で検討した、H23年洪水の800m³/s規模では、河床変動や滲筋変動は少なく、既設の護岸工や水制工により安定していることから、検討は既往最大規模（H13年洪水）と同等の整備計画流量（1200m³/s規模）を対象として行った。

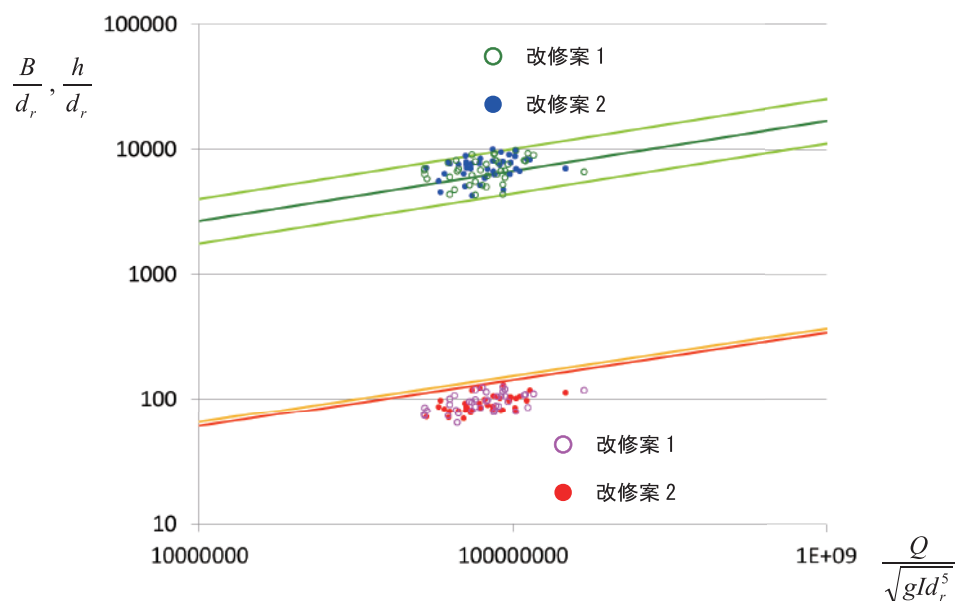


図-62 福岡の式との比較(改修案1と改修案2の対比)

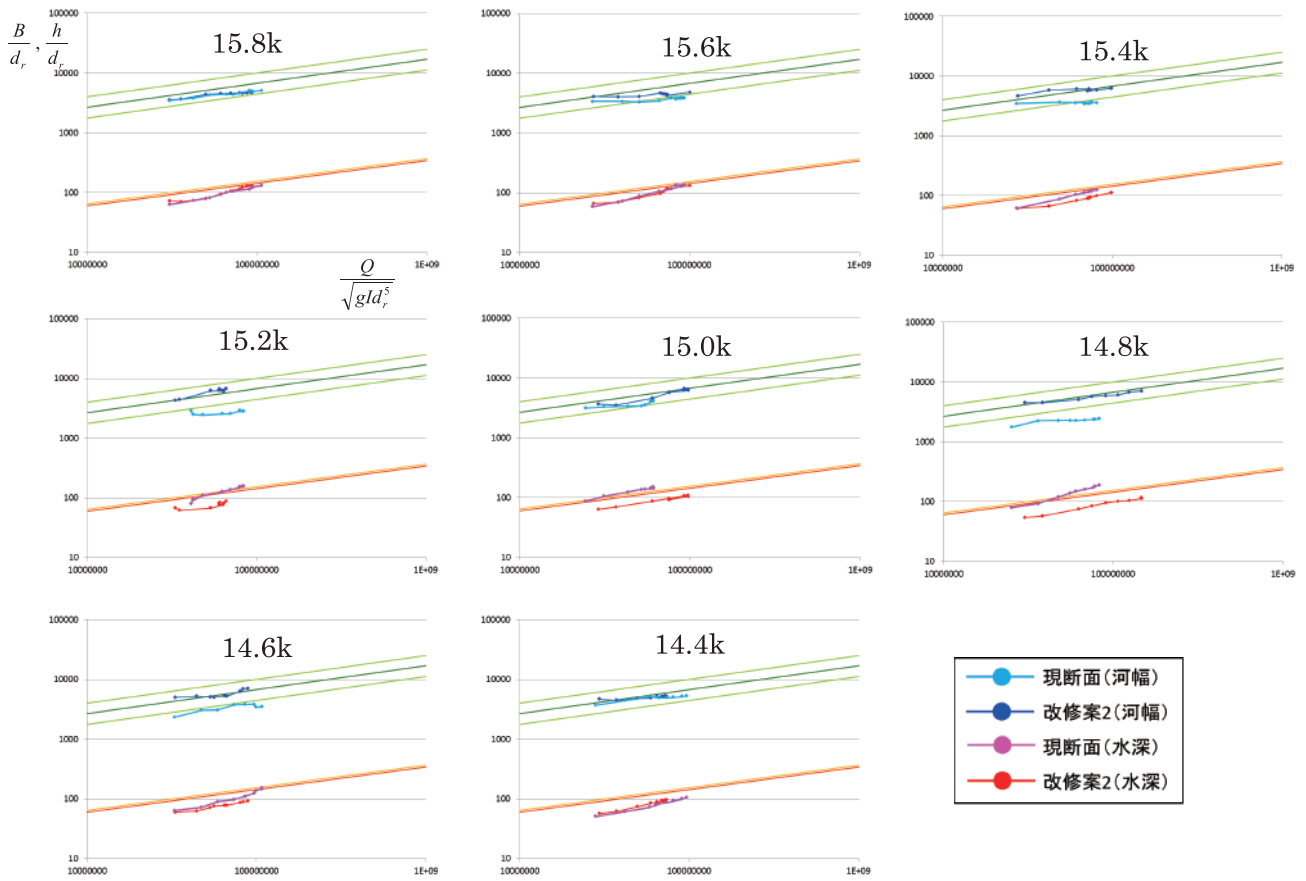


図-63 各断面(14.4k~15.8k)の無次元流量—無次元河幅・水深関係の時間変化

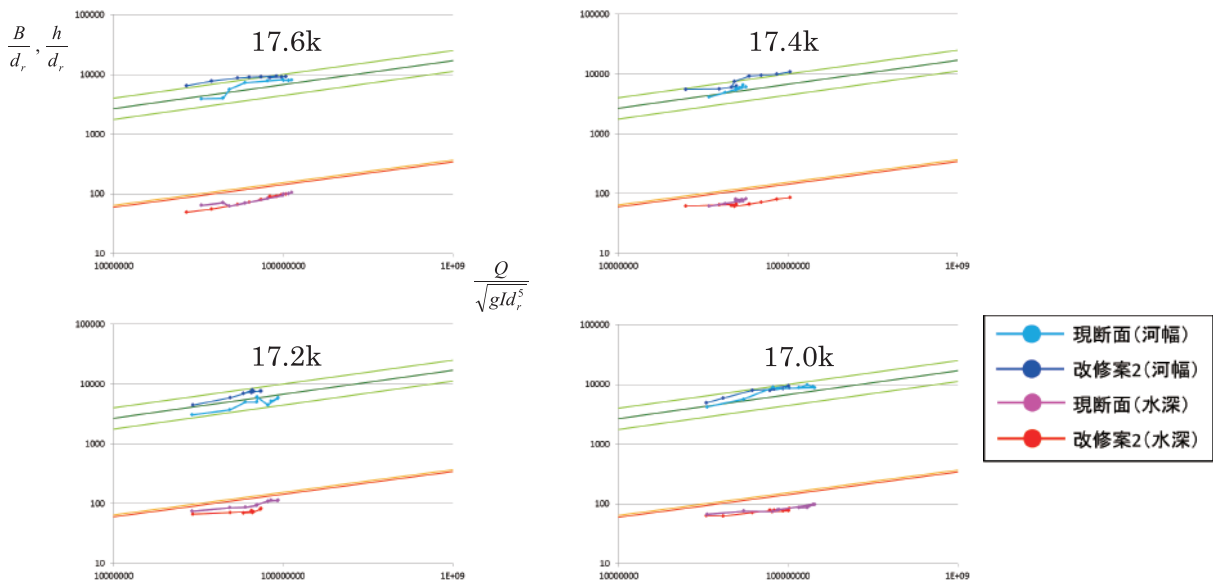


図-64 各断面(17.0k~17.6k)の無次元流量—無次元河幅・水深関係の時間変化

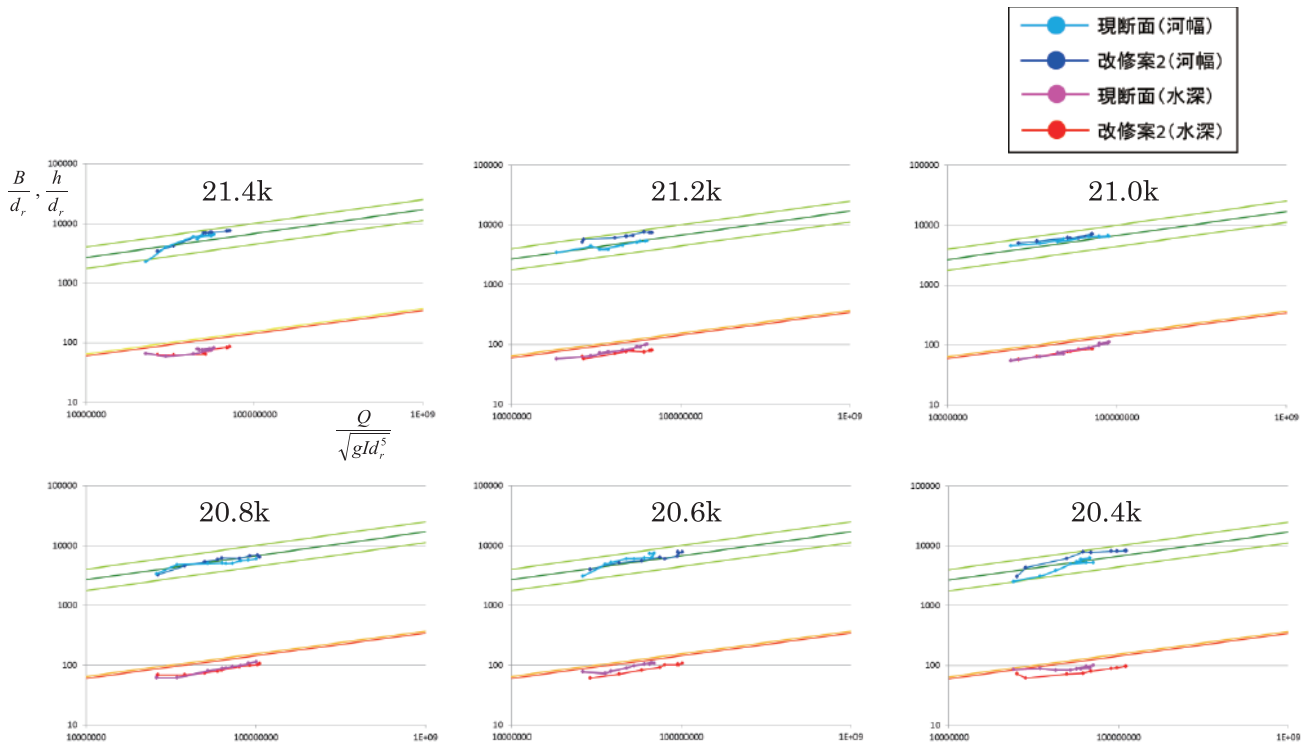


図-65 各断面(20.4k~21.4k)の無次元流量－無次元河幅・水深関係の時間変化

(3) 整備計画流量における河道安定性の検討結果

図-66に、整備計画流量ハイドログラフを示す。ピーク流量は、1180m³/sである。図-67は、水深・流速分布と、河床変動量の解析結果を示す。水深分布を見ると、この規模の流量は、高水敷に余り乗ることなく、滯筋にそって流下することが分かる。水深が3mを超える箇所もあり、流水が集中して流下しているように見える。しかし、河床変動を見ると、大きく洗掘される箇所や、逆に堆積が顕著に現れる箇所はなく、改修断面で安定していることが分かる。図-68に、整備計画流量の河幅・水深を用いた福岡の式との比較を示す。ほとんどの断面が、河幅関係式の中で、平均式から上限式の間プロットされていることが分かる。このことから、整備計画流量規模の洪水流に対しても、提案した改修断面は縦・横断的に見て安定であることが示された。

上述の検討から、提案した改修案は、治水面から見て安定な河道であることが示された。提案した断面形状は、ほぼ船底型となり、安定な河道形状として船底型断面が有効な方策となることを明らかにした。もちろん河道線形も重要で、断面形状が船底型に近い状態でも、昭和46年の河道のように蛇行度が大きければ、河岸際の洗掘や河岸侵食の危険性が高まる。縦断的な河道横断形状と河道線形の両視点から安定した河道縦・横断形状を検討することが重要である。船底型断面の比較的高い位置に存在する樹木群は、流速を抑え、河岸を保護する役割があると考えられる。また、船底型断面形状は、堤防際の比高の高いところから滯筋部に向かって徐々に水際へ近づく形状であるため、繁茂する樹木群や草本類が多様になることも期待でき、環境面から見ても望ましい河道となりえることが期待できる。本研究で検討した改修案は、札内川の治水と環境の調和した安定な河道縦・横断面形状となり得ることが示された。

礫床河川の治水と環境の調和した断面形状は、図-4の手順で検討を行うことで決定できることが明らかとなった。検討を進める上で、対象とする河川の過去の河道変遷と流れ・土砂動態を、資料分析、詳細な現地観測と洪水データを用いた洪水流・河床変動解析の実施により、しっかりと把握することが重要となる。また、河道断面の安定性の良否は、定常流解析だけでなく洪水ハイドログラフで流れ・土砂移動と無次元流量－無次元河幅・水深関係を十分に検討することで、得られる情報量が増え、各断面の情報を総合することで縦断的に見て安定な断面形状を効率的に決定できることが示された。

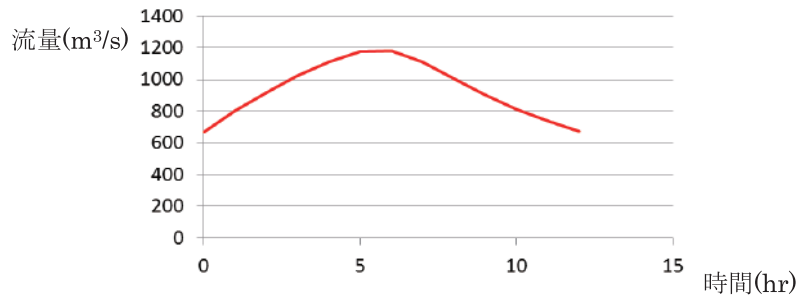


図-66 整備計画流量ハイドログラフ

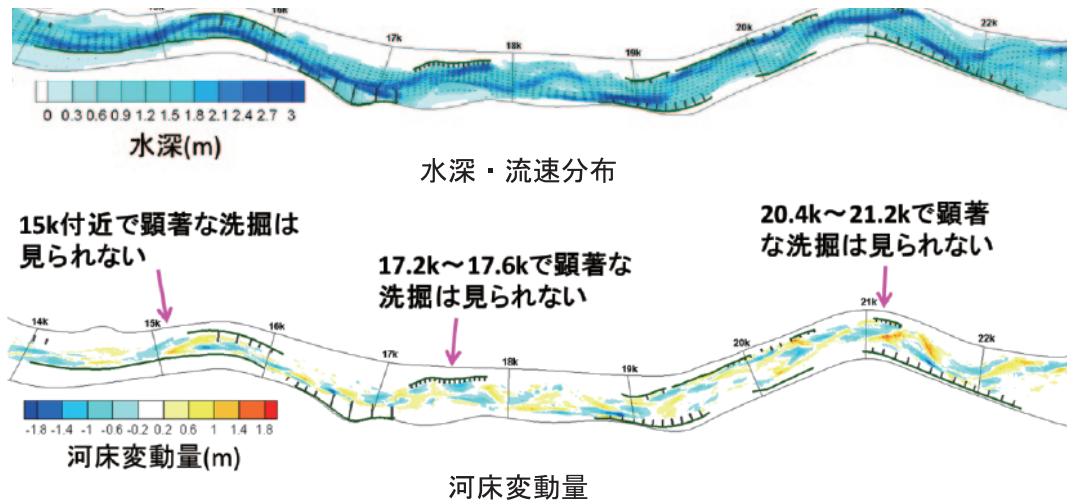


図-67 整備計画流量の水深・流速分布と河床変動量

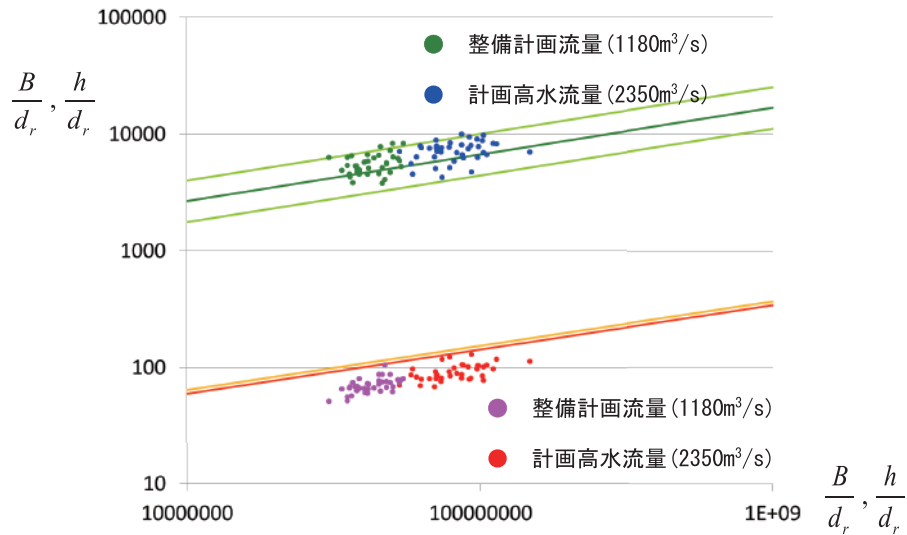


図-68 福岡の式との比較(整備計画流量と計画高水流量)

7. 結論

本研究では、連続水制を有する急流石礫河道札内川の、治水と環境の調和した安定な河道縦・横断面形状について検討を行った。以下に、得られた結論を示す。

1. 現断面で大規模出水（計画高水流量）が生じた場合の流れと河床変動について、著者らの河床変動解析法を用いた検討を行った。この検討結果から、縦断的に見てどの箇所でも治水上問題があるかを示し、洪水流の偏り・集中などの問題点を明らかにした。
2. 上述の大規模出水における検討結果を用い、無次元流量－無次元河幅・水深関係を整理し、福岡の式と比較・検討を行った。流れ・河床変動の検討で流下能力が低いと判断された箇所や洗掘が大きいと判断された箇所は、流量ハイドログラフの各時刻のプロットの動きが、上下流断面と比較して動きが異なること（水平方向に移動）を示し、縦断的に見て河幅が狭いことを明らかにした。この成果と流れ・河床変動の検討結果を併せて、断面形状の改善が必要と考えられる箇所を選定した。
3. 現断面に対して、縦断的な河幅・河道線形を考慮した改修案を設定し、河床変動解析による安定性の検討および福岡の式との対比による河幅是正の効果について図-4の④～⑥の手順で検討を行った。1回目改修案では、十分な安定性が得られなかった。この情報をもとに再度修正した2回目改修案では、大規模・中規模出水に対する安定性がある程度得られる結果となった。高水敷の段階的な切り下げや、流路を河道中央部に寄せるなどした改修案の断面形状は、結果的に船底型に近い形状となり、船底型断面形状への改修の有効性を明らかにした。
4. 既設の連続水制及び護岸工は、縦断的な河幅・河道線形を是正し負担の掛からない状態にすることで、河道安定に十分貢献することが明らかとなった。また、多く繁茂した樹木群も、適度に管理することで河岸際の流速を抑え、侵食抑制の役割を持つことを明らかにした。治水と環境の調和した安定な河道縦・横断面形状の決定には、縦断的な河幅・河道線形の検討に加え、樹木をどの位置に生やせば、更なる安定化が図れるかについての議論も必要であることが示された。
5. 船底型断面では、低水路との境界部になる付け根部分が洗掘を受ける可能性があることから、付け根部分に対する保護策を考える必要があることが示された。根石等^{28),29),30),31)}を用いた安定化策を今後検討する必要がある。
6. 図-4の手順で治水と環境の調和した安定な河道縦・横断面形状を決められることを示した。また、縦断的に安定な断面形状を決定するなかで、流量ハイドログラフの検討による無次元流量－無次元河幅・水深関係の整理が大きな意味を持つことを示した。無次元流量－無次元河幅・水深関係の時間変化を縦断的に比較・検討することで、多くの情報を得ることができ、この情報を有効に用いることで効率的に安定な断面形状を決定できることを明らかにした。

参考文献

- 1) 橋場裕輝，武田淳史，梅木幸治：急流河川における河道安定化工法の効果とその評価について－水制工による札内川の河道安定化対策，北海道開発局技術研究発表会，2007。
- 2) 長田健吾，福岡捷二：石礫河川の河床変動機構と表層石礫の凹凸分布に着目した二次元河床変動解析法，土木学会論文集B1，Vol.68，No.1，pp.1-20，2012。
- 3) 芦田和男，道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，pp.59-69，1972。
- 4) 平野宗夫：Armoringを伴う河床低下について，土木学会論文報告集，第195号，pp.55-65，1971。
- 5) 長田健吾，小林幹男，福岡捷二：連続水制を有する急流石礫河道札内川の洪水時の流れ・土砂動態に関する研究，河川技術論文集，第17巻，pp.149-154，2011。
- 6) 福岡捷二：温暖化に対する河川の適応技術のあり方－治水と環境の調和した多自然川づくりの普遍

化に向けて，土木学会論文集F，Vol.66, No.4, pp.471-489, 2010.

- 7) 福岡捷二，坂口達哉：無次元流量に対する無次元河幅・水深の取る範囲と整備途上河川への適用，水工学論文集，第56巻，pp.I_1423-1428, 2012.
- 8) Fukuoka, S.: Dimensionless width and depth and sediment transport rate in stable rivers, 3rd Int. Symp. On Shallow Flows, Iowa City, Iowa, USA, CD-R, 2012.
- 9) 黒田勇一，福岡捷二，山本輝，吉田和弘，井内拓馬：礫床河川の滲筋形成機構と河床粒度分布特性，河川技術論文集，第11巻，pp.363-368, 2005.
- 10) 福岡捷二，山崎憲人，黒田勇一，井内拓馬，渡邊明英：急流河川の河床変動機構と破堤による氾濫流量算定法の調査研究，河川技術論文集，第12巻，pp.55-60, 2006.
- 11) 福岡捷二，寺沢直樹，山崎憲人，塚本洋祐：巨石を有する礫床河川の水理，河川技術論文集，第13巻，pp.339-344, 2007.
- 12) 塚本洋祐，福岡捷二，須賀正志，澤原和哉，長田健吾：石礫河川の粒度分布特性と安定河道形状，河川技術論文集，第14巻，pp.7-12, 2008.
- 13) 福岡捷二，長田健吾，安部友則：石礫河川の河床安定に果たす石の役割，水工学論文集，第52巻，pp.643-648, 2008.
- 14) 前嶋達也，岩佐将之，長田健吾，福岡捷二：石礫複断面直線 - 蛇行河道の河床変動および河床材料分布に関する研究，水工学論文集，第55巻，2011.
- 15) 山崎憲人，寺沢直樹，福岡捷二：巨石を含む広い粒度分布を有する礫床河川における粒度分布調査手法，河川技術論文集，第13巻，pp.141-146, 2007.
- 16) 芦田和男，江頭進治，劉炳義，梅本正樹：蛇行流路におけるSorting現象および平衡河床形状に関する研究，京都大学防災研究所年報，第33号，B-2，pp.261-279, 1990.
- 17) 芦田和男，道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，pp.59-69, 1972.
- 18) 長田健吾，福岡捷二：石礫蛇行河川の二次元河床変動解析法に関する研究，河川技術論文集，第15巻，pp.327-332, 2009.
- 19) 関根正人，吉川秀夫：掃流砂の停止機構に関する研究，土木学会論文集，No.399/II-10，pp.105-112, 1988.
- 20) 土屋義人，青山俊樹：水流による砂れきSaltationの機構(2)，京都大学防災研究所年報，第13号B，pp.199-216, 1970.
- 21) 小川長宏，渡邊康玄：高速循環実験水路を使用した粗粒径河床材料の掃流砂実験，土木学会北海道支部平成13年度論文報告集，第58巻，pp.402-405, 2002.
- 22) 小川長宏，渡邊康玄：河川上流域の中礫を用いた掃流砂量測定実験，水工学論文集，第47巻，pp.535-540, 2003.
- 23) 福島雅紀，櫻井寿之，箱石憲昭：大きな石による河床再生技術に関する実験的検討，水工学論文集，第54巻，pp.763-768, 2010.
- 24) 中川博次，辻本哲郎，村上正吾：側岸における非平衡流砂過程，第29回水理講演会論文集，pp.561-566, 1985.
- 25) Chepil, W. S. : The use of evenly spaced hemispheres to evaluate aerodynamic forces on a soil surface, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol.39, No.3, pp.397-404, 1958.
- 26) Chepil, W. S. : The use of spheres to measure lift and drag on wind-eroded soil grains, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol.25, pp.343-345, 1961.
- 27) 村上正吾，辻本哲郎，中川博次：河床砂礫のpick-up rate推定式について，土木学会論文集，No.443/II-

18, pp.9-16, 1992.

- 28) 澤原和哉, 須賀正志, 安部友則, 福岡捷二: 急流河川における巨石を用いた新たな河岸侵食対策の立案と検証, 河川技術論文集, 第14巻, pp.109-114, 2008.
- 29) 藤本昌利, 大熊義史, 畠中泰彦, 福岡捷二: 急流河川における高水敷上の自然段差を利用した堤防侵食対策工法の検討, 河川技術論文集, 第16巻, pp.413-418, 2010.
- 30) 長田健吾, 福岡捷二, 氏家清彦: 急流河川における砂州を活かした治水と環境の調和した河道計画, 河川技術論文集, 第18巻, pp.227-232, 2012.
- 31) 小池田真介, 石井陽, 岩井久, 石川俊之, 福岡捷二: 水衝部対策を施工した砂州による自然性の高い河岸防護工の創出, 河川技術論文集, 第18巻, pp.233-238, 2012.