HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	非定常流量下における小規模河床形態の形成・消失と河床抵抗に関する研究
Author(s)	平井, 康幸
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第6957号
Issue Date	2015-03-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.r6957
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/58683
Type	doctoral thesis
File Information	Yasuyuki_Hirai.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

博　士　論　文

非定常流量下における小規模河床形態の形成・消失と河床抵抗に関する研究

2015年2月

平 井　康 幸

ABSTRACT

This study is intended to reveal the mechanism of changes in the bed roughness resulting from the generation and transition of micro-scale bed configurations (i.e., dunes), and to identify a predominant causal factor in the hysteresis that was observable under unsteady flow. To investigate the mechanism, hydraulic experiments on movable riverbeds were conducted with unsteady flow waveforms. A predominant causal factor in the hysteresis was identified. This study also examined the bed roughness during a flood in an actual river, and the applicability of roughness coefficients in river planning and management. This study consists of six chapters.

Chapter 1 presented the background and aims of this study, reviewed previous studies on micro-scale bed configuration and outlined the organization of this paper.

In Chapter 2, hydraulic experiments of movable beds with quasi-unsteady flow waveforms were conducted to examine the changes in bed roughness and the associated hysteresis, focused on the generation, transition and disappearance of dunes. To maximally eliminate the effects of the delay in response by the riverbed to flow changes, the steady flow duration was increased to allow for stepwise waveforms. The experiment results revealed that transitions of micro-scale bed configurations were triggered by a slight disturbance in the hydraulic conditions. The flow velocity causing energy gradient (i.e., water surface slope) was the predominant factor of the disturbance. The classification proposed by Kishi and Kuroki regarding the transition of micro-scale bed configurations due to non-dimensional bed shear stress and non-dimensional effective bed shear stress was consistent with the process under the condition of unsteady flow where pseudo uniform flow was maintained. This result indicated that bivalency applied to a certain range of the transition of micro-scale bed configurations. Froude Number expressed by non-dimensional equations same form as non-dimensional shear stress of riverbeds explained the transition of micro-scale bed configurations fairly well. Thus, Froude Number was to be an important parameter for explaining the transition process of micro-scale bed configurations. This result also indicated that bivalency applied to a certain range of transitions in micro-scale bed configurations when Froude Number corresponded with a flat riverbed is stably maintained at 0.9 or larger.

In Chapter 3, hydraulic experiments of movable beds were conducted focused on

the generation, transition and disappearance of dunes in relation to unsteady-flow waveforms under various conditions in terms of the duration of flooding and the water surface slope. The experiment results revealed that the flow velocity causing energy gradient (i.e., water surface slope) was the predominant factor for the transition of micro-scale bed configurations even when the unsteady-flow waveforms were smooth. Hydraulic experiments of movable beds were also conducted by using smaller bed material and unsteady flow waveforms, for examining the changes in bed roughness. It was indicated that the transition of bed configurations was not obvious when the grain size of bed material was small, regardless of the applicability of bivalency. Hysteresis under unsteady flow condition was observable when bivalency applied to the transition of micro-scale bed configurations. The bivalency became apparent when the flood duration was long with small-scale disturbance to the hydraulic conditions and it became less observable when the flow rate changed rapidly with large disturbance.

In Chapter 4, analysis of the changes in the bed roughness during the Ishikari River flood in August 1981 was conducted by comparing the results of the hydraulic experiments described in Chapters 2 and 3. Simultaneous water level observation data collected in the lower course of the Ishikari River in the flood was used for the analysis. The analysis revealed that bivalency in the bed roughness during the Ishikari River flood was not observed in the transition of micro-scale bed configurations, and it was suggested that the riverbed consisted of flat beds and dunes. The analysis revealed that the water surface slope of the Ishikari River increased or decreased when the flow rate increased or decreased. The water surface slope became gentle during the flood discharge decreasing stage in a section near the river mouth, where the water surface slope had rapidly changed during the flood. Thus, the formation of sand waves was facilitated in the river section near the river mouth. Engineering challenges for the bed roughness (i.e., roughness coefficient in a low-water channel) on the current channel design of the Ishikari River were analyzed. In the channel around the Ishikari Ohashi Bridge station, micro-scale bed configurations in the form of dunes had formed after past floods. These bed configurations were flushed when the flow rate and the bed shear stress increased, transitioning to flat beds when the flow rate almost reached its peak. In actual rivers, the bed configurations have been affected by temporal changes in the water surface slope depend on inflowing tributaries and the river channel alignment. Thus, careful engineering examination has been needed for applying

bed roughness in river planning.

In Chapter 5, theoretical estimation of the bed roughness from micro-scale bed configurations in the Ishikari River flood in August 1981 on the basis of wave gradient was conducted Observation data on sand waves collected at the lower reaches of the Ishikari River during the flood was used for the estimation. The results were compared with the results obtained by utilizing hydraulic observation data. The bed roughness theoretically estimated on the basis of the sand wave forms was greater than that calculated by using hydraulic observation data. This suggested that distinct sand waves were not formed in the channel of the Ishikari River. The applicability of the above-mentioned method for theoretically estimating the river roughness on the basis of the wave gradient was limited; thus, this method was likely to be less appropriate for application to actual rivers. The impact of improvement works in the Ishikari River, dredging and excavation, on river bed roughness coefficient and flood water level was also estimated. Broadening low water channel increases bed resistance and flood water level, thus appropriate engineering consideration should be taken for the preparation of the river development plans.

Chapter 6 summarized the major results and future challenges as the conclusion of the paper. This study revealed that obvious hysteresis or bivalency was observed in the development of bed roughness when quasi-uniform flow was maintained in the riverbed transition process and the riverbed was not greatly disturbed. It was also revealed an increased disturbance to the riverbed induces a transition to make the bivalency less obvious. Among the parameters that define the shear stress on the riverbed, the flow velocity causing water surface slope was predominant factor in the disturbance of the riverbed.

目 次

第 1 章　序論 **1**
1.1　本研究の背景 1
1.2　既往の研究 4
1.2.1　小規模河床形態の発生機構 5
1.2.2　小規模河床形態と流水抵抗 5
1.2.3　遷移過程における二価性 8
1.2.4　遷移過程に関する実験 9
1.3　本研究の目的 12
1.4　本論文の構成 14

第 2 章　準非定常流量下における砂堆の形成・消失に関する実験的研究 **15**
2.1　実験の概要 15
2.1.1　実験水路の概要 15
2.1.2　測定及び機器の概要 17
2.1.3　実験条件 19
2.1.4　準非定常流量波形（ケース 1） 20
2.2　実験結果 20
2.2.1　dune 波長，波高 20
2.2.2　水深，フルード数 22
2.2.3　水面勾配 25
2.2.4　水深～流量曲線 26
2.3　考察 28
2.3.1　無次元掃流力～無次元有効掃流力による評価 28
2.3.2　流速係数による評価 31
2.3.3　無次元河床掃流力における水面勾配の影響について 33
2.3.4　フルード数による評価 36
2.4　この章の結論 39

第 3 章　非定常流量下における砂堆の形成・消失に関する実験的研究 **41**
3.1　非定常流量波形（ケース 2） 41

3.1.1 実験条件 41
3.1.2 実験結果 43
3.1.3 水深～流量曲線 44
3.2 非定常流量波形（ケース 3） 48
3.2.1 実験条件 48
3.2.2 実験結果 50
3.3 非定常流量波形（粒径小） 56
3.3.1 実験概要 56
3.3.2 実験結果 59
3.4 考察 63
3.4.1 無次元掃流力～無次元有効掃流力による評価 63
3.4.2 流速係数による評価 66
3.4.3 無次元河床掃流力と平均水深，エネルギー勾配の相関 72
3.4.4 流量とエネルギー勾配の関係 74
3.4.5 フルード数による評価 76
3.4.6 小規模河床形態の遷移過程における非定常性の影響 82
3.5 この章の結論 86

第 4 章 昭和 56 年 8 月上旬石狩川洪水における同時水位観測による河床抵抗の挙動特性の検討 89

4.1 昭和 56 年 8 月石狩川洪水時の洪水観測の概要 89
4.1.1 水位観測 92
4.1.2 流量観測 96
4.1.3 河床変動調査 96
4.2 同時水位観測による河床抵抗の経時変化 97
4.2.1 無次元河床掃流力による評価 97
4.2.2 フルード数による評価 99
4.2.3 移動床水理実験との比較による考察 102
4.3 河道計画における低水路粗度係数の技術的課題 103
4.4 この章の結論 105

第 5 章 昭和 56 年 8 月上旬石狩川洪水における河床波観測による河床抵抗の検討 107

5.1 河床波観測の概要 107
5.2 河床波観測データからの形状抵抗の算定 110
5.2.1 波形勾配の比較 111

5.2.2 形状抵抗の算定 112
5.2.3 抵抗則との比較 113
5.3 水理観測データからの河床抵抗 116
5.3.1 流量観測水理データから算出した抵抗との比較 116
5.3.2 河床の全抵抗について 117
5.4 石狩川下流の河川改修が河床抵抗及び洪水位に及ぼす影響の推定 . . 118
5.4.1 石狩川下流河川改修工事の概要 118
5.4.2 河川改修による河床抵抗及び洪水位への影響の推定 119
5.5 この章の結論 123

第 6 章 結論 **125**
6.1 各章の総括 125
6.2 今後の課題 127
6.3 発表論文 133

第1章　序論

1.1　本研究の背景

河川の流れにおいて，水流は河床や河岸など，流体が接する河道部分の境界から抵抗を受けている．沖積河川では人工構造物部分を除き，河床や河岸など河道は砂や礫から構成されており，極小スケールでは砂礫の凹凸によって抵抗が発生している．水流への抵抗の大小は，河川水位に大きな影響を与える要因となる．この抵抗は砂礫によるざらつきに起因することから，表面抵抗と表現されることが多い．他方，沖積河川においては，河床を構成している砂礫が水流により輸送されることによって，様々な河床形態が形成されることが知られている．

この河床形態はスケールの違いによっていくつかに分類される．川幅のスケールに密接に結び付いている砂州を中規模河床形態と呼び，平均流速や水深のような流れの外部変量によって決定されるものを小規模河床形態と呼ぶ[1)]．河川の流れにおいては，河床表面の摩擦による抵抗のほか，小規模河床形態によっても抵抗が生じ，これも流水抵抗の支配的要因となって河川水位に大きな影響を与えることが知られている．この抵抗は小規模河床形態の形状に起因することから，形状抵抗と表現されることが多い．これら２つの抵抗を用い，河川の流れが受ける全抵抗 τは，摩擦抵抗τ'及び形状抵抗τ''を用いて,$\tau = \tau' + \tau''$ と表現される．なお，全抵抗をせん断力（無次元掃流力）で表現したとき，摩擦抵抗は河床の形状によらない部分の抵抗であることから，全せん断力に対する有効せん断力と呼ぶことが多い．摩擦抵抗（有効せん断力）τ' が砂礫の粗さ，すなわち粒径と，流体の粘性に支配され，一義的に推定可能であるのに対し，形状抵抗 τ'' は小規模河床形態の形状によって異なる値を取るため，流れ中における形状抵抗の推定技術はまだ確立されたとは言えない．小規模河床形態は流水と河床の相互作用によって形成されるため，流れの水理条件によって境界自身が変化するという特性を有し，その予測を困難にしている．

小規模河床形態には，水理条件の違いによっていくつかの種類に分類される[2)]．

1) 砂漣 (ripple)

2) 砂堆 (dune)

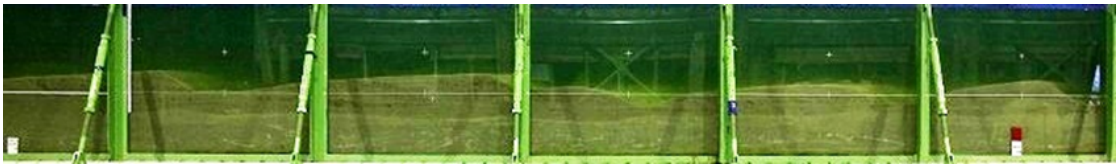


図 1.1: 砂堆 (dune) の形成状況（本研究での水理実験）

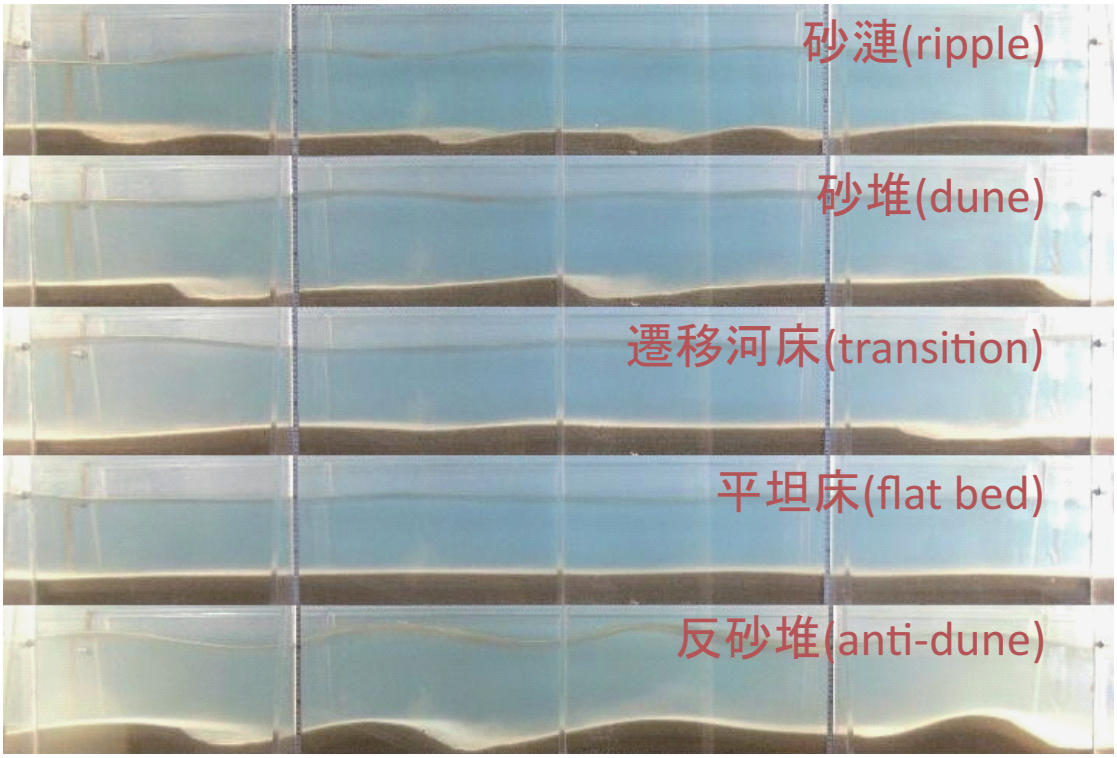


図 1.2: 砂礫河床の形態（外山らによる水理実験 [3)]）

3) 遷移河床 (transition)
4) 平坦河床 (flat bed)
5) 反砂堆 (anti-dune)

砂漣が粒径と密接に関係するのに対し，砂堆は水深が大きく関係することが知られている．砂漣は粒径から波長，波高の規模が比較的推定しやすく，水深が大きくなるにつれて相対的な影響が小さくなる．これに対して，砂堆は水深が関係し，水深が大きくなるにつれて波長，波高が大きくなり抵抗も増大するという特性を有する．このため，河川工学，河川管理の観点からは小規模河床形態の中で，砂堆の形成，発達，消失のメカニズムや，河床抵抗と水位への影響を推定する技術が重要である．

砂堆の形成，発達，消失のプロセスとメカニズムに関しては，これまでに数多くの研究が行われてきた．しかしながら，上述のように，土砂，砂礫で構成された河床（移動床）の流水抵抗を正確に予測することは未だに容易ではない．移動床上には流れと河床の相互作用によって様々な規模の河床波が形成されるため，河床は水理条件の変化に応じて時々刻々と形を変える．特に流量が大きく変化する状況下では河床形態は複雑な挙動を示し、その変化が正確な流水抵抗の予測を困難にしている [4]．

河川の整備計画の立案に際して，洪水痕跡などから河道の抵抗を逆算する手法が一般的に用いられている．この手法により求められる抵抗は河床材料の凹凸による表面抵抗と河床形態などによる形状抵抗を合成した値になる．しかし，この値は実績洪水の最大流量付近における抵抗であり，流量規模，洪水流出波形，河道状況などが変化したとき同じ抵抗になるとは限らない．実際に洪水期間中に抵抗が変化することが観測されており [5),6)]，数値シミュレーションを行う上でも洪水期間中の抵抗変化を考慮する重要性が述べられている [7),8),9),10)]．一般的に，日本の河川特性からは，流量が増加するにつれて河床に砂礫 (dune) が形成し，その後ピーク流量の前に平坦河床 (flat) に遷移する場合が多い．局所的豪雨により流達時間が短縮されピーク流出が増大するような洪水波形になった場合，砂礫の形成後に平坦河床へ遷移する前に洪水ピーク流量を迎える可能性もある．河床形態が形成されている場合，その形状抵抗によって平坦河床よりも大きな抵抗が発生し，洪水継続時間が長い場合に比較して河川水位が上昇する危険性もある．

近年，我が国では，時間 100mm を超えるような豪雨の増加が記録されており，局地的豪雨の発生の増加傾向も指摘されている．局地的豪雨は，極めて狭い範囲に雨を降らせ、かつ雨雲の発生から降雨の最大化までの時間が非常に短いため，現在の技術では事前に発生場所や時刻の特定、雨量の予測は困難である．中小河川に

おいては，流域面積が小さく河川延長も短いことから，洪水到達時間が短く局地的豪雨が発生した場合に急激に河川水位が上昇してはん濫に至ることもあり，河川施設の操作や避難活動が間に合わない事態が生じている[11]．近年では，より詳細な降雨量の時空間分布予測のために全国的にXバンドレーダーの整備が進められているものの，短時間集中豪雨は流出までのリード時間が極めてことから，とくに流出時間の短い中小河川においては十分な避難警戒ツールまでには至っていないのが現状である．また，IPCC第4次評価報告書[12]によると，将来的に，年降水量の変動幅が拡大することが予測されており，大雨や少雨の程度が激しくなることやそれらの頻度が高まるなど降雨パターンが変化することが指摘されている．第5次評価報告書[13]ではさらに一歩進んだ表現となっており，地球規模気候変動による極端現象の増加により，降水量の変化または氷雪の融解の変化が水文システムを変化させ量と質の面で水資源に影響を与え，主要河川の洪水の影響を受ける割合は21世紀の温暖化水準の上昇に伴って増加し，重要なインフラや領土に及ぼす気候変動の影響は国家安全保障政策に影響を及ぼすと予想される，などが記述されている．

国土交通省では，ゲリラ豪雨に対して国民が安心して暮らせるよう，河川管理者が実施する対策に加え，下水道，道路等の関係者及び住民の方々が行なうべき地域ごとの集中的な対策と役割分担等を定めた「100mm/h安心プラン」を策定するなどの適応策に取り組んでおり，気候変動などの影響により今後河川流量の流出波形が変化していく可能性に鑑み，流量の非定常性と河床形態の形成・消失メカニズムの解明，河床抵抗の推定技術は，河川防災管理上の重要な課題となっている．

1.2 既往の研究

沖積河川などの移動床流れにおいては，流水と流砂の相互作用の結果として，河床土砂礫の物理的・化学的特性と水深，流速，流路幅などの水理条件に応じて各種の河床形態が形成され，移動床流れの流水抵抗，流砂量，河床変動に支配的な影響を与える．この河床形態の発生機構ならびに河床形態に対応した流水抵抗の変化は，非常に複雑な現象であるため，現在までに多くの研究者によって実験的，解析的な研究が多数行われてきた．前節**1.1**で記述したように，河床形態は空間的スケールによって大きく2種類に分類され，空間的スケールが粒径程度から水深程度のものを小規模河床形態，空間的スケールが川幅程度に及ぶものを中規模河床形態と呼ぶ．小規模河床形態は河床形状と流れのパターンにより，砂漣（ripple），砂堆（dune），遷移河床（transition），平坦河床（flat bed），反砂堆（anti-dune）

に分類される [2)] .

1.2.1 小規模河床形態の発生機構

河床形態の発生機構に関する最初の解析的研究は，Exner(1926) によって行われた．彼の解析モデルは，現在では古典的なものとなっているが，彼の提案した式は，その後の河床波に関する解析的研究にしばしば使用されている．Kennedy[14)]，Hayashi[15)] は砂堆の発生機構に関する基本的概念を，ポテンシャル流れと線形安定解析の手法を用いて説明している．しかし，河床形状と流下方向流速の位相差の発生まで含めた砂堆の発生機構が流れと土砂輸送の方程式から説明されるためには，Engelund[16)] の理論を待たねばならなかった．Engelund は流下方向および水深方向二次元のレイノルズ平均を取った Navier-Stokes 方程式を用いたせん断流モデルから，河床形状と底面せん断応力に生じる位相差を初めて合理的に導き，砂堆の発生を理論的に説明した，その後も Fredsoe[17)] によって，砂堆の発達過程に関する研究が進められている．

また，Nakagawa・Tsujimoto[18)] は河床波上の流速と底面のせん断応力の位相差がポテンシャル解析で得られる局所流速に加速・減速の効果を考慮することで評価出来ることを示している．さらに，細田 [19)] らは上記の方法を発展させ，加速・減速効果を表す項に路床変動の空間微分を付加することで，波状路床上流れの底面せん断力分布が再現できることを指摘している．

1.2.2 小規模河床形態と流水抵抗

小規模河床形態と流水抵抗に関する研究も古くから多くの研究が行われている．Einstein[20)] は，河床波が形成されたときの全せん断力が，**(1.1) 式**で示すように砂粒表面に働く有効せん断力と河床波によって生じるせん断力の 2 つに分割できると考え，その後の研究に大きな影響を与えた．

$$\tau = \tau' + \tau'' \tag{1.1}$$

Simons and Richardson[21)] は砂堆から平坦床に遷移する流量よりも平坦床から砂堆に遷移する流量の方が多いため，水位-流量曲線は**図–1.3** のようなループを描くことを実験と現地観測から指摘している．つまり，砂堆から平坦床への遷移過程では砂堆の影響を受け，平坦床から砂堆への遷移過程では平坦床の影響を受けている．これはある系の状態が，現在加えられている力だけでなく、過去に加わった力にも依存していることを示し，ヒステリシス（履歴効果）と呼ばれる。実際に，

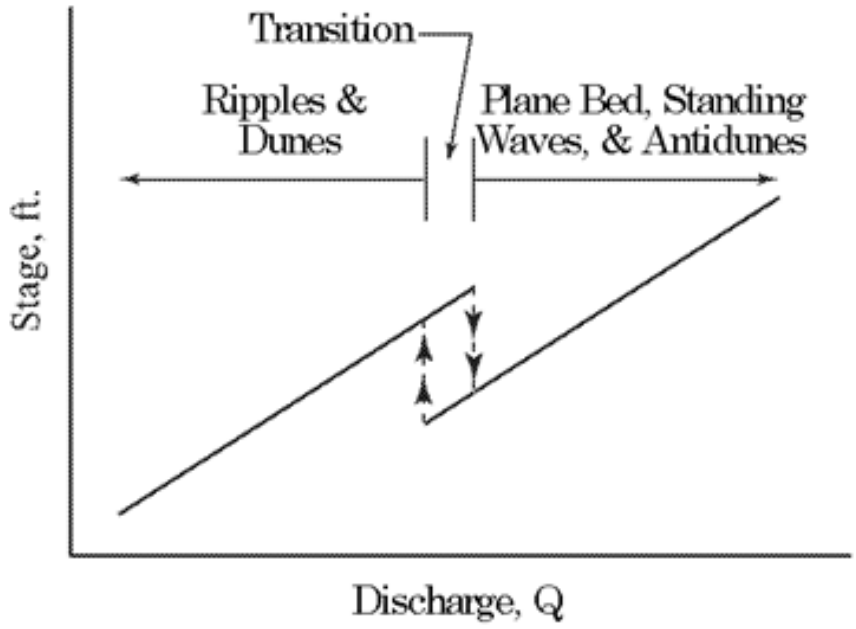


図 1.3: 河床形態の変化によって水位流量曲線に生じるヒステリシス．Simons and Richardson(1961)[21] の図の再構成 (図の出典：泉・山口 [4])

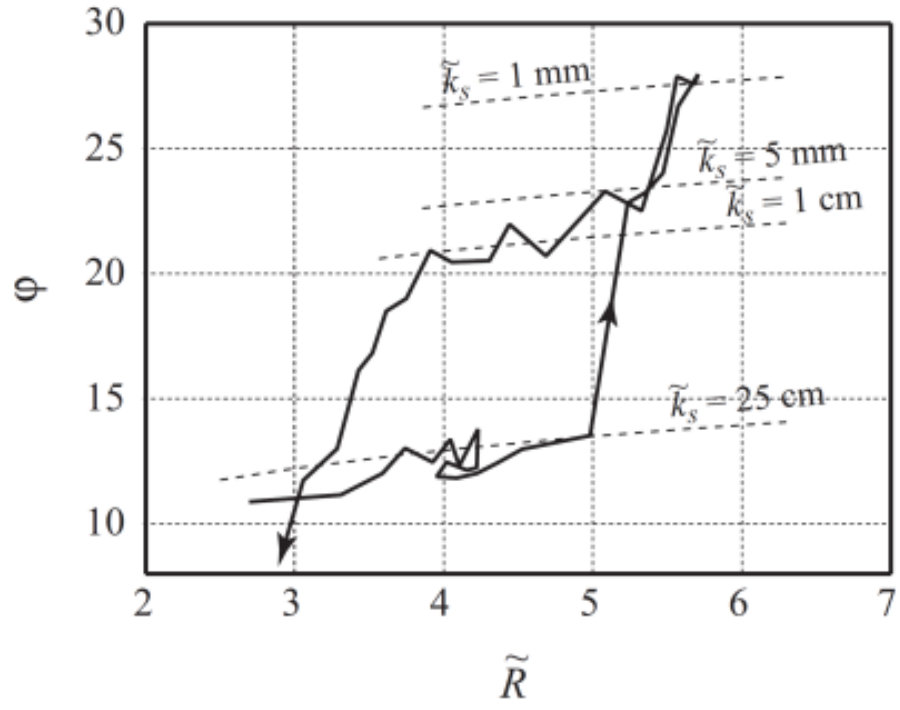


図 1.4: 洪水時の流速係数〜径深で観測されたヒステリシス．1959 年 8 月，利根川・川俣地点 [6] の図を再構成 (図の出典：泉・山口 [4])

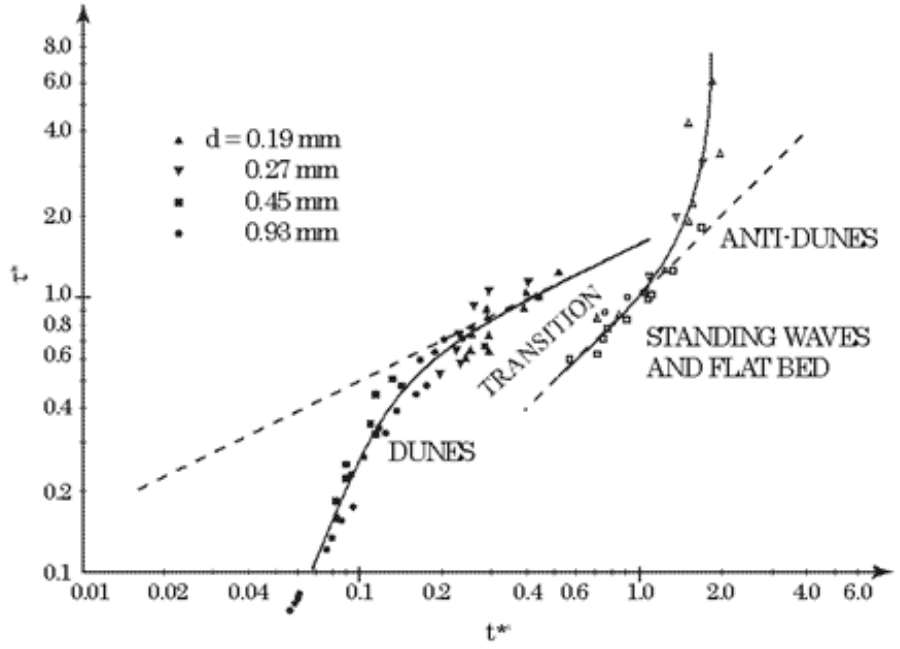


図 1.5: 全せん断力 τ と有効せん断力 τ^* の関係．Engelund[22] の図を再構成．TRANSITION 領域のデータは省略されている．(図の出典：泉・山口[4])

昭和 34 年 8 月洪水において利根川・川俣地点の水位と流速係数の関係には，ヒステリシス現象を見ることができる（**図–1.4**）[6]．

日本の河川は沖積河川であり，多くは河床が砂堆で覆われている．砂礫河床では全底面せん断力の一部が砂堆をはじめとする小規模河床形態の形状抵抗によって受け持たれるため，土砂輸送を担う有効底面せん断力は全底面せん断力より小さくなる．Engelund[22] は，Guy, Simons and Richardson[23] によって行われた数多くの実験結果から有効せん断力と全せん断力の間の関係を記述する式を提案している．Engelund は抵抗の相似仮説と河床形態の概念を導入し，同一の河床形態をもつ流れにおいて，土砂輸送に用いられる有効せん断力が全せん断力のみの関数になることを示した (**図–1.5**)．

岸・黒木[24] は，Engelund の概念を発展させ，有効せん断力が全せん断力と無次元量である径深粒径比（相対水深）R/d の関数になると修正している (**図–1.6**)．Engelund および岸・黒木のモデルでは，砂堆から平坦河床・反砂堆へと遷移する過程において，有効せん断力と全せん断力の間に二価の関係が存在しており，**図–1.3** と同一の事象を異なる表現で示したものと言える．

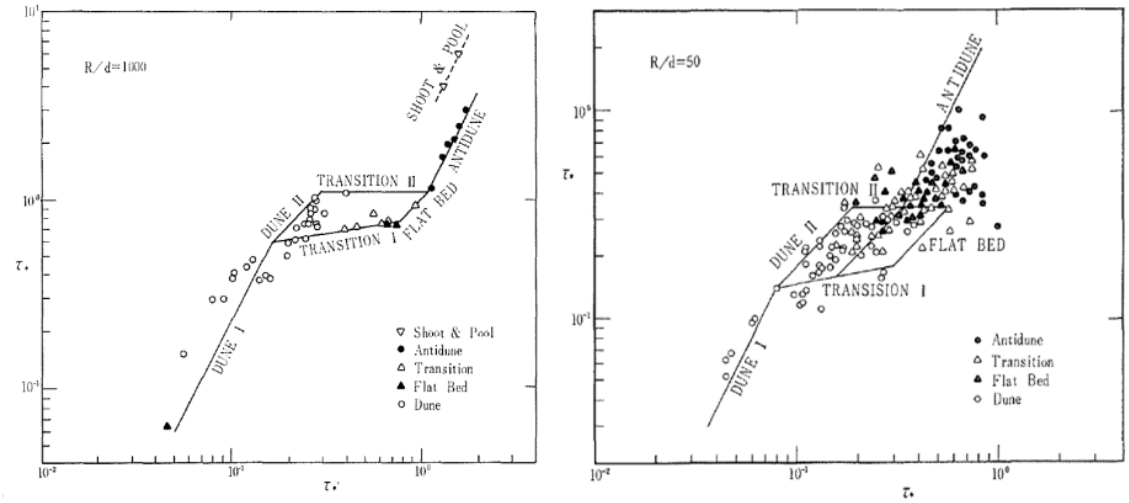


図 1.6: 全せん断力 τ と有効せん断力 τ*の関係 (R/d=1000 及び 50 の比較)[24)]

1.2.3 遷移過程における二価性

遷移過程における全せん断力と有効せん断力の間の二価性やヒステリシス現象については，2 つの解釈に大別される．一つ目は，二価性が水理条件の変化に伴う河床形状変化の応答遅れという解釈である [25),26)]．例えば，中川・辻本 [27),28)] は線形解析によって微小変動流量に対する河床波スケール及び水深の応答性状を調べ，応答遅れにより位相差が生じることを示している．Colombini[29)] は，独自の掃流層モデルを導入することによって，混合距離モデルを用いた砂堆の線形安定解析結果を大幅に改善し，平衡解は 1 つとなることを示した．これは，二価性は応答遅れの結果であり，十分に時間をかけて流量を変動した場合，二価性は現れず 1 つの河床形態となることを意味している．ただし，Colombini の研究では，相対水深 (R/d) が小さい領域しか計算していない．また，Giri ら [30)] は河床波を良好に再現できる鉛直 2 次元の河床変動モデルを構築した．Giri らによると同じ最大流量を持っていても流量が急に変化する場合では，流量がゆっくりと変化する場合に比べ，ヒステリシスループが顕著に現れるとしている．これは，二価性が応答遅れによることを示唆している．

二つ目は，1 つの流量に対して 2 つの河床形態が存在するという解釈である．吉川・石川 [31),32)] は，遷移過程において 2 つの水位が存在し，どちらの水位になるかは砂堆の不規則性に左右されると推察している．山口・泉 [33),34)] は，圧力勾配を加味し砂堆の弱非線形安定解析を行い，ヒステリシス現象の原因の一つが平坦床から河床波に遷移する際にみられる亜臨界分岐であることを論理的に示している．ただし，山口・泉の解析方法は Colombini の解析方法に比べ，境界条件等が簡略

化されていた．そこで，泉[35]は混合距離モデルを用いたColombiniの線形安定解析をベースに，砂堆の弱非線形安定解析を行い，R/dが大きくなると亜臨界分岐になることを示した．R/dが大きくなると二価性が明瞭になることは，岸・黒木の研究からも伺える．**図–1.6**によると，R/d >500の領域では二価性が明瞭なのに対し，R/d <500の領域では二価性は明瞭でない結果が得られている．

1.2.4 遷移過程に関する実験

Engelund[22]や岸・黒木[24]が抵抗則を評価する際に用いたデータは，様々な実験水路や河川において，各流量時点における定常状態のデータを集積したものであり，連続した非定常流量プロセスでの河床形態の遷移現象を評価したものではない．非定常すなわち時間的な流量変化に対する河床形状の応答に関してはいくつかの実験が行われている[36]．近年，移動床数値モデルによって非定常流量下における河床duneの遷移現象を再現し，流れの抵抗の変動過程を定量的に予測しようという試みがなされており[8),30),37)]，このような移動床数値モデルによる抵抗予測の精度向上という観点からも，より現実的な条件下における河床形態の遷移現象の再現実験および詳細なデータの蓄積は重要である．非定常流量下における砂堆から平坦河床・反砂堆への遷移過程に着目した水路実験としては，澤井[38]，山口・泉ら[39]，外山ら[3),40)]の研究が挙げられる．

澤井は，流量を$30l/s$の定常に保ち，水路勾配iを0.0010から0.0067へ時間的に変化させることで非定常実験を行った．また，比較のためそれぞれの勾配に対する定常状態の河床波の測定も行っている．なお，水路幅は0.5m，長さは21m，河床材は平均粒径0.8mmの均一砂，R/dは概ね70から110である．**図–1.7**に勾配Iと水深hの関係を示す．澤井によると，i=0.0033を境にして，lower-regimeからupper-regimeへの遷移が生じている．つまりi <0.0033では砂堆領域，i >0.0033では平坦河床・反砂堆領域と考えられる．また，砂堆領域では大きな遅れが存在するのに対し，遷移領域や反砂堆領域では応答が速く，定常実験との差異が顕著ではないとしている．

山口・泉ら[39]は，水路勾配を一定（i=0.002）に保ち，単位幅流量を$50\mathrm{cm}^2/s$から$550\mathrm{cm}^2/s$に階段状に変化させることで非定常実験を行った．なお，水路の幅は0.1m，長さは4m，河床材はd_{50}=0.4mmの均一砂，R/dは概ね50から180である．**図–1.8**に単位幅流量Qと水深Hの関係を示す．山口・泉らは，1) 流量の増加時に砂堆が消滅する流量の値が，流量減少時に砂堆が再び現れる流量よりも大きくなること，2) 流量の増加及び減少時において河床の抵抗がループを描くことを示している．

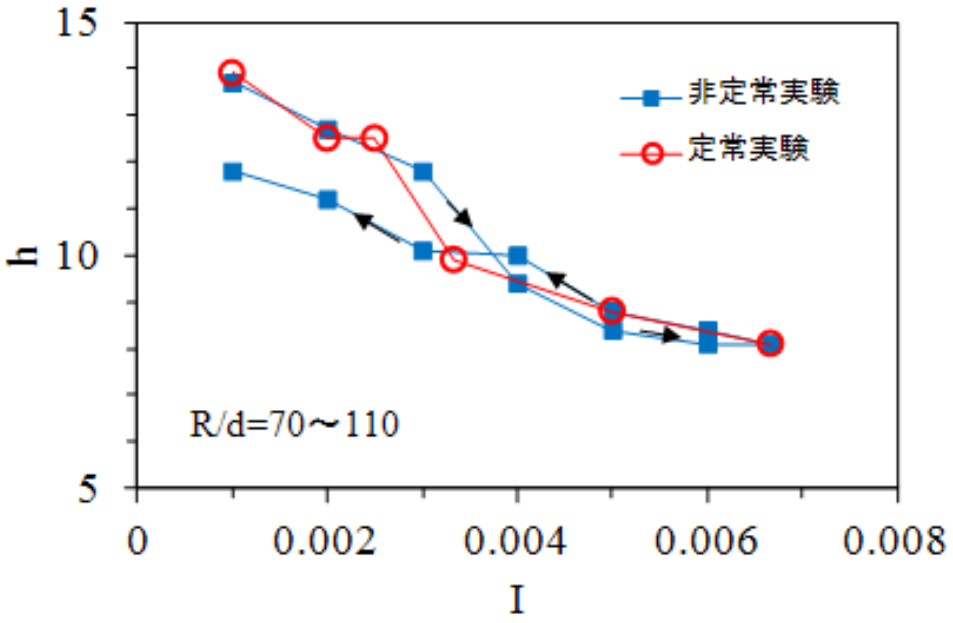


図 1.7: 澤井による水深 H と水路勾配 I の関係[38]．図は再構築

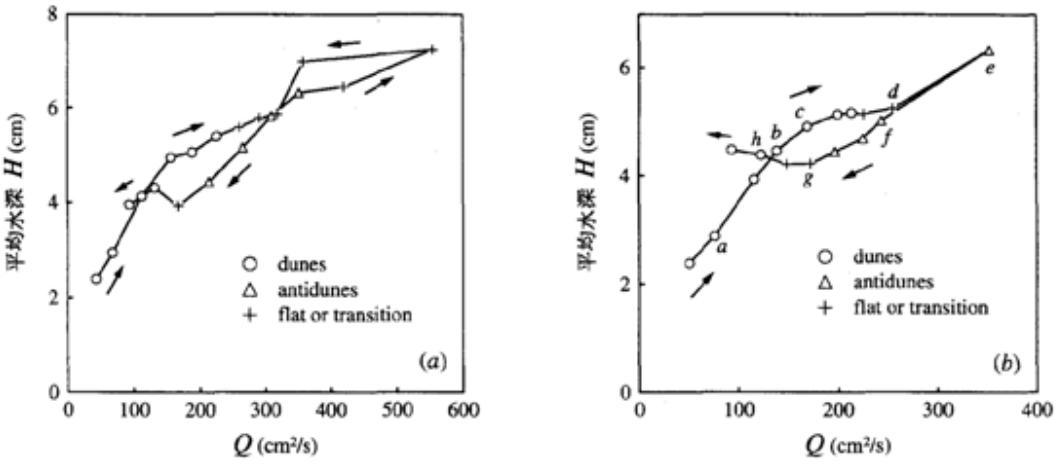


図 1.8: 山口・泉らによる水深 H と単位流量 Q の関係[39]

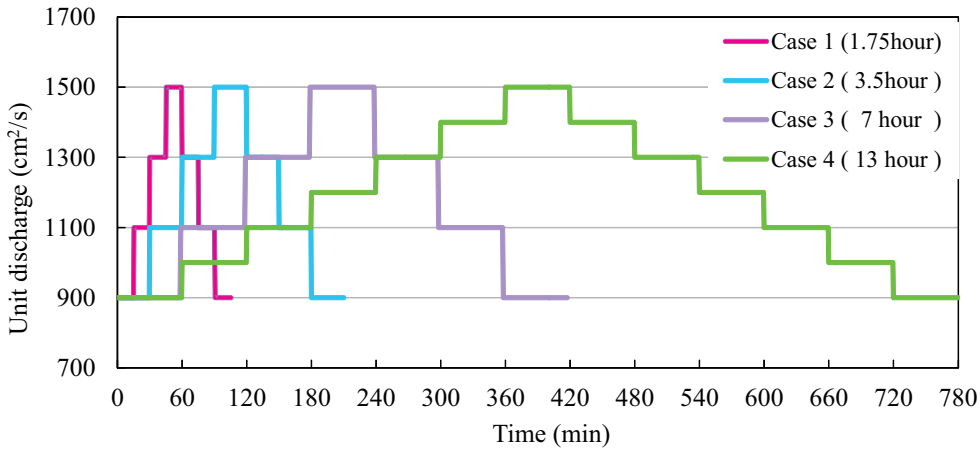


図 1.9: 外山らの実験に用いられた流量ハイドログラフ [3),40)]

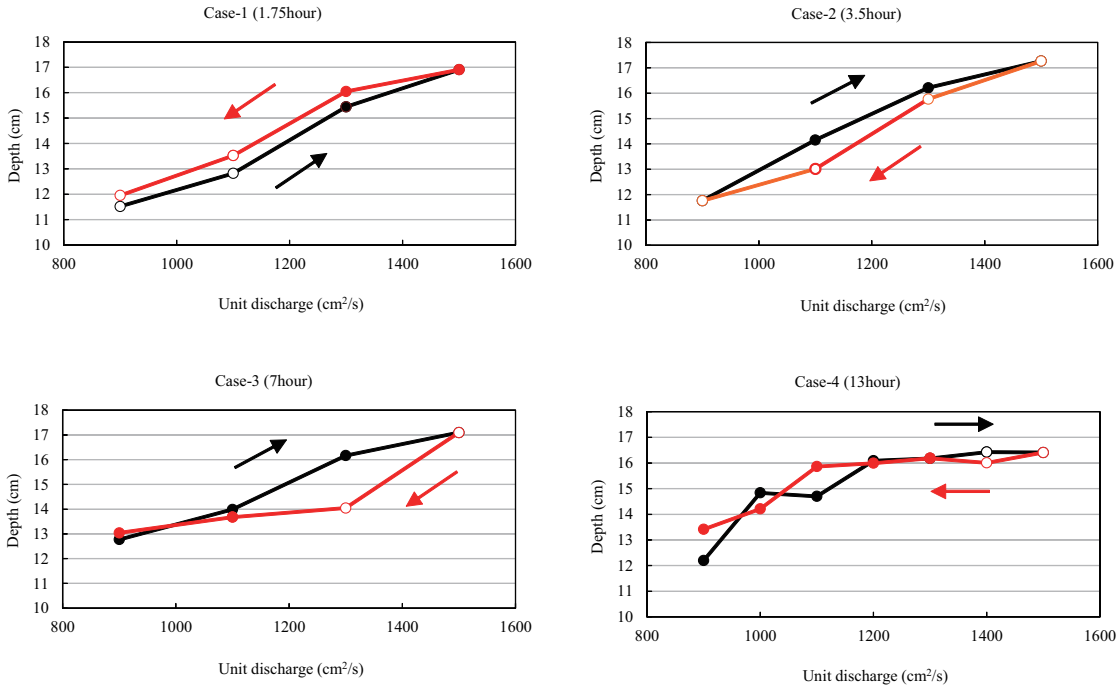


図 1.10: 外山らによる水深 H と単位流量 Q の関係 [3),40)]

外山ら[3),40)]は水路勾配を一定（i=0.0034）に保ち，単位幅流量を 900cm$^2/s$ から 1500cm$^2/s$ に階段状に変化させることで非定常実験を行った．外山らは Giri らの計算結果を確認するために，同じ最大流量で流量の時間変化率が異なる 4 つの流量ハイドロを設定した（**図–1.9**）．なお，水路幅は 0.2m，長さ 10m，河床材は d_{50}=0.505mm，R/d は概ね 90 から 125 である．**図–1.10** に単位幅流量 Q と水深 H の関係を示す．**図–1.10** を見ると，Case-1,2,3 ではヒステリシス現象が現れているが，もっともゆっくり流量を変動させた Case-4 ではヒステリシスが現れていない．このことから，外山らは河床変動の応答遅れがヒステリシスの原因と考えている．しかし，外山らの実験は R/d が 100 程度であり，亜臨界分岐を起こしやすい R/d が大きい場合の実験は行なわれていない．また，外山らの実験において Case-1 のループは Case-2,3 と逆転している．外山らは，Case-2,3 は最大流量時に遷移河床であったが，もっとも流量変動が急激だった Case-1 では砂堆が消滅せずに最大流量を迎え，砂堆が消滅しないまま流量減水期を迎えたためと考えている．このことは，洪水継続時間が短くなった場合，平坦河床に遷移する前に洪水ピーク流量を迎える可能性（同じ最大流量でもこれまでより水位が高くなる可能性）を示している．

1.3　本研究の目的

非定常流量プロセスにおける河床形態遷移のヒステリシス（履歴効果）の解釈は，1) 流量変化に対する河床追従の応答遅れ[25),26),27),28),29),30)]と，2) 同一流量に対する河床形態の二価性[31),32),33),34),35)]，の 2 つに大別される．しかしながら，過去から多くの研究や実験がなされているものの，未解明な部分が多く残されている現象である．

本研究の目的は以下である．

(1) 河床形態のヒステリシスが明瞭に現れやすいとされる径深粒径比（相対水深）R/d >500 の条件において，非定常流量の変化に対する河床の応答遅れの影響を可能な限り排除した実験を行ない，小規模河床形態（砂堆）の遷移過程を検証すること．

(2) 連続した非定常流量過程で，岸・黒木によって示された定常状態をベースとする小規模河床形態と河床せん断力の関係，泉・山口によって示された河床抵抗とフルード数 F_r の関係について検討し，小規模河床形態の遷移過程における支配要因について検討すること．

(3) 実河川の洪水中の観測データを使用した河床抵抗の変化と移動床水理実験の結果とを比較検討し，実河川における洪水中の小規模河床形態が河床抵抗に及ぼす影響を検討するとともに，河川計画及び洪水管理上の技術的課題について検討すること．

1.4　本論文の構成

本論文は，非定常流量における小規模河床形態の形成と遷移過程の検証，実河川の洪水における河床抵抗の検証と評価を目的としており，全 6 章から構成されている．

第 1 章は，研究の背景と目的を示し，小規模河床形態に関する既往の研究をレビューするとともに，本論文の構成について述べた．

第 2 章は，流量変化に対する河床の応答遅れの影響を可能な限り排除するため，定常流量の時間を長く取った階段状の準非定常流量波形を用いて，砂堆の発生，遷移及び消失に関する移動床水理実験を行ない，河床抵抗の変化とヒステリシス（履歴効果）について検証した．なお，水深粒径比 R/d >500 の条件を満足するものとした．また，砂堆の遷移を規定する要因について検討した．

第 3 章は，洪水継続時間や水面勾配の条件を変えた複数の非定常流量波形を用いて，砂碓の発生，遷移及び消失に関する移動床水理実験を行ない，河床抵抗の変化とヒステリシス（履歴効果）について検証した．また，河床材料粒径を小さいものに変更した非定常流量波形による同様の移動床水理実験を行ない河床抵抗の変化について検証した．両実験においても，水深粒径比 R/d >500 の条件を満足するものとした．また，砂堆の遷移過程における非定常性の影響について検討した．

第 4 章は，昭和 56 年 8 月石狩川洪水時の下流部洪水観測（同時水位観測）データを用いて，実河川の洪水中の河床抵抗の変化を，第 2 章及び第 3 章の移動床水理実験の結果と比較検討した．また，現在の河道計画における河床抵抗の扱い（粗度係数）の技術的課題について検討した．

第 5 章は，昭和 56 年 8 月石狩川洪水時の下流部河床波観測データを用いて，実河川の洪水中の小規模河床形態による河床抵抗を波形勾配から推定し，第 2 章及び第 3 章の移動床水理実験の結果と比較検証することにより，実河川における小規模河床形態が河床抵抗に及ぼす影響を評価した．また，石狩川における河川改修と河道状況の変化による河床抵抗及び洪水位への影響の推定を行ない，河川計画及び洪水管理上の技術的課題について検討した．

第 6 章は，各章の主な研究成果及び今後の課題をまとめ，本研究の結論とした．

第2章　準非定常流量下における砂堆の形成・消失に関する実験的研究

第 1 章で記述したように，砂礫 (dune) から平坦河床 (flat) への遷移過程に着目した実験は，澤井 [38]，山口ら [39]，外山ら [40] が行なっており，河床波の変形過程や水理量が再現されている．しかし，澤井の行った実験では流量の代わりに水路勾配を時間的に変化させ，擬似的な非定常流れで河床波の変形過程を再現している．山口らや外山らの実験では水深に対する水路幅が小さく，側壁抵抗が河床形態に及ぼす影響を無視できないと考えられる．一方，岸・黒木 [24] らは複数の実河川の観測から得られる河床形態をもとに変遷過程を区分している．しかし，その区分は複数河川の定常状態観測データから集合的に得られたものであり，一河川の河床形態変遷プロセスを連続的に検証したものではない．

これらの点を踏まえ，本章では，河床勾配を固定した水路を用いて，連続した非定常流量過程で移動床による河床形態変遷の観測を行なった．側壁の影響を可能な限り低減するために水路幅水深比 $B/h > 2$ とし，また，岸・黒木により遷移過程の二価性が比較的明瞭であると示された水深粒径比 $R/d > 500$ を満足するような条件で流量を変化させた．また，河床追従の時間的な遅れの影響を排除するため，流量波形は階段状に流量を増加させていく準非定常流量波形とし，それぞれの流量に対応した河床形態を観測した．

2.1　実験の概要

2.1.1　実験水路の概要

図–2.1 に実験水路の概要を示す．長さ 25m，幅 100cm のガラス製側壁を有し最大流量（キャパシティ）$Q = 300l/s$ の水路を使用した. 砂堆 (dune) が発生する水理条件を満足させるため，表面を塗装した木製側壁で水路幅を 60cm に仕切った．河床勾配は $i = 0.0033$ (1/300) に設定し，河床材料厚は 30cm とした．水路の上下流端には移動床実験の給砂，排砂管理のため，それぞれ長さ 2.4m 及び 2.0m，高

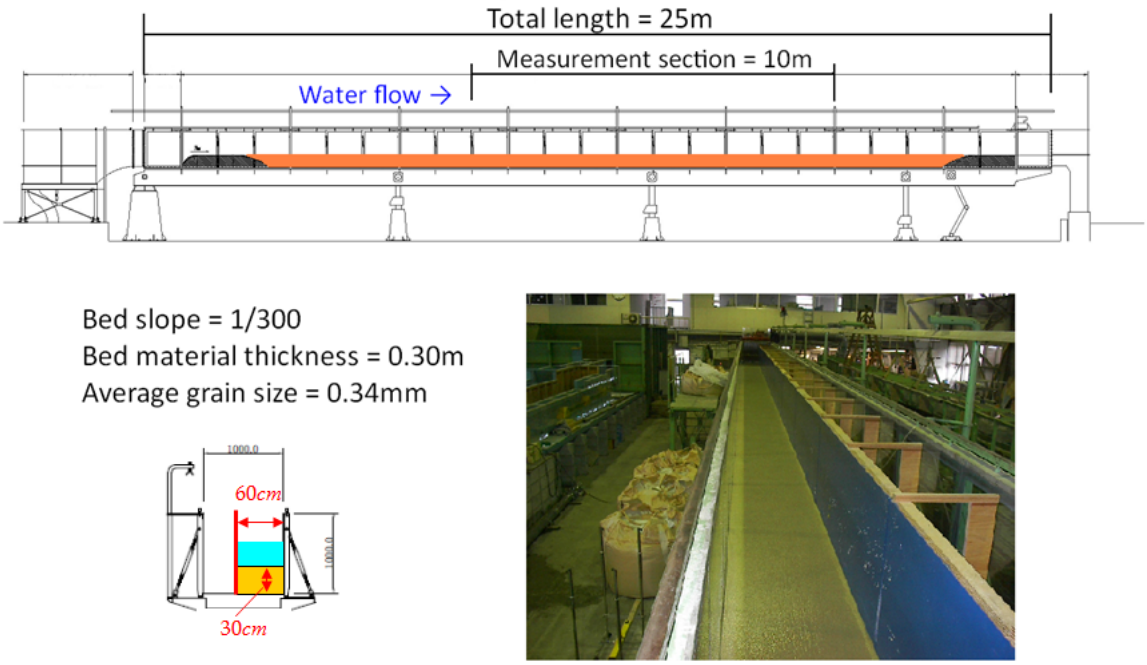


図 2.1: 実験水路の概要

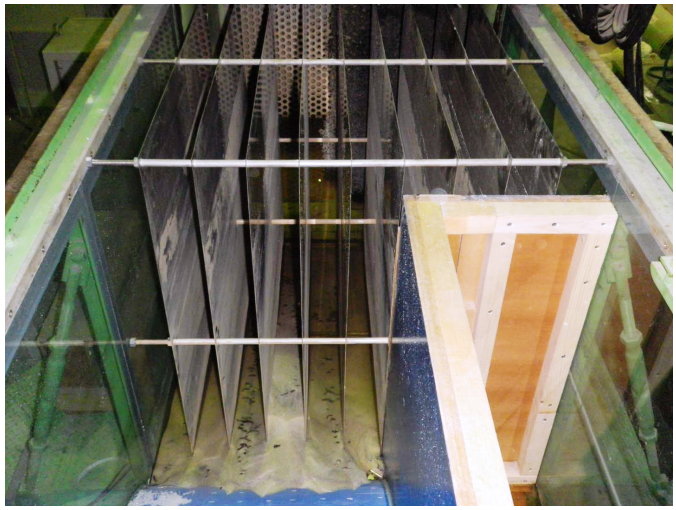


図 2.2: 整流板の設置状況

表 2.1: 実験における測定項目

項　目	測定手法
流　量	流量制御盤に組み込まれている記録計から，1分ごとの時刻流量を抽出.
水　位	超音波水位計のデータロガーから，1分ごとの各側線の水位を抽出.
砂堆形状	実験水路右岸のガラス面から目視により，15分ごとに測定区間内の波長，波高を測定.
河床形状	レーザー砂面計を用いて，縦断方向10mm間隔，横断方向5mm間隔で面的に代表地点の河床形状を測定.

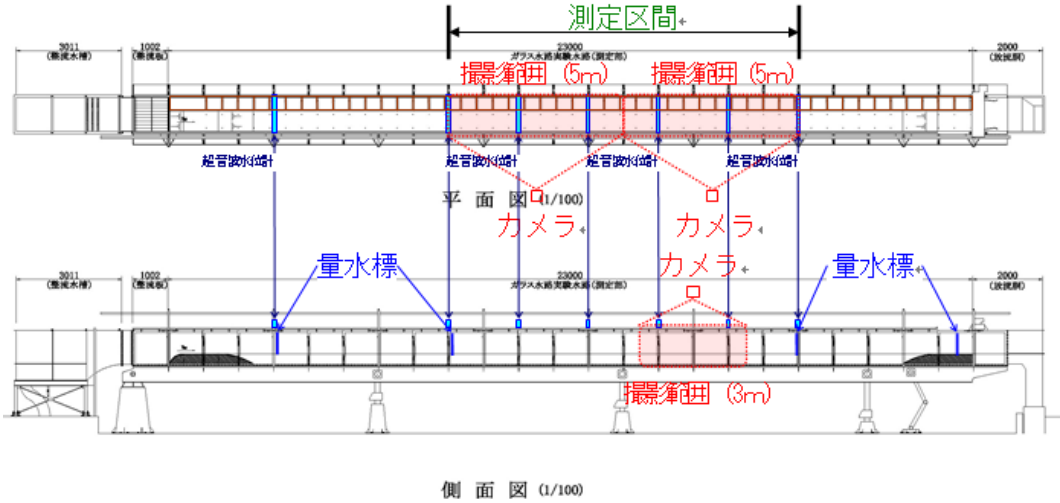


図 2.3: 測定機器配置図

さ 30cm の固定床を設置した．水路上下流端の給水部，放流部それぞれ 1m を除いた，水路中央部の 10.0m を移動床測定区間とした．また，小規模河床形態の実験においては，水流の乱れが河床形態の遷移に影響を及ぼすことから流入部に整流板（**図–2.2**）を設置し，水流の乱れを極力，低減した．

2.1.2　測定及び機器の概要

本実験における測定項目は**表–2.1** に示すとおりとした．移動床の測定に当たっては，測定区間の水面勾配や砂堆の移動状況が詳細に分かるよう，超音波水位計及びデジタルカメラを配置した．**図–2.3** にこれら測定機器の配置図を示す．なお，超音波水位計については，水路上部に測定台を設置してセンサーヘッドが水路幅中央に位置するようにした．**図–2.4**，**図–2.5** に測定台の設置状況及び超音波水位

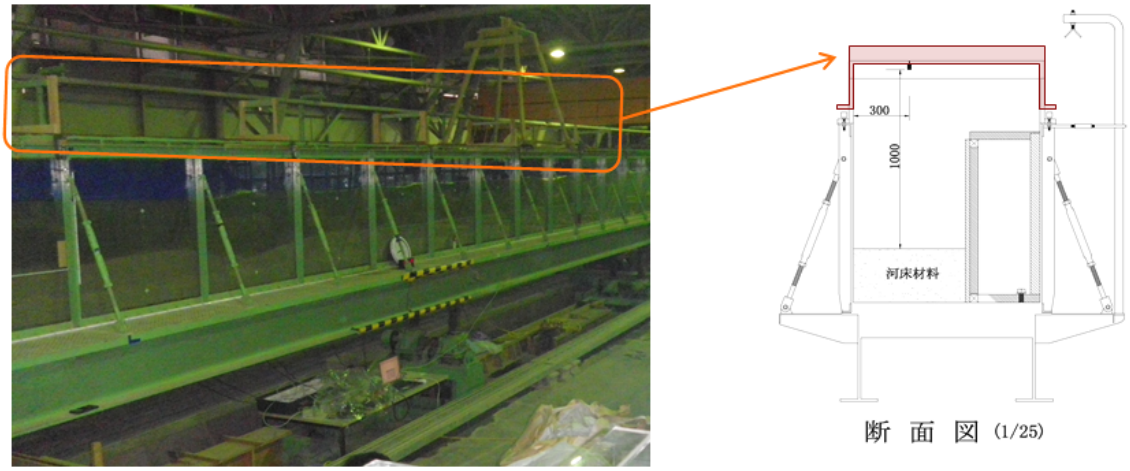


図 2.4: 測定台の設置状況



図 2.5: 超音波水位計

計を示す．給砂は河床平均勾配が変化しないよう，上流部に設置した固定床と移動床の境界に注意を払って上流部側から行なった．

2.1.3 実験条件

本研究の目的は，砂碓 (dune) の発生，安定的な形成，遷移及び消失の現象を一連の非定常プロセス下で観測することであった．河床材料については，粒子レイノルズ数が小さい場合は砂漣 (ripple) による影響が発生し砂堆の観測に影響を及ぼすことが懸念されるため，砂漣が発生しないとされる粒子レイノルズ数 R_e^* が 20 以上を満足するように，平均粒径 d=0.34mm のほぼ均一粒径を使用した．岸・黒木は，実河川の観測から得られる河床形態変遷過程は，径深粒径比 $R/d > 500$ の条件では遷移過程が明瞭で，$R/d < 500$ の条件では明瞭ではないとしている．本研究では明瞭な遷移過程の観測・測定を行なうため，径深粒径比 $R/d > 500$ を満足するように水路条件を設定した．実験水路の最大キャパシティ$300l/s$ までの範囲内で，水深粒径比 R/d >500，粒子レイノルズ数 R_e^* >20 の両方を満足し，かつ砂堆を発生，消失させる水理条件として河床勾配 i=240〜300 を算定し，実際に予備実験を行なって i=1/300 を水路の条件とした．

流量波形については，Manning の平均流速公式において，岸・黒木 [41] による非定常流量下における小規模河床形態ごとの Manning 粗度係数 n の推定式を用いて等流における流量を求め，ピーク流量を設定した．ここで，Manning の平均流速公式は以下で与えられる．

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \tag{2.1}$$

ただし，n：Manning の粗度係数，R：径深, I：エネルギー勾配

岸・黒木による $R/2d < 500$ の場合のマニング粗度係数 n の推定式は以下である．これにより，砂堆の発生 (dune I) に必要な流量を $Q = 50l/s$，砂堆の発達 (dune II) の流量を $Q = 65l/s$，dune が消失する流量を $Q = 160l/s$ と算定した．

DUNE I
$$n = \frac{R^{1/3} I^{1/3}}{2.4\sqrt{g} s^{1/3} d^{1/6}} \tag{2.2}$$

DUNE Ⅱ
$$n = \frac{R^{1/6}}{8.9\sqrt{g}} \tag{2.3}$$

FLAT
$$n = \frac{d^{1/6}}{6.8\sqrt{g}} \tag{2.4}$$

ただし，R：径深, I：エネルギー勾配, g：重力加速度, s：河床砂の水中重量, d：河床砂の平均粒径

2.1.4　準非定常流量波形（ケース 1）

図–2.6 及び**図–2.7** に実験に用いた 2 つの流量ハイドログラフを示す．この波形の概念は，非定常流量のいくつかの時点で定常状態を保ち河床形態が安定するまで待ち，各定常流量に対応した河床形態を観測することであった．流量増加過程については，ピークの $160l/s$ までケース 1-1，1-2 とも同一の波形とした．初めに 180 分（3 時間）で流量を $50l/s$ から $100l/s$ に段階的に上げて平坦床から砂堆 (dune) を形成した．$100l/s$ の時点で砂堆 (dune) が安定的に形成され，さらに 60 分（1 時間）定常状態を保った合計 240 分（4 時間）を非定常流量による観測の開始時点とした．240 分で 100 l/s の状態から $15l/s$ ずつ流量を増加させ，各流量で定常状態を 90 分間保ち，$160l/s$ で砂堆 (dune) が消失するまで 4 段階で流量を上げた．各流量 90 分間の定常状態で河床を安定させ河床形態を観測した．

流量減少過程については，ケース 1-1 はピークの $160l/s$ から流量増加過程と対称に 90 分間隔で流量を減少させ，ケース 1-2 はピークの 160 l/s から時間を短縮して 30 分間隔で流量を減少させた．ケース 1-1 については全過程で等流水深となるように水路下流端を操作した．ケース 1-2 については，ピーク流量で砂堆が消失するまでは等流水深となるように下流端を操作し，砂堆消失以降は操作を行わなかった．**表–2.1** に示したとおり，流量水位は 1 分間隔，砂堆 (dune) 形状は 15 分間隔で測定した．砂堆の波長及び波高に関しては，峰から谷までを高さ，峰から峰までを波長とした.（**図–2.8**）

2.2　実験結果

2.2.1　dune 波長，波高

図–2.9 及び**図–2.10** に砂堆の波長及び波高の時間変化を示す．ケース 1-1，1-2 とも流量増加過程は同一波形であり，観測開始とした t=240 分から t=300 分にかけて平均波長，平均波高とも増加した．t=300 分からは波長，波高ともに増加と減少を繰り返した．流量がピークの $160l/s$ に達した t=520-550 分付近で砂堆が消失した．流量減少過程については，下流端操作により等流水深を保ったケース 1-1 では砂堆は再形成されず，平坦河床を保った．砂堆の消失以降は下流端操作を行

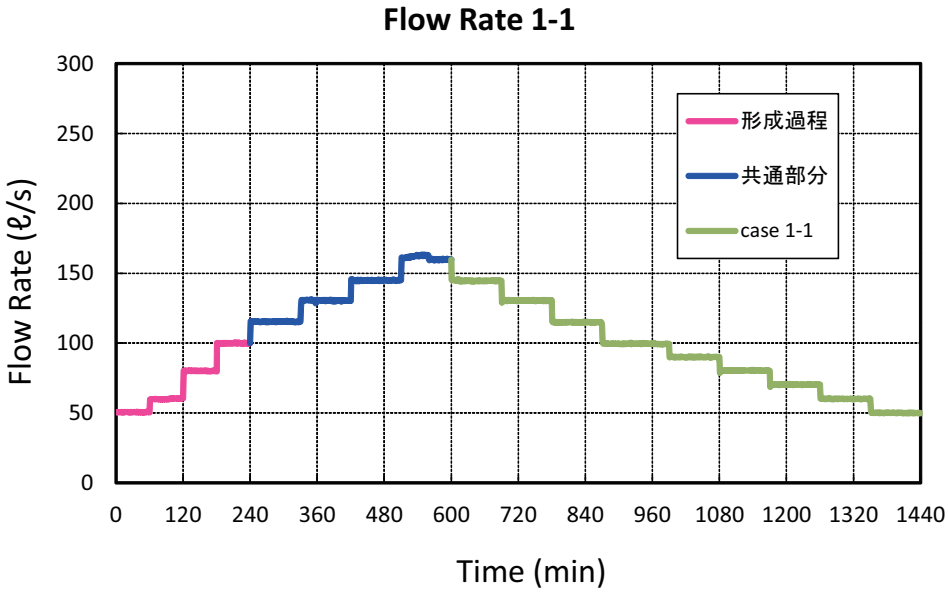


図 2.6: 実験に用いた流量ハイドログラフ（ケース 1-1）

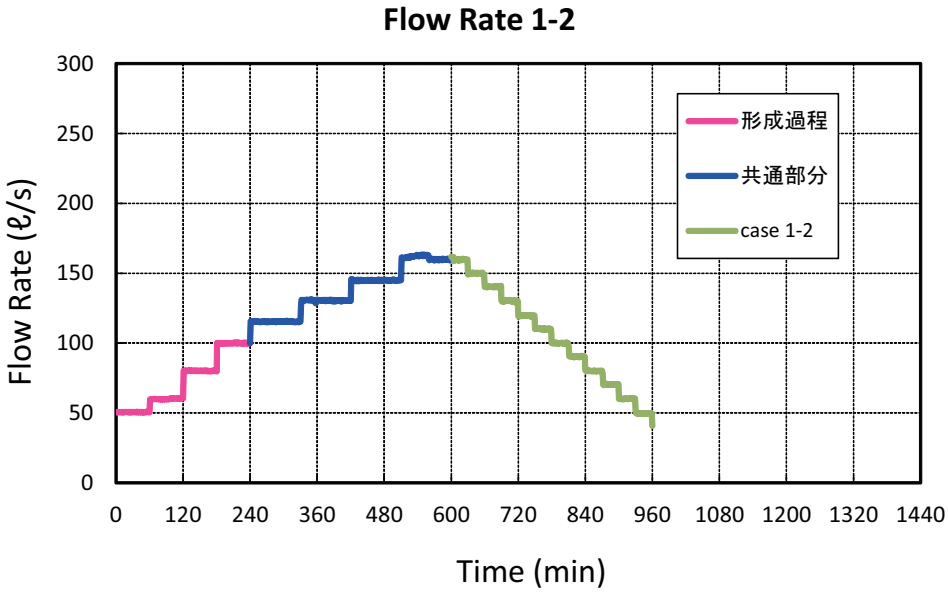


図 2.7: 実験に用いた流量ハイドログラフ（ケース 1-2）

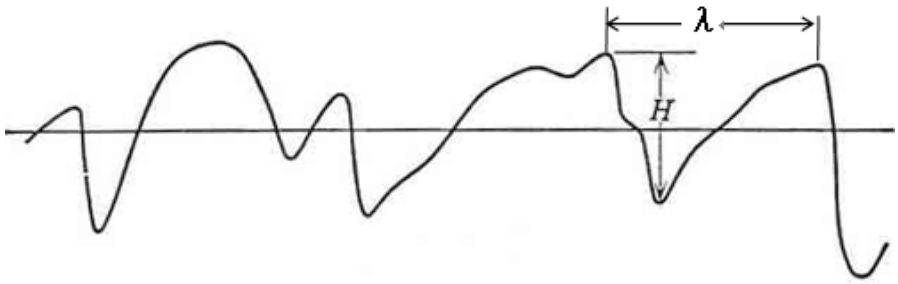


図 2.8: 砂堆の波長 λ 及び波高 h の定義 [1)]

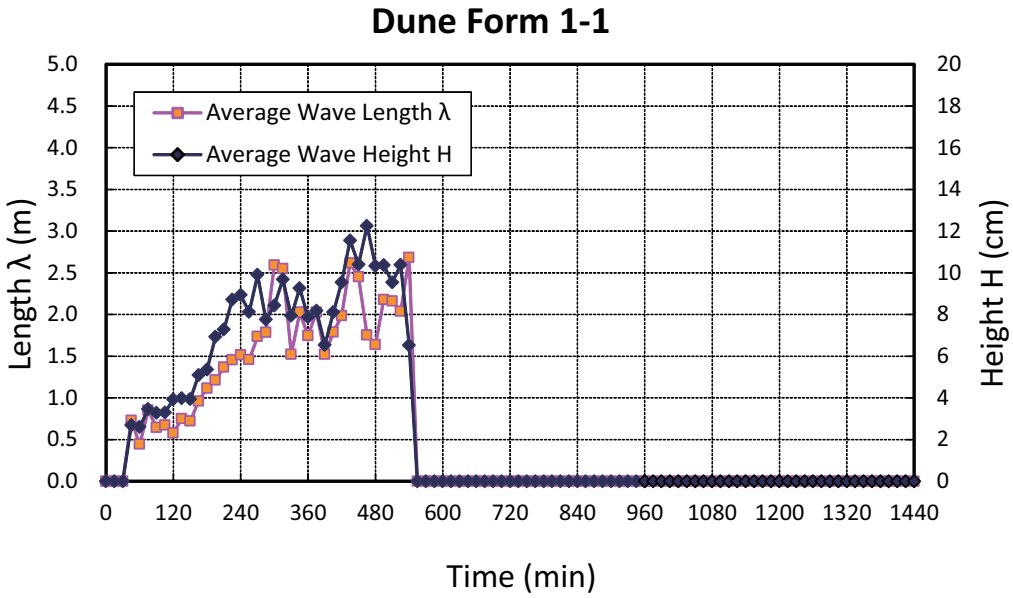


図 2.9: 砂堆波長及び波高の時間変化（ケース 1-1）

なわなかったケース 1-2 では，t=720 分過ぎから砂堆が再形成され始め，ほぼ消失前の規模まで発達した．

2.2.2 水深，フルード数

水深は砂堆の形成，発達及び消失状況と連動しており，砂堆の形成，発達とともに増加し，t=520-550 分付近の砂堆消失とともに急激に低下した．その後，平坦河床を保ったケース 1-1 については流量減少とともに漸減し，砂堆が再形成されたケース 1-2 についてはほぼ横ばいとなった．**図–2.11**，**図–2.12** に水深の時系列変化を示す．

フルード数 F_r は水深と逆相関傾向となり，砂堆が消失するまではほぼ一定値を

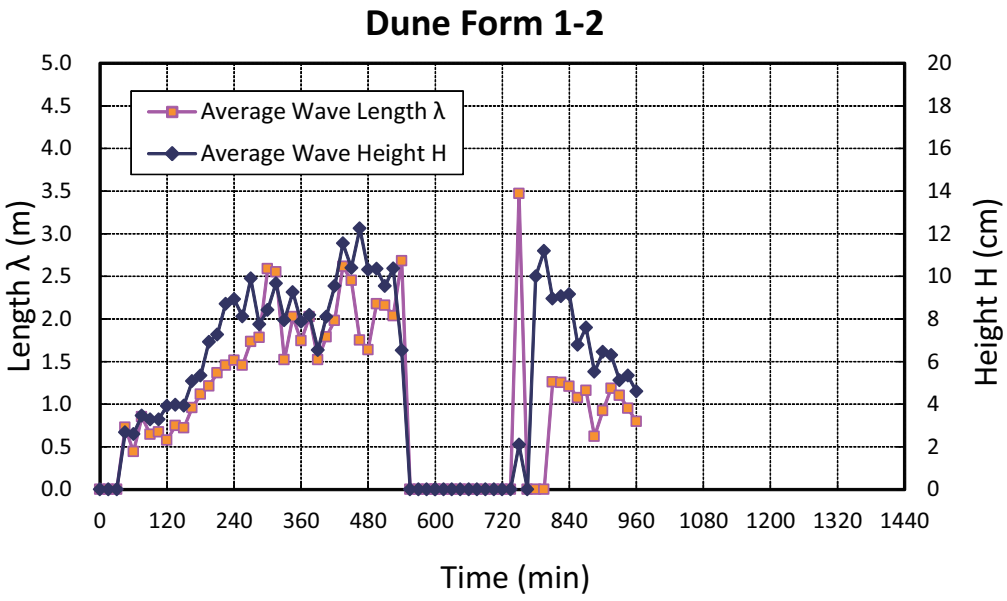


図 2.10: 砂堆波長及び波高の時間変化（ケース 1-2）

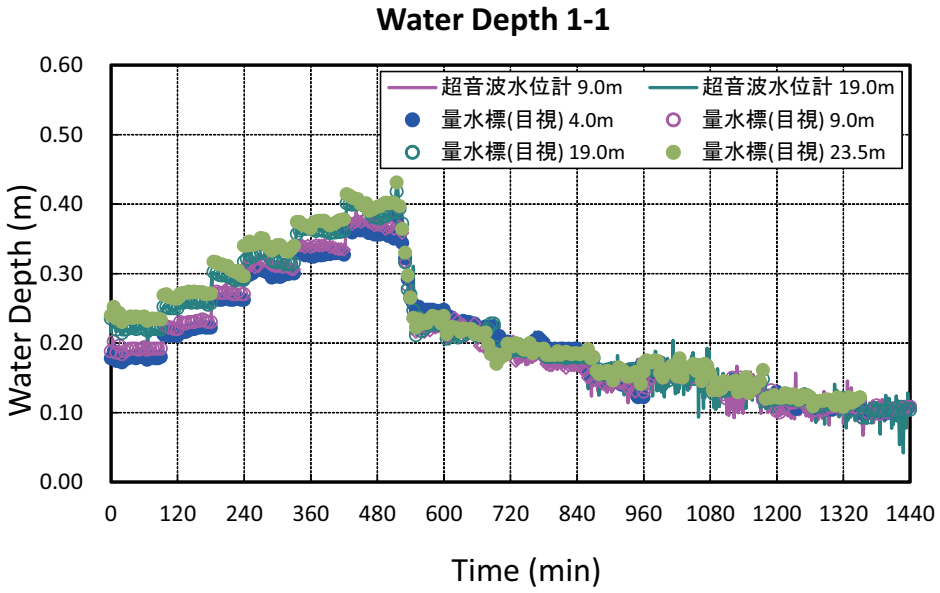


図 2.11: 水深の時間変化（ケース 1-1）

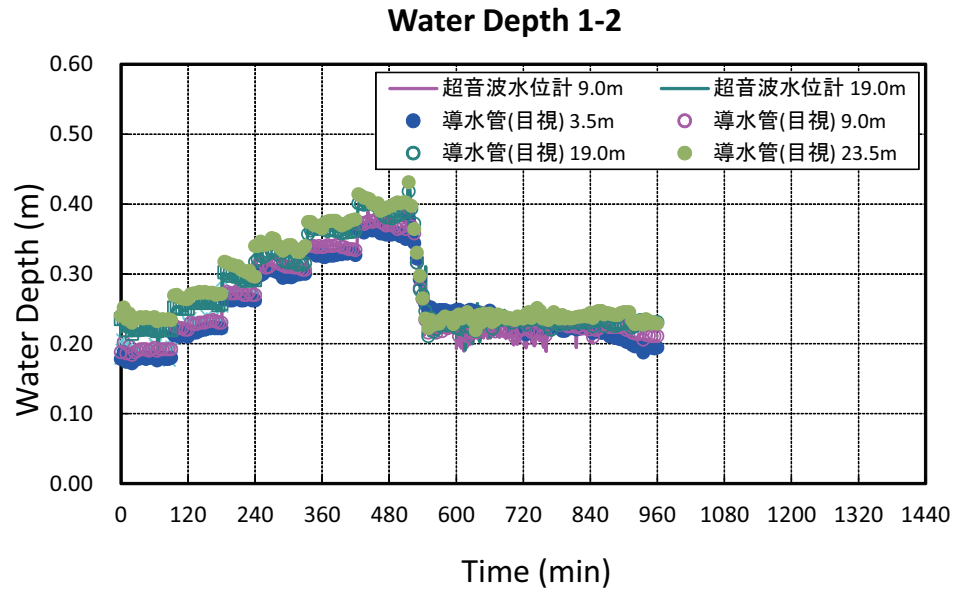


図 2.12: 水深の時間変化（ケース 1-2）

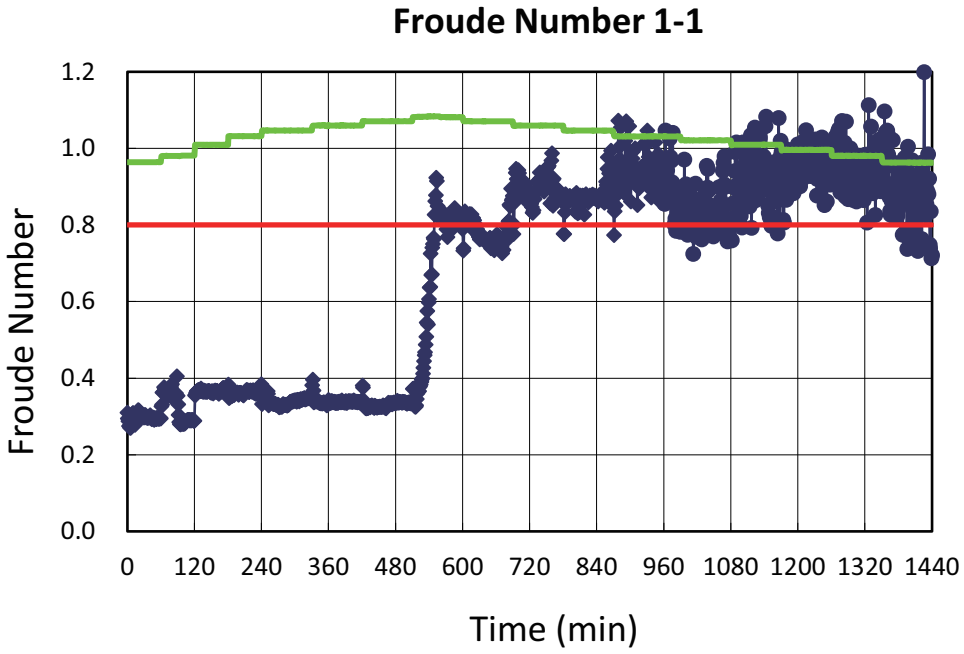


図 2.13: 実測フルード数の時間変化（ケース 1-1）

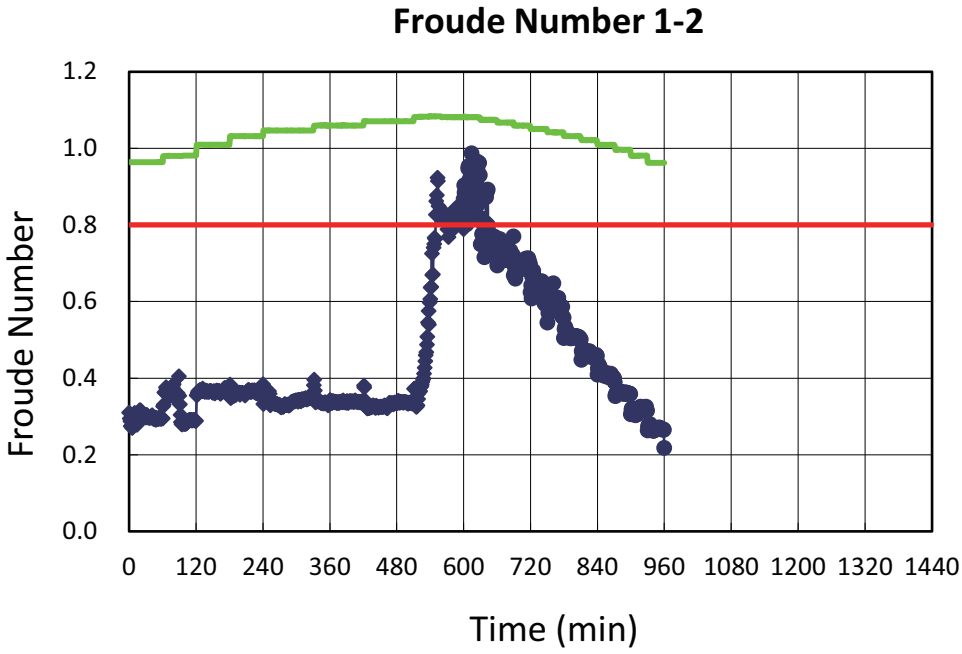


図 2.14: 実測フルード数の時間変化（ケース 1-2）

保ち，砂堆が消失した t=520-550 分にかけて急激に上昇した．その後，ケース 1-1 については上昇した値を保ったが，ケース 1-2 については砂堆の再形成とともに漸減した．**図–2.13**，**図–2.14** にフルード数の時間変化を示す．なお，図中に示すラインはピーク流量 $160l/s$ において平坦河床の場合の等流計算から得られるフルード数で，赤が Manning 公式に近似式 **(2.4) 式**を使用したもの，緑が対数則から得られる平均流速公式を用いて求めたものである．実測フルード数は砂堆の消失すなわち平坦河床への遷移を表している．Manning 公式及び対数平均流速公式はそれぞれ以下で与えられる [41]．

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} i_e^{\frac{1}{2}} \tag{2.5}$$

$$u = \sqrt{gRi_e}\{6.0 + 5.75\log(R/k_s)\} \tag{2.6}$$

ただし，v, u : 平均流速, n : Manning の粗度係数 , R : 径深, i_eエネルギー勾配, g : 重力加速度, k_s : 相当粗度（河床材料粒径の倍数）

2.2.3 水面勾配

図–2.15 , **図–2.16** に水面勾配の時間変化を示す．ケース 1-1 については，下流端の操作により等流状態を保とうとしたものの，流量増加による砂堆形成過程で

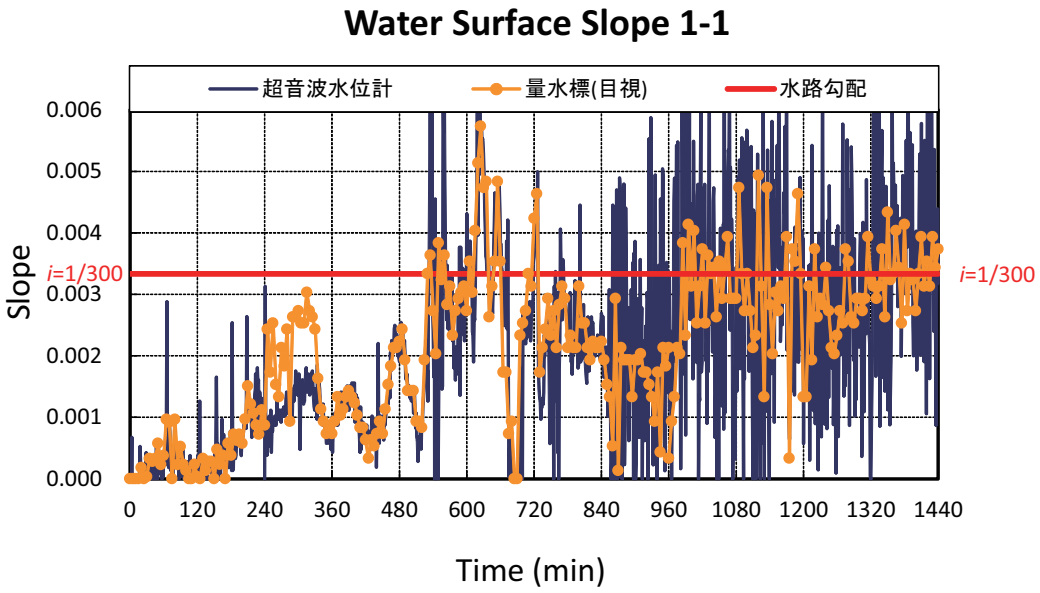


図 2.15: 水面勾配の時間変化（ケース 1-1）

水面勾配は河床勾配よりもやや緩く，砂堆消失後はほぼ河床勾配と同程度となった．ケース 1-2 については，砂堆形成期は水面勾配が河床勾配よりも緩く，砂堆消失付近で河床勾配と同等の値になったものの，下流端操作を行なわなかった砂堆消失以降は河床勾配よりも緩い傾向だった．図に示したとおり，水面勾配は超音波水位計，量水標読み取りのいずれの場合でも数値のばらつきが大きいことが分かった．

2.2.4 水深～流量曲線

図–2.17，**図–2.18** に実験プロセスにおける水深と流量の関係を示す．図中の矢印と番号は時系列を示す．ケース 1-1 については，砂堆が消失した $160l/s$ において急激に水位が下がり，その後は流量の減少にともなって水位も漸減した．水位～流量曲線にはある流量に対する明瞭な水位の二価性が観測された．これに対して，ケース 1-2 では砂堆が消失した時点で水位が急激に下がったが，その後は流量の減少にもかかわらず水位はほぼ横ばいとなり，水位～流量曲線はループ状を描いた．

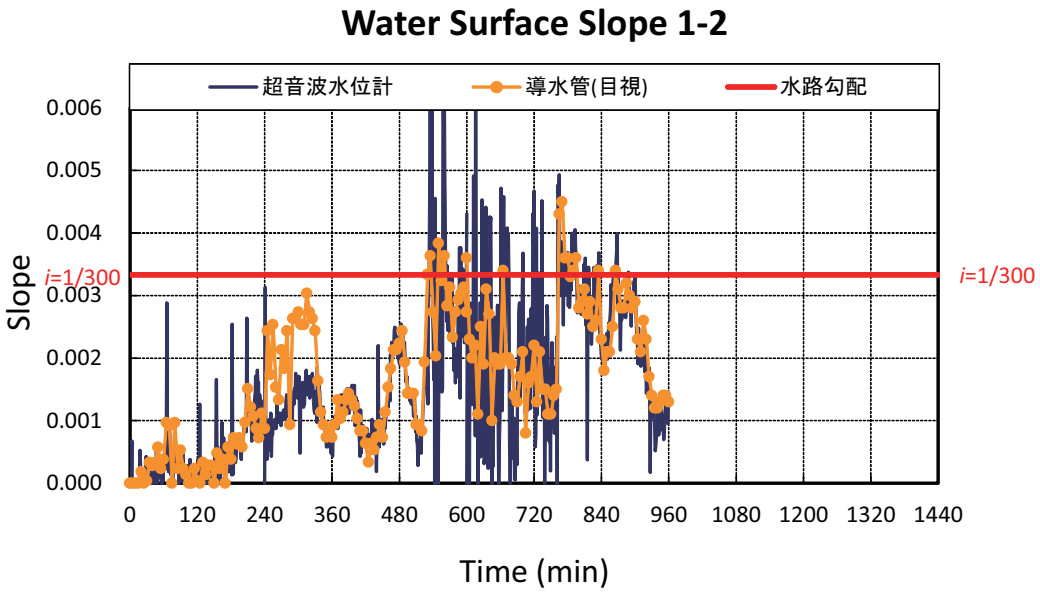


図 2.16: 水面勾配の時間変化（ケース 1-2）

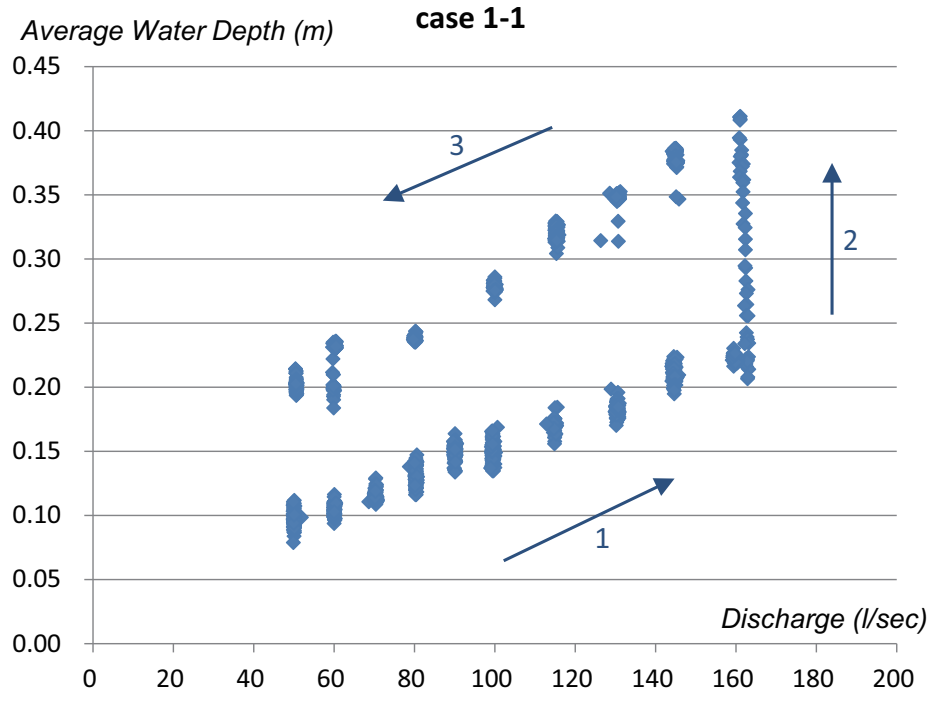


図 2.17: 水深～流量の関係（ケース 1-1）

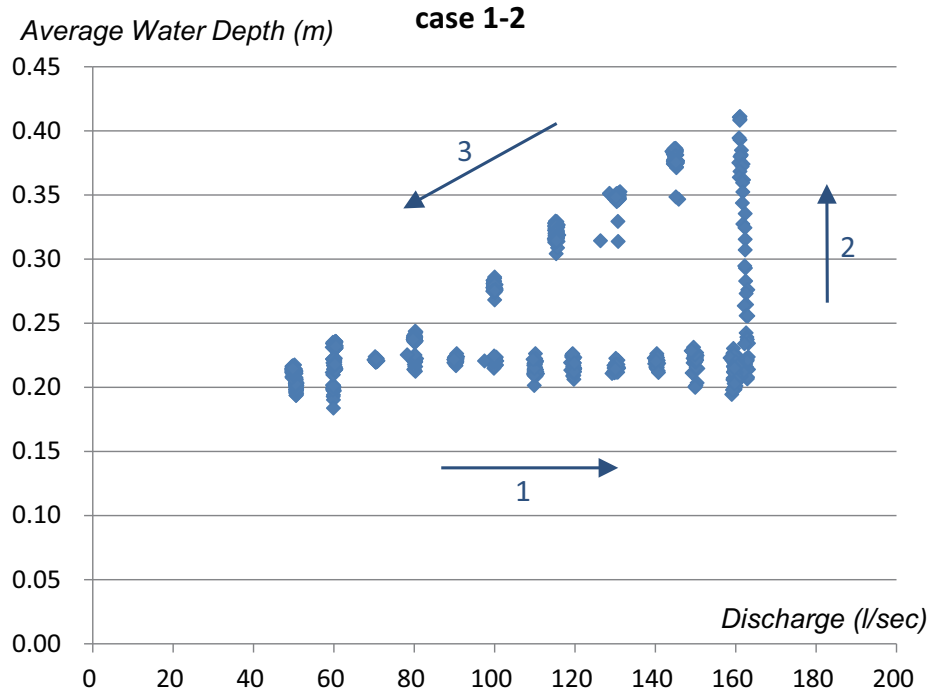


図 2.18: 水深～流量の関係（ケース 1-2）

2.3 考察

2.3.1 無次元掃流力～無次元有効掃流力による評価

河床形態の見た目だけではなく，より詳細な数値データ分析をするため，無次元化した河床掃流力による一連の非定常流量過程の評価を試みた．第 1 章 **1.1** で述べたように，河川の流れにおいては，河床表面の摩擦による抵抗のほか，小規模河床形態による形状の抵抗が生じる．無次元化した全掃流力 τ，有効掃流力（摩擦抵抗）τ'，形状抵抗 τ'' は次式で表現される．

$$\tau = \tau' + \tau'' \tag{2.7}$$

また，無次元掃流力 τ_*，無次元有効掃流力 τ'_* は次式で求められる [41]．

$$\tau_* = \frac{Ri_e}{sd} \tag{2.8}$$

$$\tau'_* = \frac{R'i_e}{sd} \tag{2.9}$$

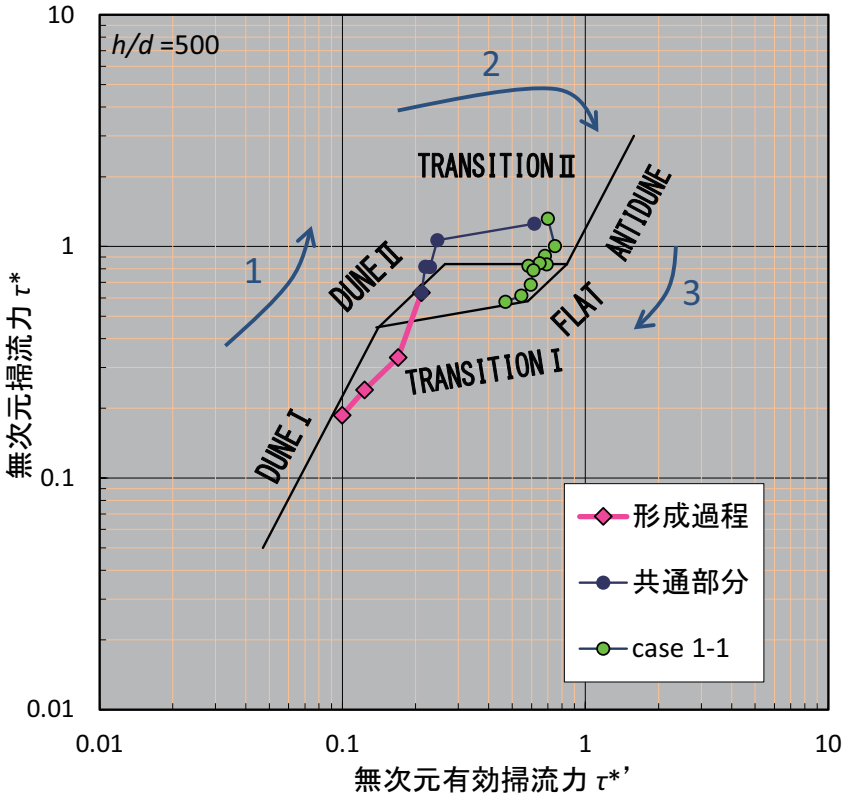


図 2.19: 無次元掃流力～無次元有効掃流力（ケース 1-1）

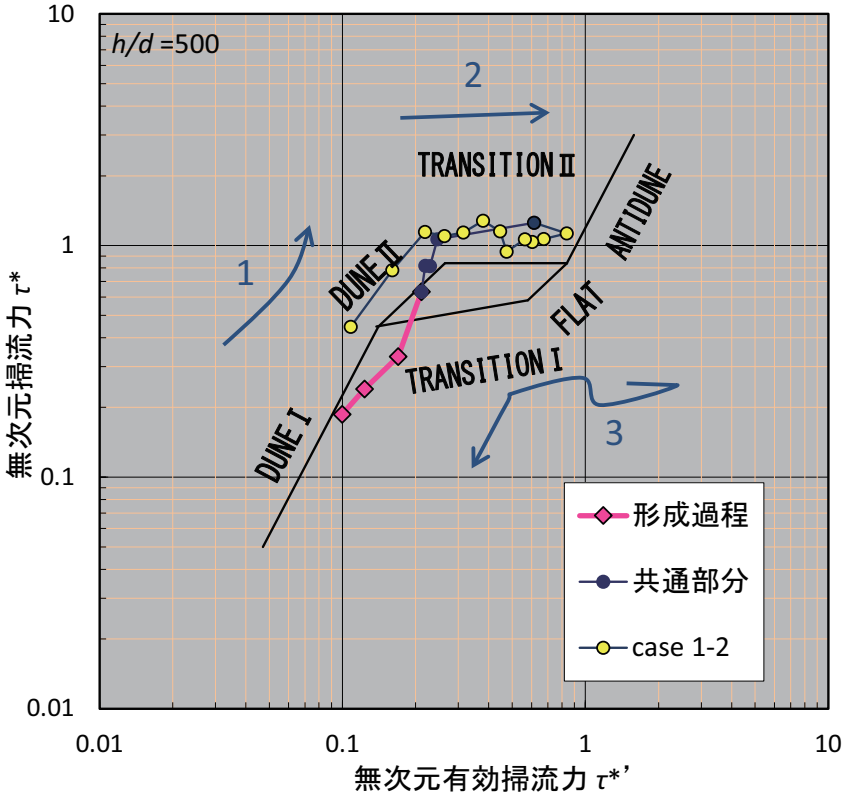


図 2.20: 無次元掃流力～無次元有効掃流力（ケース 1-2）

ただし，R：径深, i_e：エネルギー勾配, s：河床砂の水中重量, d：河床砂の平均粒径

また，R' は流れが対数則に従うとすれば次式で与えられる [41].

$$u = \sqrt{gRi_e}\left\{6.0 + 5.75\log\left(\frac{R'}{2d}\right)\right\} \tag{2.10}$$

ただし，u：平均流速, g：重力加速度

(2.10) 式を指数形で近似すれば，以下が得られる [41].

$$\frac{u}{\sqrt{gRi_e}} = 7.66\left(\frac{R}{2d}\right)^{\frac{1}{6}}\left(\frac{\tau_*'}{\tau_*}\right)^{\frac{2}{3}}, \quad R'/2d \leq 500 \tag{2.11}$$

$$\frac{u}{\sqrt{gRi_e}} = 11.59\left(\frac{R}{2d}\right)^{\frac{1}{10}}\left(\frac{\tau_*'}{\tau_*}\right)^{\frac{3}{5}}, \quad R'/2d \geq 500 \tag{2.12}$$

ケース 1-1 と 1-2 は下流端の操作に違いがあり，水面勾配に影響を及ぼしていたことが考えられる．等流状態の場合，無次元掃流力の算出に当たっては，エネルギー勾配 i_e を近似的に観測が容易な水面勾配 i_s で代用する場合もあるが，ここではエネルギー勾配 i_e を算出して無次元掃流力を求めた．なお，エネルギー勾配 i_e は次式で与えられる．

$$i_e = -\frac{d}{dx}\left(z + h + \frac{\alpha v^2}{2g}\right) = i_b + i_s - \frac{d}{dx}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) \tag{2.13}$$

ただし，z：基準水平面からの河床高, h：河床からの水深, v：平均流速, x：流下方向の座標,α：エネルギー補正係数（ここでは 1 とした）, i_b：河床勾配, i_s：水面勾配

無次元河床掃流力 τ_* は **(2.8) 式**，無次元有効河床掃流力 τ_*' は水理実験の条件が $R/2d \leq 500$ であることから **(2.11) 式**を用いて径深 R の代わりに水深 h により求めた．**図–2.19** 及び**図–2.20** に本実験ケース 1-1，1-2 での一連の過程における無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係を示す．図中の矢印は時系列を示す．**図–2.6** 及び**図–2.7** に示した流量波形は砂堆が消失するまでは同一であり，流量減少過程が異なるため，減少過程の部分の色を変えて示した．また，通水開始から $100l/s$ を超えた流量に上げるまでの 240 分間は砂堆の安定形成までの期間と考えられる

ため，これも色を変えて示した．また，岸・黒木[24]により示されたR/d=500の場合の無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係式（ライン）を合わせて示した．なお，水路は矩形断面であり一様な水深かつ水面幅水深比を2以上確保しており，自然河川のように横断方向に水深が異なる状況ではないため，径深Rを近似的に水深hで代用した．

通水開始から砂堆が形成され消失するまでの過程は，岸・黒木に示された関係式であるDune I → Dune II → Transition → Flatのラインと概ね良好に一致した．とくに，遷移（Transition）から平坦（Flat）にかけて全掃流力に占める有効掃流力が増加していく部分は良好に再現された．砂堆消失後の過程に関しては，ケース1-1は平坦（Flat）から下側の遷移（Transition）ラインに沿っており，岸・黒木に示された掃流力の関係と良好に一致した．しかしながら，水路のキャパシティ及び実験時間の制約条件により，無次元有効掃流力が減少していく過程までは明瞭には観測されなかった．

ケース1-2については，いったん全掃流力が微減したものの，遷移（Transition）の途中で全掃流力が増加し元の流量増加時のラインに戻る挙動が観測された．ケース1-2では砂堆消失以降に下流端操作を行わなかったことにより水面勾配が河床勾配より緩めの傾向を示しており，遷移過程においては水理条件のわずかな乱れによっても平坦から砂堆河床という異なる状態に移行するというきわめて敏感な現象であることが示唆された．また，このことは流量変化に対する河床追従の時間遅れを排除した一連の流量波形による実験においても，遷移過程では河床形態に平坦（Flat）と砂堆（Dune）の二価性があり，水理条件のわずかな変化や乱れによってどちらかに遷移し中間値を取らない傾向の現象であることが示唆された．

2.3.2 流速係数による評価

次に，流速係数による一連の準非定常流量過程の評価を試みた．流速係数ϕは**(2.6)式**を用いて，次式で与えられる[1]．

$$\phi = \frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{R}{k_s} \tag{2.14}$$

$$u_* = \sqrt{gRi_e} \tag{2.15}$$

ただし，v：平均流速, u_*：摩擦速度, R：径深, k_s：相当粗度

図は木下[42]にならい，横軸には径深Rの代わりに水深hを用いた．**図–2.21**及び**図–2.22**にケース1-1，1-2の過程における流速係数と水深の関係を示す．図中の矢印は時系列を示す．流速係数と水深は**(2.14)式**に示す関係にある．このとき，

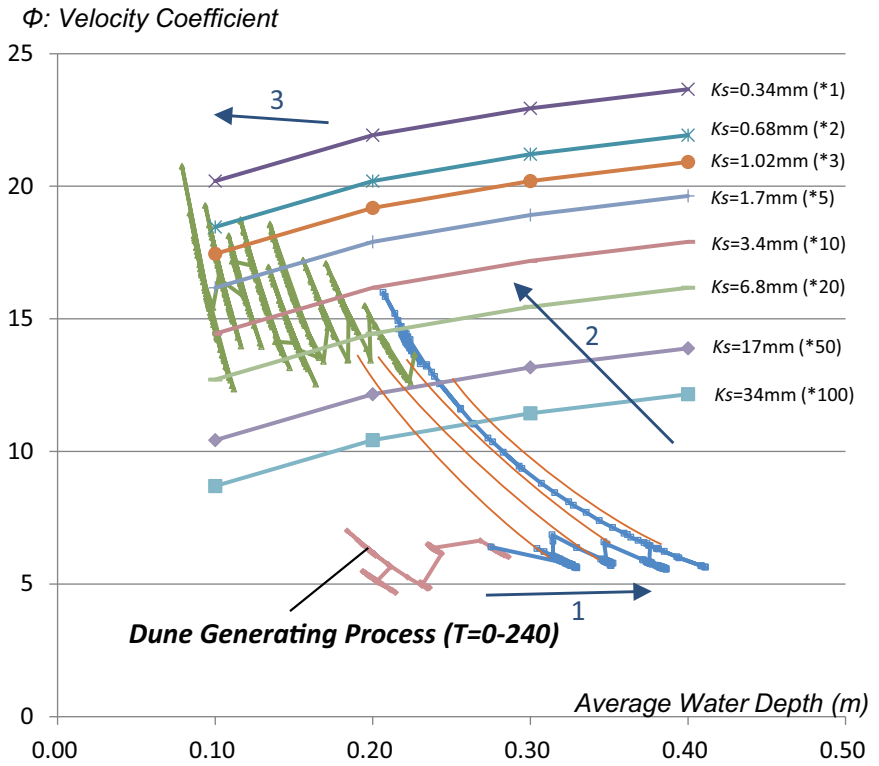


図 2.21: 流速係数～水深（ケース 1-1）

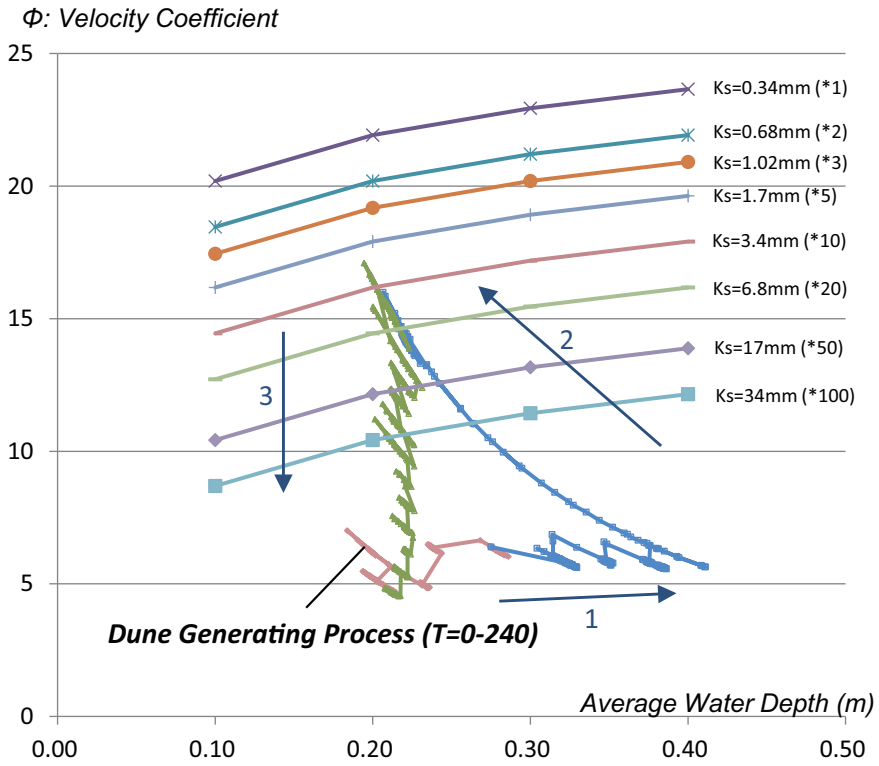


図 2.22: 流速係数～水深（ケース 1-2）

v 並びに u_* が一定値であるという前提でなければ，ある時点における流速係数 ϕ と水深 h の関係を論じることが難しくなる．このため，図の流速係数 ϕ の算定に当たっては，時間変化するエネルギー勾配や水面勾配ではなく，河床勾配を用いた．なお，砂堆が消失するピーク流量 $160l/s$ まではケース 1-1，1-2 とも同一であり，異なる部分を緑色で示した．非定常流量波形による観測開始時点に設定した 240 分（4 時間）までは砂堆の安定形成期と考え，色を変えて示した．

図–2.21 から分かるように，流量が増加し砂堆が形成発達する過程，流量が減少し平坦河床の過程においては，それぞれ流速係数は減少方向，増加方向を指向した．つまり，河床形態は砂堆形成発達期ではより砂堆河床の方向に，平坦河床期ではより平坦河床の方向に向かうこと，すなわち河床形態は初期状態に依存していることが示唆された．水深 h が 0.40m を超えた付近で砂堆河床と平坦河床がつながる状態が発生し，砂堆から平坦に遷移した．図中の破線は同一流量に対する流速係数と水深の関係を示す．同一ライン上にありながら，ある領域を境界に，砂堆河床と平坦河床という反対向きを指向した．定常状態を一定時間保ってもそれぞれ反対向きの挙動を示していることから，より長い時間の定常状態を保っても河床形態は変化しないことが予測された．この逆向き挙動の傾向は，遷移領域においては中間値を取らず，砂堆河床か平坦河床かのどちらかを選択する二価性が示唆された．

これに対して，**図–2.22** に示すケース 1-2 においては，流速係数 ϕ は平坦河床に遷移した時点で一度上昇したものの，ピーク流量からの減少及び砂堆の再形成に伴って減少し，ループ形状を形成した．

2.3.3 無次元河床掃流力における水面勾配の影響について

河床材料の輸送すなわち河床形態への影響を規定するのは無次元河床掃流力 τ_* であり，**(2.8) 式**，**(2.16) 式**で定義される．

$$\tau_* = \frac{Ri_e}{sd} \tag{2.16}$$

ただし，R：径深, i_e：エネルギー勾配, s：河床材料の水中重量, d：河床材料の代表粒径

式の形から明らかなように，無次元河床掃流力は径深 R とエネルギー勾配 i_e の積となっている．ケース 1-1 と 1-2 の比較では非定常過程の流量減少期に河床形態の相違が現れた．しかし，両ケースの差は減水期の流量波形の違いと下流端操作に起因する堰上げの影響という 2 つの要因が考えられる．とくに，堰上げの影響は水面勾配 i_sの緩急の差となって現れやすい．このため，無次元有効掃流力のパ

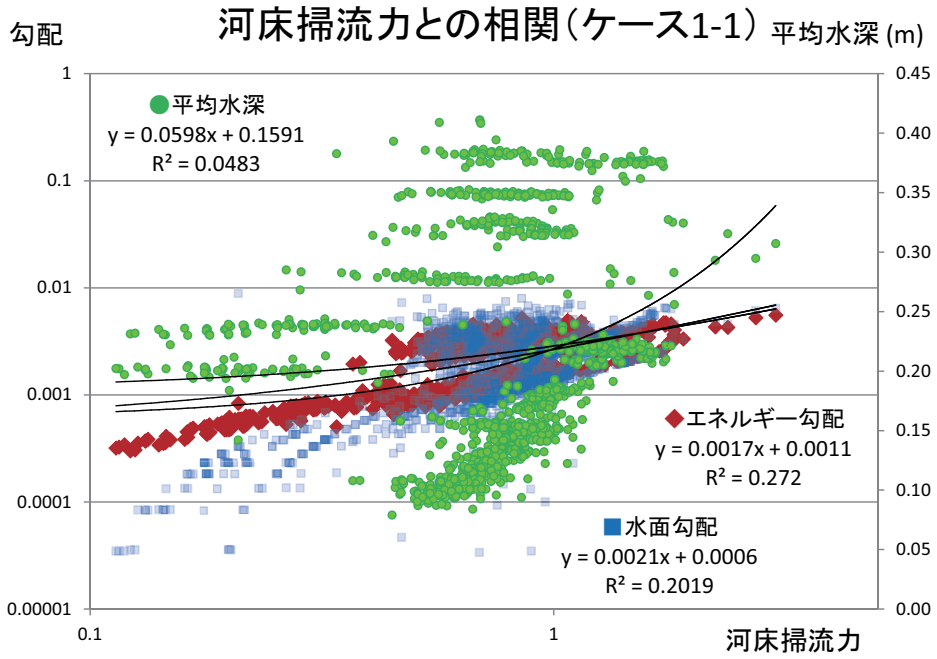


図 2.23: 無次元河床掃流力との相関（ケース 1-1）

ラメータである R 及び i_e のどちらの影響が大きいか検討した．**(2.13) 式**に示すように，エネルギー勾配 i_eは河床勾配 i_bと水面勾配 i_sの和の形であり，水路の河床勾配 i_bが一定であることからエネルギー勾配は水面勾配と類似した挙動を示す．つまり，水面勾配 i_sの影響はエネルギー勾配 i_eへの影響となって現れる．

図–2.23，**図–2.24** に無次元河床掃流力と平均水深，水面勾配，エネルギー勾配の相関を示す．両ケースとも無次元河床掃流力は平均水深との相関は低く，ほぼ水面勾配（エネルギー勾配）との相関が強くなった．つまり，無次元有効掃流力を規定する R と i_e のうち，ほぼ i_e に支配されることが分かった．ケース 1-1 と 1-2 の差である水深と水面勾配では水面勾配のほうが支配要因であり，下流端操作による水面勾配の差の要因が大きいことが示唆された．

図–2.25，**図–2.26** に流量とエネルギー勾配の関係を示す．図中の色は流量波形**図–2.6** 及び**図–2.7** に対応している．ケース 1-1 では流量増加過程のエネルギー勾配は小さく，砂堆が消失した Q=160l/s で勾配が増加した．その後は等流状態すなわち河床勾配 i_b=1/300 付近で推移し，河床は平坦を保った．ケース 1-2 では砂堆が消失した時点でエネルギー勾配が増加したのはケース 1-1 と同様だった．その後，流量減少の過程でエネルギー勾配は徐々に減少し，最終的には砂堆形成期と同程度の値となりループ形状を描いた．エネルギー勾配の減少によるループ形状に対応して河床は砂堆が再形成された．

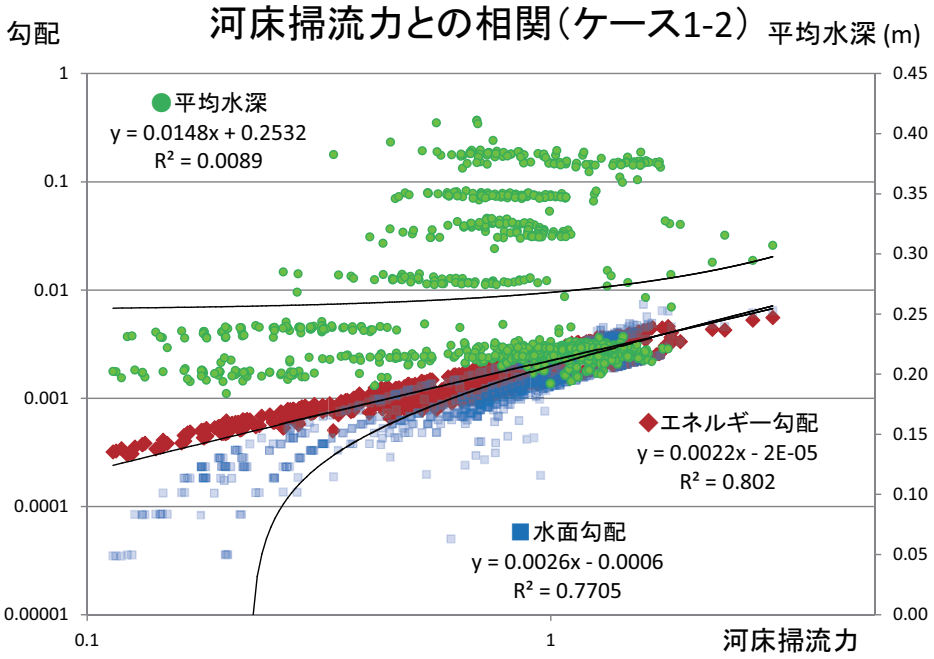


図 2.24: 無次元河床掃流力との相関（ケース 1-2）

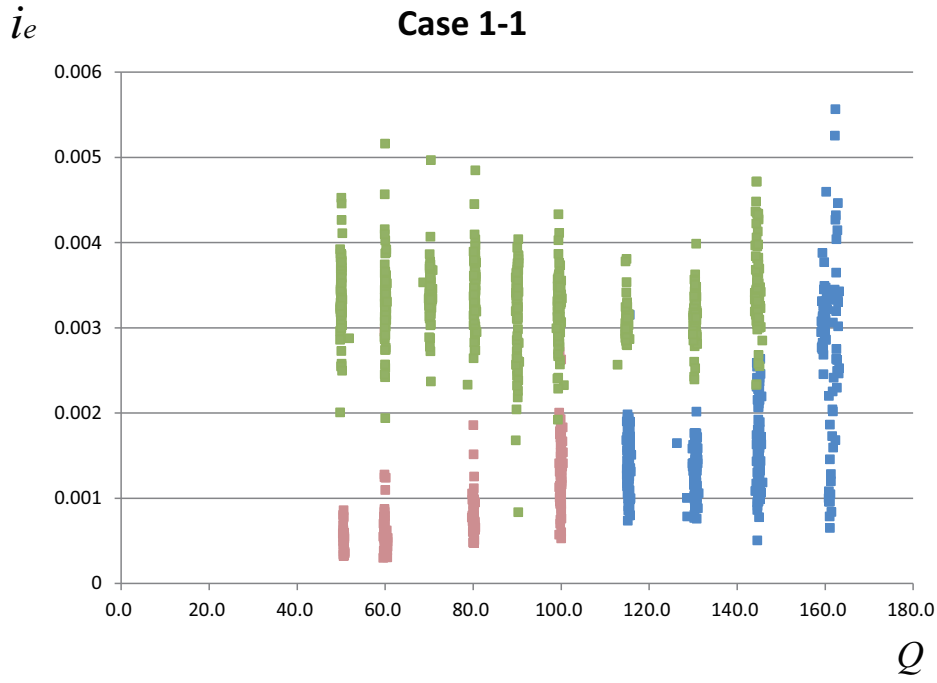


図 2.25: 流量～エネルギー勾配（ケース 1-1）

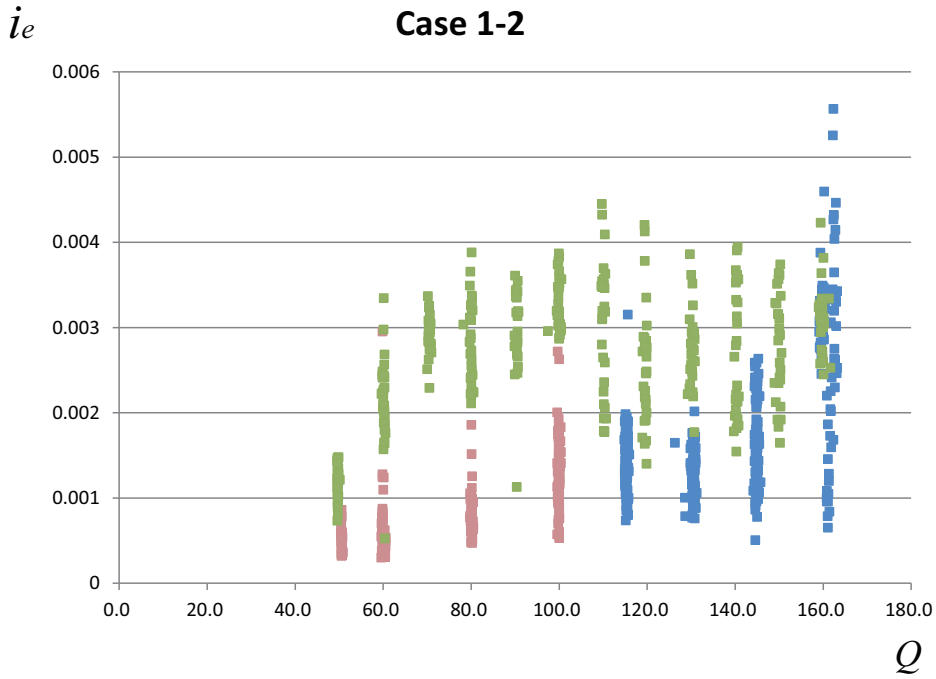


図 2.26: 流量～エネルギー勾配（ケース 1-2）

2.3.4 フルード数による評価

無次元河床掃流力は R と i の積 Ri の形をしており，これと同じ形の式は平均流速公式とフルード数 F_r である．これらはそれぞれ次式で表現される．

$$u = \alpha R^{\beta} i^{\gamma} \tag{2.17}$$

$$F_r = \frac{u}{\sqrt{gR}} \tag{2.18}$$

ただし，u：平均流速, g：重力加速度,α, β, γ: 定数

河床形態を規定する無次元河床掃流力と同じ形の式の無次元量であるフルード数 F_r による評価を試みた．泉・山口[4]にならい，準非定常流量プロセスにおける河床抵抗の変遷を平坦床見合いの水深で無次元化した相当粗度 k_s^* 及び平坦床見合いのフルード数 F_r で評価した．彼らは，砂堆－平坦床遷移過程に関する線形及び非線形安定解析を行ない，安定解析では平坦床に対して微小な攪乱を与えることによって基本状態である平坦床の安定性を検証するものであることから，支配パラメータとして砂堆が生じる前の平坦床に対するフルード数が適当であることを指摘している．本研究においても，遷移過程の基本状態は平坦床と考え，同様の手法を用いた．

相当粗度 k_s は **(2.14) 式**，**(2.15) 式**で与えられる．また，式中のエネルギー勾

配 i_e は **(2.13) 式**で与えられる．フルード数 F_r の算出にあたっては，実河川横断面の水深に対して川幅が十分に広いことから，**(2.18) 式**において，径深 R の代わりに水深 h を使用した．水深 h は，Manning-Strickler 式[43] に流量 Q，水路幅 B を用い，相当粗度が粒径 d の 2.5 倍であるとして次式により算出した．

$$h = \left(\frac{k_s^{\frac{1}{6}} Q}{7.66 B \sqrt{g i_e}} \right)^{\frac{3}{5}} \tag{2.19}$$

ただし，k_s: 相当粗度, Q: 流量, B: 水路幅, g: 重力加速度, i_e: エネルギー勾配

図–2.27 に示すように，ケース 1-1 については砂堆形成期（t=0〜240 分）を含む流量増加期は k_s^*=1 付近で推移し，ピーク流量 $160l/s$ で砂堆が消失した時点で k_s^*=0.01 付近に低下した．その後の流量減少期は概ね k_s^*=0.01 前後で推移した．なお，図中の矢印は時系列を示す．ケース 1-2 では，**図–2.28** に示すように， 砂堆形成期を含む流量増加期は k_s^*=1 付近で推移し，ピーク流量 $160l/s$ で砂堆が消失した時点で k_s^*=0.01 付近に低下したのはケース 1-1 と同様であった．しかし，その後の流量減少期には k_s^* は徐々に増加して最終的には k_s^*=1 付近まで戻った．

ケース-1-1，1-2 を比較すると，ケース 1-1 については平坦床見合いのフルード数 F_r=0.8〜0.9 付近に閾値があり二価性の挙動を示した．ケース 1-2 については流量減少過程で相当粗度 k_s^* も増加しており，明瞭な二価性は観測されなかった．水理実験では流量の増加期，減少期ともに階段上の流量波形で定常状態で安定するのを待つ時間を取っており，各流量段階では河床が劇的に変化する様子は無かった．等流状態を保ったケースにおいては，河床抵抗が二価性を有する平坦床見合いのフルード数 F_r が存在する領域，すなわち同じ流量に対して水深が 2 つある領域の存在が示唆された．

ここで，再び**図–2.13**，**図–2.14** に示した実測フルード数の時間変化について考察する．図中の赤ライン及び緑ラインは平坦床見合いのフルード数であり，赤が Manning 公式，緑が対数則からの平均流速公式を使用して求めた値である．ケース 1-1 については，実測フルード数は砂堆が消失した t=540-600 分にかけて平坦床見合いのフルード数を超え，その後は上回った．これは砂堆消失後に平坦河床を保った実験結果と一致している．ケース 1-2 についても同様に実測フルード数は砂堆が消失した t=540-600 分にかけて平坦床見合いのフルード数を超えたが，その後は水面勾配の緩さに伴って低下し，t=660 分過ぎには平坦床見合いのフルード数を割り込んだ．その後 t=720 過ぎから砂堆が再形成された．砂堆の発生→発達→消失→再形成の現象プロセスと平坦床見合いフルード数が良く一致した．

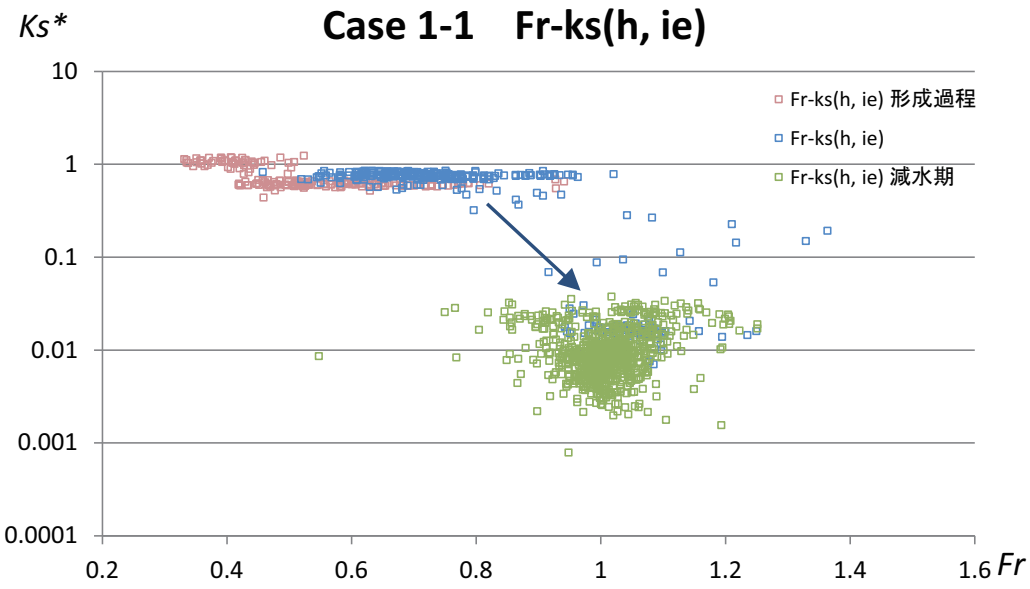


図 2.27: 相当粗度～フルード数（ケース 1-1）

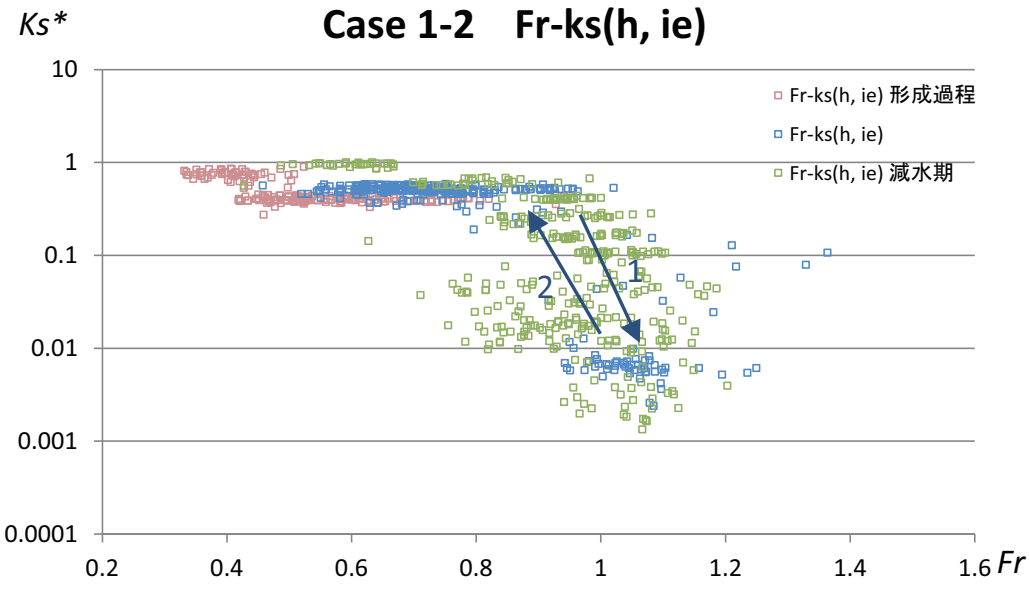


図 2.28: 相当粗度～フルード数（ケース 1-2）

2.4　この章の結論

本章では，非定常流量過程による小規模河床形態への影響を評価するため，砂堆の形成及び消失に関する水理実験による河床抵抗の検討を行なった．洪水波形は，流量変化に対する河床の応答遅れの影響を可能な限り排除するため，河床が安定するまで定常流量の時間を長く取った階段状の準非定常波形を用いた．実験及び考察により，以下のことが示された．

1) 流量変化に対する河床追従の時間遅れを可能な限り排除した実験において，下流端操作により等流状態を保ったケースでは砂堆消失後の流量減少過程においても平坦河床を保ち，砂堆消失以降に下流端操作を行なわず下流堰上げ傾向になったケースでは砂堆消失後の流量減少過程において砂堆が再形成された．非定常流量による河床遷移過程において，水面勾配及び流速が河床遷移を誘発する攪乱要因となっていることが分かった．

2) 無次元河床掃流力～無次元有効河床掃流力による評価では，岸・黒木により示された河床形態の遷移区分は等流状態を保った一連の非定常流量過程においても良好に一致し，河床形態が二価性となる領域の存在が示唆された．同時に，遷移領域はわずかな水理条件の乱れによって状態が遷移する敏感な現象であることが示され，当該実験水路規模では河床の遷移領域は中間的な値を取らず，砂堆河床，平坦河床のいずれかを二者択一する傾向があることが分かった．

3) 砂堆の遷移過程を規定する無次元河床掃流力は径深（水深）とエネルギー勾配（水面勾配）の積で表現され，このうち勾配のほうが大きな支配要因であることが分かった．同様の形の式であるフルード数は河床の遷移現象と良好に一致し，無次元量であるフルード数が砂堆の遷移過程を説明する変数として重要であることが分かった．また，平坦床見合いフルード数が安定して0.9付近を超える場合は河床の二価性を示す領域が存在する場合があることが示唆された．

第3章　非定常流量下における砂堆の形成・消失に関する実験的研究

第 2 章では，非定常流量波形の各時点での水理量に対応した河床形態を観測する目的で，流量変化に対する河床追従の時間遅れを排除するため，流量を一定時間保った準非定常（階段状）流量波形を用いて砂礫の発生・消失に関する水理実験を行なった．本章においては，同じ実験水路を使用し，波形を変えた非定常流量による連続した過程の砂堆の発生・消失に関する水理実験を行ない，準非定常流量による実験結果と比較することにより，流量及び水理量の非定常性が河床形態に及ぼす影響を検討した．

3.1　非定常流量波形（ケース2）

3.1.1　実験条件

実験水路の諸条件はケース 1 と同様とし，水路河床勾配 i=1/300，水路幅 B=0.6m，河床材料 d=0.34mm とした．また，測定項目もケース 1 と同じく**表–2.1** に示すとおりとした．測定機器の配置，移動床への給砂方法もケース 1 と同様とした．**図–3.1**，**図–3.2** に非定常流量波形を示す．ケース 2-1 と 2-2 の流量波形は同一であり，ピーク流量はケース 1 と同じ $160l/s$ である．なお，ケース 1 と同様に，通水開始から t=240 分までは砂堆の安定形成期の位置づけとした．下流端の操作手法に関しては以下のとおりとした．

ケース 2-1：観測区間の平均水深と下流端水深が等しくなるように操作
（ほぼ等流状態）
ケース 2-2：非定常波形前の t=240 分まではケース 2-1 と同様とし，非定常
波形に入った t=240 分過ぎは操作無し

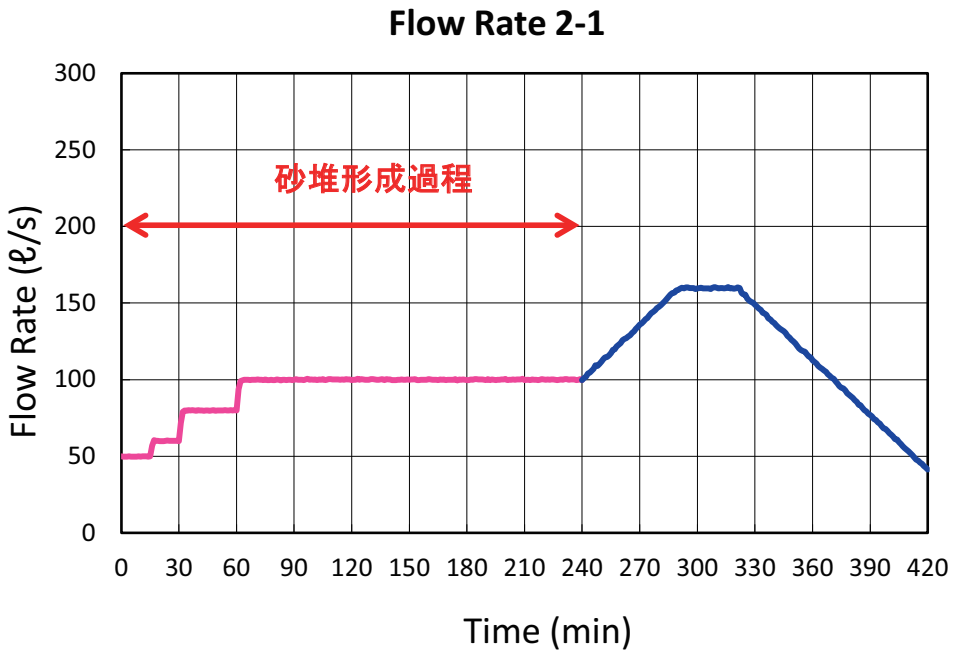


図 3.1: 非定常流量ハイドログラフ（ケース 2-1）

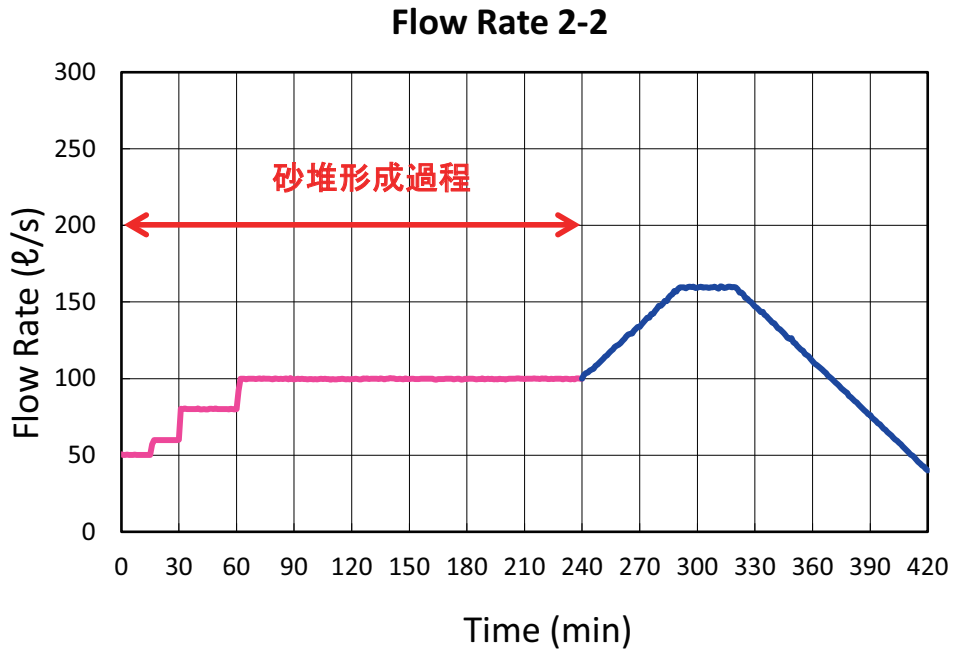


図 3.2: 非定常流量ハイドログラフ（ケース 2-2）

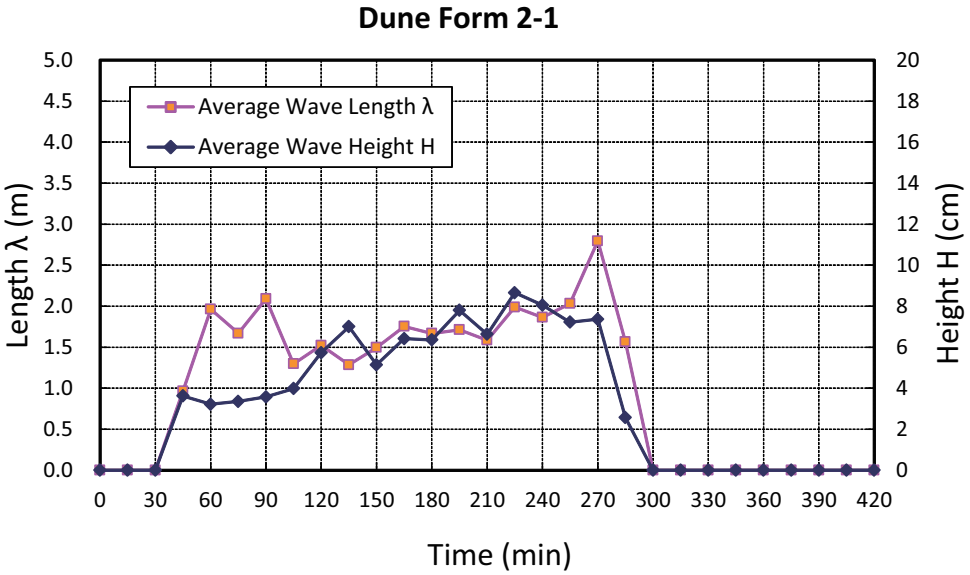


図 3.3: 砂堆波長及び波高の時間変化（ケース 2-1）

3.1.2 実験結果

砂堆の波長，波高

図–3.3 及び**図–3.4** に砂堆の波長及び波高の時間変化を示す．ケース 2-1，2-2 とも流量増加過程は同一波形であり，通水開始から t=240 分にかけて安定的に砂堆が形成された．両ケースとも t=300 分過ぎにかけて砂堆が消失し，下流端を平均水深で操作したケース 2-1 では砂堆は再形成されず平坦河床を保った．t=240 分以降に下流端操作を行なわなかったケース 2-2 では，t=360 分過ぎから砂堆が再形成され始めた．

水深，フルード数

水深は砂堆の形成，発達及び消失状況と連動しており，砂堆の形成，発達とともに増加し，非定常波形で流量が増加し始めた t=240 分以降は徐々に低下傾向になった．下流端を平均水深で操作したケース 2-1 については砂堆が消失した t=300 分後も低下を続けたが，砂堆消失以降は下流端操作を行わなかったケース 2-2 については砂堆消失後，ほぼ同じ値を保った．**図–3.5**，**図–3.6** に水深の時系列変化を示す．

フルード数 F_r は水深と逆相関傾向となり，非定常波形で流量が増加し始めた t=240 分以降は上昇し，砂堆が消失した t=300 分過ぎは，平坦河床を保ったケース 2-1 ではほぼ同じ値を保ち，砂堆が再形成されたケース 2-2 では再び減少に転じた．**図–3.7**，**図–3.8** にフルード数の時間変化を示す．図中に示すラインはピーク

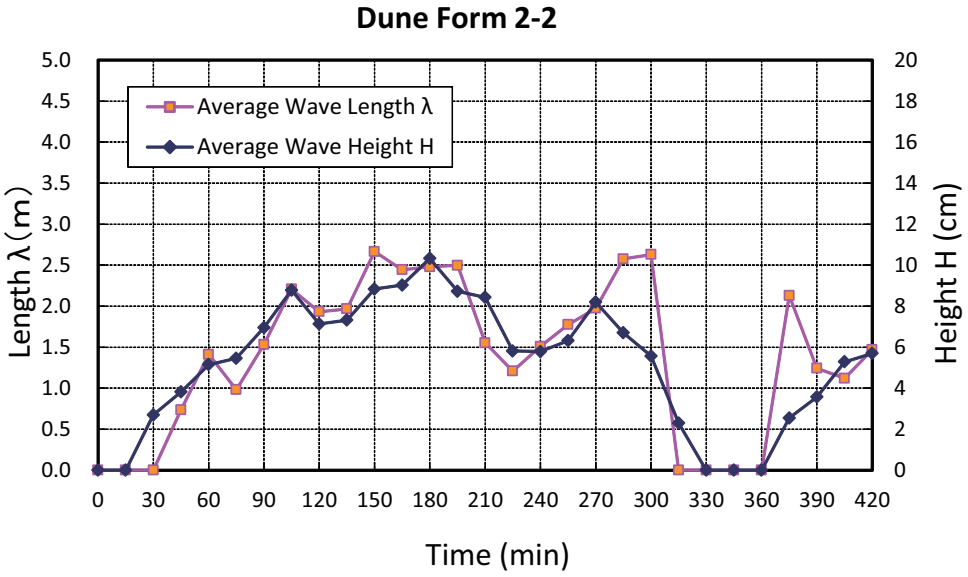


図 3.4: 砂堆波長及び波高の時間変化（ケース 2-2）

流量 $160l/s$ において平坦河床の場合の等流計算から得られるフルード数で，赤が Manning 公式 **(2.5) 式**，緑が対数則から得られる平均流速公式 **(2.6) 式**をそれぞれ用いて求めたものである．

水面勾配

図–3.9 ，**図–3.10** に水面勾配の時間変化を示す．ケース 2-1 については，下流端を平均水深で操作していたが，砂堆の形成期である通水開始から t=240 分までは河床勾配よりも緩い傾向だった．砂堆が消失した t=300 分以降はばらつきはあるものの，平均すると河床勾配 i=1/300 と概ね一致した．ケース 2-2 については，過程の全体で緩勾配傾向であり，非定常流量波形が始まった t=240 分から砂堆消失した t=300 分にかけて水面勾配の急激な増加と減少，すなわち水面形の乱れが見られた．

3.1.3 水深～流量曲線

図–3.11 ，**図–3.12** に実験プロセスにおける水深と流量の関係を示す．第 2 章と同様に，図中の矢印は時系列を示す．ケース 2-1 については，非定常流量波形が始まった $100l/s$ から徐々に水深が低下し，$160l/s$ において砂堆が消失した．その後も流量の減少にともなって水位も漸減し，明瞭ではないものの水位～流量曲線にある流量に対する水位の二価性が観測された．これに対して，ケース 2-2 でも非

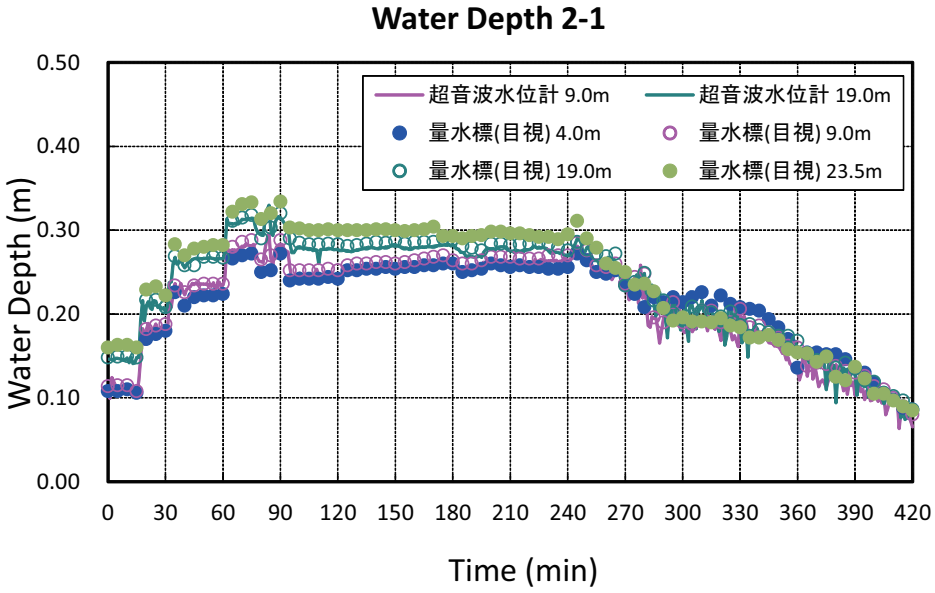


図 3.5: 水深の時間変化（ケース 2-1）

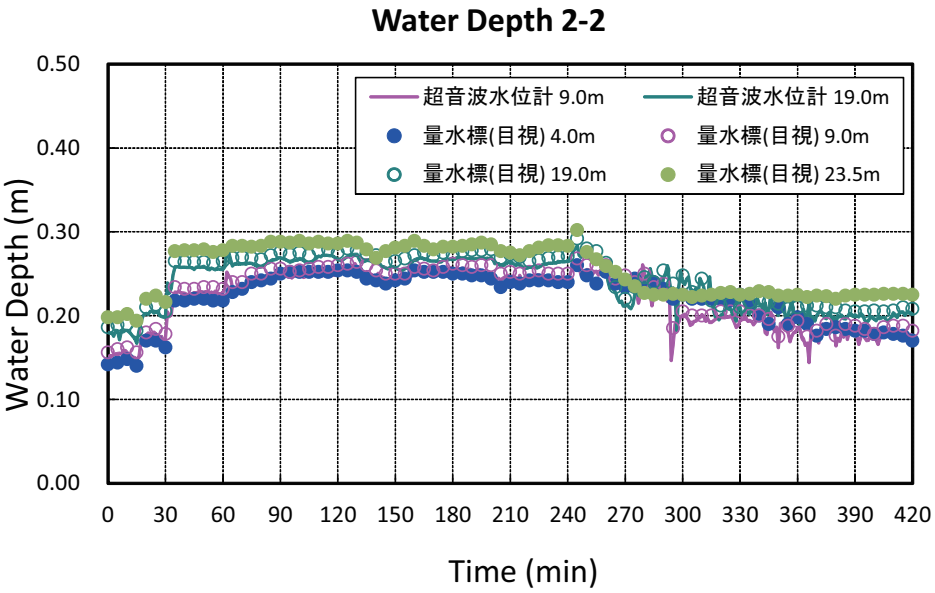


図 3.6: 水深の時間変化（ケース 2-2）

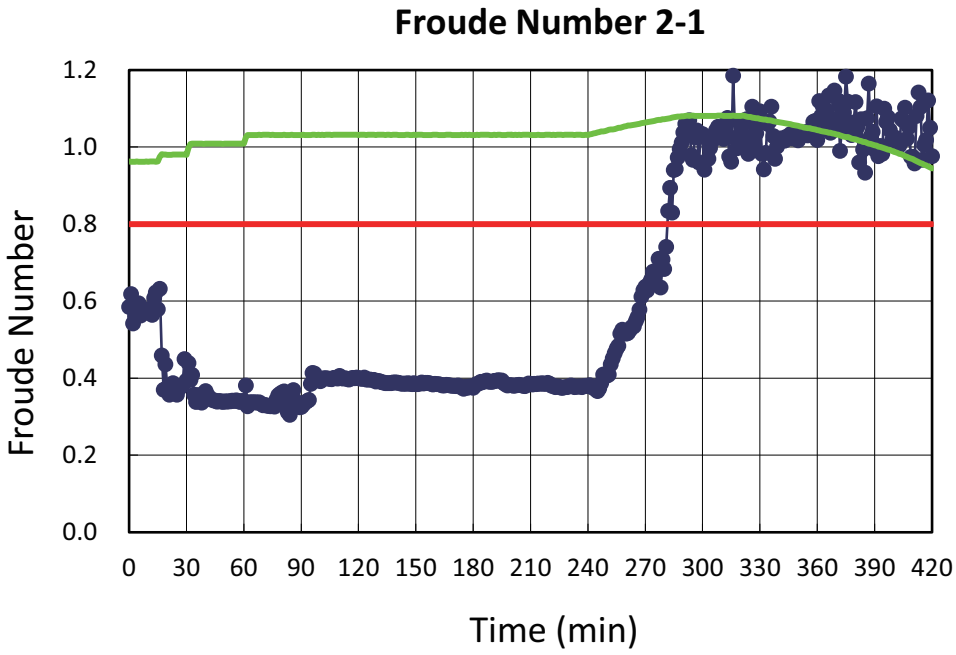


図 3.7: 実測フルード数の時間変化（ケース 2-1）

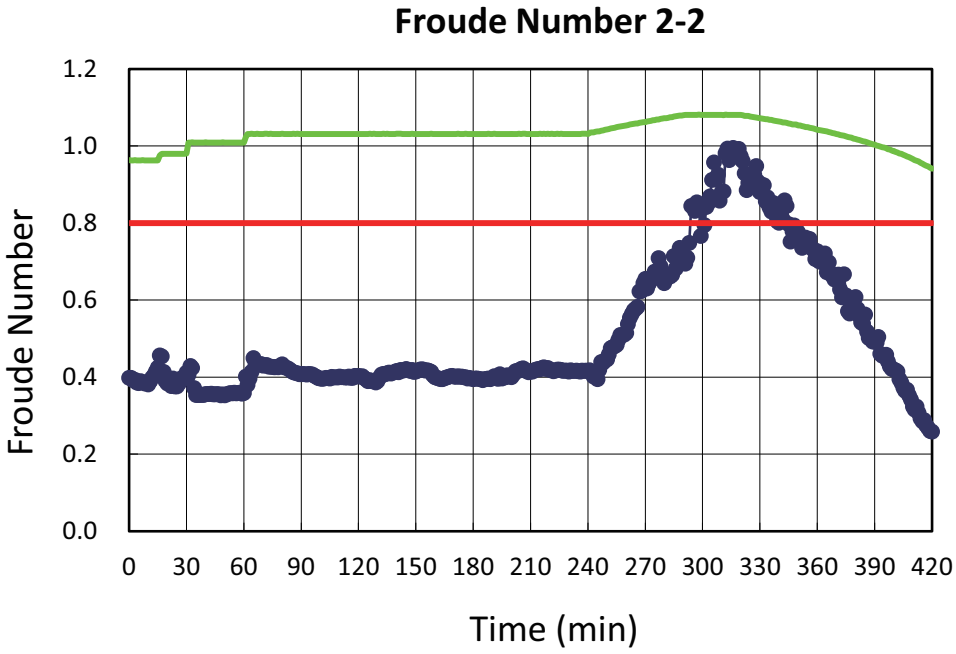


図 3.8: 実測フルード数の時間変化（ケース 2-2）

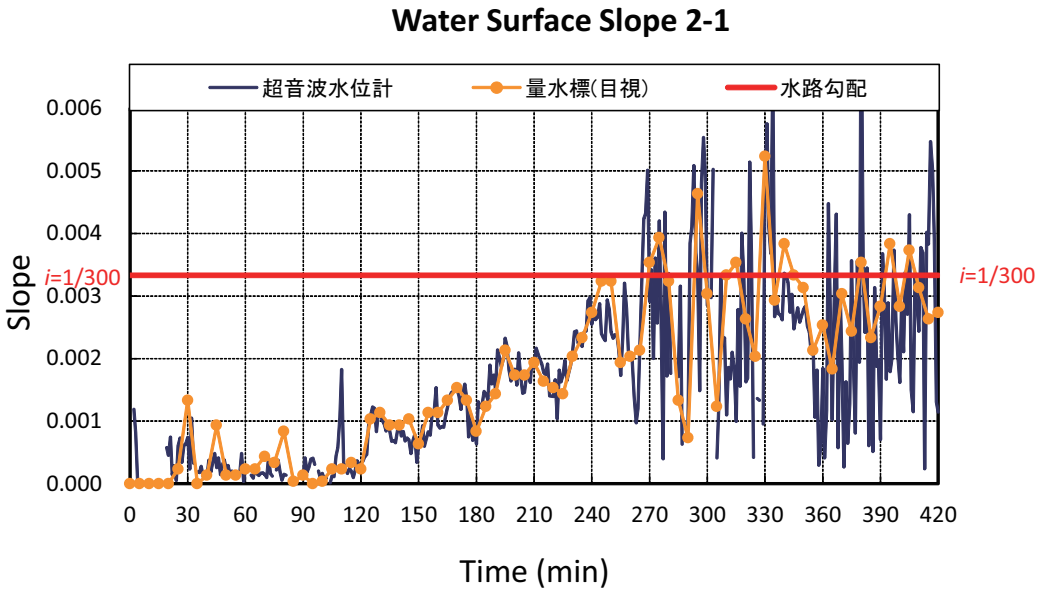


図 3.9: 水面勾配の時間変化（ケース 2-1）

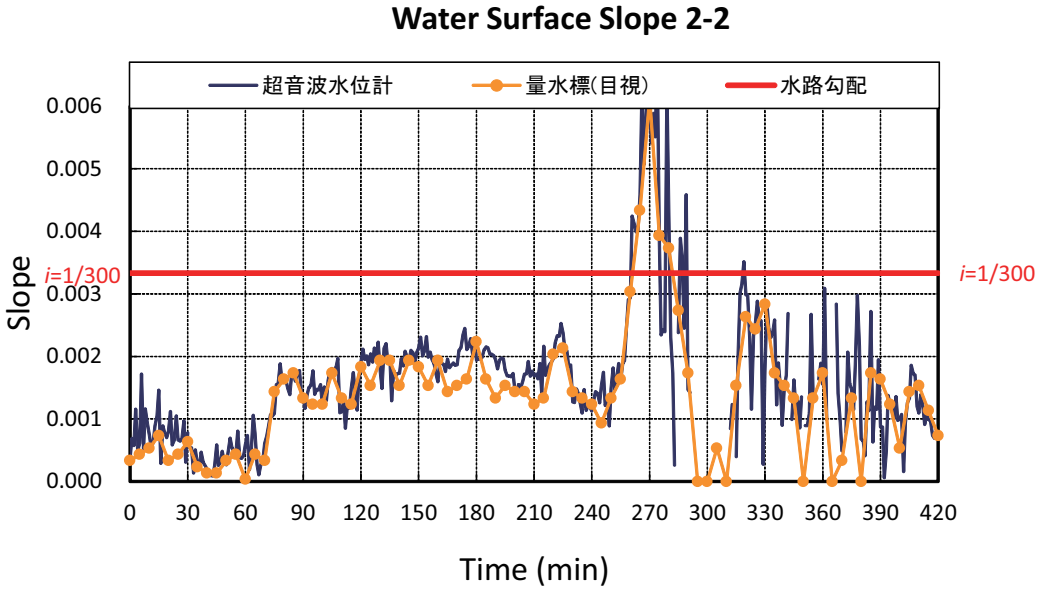


図 3.10: 水面勾配の時間変化（ケース 2-2）

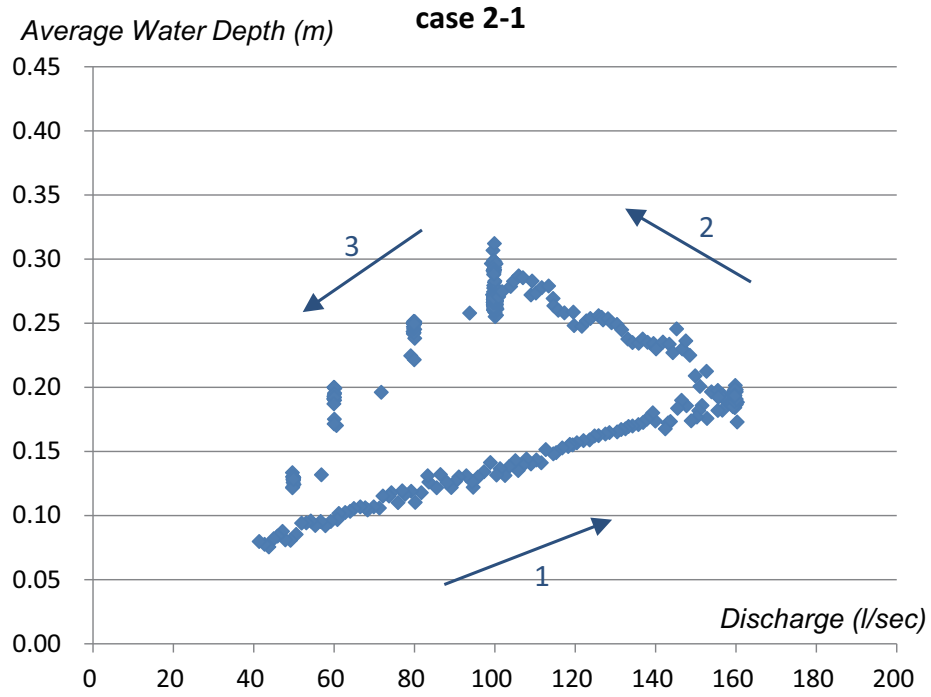


図 3.11: 水深～流量の関係（ケース 2-1）

定常流量波形が始まった $100l/s$ から水位が低下したがその速度はケース 2-1 よりも緩やかであった．砂堆が消失した $160l/s$ 以降は流量の減少にもかかわらず水位はほぼ横ばいとなり，水位～流量曲線はループ状を描いた．

3.2 非定常流量波形（ケース 3）

3.2.1 実験条件

実験水路の諸条件はケース 1，2 と同様とし，水路河床勾配 i=1/300，水路幅 B=0.6m，河床材料 d=0.34mm とした．また，測定項目もケース 1，2 と同じく**表–2.1** に示すとおりとした．測定機器の配置，移動床への給砂方法もケース 1,2 と同様とした．**図–3.13**，**図–3.14** に非定常流量波形を示す．ケース 2 とケース 3-1 の違いはピーク流量の継続時間を短縮したものであり，さらにケース 3-2 では非定常波形の時間を短縮し，結果としてピーク流量も小さくなった．なお，これまでのケースと同様に，通水開始から t=240 分までは砂堆の安定形成期の位置づけとした．下流端の操作手法に関しては，ケース 3-1，3-2 ともに観測区間の平均水深（ほぼ等流状態）となるように操作した．

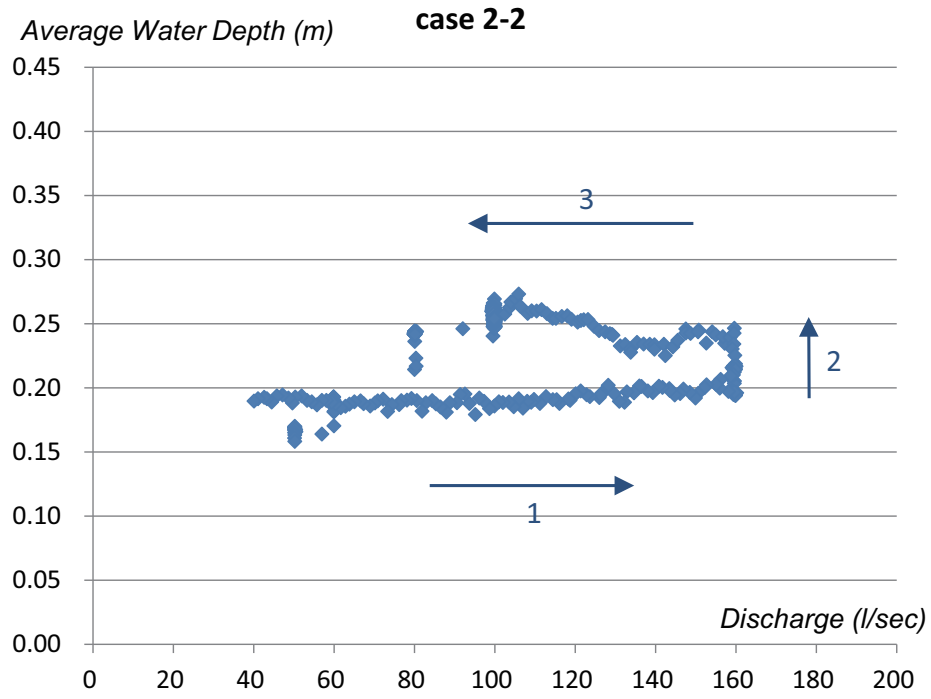


図 3.12: 水深～流量の関係（ケース 2-2）

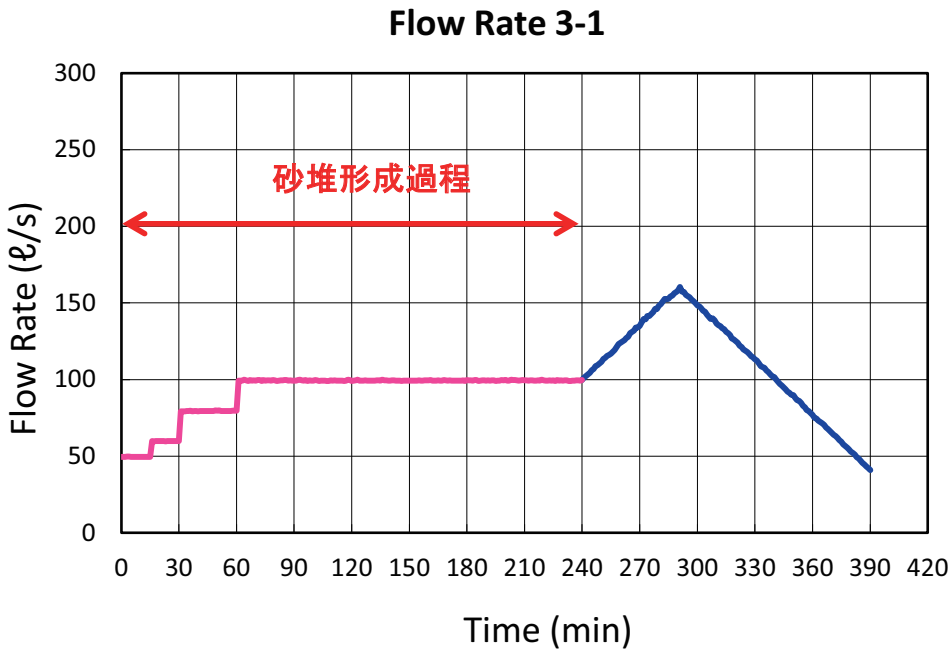


図 3.13: 非定常流量ハイドログラフ（ケース 3-1）

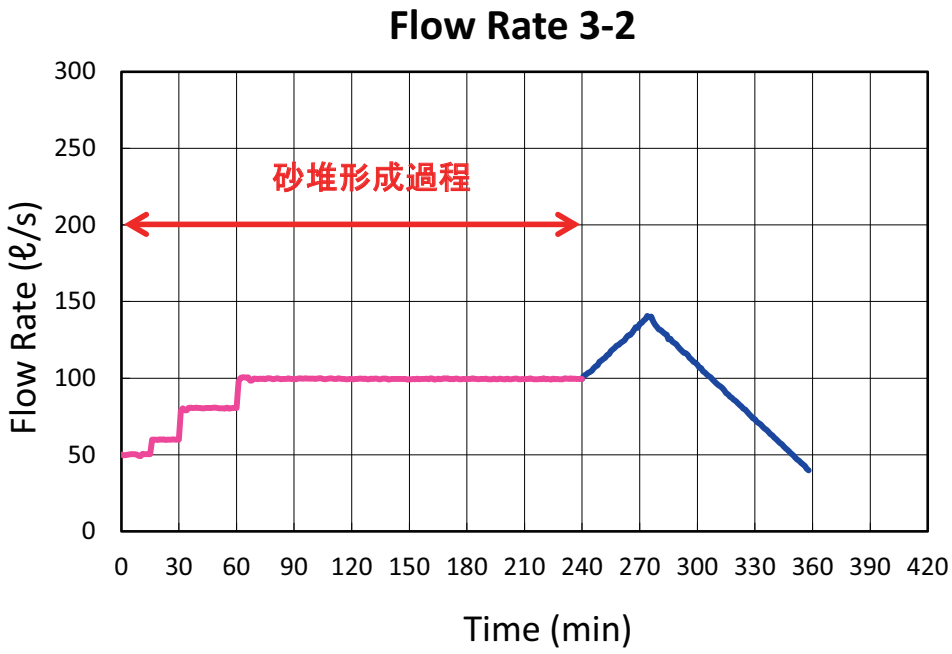


図 3.14: 非定常流量ハイドログラフ（ケース 3-2）

3.2.2 実験結果

砂堆の波長，波高

図–3.15 及び**図–3.16** に砂堆の波長及び波高の時間変化を示す．ケース 3-1，3-2 とも，通水開始から t=240 分にかけて安定的に砂堆が形成された．両ケースとも t=300 分前後にかけて砂堆が消失し，平坦河床への遷移以降，砂堆は再形成されず平坦河床を保った．

水深，フルード数

水深は砂堆の形成，発達及び消失状況と連動しており，ケース 3-1，3-2 とも砂堆の形成，発達とともに増加して安定し，非定常波形で流量が増加し始めた t=240 分以降は徐々に低下傾向になった．砂堆が消失して平坦河床に遷移した t=300 分以降低下を続けた．**図–3.17**，**図–3.18** に水深の時系列変化を示す．

フルード数 F_r は水深と逆相関傾向となり，両ケースとも非定常波形で流量が増加し始めた t=240 分以降は上昇し，砂堆が消失した t=300 分過ぎはではほぼ同じ値を保った．**図–3.19**，**図–3.20** にフルード数の時間変化を示す．図中に示すラインはピーク流量 $160l/s$ において平坦河床の場合の等流計算から得られるフルード数で，ケース 2 と同様に赤が Manning 公式 **(2.5) 式**，緑が平均流速公式 **(2.6) 式** をそれぞれ用いて求めたものである．

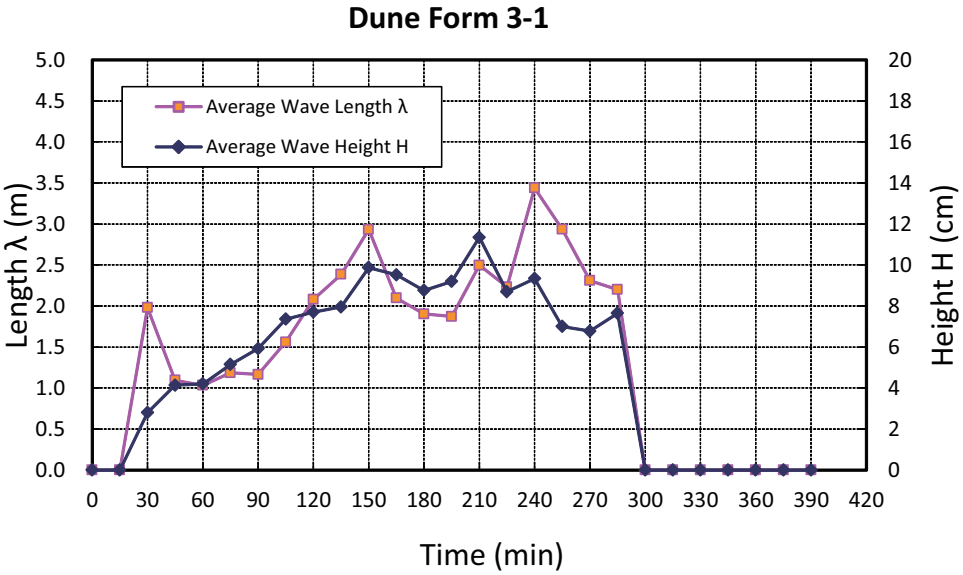


図 3.15: 砂堆波長及び波高の時間変化（ケース 3-1）

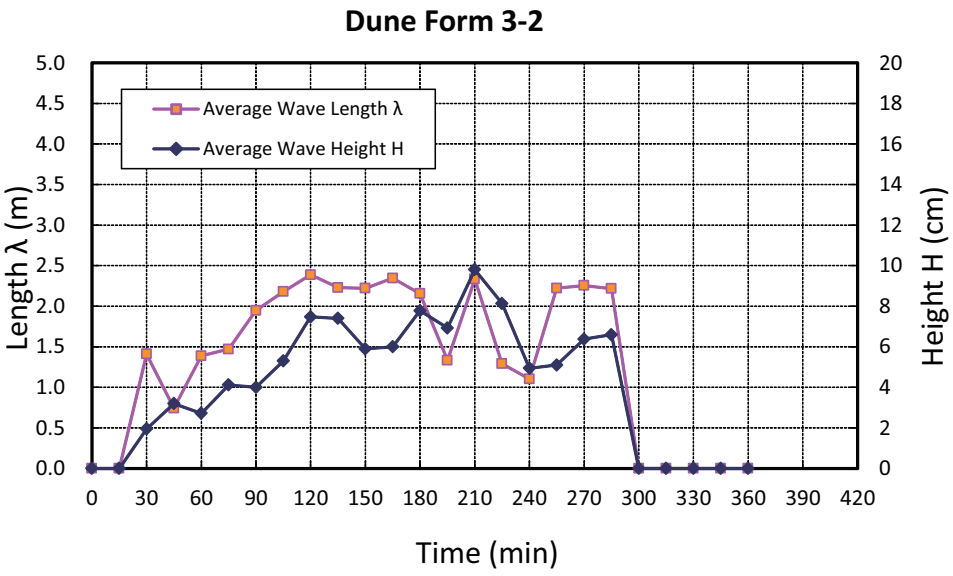


図 3.16: 砂堆波長及び波高の時間変化（ケース 3-2）

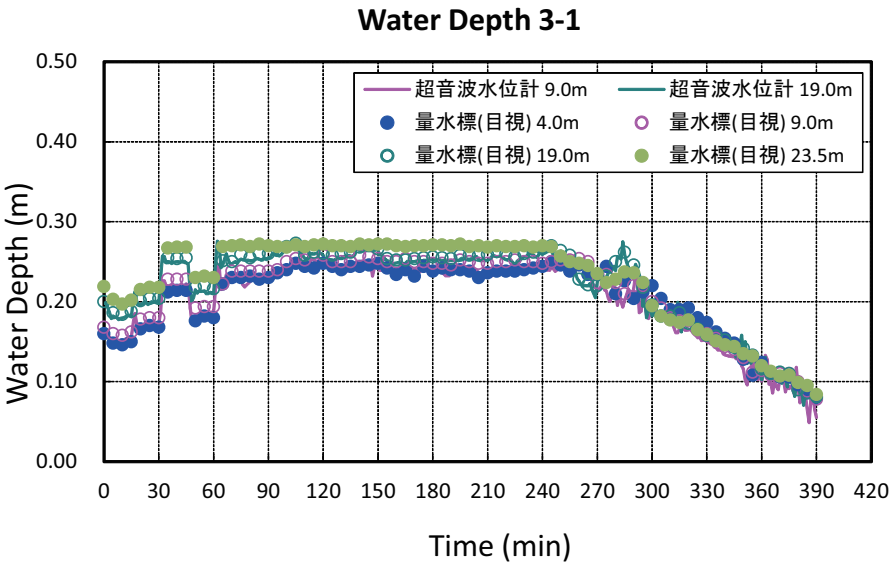


図 3.17: 水深の時間変化（ケース 3-1）

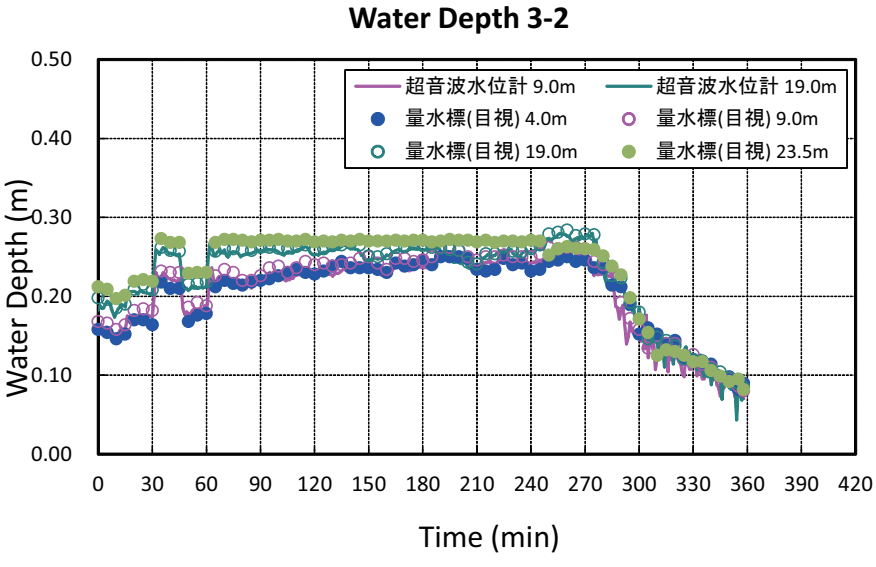


図 3.18: 水深の時間変化（ケース 3-2）

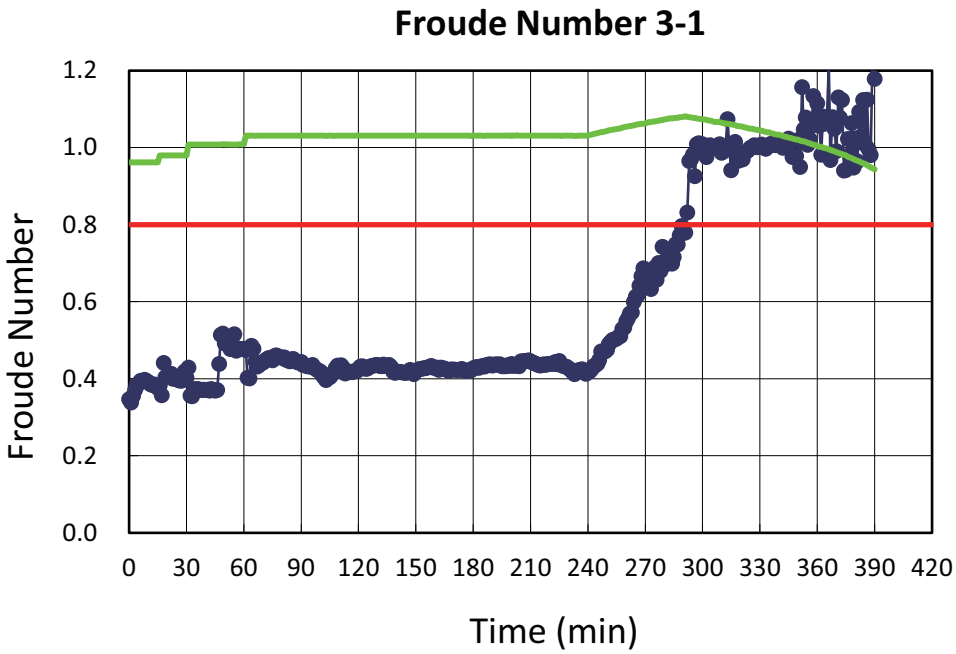


図 3.19: 実測フルード数の時間変化（ケース 3-1）

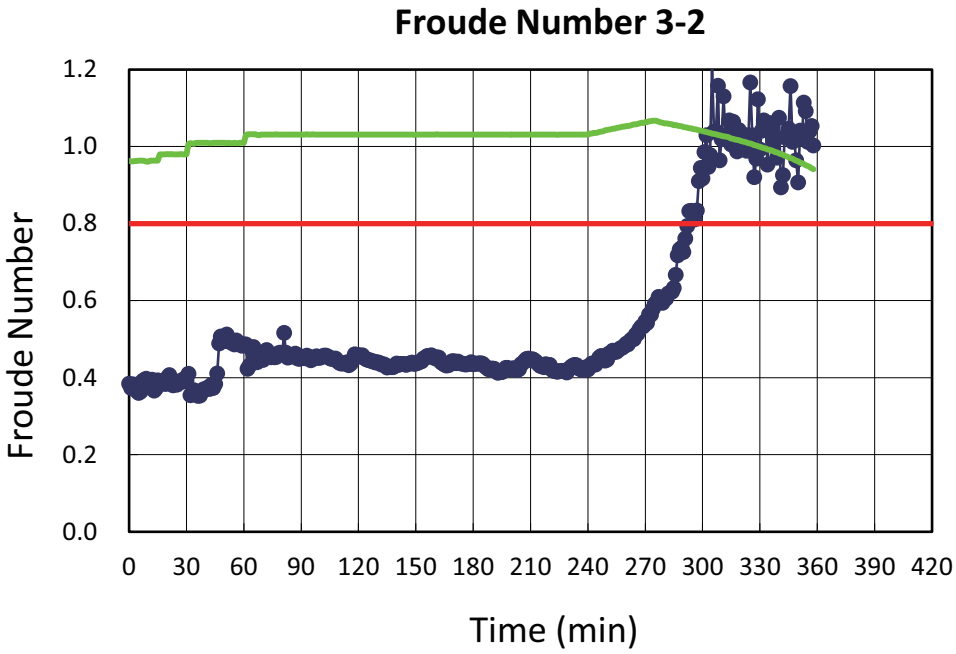


図 3.20: 実測フルード数の時間変化（ケース 3-2）

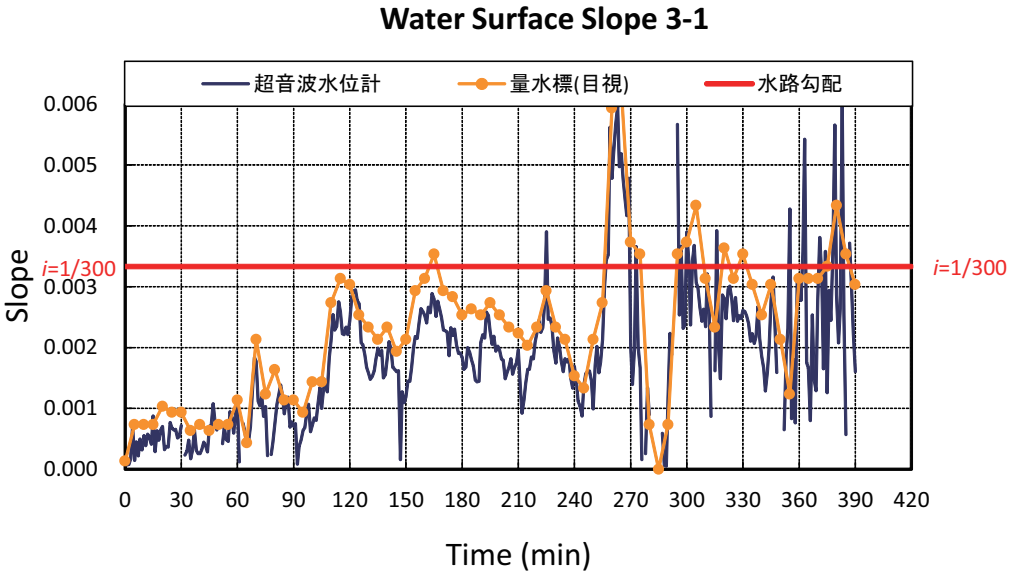


図 3.21: 水面勾配の時間変化（ケース 3-1）

水面勾配

図–3.21，**図–3.22** に水面勾配の時間変化を示す．ケース 3-1，3-2 ともに下流端を平均水深で操作していたが，砂堆の形成期である通水開始から t=240 分までは河床勾配よりも緩い傾向だった．両ケースとも砂堆が消失する直前である t=270-300 分にかけて水面勾配の急激な増加と減少，すなわち水面形の乱れが見られた．平坦河床に遷移した以降は，ばらつきはあるものの，平均すると河床勾配 i=1/300 と概ね一致した．

水深～流量曲線

図–3.23，**図–3.24** に実験プロセスにおける水深と流量の関係を示す．図中の矢印は時系列を示す．ケース 3-1 については，非定常流量波形が始まった $100l/s$ から徐々に水深が低下し，$160l/s$ において砂堆が消失した．その後も流量の減少にともなって水位も漸減し，水位～流量曲線ではある流量に対する明瞭な水位の二価性が観測された．ケース 3-2 では $130l/s$ 付近までは水位が上昇し，その後は低下に転じた．砂堆が消失したのは流量減少過程の $110l/s$ 付近であり，そこまでの水位低下は比較的急勾配だったが，砂堆の消失以降は水位の低下速度は緩やかになった．非定常流量波形の過程全体では，ある流量に対する明瞭な水位の二価性が観測された．

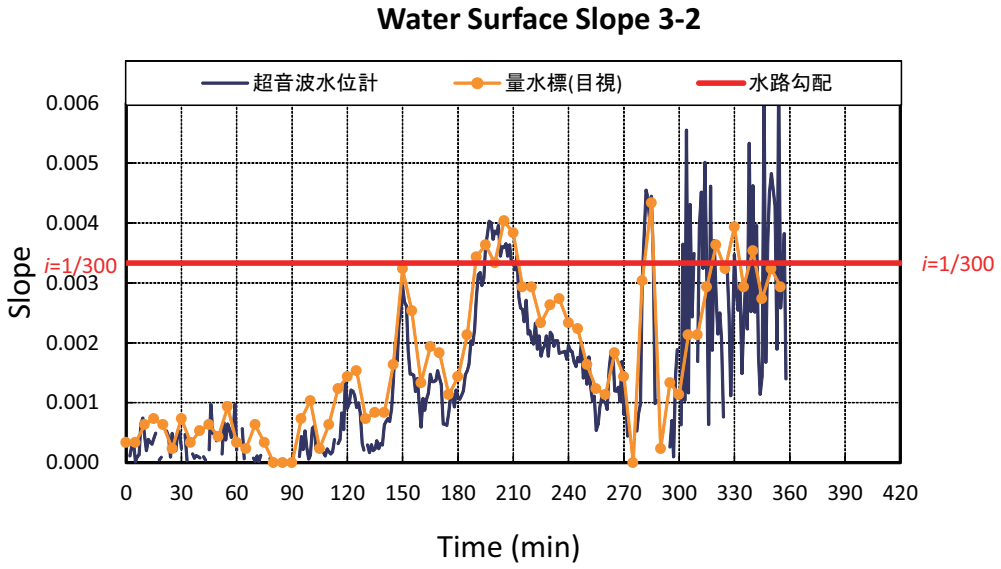


図 3.22: 水面勾配の時間変化（ケース 3-2）

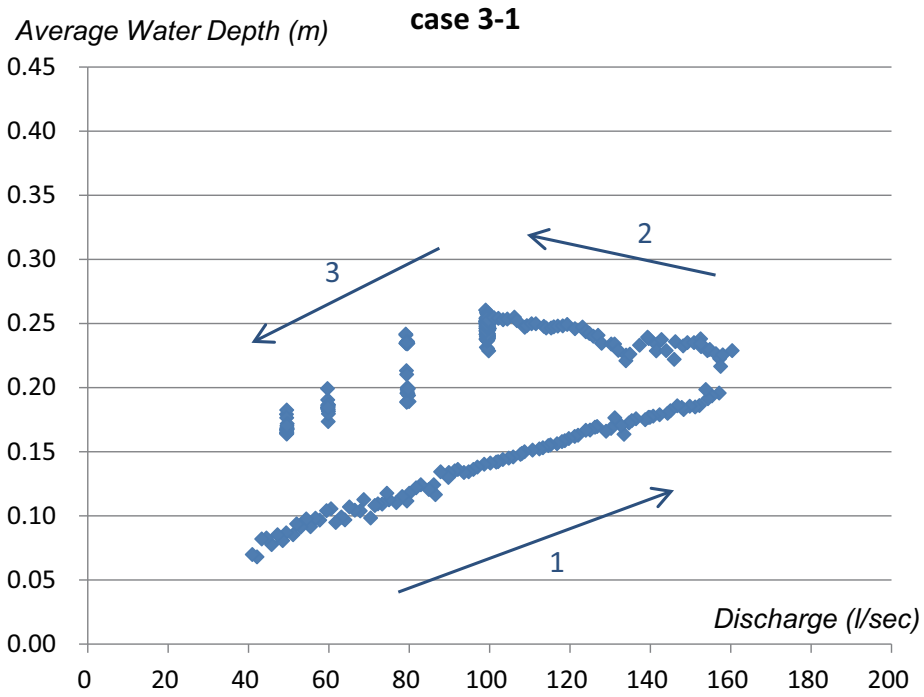


図 3.23: 水深～流量の関係（ケース 3-1）

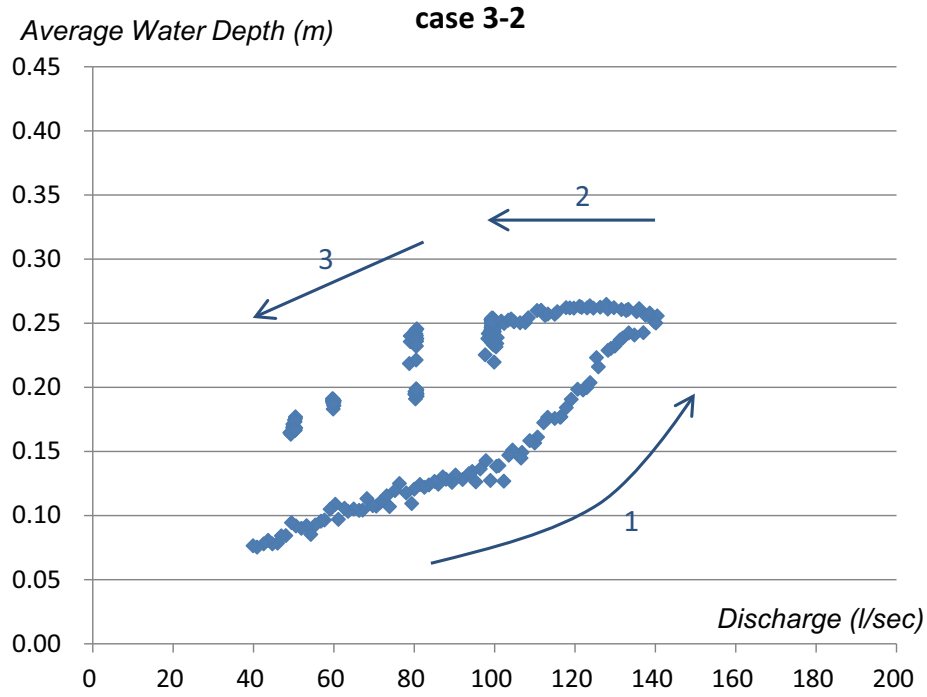


図 3.24: 水深～流量の関係（ケース 3-2）

3.3 非定常流量波形（粒径小）

3.3.1 実験概要

本節では，河床材料を粒径を小さいものに替え，非定常流量波形による移動床実験を行なった．平均粒径 d=0.18mm の砂を使用し，予備実験等による砂堆の発生条件から，同一実験水路の水路幅を B=0.7m，河床勾配を i=1/667(0.0015) に変更した．**図–3.25** に実験で用いた流量ハイドログラフを示す．ハイドログラフは渡邊ら [44] により示されている次式で与えられる波形とした．なお，300 分波形については，ピーク流量の継続時間を 60 分間確保して引き延ばした．

$$D_0 = \left\{ \frac{\delta(t_* + \alpha)^2}{{t_*}^2 + \beta} - \gamma \right\}^{\frac{3}{2}} \tag{3.1}$$

ここで，D_0：初期水深 h_0 で無次元化した水深 (D_0=h/h_0)，t_*：ハイドログラフの継続時間 T で無次元化した時間（$t_* = t/T$），$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ は定数.

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ は，北海道の河川の実績洪水波形（昭和 56 年 8 月豊平川など）に適合す

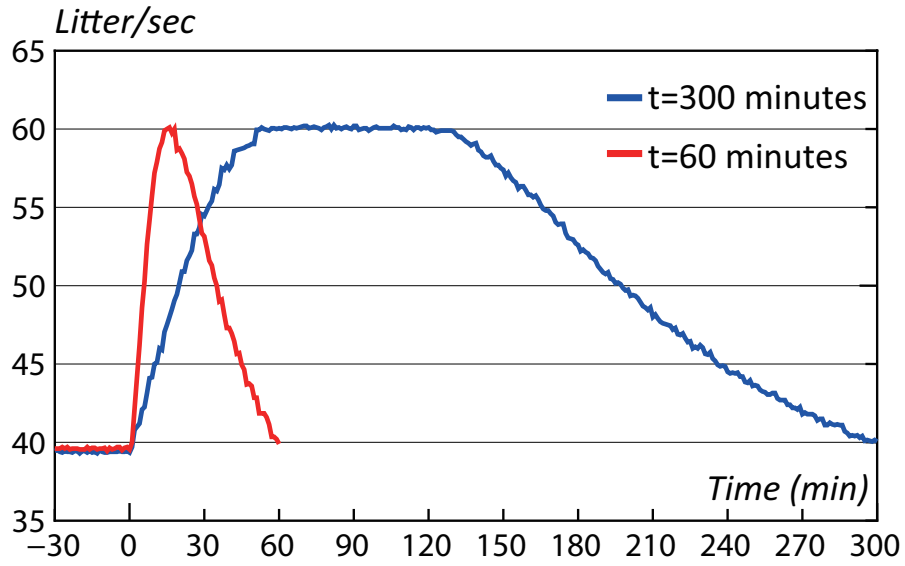


図 3.25: 非定常流量ハイドログラフ（ケース：粒径小）

表 3.1: 実験における測定項目

測定間隔	測定項目
1 分ごと	時間，流量，水位（超音波及び目視），画像撮影（近景：水平及び垂直）
30 分ごと	Dune の位置，波長，波高，画像撮影（遠景）
適宜	浮遊砂濃度（流量上昇期，ピーク時，下降期）

るように設定し，α=0.5，β=0.125，γ=1.2，δ=1.1 とした．300 分，60 分流量ハイドログラフともにこの値を用いた．

表–3.1 に本実験での測定項目を示す．予備実験の結果から，初期平坦河床に流量 $40l/s$ を通水し，砂堆が安定的に形成された時点を初期条件として，ピーク流量を $60l/s$ とする 300 分及び 60 分の 2 種類の流量波形により，砂堆の消失過程及び河床抵抗の変動過程を測定した．流量ハイドログラフの形成には 1 分毎に流量調節が可能な装置を用い，流量の急激な変化による攪乱の河床形態への影響を抑えた．また，河床形状の時系列変化過程を解析するため，上流側から 9m-19m の区間でデジタルカメラを用いて 1 分毎に測定区間の垂直方向，水平方向から画像撮影を行なった．9m 及び 19m 地点に超音波水位計を横断方向にそれぞれ 3 台設置し，水位の測定を行なった．基本的に，結果諸量の算出にはこの水位を使用した．実験期間中の水面勾配を一定に保つ目的で，実験水路上流端から 5m, 9m, 19m, 23.5m

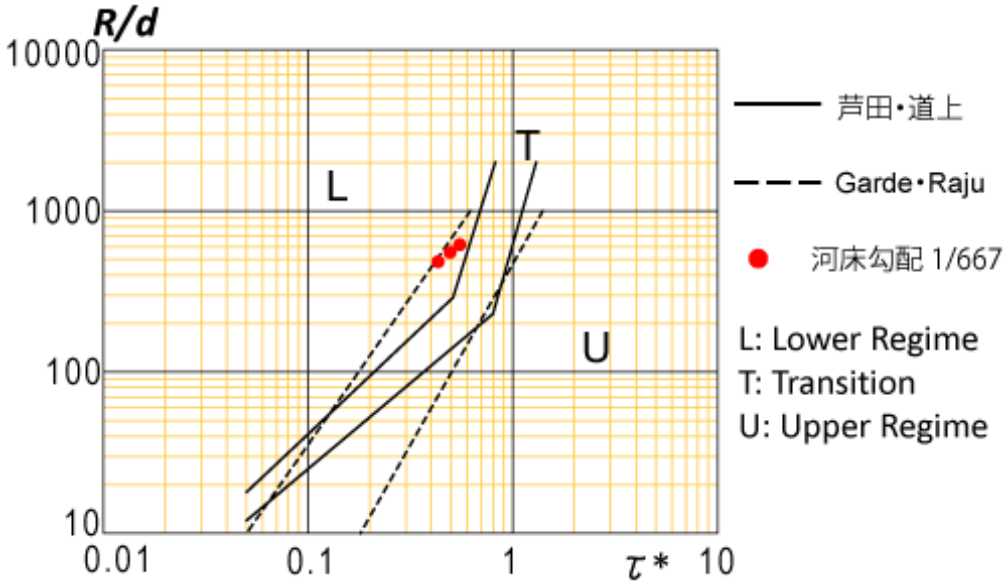


図 3.26: 実験水路の河床形態区分

の位置にゲージを設置し，1 分毎の水位を目視により補完測定した．

河床形態区分

河床材料が小さい移動床水理実験の場合，砂漣（ripples）が発生し砂堆と混在することにより観測が困難になる懸念があった．本実験ケースにおいては，**図–3.26** に示すように，実験条件の最小流量 $40l/s$，中間流量 $50l/s$，最大流量 $60l/s$ が河床材料の粒径 d=0.18mm に対して，芦田・道上及び Garde-Raju の河床形態区分で dune 発生域となることを確認した．縦軸は径深粒径比 R/d，横軸は無次元掃流力 τ_* である．実験水路の最大給水能力 $180l/s$ の範囲内で R/d >500 を満たす組み合わせとして，河床勾配 i_b=0.0015，流量 Q=40 - $60l/s$ を設定した．この条件で平坦河床に実際に通水したところ，$60l/s$ では平坦河床のままであり，$50l/s$ では砂漣 (ripple) が混在し，$40l/s$ では明瞭な砂堆の安定形成が見られた．このため，砂堆の安定形成と非定常流量ハイドログラフの初期値を $40l/s$ とし，平坦河床となる $60l/s$ を最大流量として設定した．

実験条件は，芦田・道上の河床形態区分 [45] では Lower Regime，Garde・Raju の河床形態の区分 [46] では Transition 領域に属した．また，実験条件下のフルード数は概ね F_r=0.55 - 0.7 で常流であった．粒子レイノルズ数は Re=6 前後であり，砂漣 (ripple) の発生領域であるが，本実験の条件では砂漣 (ripple) の波長は 54mm - 270mm（粒径の 300 - 1500 倍）となり，本実験で観測された砂堆 (dune) の波長 1.2m - 1.5m とは明らかに異なるため区別は明確であった．

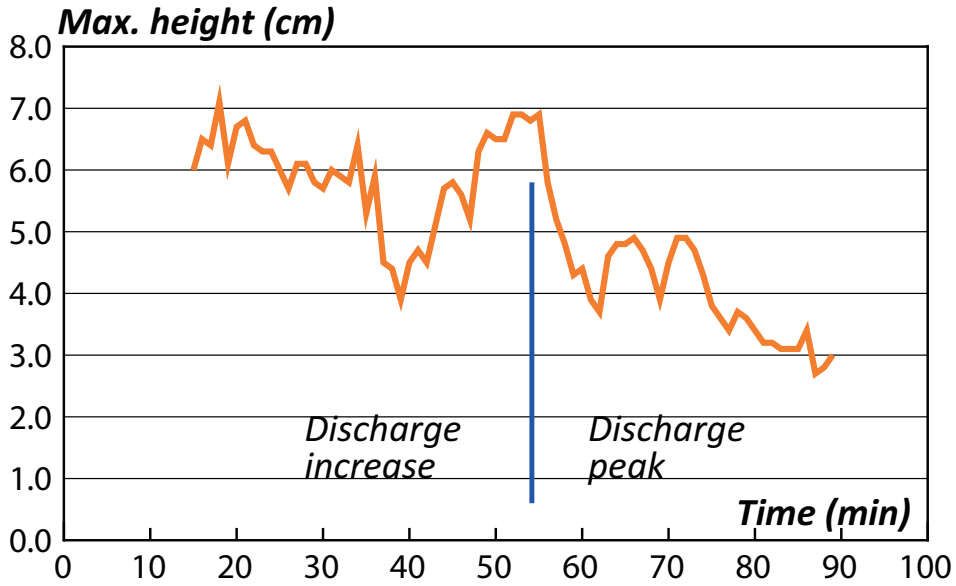


図 3.27: 最大波高の時系列変化（300 分ケース）

3.3.2 実験結果

最大波高

砂堆が消失していく過程を，砂堆の最大波高で評価した．最大波高は，各時点で最も高い頂部と最も低い底部の差とした． **図–3.27** 及び**図–3.28** に初期条件の砂堆が消失していく過程における最大波高の変遷を示す．図には流量波形の上昇期，ピーク期，減少期を示した．初期条件とした砂堆は砂漣 (ripple) との混在が見られ，砂堆自体の波高は明瞭に測定できなかった．300 分ケースでは，非定常開始後 30 分頃までは砂堆と砂漣 (ripple) がやや混在し，t=40 分過ぎには砂漣 (ripple) が消えて明瞭な砂堆が観測されるようになった．60 分ケースでは，非定常開始後 15 分頃までは砂堆と砂漣 (ripple) がやや混在し，t=20 分過ぎには砂漣 (ripple) が消えて明瞭な砂堆が観測されるようになった．両ケースとも，流量増加とともに砂漣 (ripple) が消失して砂堆形状が明瞭に観測される過程で，砂堆波高が増大する現象が見られた．300 分流量波形のケースでは，流量ピーク期直前から波高の増大が止まり，その後時間をかけて徐々に波高が低下して最終的に平坦床へと遷移していく様子が観測された．平坦床へと遷移する間も，水路上流端では新たな砂堆が発生し続けていた．水路上の砂堆が流下していく過程で波高が低下すると同時に，上流端で新たに発生する砂堆の波高も低下していくというように，水路上の砂堆の波高自体が時間とともに徐々に低下して，t=120 分付近で砂堆が完全に消失し水路全体が平坦床へと遷移する過程が観測された．この間，波高の低下が観測されたのに対して，波長については大きな変化は無かった．

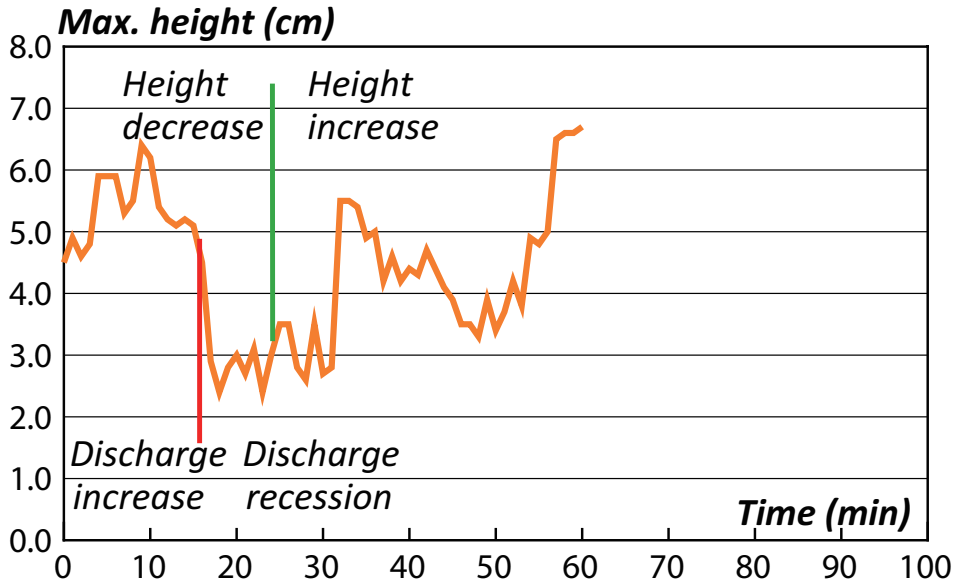


図 3.28: 最大波高の時系列変化（60 分ケース）

60 分流量波形のケースでは，300 分ケースと同様に砂堆の流下にしたがって波高が低くなり，上流端で発生する砂堆の波高自体も時間とともに徐々に低下していく過程が観測された．しかし，砂堆の完全な消失と平坦河床への遷移までには至らず，**図–3.28** に示されるように，非定常開始 30 分を過ぎた頃から低くなった砂堆の波高が再び上昇し始めて明瞭な砂堆が再形成されるようになった．この間，砂堆の波高は低下と上昇を示したのに対して，300 分ケースと同様，波長に大きな変化は見られなかった．**図–3.29** 及び**図–3.30** に 300 分ケースの砂堆の移動状況と平坦河床になった状態を示す．砂堆は時間とともに波高は低くなったが，波長についてはほぼ一定値を保ちながら下流に移動している様子が確認された．なお，この写真は砂堆の側面部の断面形状を表している．実験で形成された砂堆は横断方向には直線形状を取らず，曲線で角度がついていたため，側面形状のみから砂堆の全体形状を計測するのは困難であった．

水深～流量曲線

非定常流れにおける河床抵抗値の多価性，河床形態の追従遅れを検証するため，水深～流量曲線による評価を行なった．**図–3.31** 及び**図–3.32** に 300 分，60 分ケースにおける水位～流量曲線を示す．図中の矢印は時系列を示す．300 分ケースは流量上昇とともに水位が上昇し，ピーク流量 $60l/s$ で砂堆が消失した時点で水位が低下した．その後，流量減少の期間は水位の低減が継続した．$60l/s$ から $58l/s$ にかけて水位が一時的に上昇しているが，目視では明瞭な河床波は確認されなかった．

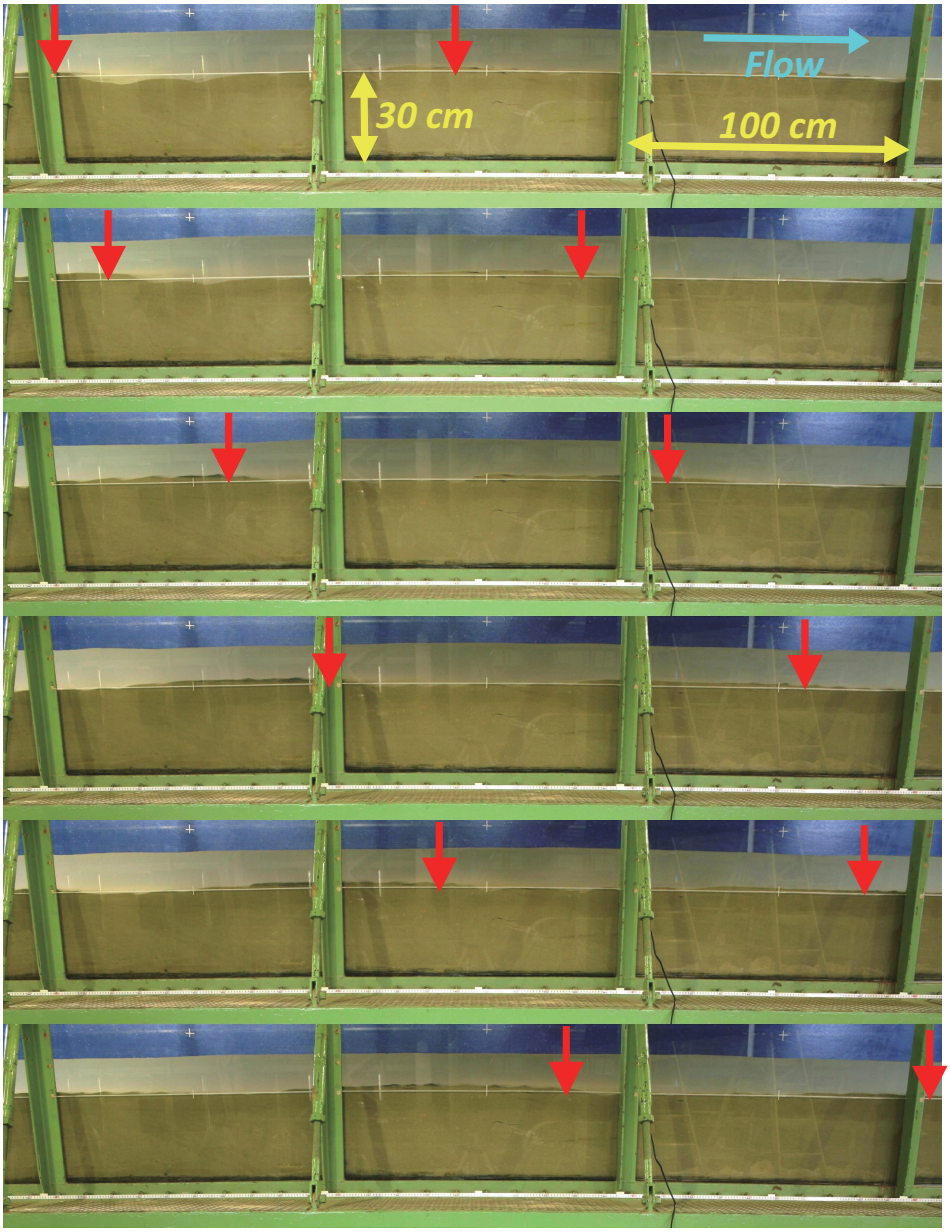


図 3.29: 砂堆の移動状況（t=55 から 70min まで 3 分間隔）

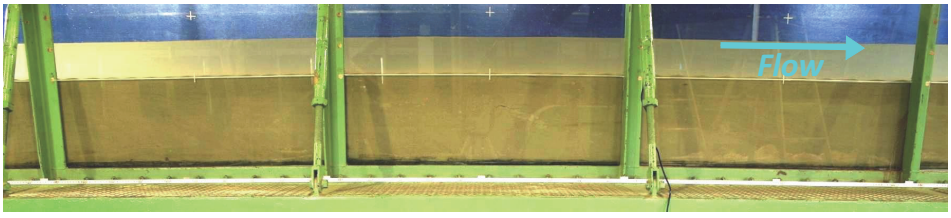


図 3.30: 砂堆が消失し平坦になった状況（t=150min）

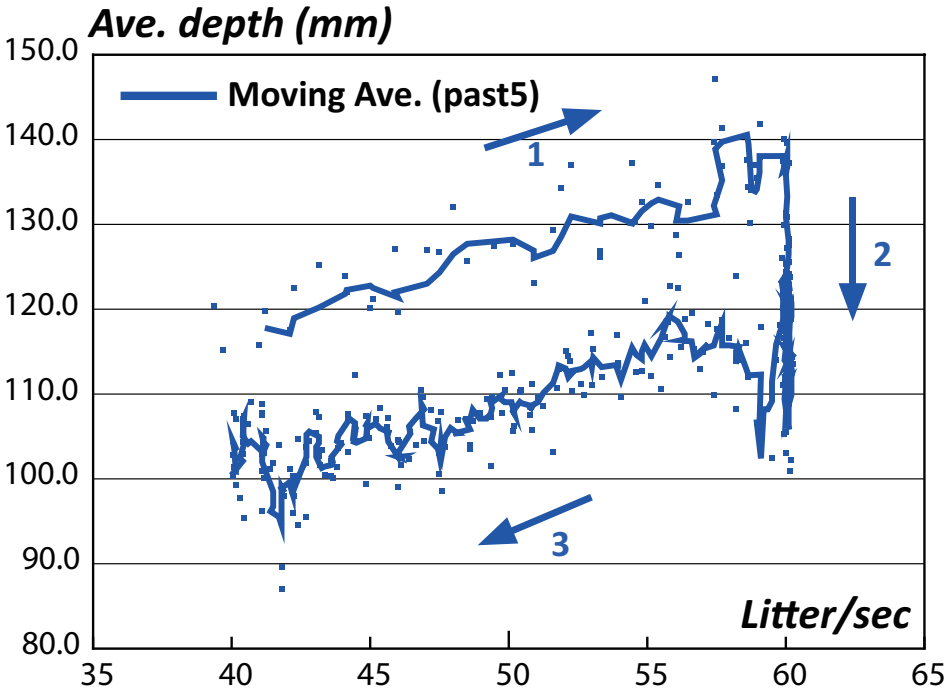


図 3.31: 水深～流量の関係（300 分）

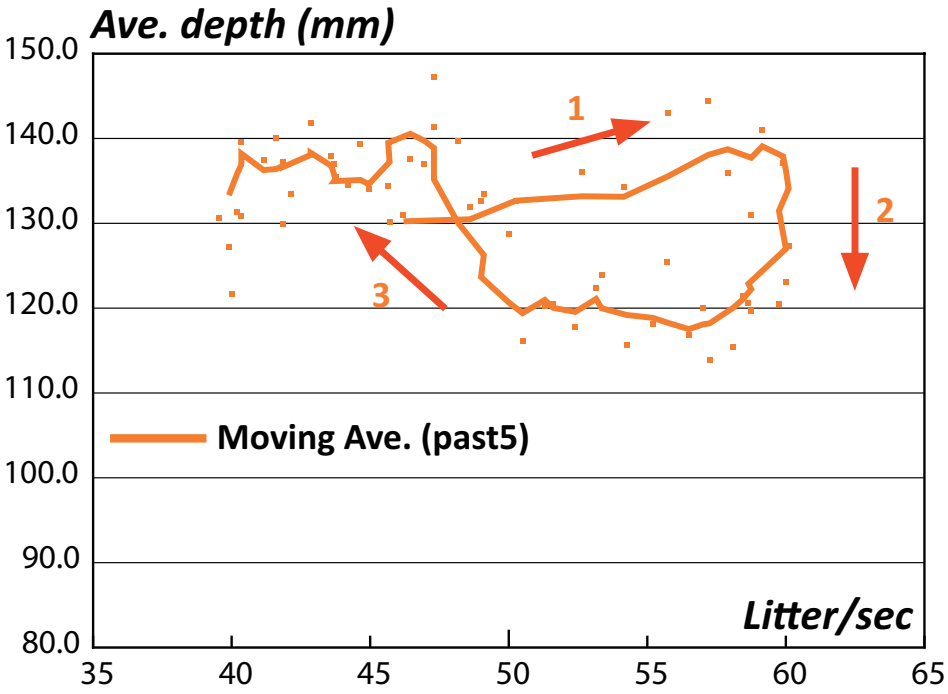


図 3.32: 水深～流量の関係（60 分）

300 分の時間内では, 同流量に対する水位が 2 つある二価性を示している.

これに対して，60 分ケースでは砂堆の消失過程で水位が低下したが，流量減少の期間に砂堆が再形成されており，それに対応して再び水位が上昇するループを描いた．ケース 1 の結果で得られたように，河床の追従遅れを排除しても河床抵抗と水位の二価性を生じる領域が示唆されており，**図–3.31** の 300 分ケースにおいても二価性が読み取れた．300 分ケースの終盤では水深が徐々に上昇しており，より長い非定常流量波形を用いた場合は河床抵抗値が非定常開始時の初期値に戻るループを描く可能性もある．しかし，本実験施設のキャパシティではどの時点で二価性が終了するのか確認することはできなかった.

3.4 考察

3.4.1 無次元掃流力〜無次元有効掃流力による評価

ケース 1 と同様に，より詳細な数値データ分析をするため，無次元化した河床掃流力による評価を試みた．τ_*及びτ_*'の算出方法については，第 2 章 **(2.8) 式**，**(2.11) 式**に示したとおり次式を用いた．なお，水理実験の条件から $R/2d \leq 500$ であり，径深 R の代わりに水深 h により求めた．岸・黒木 [24] により示された R/d=500 の場合の無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係式（ライン）を合わせて示した.

$$\tau_* = \frac{Ri_e}{sd} \tag{3.2}$$

$$\frac{u}{\sqrt{gRi_e}} = 7.66 \left(\frac{R}{2d}\right)^{\frac{1}{6}} \left(\frac{\tau_*'}{\tau_*}\right)^{\frac{2}{3}}, \quad R'/2d \leq 500 \tag{3.3}$$

ただし，R : 径深, i_e: エネルギー勾配, s : 河床砂の水中重量, d : 河床砂の平均粒径

ケース 2

図–3.33，**図–3.34** に本実験ケース 2-1，2-2 での一連の過程における無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係を示す．図中の矢印は時系列を示す．ケース 2-1 については，通水開始から砂堆形成され消失するまでの過程は，岸・黒木に示された Dune I → Dune II → Transition → Flat のラインと概ね良好に一致した．とくに，平坦河床（Flat）に遷移した以降に無次元掃流力，無次元有効掃流力が減少していく過程は良好に再現された．ケース 2-2 については，通水開始から Flat に至るま

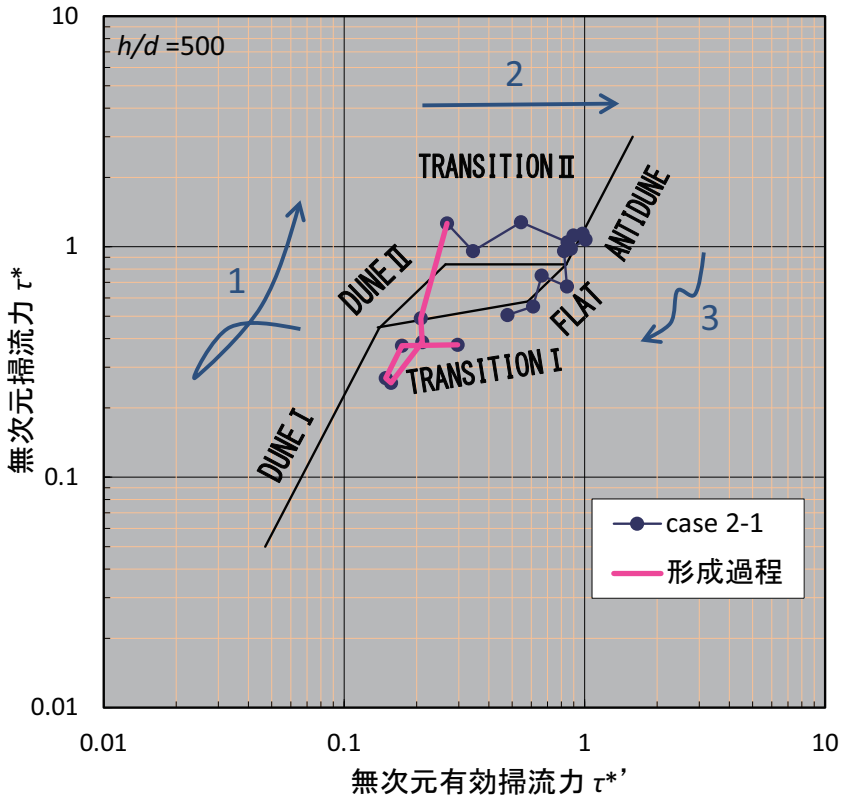


図 3.33: 無次元掃流力～無次元有効掃流力（ケース 2-1）

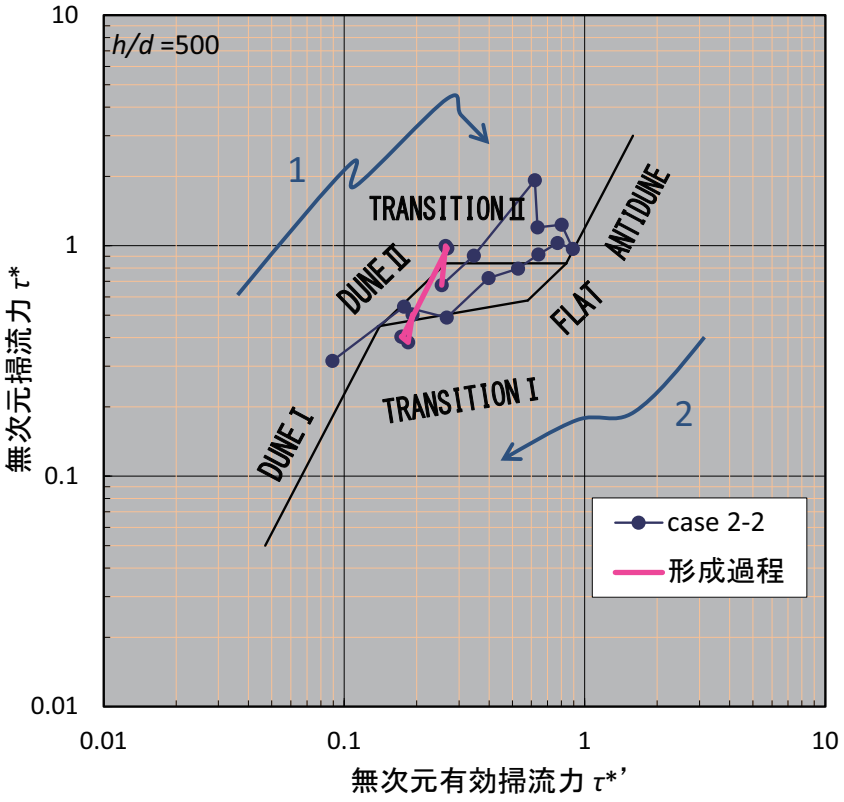


図 3.34: 無次元掃流力～無次元有効掃流力（ケース 2-2）

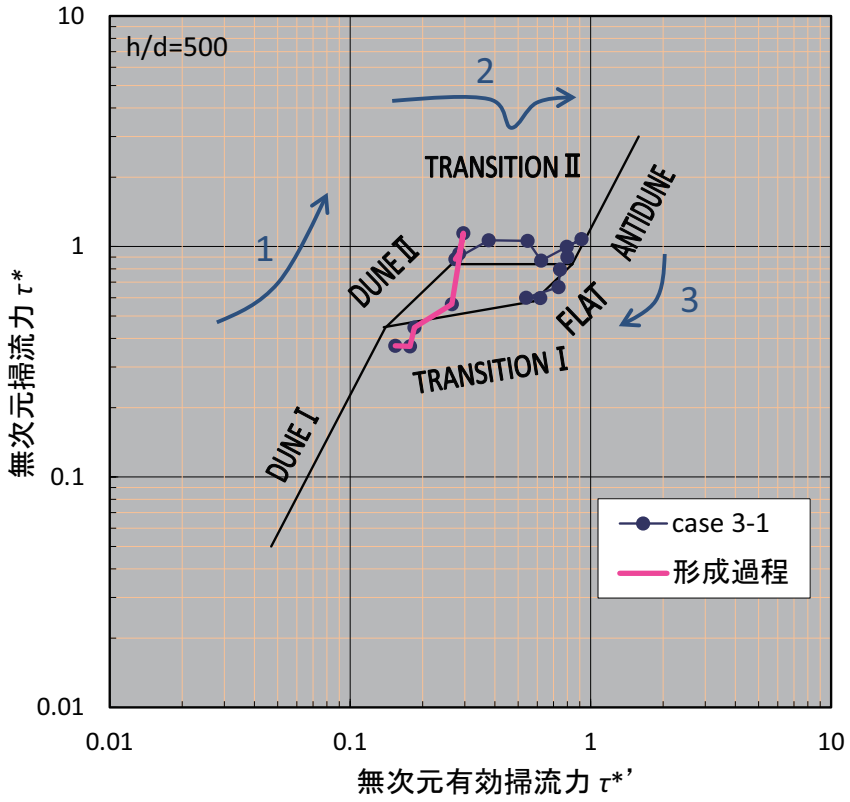


図 3.35: 無次元掃流力～無次元有効掃流力（ケース 3-1）

での過程は，無次元掃流力が大きい部分はあるものの，概ね一致を見せた．しかし，平坦（Flat）に遷移した以降の無次元全掃流力の減少幅が小さく，砂堆から平坦に遷移する過程と近い領域になった．これは，平坦河床になった後，無次元掃流力が減少する過程で砂堆が再形成され，掃流力の減少を阻害したためと考えられる．

ケース３

図–3.35，**図–3.36** に本実験ケース 3-1，3-2 での一連の過程における無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係を示す．図中の矢印は時系列を示す．ケース 3-1 については，通水開始から砂堆形成され消失するまでの過程は，岸・黒木に示された Dune I → Dune II → Transition → Flat のラインと概ね良好に一致した．とくに，平坦河床（Flat）になって無次元掃流力，無次元有効掃流力が減少していく過程は良好に再現できた．ケース 3-2 については，通水開始から砂堆形成の過程で掃流力が小さい部分はあるものの，概ね一致した．ケース 3-1 と同様，とくに平坦河床（Flat）になって無次元掃流力，無次元有効掃流力が減少していく過程は良好に再現できた．

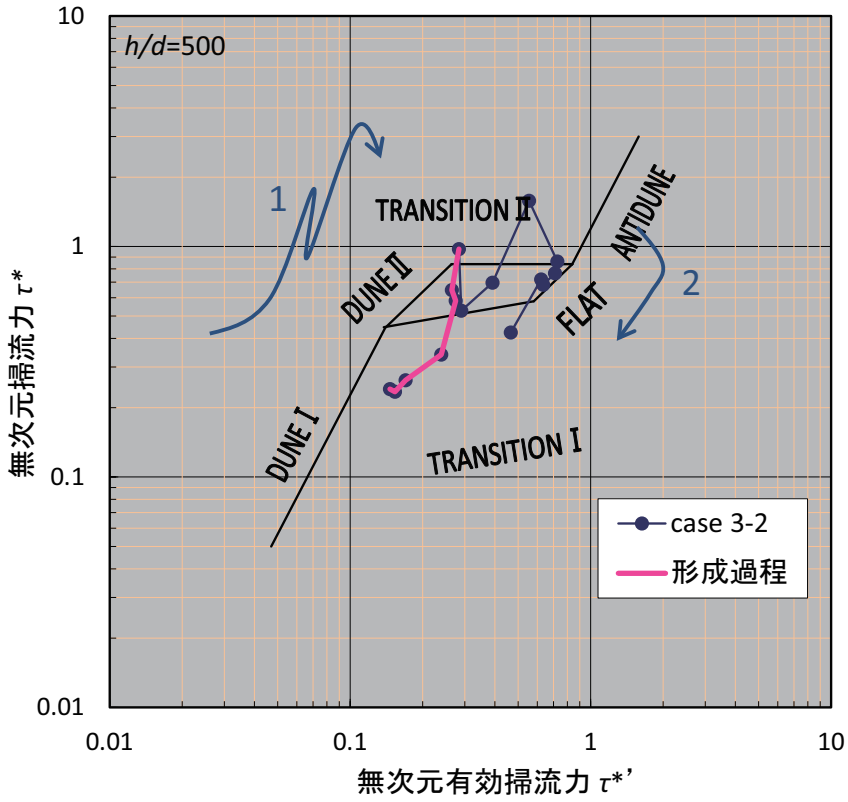


図 3.36: 無次元掃流力～無次元有効掃流力（ケース 3-2）

粒径小（7 号珪砂）

図–3.37，**図–3.38** に本実験ケース 300 分，60 分の一連の過程における無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係を示す．図中の矢印は時系列を示す． 300 分ケース，60 分ケースともに，これまでのケースと比較して中央部に集中している傾向にあり，無次元掃流力と無次元有効掃流力の変化は明瞭ではなかった．しかしながら，無次元掃流力に対する無次元有効掃流力の増加，すなわち砂堆河床から平坦河床への遷移を読み取ることができる．また，60 分ケースについては，砂堆河床から平坦河床に遷移した後，平坦から砂堆に向かう遷移の過程で元の砂堆→平坦時の無次元掃流力のラインに戻っていることが読み取れる．岸・黒木は $R/d > 500$ の領域では遷移過程が比較的明瞭であると示しているが，この条件を満足しても，河床材料粒径が小さい場合は遷移過程があまり明瞭にならないことが河床材料粒径の比較から判明した．

3.4.2 流速係数による評価

非定常流量ハイドログラフによる河床形状及び河床抵抗の変化について，流速係数による評価を試みた．流速係数は **(2.14) 式**に示したとおり，以下に定義され

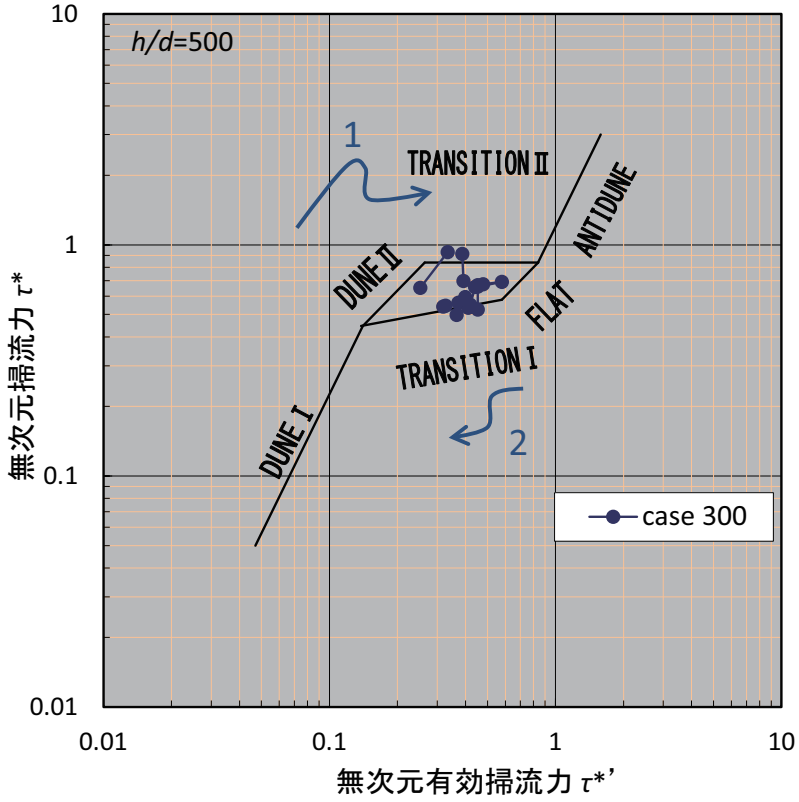


図 3.37: 無次元掃流力～無次元有効掃流力（粒径小：300 分）

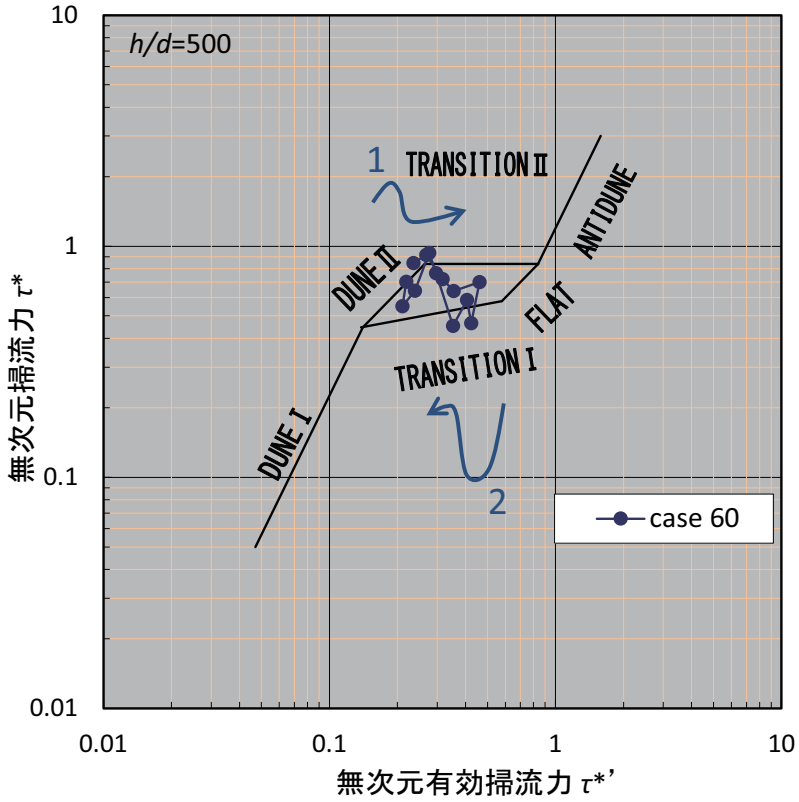


図 3.38: 無次元掃流力～無次元有効掃流力（粒径小：60 分）

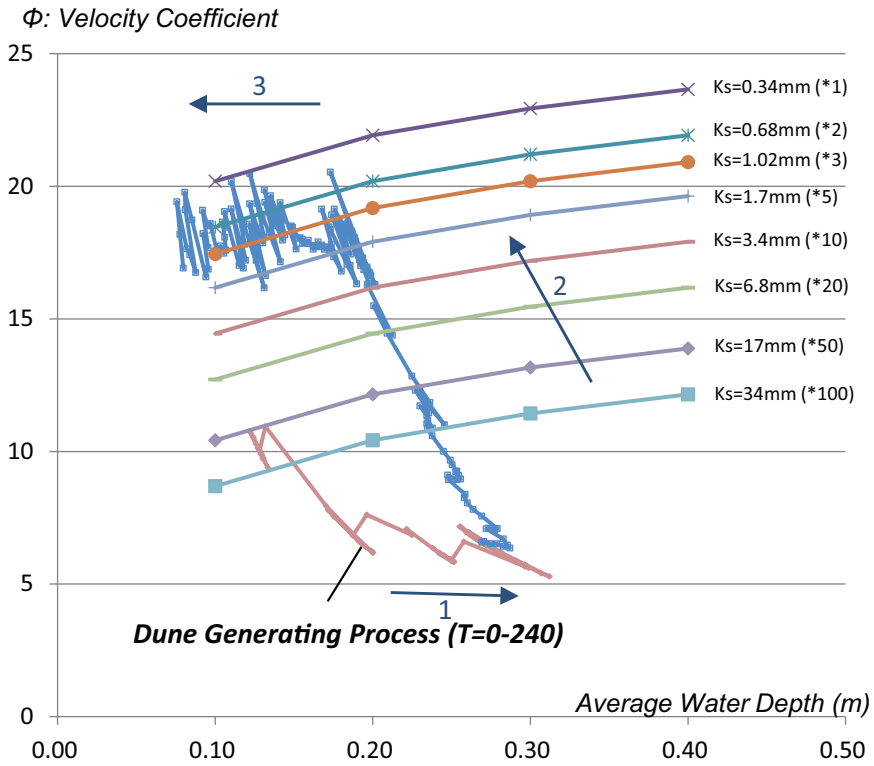


図 3.39: 流速係数～水深（ケース 2-1）

る [1)].

$$\phi = \frac{\overline{u}}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{R}{k_s} \tag{3.4}$$

ただし，ϕ: 流速係数,$\overline{u}$: 平均流速, u_*: 摩擦速度, R : 径深, k_s : 相当粗度.

ケース 2

図–3.39 及び**図–3.40** にケース 2-1，2-2 の過程における流速係数と水深の関係を示す．矢印は時系列を示す．ケース 1 と同様に，**(2.14) 式**において径深 R の代わりに水深 h を用いた．第 2 章と同様に，流速係数 ϕ と水深 h の関係を論じるため，時間変化するエネルギー勾配や水面勾配ではなく河床勾配を用いた．t=240 分（4 時間）までは砂堆の安定形成期と考え，色を変えて示した．

図–3.39 及び**図–3.40** において，流速係数 ϕ は砂堆形成期は相当粗度 34mm（粒径の 100 倍）を超える領域であり，流量の増加とともに流速係数が増加した．ケース 2-1，2-2 ともに砂堆消失の時点で流速係数 ϕ は相当粗度で粒径の 5 倍程度となり，平坦床を保ったケース 2-1 がその後に粒径の 2-3 倍まで達したのに対し，ケース 2-2 では流速係数が粒径の 5 倍程度から低下し，砂堆形成時と同水準に戻った．流速係数の低下とともに河床に砂堆が再形成された．

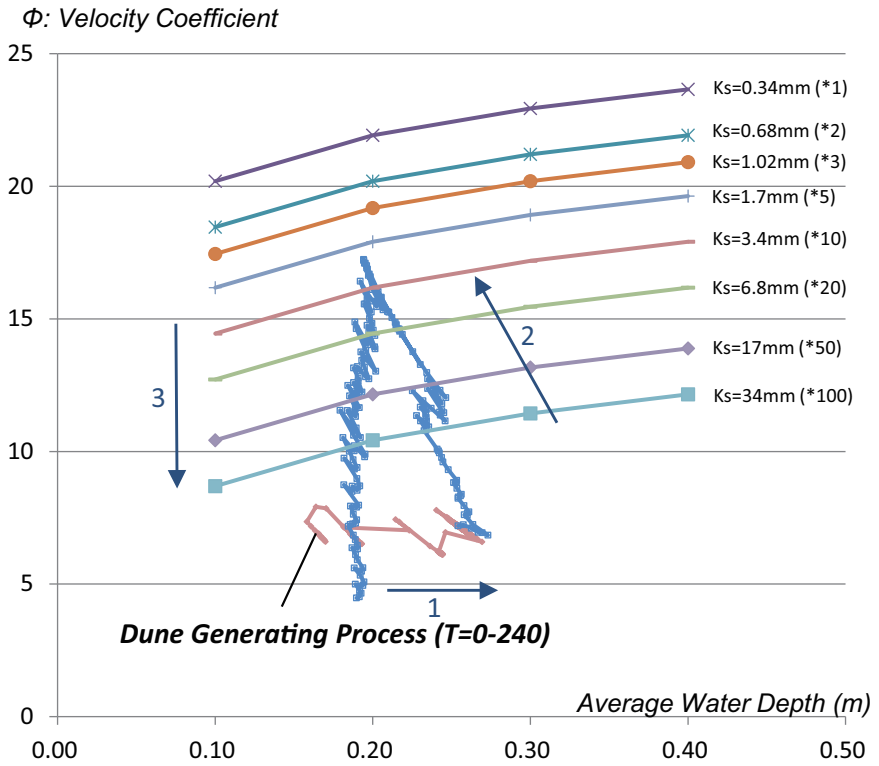


図 3.40: 流速係数～水深（ケース 2-2）

ケース 3

図–3.41 及び**図–3.42** にケース 3-1，3-2 の過程における流速係数と水深の関係を示す．矢印は時系列を示す．これまでのケースと同様に，**(2.14) 式**において径深 R の代わりに水深 h 及び河床勾配を用いた．流速係数 ϕ は砂堆形成期は相当粗度 34mm（粒径の 100 倍）を超える領域であり，流量の増加とともに流速係数が増加した．両ケースとも砂堆消失の時点で流速係数 ϕ は相当粗度で粒径の 5 倍程度となり，その後は粒径の 2-3 倍程度に達し河床は平坦を保った．

7 号珪砂

図–3.43 に流速係数の時系列変化を示す．矢印は時系列を示す．300 分ケースでは，砂堆が発達している初期には流速係数は相当粗度 5.4mm（粒径 0.18mm の 30 倍相当）付近であり，砂堆の消失過程とともに流速係数が上昇し粒径の 1 倍相当まで達した．その後に再び低下し，相当粗度 0.9mm（粒径の 5 倍相当）付近から低下が緩やかになった．60 分ケースについては，流速係数が上昇したものの，相当粗度 0.9mm（粒径の 5 倍相当）までには到達せず，再び低下を始めた．60 分非定常ケースでは相当粗度は粒径の 5 倍以上の範囲で推移していた．

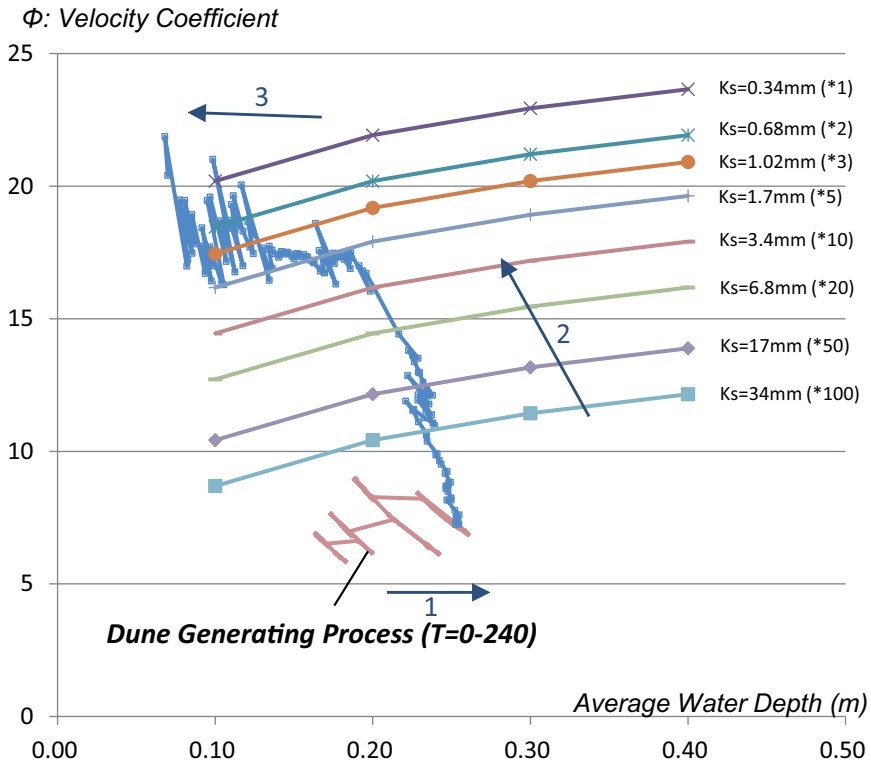


図 3.41: 流速係数～水深（ケース 3-1）

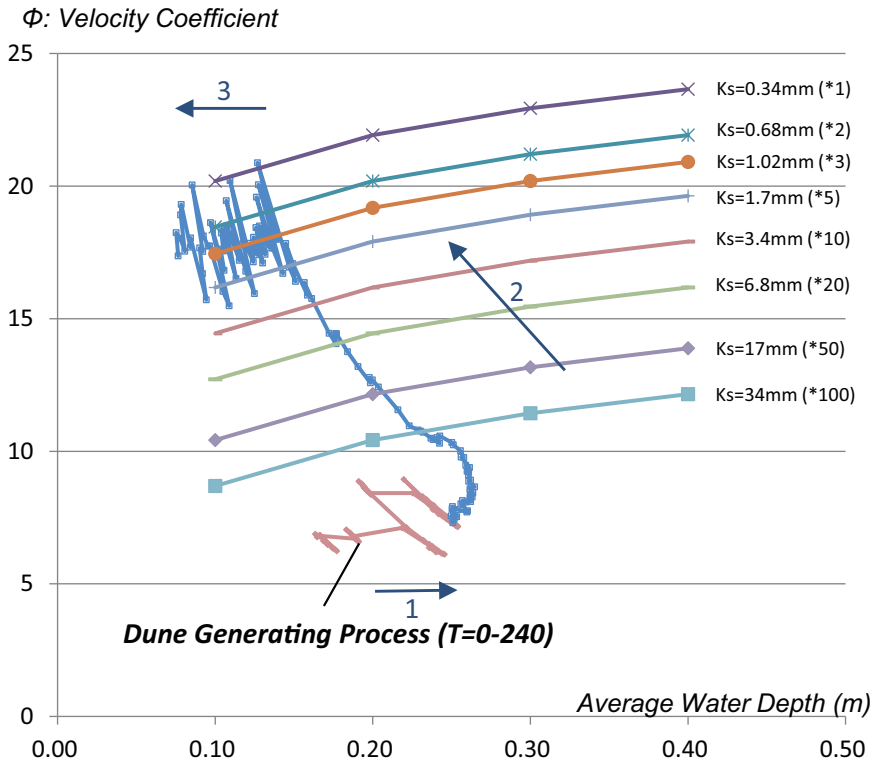


図 3.42: 流速係数～水深（ケース 3-2）

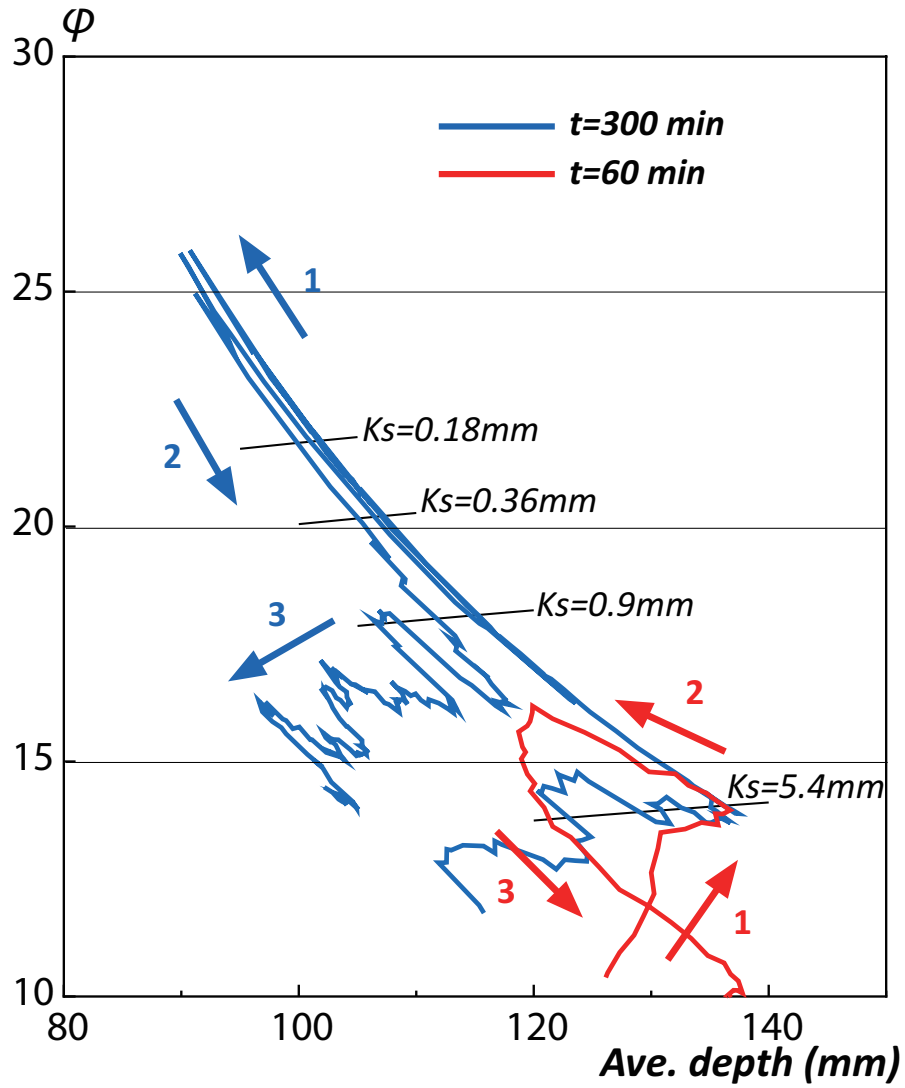


図 3.43: 流速係数の時系列変化（粒径小：7 号珪砂）

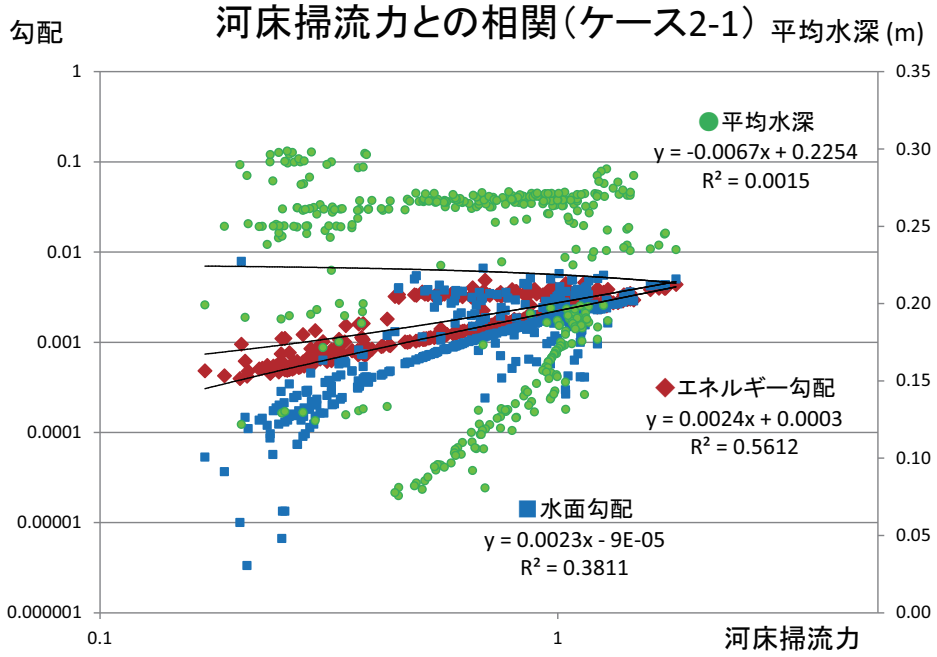


図 3.44: 無次元河床掃流力との相関（ケース 2-1）

3.4.3　無次元河床掃流力と平均水深，エネルギー勾配の相関

前章と同様に，無次元掃流力と平均水深，エネルギー勾配，水面勾配の相関を検討した．

ケース 2

ケース 2-1 については，**図–3.44** に示すように無次元河床掃流力と平均水深との相関はほとんど無く，エネルギー勾配，水面勾配と高い相関を示した．前章と同様に，擬似的な等流状態の場合，連続した非定常流量過程においても無次元河床掃流力は水面勾配（エネルギー勾配）が大きな支配要因であることが示された．ケース 2-2 については，**図–3.45** に示すように全体的にケース 2-1 に比較してばらつきが少なく相関は高くなった．しかし，エネルギー勾配，水面勾配と比較して平均水深との相関は低いままであった．ケース 2-1 と 2-2 の差は下流端操作による流量減少期の水面勾配のみであり，連続した非定常流量過程の河床遷移においては，径深（水深）の変化よりも水面勾配の変化のほうが河床を攪乱し遷移を誘発する大きな要因になることが示唆された．

ケース 3

ケース 3-1 及び 3-2 はケース 2-1 と同じ下流端操作で流量継続時間を短くしたものである．**図–3.46** 及び**図–3.47** に示すように，ケース 3-1，3-2 ともに無次元河床

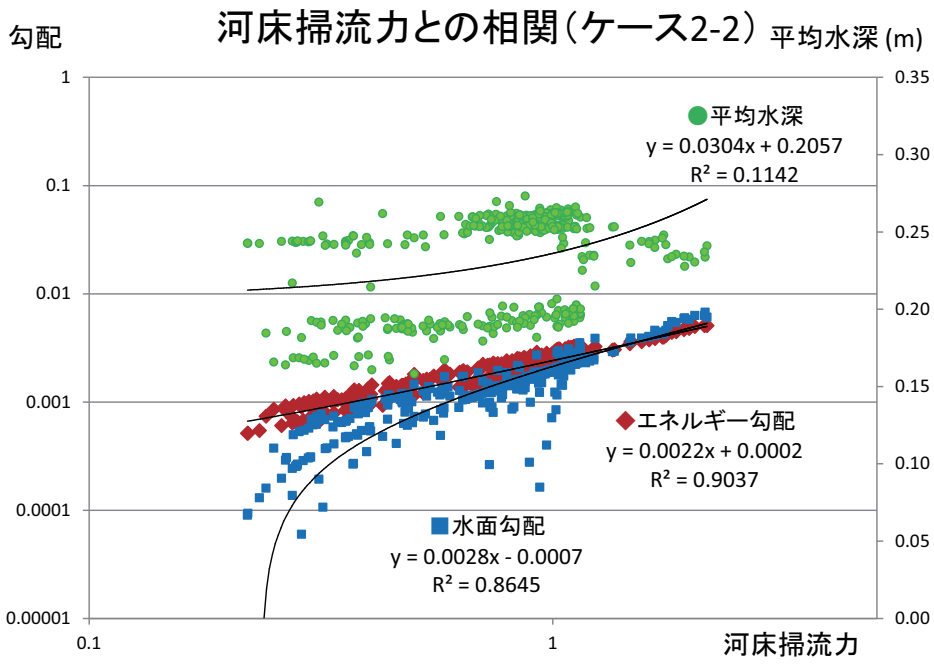


図 3.45: 無次元河床掃流力との相関（ケース 2-2）

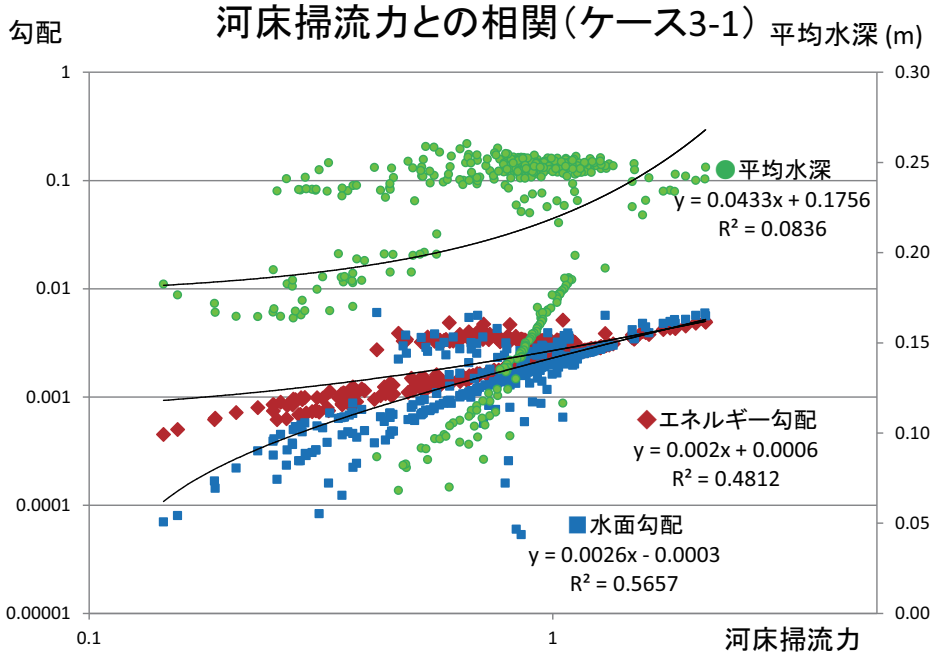


図 3.46: 無次元河床掃流力との相関（ケース 3-1）

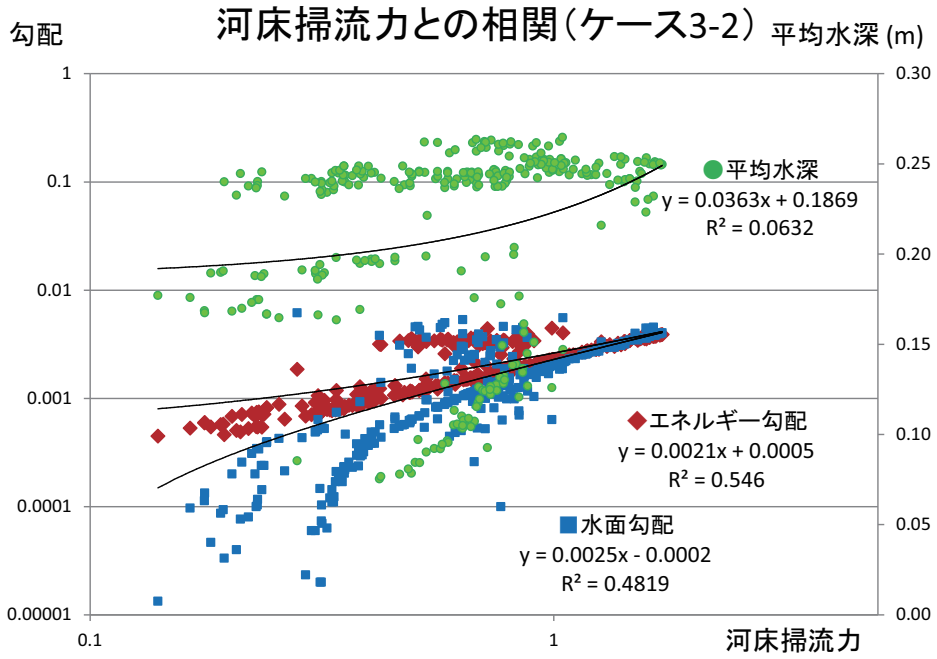


図 3.47: 無次元河床掃流力との相関（ケース 3-2）

掃流力と平均水深との相関は低く，エネルギー勾配及び水面勾配と高い相関を示した．等流状態を保って流量継続時間を短くした場合，すなわち水深変化のみによる攪乱度合いを大きくしようと試みた場合においても，無次元河床掃流力は径深（水深）の変化よりも水面勾配の変化との相関が高く，水面勾配の変化が河床を攪乱する大きな要因になることが示唆された．

3.4.4 流量とエネルギー勾配の関係

前章と同様に，流量とエネルギー勾配の関係を検討した．図中の色はこれまで同様，砂堆形成期の t=240 分までを赤表示している．また，非定常過程部分には移動平均線を示した．

ケース２

図–3.48，**図–3.49** に流量とエネルギー勾配の関係を示す．ケース 2-1 では流量増加過程のエネルギー勾配は小さく，非定常過程に入った Q=100l/s 過ぎからエネルギー勾配が増加し，砂堆が消失した Q=160l/s では河床勾配 i_b=1/300 付近になった．その後も等流状態すなわち河床勾配 i_b=1/300 付近で推移し二価性が示された．河床は平坦を保った．ケース 2-2 では非定常過程に入った Q=100l/s 過ぎにエネルギー勾配が増加したのはケース 1-1 と同様だった．砂堆が消失した Q=160l/s では河床勾配 i_b=1/300 付近になった後，流量減少の過程でエネルギー勾配は徐々に減

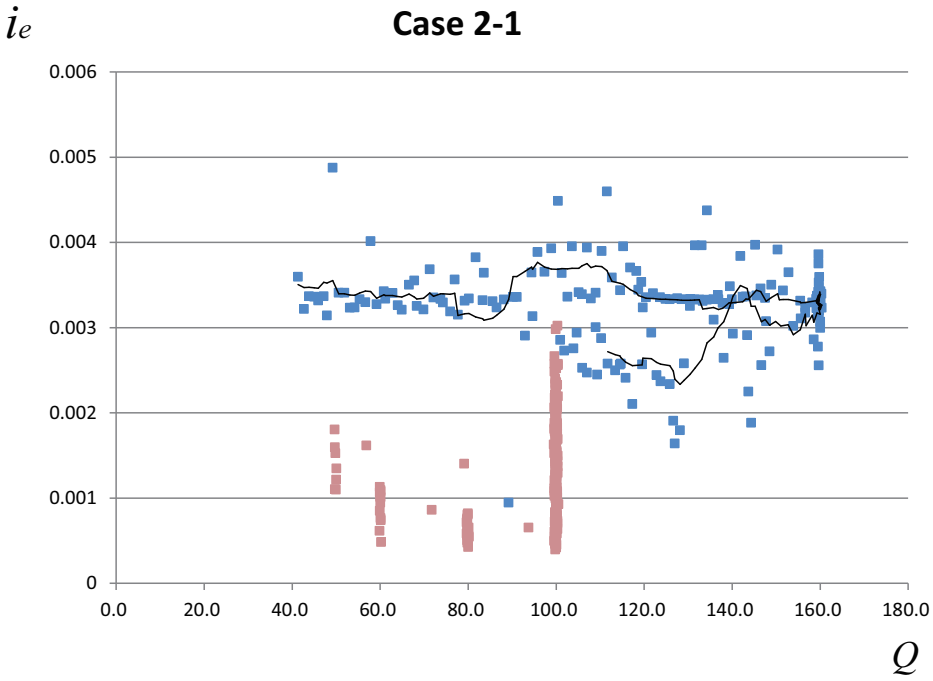


図 3.48: 流量～エネルギー勾配（ケース 2-1）

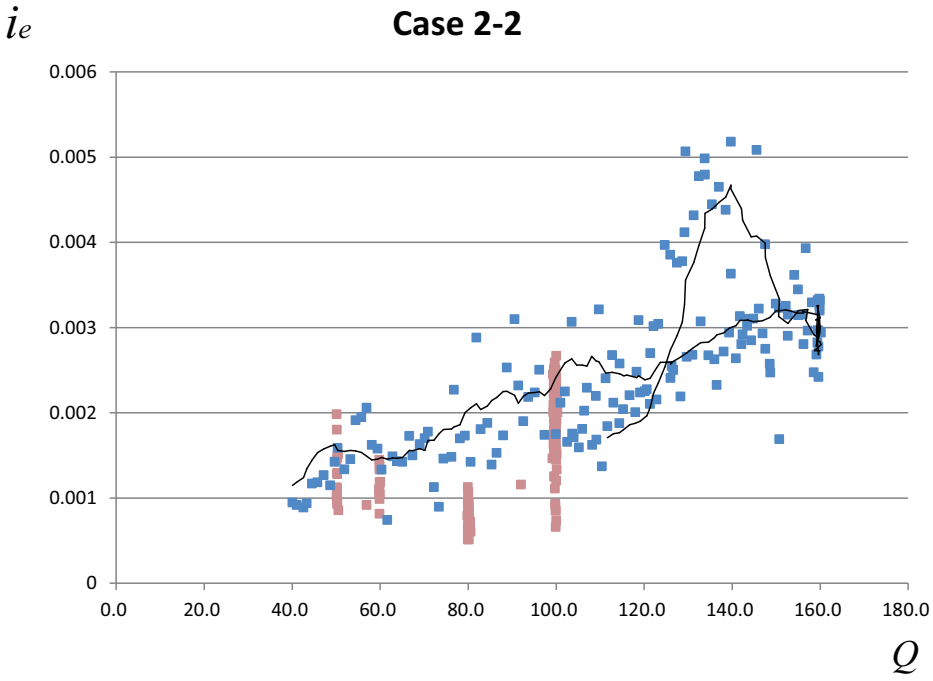


図 3.49: 流量～エネルギー勾配（ケース 2-2）

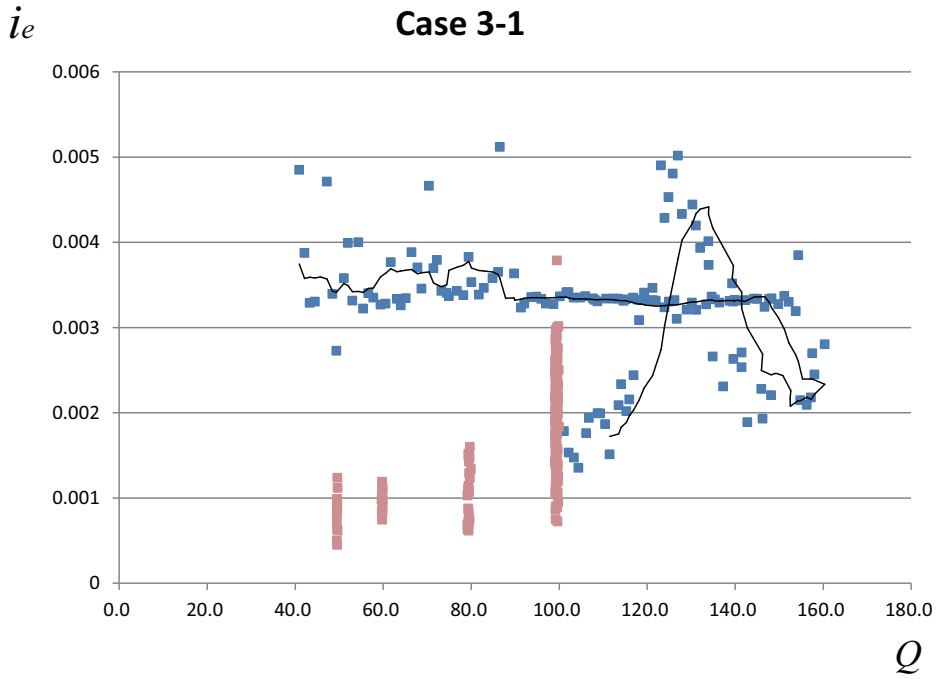


図 3.50: 流量～エネルギー勾配（ケース 3-1）

少し，最終的には砂堆形成期と同程度の値となり二価性は見られなかった．エネルギー勾配の減少に対応して河床は砂堆が再形成された．

ケース 3

図–3.50，**図–3.51** に流量とエネルギー勾配の関係を示す．ケース 3-1，3-2 ともに流量増加過程のエネルギー勾配は小さく，非定常過程に入った Q=100l/s 過ぎからエネルギー勾配が増加し，砂堆が消失した Q=160l/s では河床勾配 i_b=1/300 付近になった．両ケースとも，その後は等流状態すなわち河床勾配 i_b=1/300 付近で推移し二価性が示され，河床は平坦を保った．

3.4.5　フルード数による評価

前章と同様に，泉・山口 [4] にならい，遷移は基本状態である平坦床に攪乱が生じるものであり，平坦床見合いのフルード数 F_r が支配パラメータと考え，河床抵抗の変化を平坦床見合いの水深で無次元化した相当粗度 k_s^* と平坦床見合いのフルード数 F_r で評価することを試みた．相当粗度 k_s^*，フルード数 F_r は径深 R の代わりに水深 h を用いて次式で与えられる．なお，**(4.7) 式**において，相当粗度 k_s^* は粒

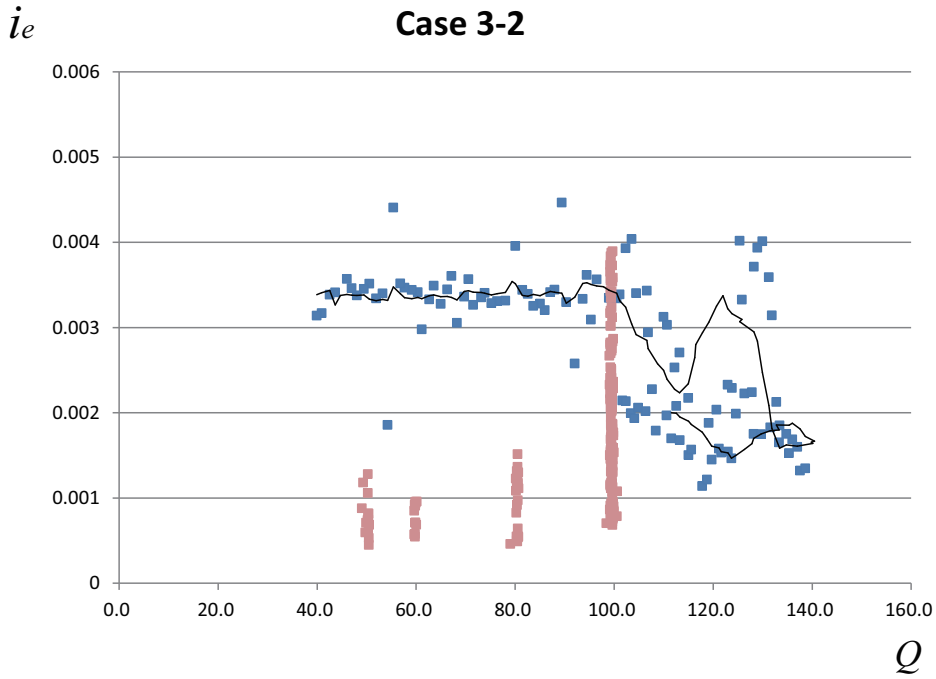


図 3.51: 流量～エネルギー勾配（ケース 3-2）

径 d の 2.5 倍とした.

$$\phi = \frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{k_s} \tag{3.5}$$

$$u_* = \sqrt{ghi_e} \tag{3.6}$$

$$i_e = -\frac{d}{dx}\left(z + h + \frac{\alpha v^2}{2g}\right) = i_b + i_s - \frac{d}{dx}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) \tag{3.7}$$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} \tag{3.8}$$

$$h = \left(\frac{k_s^{\frac{1}{6}} Q}{7.66B\sqrt{gi_e}}\right)^{\frac{3}{5}} \tag{3.9}$$

ただし，ϕ: 流速係数, v : 平均流速, u_*: 摩擦速度, h : 水深, k_s: 相当粗度, i_e: エネルギー勾配, x : 流下方向の座標, z : 基準水平面からの河床高,α: エネルギー補正係数（ここでは 1 とした.）, i_b: 河床勾配, i_s: 水面勾配, k_s: 相当粗度, Q : 流量, B : 水路幅, g : 重力加速度

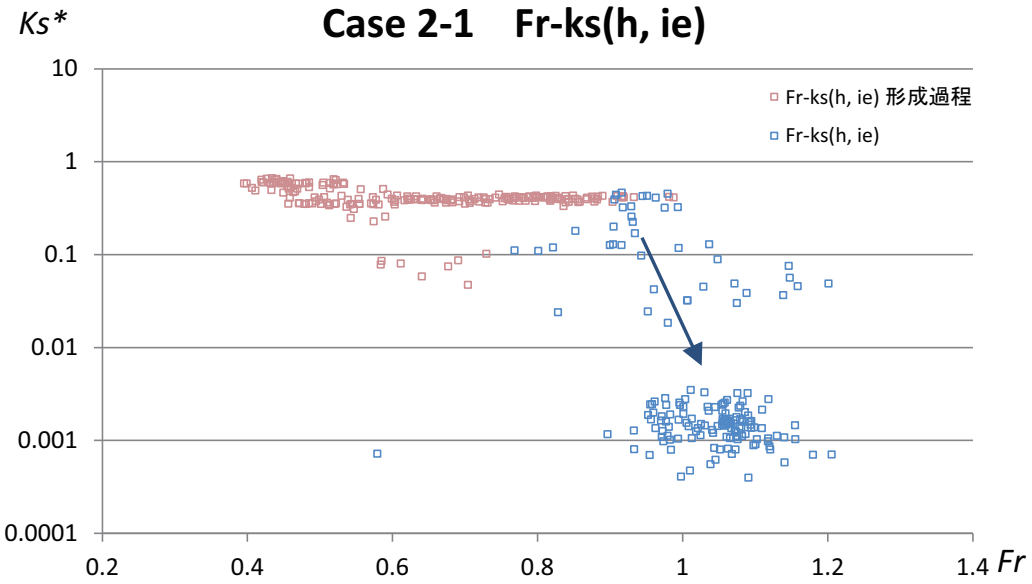


図 3.52: 相当粗度～フルード数（ケース 2-1）

ケース２

図–3.52 に示すように，ケース 2-1 については砂堆が安定して形成された時期に k_s^*=1 程度の値を取り，流量増加とともに k_s^* が減少しピーク流量で砂堆が消失した時点で k_s^*=0.001 程度となった．その後の流量減少期でも k_s^*=0.001 付近で推移した．ケース 2-2 については，**図–3.53** に示すようにピーク流量で砂堆が消失した時点で k_s^*=0.001 付近に低下したところまではケース 2-1 と同様の挙動であったが，流量及び平坦フルード数の減少とともに k_s^* も増加に転じ，最終的には砂堆が安定形成された k_s^*=1 付近まで戻った．なお，図中の矢印は時系列を示す．

ケース 2-1 と 2-2 の違いは下流端操作のみであり，河床形態の遷移過程は水面勾配の微小な攪乱にも影響される敏感な現象であることが示唆された．ケース 2-1, 2-2 を比較すると，ケース 2-1 については平坦床見合いのフルード数 F_r=0.8～0.9 付近に閾値があり二価性の挙動を示した．ケース 2-2 については流量減少過程で相当粗度 k_s^* も増加しており，明瞭な二価性は観測されなかった．両ケースの結果比較から，F_r=0.9 程度（平坦床見合いのフルード数 F_r に近い）を安定して超える場合は二価性を示すことが示唆された．

ここで，再度**図–3.7**，**図–3.8** に示した実測フルード数の時間変化について考察する．図中の赤ライン及び緑ラインは平坦床見合いのフルード数であり，赤が Manning 公式，緑が対数則からの平均流速公式を使用して求めた値である．ケース 2-1 については，フルード数は砂堆が消失した t=300 分前後にかけて平坦床見合いのフルード数を超え，その後は上回った．これは砂堆消失後に平坦河床を保った実験結果と一致している．ケース 2-2 についても同様にフルード数は砂堆が消失

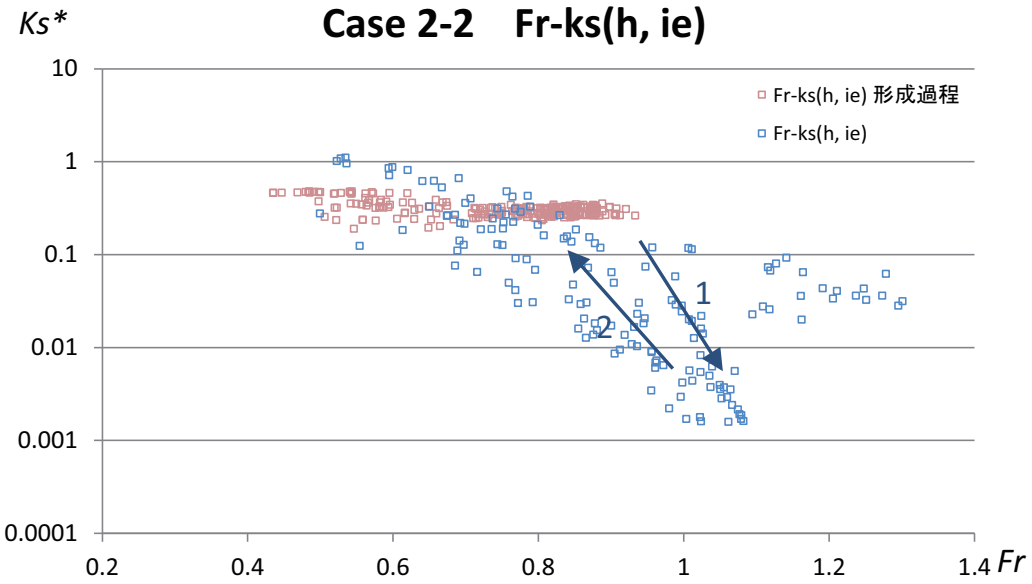


図 3.53: 相当粗度～フルード数（ケース 2-2）

した t=300 分過ぎにかけて平坦床見合いのフルード数を超えたが，その後は水面勾配の緩さに伴って低下し，平坦床見合いのフルード数を割り込んだ t=360 分過ぎから砂堆が再形成された．砂堆の発生→発達→消失→再形成の現象プロセスと平坦床見合いフルード数が良く一致した．

ケース３

図–3.54 に示すように，ケース 3-1 についてはケース 2-1 と同様に砂堆が安定して形成された時期に k_s^*=1 程度の値を取り，流量増加とともに k_s^* が減少しピーク流量で砂堆が消失した時点で k_s^*=0.001 程度となった．その後の流量減少期では k_s^*=0.001 付近で推移した．F_r=0.9 程度に閾値があり，安定してこのフルード数を超えると二価性を示すような挙動であった．ケース 3-2 については，**図–3.55** に示すように流量増加とともに k_s^* が減少し，砂堆の消失した時点で k_s^*=0.001 付近となった．その後も k_s^*=0.001 付近で推移した．フルード数の増加とともに k_s^* が減少したデータもありケース 3-1 ほどは明瞭では無いものの，やや河床抵抗の二価性を示した．

擬似的な等流状態を保ち流量継続時間を短くすることにより，水深変化による河床の攪乱を試みたケースにおいて二価性の傾向を示し，無次元河床掃流力と河川遷移に及ぼす水深変化の影響が大きくないことが示唆された．**図–3.19**，**図–3.20** に示した実測フルード数の時間変化については，ケース 3-1，3-2 ともに実測フルード数は砂堆が消失した t=300 分前後にかけて平坦床見合いのフルード数を超え，その後は上回った．これは砂堆消失後に平坦河床を保った実験結果と一致し，実現

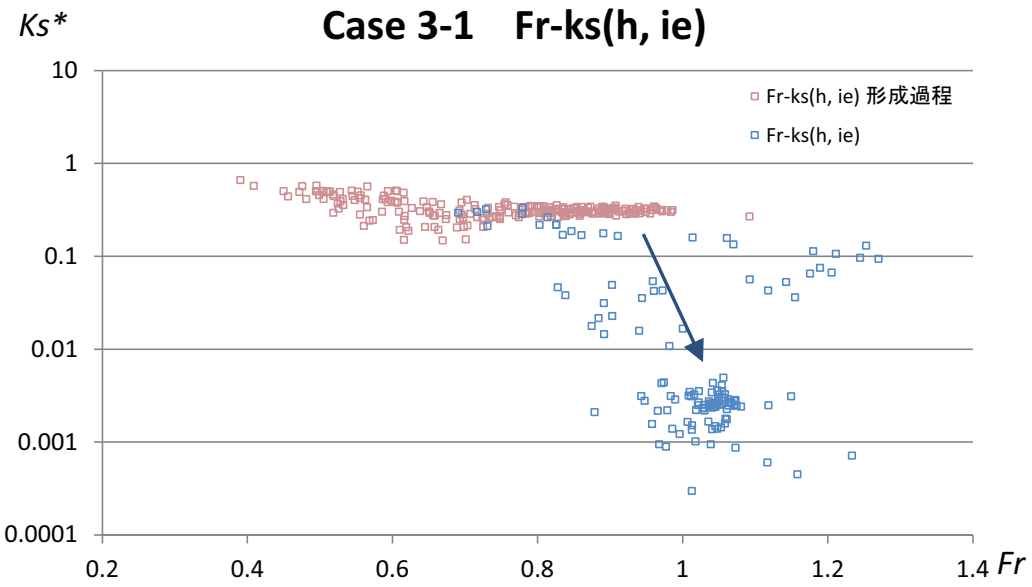


図 3.54: 相当粗度～フルード数（ケース 3-1）

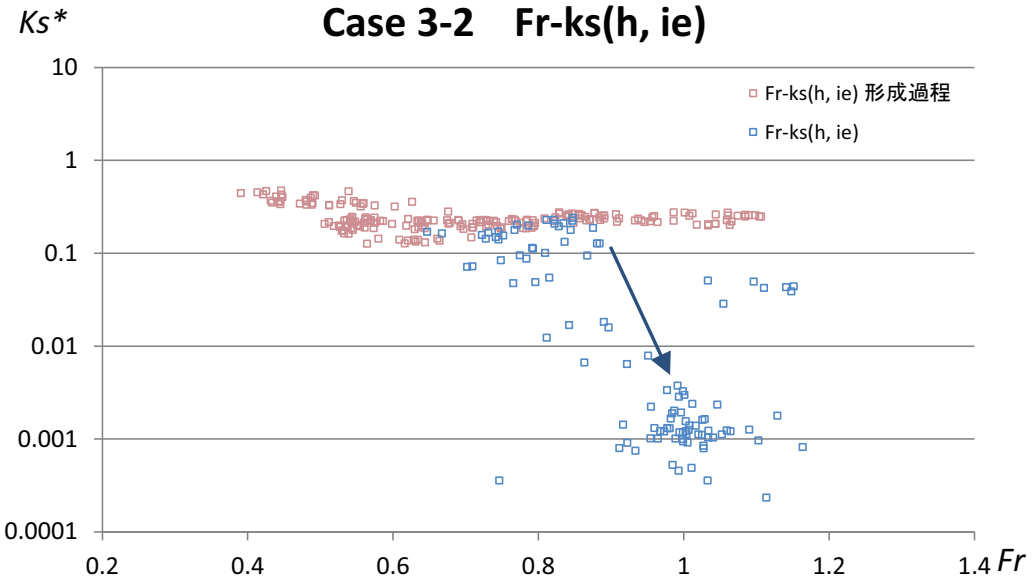


図 3.55: 相当粗度～フルード数（ケース 3-2）

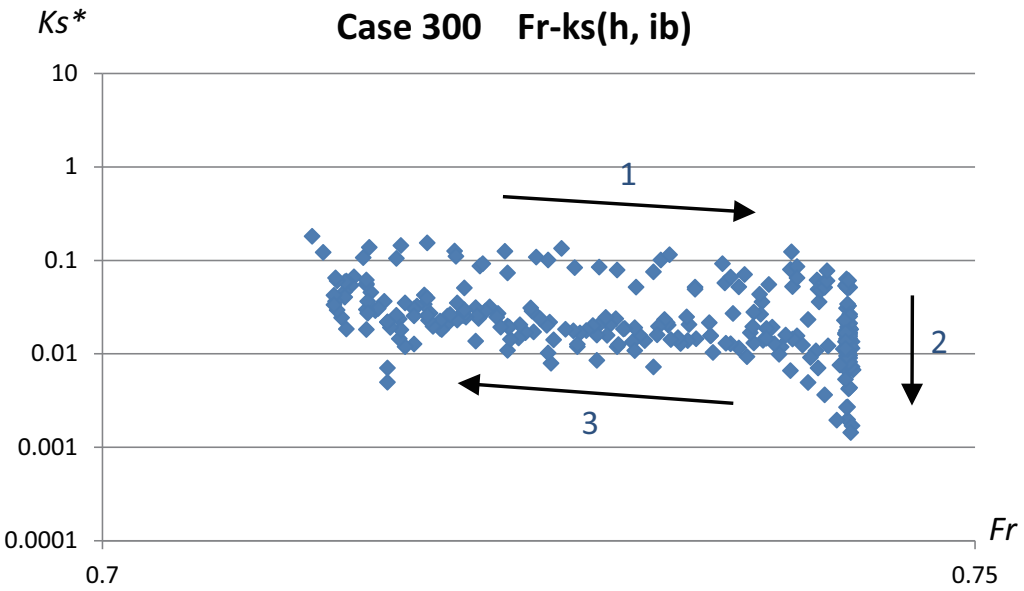


図 3.56: 相当粗度～フルード数（ケース 300）

象を良好に説明できた．

粒径小（7 号珪砂）

粒径の小さい 7 号珪砂（代表粒径 0.18mm）については，**図–3.56** に示すとおり，300 分ケースの場合は流量が増加して砂堆が形成された過程で k_s^*=0.1 程度であった．その後ピーク流量で砂堆が消失した時点で k_s^*=0.001 程度に下がったが，その後は k_s^*=0.01 程度となり二価性を示すとともに河床は平坦を保った．60 分ケースについては，**図–3.57** に示すとおり，ピーク流量で砂堆が消失した時点で k_s^*=0.01 程度までしか下がらなかった．その後は再び漸増し，砂堆形成過程の k_s^*=0.1 程度まで戻り二価性は見られなかった．k_s^* の増加に対応して，河床には砂堆が再形成された．

粒径の小さい 7 号珪砂の水理実験結果については，水深や流速係数の二価性の有無にかかわらず平坦フルード数に対応した相当粗度の挙動が 6 号珪砂（代表粒径 0.34mm）ほど明瞭には見られなかった．径深粒径比 $R/d > 500$ の条件をクリアした場合でも，河床材料粒径自体が小さいと河床遷移現象を明瞭に再現できないことが分かった．同様に，岸・黒木の手法を用いた無次元河床掃流力と無次元有効河床掃流力の関係でも粒径が小さい場合は遷移過程の不明瞭さが示されており，粒径が小さいことによる粒子レイノルズ数の小さい砂漣 (ripple) が混在しやすい領域条件が影響したことも考えられる．単純な径深粒径比 $R/d > 500$ の条件だ

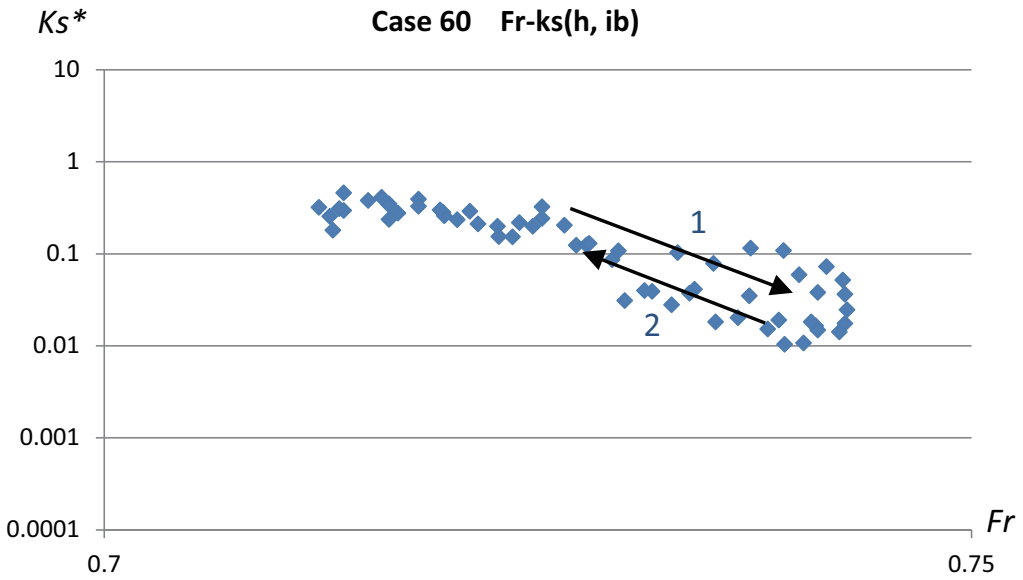


図 3.57: 相当粗度～フルード数（ケース 60）

けでは不十分であることが分かった．

3.4.6 小規模河床形態の遷移過程における非定常性の影響

非定常流量過程における水理実験ケース 1, 2, 3 の結果から，小規模河床形態の遷移過程における非定常性の影響について検討を試みる．一般に開水路の流れは**表–3.2** のように分類される．**図–3.58** に非定常流量の概念を示す．i 地点の時刻 t 及び $t + \Delta t$ における無次元河床掃流力は次式で記述される．

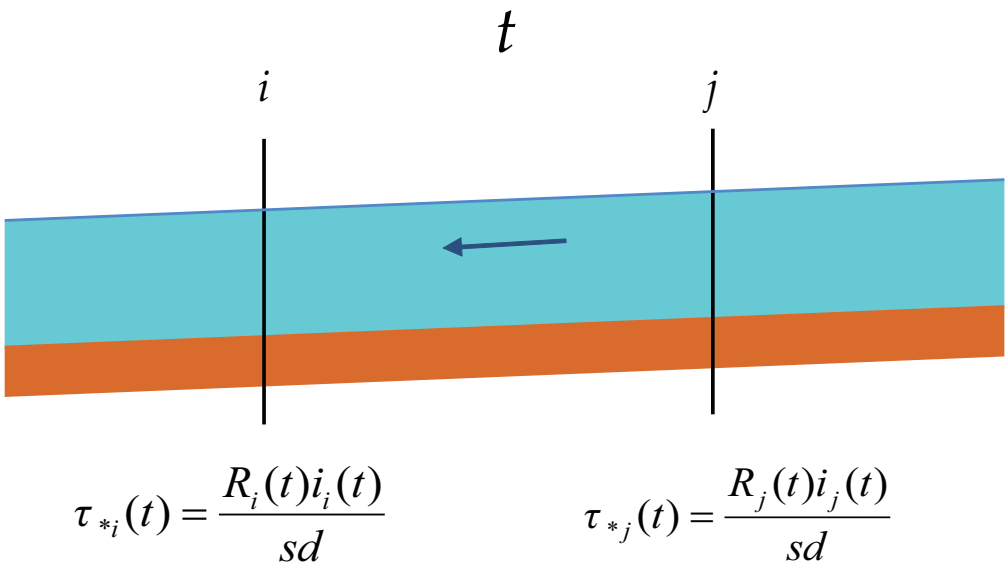
$$\tau_i^* (t) = \frac{R_i (t)\, i_i(t)}{sd} \tag{3.10}$$

$$\tau_i^* (t + \Delta t) = \frac{R_i (t + \Delta t)\, i_i(t + \Delta t)}{sd} \tag{3.11}$$

本研究での水理実験は，流量変化が漸増であり水面勾配 i_s の変化は無視し得る近似的等流であると考え，無次元掃流力 τ_i^* すなわち径深 R とエネルギー勾配 i_e の積のうち，径深（水深）の変化に着目していた．しかし，水理実験の結果から，小規模河床形態の遷移を規定する無次元河床掃流力の変化のうち，当該実験水路規模では径深 R よりもエネルギー勾配 i_e のほうがはるかに影響度合いが大きい結果が得られた．つまり，流れの非定常性のうち勾配の時間変化に影響されるところ

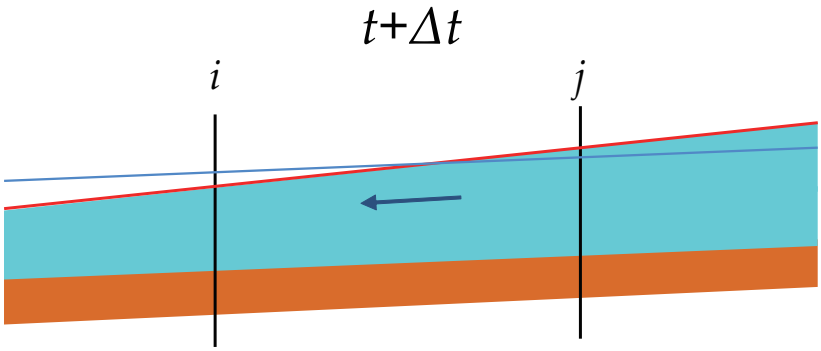
表 3.2: 開水路の流れの分類

時間的変化	空間的変化
なし 定常流 steady flow	なし 等流 uniform flow
	あり 不等流 non-uniform flow
あり 非定常流 unsteady flow	なし 非定常等流 unsteady uniform flow
	あり 非定常不等流 unsteady non-uniform flow

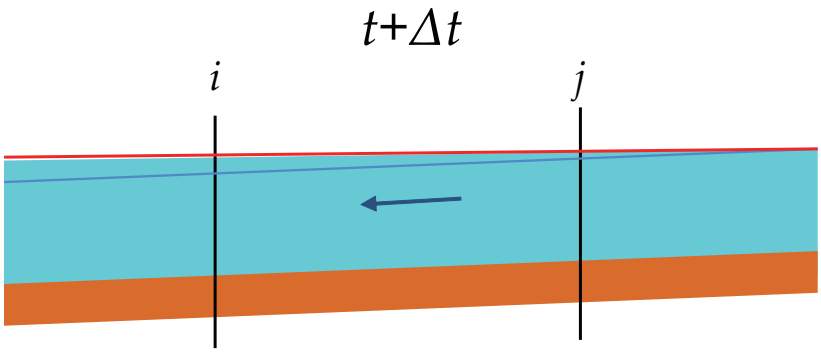


$$\tau_{*i}(t) = \frac{R_i(t) i_i(t)}{sd} \qquad \tau_{*j}(t) = \frac{R_j(t) i_j(t)}{sd}$$

図 3.58: 非定常流の概念



$$\tau_{*i}(t+\Delta t)=\frac{R_i(t+\Delta t)i_i(t+\Delta t)}{sd} \qquad \tau_{*j}(t+\Delta t)=\frac{R_j(t+\Delta t)i_j(t+\Delta t)}{sd}$$



$$\tau_{*i}(t+\Delta t)=\frac{R_i(t+\Delta t)i_i(t+\Delta t)}{sd} \qquad \tau_{*j}(t+\Delta t)=\frac{R_j(t+\Delta t)i_j(t+\Delta t)}{sd}$$

図 3.59: 非定常流の概念（低下背水及び堰上げ）

が大きいことが判明した．これは，径深（水深）が劇的には変化しないのに対して，エネルギー勾配 i_e あるいは水面勾配 i_s は僅かな攪乱によって大きく変化しやすいという特質による．

開水路非定常流の連続式は以下で与えられる [47]．

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{3.12}$$

ただし，A : 流下断面, Q : 流量, t : 時間, x : 流下方向の距離

(3.12) 式はある断面を通過する流量差が水面上昇による断面間の単位時間当たりの体積増加に等しいことを表している．kinematic wave theory によれば，流下断面が長方形矩形であるとして水路幅 b，水深 h を用いて $A = bh$ とすれば，**(3.12) 式**は以下の形で表現できる [47]．

$$\frac{\partial h}{\partial t} + (1+p)u\frac{\partial h}{\partial x} = 0 \tag{3.13}$$

ただし，h : 水深, u : 平均流速, p : 定数 (> 0)

これは，洪水波形が $c = (1+p)u$ で進行することを表し，洪水波形は洪水流よりも早く下流に到達することを表す [47]．つまり，水深変化は上流からの流量変化（体積変化）によって生じるが，それよりも早く洪水波形（水面勾配）が到達することを示すものと理解できる．

無次元河床掃流力は **(2.17) 式**に示した平均流速と同じ形の式であり，物理的には水面勾配の変化は平均流速の変化であり，無次元河床掃流力と小規模河床形態の変遷に影響を与えているものと推察される．**図–3.44** から**図–3.47** に示したとおり，下流端操作により等流状態を保った場合，洪水波形が短くなるにつれて無次元河床掃流力と水面勾配，エネルギー勾配の相関はやや低くなる傾向であると読み取ることもできる．しかしながら，平均水深との比較では依然として大きく，無次元河床掃流力と河床の遷移を規定する支配要因であることに変わりは無いと考えられる．

3.5　この章の結論

本章では，流量波形の非定常性が小規模河床形態に及ぼす影響を評価するため，非定常流量過程における砂堆の形成及び消失に関する移動床水理実験を行ない河床抵抗の評価を行なった．非定常波形のパターンを数種類替え，同一流量波形で下流端の扱いを変えた場合（ケース2），下流端の扱いは同じで流量継続時間を変えた場合（ケース3），のそれぞれで砂堆の観測及び河床抵抗の評価を行なった．また，粒径を小さいものに替えた場合の実験を行なった．実験及び考察により，以下のことが示された．

1) 同一の非定常流量を用いて下流端の操作方法を変えた水理実験では，下流端を観測区間の平均水深で操作しほぼ等流状態を保ったケースは砂堆が消失して平坦河床に遷移した後も平坦河床を保ち，砂堆消失以降に下流端操作を行なわず下流堰上げ傾向になったケースは，流量減少の過程で砂堆が再形成された．第2章のケース1と同様に，河床形態を規定する無次元河床掃流力への影響要因として水面勾配及び流速の影響が大きいことが分かった．

2) 下流端操作によりほぼ等流状態を保ち，非定常流量波形のピーク時間を短縮したケースでは，時間短縮の長さに関わらず砂堆が形成された後に平坦河床へ遷移しそのまま平坦河床を保った．径深（水深）のみの変化は無次元河床掃流力及び河床の攪乱要因としては大きくなく，擬似的に等流状態を保った場合でも依然として水面勾配及び流速が支配的要因であることが分かった．

3) 河床材料粒径を小さいものに替えた水理実験では，洪水継続時間の長短，砂堆の再形成の有無つまり二価性の有無に関わらず，無次元河床掃流力～無次元有効河床掃流力の関係は遷移領域の中央部に集中し，粒径が大きいケース1, 2, 3に比較して明瞭では無かった．粒径が小さい場合は砂堆の遷移過程で砂漣（ripples）との混在や浮遊砂の影響を受けやすいことが示唆された．

4) 無次元河床掃流力と同様の形の式であるフルード数は河床の遷移現象と良好に一致し，水面勾配の緩急，洪水継続時間の長短に関わらず，砂堆の遷移過程を説明する変数として重要であることが分かった．また，前章と同様に平坦床見合いフルード数が安定して0.9付近を超える場合は河床の二価性を示す領域が存在する場合があることが示唆された．

5) 当該実験施設の規模では，無次元河床掃流力を構成する変数のうち勾配が大きな支配要因であり，非定常流量過程における二価性の有無は不定流性によ

る水面勾配及び流速の影響が大きいことが判明した．すなわち，洪水継続時間の長い波形ほど水深及び水面勾配の変化が緩やかで二価性が発現しやすく，流量変化が急激な波形ほど水面勾配の変化が生じて二価性が観測されにくいことが判明した．

第4章　昭和56年8月上旬石狩川洪水における同時水位観測による河床抵抗の挙動特性の検討

石狩川は昭和56年（1981年）8月に流域全体にわたり，当時の治水計画を上回る既往最大となる大洪水を経験した．8月3日から6日にかけて，実質的には4日，5日の48時間雨量に集中して，基準点石狩大橋より上流の流域平均雨量は282.2mmに達した．また，石狩大橋地点の最大流量は11,330m$^3/s$と推定され，当時の計画高水流量9,000m$^3/s$を大幅に上回るものとなった．この機会に，下流部（河口から15km地点付近まで）で洪水中の同時水位，流量，河床波，湾曲部流向流速，流砂量，洪水後の河床変動調査（縦横断測量）等，実河川では観測例が極めて少なかった種々のデータ観測が実施された[5]．これらのデータは実河川の既往最大の洪水中に観測された希少な事例であり，洪水管理計画の検証に資するべきものである．とくに同時水位観測及び河床波の観測は，実河川の洪水中の河床抵抗の挙動を正確に検証する上で重要なデータである．本章では，昭和56年8月石狩川洪水時に実施された洪水観測のうち同時水位観測データを用いて，洪水中の非定常流下での河床抵抗の変化を検討した．

4.1　昭和56年8月石狩川洪水時の洪水観測の概要

図–4.1に昭和56年8月石狩川洪水時における洪水観測の調査地点及び範囲の概要を示した．**図–4.2**に昭和56年8月石狩川洪水の石狩大橋基準点における流量ハイドログラフ，**図–4.3**に区間の上流である篠路地点（河口から15.0km）における流量ハイドログラフを示す[48]．図中のPはピーク時，A, B, C, D, Eは単発的に洪水観測データら取得した時点を示す．また，**表–4.1**に実施された洪水観測項目を示す[5]．

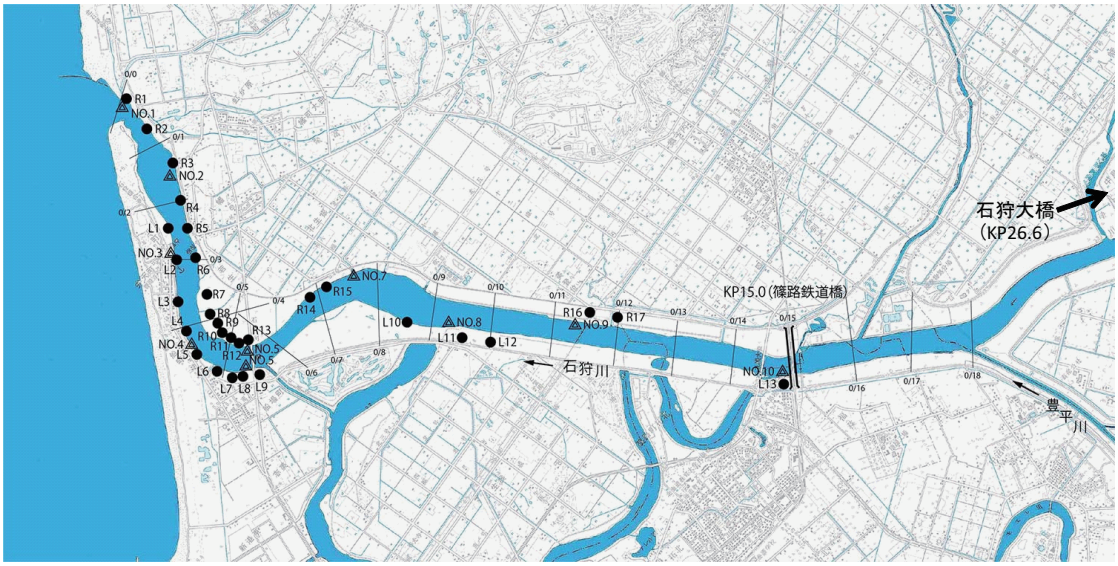


図 4.1: 昭和 56 年 8 月洪水における石狩川下流洪水観測位置図

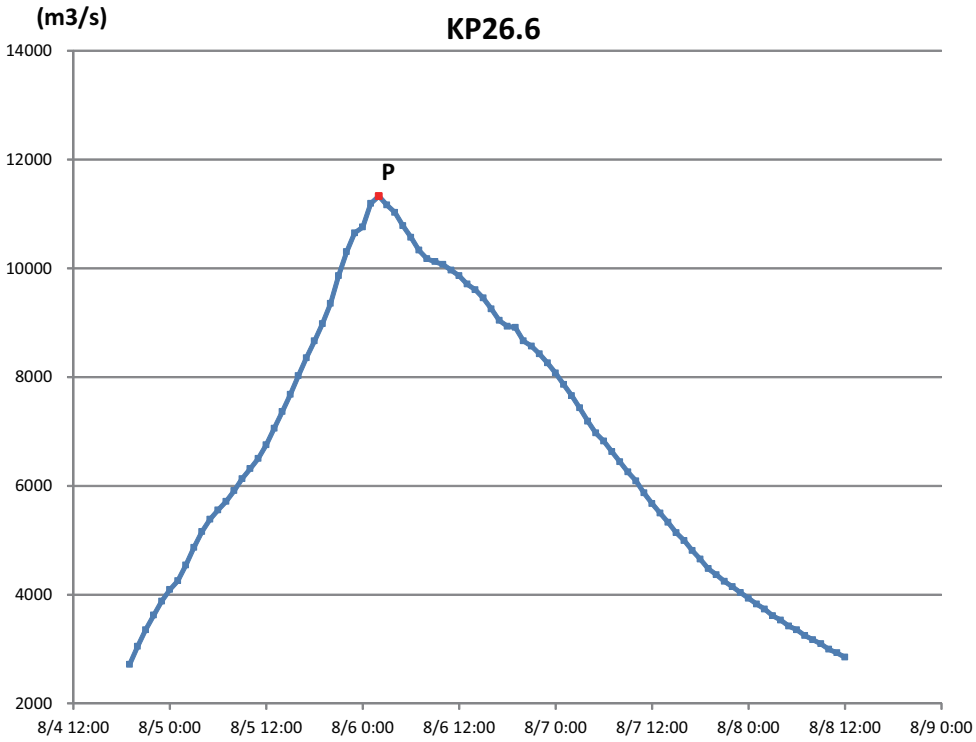


図 4.2: 昭和 56 年 8 月石狩川洪水の流量波形（石狩大橋）（資料 [48] より再構成）

表 4.1: 昭和 56 年 8 月石狩川下流部の洪水観測項目（竹本ら[5]より再整理）

観測項目	観測の詳細
水位観測	同時水位観測：28か所，10分間隔 8/4 14時～8/6 18時，18か所 8/4 19時～8/5 19時前後 10か所 自記水位観測：10か所
流量観測	竿浮子及び一部流速計による観測：9回
横断測量	KP0.0～8.5間：約200m間隔 うちKP3.6～4.0間：50m間隔，10測線3回
縦断測量	KP0.0～15.0間：9測線 うちKP2.0～4.0間：3測線5回
河口部深浅測量	放射状に6測線
湾曲部流向流速観測	KP4.0～5.5間：羽根型浮子トランシット追跡法，2回
流砂量観測	浮遊砂：河口橋及びKP11.0地点，6回 掃流砂：KP11.0地点，2回

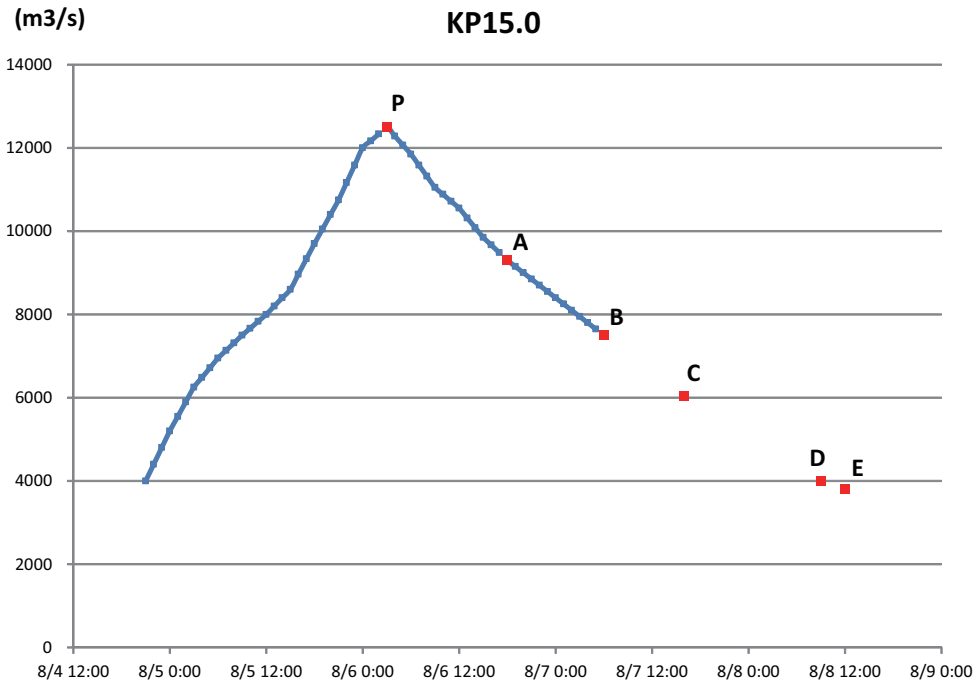


図 4.3: 昭和 56 年 8 月石狩川洪水の流量波形（篠路）（資料[48]より再構成）

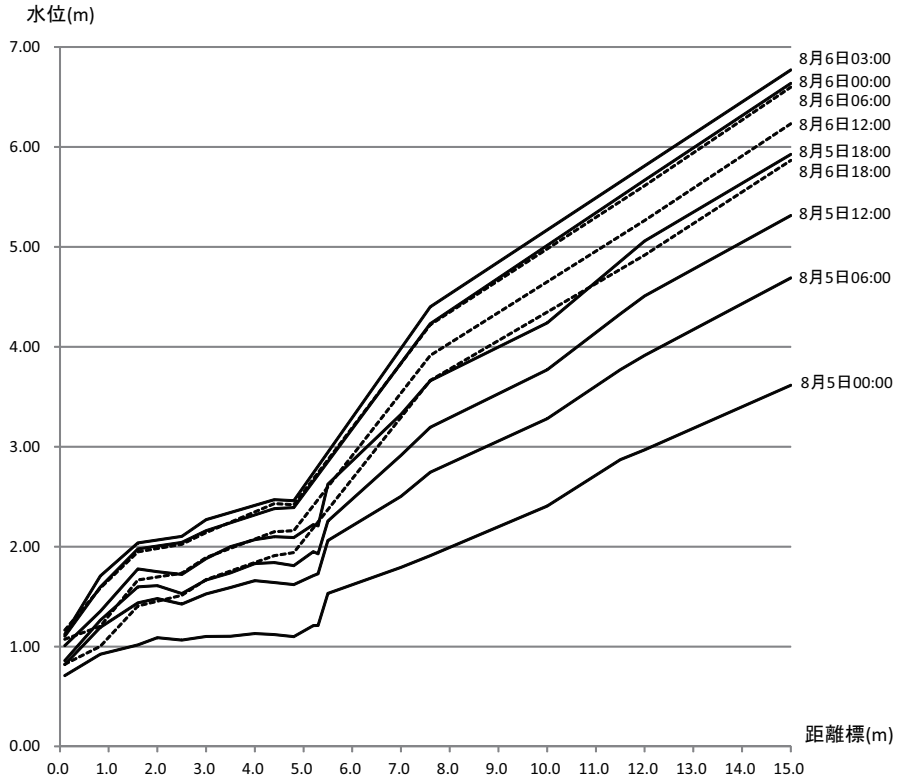


図 4.4: 同時水位観測による水位縦断（竹本ら[5]より再構成）

4.1.1 水位観測

同時水位観測については，河床波観測も実施された河口部付近については500m程度の間隔で左右岸2か所以上の組とした．また，自記水位計箇所についても同時水位観測を実施した．昭和54年の洪水観測により，半日間隔の潮位変動に加えて20-30分周期の変動が重なって河道内のかなり奥まで水位に影響していることが判明したため，水位測定間隔は10分とした．石狩川下流部においてはピーク流量が夜半から未明にかけて出現する事例が多かったため，ピーク水位を含む12時間程度の連続観測を実施することを目標に観測が開始された．しかし，洪水が予想を上回る規模になり，本来業務の災害対応のため10か所で途中欠測となった．自記水位観測については，洪水前の7月に全施設（河口から15km地点まで10か所）の点検を完了していたが，予想を上回る大洪水のため，河岸決壊，河床洗掘等の影響と思われる不自然な記録が圧力式水位計で観測された．大出水の水位上昇により機器が停止したり検舎が流出したりする観測所もあった．種々のアクシデントはあったものの，18か所において約48時間の連続観測に成功したことは，未曾有の大洪水で災害対応が最優先された中では大きな成果となった．**図–4.4**に水位縦断の経時変化を示す．実線は水位上昇期，破線は下降期を示す．河口付近に比べ，上流側では流量増加に伴う水位上昇量が大きかった．河口部の水位変動量が

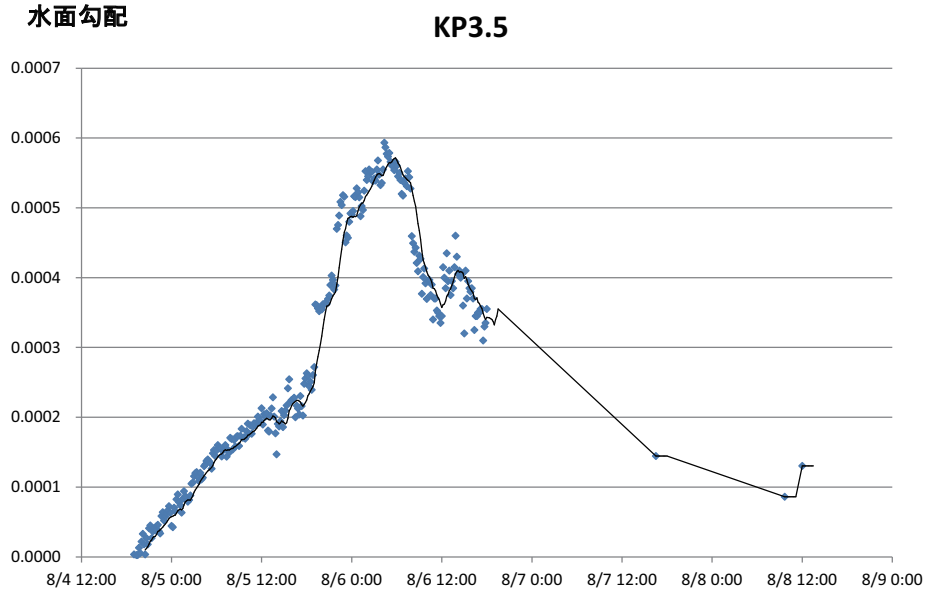


図 4.5: 水面勾配の時間変化（KP3.5）（竹本ら [5] より整理）

大きくなかった要因としては，砂州のフラッシュ，河床洗掘，河岸浸食等による断面拡大の影響もあると推察された．河口から 2km-5km（KP2.0-5.0）付近の区間では，水位縦断はレベルに近い状態から流量増加とともに勾配が大きくなった．また，一部の箇所を除き，水位上昇期と下降期で水面勾配の大きな差異は見られなかった [5]．

水面勾配の変化

第 2 章及び第 3 章の水理実験結果から，水面勾配が無次元河床掃流力に大きな影響を与えることが判明した．**図–4.5**，**図–4.6**，**図–4.7** に KP3.5，KP15.0（篠路），KP26.6（石狩大橋）における水面勾配の時間変化を示す．また，**図–4.8**，**図–4.9**，**図–4.10** にそれぞれの地点における流量と水面勾配の関係を示す．河口に近い KP3.5 では非定常流量過程である洪水期間を通じて水面勾配の変化が大きい．また，KP26.6（石狩大橋）については，水面勾配の時間変化は大きくないものの，流量と水面勾配の関係では若干のループ形状を呈していることが分かった．

実河川の洪水中における水面勾配の変化については，山口 [49] らが指摘している [50]．山口は水位の上昇とともに水面勾配が大きくなるのが一般的であるのに対し，石狩川のような蛇行が卓越した河道では水位の上昇すなわち流量の上昇とともに水面勾配が緩くなる区間の存在を示し，水面勾配が緩くなることに起因する土砂の輸送能力の低下によって河床形態が発達する可能性について指摘している．

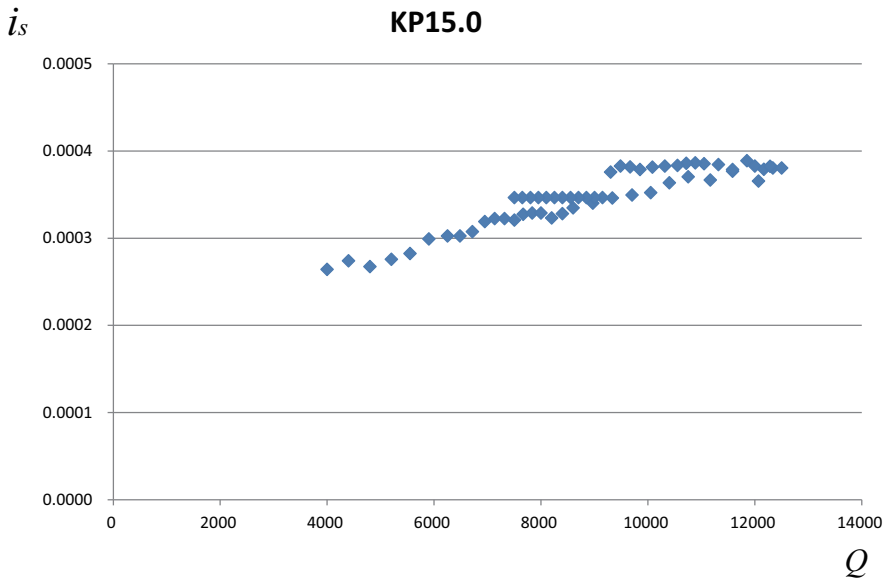


図 4.6: 水面勾配の時間変化（KP15.0）（資料 [48] より整理）

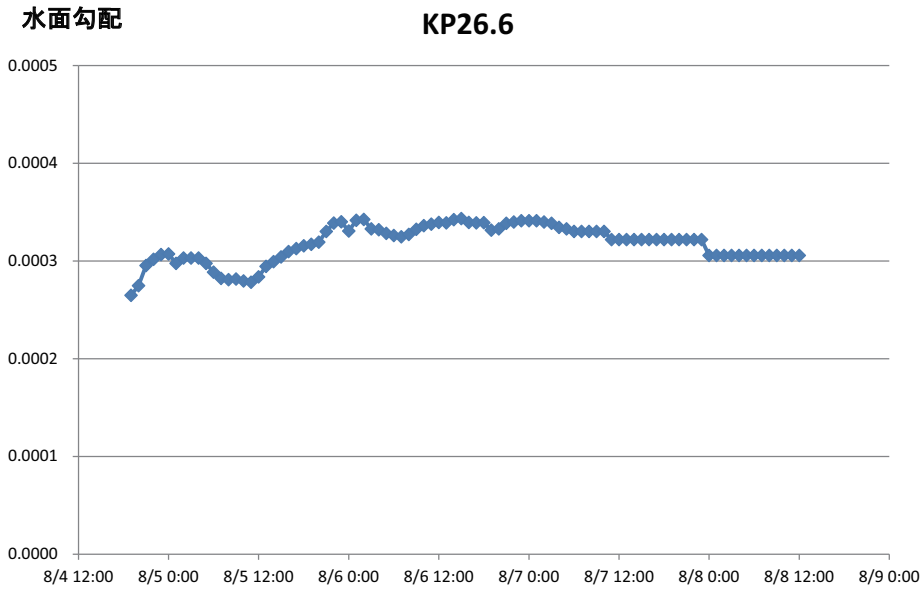


図 4.7: 水面勾配の時間変化（KP26.6）（資料 [48] より整理）

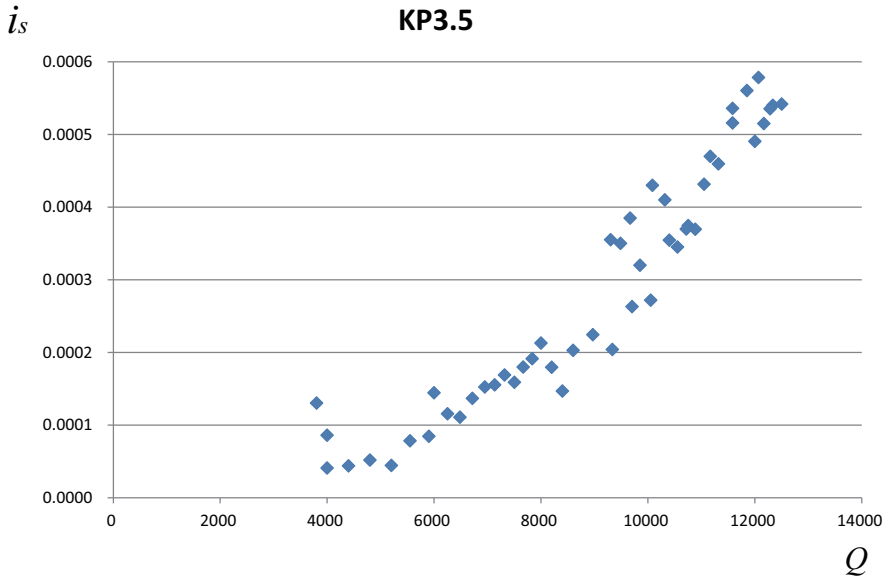


図 4.8: 流量と水面勾配の関係（KP3.5）（竹本ら [5]，資料 [48] より整理）

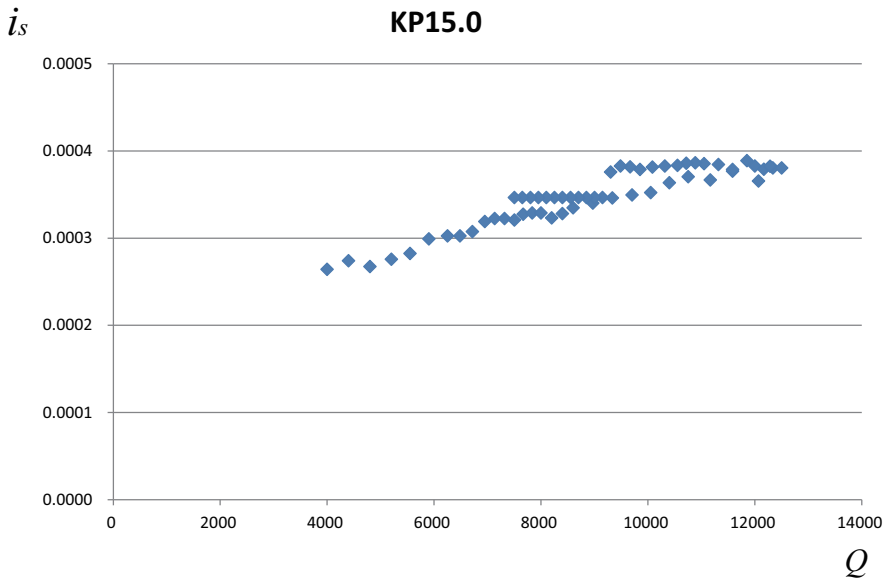


図 4.9: 流量と水面勾配の関係（KP15.0）（資料 [48] より整理）

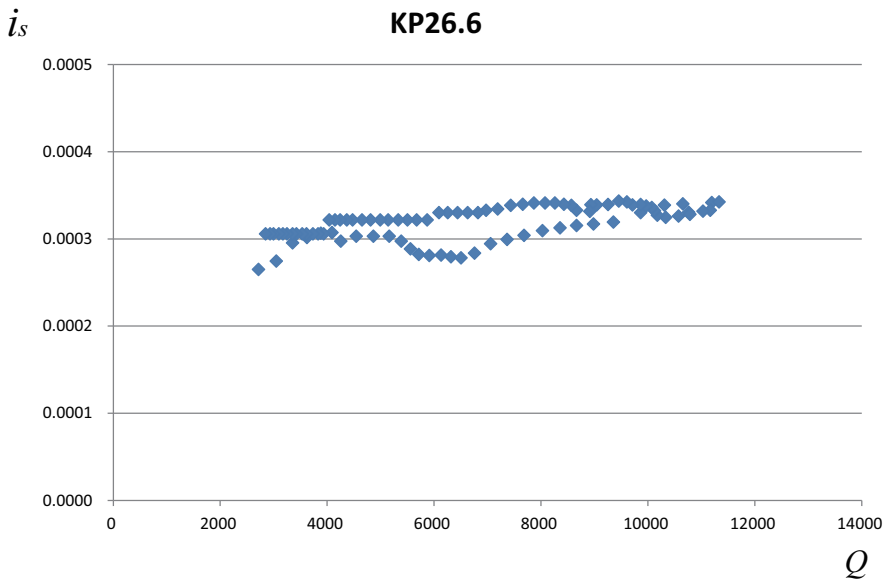


図 4.10: 流量と水面勾配の関係（KP26.6）（資料 [48] より整理）

4.1.2 流量観測

洪水観測の対象区間（河口から 15km 地点まで）には流量観測基準点が無かったことから，河道形状が比較的整正で直線区間である KP11.0 地点を選定し，竿浮子による流速観測を実施した．水面勾配は 50m 間隔の 5 点で 10 分間隔で水位を測定し，その平均値とした．観測された表面流速から流量を計算で算出した [5]．

4.1.3 河床変動調査

洪水前後の河床変動を把握するため，横断測量，縦断測量，河口部深浅測量を実施した．横断測量については KP0.0〜8.5 の間で約 200m ピッチに設定された測線について，とくに低水路の深浅測量を実施した．河口付近湾曲部，河口から海域については，詳細なデータを得るためにそれぞれ測線を補足して測量を実施した．KP9.0 より上流については，北海道開発局において 8 月と 10 月に 500m ピッチでの大横断測量により低水路の深浅測量が実施された．測量の結果，洪水時には全般的に河床は洗掘低下傾向にあり，とくに河口部とその上流周辺の河床洗掘，河岸浸食が大きいことが分かった．河口部 KP0.0 については，最深河床高で洪水前に対して 8m も洗掘されたことが判明した．また，横断測量と同時に実施された河床材料調査によれば，洪水前後で横断面内の平均粒径は大きく変化していないことが分かった [5]．

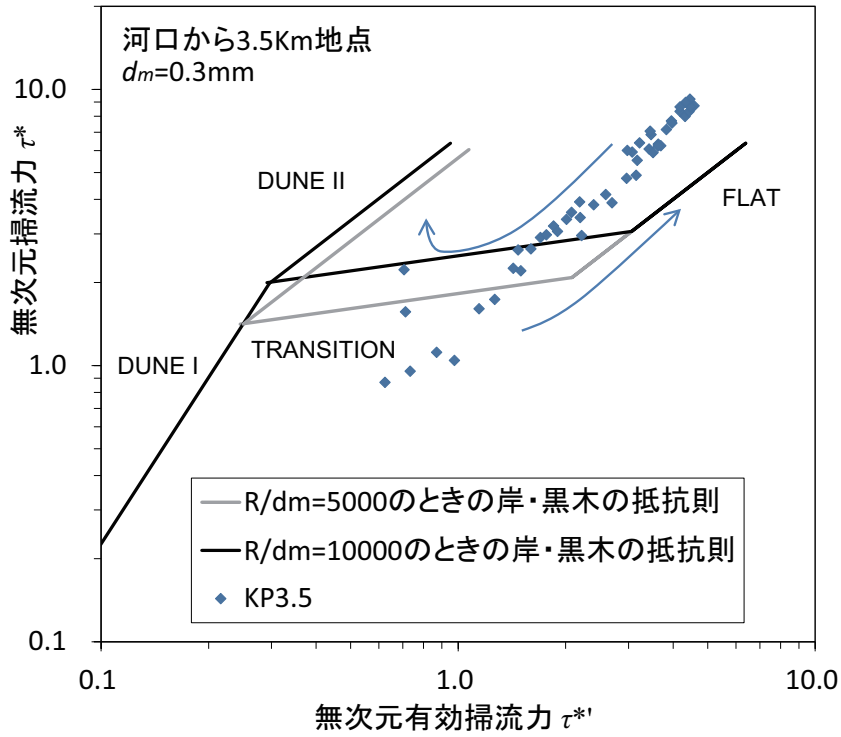


図 4.11: 同時水位観測からの河床抵抗の変遷（KP3.5）

4.2 同時水位観測による河床抵抗の経時変化

河床波観測が行なわれた区間である KP3.5，流量観測地点である篠路（KP15.0），石狩川（河川整備基本方針）の流量基準点である石狩大橋（KP26.6）の 3 地点において河床抵抗の時間的変化を検討した．KP3.5 地点で流量データと水位データが揃って連続して取得されたのは**図–4.3** 中の A 点までで，その後 C，D，E の時点で単発的に流量と水位データが揃って取得された．篠路地点（KP15.0）においては，流量と水位データが揃って連続的に取得されたのは B 点までであった．石狩大橋については，**図–4.2** の流量に対応して連続した水位データが取得された．また，KP3.5 については，密な洪水観測がなされた区間であり上下地点の水理データからエネルギー勾配 i_e が算出できたものの，篠路（KP15.0）及び石狩大橋（KP26.6）は近傍での水理データが無く，観測地点における水面勾配が観測されたのみだったため，エネルギー勾配 i_eの代わりに水面勾配 i_s を使用した．

4.2.1 無次元河床掃流力による評価

同時水位観測データから検討を行なった KP3.5，KP15.0，KP26.6 について，一連の非定常洪水過程における河床掃流力の検討を試みた．τ_*及びτ_*' の算出方法に

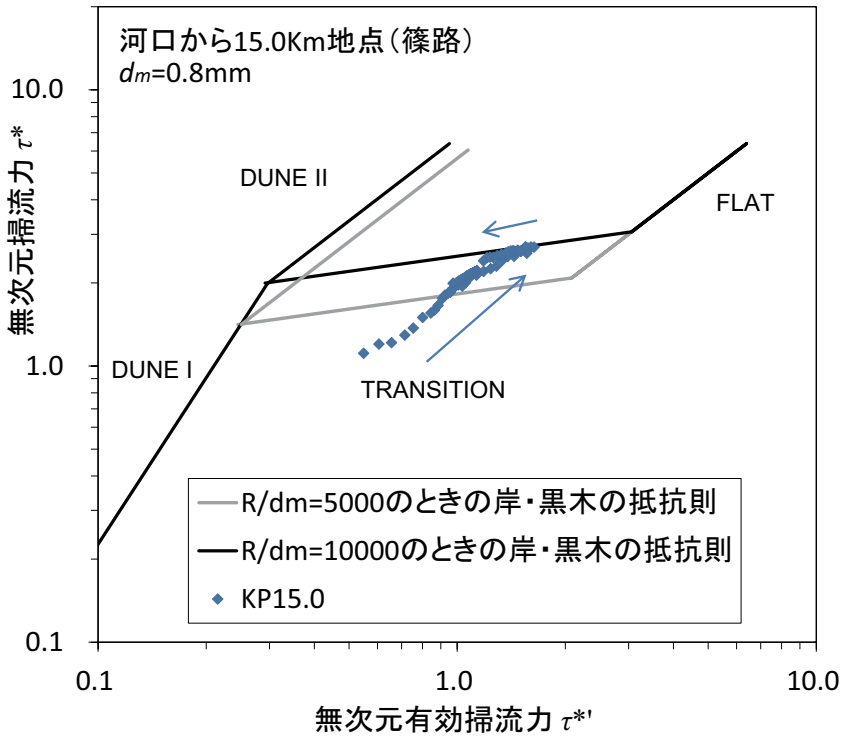


図 4.12: 同時水位観測からの河床抵抗の変遷（KP15.0）

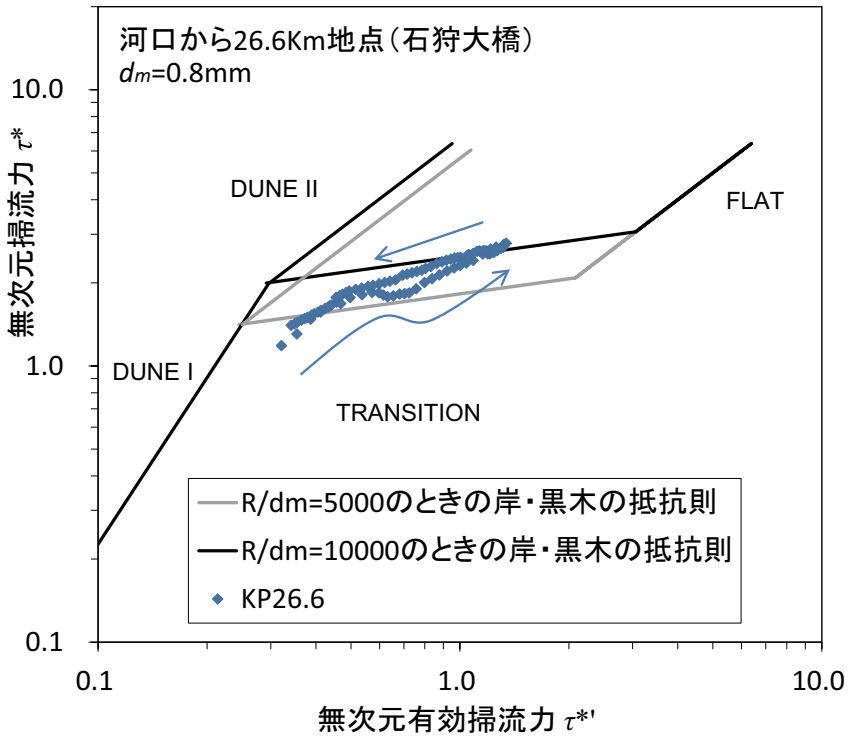


図 4.13: 同時水位観測からの河床抵抗の変遷（KP26.6）

ついては，第 2 章 **(2.8) 式**，**(2.12) 式**に示したとおり次式を用いた．なお，石狩川の水理条件から $R/2d \geq 500$ であり，径深 R の代わりに水深 h により求めた．

$$\tau_* = \frac{Ri_e}{sd} \tag{4.1}$$

$$\frac{u}{\sqrt{gRi_e}} = 11.59 \left(\frac{R}{2d}\right)^{\frac{1}{10}} \left(\frac{\tau_*'}{\tau_*}\right)^{\frac{3}{5}}, \quad R'/2d \geq 500 \tag{4.2}$$

ただし，R：径深, i_e：エネルギー勾配, s：河床砂の水中重量, d：河床砂の平均粒径

図–4.11 に示すように，KP3.5 については洪水の一連非定常過程で平坦床に近い状態であり，洪水末期にかけて徐々に砂堆へ移行したものと推察された．石狩川の洪水観測 [5] でも KP3.5 を含む近傍区間で洪水末期に砂堆が発生していたことが観測されており，それを裏付けるデータとなった．

図–4.12，**図–4.13** に示す KP15.0 及び KP26.6 については，洪水の一連非定常過程で平坦床と砂堆の混在であることが示唆された．河床抵抗変化の挙動は，流量が増加するにつれて平坦床側に向かい，流量の小さい洪水初期及び後期では砂堆側の傾向となった．KP15.0，KP26.6 ともに洪水の非定常過程で遷移領域に属しており，流れの攪乱要因によって平坦床から砂堆側へ遷移し河床の抵抗が大きく変化する懸念も示唆された．

4.2.2 フルード数による評価

第 2 章，第 3 章と同様に，泉・山口 [4] の手法にならい，水深で無次元化した相当粗度 k_s^* と平坦河床見合いのフルード数 F_r により算定した．相当粗度 k_s は，第 2 章 **(2.14) 式**，**(2.15) 式**，**(2.13) 式**に示したとおり，流速係数 ϕ，平均流速 u，摩擦速度 u_*，水深 h，エネルギー勾配 i_e を用いて次式で表される．

$$\phi = \frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{k_s} \tag{4.3}$$

$$u_* = \sqrt{ghi_e} \tag{4.4}$$

$$i_e = -\frac{d}{dx}\left(z + h + \frac{\alpha v^2}{2g}\right) = i_b + i_s - \frac{d}{dx}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) \tag{4.5}$$

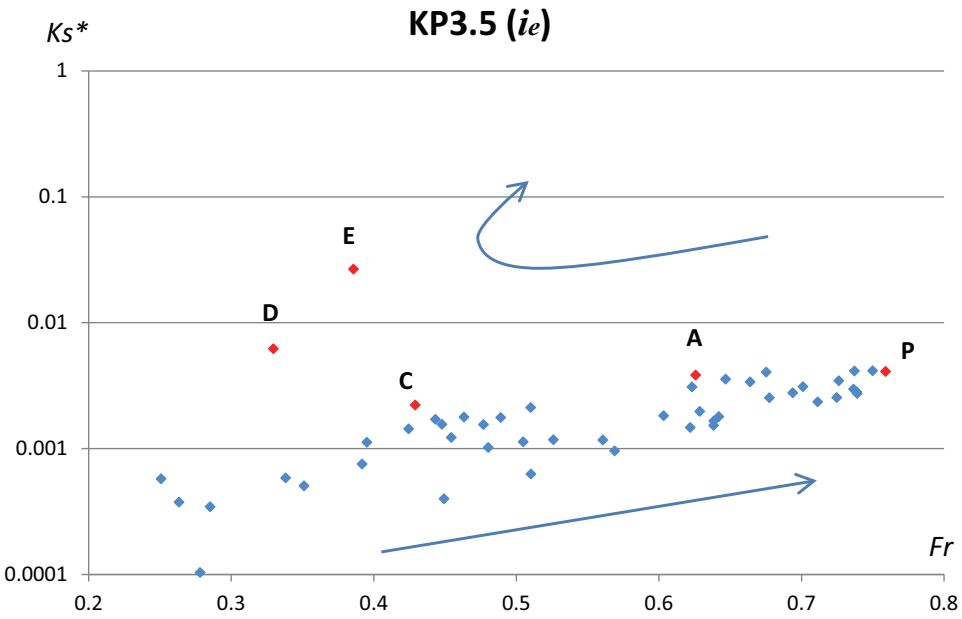


図 4.14: 低水路河床抵抗の経時変化（KP3.5）

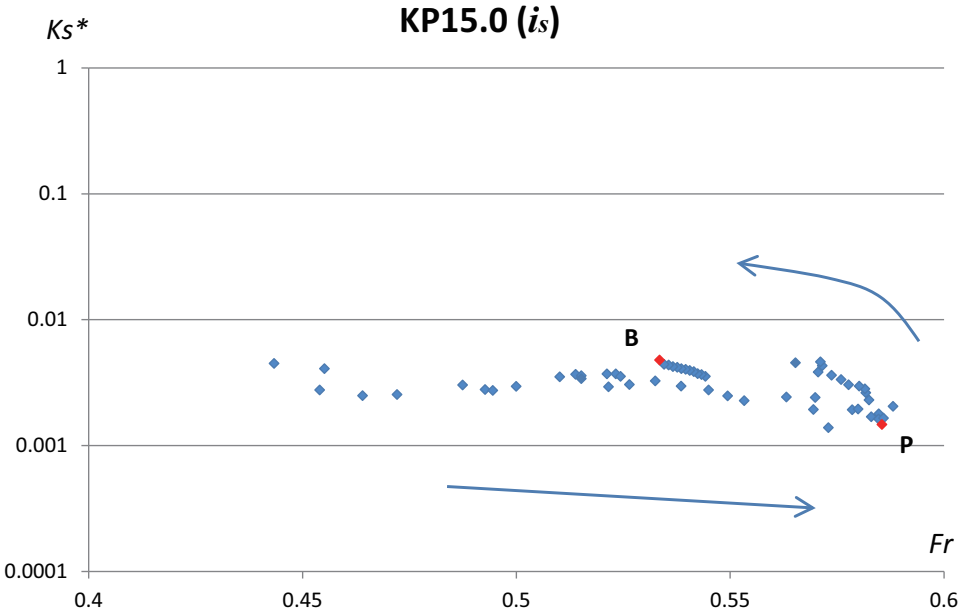


図 4.15: 低水路河床抵抗の経時変化（KP15.0）

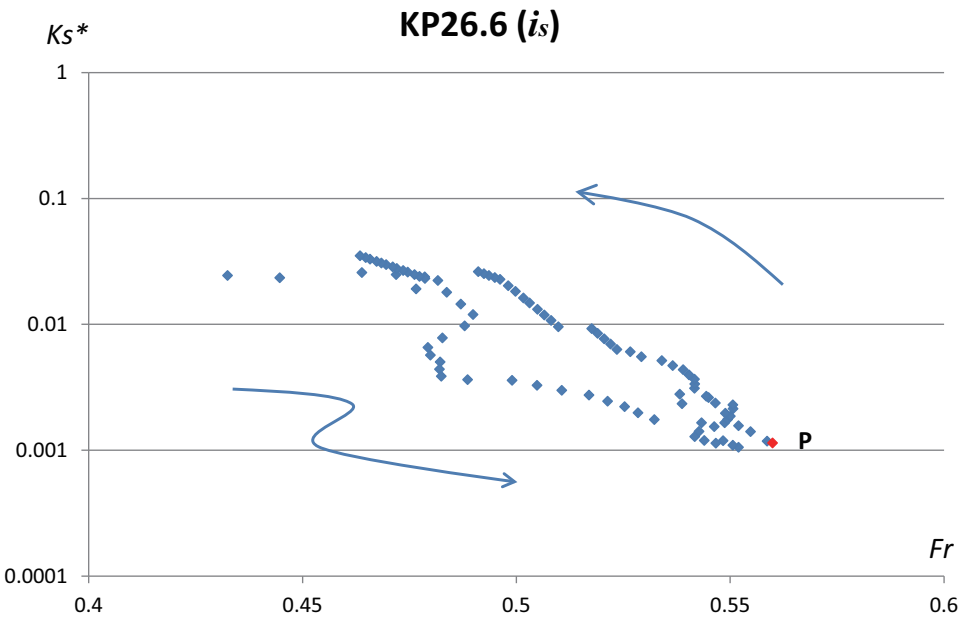


図 4.16: 低水路河床抵抗の経時変化（KP26.6）

ただし，v：平均流速, u_*：摩擦速度, h：水深, k_s：相当粗度, x：流下方向の座標, z：基準水平面からの河床高,α：エネルギー補正係数（ここでは 1 とした.）

フルード数 F_r は **(2.18) 式**に示したとおり次式で与えられる.

$$F_r = \frac{u}{\sqrt{gh}} \tag{4.6}$$

なお，第 2 章，第 3 章と同様に，Manning-Strickler 式 [43] に流量 Q，水路幅 B を用い，相当粗度 k_sが粒径 d の 2.5 倍として水深 h を算出した.

$$h = \left(\frac{k_s^{\frac{1}{6}} Q}{7.66 B \sqrt{g i_e}} \right)^{\frac{3}{5}} \tag{4.7}$$

ただし，h：水深, k_s：相当粗度, Q：流量, B：水路幅, g：重力加速度, i_e：エネルギー勾配

図–4.14 から**図–4.16** に 3 地点における無次元化した相当粗度 k_s^* と平坦床見合い F_r の経時変化を示す．図中の P, A, B, C, D, E は**図–4.2** 及び**図–4.3** 中の時点に対応している．なお，**図–4.3** に示す流量波形は $4000\mathrm{m}^3/s$ 以上であり全期間が洪

水期非定常過程であると判断した．i_e, i_s の表記はそれぞれエネルギー勾配 i_e，水面勾配 i_s を使用したことを示す．無次元相当粗度 k_s^* は 0.1 から 0.001 程度の間で推移した．なお，3 地点の平坦床見合いの水深は 6-7m，河床材料粒径は KP3.5 地点が 0.3mm 程度，篠路（KP15.0）及び石狩大橋（KP26.6）が 0.8mm 程度であった．無次元相当粗度 0.001 は 6-7mm で，KP3.5 地点では粒径の 30-35 倍，篠路及び石狩大橋では粒径の 6-7 倍相当であった．

4.2.3 移動床水理実験との比較による考察

実河川における河床抵抗の変化と，第 2 章及び第 3 章で実施した移動床水理実験の結果を比較して検討した．水理実験では砂堆が消失して平坦床に遷移した瞬間に k_s^* が急激に 0.001 まで低下したのに対し，KP3.5(i_e) では洪水前期からピークにかけて k_s^* が低く，ピークから洪水後期にかけて k_s^* が上昇した．また，水理実験ケース 1-1, 2-1, 3-1 では無次元相当粗度 k_s^* の二価性が生じているが，KP3.5(i_e) についてもやや二価性的な挙動を示した．KP3.5 を含む河口部近傍で実施された河床波観測では洪水後期に河床波の発達が観測されており，河床抵抗の変遷は観測結果と一致した．水理実験に比較して実河川の k_s^* 領域区分は明瞭ではなく，これは河道形状が複雑で流れの水理条件が一様では無いこと，河床材料が混合粒径で形成されていること，浮遊砂による影響 [51] などが要因と考えられた．**図–4.5** に示すように，河口部に近い KP3.5 近傍区間では流量増加にともなって水面勾配がレベルに近い状態から徐々に大きくなり無次元河床掃流力や小規模河床形態の遷移に関して大きなインパクトとなる区間であることが分かった．

篠路（KP15.0）については，洪水の一連期間で無次元相当粗度 k_s^* は大きく変化せず 0.01 から 0.001 の範囲であった．これは当該地点が直線区間で流れが安定しており，また直上流側で豊平川，当別川という大きな支川が流入して水面勾配が確保され，洪水期間中の河床が安定して平坦床に近い状態が保たれたためと考えられた．k_s^* の数値からは洪水期間を通じて平坦床に近い状態が保たれていたことが示唆された．石狩大橋（KP26.6）については，無次元相当粗度 k_s^* は 0.1 程度からピーク流量に向かって 0.001 程度まで変化し，流量減少期は漸増して再び 0.1 程度に戻った．洪水非定常流量過程で不明瞭ながらやや二価性的な挙動を示した．

図–4.6 と**図–4.7** との比較から分かるように，KP15.0 は水面勾配の変化はややあるが無次元河床掃流力の変化は小さく，逆に KP26.6 は水面勾配の変化は小さいが無次元河床掃流力の変化はやや大きい．KP26.6 は KP15.0 とは逆に豊平川合流点より上流にあること，湾曲部の直下流に位置することも影響していると考えられた．とくに KP26.6 の無次元河床掃流力は洪水初期で大きく，KP3.5 と KP15.0 には見られない挙動であった．これは過去の洪水などで初期状態の河道に何らか

の小規模河床形態が形成されており，それが流量の増加に伴ってピーク流量にかけて平坦床に遷移していると推察された．しかし，河道線形の改変等による河床掃流力の変化によっては平坦床側に遷移しにくくなり洪水位へ影響を及ぼす懸念もあり，河道計画の立案にあたっては一連の洪水期間における河床掃流力と河床形態の関係を詳細に検討することが必要な区間だと考えられる．

第 2 章及び第 3 章の移動床水理実験では小規模河床形態（砂堆）に比較して，実河川である石狩川の洪水観測データによる水理検討では明瞭な無次元河床掃流力の二価性は見られなかった．これは先に述べた実河川の河道と流れが複雑であること，浮遊砂の影響に加えて，小規模河床形態を表現するパラメータであるフルード数自体が小さい領域での流れであったことなどが想定された．

4.3 河道計画における低水路粗度係数の技術的課題

現在の河道計画の策定に際しては，洪水流量の不等流計算と洪水痕跡などのピーク水位が合うように逆算した Mannning 粗度係数，河床材料粒径から推定される Manning 粗度係数などを総合的に勘案して河道分担流量や施設設計値が設定される．痕跡による逆算手法は洪水ピーク流量を対象としており，一般的に日本の沖積河川においてはピーク流量時に平坦床となっている場合が多い．河床が遷移する可能性がある場合は流速係数の与え方が示されているのみである [52),53)]．Manning 粗度係数 n は **(2.1) 式**と同様の次式で与えられる次元を持つ物理量であるが，日本の河川計画では直感的な理解のしやすさから広く用いられている．

$$n = \frac{1}{u} R^{\frac{2}{3}} i_e^{\frac{1}{2}} \tag{4.8}$$

ただし u：平均流速, R：径深, i_e：エネルギー勾配

現在の河道計画では洪水イベントという非定常流量過程にも関わらず，一定の粗度係数を使用して河道計画が設定されている場合が多い．これは日本の河川計画が基本高水流量及び洪水高水流量の処理を基本とし，ピーク流量付近では一般的に河床は平坦であるという前提に基づいている．しかしながら，近年指摘されているように気候変動等による降雨及び流出形態の変化によって洪水波形が変化する懸念があり，河道の河床抵抗をピーク流量付近の粗度係数で一義的に設定することは，将来的な洪水波形の変化による河床抵抗及び水位への影響を推定することが困難となる．また，河川改修などにより河道が大きく改変される場合にも河床掃流力の変化によって生じる可能性のある事象を正確に予測できない懸念がある．

表 4.2: 各セグメントとその特徴[54)]

	セグメントM	セグメント1	セグメント2		セグメント3
			2-1	2-2	
地形区分	←山間地→	←扇状地→	←谷底平野→	←自然堤防帯→	←デルタ→
河床材料の代表粒径 d_R	さまざま	2cm以上	3cm～1cm	1cm～0.3mm	0.3mm以下
河岸構成物質	河床河岸に岩が出ていることが多い.	表層に砂，シルトが乗ることがあるが薄く，河床材料と同一物質が占める.	下層は河床材料と同一，細砂，シルト，粘土の混合物.		シルト・粘土
勾配の目安	さまざま	1/60～1/400	1/400～1/5 000		1/5 000～水平
蛇行程度	さまざま	曲りが少ない	蛇行が激しいが，川幅水深比が大きい所では8字蛇行または島の発生		蛇行が大きいものもあるが小さいものもある.
河岸侵食程度	非常に激しい	非常に激しい	中，河床材料が大きいほうが水路はよく動く.		弱，ほとんど水路の位置は動かない.
低水路の平均深さ	さまざま	0.5～3m	2～8m		3～8m

山本は沖積河川の分類において，河道特性を規定する主要因子として平均年最大流量 Q_m，代表粒径 d_R，河床勾配 I_bを選定し，次式のとおり河道特性の諸構成要素 Y_i がそれらの関数であるとして河道特性を分析，解析している[54)]．

$$Y_i = f_i(Q_m, d_R, I_b) \tag{4.9}$$

また，山本は河床勾配が同一で類似したプロファイルを持つ区間ごとに河道を区分する「セグメント区分」を用いており，これは国土交通省の河川計画，河道設計のベースとなっている．山本は上流側からセグメントをセグメントM，セグメント1，セグメント2（2-1及び2-2），セグメント3に分類している．河川整備計画の検討に使用する低水路粗度係数はセグメント区分ごとを基本としている．河床が遷移する可能性のあるセグメント2についてはさらにセグメント2-1及び2-2に細分され，河床遷移と河床抵抗についてとくに慎重な技術的検討を行なうこととされている．石狩川下流においては，河口KP0.0～7.5までがセグメント3，KP7.5～83.5までがセグメント2-2，KP83.5～138.0までがセグメント2-1に区分されている．先のKP15.0，KP26.6はどちらもセグメント2-2に属し，河床形態及び河床抵抗の詳細な検討が必要な区間である．

4.4　この章の結論

本章では，昭和 56 年 8 月石狩川洪水時の下流部同時水位観測データを使用して，河床抵抗の時系列な挙動特性を無次元化した相当粗度 k_s^* で表し，移動床水理実験との結果と比較して検討した．本章により，以下の事項が示された．

(1) 石狩川下流部（河口から 30km 程度）における洪水中の無次元相当粗度 k_s^* は，0.1 から 0.001 程度の範囲で連続的に変化し砂堆と平坦床の混在が示唆された．KP3.5 近傍では洪水後期に砂堆が発生し，篠路及び石狩大橋ではピーク流量付近で河床が平坦に近いことが推察された．

(2) 河口部に近い KP3.5 では，水面勾配は流量とともに大きく変化し，洪水後期の流量減少期に河床掃流力が大きく低下することにより河床が平坦から砂堆へ遷移しやすい条件にあることが分かった．

(3) KP15.0 及び KP26.6 の無次元相当粗度 k_s^* の挙動は異なっており，支川流入による水面勾配変化の影響が示唆された．水理実験においても径深（水深）よりも水面勾配のほうが河床掃流力に支配的な影響を与える要因であることが判明しており，治水計画，河道計画においては，支川流入や河道線形の影響による水面勾配の時間的変化を考慮する必要性があることが示唆された．

(4) KP26.6（石狩大橋：流量基準点）の洪水初期の河床抵抗は比較的大きく，過去の洪水により砂堆が形成されている可能性が示唆された．現在の河道計画では洪水ピーク流量時に河床が平坦側に遷移する想定であり，近傍区間の河道の改変によっては河床掃流力が低下し平坦側に遷移しなくなることによって河床抵抗及び水位が想定ほど下がらず，治水上危険側になる可能性も示唆された．

第5章　昭和56年8月上旬石狩川洪水における河床波観測による河床抵抗の検討

第4章では，昭和56年8月石狩川洪水時に実施された下流部洪水観測による同時水位観測データを使用して，実際の洪水期間中の河床抵抗の変化について検討した．実河川においては水理実験とは異なり河床抵抗の二価性つまりヒステリシスは明瞭に観測されず，平坦床と砂堆の混在であることが考えられた．昭和56年石狩川の洪水観測は包括的なものであり，河口に近い区間においては河床波の観測が実施された[5)]．Yalin[55)]，吉川・石川[31)]は，河床波形状（波長，波高）を用いて形状抵抗を力学的に算出した．また，三輪・大同[56)]は，河床波の形状特性の算定式を導入した抵抗予測式を提案した．これらの手法は，水理データによる河床抵抗の算出に比較して，河床波による形状抵抗と砂粒表面の粗さによる摩擦抵抗をより理論的な明確さをもって説明することができる．本章では，昭和56年8月石狩川洪水時に実施された下流部の河床波観測データを用いて，観測された河床波形状から推定される抵抗と水理観測から推定される抵抗を比較検討し，実河川の河床抵抗の変化について検討を行なった．また，前章までの結果をもとに，石狩川を事例に河川計画及び洪水管理上の技術的課題について検討した．

5.1　河床波観測の概要

石狩川下流では，既往最大洪水である昭和56年8月洪水時に，国内外を含め，実河川では観測例が極めて少なかった包括的な洪水観測が実施され，下流部においては河床波形状が計測されている[5)]．**図–5.1**に河床波観測が実施された箇所を示す．**図–5.2**は石狩川の河口付近における昭和56年8月上旬洪水時の流量ハイドログラフと洪水中に行われた同時水位観測結果に基づいて、清水・板倉[7)]が逆算したマニングの粗度係数である．**表–5.1**は河口から11km地点で行われた流量観測表である．清水・板倉は河口から11km地点で行われた流量観測資料を基に，無次元掃流力τ_*と無次元有効掃流力τ_*'の関係を整理している(**図–5.3**)．τ_*'は$\tau_*' = R'i_e/Sd_m$で与えられ，R'は**(2.6)式**と同様の式により定義している．



図 5.1: 昭和 56 年深浅測量位置図

$$u = \sqrt{gR'i_e}\left\{6 + 5.75\log\left(\frac{R'}{2d_m}\right)\right\} \tag{5.1}$$

ただし、u は平均流速, R'はτ_*' に対する径深である.

表 5.1: 昭和 56 年 8 月石狩川篠路鉄道橋における流量観測表 [5)]

$No.$	月日時刻	流量 (m^3/s)
5	8 月 5 日 14 時	8,620
6	8 月 5 日 16 時	8,697
7	8 月 6 日 11 時	10,904
8	8 月 6 日 15 時	9,869
11	8 月 9 日 12 時	2,606
12	8 月 9 日 15 時	2,438

図–5.3 には，岸・黒木[24)]によるτ_*とτ_*' の関係を実線で示した．昭和 56 年石狩川洪水の場合，図中に破線で示すように，理論的な遷移 (Transition) を下まわる傾

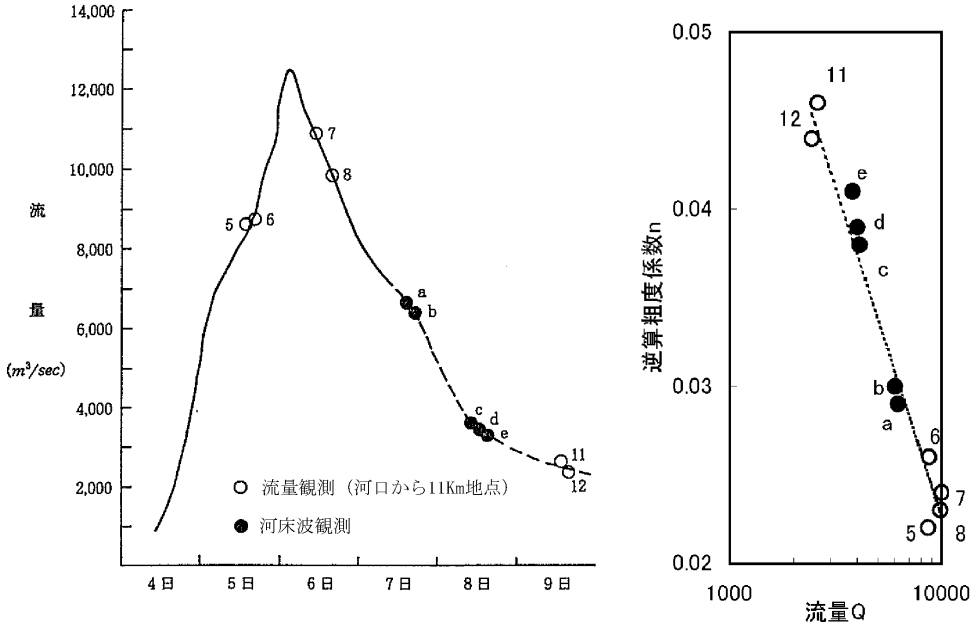


図 5.2: 昭和 56 年 8 月上旬・石狩川洪水流量波形と粗度係数との関係 [7)]

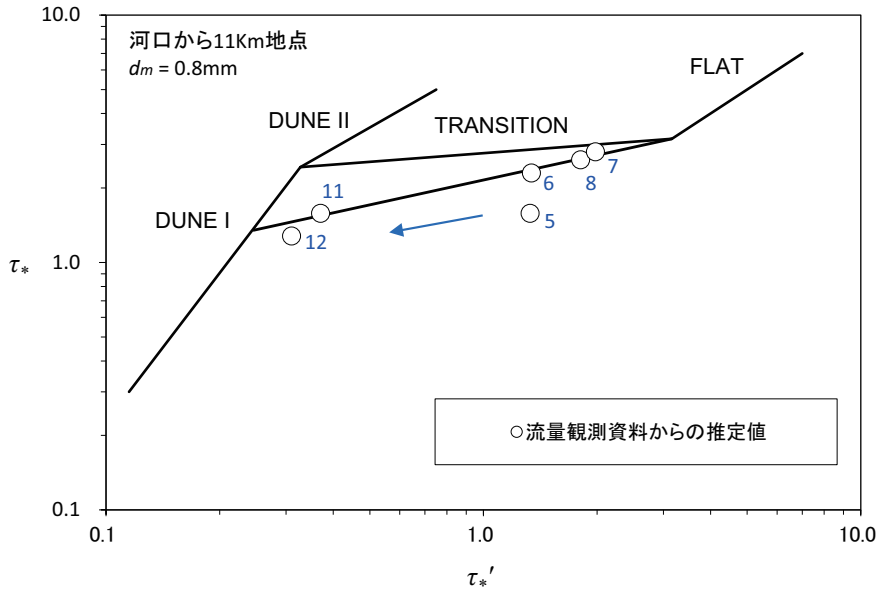


図 5.3: 昭和 56 年 8 月洪水の石狩川下流部における無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係

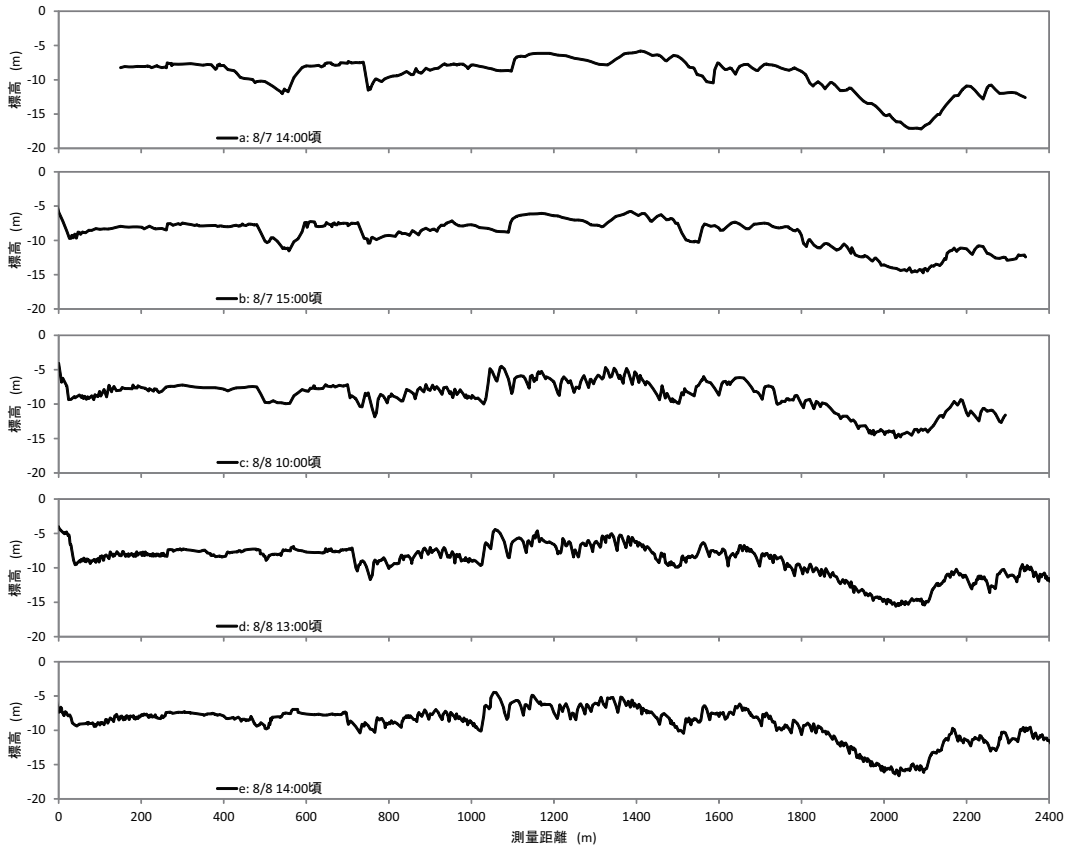


図 5.4: 洪水中の河床波観測結果（昭和 56 年 8 月石狩川洪水観測 [5] より再描画）

向がみられた．清水・板倉は，この理由として，河床波が十分に発達（Dune I → Dune II）する前に，崩壊が進行したためと推測した．また，**図–5.2** から流量の増加とともに逆算粗度係数が減少する傾向にあり，小規模河床波の形態によって粗度係数が変化していたと想定された．**図–5.1** は河床波の深浅測量位置図，**図–5.4** は河床波の観測結果である．**図–5.4** の a〜e の記号は**図–5.2** で示した時刻と対応している．**図–5.4** をみると，a，b では波長約 300m，c〜e では約 20-80m と時刻により大きく異なっており，洪水期間中に小規模河床波である砂堆 (Dune) が発達し，その形状が流量規模によって変化していたことが伺える．

5.2 河床波観測データからの形状抵抗の算定

ここでは，Yalin-Karahan[57] が提案した波形勾配推定式の比較を行ない，吉川・石川 [31] に従い波形勾配から抗力係数を求めて形状抵抗を具体的に算定した．また、実測データから無次元掃流力 τ_* と無次元有効掃流力 τ_*' の関係を算出し，岸・黒木

[24]，三輪・大同 [56] が提案した抵抗推定手法と比較を行なった．

5.2.1 波形勾配の比較

Yalin-Karahan が提案した波形勾配推定式は，次式で表される．

$$\lambda = 0.0127(\eta - 1)\exp\left(\frac{1-\eta}{\eta_m - 1}\right) \tag{5.2}$$

ここで，$\eta = \tau_*/\tau_{*c}$, τ_{*c}は無次元限界掃流力 (0.03),η_mは最大波形勾配λ_{max}が生じるときのη の値で，次式で表される．

$$\eta_m = 1 + \frac{e}{0.0127}\lambda_{max} \tag{5.3}$$

ここで，e は自然定数の底である．

三輪・大同は Yalin-Karahan の実験資料をもとに λ_{max}と水深粒径比 h_m/d_m の関係を次式で表している．

$$\lambda_{max} = \left\{ \begin{array}{cc} -0.058 + 0.02l_n\,(h_m/d_m) & : h_m/d_m < 400 \\ 0.062 & : h_m/d_m \geq 400 \end{array} \right\} \tag{5.4}$$

ただし，h_mは平均水深, d_m は平均粒径

これによると最大波形勾配 λ_{max} は水深粒径比 h_m/d_m が 400 以上の場合一定となる．

次に，昭和 56 年の観測資料から，平均波長，平均波高，無次元掃流力を整理した．河床波の観測は，昭和 56 年 8 月 7 日 14 時から 8 日 14 時までの間に計 5 回行われた (**図–5.4** 参照)．一方，流量観測は**表–5.1** に示すように昭和 56 年 8 月 5 日 15 時から 9 日 16 時にかけて計 8 回行われた．このうち，河床波観測と流量観測が同時に行われた，8 月 8 日のデータを用いた．

図–5.4 の c と d を基に，砂堆 (dune) と推定される河床波の波長および波高を算出した結果，波長 λ=20-84m，波高 h=1.1-3.5m の間であった．また，8 月 8 日 10

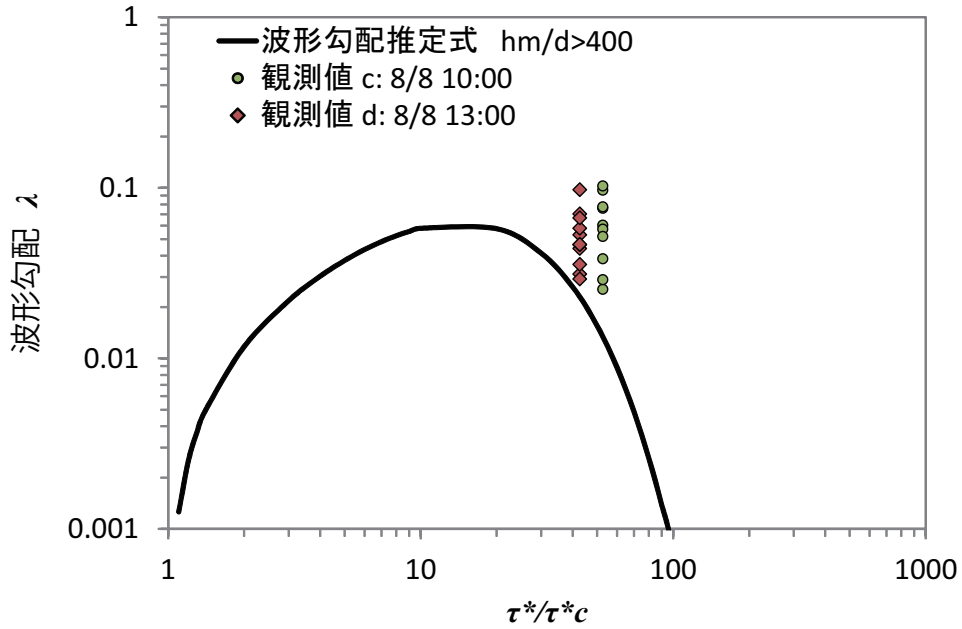


図 5.5: 河床波観測結果と Yalin-Karahan による波形勾配推定式の比較

時及び 13 時の流量観測資料を基に逆算した無次元掃流力は，τ_*=1.3-1.5 の間であった．**図–5.5** に河床波観測結果と Yalin-Karahan による配推定式の比較を示す．昭和 56 年 8 月 8 日の石狩川における水深粒径比は 9000-10000 程度であるため，図中の実線は，水深粒径比 h_m/d_m が 400 以上の場合の波形勾配推定式を用いている．これによると，観測値は波形勾配推定式に比べ大きい．このことから，昭和 56 年 8 月洪水中の河床波は十分に発達していたと推測される．

5.2.2　形状抵抗の算定

吉川・石川に [31] よると形状抵抗 τ'' は，抗力係数 C_D を用いて次式で与えられる．

$$\tau'' = \frac{1}{2} C_D \Lambda \rho u_m^2 \tag{5.5}$$

ただし，

$$C_D = \frac{4(1-4\lambda)(2+\zeta)}{(2-\zeta)^2\{2+(1-8\lambda)\zeta\}} \left\{ \frac{2(1-4\lambda)\zeta}{2+(1-8\lambda)\zeta} + 0.13) \right\} \tag{5.6}$$

$$\Lambda = \frac{\lambda}{1+\zeta/2} \tag{5.7}$$

$$\zeta = \frac{H}{h_m}, \quad \lambda = \frac{H}{L} \tag{5.8}$$

ここで，ρは水の密度, u_mは平均流速, H は波高, L は波長

観測諸量を用いて，形状抵抗 τ''を求め,$\tau_*'' = \tau''/sgd$ より無次元の形状抵抗を算出すると，**図-5.5** に示した波形勾配の値に応じて τ_*''= 0.82-2.96 となった.

5.2.3 抵抗則との比較

小規模河床形態における流れの全抵抗は，表面摩擦抵抗と河床波による形状抵抗に分けられ，第 1 章 **1.1** で述べたように次式のように表される.

$$\tau = \tau' + \tau'' \tag{5.9}$$

本節では，従来抵抗則として提案されてきた全抵抗（全掃流力）と摩擦抵抗（有効掃流力）との関係式について，観測された河床波形状（波長・波高）から求められた値との比較を行なった.

三輪・大同の抵抗則式

三輪・大同は，河床波上の河床面に沿うせん断力分布式を導き，摩擦抵抗を河床波上のせん断力の一波長分の平均として定義することによって次式のように表している.

$$\tau' = \frac{4}{7}\Pi' \left(\frac{h_m}{k_s}\right)^{-1/4} \rho u_m^2 \tag{5.10}$$

$$\Pi = \left(\frac{B'}{A}\right) C^{1/4} \tag{5.11}$$

$$B' = \frac{2}{2-\zeta}\zeta^{-1/8}(1-n\lambda)^{3/8}(1+\lambda^2)^{3/16} \tag{5.12}$$

$$A = 8.94 \tag{5.13}$$

$$B = \frac{2}{2-\zeta}\{\zeta(1-n\lambda)\}^{-1/2} \tag{5.14}$$

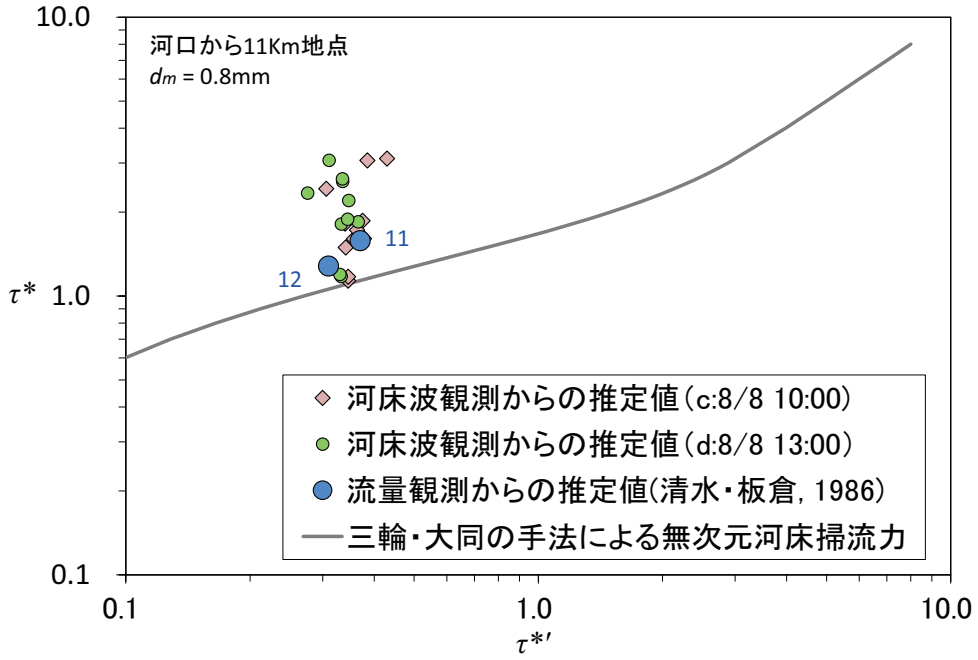


図 5.6: 河床波観測データ及び三輪・大同の手法による無次元掃流力の比較

$$C = A^2\left\{0.26 + \frac{\lambda}{(F_r B)^2}\right\} \tag{5.15}$$

$$\zeta = \frac{L}{h_m} \tag{5.16}$$

ただし，$k_s(=2d_m)$ は等価砂粗度, F_r はフルード数

三輪・大同によると，τ_* が 0.08 以上において，摩擦抵抗と無次元有効掃流力は概ね等しい．さらに彼らは，形状抵抗に河床波の形状特性（波形勾配，波長）から算出される **(5.5) 式** を適用することで抵抗則式を提案し，提案した抵抗則式から τ_* と τ_*' の関係を h_m/k_s を介して次のように示している．

$$\tau_* = \left\{1 + \frac{7}{8}\frac{C_D\Lambda}{\Pi'}\left(\frac{h_m}{k_s}\right)^{1/4}\right\}\tau_*' \tag{5.17}$$

観測値を適用して **(5.17) 式** より算出される全抵抗を無次元化して**図–5.6** に示した．ここで示される無次元掃流力 τ_* と無次元粒子掃流力 τ_*' の差が **(5.5) 式**より算出される形状抵抗 τ_*'' の無次元量に等しくなり，この値が観測された河床波に起因していると考えられる抵抗の増加分を表わしている．

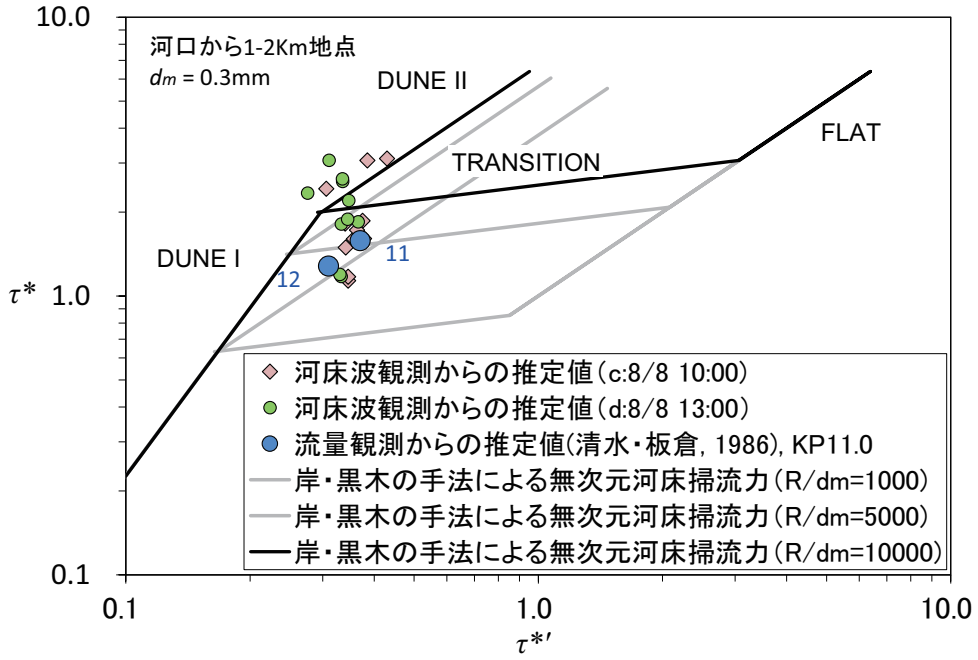


図 5.7: 河床波観測データ及び岸・黒木の手法による無次元掃流力の比較

また，三輪・大同は，提案した抵抗則式に Yalin-Karahan によって示された波形勾配 **(5.2) 式**を適用して，全抵抗を構成する摩擦抵抗と形状抵抗について詳細に検討している．このとき河床波の波長についても Yalin に従って，水深の 5 倍としている．**図–5.6** には，三輪・大同に従って **(5.2) 式**を適用した場合の無次元掃流力 (一点波線) の値も合わせて示した．**図–5.6** から分かるように，河床波観測データを用いた波形勾配からの抵抗値は，三輪・大同の手法に比べて大きい傾向にある．これは，三輪・大同が h_m/d_m を 400 で区分していたのに対し，昭和 56 年石狩川洪水での観測では R/d は 10000 以上にも達し，三輪・大同の手法に適用限界があったことも考えられる．

岸・黒木の抵抗則式

岸・黒木は Engelund[22] の手法に Gilbert[58] 及び佐藤・吉川・芦田 [59] による水路実験データを加え，その理論を修正した以下の式を提案した．

$$\tau_* = f\left(\tau_*^{'}, R/d\right) = T\left(\tau_*^{'}\right) D(R/d) \tag{5.18}$$

ここで，$T(\tau_*^{'})$ 及び $D(R/d)$ はそれぞれ $\tau_*^{'}$ 及び R/d のみの関数であることを表す．

彼らは各河床形態に対する抵抗則式を統計的手法により算定し，以下に示すτ_*とτ_*'の関係を導いている．

$$\text{DUNE I} \qquad \tau_*' = 0.21\tau_*^{1/2} \tag{5.19}$$

$$\text{DUNE II} \qquad \tau_*' = 1.49(R/d)^{-1/4}\tau_* \tag{5.20}$$

$$\text{TRANSITION I} \qquad \tau_*' = 6.5 \times 10^7 (R/d)^{-5/2}\tau_*^{11/2} \tag{5.21}$$

$$\text{TRANSITION II} \qquad \tau_*' = 0.07(R/d)^{2/5} \tag{5.22}$$

$$\text{FLAT} \qquad \tau_*' = \tau_* \tag{5.23}$$

図–5.7 に岸・黒木の抵抗則式と観測データを使用した形状抵抗による無次元掃流力の比較を示した．また，R/dが1000，5000，10000の場合のτ_*とτ_*'の関係を示した．岸・黒木によれば，R/dの大きさにより，Dune Iから TransitionまたはDune IIへ移行する分岐点が変化するとされている．昭和56年8月洪水中のR/dは最大で10000以上であり，この場合のτ_*とτ_*'の関係を図中の黒実線に示した．**図–5.7** から分かるように，河床波観測の形状から算定した河床抵抗は非定常流量波形の終わりに近い期間であり，岸・黒木の抵抗則のR/d=10000の流量減少期（下側）ラインと良好に一致している．

5.3 水理観測データからの河床抵抗

5.3.1 流量観測水理データから算出した抵抗との比較

図–5.6，**図–5.7** 中に示したように，流量観測の水理データから清水・板倉が算定した無次元掃流力は，今回河床波観測の波形データから算定した無次元掃流力の範囲内にあり，水理データ内には河床波による形状抵抗の増加が含まれていたと考えられる．しかし，波形データから算定した値のほうが全体的に大きい傾向にあった．この要因として，実河川においては河床波が低水路全体で発達していなかった可能性が考えられた．本研究で用いた河床波データは低水路中央付近に沿って観測されたものであり，横断面内で最も発達した河床波を観測していた可能性がある．

図–5.6 に示した観測河床波形状からの無次元掃流力τ_*は1-3程度の幅があり，同じ区間でも水理量や河床材料の平面的な分布によって河床波形状は異なり，抵

抗も異なることが推測された．また，観測河床波形状から算出した無次元掃流力は，**図–5.6** に示す三輪・大同の手法による値よりも大きい傾向を示した．河床波の形状による抵抗と言う同じアプローチでありながら差異が生じた要因として，三輪・大同が h_m/d の範囲として 400 以上を同一に考えているのに対して，石狩川洪水における h_m/d は 10000 程度と大きく，その適用範囲に限界があることも考えられた．

5.3.2 河床の全抵抗について

図–5.7 に示すように，本研究で河床波観測データから算定した無次元掃流力は，岸・黒木の抵抗則式による手法と概ね一致した．すなわち，岸・黒木の手法は，清水・板倉が流量観測の水理データから算定した値に比べ，無次元掃流力 τ_* を大きく（無次元有効掃流力 τ_*' を小さく）見積もる結果となった．清水・板倉はこの要因として河床波が十分に発達する前に崩壊が進行したためと推測したが，石狩川で実際に観測された河床波の波形勾配は Yalin-Karahan による推定式より大きい値となり (**図–5.5**)，河床波は十分に発達していたと考えられる．Yalin による **(5.2) 式**自体が実測された河床波形状に対して波形勾配を若干過小評価する傾向があることも考えられた．波形勾配が河床抵抗に与える影響の感度は大きく，河川防災上は安全側で洪水位を検討・設定すべきあると示唆された．

河床波が十分に発達していたにもかかわらず，岸・黒木の手法では無次元掃流力 τ_* を大きく評価（無次元有効掃流力 τ_*' を小さく評価）する結果となった要因として，岸・黒木の手法は径深粒径比 R/d が概ね 1000 程度以下の範囲で主に検討されてきたのに対して，河床波観測地点の石狩川下流域では R/d が 10000 程度と大きいため，適用範囲に限界があることも考えられる．岸・黒木の理論は $R/d < 2000$ の範囲について導かれたものであり，彼ら自身，$R/d > 2000$ の場合は τ_* と τ_*' の関係は理論よりも早めに Transition の領域に遷移する傾向があることを指摘している [41]．しかしながら，本章で算出した河床波形状からの無次元掃流力は，幅を持ちながらも岸・黒木の抵抗則式による値と良好に一致したと言える．このことから，河川防災上，安全側で洪水位を検討・設定する場合，岸・黒木の手法は適用性が高いと考えられた．

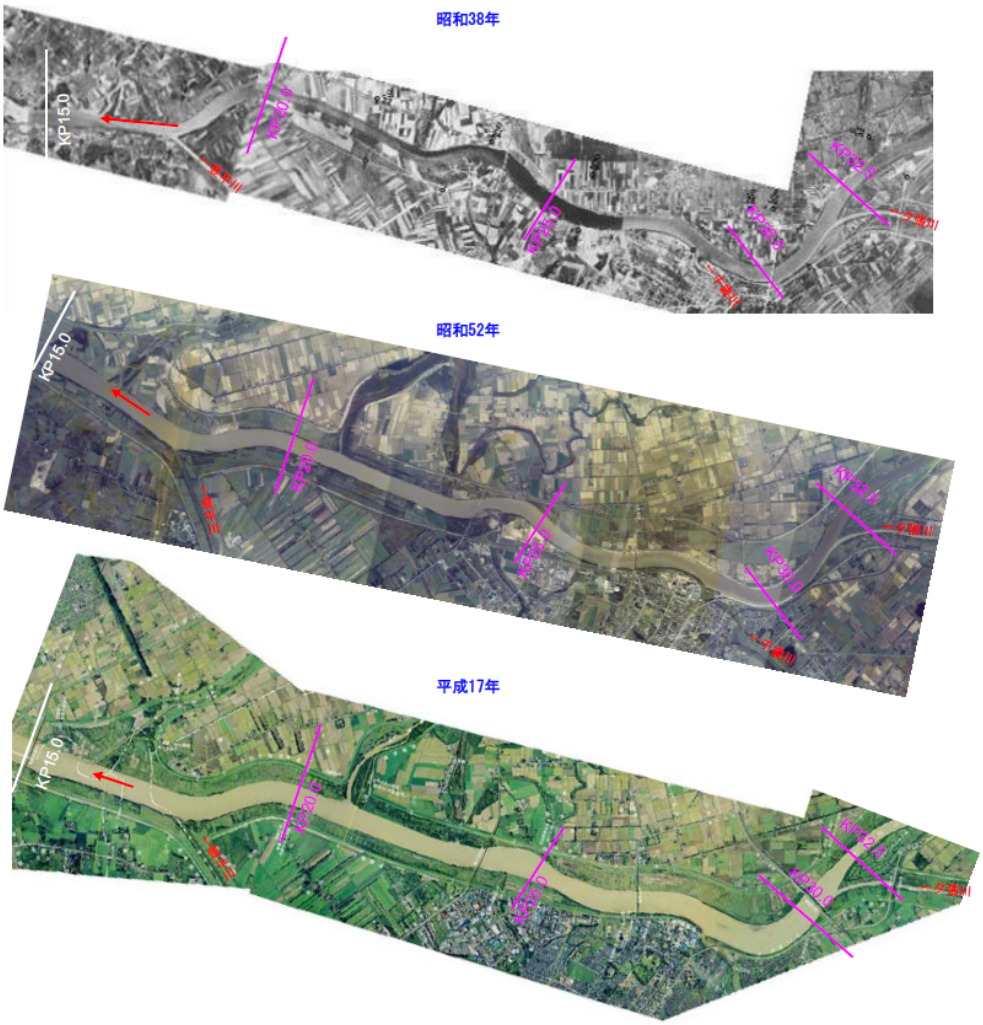


図 5.8: 石狩川下流直線区間の変遷 [60)]

5.4 石狩川下流の河川改修が河床抵抗及び洪水位に及ぼす影響の推定

5.4.1 石狩川下流河川改修工事の概要

石狩川下流では明治以来，多くの河川改修工事が行なわれてきた．捷水路と呼ばれる直線化工事により石狩川の河道はおよそ 60km 短縮し，河道水位が下がることによって周辺地の水位及び地下水位が低下し，人間が利用しやすい土地に改変されてきた．また，昭和 42 年頃より，人口・資産が集中する下流部（KP2.5〜KP53.5）において浚渫工事が行なわれ河道の流下能力が確保されてきた．本節では，とくに流量基準点である石狩大橋（KP26.6）を含む治水上の重要区間である下流部の直線区間（KP10-30 程度）における河道浚渫工事が小規模河床形態に及ぼす影響の予測を試みた．**図–5.8** に石狩川下流の直線区間の空撮写真を示す [60)]．

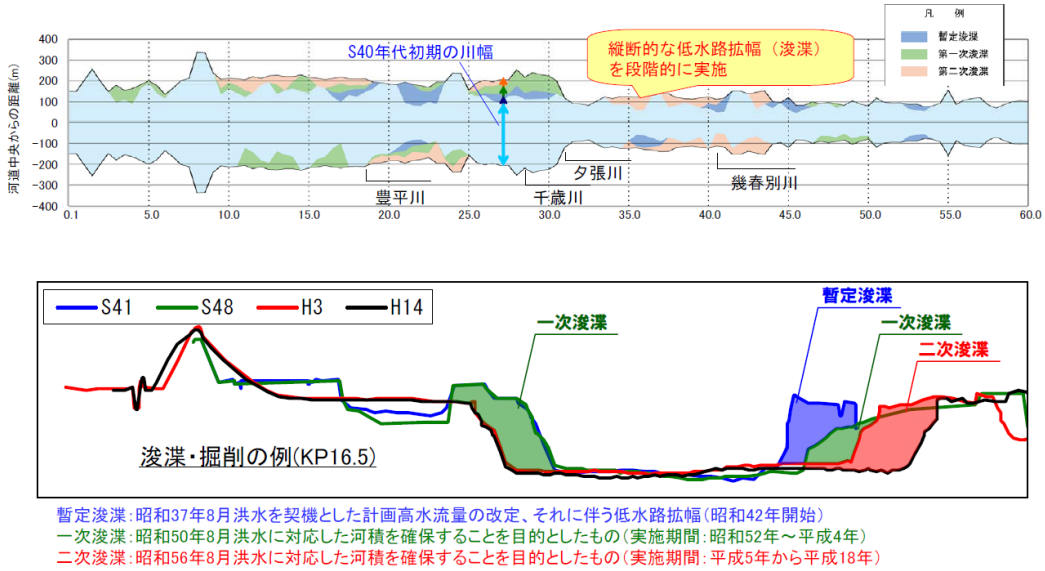


図 5.9: 石狩川下流浚渫工事の概要 [60)]

石狩川下流部では昭和 42 年頃から浚渫工事が行なわれ川幅が拡幅されてきた．とくに既往最大洪水となった昭和 56 年 8 月洪水以降は精力的に工事が行なわれた．**図–5.9** に浚渫工事による河道拡幅の概要を示す．この浚渫工事により，区間ごとに数値にばらつきはあるものの，流量基準点である石狩大橋（KP26.6）近傍区間においては，川幅は概ね 300m から 400m 程度に広がっている．

5.4.2　河川改修による河床抵抗及び洪水位への影響の推定

石狩川下流部の直線区間に含まれる KP15.0，KP26.6 について，河床材料の細粒化により河床抵抗がどの程度変化するのかを検討した．KP15.0 については代表粒径が d_m=0.8mm から d_m=0.3mm に，KP26.6 については d_m=0.8mm から d_m=0.4mm にそれぞれ細粒化するものとした．低水路河道幅については 300m から 400m に増加するものとした．

河川改修による河床抵抗，水位，流速などへの影響は大幅なものではないと仮定して，**図–4.13** に示した無次元掃流力 τ_* と τ_*' の関係から低水路粗度係数への影響を算出することを試みた．**図–5.10** から，無次元掃流力 τ_* と τ_*' の関係は指数近似を用いて次式で示される．

$$\tau_*' = 0.172\tau_*^{1.986} \tag{5.24}$$

この関係式を第 2 章 **(2.8) 式**，**(2.12) 式**に示した次式を用いて流速 u について解き，第 2 章 **(2.8) 式**で示した Manning の平均流速と等しいとすると，粗度係数

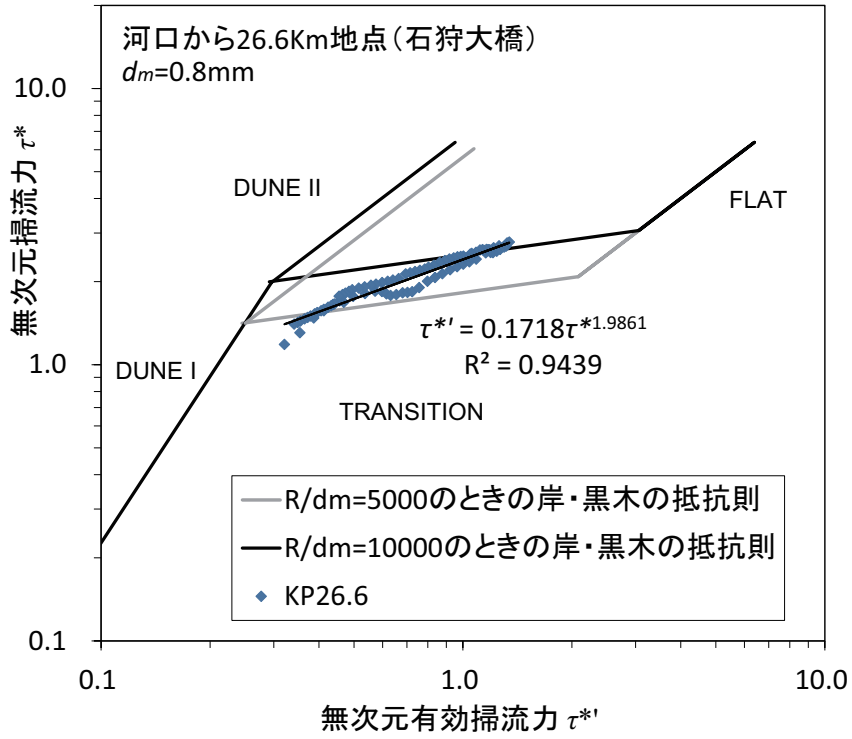


図 5.10: 無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係（KP26.6）

n は **(5.27) 式**に示すように，径深 R, 勾配 i, 河床砂の水中重量 s, 粒径 d の関数として表される．

$$\tau_* = \frac{Ri_e}{sd} \tag{5.25}$$

$$\frac{u}{\sqrt{gRi_e}} = 11.59\left(\frac{R}{2d}\right)^{\frac{1}{10}}\left(\frac{\tau_*'}{\tau_*}\right)^{\frac{3}{5}}, \quad R'/2d \geq 500 \tag{5.26}$$

$$n = \frac{1}{12.61}R^{-0.53}i_e^{-0.59}s^{0.59}d^{0.69} \tag{5.27}$$

ただし，R：径深, i_e：エネルギー勾配, s：河床砂の水中重量, d：河床砂の平均粒径

また，河川の水路幅が水深に対して十分に広いとして径深 R の代わりに水深 h を用いると，Manning の平均流速公式は以下のように表現される．

$$\frac{Q}{Bh} = \frac{1}{n}h^{2/3}i_e^{1/2}, \tag{5.28}$$

$$\text{すなわち,} \quad h = \left(\frac{nQ}{B\sqrt{i_e}}\right)^{3/5} \tag{5.29}$$

表 5.2: 河川改修前後の低水路粗度係数及び計算水深

	低水路幅	粗度係数	水深
河川改修前	300m	0.025	10.79m
河川改修後	400m	0.025	9.10m
	400m	0.027	9.46m

ただし，Q：流量, B：水路幅, n：Manning 粗度係数，h：水深, i_e: エネルギー勾配

(5.27) 式及び **(5.29) 式**を用いて，繰り返し計算により河川改修前後での Manning の粗度係数を推定した．流量は石狩川下流河川整備計画 [61] における当該区間の河道分担流量 Q=11,700m^3/s とした．なお，水深に対して川幅が十分に広いとして径深 R の代わりに水深 h を用い，エネルギー勾配 i_eの代わりに洪水時の実測水面勾配 i_s を使用した．また，河床材料粒径は d=0.8mm，低水路幅は改修前 300m が改修後 400m に拡幅されるものとした．

計算の結果，石狩川の流量基準点である石狩大橋（KP26.6）近傍区間における低水路粗度係数は，河川改修前で n=0.025，河川改修後で n=0.027 と推定された．河道計画の立案にあたっては，河道計画検討の手引き [53] により定めた低水路粗度係数を一定値として扱い，河川改修による粗度係数の変化はあまり考慮されていない．粗度係数 n=0.025 のままの仮定で算出される水深と，n=0.027 に変化するとして算出される水深には差があり，河道計画の立案に際しては河川改修による粗度係数の変化を適切に考慮することが重要である．河川改修前後の計算水位を**表–5.2** に示す．また，石狩大橋（KP26.6）近傍の代表横断面として KP28.0 における水位のイメージを**図–5.11** に示す．

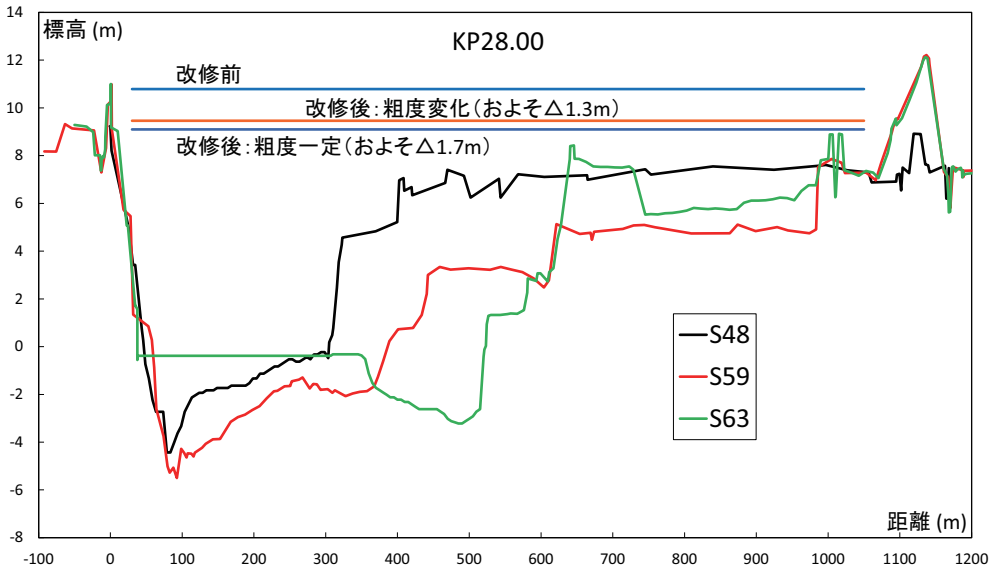


図 5.11: 河川改修前後の水位イメージ（KP28.0）（横断図は資料 [62] より整理）

5.5　この章の結論

本研究では，昭和 56 年石狩川洪水時の実測河床波データを用いて河床波形状による無次元化された河床抵抗（無次元掃流力）τ_* を算定し，三輪・大同，清水・板倉，岸・黒木との比較を行なった．また，石狩川の河床材料粒径の変化による河床抵抗の予測検討を行ない，河川計画及び洪水管理上の留意点について検討した．本研究により，以下の事項が明らかとなった．

(1) 河床波形状の観測データから算出した無次元河床掃流力 τ_* は，水理観測データから算出した値よりも大きい傾向を示した．この要因として，本研究で用いた河床波データは低水路中央付近に沿って十分発達した大きな河床波を観測したもので，河床波が河道内全体にわたっては発達していなかった可能性が考えられた．また，石狩川の洪水中の浮遊砂の影響により，河床波が十分に発達する前に崩壊していた可能性も考えられた．

(2) 河床波形状から算出した無次元掃流力 τ_* は，同じく河床波形状からのアプローチである三輪・大同の手法よりも大きな傾向となった．この要因として，石狩川の洪水中の R/d は 10000 前後にも及び，三輪・大同が示した $hm/d > 400$ の範囲を同一とする考え方には適用限界があるものと示唆された．

(3) 石狩川の実績洪水データからの無次元掃流力と無次元有効掃流力の関係から推定した粗度係数は，河川改修前後で変化し洪水位に影響を与えることが分かった．現在の河川整備計画では河床抵抗を低水路粗度係数の一定値として扱っており，河道計画の立案に際しては河川改修による将来的な河道と流れの状況を適切に考慮した検討が必要であることが示唆された．

第6章　結論

本研究では，非定常流量波形を用いた移動床水理実験により，小規模河床形態（砂堆）による河床抵抗の発生と消失機構を検証し，非定常流量過程で観測されるヒステリシス（履歴効果）の支配要因の特定を試みるとともに，実河川の洪水中の河床抵抗を検証し，実際の河川計画及び河川管理への適用性について検討を行なった．以下に各章の総括と今後の課題を述べる．

6.1　各章の総括

第1章

本研究の背景と目的を示し，小規模河床形態に関する既往の研究をレビューするとともに，本論文の構成について述べた．

第2章

流量変化に対する河床の応答遅れの影響を可能な限り排除するため，定常流量の時間を長く取った階段状の準非定常流量波形を用いて，砂堆の発生，遷移及び消失に関する移動床水理実験を行ない，河床抵抗の変化と履歴効果（ヒステリシス）について検証した．小規模河床形態の遷移はわずかな水理条件の乱れによって発生する現象であり，水面勾配（エネルギー勾配）が攪乱の支配要因であることを示した．岸・黒木により示された無次元河床掃流力～無次元有効河床掃流力による小規模河床形態の遷移区分は，等流状態を保った一連の非定常流量過程においても良好に一致し河床形態が二価性となる領域の存在を示した．無次元河床掃流力と同形式の式であるフルード数は河床の遷移現象と良好に一致し，小規模河床形態の遷移過程を説明するパラメータとして重要であることを示した．平坦床見合いフルード数が安定して0.9付近を超える場合は河床の二価性を示す領域が存在する場合があることを示した．

第 3 章

洪水継続時間や水面勾配の条件を変えた複数の非定常流量波形による砂礫の発生，遷移及び消失に関する移動床水理実験を行ない，滑らかな非定常流量波形においても小規模河床形態の遷移現象は水面勾配（エネルギー勾配）が大きな支配要因であることを示した．河床材料粒径を小さいものに変更した非定常流量波形による同様の移動床水理実験を行ない河床抵抗の変化について検証し，河床材料粒径が小さい場合は河床形態の二価性の有無に関わらず，遷移現象が明瞭に現れにくいことを示した．非定常流量過程におけるヒステリシス（履歴効果）は河床形態が二価性となる領域が存在することで観測されるものであり，洪水継続時間が長く攪乱が少ない場合は二価性が明瞭になり，流量変化が急激で攪乱が大きい場合は二価性が観測されにくいことを示した．

第 4 章

昭和 56 年 8 月石狩川洪水時の下流部洪水観測（同時水位観測）データを用いて，実河川の洪水中の河床抵抗の変化を第 2 章及び第 3 章の移動床水理実験の結果と比較検討した．洪水中の河床抵抗の評価から石狩川では洪水中の小規模河床形態に二価性は観測されず，実河川における平坦床と砂堆の混在が示唆された．実河川の洪水では流量増加期に水面勾配が増加，流量減少期に減少し，洪水中の水面勾配が急激に変化する河口部付近では洪水流量減少期に水面勾配が緩くなり河床波が形成されやすいことを示した．また，石狩大橋においては，過去の洪水により河床に小規模河床形態が形成されており，流量及び河床掃流力の増加とともにフラッシュされ，ピーク流量付近で平坦床側に遷移することを示した．実河川の河川計画においては，支川の流入や河道線形による水面勾配の時間変化が小規模河床形態，河床抵抗及び水位へ影響することを考慮する必要があることを示した．

第 5 章

昭和 56 年 8 月石狩川洪水時の下流部河床波観測データを用いて，実河川の洪水中の小規模河床形態による河床抵抗を波形勾配から理論的に推定し，水理観測データから得られる結果と比較検証した．河床波形状から理論的に推定した河床抵抗は水理観測データから算定した河床抵抗よりも大きく，実河川においては河道全体にわたって明瞭な河床波が形成されていない可能性，及び浮遊砂の影響の可能性を示した．また，波形勾配から河床抵抗を理論的に算定する手法には適用限界があり，実河川規模では適合性が低くなる可能性を示した．また，石狩川の河川改修による河床抵抗及び洪水位への影響の推定を行ない，現在の河道は昭和 56 年

洪水当時よりも拡幅されており，同規模の洪水が発生した場合は河床抵抗が昭和56年当時よりも大きく，河川改修による水位低減効果が減少することを示した．

第6章

各章の主な研究成果及び今後の課題をまとめ，本研究の結論とした．

6.2 今後の課題

本研究により，河床遷移過程では擬似的な等流状態が保たれ河床への攪乱が少ない場合には，明瞭なヒステリシス（履歴効果）すなわち河床抵抗の二価性が観測され，攪乱が大きくなると遷移を誘発して二価性が明瞭ではなくなることが示された．また，河床への攪乱要因として，河床掃流力を規定するパラメータのうち水面勾配による影響が大きいことが示された．

非定常流量過程における河床の遷移現象は，相転移的な側面を有している．すなわち，砂堆あるいは平坦床と言う相は安定な状態の集合であり，遷移領域は準安定状態であるとも考えられる．準安定状態を持つ過程においては相転移を起こす転移点は連続した線分とはならず不連続になる場合がある．このような場合，何らかの攪乱要因で核になる新しい相が発生し、それがトリガーとなって系全体に相転移が波及する．この攪乱要因として水面勾配の影響が大きいと考えられる．

河床の遷移現象をさらに解明する上で，攪乱がどの程度の大きさになれば遷移を誘発されるかの定量的評価が今後の課題である．河床材料粒子のひとつひとつの挙動を追うことは観測技術の見地から現実的に困難であり，ある物理量 x を平均$\bar{x}$と偏差 x'を用いて統計的に $x = \bar{x} + x'$ の形で表現したとき，偏差 x' が時空間的にどの程度の大きさに達すれば遷移が誘発されるかを定量的に評価することが課題である．

参考文献

[1] 吉川秀夫：流砂の水理学, 丸善, 1985.

[2] 土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状小委員会：移動床流れにおける河床形態と粗度, 土木学会論文集報告書第 210 号, pp.65-91, 1973.

[3] 外山明宏：デューン-遷移過程にみられるヒステリシス現象の関する研究, 北海道大学修士課程論文, 2009.

[4] 泉典洋, 山口里実：デューン-平坦床遷移再考, 土木学会論文集 B Vol.62 No.4, pp.360-375, 2006.

[5] 竹本成行, 高木譲治, 牧野成雄, 森田康志：石狩川下流部における洪水観測について（第 2 報）, 河川に関する調査・試験・研究報告書, 北海道開発局土木試験所河川研究室, 1982.

[6] 石川忠晴：利根川・江戸川の河道粗度係数について, 土木研究所資料, 第 1943 号, 46, 1983.

[7] 清水康行, 板倉忠興：浮遊砂を考慮した河床変動計算手法, 土木試験所月報 No.396, 北海道開発局土木試験所河川研究室, 1986.

[8] 音田慎一郎, 細田 尚：水深積分モデルによる小規模河床波の発生・発達過程と流れの抵抗則の数値解析, 水工学論文集, 第 48 巻, pp.973-978, 2004.

[9] 井上卓也, 濱木道大, 荒井信行, 中田満洋, 高橋季承, 林田寿文, 渡邊康玄：準 3 次元河床変動モデルによる石狩川河口付近の昭和 56 年洪水再現計算, 河川技術論文集, 第 10 巻, pp.101-106, 2004.

[10] 吉川泰弘, 渡邊康玄：1 次元不定流混合粒経河床変動計算におけるマニングの粗度係数と交換層厚の検討, 寒地土木研究所月報第 662 号, pp.11-20, 2008.

[11] 国土交通省 HP, 中小河川における局地的豪雨対策 WG 報告書, 2009.

[12] IPCC 編, 気候変動に関する政府間パネル (IPCC) 第 4 次評価報告書－政策決定者向け要約－邦訳版.

[13] IPCC 編, 気候変動に関する政府間パネル (IPCC) 第 5 次評価報告書－政策決定者向け要約－邦訳版.

[14] Kennedy, J.F.: The mechanics of dunes and antidunes in erodible channels, J. Fluid Mech., Vol.16, Part 4, pp.521-554, 1963.

[15] Hayashi, T.: Formation of dunes and antidunes in open channels, Proc. ASCE, Vol.96, HY12, pp.357-366, 1970.

[16] Engelund, F.: Instability of erodible beds, J. Fluid Mech., Vol.42, pp.225-244, 1970.

[17] Fredsoe, J.: On the development of dunes in erodible channel, J. Fluid Mech., Vol.64, pp.1-16, 1974.

[18] Nakagawa, H. and Tsujimoto, T.: Sand bed instability due to bed load motion, Proc. ASCE, Vol.106, HY 12, pp.2029-2051, 1980.

[19] 細田 尚, 村本嘉雄, 宮本雅章：水深積分モデルによる波状路床上の流れの底面せん断応力解析, 土木学会論文集, No.558/II-38, pp.81-89, 1997.

[20] Einstein, H.A.: The Bed-Load Function for sediment Transportation in Open Channel Flow, USDA, Soil Conservation Service, Technical Bulletin, No. 1026, pp.1-71, 1950.

[21] Simons, D.B and Richardson, E.V：Forms of bed roughness in alluviail channels, Journal of th Hydraulics Division, Proc. ASCE, Vol.87, No.3, pp.87-105, 1961.

[22] Engelund, F.：Hydraulic Resistance of Alluvial Streams, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Proc. ASCE, Volume 92, No. HY2, pp.315-326, 1966.

[23] Guy, H.P, Simons, D.B and Richardson, E.V: Summary of alluviail channel data from flume experiments, 1956-61, Geological Survey Professional Paper 462-I, U.S. Government Printing Office, Washington, 1966.

[24] 岸力, 黒木幹男：移動床流における河床形状と流体抵抗 (I), 工学部研究報告第 67 号, 北海道大学, 1973.

[25] Fredsoe, J.: Unsteady flow in straight alluvial streams. Part 1. Modification of individual dunes, J. Fluid Mech., Vol.91, Part 3, pp.497-512, 1981.

[26] Fredsoe, J.: Unsteady flow in straight alluvial streams. Part 2. Transition from dunes to plane bed, J. Fluid Mech., Vol.102, pp.431-453, 1981.

[27] 中川博次, 辻本哲郎：Lower Regime における非定常移動床流れの抵抗の遅れ性状, 第 25 回水理講演会論文集, pp.1-7, 1981.

[28] 中川博次, 辻本哲郎, 竹東正孝：河床波を伴う非定常流れの特性, 第 27 回水理講演会論文集, pp.665-671, 1983.

[29] Colombini, M.: Revisiting the linear theory of sand dunes formation, J. Fluid Mech., Vol. 502, pp.1-16, 2004.

[30] Giri, S., Shimizu, Y.: Numerical computation of sand dune migration with free surface flow, Water Resources Research, Vol.42, w10422, doi:10.1029/2005WR004588, 2006.

[31] 吉川秀夫, 石川忠晴：砂蓮・砂堆上の流れの抵抗について, 土木学会論文報告集, 第 281 号, pp.55-63, 1979.

[32] 吉川秀夫, 石川忠晴：移動床流れの水位と流砂量の予測に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 289 号, pp.67-76, 1979.

[33] 山口里実, 泉典洋：デューン-平坦床遷移過程にみられる亜臨界分岐現象, 土木学会論文報告集, No.740 ／ II-64, pp.75-94, 2003.

[34] 山口里実, 泉典洋：圧力勾配を考慮した流砂量式によるデューンの弱非線形安定解析, 水工学論文集, 第 49 巻, pp.937-942, 2005.

[35] 泉典洋: 混合距離モデルを用いた河床デューンの弱非線形安定解析, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.1021.1026, 2007.

[36] 芦田和男・澤井健二：河床波の変形過程に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B-2, pp.457-473, 1980.

[37] Giri, S., Yamaguchi, S., Shimizu, Y., Nelson, J.: Simulating temporal response of bedform characteristics to varying flows, *River, Coastal and Estuarine Morphodynamics., RCEM2007*, pp.939-947, 2007.

[38] 澤井健二：水理量の時間変化に伴う河床波の変形過程に関する研究, 第 31 回水理講演会論文集, pp.647-652, 1987.

[39] 山口里実・泉典洋・五十嵐章：デューンの遷移過程に関する実験, 水工学論文集, 第 47 巻, pp.613-618, 2003.

[40] 外山明宏・清水康行・山口里実・木村一郎：非定常流場における dune の形成消滅過程に関する実験とシミュレーション, 水工学論文集, 第 53 巻, pp.727-732, 2009.

[41] 北海道開発局監修：河道設計論, 財団法人北海道河川防災研究センター編, 1989.

[42] 木下良作：石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源局資料, 36 号, 1961.

[43] 椿東一郎: 水理学 I, 基礎土木工学全書, 森北出版, 1973.

[44] 渡邊康玄・Tubino M. and Zelezzi G.：掃流砂により形成される交互砂州の非定常流下での挙動, 北海道開発土木研究所月報, No.576, pp.4-12, 2001.

[45] 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.

[46] Garde, R. J., Ranga Raju, K. G.: Regime Criteria for Alluvial Streams, *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, No.HY-6, Nov., 1963.

[47] 池田駿介：詳述水理学, 技報堂出版, 1999.

[48] 昭和 56 年洪水報告書（資料編）, 北海道開発局監修, 財団法人 北海道開発協会, 1982.

[49] 山口 甲, 沖積河川における河道計画に関する研究, 1990.

[50] 河相変動論, 財団法人 北海道河川防災研究センター, 1988.

[51] 中里遥介, 泉 典洋: 活発な浮遊砂を伴う小規模河床波の線形安定解析, 応用力学論文集, 第 11 巻, pp.727-734, 2008.

[52] 山本晃一：一様砂からなる開水路移動床の抵抗と流砂量, 土木学会論文集, 第 357 号, II-3, pp.55〜64, 1985.

[53] 河道計画検討の手引き, 財団法人 国土技術研究センター編, 2002.

[54] 山本晃一, 沖積河川学, 山海堂, 1994.

[55] Yalin, M.S.: On the average velocity of flow over a movable bed, La Houille Blanche, No.1, pp.45-51, 1964.

[56] 三輪浩, 大同淳之：河床波による流水抵抗の構造と移動床系の予測, 水工学論文集, 第 55 巻, pp.S758-S762, 2011.

[57] Yalin, M.S. and Karahan, E.: Steepness of sedimentary dunes, Jour. Hydraulics Division, ASCE, Vol.105, No.HY4, pp.381-392, 1979.

[58] Gilbert, G. K.: Transportation of Debris by Running Water, USGS Professional Paper 86, 1914.

[59] 佐藤清一, 吉川秀夫, 芦田和男：河床砂礫の掃流運搬に関する研究, 建設省土木研究所報告, 第 98 号, 1957.

[60] 平成 22 年度石狩川河道状況評価検討業務報告書, 北海道開発局札幌開発建設部, 2011

[61] 石狩川水系石狩川（下流）河川整備計画, 国土交通省北海道開発局, 2007

[62] 北海道開発局資料

6.3 発表論文

本研究に関する発表論文を以下に記す.

水工学論文集

(1) 平井康幸, 川村里実, 清水康行, 木村一郎：非定常流れにおける dune の消失過程に関する水理実験，水工学論文集，第 54 巻，pp.727-732, 土木学会, 2010.

河川技術論文集

(1) 平井康幸, 泉典洋, 伊藤丹：昭和 56 年 8 月石狩川洪水における同時水位観測による河床抵抗の挙動特性の検討，河川技術論文集, 第 20 巻，pp.235-240, 土木学会, 2014.

(2) 平井康幸, 山口里実, 井上卓也, 清水康行：昭和 56 年石狩川洪水時の実測河床波データを用いた河床抵抗則の検証と実河川への適応に関する研究，河川技術論文集, 第 18 巻，pp.131-136, 土木学会, 2012.

国際会議プロシーディング

(1) HIRAI Y., YAMAGUCHI S., SHIMIZU Y., A Hydraulic Experiment on Small-scale Bed Topography in the Flow-rate Increase and Decrease Processes, *RCEM 2011 7th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, Proc.1780-1788, The International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR)*, Sep.2011, Beijing, China.

(2) HIRAI Y., KAWAMURA S., SHIMIZU Y., KIMURA I., An Experimental Study on the Process of Dune Transition under Unsteady Water Flow, *6th International Symposium on Environmental Hydraulics, Proc.801-806, The International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR)*, Jun.2010, Athens, Greece.

(3) HIRAI Y., KARASAWA K., WATANABE Y., An Experimental Study on the Formation Processes of Water Course and Sandbar during the Falling Stage of Flooding, *17th Congress of the Asia and Pacific Division of IAHR (IAHR-APD 2010), The International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR)*, Feb.2010, Auckland, New Zealand.

謝辞

本論文は筆者が (独) 土木研究所寒地土木研究所寒地水圏研究グループに在職中の研究成果を取りまとめたものです．北海道大学大学院工学院環境フィールド工学専攻博士後期課程への在学及び単位取得退学を経て，さらには転勤と PC の故障等により，論文データは通算 5 台の PC を乗り継ぎ，ようやくまとめ上げることができました．

北海度大学大学院工学研究院教授 清水康行先生には，指導教官として本研究の実施の機会を与えていただき，研究の遂行にあたって，途中何度も心が折れそうになったところを，本当に長い期間にわたり暖かいご指導と叱咤激励をいただきました．ここに深く感謝の意を表します．

北海道大学大学院工学研究院教授 泉典洋先生には，本研究テーマに関する深い知識と洞察をもとに，論文審査を通して本研究の核心から細部にわたるまで的確な助言をいただきました．ここに感謝の意を表します．

北海道大学大学院工学研究院教授 山下俊彦先生，同大学准教授 木村一郎先生には，論文審査を通して本研究の細部にわたり的確なご助言をいただきました．ここに感謝の意を表します．

元北海道大学大学院准教授 黒木幹男先生には，同大学学部生時代にご指導いただいたことに加え，本研究の遂行にあたって，岸・黒木理論の当事者として深い知識をもとに核心に触れる的確なご助言をいただきました．ここに感謝の意を表します．

国土交通省北海道開発局の関係の皆さまには，博士論文申請に係り，長きにわたって人事上のご高配を賜りました．また，研究に関する貴重なデータを多数ご提供いただきました．深く御礼申し上げます．

(独) 土木研究所寒地土木研究所の関係の皆さまには，研究の博士論文としての

取りまとめに係り，多大なご支援をいただきました．とくに水環境保全チームの渡邉和好氏には組織運営上の業務分担で多大なご支援をいただきました．また，寒地河川チームの永多朋紀氏には実験実施に関する事務手続きなど，阿部孝章氏には論文執筆出力フォーマットなどに関して多大なご支援をいただきました．深く御礼申し上げます．

株式会社水工リサーチ様には，研究に関する数多くの水理実験のお手伝いをしていただきました．深く御礼申し上げます．

株式会社ドーコン様には，石狩川の河川整備計画関連など，貴重なデータや資料を多数ご提供いただきました．深く御礼申し上げます．