

未改修扇状地築堤河道の河岸侵食防護工としての の水制工水理模型実験とその考察

HYDRAULIC MODEL TEST ON DIKE ALIGNMENT AND BANK PROTECTION WORKS OF ALLUVIAL FAN RIVERS

井上 和則¹・浜口憲一郎²・御園 功³・須賀 如川⁴

Kazunori INOUE, Kenichirou HAMAGUCHI, Isao MISONO and Nyosen SUGA

¹正会員 工修 (株)パシフィックコンサルタンツグループ PCI(〒206-8550 東京都多摩市関戸 1-7-5)

²正会員 農修 (株)パシフィックコンサルタンツグループ筑波実験場(〒3004204 茨城県つくば市作谷 642-1)

³ラオアグ川洪水砂防プロジェクトマネージャー(株)パシフィックコンサルタンツグループ PCI(1 と同じ)

⁴フェロー会員 工博 宇都宮大学名誉教授 河相工学研究堂代表(〒276-0023 千葉県八千代市勝田台 4-2-4)

Movable bed hydraulic model test was conducted to design dike alignment and bank protection works on the alluvial fans of the Laoag River, Philippines. The current tributaries, that were formed on braided alluvial fan rivers, have straight dike alignment so that the bank on the old river course and the critical reaches due to sand bar movement have suffered from erosion and dike breach during floods. The model which simulates a typical straight reach and a bend of the tributaries gave facts the unstable critical reaches due to sand bar movement resulting into the ineffective layout of spur dikes as bank protection works. The actually damaged bank sections of the Laoag River in the past are coincided with the old channel and the converge-diversion mode of sand bar. And a modified model which has dike alignment to take into account of converge-diversion mode of sand bar simulated how effective it is for the stabilization of sand bar, critical reach and easement of attack of flow toward bank.

Key Words: bank protection, dike alignment, Alluvial fan, Laoag River, hydraulic model, movable bed

1. はじめに

一般に河道計画では計画法線の設定から河道縦断形、河道横断形までの一連の検討を含むが、日本の直轄管理の大河川では、堤防が概成しており計画法線の検討を行う河川は少ない¹⁾。一方、途上国においては扇状地などの沖積地の旧河道上に築堤を行い、周辺の土地利用の高度化を図ることが今でも少なくない。そのため、こうした河道計画の計画設計には慎重な検討が必要である。

扇状地において元来網状化した旧河道上に築堤をする場合、旧河道と堤防法線の交差点付近が水衝部となり、堤防の侵食破堤の原因となりやすい。また、堤防法線が直線的であると、不安定な砂州は洪水ごとに下流へ移動し、水衝部もそれにつれて移動する。その結果、堤防の河岸防護が極めて困難となる。河岸防護として水制工が扇状地の急流河川に適用される際、その配置・洗掘深などの設計論は未だ確立したものが無い。急流河川では砂州による深掘れと水制による洗掘が常に同時発生しており、現象が極めて複雑になっている。このため対象河川の河岸防護工については、水理模型実験によって確認す

ることが推奨されている²⁾。

フィリピン国ラオアグ川実施設計においては、未改修の上流域4支川を築堤し、河道内に安定した流路となるように、適切な法線形および砂州形状を考慮した河岸防御施設の工種・配置を具体的に決定する必要があった。そこで筆者ら³⁾は、新規築堤となるクラ・ラブガオン川については計画堤防区間全体を対象とした移動床水理模型実験(水平縮尺1/200、歪度2)により河道特性を把握し、施設計画の比較を行い、適切な河岸防御工の検討を行った。本論は、残り3支川について河道形状を模式化した直線部と湾曲部を有する1つの部分模型により、法線形及び河道内砂州の影響を受けた河岸への接近流に対する河岸侵食防護工としての水制工の間隔と水制工前面・水制工間の洗掘・堆積パターンを検討した。また実験では砂州による洪水流の収束と発散モードに合わせた堤防法線と水制工配置を考慮することで砂州位置の固定化を図り、水衝部の固定化・河岸への水流直撃の緩和を確認した。4支川の実施設計では、洪水流の発散区間に霞堤を導入することで、水衝部の低減と工費の縮減を図った。

本論はわが国では稀有な未改修の扇状地築堤河道の堤防法線と堤防防護としての水制群の計画を検討するに際し、実務への反映を図るための手法を提案している。

2. 対象河川の現状と計画(F/S)

ラオアグ川は、北緯 18 度 05 分、東経 120 度 42 分のフィリピン国ソロン島の北西端に位置する流域面積 1,332km²の河川である。南シナ海の熱帯収束帯に位置し、毎年平均して 5 つの台風の常襲地帯である。年平均降雨量は 2,135 ミリで、5 月から 10 月の雨季にその 97%が降る。地形・地質条件としては、標高 2,500m 級の中央コルデイレラ山脈をその上流域に擁し、至る所に断層が走り、風化が進行しているため、豪雨時には崩壊などによる流出土砂は多い。

上流域(図 1)では、主として 4 本の河川が山地から出たところで川幅を広げ、水深・流速を減じ、巨石・砂礫を堆積させることにより扇状地が構成されている。また、土砂の多い支川には広大な沖積地が発達している。土砂量が多いため流路は安定していないが、対象地区は沖積地と用水が豊富な事から農耕地として利用されている。これら 4 本の支川は、上流からパパ川、マドンガン川、ソルソナ川およびクラ・ラブガオン川であり、それぞれがラオアグ本川上流区間のボンゴ川に右岸から流入している。総じてこれら 4 支川の河道では扇頂部のくび振り・網状化が顕著であり、過去の度重なる台風による洪水で流路が安定せず、周辺農地や集落が被害を受けて来た。

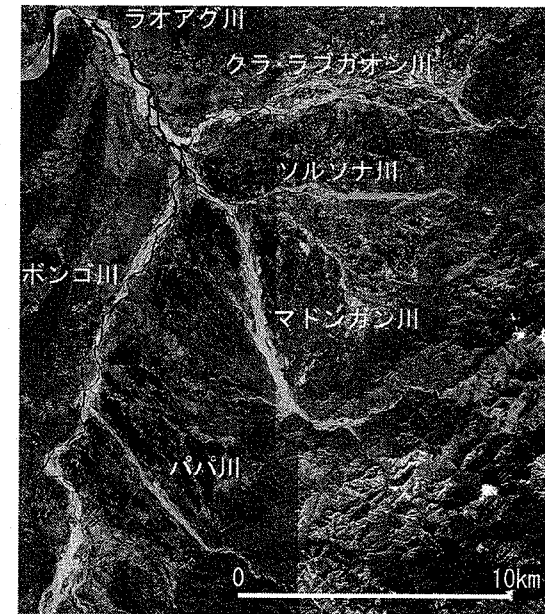


図 1 上流域 4 支川の SPOT 衛星画像(2001 年 10 月)

国家灌漑庁 (NIA) は 1991 年までに緊急災害事業としてパパ川・マドンガン川・ソルソナ川の約 27km の築堤工事を実施した。ソルソナ川は谷出口において段丘地形

を侵食した河道を有しており、旧河道は南側に大きく湾曲していたが、災害緊急事業で谷出口から真西へ流下する直線的な堤防法線となった。マドンガン川は谷出口の流域面積が最大で、最も首振りの形跡が顕著であるが、緊急事業で北北西に流下してソルソナ川に合流する堤防法線となった。パパ川は流域面積が最小で、谷出口からほぼ直線的にボンゴ川へ合流する堤防法線となっている。これら災害緊急事業の堤防法線は、集落の位置・灌漑水路網・土地の農地利用可能性を考慮して直線的な法線が定められたとされている。

1996-97 年にかけてわが国の技術協力によりラオアグ川流域の洪水砂防実施可能性調査 (JICA) ⁴⁾ (以下、F/S と表記) がなされ、その中で上流域 4 支川の河道改修事業としてパパ川・マドンガン川・ソルソナ川の現況堤防の強化修復とクラ・ラブガオン川の新規築堤が提案された。クラ・ラブガオン川を除く 3 支川の計画は 91 年の災害緊急事業による両岸連続築堤河道に則っている。また、1996 年の洪水により現況堤防の半数以上が破堤・損壊を被ったことを受け、堤防の河岸防護工として両岸で約 1,300 基の水制工の設置が提案された。表 1 に 4 支川の溪流部の流域面積・扇頂部下流区間の堤間幅・計画流量および HWL 勾配を示す。

表 1 上流域 4 支川の計画河道諸元				
河川名	流域面積 (km ²)	堤間幅 (m)	計画流量 (m ³ /s)	HWL 勾配
パパ川	51.4	223	690	1/202-1/54
マドンガン川	153.8	300	1,970	1/429-1/73
ソルソナ川	79.0	230	1,030-1,120	1/658-1/65
クラ・ラブガオン川	170.0	340	2,360	1/724-1/105

扇頂部における HWL 勾配はパパ川の 1/54(1 度)が最急であり、下流端(ボンゴ川合流点)の HWL 勾配はクラ・ラブガオン川が最も緩く 1/724 である。計画洪水流量は 25 年確率規模、計画河道幅はその流量に応じたレジーム論から設定された。河岸侵食防護工は洪水時に越流を許す不透過型水制によるものとし、水制の長さを両岸でそれぞれ河道幅の 5%(15m)とし、水制工の間隔は砂州の長さ と幅の比率で洪水時の主流が堤防に向かうという考えに基づき、河床勾配 1/125 を境として 30m と 60m とすることが F/S では提案された。

2001 年に始まった円借款による実施設計・施工監理では、基本的に F/S に基づいた実施設計を行っているが、1996 年洪水や 2001 年洪水 (台風フェリア) では、築堤河道が旧河道の範囲まで戻ろうとする傾向が明確となり、このように過去破堤を繰り返す支川の特性を踏まえた上流域扇状地 4 支川の堤防法線および河岸防護工(水制群)の設計が求められた。筆者らは、特にこのような網状化した扇状地河川における堤防の建設に関する知見は十分でないので、慎重かつ詳細な対応が必要と考えた。

3. 湾曲部を有する直線河道水路移動床模型実験

3.1 移動床模型

模型は、ソルソナ川の湾曲が最もきつい区間の曲率と3支川の直線部における平均的な砂州の2波長分を確保することを基本とし、実験施設の制約から設置した。模型延長は30m、河道の堤間幅は3mである。無歪模型で水の粘性による影響を避け、模型水深を3cm程度確保することを考慮している。湾曲部を上流端から20m地点に設け、模型堤防法面をコンクリート製の鉛直壁とする移動床模型とした。移動床部は2通りの河床勾配の設定と洗掘深を考慮し模型で10cmの敷設厚を確保した。図2に模型の全体概要を示す。

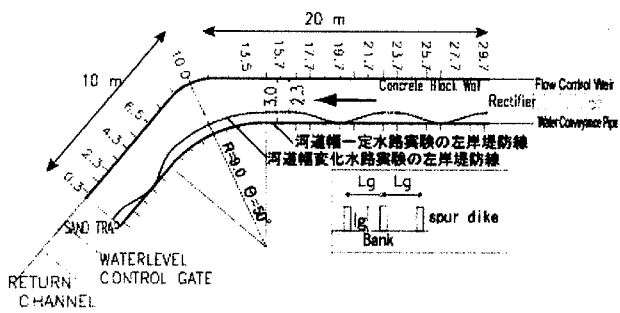


図2 模型平面図(単位:m)

3.2 実験条件とその位置づけ

実験は表2に示すように河道幅固定水路実験と河道幅可変水路実験に分かれる。前者では、3支川のHWL勾配と確率流量(平均年最大と25年確率流量(計画流量、記録上の既往最大である1967年洪水に相当))の分布から、実験における初期河床勾配を1/70と1/160、通水流量を平均年最大流量に相当する8(l/s)と25年確率流量に相当する15(l/s)の各2通りを選び、各河床勾配の水路で2通りの通水流量の定流実験を行った。後者では、図2に示したように河道幅が2.3mとなり、想定縮尺に応じた通水流量で実験を行った。

表2 実験ケースの一覧

模型	河床 勾配	河道 幅	Lg/lg	通水流量	想定縮尺
河道幅 一定水路 実験	1/70	3m 固定	2	8(l/s) 15(l/s)	1/74 (パシリ川)
			3		1/100 (マドンガン川)
	1/160		4	8, 15, 20(l/s)	1/77 (ソルソナ川)
		4			
河道幅 変化水路 実験	1/70	2.3m 一定	図 10 参照	4.2(l/s) 7.8(l/s)	1/97 (パシリ川)
		2.3 ~			1/130 (マドンガン川)
		3m			1/100 (ソルソナ川)

模型縮尺については、3支川の河川幅・流量に対し模

型実験の条件を用いて逆算することで実河道への算定を行った。実験結果の各河川に対する縮尺は、パシリ川:1/74、ソルソナ川:1/77、マドンガン川:1/100程度となる。そのため、結果について模型値で表示し考察を行う。

現況河床の河床材料については、3支川の滞筋部・中州など23カ所の河床材料(表層から20cmを除く)を調査した。平均粒径は30mm~150mm程度に分布し、2mm以下の砂成分が10%~20%の河床材料で構成されている(図3)。実験では全川区間について検討を行う事から河床材料の平均的な粒径分布を対象とし分級作用を考慮して混合粒径材料を用いたが、模型縮尺による材料の再現性を考慮して10mm以下の粒径分布は対象外とした。実験では無歪み模型で無次元掃流力が現地と一致するように河床材料を選定した。用いた河床材料は平均粒径0.9mm、 $D_{85}/D_{15}=5$ 程度の比重2.6の混合粒径材料である。表3はパシリ川の相似則に基づく諸元を示すが、実物の河床材料の粒径範囲と U_* の関係は日本の沖積河川⁵⁾のそれと概ね類似している。

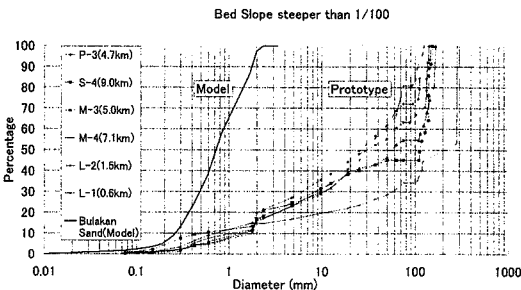


図3 河床材料粒度分布(勾配1/100超区間)

表3 相似則に基づく諸元

パラメータ	実物	模型	パラメータ	実物	模型
縮尺・水平 x_r		74	河床材料 d (mm)	62	0.9
縮尺・鉛直 h_r		74	河床材料比重 σ	2.73	2.6
歪度		1	河床勾配	70	70
水深 h (m)	1.2	0.016	H/d	19	18
河道幅 m	223	3.0	Fr	0.75	0.75
河積 m^2	267.6	0.049	U_* (m/s)	0.41	0.05
流量 m^3/s	690	0.015	τ_*	0.16	0.16
流速 m/s	2.58	0.30	Re_*	28236	48

予備通水として、水制工なし・給砂無し・河床勾配1/70で8(l/s)を1.5時間通水した後、流出土砂量・河床高を測定し、重ね通水により15(l/s)を5時間通水し、再度流出土砂量・河床高を測定した。予備通水により平均年最大流量に相当する8(l/s)の定流通水で現況の河床形態に類似した形態に安定することを確認した。そこで各流量規模で河床形態がほぼ安定する時間と実験1ケースの所要時間を勘案して、本実験の基本的な通水方法として、8(l/s)を2時間、得られた河床形態を維持してさらに15(l/s)を1.5時間通水する事とした。後者の通水時間は模型の時間縮尺が(水平縮尺)^{0.5}=11より、現地では15時間以上、計画ピーク流量を約8回経験したことに相当する。

3.3 河道幅一定水路実験(初期河床勾配 1/70)

初期河床勾配を 1/70 に設定し、水制工の間隔と長さの比(L_g/l_g)を 2 から 4 とし、左右岸 3m から 25m の区間に配置して通水を行った。図 5 は $L_g/l_g=2$ のケースで上図は 8(l/s)の通水後の初期河床からの河床高変動図、下図は 8(l/s)の通水後の河床高を初期条件とした 15(l/s)の通水後の河床高変動図である。以下、河床変動高は通水前河床高からの変化量として表記している。8(l/s)通水後は上流端右岸側に滞筋が形成され、単列砂州の 1 波長分が直線部に出来、湾曲部下流の外岸へ滞筋が続いている。15(l/s)通水後は、直線部の単列砂州の波長が長くなる傾向がある。また上流の洗掘土砂の下流への移動すなわち冠水した砂州が下流へ移動し湾曲部に入り込むことによって、8(l/s)の場合に見られた湾曲部下流の外岸の滞筋が下流へ移動し、湾曲部内岸にも滞筋が形成されている。

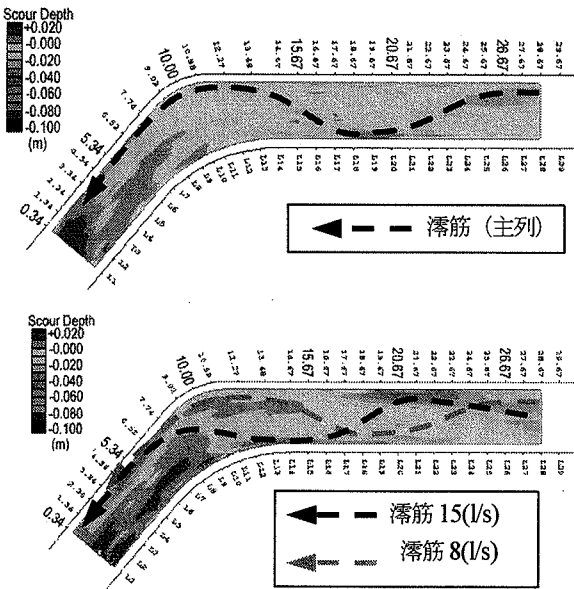


図 5 河床高変動図($L_g/l_g=2$ 上:8(l/s)、下:15(l/s))

水制工配置が $L_g/l_g=3$ の場合の 8(l/s)と 15(l/s)通水後と $L_g/l_g=4$ の場合の 8(l/s)通水後の河床高図は紙面の都合掲載しないが、水制工配置が $L_g/l_g=4$ の場合、8(l/s)通水後の上流端の滞筋が左岸側に形成された違いがあるが、滞筋と砂州位置の傾向は $L_g/l_g=3$ の場合と同じである。水制工配置が $L_g/l_g=4$ の 15(l/s)通水後(図 6)の左岸 21.5m 地点でとりわけ著しい洗掘が認められた。

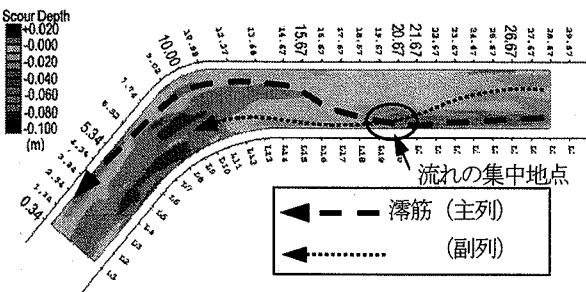


図 6 河床高変動図($L_g/l_g=4$ 15(l/s))

図 7 は $L_g/l_g=2,3,4$ の 15(l/s)通水後の水制工間の河岸沿い洗掘深縦断面図である。上流直線部左岸は、 $L_g/l_g=2$ の方が $L_g/l_g=3$ より洗掘が大きい。これは水制工の配置よりは直線区間の砂州の不安定により $L_g/l_g=2$ のケースで流れが左岸に集中したためである。

$L_g/l_g=4$ の右岸は $L_g/l_g=2,3$ に比べ、ほぼ全区間洗掘傾向となった。一方、 $L_g/l_g=4$ の左岸、特に砂州が複列化し主流が 2 方向から集中した 21.5m 地点は水制工間の洗掘は 5cm 近く生じ、水制工前面の洗掘は 12.5cm に達した。単列砂州による一方向からの流れの集中よりも、2 方向からの流れが集中し、より大きな洗掘が生じた事が観察された。事実、右岸側下流部は湾曲部外岸の下流になり、水制工間の洗掘は最大 4cm($L_g/l_g=3$)生じたが、これは左岸側直線部 21.5m における 5cm の洗掘深よりも小さい。反面 $L_g/l_g=4$ の左岸 14m~19m 区間は、21.5m 地点の洗掘に起因して流れが右岸側にそれたことで堆積傾向を示した。

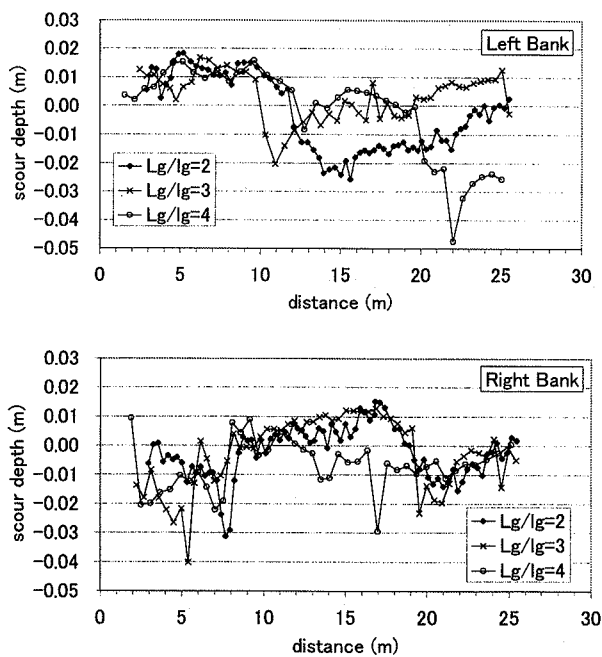


図 7 洗掘深縦断面図(上:左岸、下:右岸 共に 15(l/s))

3.4 河道幅一定水路実験(初期河床勾配 1/160)

初期河床勾配を 1/160 に設定し、水制工配置 $L_g/l_g=4$ で通水を行った。図 8 は 15(l/s)の通水後の河床高変動図である。15(l/s)の通水後においても直線区間の河床形状は複列砂州が認められる。15(l/s)の通水後の河床高を初期条件として流量を超過洪水流量に相当する 20(l/s)に上げて通水した後の河床形状は、砂州の単列化・波長の増大が認められた。

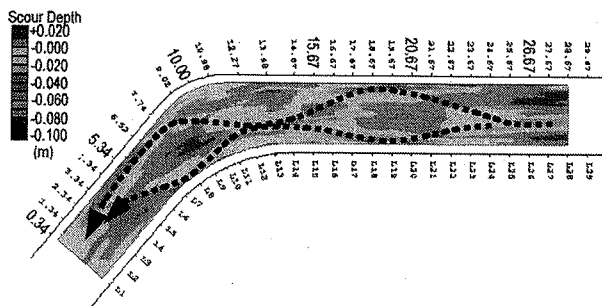


図8 河床高変動図($Lg/lg=4$ $15l/s$ $S=1/160$)

3.5 河道幅一定水路実験からの知見と水制工配置

河道幅一定水路実験結果から以下のことが明らかとなった。まず河道全体の河床形態の特徴として、①河床勾配 $1/70$ の水路では、平均年最大流量では単列砂州が形成され、流量規模の増加により砂州波長が延びる。河床勾配が $1/160$ になると、計画流量規模でも複列砂州が卓越し、流れが網状化する。②河床勾配 $1/70$ の場合、流量規模が増加し砂州波長が増加すると、水路直線区間では河岸に沿って水衝部が出現し、砂州移動に伴い水衝部も移動し、湾曲部内岸に滞筋が形成される場合がある。③湾曲部外岸下流側の水衝部は一般的であるが、河岸沿いの滞筋が下流へ延びてしまう傾向にある。

次に本実験の一連の通水中・通水停止後の河床形状の観察から、砂州形状と河岸との位置関係で図9に示す3つの特徴的な洗掘・堆積区間が認められた。区間Bは、単列砂州の前縁線を横切る主流が河岸線に対して角度を持ってぶつかる水衝部。区間Aは、基本的に区間Bと同様であるが砂州の複列化により2方向からの流れが集中する可能性のある区間、そして区間Cは主流が対岸に向かい始める区間の下流側で堆積が進んでいる非水衝部である。

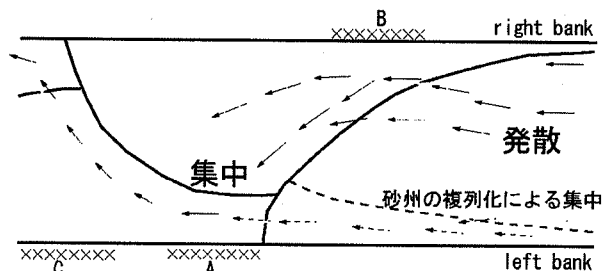


図9 特徴的な洗掘・堆積区間

水制工の配置と洗掘深に着目すると、④水制工配置が $Lg/lg=2$ の密な場合でも、河岸侵食防止に対する水制工の機能は砂州位置・形状に応じた流れの集中度に大きく依存する。⑤特に著しい洗掘が認められた箇所の共通点は、区間Aのように直線部においても複列砂州の流れにより主流と副流とが砂州の前縁線で交差すると、砂州からの落ち込み流れにより螺旋流が生じ洗掘深が増大すること

である。このような現象が生じる箇所においては、河岸防護工として水制工を設置しても水制工間へ流入する流れにより河岸防御の機能は著しく損われる。

河床勾配 $1/70$ の結果から、すべての直線区間において河岸防護工としての水制工が十分機能する水制工長と間隔の関係の評価が困難であり、まして F/S 計画のように砂州の形状比から水制工長と間隔を決定することには無理がある。水制工長と間隔の議論は河岸と砂州との位置関係を明示してなされるべきであると考ええる。

さらに直線区間では砂州の移動に伴い水衝部が経時的に移動し、区間BとCがAに変化する。そのため、水衝部への流向が河岸に大きな流入角度となる場合、水制工間での河岸の洗掘が大きくなる事を考慮すると、対象区間全区間に根入れを十分に取った護岸や間隔を密にした水制工群を設置する必要が生じることになる。しかし、このような対策工は規模が大きくなる事から経済的ではないと判断される。工費縮減の観点からは直線河道形状においては水衝部を固定化する方策が必要であると判断された。

3.6 河道幅変化水路実験(初期河床勾配 $1/70$)

水衝部移動現象は、河道内砂州による流れの発散・収束が主な原因である。そこで、砂州位置の固定化に対しては、河道線形に流れの蛇行特性を考慮した変化を付けることで水衝部位置を固定化することとし、水制工などによる水衝部対策範囲の縮小化を図ることとした。蛇行形状として、上流域3支川のF/S計画堤防線形に対して、旧河道の幅と滞筋の蛇行モードを衛星画像から抽出し、平均的な河道幅と蛇行モードをもたせた図10のような水路を製作した。兩岸の堤防線形を見直すことは計画上大幅な変更となるので、模型では右岸は直線堤防とした。河道幅は2.3m、狭窄部は礫の河岸により表現した。

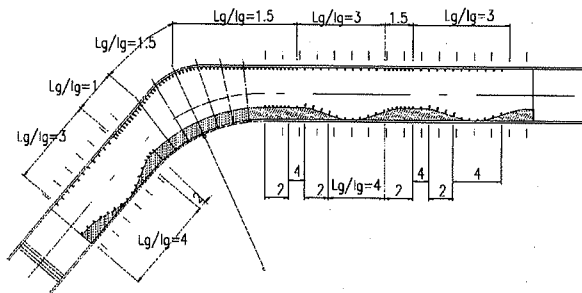


図10 河道幅変化水路の模型平面図

水制工の配置は基本的に狭窄部は密に、幅広部は疎にしたが、狭窄部の上流側については流向を狭窄部河道中央向け、流れの収束点の形成を図るために長めの水制を兩岸に設置した。

通水流量は河道幅 2.3m に対応した縮尺に基づく相似則から $4.2(l/s)$ と $7.8(l/s)$ に設定し河道幅固定水路実験と同様な定流とした。図11は $4.2(l/s)$ 通水後の河床高を初期条

件とした7.8(l/s)通水後の河床高変動図であるが、通水期間中の観察でも幅広区間における砂州の停止傾向が見られた。幅広区間から狭窄区間への遷移部は砂州による流れの発散が当たる水衝部となる傾向がある。

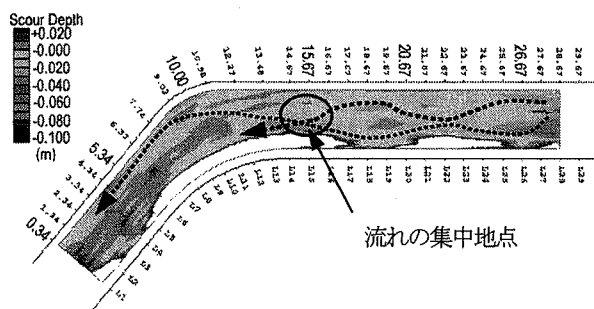


図 11 河床高変動図(7.8l/s)

図 12 は水制工間の洗掘深縦断面図で、比較のため河道幅を 2.3m 一定として同じ水制工配置の実験結果を示している。湾曲部上流の直線区間では概ね 1cm 以下の洗掘深となっている一方、左岸 13-14m 地点の 4cm の洗掘が生じた。後者は狭窄部入り口の発散流れが河岸にぶつかる箇所であり、幅広区間の砂州が固定化すれば予見できる水衝部となり、対策がし易くなった。

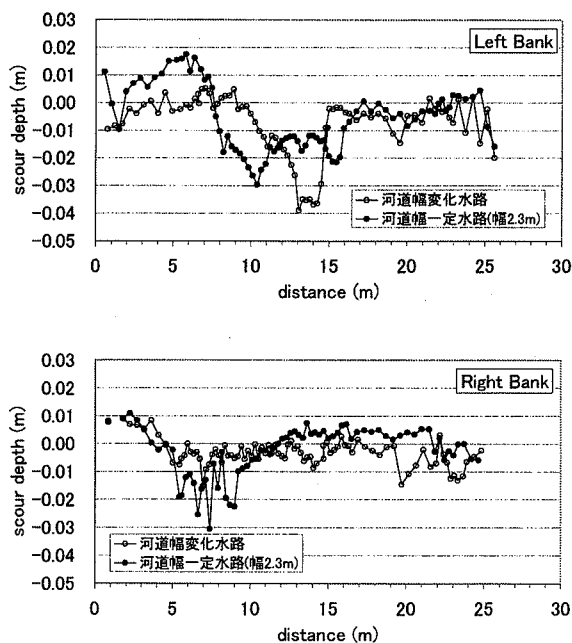


図 12 洗掘深縦断面図(上:左岸、下:右岸 7.8l/s)

4. 結論

本論文の位置づけは以下のように説明できる。総じて従前の模型実験と現地現象の検証の結果、模型実験のみによる現象の予測がかなりの程度可能であることがわかっていて、ところが、ラオアグ川扇状地河川のケースでは 1. で述べたような日本の場合との相違点がある。そこで、現地調査に基づき旧河道の位置づけおよび堤防被

災特性の結果を尊重し、それを実験的検証に生かしているところに特徴がある。即ち本論文は現地現象と基礎実験および模型実験3)による新しい検討手法の提案を行い、以下に列挙する直線河道での砂州移動・流路合流点の洗掘・水制の効果(間隔と長さ)に関する現象の解明を行ったものである。

1. 水制工配置が $Lg/lg=2$ の密な場合でも、河岸侵食防止に対する水制工の機能は砂州位置・形状に応じた流れの集中度に大きく依存する。
2. 特に著しい洗掘が認められた箇所の共通点は、直線部において複列砂州の流れが生じると主流と副流とが砂州の前縁部で交差し、砂州からの落ち込み流れが螺旋流を生じさせる箇所である。このような箇所においては、河岸防護工として水制工を設置しても水制工間へ流入する流れにより河岸防御の機能は著しく損なわれる。さらに河道直線区間では不安定砂州の移動に伴い水衝部も移動、拡大するため、水衝部の固定化が必須である。
3. 実験で砂州による流れの発散と収束を考慮した堤防線形の導入により、砂州の安定化については水衝部の固定化を図った。この堤防線形は、支川流入部などを霞堤とすることで実現できる。

扇状地の築堤河道の適切な河岸防護のためには、実験と現地資料の両方が重要であり、本プロジェクトでは 2006 年の 4 支川の工事完成へ向けて、築堤・水制工配置後に洪水により生じる河岸侵食状況・堤防の健全度・水制工の効果などについてモニタリングを行うこととなっている。

謝辞

本実験はフィリピン国公共事業道路省 PMO の「ラオアグ川洪水砂防プロジェクト・実施設計施工監理」の一環として実施された。また、本論文の発表の了解を頂いた PMO に対して謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土技術研究センター、河道計画検討の手引き、山海堂、p.2、2002
- 2) 山本晃一編、護岸・水制の計画・設計、山海堂、p.223、2003
- 3) 井上・浜口・須賀・御園、扇状無堤河川に築堤する場合の堤防法線と河岸侵食防御工の実験とその考察、河川技術論文集第 9 巻、p.25-30、2003
- 4) JICA: The Study on Sabo and Flood Control in the Laoag River Basin, Final Report, 1997
- 5) 山本晃一、沖積河川学、山海堂、p.36、1994

(2004. 4. 7 受付)