

連結石礫を用いた水理構造物に作用する流体力 の評価に関する研究

EVALUATION OF HYDRODYNAMIC FORCE ACTING ON HYDRAULIC
STRUCTURE USING CONNECTED STONES

瀬尾(倅熊) 公子

Kimiko SEO (KASEGUMA)

岡山大学大学院 環境学研究科 社会基盤環境学専攻

連結石礫を用いた水理構造物に作用する流体力の評価に関する研究

EVALUATION OF HYDRODYNAMIC FORCE ACTING ON HYDRAULIC STRUCTURE USING CONNECTED STONES

目次

第1章 序論	4
1.1 研究の背景	4
1.2 現在の設計手法	6
1.2.1 法覆工の力学的安定性の照査について	6
1.2.2 根固工の力学的安定性の照査について	8
1.2.3 水制工の力学的安定性の照査について	10
1.2.4 射流場について	11
1.3 既往の研究	11
1.3.1 護岸・根固めブロックに作用する流体力に関する研究	11
1.3.2 自然石を用いた構造物に関する研究	12
1.3.3 射流場における護岸・根固めブロックの流体力評価に関する研究	12
1.4 本研究の目的と論文の構成	13
参考文献	15
第2章 連結石礫について	17
2.1 連結石礫の特徴	17
2.2 連結石礫の形状	17
2.3 活用事例	19
参考文献	20
第3章 常流場における連結石礫に作用する流体力評価	21
3.1 実験概要	21
3.2 実験方法	22
3.2.1 実験水路	22
3.2.2 計測機器	22
3.2.3 測定項目	23
3.2.4 実験ケースと実験模型	24
3.2.5 抗力・揚力係数, 相当粗度の算定方法	26
3.3 実験結果	27
3.3.1 水面形と流速分布	27

3.3.2	自然石単体に作用する流体力	29
3.3.3	連結効果の検討	32
3.3.4	透過性の有無の検討	37
3.3.5	連結形状の違いによる検討	39
3.3.6	相当粗度について	43
3.3.7	コンクリートブロックとの比較	44
3.4	まとめ	46
	参考文献	47
第4章	射流場における連結石礫およびコンクリートブロックの流体力評価	48
4.1	実験概要	49
4.2	実験方法	49
4.2.1	実験水路	49
4.2.2	計測機器	49
4.2.3	実験模型	50
4.2.4	測定項目と実験ケース	51
4.3	実験結果および考察	55
4.3.1	水面形	55
4.3.2	流速分布	57
4.3.3	レイノルズ数と抗力係数・揚力係数	60
4.3.4	フルード数と抗力係数・揚力係数	63
4.3.5	作用流体力の変動特性	66
4.4	まとめ	79
	参考文献	79
第5章	連結石礫による水制・落差工に作用する流体力の検討	80
5.1	実験概要	81
5.2	実験方法	81
5.2.1	実験水路	81
5.2.2	計測機器	81
5.2.3	実験模型	82
5.2.4	測定項目と実験ケース	83
5.3	実験結果	85
5.3.1	水面形	85
5.3.2	流速分布	86
5.3.3	抗力・揚力	88
5.4	3次元数値解析	91

5.4.1	数値解析の概要.....	91
5.4.2	解析モデル.....	91
5.4.3	解析条件.....	93
5.4.4	解析結果.....	94
5.5	まとめ.....	102
	参考文献.....	103
第6章	手取川における連結石礫水制の礫補足効果と設計流速の設定法の検討.....	104
6.1	手取川概要.....	105
6.1.1	水制箇所の概要と水制配置状況.....	105
6.1.2	設計流速条件.....	107
6.1.3	礫河原再生工の効果.....	107
6.1.4	平成23年5月洪水前後の状況.....	109
6.2	解析の概要.....	111
6.2.1	解析方法.....	111
6.2.2	解析対象.....	112
6.2.3	解析条件.....	112
6.3	解析結果.....	113
6.3.1	断面平均流速.....	113
6.4	まとめ.....	117
	参考文献.....	117
第7章	おわりに：成果と今後の課題.....	118

第1章 序論

1.1 研究の背景

明治29年（1896年）に旧河川法が制定されて以来、公有財産である河川を行政機関（河川法に定める河川管理者）が預かり、時代の要請に応じた河川整備が進められてきた。そして、これらの河川整備は、これまでのわが国の経済的發展に大きく貢献してきた。このような中、近年では、土地利用の高度化、都市化の進展による水質の悪化、生物の生息・生育環境の喪失など、様々なひずみを川にもたらし、治水工事においても、河道の直線化やショートカット、ダムや落差工などの横断工作物の設置、コンクリートの護岸による河道の固定化などにより、川は人工的な姿へと変化した。その結果、河川は、川本来の魅力を失い、河川環境の劣化が多くの河川で指摘されるようになった。

高度経済成長時期に顕在化した水質問題を契機に治水、利水に加え、河川環境の重要性が認識されるようになった。昭和40年代にはオープンスペースとしての利用、昭和50年代には親水性の向上、昭和60年代には河川とまちづくりとの一体化が河川環境の主要な課題として、それぞれの時代背景をもとにクローズアップされてきた。さらに、平成2年（1990年）に『多自然型川づくり』の推進について¹⁾の通達¹⁾が出され、河川が本来有している生物の良好な生息・生育環境に配慮し、あわせて美しい自然景観を保全あるいは創出する「多自然型川づくり」が始まった。平成7年（1995年）には、河川審議会から、生物の多様な生息・生育環境の確保、河川と地域の関係の再構築を基本方針とする「21世紀の社会を展望した今後の河川行政のあり方について」が答申され、今後の河川行政における河川環境への取り組み方針が示された。このような河川環境に対する国民の要請の多様化を踏まえ、平成9年（1997年）には河川法が改正され、治水・利水とならび、「河川環境の整備と保全」と「地域との連携」が河川管理の目的に加えられた。「河川環境の整備と保全」は、河川のもつ多様な自然環境や水辺空間が潤いのある生活環境の舞台としての役割を期待されるようになったため、「地域との連携」は、河川の特性と地域の風土・文化などに応じた河川整備を推進するため、それぞれ目的に位置づけられたものである。また、河川砂防技術基準（案）において「河道は多自然型川づくりを基本として計画する」ことが位置づけられ、多自然型川づくりは多くの川づくりにおいて実施されるようになった。

しかし、これまでの河川環境の保全・復元に関する取組は、治水対策のための河川改修等を行う場合に併せて自然環境の復元を行うことが主であった。そのため、平成14年（2002年）には、国土交通省より河川環境の保全を目的に流域の視点を含めた川のシステムを再生する「自然再生事業」²⁾が制度化され、失われた湿地環境、旧河道を活かした蛇行河川、あるいは砂礫河原の復元などが各地で事業化された。そして平成15年（2003年）1月に、自然再生推進法が施行され、自然環境の保全・再生が国家的な取り組みへと発展を遂げた。

一方、平成 18 年（2006 年）には、有識者会議（多自然型川づくりレビュー委員会）からの提言³⁾「多自然川づくりへの展開」を踏まえ、国土交通省は、「多自然型川づくり」の課題として、限られた区間内で画一的な整備（例えば、水際部における自然石護岸の設置など）に終始する事例が多かったことや、事後のモニタリングはほとんど実施されていないことなどを挙げ、「多自然川づくり」の方向性として、1) 個別箇所から河川全体の自然の営みを視野に入れること、2) 地域の暮らしや歴史・分化和結びつきを考慮すること、3) 施工時のみでなくその後の河川管理全般を視野に入れること、の必要性を提言した。さらに、「多自然川づくり基本方針」⁴⁾では、「多自然川づくり」を「河川全体の自然の営みを視野に入れ、地域の暮らしや歴史・分化和との調和にも配慮し、河川が本来有している生物の生息・生育・繁殖環境及び多様な河川景観を保全・創出するために、河川管理を行うことをいう。」と定義し、すべての一級河川、二級河川及び準用河川における調査、計画、設計、施工、維持管理等の河川管理におけるあらゆる行為が多自然川づくりの対象とされることとなった。

そして、平成 19 年（2007 年）には、国土交通省は、「河川環境の整備・保全に関する政策レビュー委員会」を設置し、実施した施策の評価を行うとともに、今後の河川環境行政の方向性について取りまとめた⁵⁾。その中で、実施した個々の施策あるいは現地における事業は、一定の成果を得ているものの、全国的な実施状況や水系全体を見渡した場合には、整備された箇所の有機的なつながりがなく、拠点的あるいは個別的なものとなっており、河川環境全体としては改善が進んでいるといえる状況にはなく、外来種の広がりに見られるように取り組んではいないものの未解決の課題や、科学的・技術的な課題が多く残されていると評価された。よって、国土交通省では、流域における個々の施策や事業の位置づけ・効果を勘案しつつ、損なわれたつながりを徹底的に“つなぐ”ことが、今後の河川環境改善の骨格となるとしている。

このように環境への配慮を重要視する河川整備・保全が展開される中で、多自然川づくりに貢献する多くの工法や技術が開発されてきた。環境保全型ブロックなど治水と環境の両立を目指したものが数多く開発され、活用されてきたが、従来の構造物に比較して植生や擬石などにより彩度・明度が緩和される程度で、人工的・画一的な印象は払拭できず、また、素材はコンクリートのため、生物の生息・生育・繁殖環境を保全できるものではないという課題があった。

そこで、伝統工法を活用した工法を起源とするような天然素材を活用した工法の開発が進められている。自然石や間伐材などを有効活用する工法は、コンクリート製品などと同様の水理構造物としての効果を有しつつ、環境面、景観面などで優れた効果を発揮することができる。そのひとつが自然石のみを高耐久連結金具で強固に連結した連結石礫であるが、様々な設置状況を想定した普遍的な設計手法が現時点では確立していない。連結石礫は形状や質量がそれぞれ異なる天然の素材を活用しているため、実際の設計に用いる際に

は、類似のコンクリート製品などに適用されている手法を準用しているか、多くは経験に基づき設計されている。

1.2 現在の設計手法

ここで、連結石礫やコンクリート製品などを河川構造物に使用する際に用いられる設計手法について述べる。

護岸を設置する本質的な目的は、侵食作用から堤防・河岸を守る等の機能を発揮することであるため、水理的安定性を確保し、護岸を保護する機能は、他の機能よりも優先的に扱われることが多い。具体的には「河川砂防技術基準(案)」⁶⁾、「改定 護岸の力学設計法」⁷⁾、「美しい山河を守る災害復旧基本方針」⁸⁾等に示されている水理設計法に基づき護岸の水理的安定性の照査を実施する。

護岸工には、空張り護岸、練張り護岸、捨石護岸、布団籠、矢板護岸などがあるが、本研究では、主にコンクリートブロックや連結石礫などを用いる構造物を研究対象としているため、コンクリートブロックを用いて河川護岸を設計する際に用いられる手法を述べる。

コンクリートブロックや連結石礫の力学的安定性の照査では、設計外力に対して、コンクリートブロックや連結石礫が必要重量を満たしているかどうかを検討される。

1.2.1 法覆工の力学的安定性の照査について

法覆工は法面に生じる流体力から堤防の侵食を防止する。コンクリートブロックを法覆工として使用する場合、「改定 護岸の力学設計法」⁷⁾に従い、流体力による滑動を対象として、コンクリートブロックを群体として扱うことのできる法覆工では、法面にコンクリートブロックが群として設置された状態について、流体力により滑動が生じる条件を照査する。群体として扱うことのできる法覆工の流体力に対する安定照査は

- ・ 滑動に対する安定
- ・ 流れ方向の転動に対する安定
- ・ 法面最大傾斜角方向の転動

について検討する必要がある。一般に用いられる法覆工では、滑動に比べて転動に対する安定性が高いことがわかっている。したがって、一般には図-1.1 の力のつりあいモデルで考え、式(1.1)に示すように、抗力 D 、揚力 L に対する滑動を想定した照査を行う。

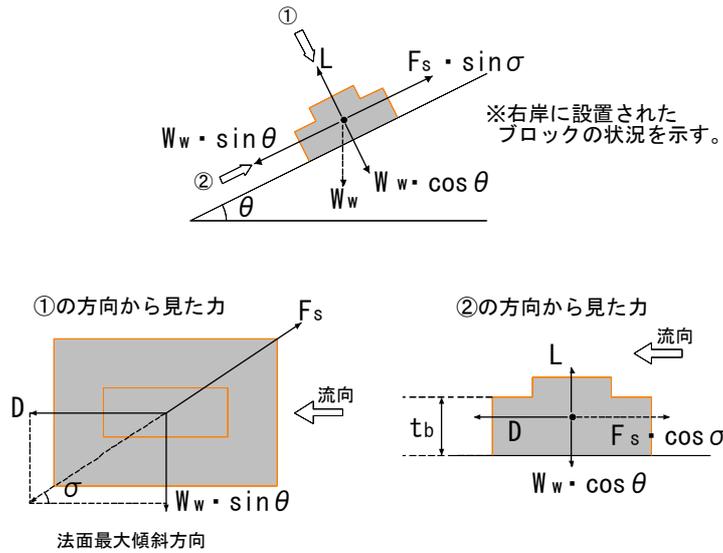


図-1.1 力のつりあい図

$$\mu(W_w \cdot \cos \theta - L) \geq ((W_w \cdot \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \quad (1.1)$$

$$L = \frac{\rho_w}{2} \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2 \quad (1.2)$$

$$D = \frac{\rho_w}{2} \cdot C_D \cdot A_b \cdot V_d^2 \quad (1.3)$$

ここに,

μ : 摩擦係数

W_w : 法覆工ブロックの水中重量

$$W_w = (\rho_b - \rho_w) \cdot g \cdot K_V \cdot A_b \cdot t_b \quad \text{【N】}$$

θ : 法面の傾き

ρ_b : 法覆工の密度 【kg/m³】

ρ_w : 水の密度 【kg/m³】

g : 重力加速度 【m/s²】

A_b : 郡中ブロック 1 個の揚力に関する投影面積 【m²】

A_b : 郡中ブロック 1 個の抗力に関する投影面積 【m²】

t_b : 法覆工ブロックの控え厚 【m】

C_L : 法覆工の揚力係数, この係数は A_b に対して評価される

C_D : 法覆工の抗力係数, この係数は A_b に対して評価される

K_V : 体積補正係数 (部材の実際の体積と厚さ t_b の直方体としてみなした体積の比)

また, 式 (1.1), (1.2) に用いる抗力・揚力は法覆工表面の相当粗度 k_s 高さでの設計流速 V_d を用いて評価する. 設計流速 V_d は, 流速分布式 $V = \{8.5 + 5.75 \log_{10}(y/k_s)\}u_*$ の式中の $y = k_s$ とすれば, $V_d = 8.5u_*$ と表現できる.

ここで、流速分布式を水深積分して、断面流速分布 V_0 と水深 H_d の関係で表すと、

$$u^* = \frac{V_0}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d / k_s)} \quad (1.4)$$

よって

$$V_d = \frac{8.5V_0}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d / k_s)} \quad (1.5)$$

式 (1.1), (1.2), (1.3), (1.5) より、次式により必要重量 W_w を求めることができる。

$$W_w = \frac{\mu^2 L + \sqrt{\mu^4 L^2 - (\mu^2 - \tan^2 \theta)(\mu^2 L^2 - D^2)}}{\cos \theta (\mu^2 - \tan^2 \theta)} \quad (1.6)$$

式 (1.6) より、抗力係数 C_b ・揚力係数 C_L ・相当粗度 k_s を用いて、設計したブロックの安定性を評価できるが、コンクリートブロックは様々な形状があるため、これらの水理特性値は、実験で求める必要がある。これまでに様々な形状のブロックが、「護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル」⁹⁾ に従って財団法人土木研究センターが実施している水理特性試験により評価されているが、自然石で構築される連結石礫については、抗力係数 C_b ・揚力係数 C_L ・相当粗度 k_s などは得られていない。

1.2.2 根固工の力学的安定性の照査について

根固工は、建設省土木研究所河川研究室による研究成果¹⁰⁾に基づき照査を行う。流体力が部材のほぼ全体に作用し、上流端部の根固め工や、凹凸の大きな根固め工では、流体力により滑動、および転動が生じる条件を照査する。層積み状態で設置された根固工の安定照査は

- ・ 滑動に対する安定
- ・ 転動に対する安定

について検討を行う。

滑動に対する安定条件は、部材が滑動する場合、部材と河床面との摩擦係数を μ とすれば、部材が移動しない条件は、式 (1.7) に示される。

$$D = \mu(W_w - L) \quad (1.7)$$

ここに、

D : ブロックに作用する抗力 【N】

L : ブロックに作用する揚力 【N】

W_w : 法覆工ブロックの水中重量 【N】

転動に対しては、図-1.2 の安定条件図に示すように、抗力の作用の重心位置と河床面と

の垂直距離を h_b , 揚力の作用の重心位置とブロックの転動点 C との水平距離を l_b , 部材の重心位置と転動点 C との水平距離を L_s とすれば, ブロックが転動しない条件は, 式 (1.8) に示される.

$$W_w \cdot L_s = D \cdot h_b + L \cdot l_b \quad (1.8)$$

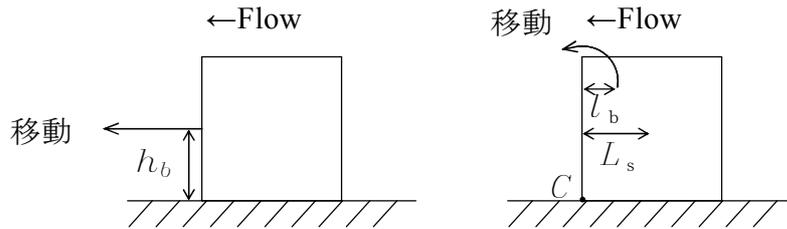


図-1.2 安定条件図

$$L = \frac{\rho_w}{2} \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2 \quad (1.9)$$

$$D = \frac{\rho_w}{2} \cdot C_D \cdot A_b \cdot V_d^2 \quad (1.10)$$

ここに,

$$W = \rho_b \cdot g \cdot K_V \cdot l^3 \quad (1.11)$$

$$A_b = C_1 \cdot l^2 \quad (1.12)$$

$$A_b = C_2 \cdot l^2 \quad (1.13)$$

ρ_w : 水の密度 【kg/m³】

g : 重力加速度

A_b : ブロック頂面の面積 【m²】

A_b : 抗力方向の投影面積 【m²】

C_L : 揚力係数

C_D : 抗力係数

W_w : ブロックの水中重量

ρ_b : 法覆工の密度 【kg/m³】

W : ブロックの空中重量

K_V : ブロックの実際の体積と長さ l の直方体とみなした場合の体積比

C_1 : ブロックの抗力方向の投影面積と長さ l の正方形とみなした場合の面積比

C_2 : ブロック頂面の面積と長さ l の正方形とみなした場合の面積比

である.

式 (1.6) ~ (1.13) を変形し W_w について解くと,

滑動については式 (1.14)

$$W_w = \left(\frac{C_1 C_D + C_2 \mu C_L}{2\mu} \right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2} \cdot \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot V_d^6 \quad (1.14)$$

転動については式 (1.15)

$$W_w = \left(\frac{C_1 C_D + C_2 C_L \ell_b / h_b}{2L_s / h_b} \right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2} \cdot \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot V_d^6 \quad (1.15)$$

となる。

また、現在の設計においては、設計流速 V_d については、根固め工サイズが大きく、 V_d が代表流速 V_0 にほぼ等しいと考えられるため、代表流速 V_0 を用いている。代表流速とは、河道内の平均流速に護岸設置箇所の地形等を反映し、変換を行った流速のことである。しかし、根固め工重量が流速の6乗に比例するため、流速の変化に対し重量の変化が非常に大きくなることから、特に流速の評価を慎重に行う必要がある。

1.2.3 水制工の力学的安定性の照査について

水制工をコンクリートブロックで構築する場合、安定性の照査の基本式は根固め工と同様に、滑動および転動に関して検討を行う。ただし、設計流速 V_d については、安全率を考慮することなど配慮が必要とされている。安全率は水制構造の違いや水制頭部か水制基礎部の位置の違いにより、代表流速 V_0 を1.2倍から1.6倍とされているが、この安全率については検討の必要が指摘されている¹¹⁾。

このように、現在の設計手法では、実験によりコンクリートブロックの水理特性値などを決定し、設計外力を各構造物により評価し、基本式によりコンクリートブロックの必要重量を決定するという手法が取られている。連結石礫については、水理特性値などの諸数値が明らかでないことから、経験に基づき設計され、現場先行で実施されている。

また、根固め工や水制工の安定性照査について、式(1.14)、(1.15)に示すように必要重量は、設計流速の6乗に比例するため、わずかな設計流速の違いにより、必要重量が大きく異なる。例えば、流速を20%大きく設定した場合、必要重量3倍になってしまう。とくに、水制工の設計の際は、安全率を設計流速の1.2倍から1.6倍で設定するため¹²⁾、過大な設計になる可能性もある。その水制工の設計の際に考慮する安全率が、根拠は不明瞭で課題が残されている。

1.2.4 射流場について

前節 1.2.1～1.2.3 各工法の設計において、適用範囲は常流場であり、河道の流れが射流、または常流と射流が混在するような急流河川の流れでは、護岸・根固めブロックに作用する流体力が常流場と異なると考えられるため、適用範囲から除外されている¹³⁾。しかし、実設計において、堰や落差工の直下や、砂防区間などの射流の範囲で設計を行う場合、現在は常流の設計手法を準用している。

1.3 既往の研究

河川におけるコンクリート製品の活用は、1960年代から本格化し、以後、様々なニーズに応えるコンクリート製品開発が展開された¹⁴⁾。その広がりに伴い、研究分野においても、コンクリートブロックに作用する流体力や自然石構造物に関する研究が行われた。

1.3.1 護岸・根固めブロックに作用する流体力に関する研究

護岸工は、根固工とともに堤防および河岸・河床を流水による洗掘や侵食から防御するという重要な構造物であるため、作用流体力に対して安定でかつ適度な流速低減効果を持つという水理機能が求められている。そのため、護岸法覆工や護岸ブロックに関して、多くの研究がなされている。福岡ら¹⁵⁾、¹⁶⁾は風洞実験により、洪水時に護岸法覆工のブロックに作用する流体力を直接計測し、法覆工表面近傍の流速を調べ、その結果より、護岸法覆工形状・流速と護岸法覆工に作用する流体力との関係、法覆工表面の粗度形状と流速低減効果の関係について明らかにしている。また、力学的根拠に基づく、護岸工の定量的な設計法を提案している⁷⁾、¹⁷⁾。

固有の護岸ブロックの水理性能は山本ら¹⁸⁾が実際に水理実験を行い作成した「護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル」⁹⁾にしたがって財団法人土木研究センターが実施している水理特性試験により評価されており、平成23年5月までに多種多様な形状の173種のブロックについて試験が実施されている。田村ら¹⁹⁾は、85種類の護岸ブロックを、突起型、平板型、ボックス型、連結型の4種類に分類し、水理特性値について整理、分析を行い、形状の違いによる抗力・揚力特性の変化について明らかにしている。また、田代ら²⁰⁾は、ブロック形状と流体力の低減効果について検討し、突起、孔口、脚を設けた場合のブロックと作用する流体力の関係について明らかにしている。さらに、ブロックの振動特性と安定性に影響を及ぼすことを明らかにし、ブロックの形状については可能な限り振動を抑制した形状を追求することが重要であることを指摘している。

1.3.2 自然石を用いた構造物に関する研究

コンクリート製品を用いた画一化された河川では、川の流れが平瀬化・固定化し、川的作用によりもともと形成されていた多様な河川環境が復元されにくくなるとともに、洪水時の流速が増加して河床が洗掘されるなど、治水上も好ましくない状況が生じる場合もある。このような問題の解消のため、生物の生息環境や景観、流れの多様性などを保全・創出できるような構造およびその材料が求められようになった。捨石工などの自然石を用いた構造物は、現場先行で施工されてきたが、現在は水理的な評価も進められてきている。前野ら²¹⁾は、水理的に未解明の部分が多い自然石を用いた堰に関する水理特性を明らかにするため、実際の河川で採取した石礫を堰材料とした台形の堰を作成して、捨石堰の水理特性を実験的に明らかにしている。道奥ら^{22),23)}は、捨石堰における越流時の水理特性を明らかにするとともに、流量解析法を確立することを目的として、水理実験と理論解析を行っている。また、山本ら^{24), 25)}は、礫をフレキシブルな状態で2個もしくは複数個連結した場合の実験と理論解析を行い、2個の礫を連結した場合は、連結によって上流の礫が下流の礫による張力で離脱しやすくなるため、単体の場合より流失しやすく、流失限界が低下するとの結論を得ている。一方、群体の場合では、礫間に張力が働くと2個連結の場合と同様に引っ張られる側の離脱確率は高くなるとの結論を得ている。連結部の張力が他の礫に分散されると連鎖的な離脱が抑えられること、ばら置きの場合では単発的に離脱した礫が他の礫に衝撃を与えること、離脱したくぼみに発生する縮流で他の礫が連鎖的に離脱するために、全体としての流失限界が低くなることが主な理由で、ばら置きの礫より、複数個の礫を連結した場合のほうが流失限界は高くなることを明らかにした。このように、礫単体の場合やフレキシブルな状態で礫を連結した場合の水理的な研究が行われ始めたのは最近になってからである。

1.3.3 射流場における護岸・根固めブロックの流体力評価に関する研究

平野ら^{26), 27)}は、射流場において、礫に作用する抗力を、相対水深を変化させながら測定し、相対水深の増加とともに、抗力係数が減少するという結果を得ている。また、Tsuying Hsiehら²⁸⁾は、橋脚のような非水没水理構造物の流体力を評価し、抗力係数と、フルード数の変化、相対水深、橋脚の相対間隔の関係を評価している。重枝ら²⁹⁾は、射流場において、相対水深比の小さな水没した構造物に作用する流体力を評価している。しかし、射流場において、相対水深比が比較的大きい水没構造物や、落差工や護床工などのように、水没構造物が群になって設置された構造物に作用する流体力の研究は、著者が知る限り、なされていないようである。

1.4 本研究の目的と論文の構成

以上に示してきたように、連結石礫を現場で適用するためには、河川構造物としてそれらを設置した場合に周囲に発生する流れ場を明らかにし、連結石礫に作用する流体力を正しく評価できる設計手法を確立する必要があるが、現状ではいずれの問題に対しても信頼できる算定方法がない。

本研究では、以下の三項目について明らかにする。第一に、連結石礫を法覆工や根固工として活用する場合、連結石礫に作用する流体力。第二に、射流場においては、コンクリート製品のブロックについての設計手法が確立していないため、コンクリートブロックと連結石礫それぞれに作用する流体力。第三に、水制や落差工など流れが複雑な場合は、連結石礫周辺の流れ場の解明と連結石礫に加わる流体力。以上の三項目を明らかにするための本論文の構成は図-1.3 に示すとおりである。

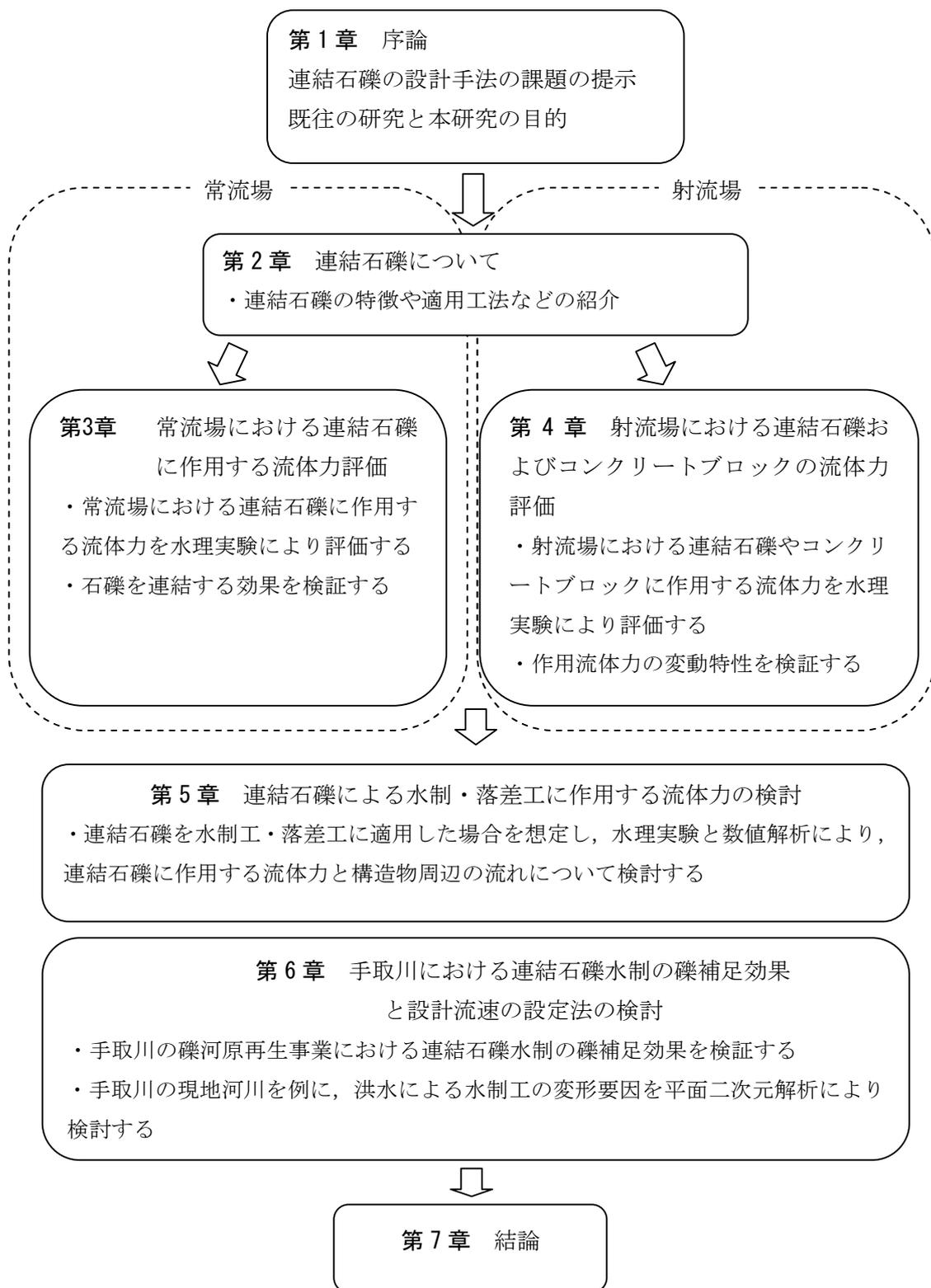


図-1.3 本論文の構成

参考文献

- 1) 建設省通達：「多自然型川づくり」の推進について，河治発第 56 号・河都発第 27 号・河防発第 144 号，1990.
- 2) 環境省：自然再生推進法，平成 14 年法律第 148 号（12 月 11 日公布），2002.
- 3) 多自然型川づくりレビュー委員会：多自然川づくりへの展開，委員会提言，2006.
- 4) 国土交通省河川局通知：多自然川づくり基本方針，2006.
- 5) 河川環境の整備・保全に関する政策レビュー委員会：河川環境の整備・保全の取組み（案），2007.
- 6) 改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編I，建設省河川局監修，日本河川協会編，1997.
- 7) 改定 護岸の力学設計法，財団法人国土開発技術センター，山海堂，2007.
- 8) 美しい山河を守る災害復旧基本方針 平成 18 年 6 月，全国防災協会，2008.
- 9) 財団法人土木研究センター：護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル，第 1 版 1999. 第 2 版 2003.
- 10) 徳永敏朗，山本晃一，須賀堯三：根固めブロックの特性について，第 33 回年次学術講演会，pp.654-655，1978.
- 11) 護岸・水制の計画・設計 一歩先そして一歩手前，山本晃一，山海堂，2003.
- 12) 日本の水制，山本晃一，山海堂，1996.
- 13) 田代洋一：実務者のための護岸・根固めブロック選定の手引き（案），財団法人土木研究センター，2010.
- 14) 田中尚人，川崎雅史：河川護岸を形成するコンクリート製品の変遷に関する研究，土木計画学研究・論文集 No.15，pp.433-442，1998.
- 15) 建設省土木研究所河川部河川研究室：護岸法覆工の水理設計法に関する研究，土木研究所資料 2635 号，1988.
- 16) 福岡捷二，藤田光一，森田克史：護岸法覆工の水理特性に関する研究，土木技術資料，第 30 巻，第 3 号，pp.3-8，1988.
- 17) 福岡捷二，藤田光一，森田克史：護岸工の水理設計法，土木技術資料，第 30 巻，第 3 号，pp.9-14，1988.
- 18) 山本晃一，林健二郎，関根正人，藤田光一，田村正秀，西村晋，浜口憲一郎：護岸ブロックの抗力・揚力係数、および相当粗度の計測方法について，水工学論文集，第 44 巻，pp.1053-1058，2000.
- 19) 田村正秀，木下正暢，浜口憲一郎，阿部康紀：護岸ブロックの形状と抗力・揚力特性について，第 2 回流体力の評価とその応用に関するシンポジウム，pp.1-8，2003.
- 20) 田代洋一，飯干富広，藤井伸之，高島清光，石川潤弥，山村明，松岡智：護岸ブロックの水理特性に関する実験的研究，河川技術論文集，第 15 巻，pp.357-362，2009.

- 21) 前野詩朗, 道奥康治, 森永智, 大西利典: 自然石を用いた堰の水理特性, 水工学論文集, 第 46 卷, pp.493-498, 2002.
- 22) 道奥康治, 前野詩朗, 古澤孝明, 羽根田正則: 捨石堰の「水位-流量」特性を規定する水理量, 水工学論文集, 第 46 卷, pp.487-492, 2002.
- 23) 道奥康治, 前野詩朗, 羽根田正則, 古澤孝明: 捨石堰を越流・透過する流れの構造と流量解析, 土木学会論文集, No.740, II-64, pp.131-142, 2003.
- 24) 山本太郎, 長谷川和義, 浅利修一: 複数の礫が連結されることによる流失限界の向上と掃流力評価について, 土木学会論文集 B, Vol.62 No.1, pp.53-64, 2006.
- 25) 山本太郎, 長谷川和義, 浅利修一: 連結された 2 個の礫に対する限界掃流力の評価について, 水工学論文集, 第 49 卷, pp.919-924, 2005.
- 26) 平野宗夫, 角利津夫, 川延正敏: 急流における礫に作用する流体力について, 土木学会西部支部研究発表会講演集, pp.171-172, 1975.
- 27) 平野宗夫, 角利津夫: 急流における礫に作用する流体力(第 2 報), 土木学会西部支部研究発表会講演集, pp.171-172, 1976.
- 28) Tsuying Hsieh : Resistance of cylindrical piers in pen channel flow, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.90, No.HY1, January, 1964.
- 29) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 石原仁: 常流あるいは射流中に置かれた水没柱状物体に働く流体力, 水工学論文集, 第 50 卷, pp.889-894, 2006.

第2章 連結石礫について

本章では、まず連結石礫について述べる。本研究で対象とした連結石礫とは、コンクリートを使用せず、自然石のみを高耐久連結金具で連結した工法で、平成8年(1996年)に日建工学株式会社において開発された。まず、2.1では、連結石礫の特徴について説明する。続く、2.2では、連結石礫の詳細形状について説明する。最後に、2.3では、連結石礫の活用事例について紹介する。

2.1 連結石礫の特徴

石礫・土砂・木材など自然素材を活用する工法としては、捨石工・木工沈床・粗朶沈床など数多くの工法があり、自然営力を損ねることなく、治水機能を果たしているが、いずれも大きな洪水外力に対する抵抗力が小さい。そこで、環境機能を保持したまま、安定性を増加させるため、自然石を連結することで破壊抵抗力を増加させる連結石礫が開発された。連結石礫の特徴としては、コンクリート製品に比較して、天然素材を活用しているため、生態系に与えるインパクトを抑制することができ、連結により空隙がある透過性の構造物を構築できるため、生物の生息・生育・繁殖環境などを創出でき、周囲の景観にも馴染むため、生態系・景観の保全も貢献できる。連結石礫は、貯砂ダムなどに堆積した石礫や、河川工事などで掘り出された石礫を使用し、護岸工や根固工を設置する河川と同じ水系の現地発生材を有効活用することもできるため、環境負荷の低減に繋がる。このように連結石礫は、環境機能は優れているが、前節でも述べたように、その設計手法については確立されていないため、これらの設計手法の確立が望まれている。

2.2 連結石礫の形状

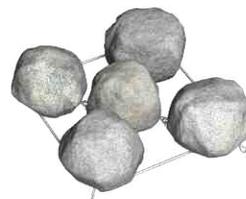
連結石礫は、自然石を平面的・立体的に高耐久連結金具にて連結した工法で、写真-2.1に示すように9個の自然石を平面的に連結した(a)平面型、4~5個の自然石を立体的に連結した(b)立体型、5個の自然石を十字に連結した(c)十字型などがある。



(a) 平面型 (タイロック)



(b) 立体型 (トライ)



(c) 十字型 (ナチュレ)

写真-2.1 連結石礫形状

(a)平面型については自然石9個で質量は2t, 3t, 4t, (b)立体型については自然石4個～5個で質量1t, 2t, 3t, 4t, (c)十字型については自然石5個で質量1t, 1.5t, 2tとなる. 表-2.1に示す形状が製品化されている.

表-2.1 連結石礫の形状寸法表

	名称	規格	参考質量 (t)	図	形状寸法(m)		
					L	B	H
(a)	タイロック	2t	2.0		1.8	1.8	0.4
		3t	3.0		2.0	2.0	0.5
		4t	4.0		2.3	2.3	0.6
(b)	トライユニット型	1t	1.0		1.1	1.2	1.0
		2t	2.0		1.4	1.5	1.3
		3t	3.0		1.6	1.7	1.5
	トリスクエア型	3t	3.0		1.6	1.6	1.3
		4t	4.0		1.7	1.7	1.5
(c)	ナチュレ	1t	1.0		1.7	1.7	0.4
		1.5t	1.5		2.0	2.0	0.5
		2t	2.0		2.3	2.3	0.6

これらの連結石礫は図-2.1, 写真-2.2に示す高耐久連結金具により強固に連結されている. 連結金具を設置するため石材を穿孔し, 凝固材にて固定する. 連結金具の防食技術は, 「熔融亜鉛-10%アルミニウム合金メッキ」を用いている. 研究機関や現地試験結果により, 約50年の耐用年数が見込まれる. 連結金具を固定する凝固材は, 耐水性が高く, 乾湿の繰り返しによる大幅な強度低下が生じない二液主剤型アクリル系凝固材を用いる. 自然石と連結金具の引抜強度は4~5t以上が確認できている.

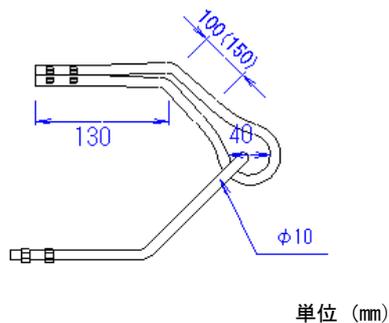


図-2.1 連結金具詳細図



写真-2.2 取り付け状況

2.3 活用事例

連結石礫は、河川工事においては、水制工（写真-2.3）、護岸工、根固工（写真-2.4）、落差工（写真-2.5）などで活用された実績がある。また、近年注目されている自然再生事業においても活用されている。悴熊ら¹⁾は、石川県の手取川（写真-2.6）において、礫河原を再生するために設置された連結石礫を活用した水制工（高さが河床より50cm程度高い）の効果を検証している。



写真-2.3 水制工（北上川）

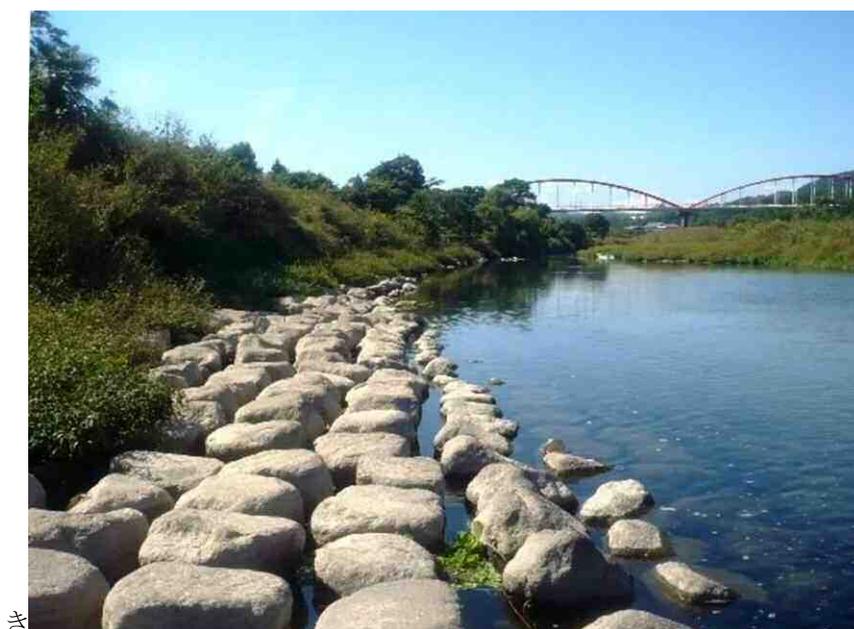


写真-2.4 根固工（榎野川）



写真-2.5 落差工（円山川）

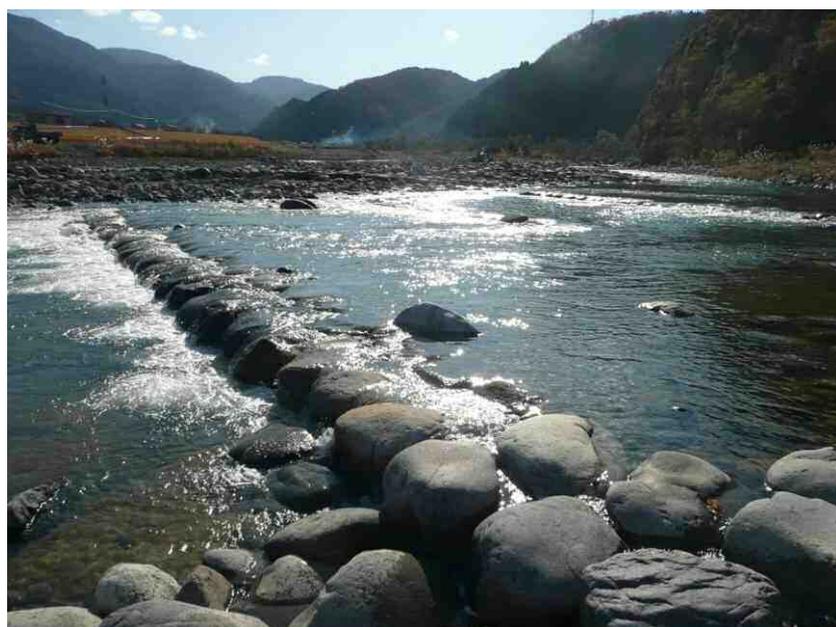


写真-2.6 自然再生事業（手取川）

参考文献

- 1) 倅熊公子, 前野詩朗, 瀬島美香, 山村明: 手取川における水制群設置による礫河原再生効果の検討, 土木学会論文集 B1, Vol.68, No.4, I_1165-I_1170, 2012.

第3章 常流場における連結石礫に作用する流体力評価

近年、生態系や景観の保全を考慮した護岸工、根固工、護床工、水制工、落差工など様々な河川構造物に自然に優しい素材の自然石や間伐材などを活用した工法が取り入れられている。しかし、石礫で構築される構造物は、前野ら^{1), 2), 3)}が指摘しているように、環境性能は優れているものの、洪水時の破壊に対する強度不足が懸念される。

一方、連結石礫と同様に護岸工等の河川構造物に用いられるコンクリートブロックについては、財団法人土木研究センターが実施している水理特性試験により、多くのコンクリートブロックについて水理特性値が評価されている。しかし、連結石礫は現場先行で使用されてきたため、安定性や破壊形態に関する研究例は少ない。山本ら^{4), 5), 6)}は、礫を2個連結したもの、あるいは2個連結したものを連結し、チェーンによりフレキシブルに繋がれた連結礫工の安定性を検討し、連結礫工の有効性を明らかにしているが、本研究で対象とする連結石礫は石礫相互の連結は強固に一体化され、フレキシブルになっていないため、それとは構造が異なる。

連結石礫を実河川の設計に適用するためには、これらの水理特性についても明らかにする必要があるため、筆者ら^{7), 8), 9)}は、これまでに各種連結石礫に作用する流体力を、水理実験により評価してきた。

本章では、まず**写真-2.1**、**表-2.1**に示した連結石礫に作用する流体力の特性について述べる。3.1では、実験の概要について説明する。続く、3.2では、実験水路、測定項目、計測機器など実験方法について説明する。最後に、3.3では、実験結果について考察する。

3.1 実験概要

本章では、はじめに、石を連結することによる安定性向上の効果を検証するため、自然石単独と、自然石を4個、9個連結した連結石礫に作用する流体力を比較する実験を行った。次に連結石礫に生まれる空間の透過性が安定性に及ぼす影響について検証するため、自然石9個を連結した透過型の連結石礫と石礫間の空間を埋めた不透過型の連結石礫（**写真-3.2**）に作用する流体力を評価した。また、各形状の連結石礫を、水路中央部に1個のみ設置した単体設置の場合、水路一面に設置し、中流部の連結石礫を計測ブロックとした群体設置の場合、最上流端の連結石礫を計測ブロックとした上流端設置の場合について、連結石礫に作用する流体力を分力計により計測を行い、連結石礫の抗力・揚力係数を求めた。連結石礫の形状や設置条件による抗力・揚力の変化特性について検証を行った。また、群体設置時については相当粗度の検討も行った。

3.2 実験方法

本実験では、護岸ブロックの水利特性試験法マニュアル¹⁰⁾ に準じて 1×10^4 以上のレイノルズ数 R_e が得られる流量を与え、連結石礫に作用する流体力、流速分布、近傍流速の計測を行った。

3.2.1 実験水路

実験に用いた水路は、**図-3.1** に示すような長さ 16m、幅 0.6m、高さ 0.4m、勾配 1/500 の可変勾配型循環水路である。水路上流端より 10m の位置に長さ 1m、幅 0.6m、深さ 0.16m のピットがあり、水路下流端には水深を調節できるフラップゲートが設けてある。

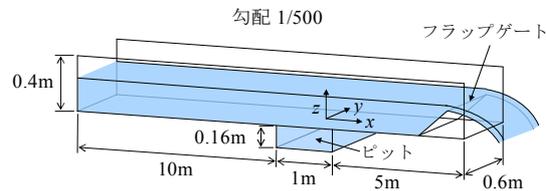


図-3.1 実験水路

3.2.2 計測機器

連結石礫に作用する流体力を計測するために**図-3.2** に示すように四分力計（東京計測社製、定格容量： F_x 、 F_y 、 F_z ；20N、 M_x ；4N・m）を水路ピット内中央部に設置した。四分力計の仕様を表-3.1 に示す。四分力計で計測されたひずみが、動ひずみ計を介し電圧として出力させる。出力データは、流下方向の F_x 、横断方向の F_y 、鉛直方向の F_z 、流下方向に加わるモーメント M である。本実験では、流体力が小さく出力電圧も小さくなるため、0.2N 程度の载荷によるキャリブレーションを行い、精度を確認した。サンプリング周波数は、30 Hz、サンプリング数は 1800 とした。

流速の計測は、2次元電磁流速計（KENEK社製：VM-802H型）を使用した。サンプリング周波数 20 Hz で、60 秒のサンプリングを行い、サンプリング数 1200 とした。水深の計測は、ポイントゲージを使用した。

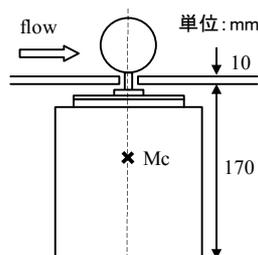


図-3.2 四分力計

形式	防水型四分力計 (Y116M2)	
	定格容量	定格出力
F_x 方向	20N	約 0.5mV/V
F_y 方向	20N	約 0.5mV/V
F_z 方向	20N	約 0.5mV/V
M_x 方向	4N・m	約 0.5mV/V

表-3.1 四分力計の仕様

3.2.3 測定項目

本実験は護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル¹⁰⁾に準じて以下の項目について計測を行った。

実験では、計測用石礫を写真-3.1(a)に示すように単体、写真-3.1(b)に示すように群体中央（以下、群体と呼ぶ.）、写真-3.1(c)群体上流端（以下、上流端と呼ぶ.）に設置した。各状態について、水深 H_d 、流下方向の近傍流速 V_d 、石礫に作用する流体力である抗力 D 、揚力 L 、モーメント M を計測し、群体試験については連結石礫直上から水面までの流速分布を計測し、相当粗度の算定を行った。なお、横断方向の作用力は無視できるほど小さいため検討対象から外した。設置条件ごとの計測項目は以下のとおりである。

- (a) 単体設置時の抗力・揚力・モーメント・水深・近傍流速
- (b) 群体設置時の抗力・揚力・モーメント・水深・相当粗度・流速場
- (c) 群体上流端の抗力・揚力・モーメント・水深・近傍流速

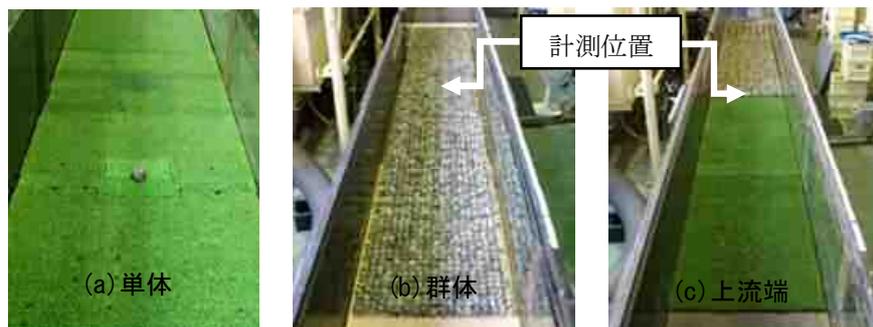


写真-3.1 模型設置状況

実験では、計測地点により上流側において十分に境界層が発達するよう、また、下流区間においては石礫による低下背水やゲートによる堰上背水の影響が計測地点まで及ばないよう以下のように試験区間を設定した。

- (a) 単体試験時：計測地点から上流側に 2.4m、下流側に 1.8m の区間に人工芝を敷設（写真-3.1(a)）
- (b) 群体試験時：計測地点から上流側に 2.4m、下流側に 1.5m の区間に石礫を敷設（写真-3.1(b)）
- (c) 上流端試験時：計測地点から上流側に 2.4m の区間に人工芝を敷設、下流側に 2.8m の区間に石礫を敷設（写真-3.1(c)）

3.2.4 実験ケースと実験模型

実験に用いた模型を写真-3.2 に示す. 写真に示す記号 *A*, *B* は, 石礫設置時の上流側の方向を示している.

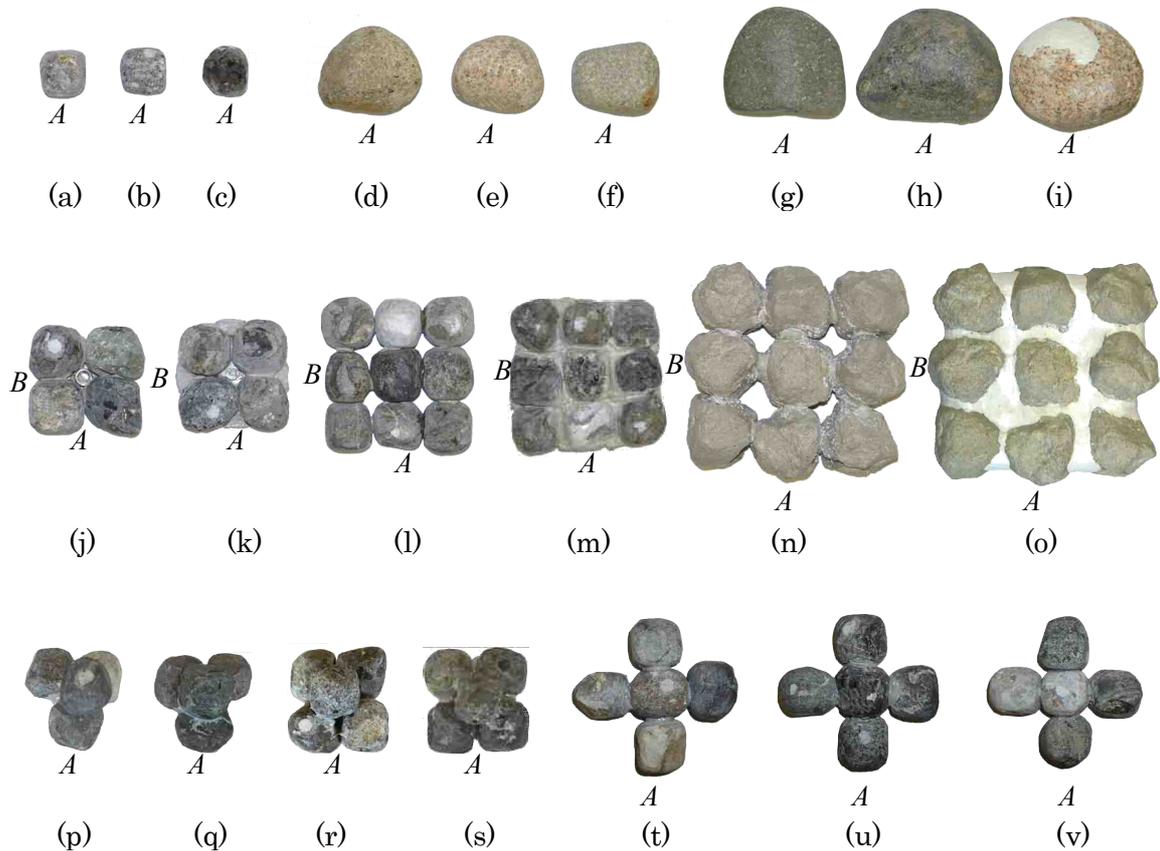


写真-3.2 実験模型

表-3.2 は実験ケースを示している. 表中の記号は, 石礫の大きさの違いによる流体力の変化を検証するため, 三種類の大きさの異なる石礫を用い, 大きさを区別するため S : small, M : medium, L : large と表現する. また, 連結数による流体力の違いを検証するため, 連結数なし, 4 個連結, 9 個連結の場合を連結石礫数で表現する. 透過性の違いを検証するため, 石礫間に間隙があり透過性を有する場合を P : permeable, 石礫間に間隙がなく不透過の場合を IP : impermeable と表現する. 形状による流体力の変化を検証するため, 石礫を平面的に連結した平面型の場合を PT : Plane type, 石礫を立体的に連結した立体型の場合を ST : Solid type, 石礫を平面十字型に連結した十字型の場合を CT : Cross type と表現した. また, 模型の設置状況を示すため, 単体設置状態を「単」, 群体設置状態を「群」, 上流端設置状態を「上」と示した.

表-3.2 実験ケース

設置	Case	石礫 No	構成 (個)	最大寸法 (cm) (x×y×z)	重量 (N)	作用面積 (cm ²)		平均高 (cm)
						抗力A _D	揚力A _L	
単 体	単-1-S-1	(a)	1	2.8 × 2.8 × 2.8	0.38	7.04	7.59	—
	単-1-S-2	(b)	1	2.9 × 2.8 × 2.5	0.35	6.29	7	—
	単-1-S-3	(c)	1	3.0 × 2.8 × 2.5	0.38	6.75	7.11	—
	単-1-M-1	(d)	1	5.3 × 6.3 × 4.4	1.68	20.79	25.06	—
	単-1-M-2	(e)	1	4.8 × 5.7 × 4.4	1.54	18.9	20.25	—
	単-1-M-3	(f)	1	4.1 × 5.6 × 4.5	1.57	19.45	19.15	—
	単-1-L-1	(g)	1	7.4 × 8.3 × 6.1	4.77	34.58	50.13	—
	単-1-L-2	(h)	1	7.7 × 9.8 × 5.2	5.07	39.53	60.72	—
	単-1-L-3	(i)	1	7.4 × 8.9 × 5.6	4.68	36.78	50.93	—
	単-4-P-A-S-PT	(j)	4	5.8 × 6.3 × 2.9	1.45	15.34	33.38	—
	単-4-P-B-S-PT	(j)	4	6.3 × 5.8 × 2.9	1.45	13.97	33.38	—
	単-4-IP-A-S-PT	(k)	4	6.2 × 6.5 × 2.9	1.59	15.77	36.48	—
	単-4-IP-B-S-PT	(k)	4	6.5 × 6.2 × 2.9	1.59	15.22	36.48	—
	単-9-P-A-S-PT	(l)	9	8.9 × 8.7 × 3	3.09	21.23	69.56	—
	単-9-P-B-S-PT	(l)	9	8.7 × 8.9 × 3	3.09	21.58	69.56	—
	単-9-IP-A-S-PT	(m)	9	8.9 × 9.0 × 3	3.16	20.72	71.29	—
	単-9-IP-B-S-PT	(m)	9	9.0 × 8.9 × 3	3.16	20.97	71.29	—
	単-9-P-A-M-PT	(n)	9	13.4 × 14.0 × 4.6	7.17	50.92	147.57	—
	単-9-P-B-M-PT	(n)	9	14.0 × 13.4 × 4.6	7.17	50.45	147.57	—
	単-9-IP-A-M-PT	(o)	9	13.4 × 14.0 × 4.6	8.54	50.78	157.86	—
	単-9-IP-B-M-PT	(o)	9	14.0 × 13.4 × 4.6	8.54	50.36	157.86	—
	単-4-A-S-1-ST	(p)	4	5.8 × 5.5 × 5.5	1.44	20.86	23.63	—
	単-4-A-S-2-ST	(q)	4	5.6 × 5.6 × 5.4	1.42	20.62	22.48	—
	単-5-A-S-1-ST	(r)	5	6.2 × 5.8 × 4.9	1.82	20.73	34.18	—
	単-5-A-S-2-ST	(s)	5	5.9 × 5.8 × 5.6	1.72	21.55	29.43	—
	単-5-A-S-1-CT	(t)	5	8.8 × 8.3 × 2.9	1.68	20.97	39.85	—
単-5-A-S-2-CT	(u)	5	8.6 × 8.4 × 2.9	1.72	20.11	40.71	—	
単-5-A-S-3-CT	(v)	5	8.7 × 8.5 × 2.9	1.71	22.46	39.29	—	
群 体	群-9-P-A-S-PT	(l)	9	8.9 × 8.7 × 3	3.09	21.23	69.56	1.41
	群-9-P-B-S-PT	(l)	9	8.7 × 8.9 × 3	3.09	21.58	69.56	1.41
	群-9-IP-A-S-PT	(m)	4	8.9 × 9.0 × 3	3.16	20.72	71.29	1.50
	群-9-IP-B-S-PT	(m)	4	9.0 × 8.9 × 3	3.16	20.97	71.29	1.50
	群-5-A-S-1-ST	(r)	5	6.2 × 5.8 × 4.9	1.82	20.73	34.18	
	群-5-A-S-2-ST	(s)	5	5.9 × 5.8 × 5.6	1.72	21.55	29.43	
	群-5-A-S-1-CT	(t)	5	8.8 × 8.3 × 2.9	1.68	20.97	39.85	1.66
	群-5-A-S-2-CT	(u)	5	8.6 × 8.4 × 2.9	1.72	20.11	40.71	1.63
群-5-A-S-3-CT	(v)	5	8.7 × 8.5 × 2.9	1.71	22.46	39.29	1.69	
上 流 端	上-9-P-A-S-PT	(l)	9	8.9 × 8.7 × 3	3.09	21.23	69.56	—
	上-9-P-B-S-PT	(l)	9	8.7 × 8.9 × 3	3.09	21.58	69.56	—
	上-9-IP-A-S-PT	(m)	9	8.9 × 9.0 × 3	3.16	20.72	71.29	—
	上-9-IP-B-S-PT	(m)	9	9.0 × 8.9 × 3	3.16	20.97	71.29	—
	上-5-A-S-1-CT	(t)	5	8.8 × 8.3 × 2.9	1.68	20.97	39.85	—

3.2.5 抗力・揚力係数, 相当粗度の算定方法

抗力係数 C_D ・揚力係数 C_L は, 実験により得られる D : 抗力(N), L : 揚力(N)を用いて, 式 (3.1) (3.2) により算出した.

$$C_D = \frac{2D}{\rho A_D V_d^2} \quad (3.1)$$

$$C_L = \frac{2L}{\rho A_L V_d^2} \quad (3.2)$$

ここに A_D : 抗力作用方向の投影面積(m²), A_L : 揚力作用方向の投影面積(m²), V_d : 近傍流速(m/s), ρ : 水の密度(kg/m³)である. 近傍流速(m/s)は, 単体・上流端設置時はブロック天端高さでの流速, 群体設置時は相当粗度高さでの流速¹⁰⁾ (相当粗度 $k_s >$ 水深 H_d の場合は水路中央部, 流下方向の流体力測定位置の最大流速) とする.

群体設置時の相当粗度は式 (3.3), (3.4) により算出した.

$$\frac{u}{u_*} = 5.75 \times \log_{10} \frac{z}{k_s} + 8.5 \quad (3.3)$$

$$u_* = \sqrt{\frac{D}{\rho \cdot A_c}} \quad (3.4)$$

ここに, u : 流速(m/s), u_* : 摩擦速度(m/s), z : 河床からの距離(m), k_s : 粗度高さ(m), D : 抗力(N), A_c : 粗度要素支配面積(m²), ρ : 水の密度(kg/m³)である.

また, レイノルズ数は式 (3.5) により算出した.

$$Re = \frac{V_d \cdot \ell}{\nu} \quad (3.5)$$

ここに, V_d : ブロックの近傍流速(m/s), ν : 流体の動粘性係数(m²/s), ℓ : 代表長(m)である. 近傍流速(m/s)は, 単体・上流端設置時はブロック天端高さでの流速, 群体設置時は相当粗度高さでの流速 (相当粗度 $k_s >$ 水深 H_d の場合は水路中央部, 流下方向の流体力測定位置の最大流速)¹⁰⁾ とし, 代表長 ℓ は, 単体・上流端設置時はブロック全体高, 群体設置時はブロックの突起高とする.

3.3 実験結果

実験結果について、水面形と流速分布、自然石・連結石礫の流体力の評価を行う。

3.3.1 水面形と流速分布

単体試験において、水路上流区間で河床粗度による境界層が充分発達するよう、写真-3.1(a)に示すように人工芝を設置した。流れが安定していることを確認するため、模型を設置していない状態での水面形を図-3.3に示す。計測点付近 ($x=0\text{cm}$) は水深がほぼ一定であることより、流れは十分に安定していることがわかる。図-3.4は、石礫のない状態で計測点より上流側へ5cmの地点の実測流速分布と式(3.3)に示す粗面对数則との比を示している。図より u/u_* は式(3.5)に示す粗面对数則に概ね従っていることがわかる。

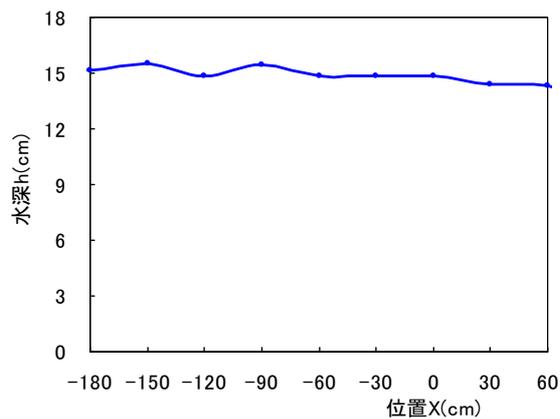


図-3.3 水面形(単体試験)

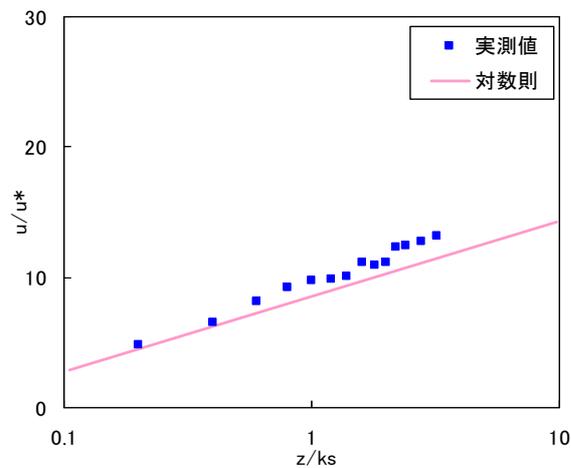


図-3.4 対数則(単体試験)

群体・上流端試験においても同様の確認を行った。図-3.5 は水面形を示しており、位置 $x=0\text{cm}$ は計測点を示している。図より、計測点付近は水深が一定であることより、流れは十分に安定していることがわかる。図-3.6 は、計測点より上流側へ 5cm の地点の流速分布と式 (3.5) に示す粗面对数則の比較を示している。図より u/u_* は式 (3.5) に示す粗面对数則に概ね従っていることがわかる。

以上の結果より、流体力計測点では、何れの設置条件の場合も乱流境界層が十分発達していることが確認できた。

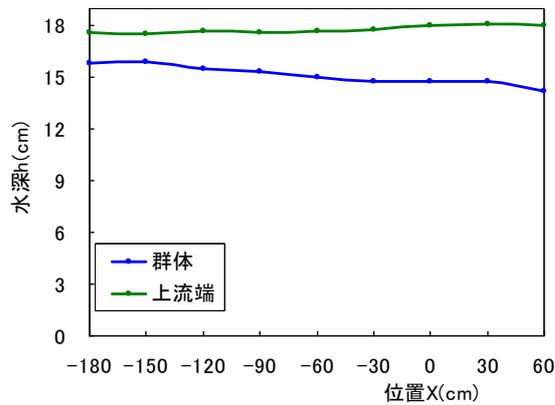


図-3.5 水面形(群体・上流端試験)

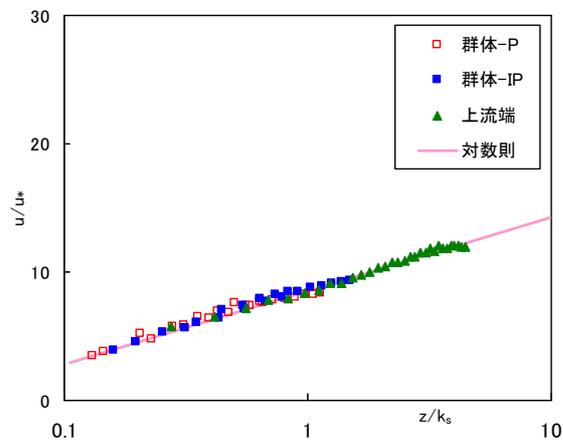


図-3.6 対数則(群体・上流端試験)

3.3.2 自然石単体に作用する流体力

図-3.7 の Case1-S-1~3, Case1-M-1~3, Case1-L-1~3 について, 異なる大きさの自然石を単体で水路に設置した場合の流速と流体力の関係を示している. 自然石の粒径が大きくなると, 抗力, 揚力, モーメントも大きくなることを確認できる.

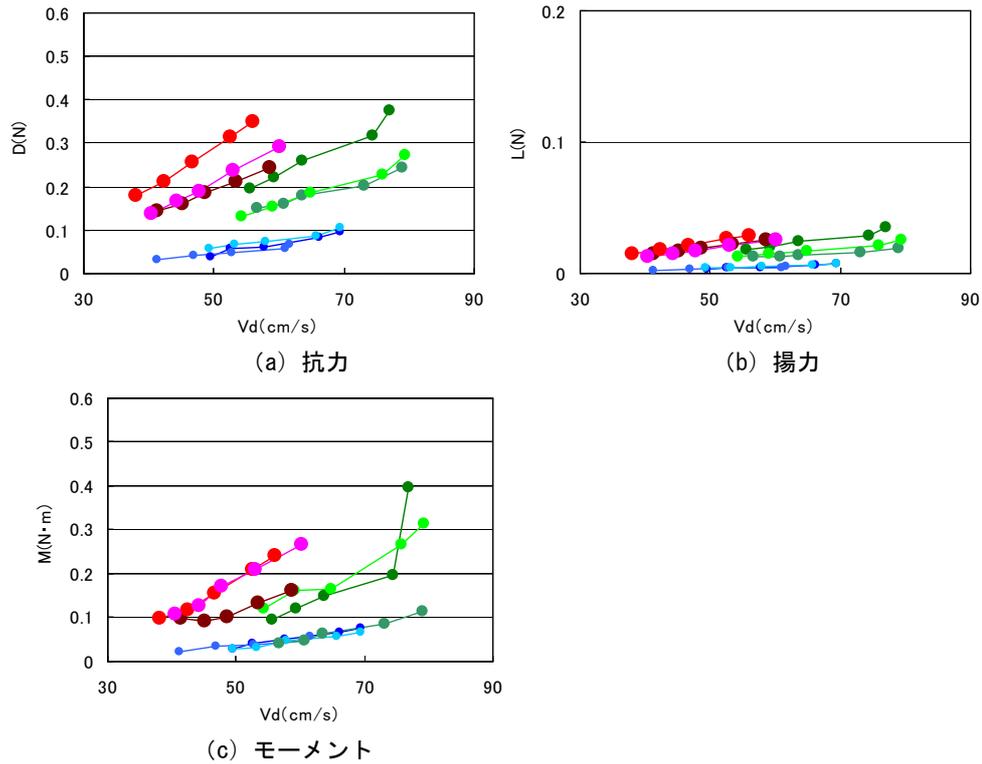
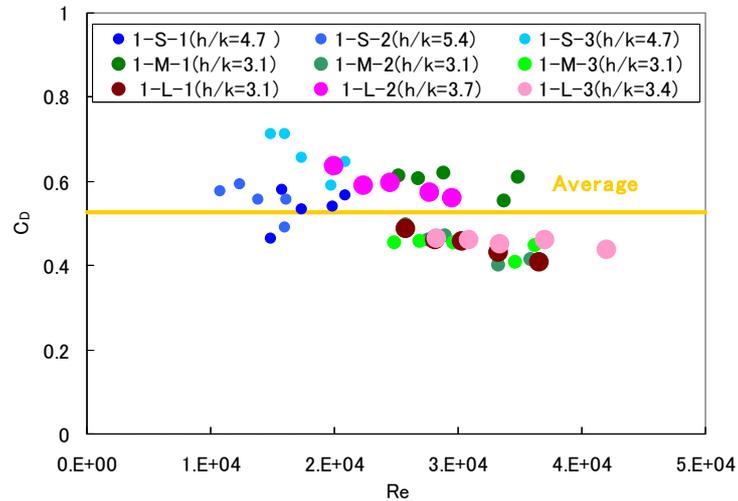
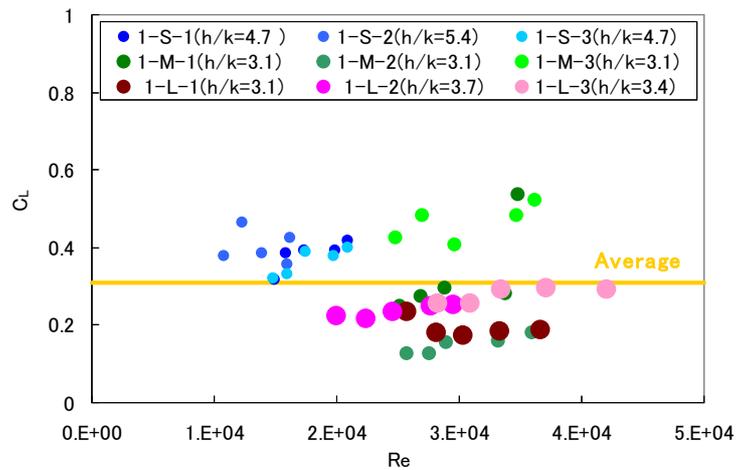


図-3.7 流速と流体力の関係

表-3.2 の Case1-S-1~3, Case1-M-1~3, Case1-L-1~3 について, 異なる大きさの自然石を単体で水路に設置した場合の抗力係数, 揚力係数を図-3.8 に示す. 図中の青系の記号は直径約 3cm, 緑系のは直径約 5cm, 赤系は直径約 7cm の自然石を示している.



(a) レイノルズ数と抗力係数の関係



(b) レイノルズ数と揚力係数の関係

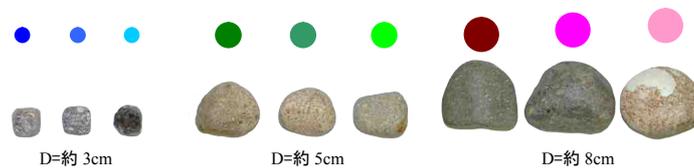


図-3.8 レイノルズ数と抗力係数・揚力係数の関係

前記ケースの全平均値を算定すると、抗力係数 $C_D=0.53$, 揚力係数 $C_L=0.31$ となる。また、抗力係数 C_D は $0.40\sim 0.71$ の範囲で、揚力係数 C_L は $0.12\sim 0.54$ の範囲で分散していることがわかる。参考のため、図-3.9 に既往研究による球体の抗力係数のグラフを示す。図よりレイノルズ数 R_e が $1.0\times 10^4\sim 1\times 10^5$ 程度の場合、球体の抗力係数 C_D が約 0.5 となり、自然石のようなバラツキは見られない。これは、本研究で対象とした自然石には表面に凹凸があり、また、形状も球体に近いものや、立方体に近いものがあるため、表面に凹凸がない球体に比較して、バラツキが大きくなったと考えられる。

相対水深 h/k は、Case1-S-1~3 では 5 前後、Case1-M-1~3 と Case1-L-1~3 では 3 前後となっており、相対水深 h/k が大きい Case1-S-1~3 で、抗力係数 C_D と揚力係数 C_L が若干大きくなっている。重枝ら¹¹⁾は、相対水深 $1\sim 2.5$ の範囲では相対水深が大きくなるにつれ C_D は小さくなることを明らかにしている。本研究で得られた抗力係数 C_D が重枝らの結果と同様の傾向を示さなかったのは、本研究では相対水深が 3 以上であったことが要因と考えられる。

九州地方整備局 河川部の提示している「低水水制の設計参考資料」¹²⁾では、自然石の揚力係数 $C_L=0.31$, 抗力係数 $C_D=0.4$ と具体的な数値が提示されているが、本研究の結果よりも、抗力係数が若干小さい。したがって、自然石を用いた水理構造物を設計する際には、自然石の形状、表面の凹凸などにより、抗力係数 C_D ・揚力係数 C_L にバラつきが発生することを考慮した安全率を導入することが必要であろう。

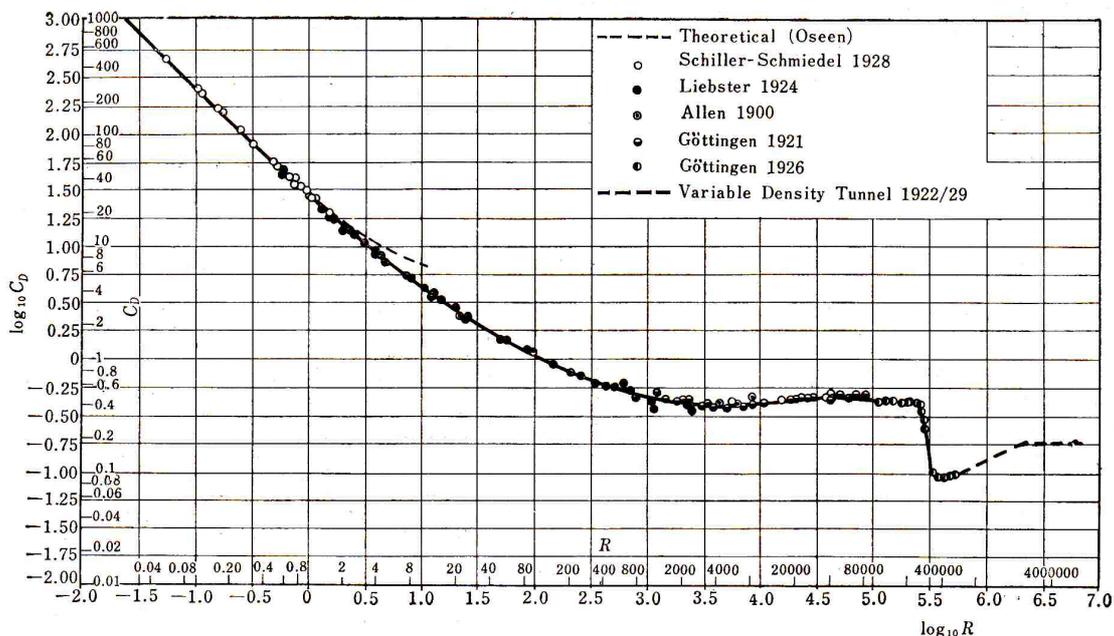
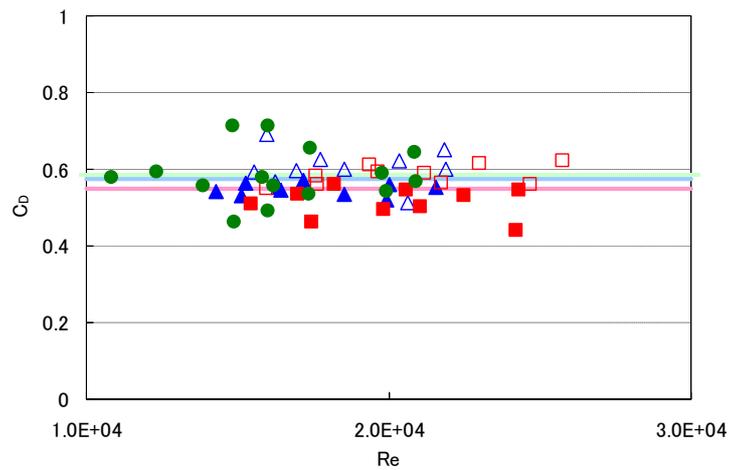


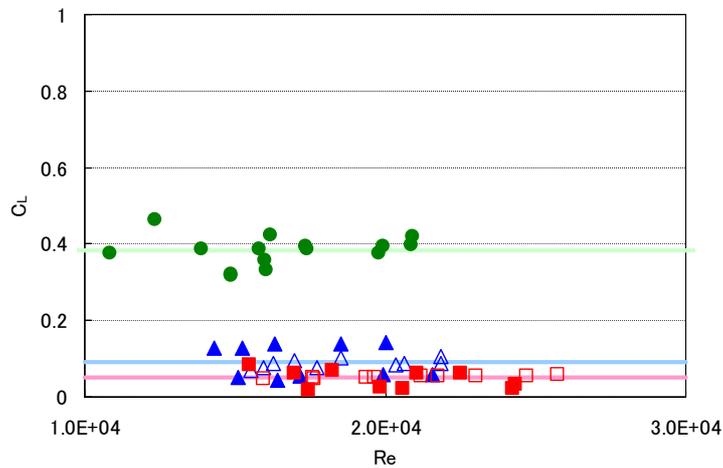
図-3.9 球の抗力係数とレイノルズ数 (既往研究¹³⁾)

3.3.3 連結効果の検討

石礫を連結する効果を検証するため、直径約3cmの自然石を1個単体の模型、4個連結した模型、9個連結した模型を水路に単体で設置した場合の抗力・揚力係数を比較する。図-3.10はレイノルズ数と、抗力係数・揚力係数の関係を示している。図中の緑色の記号は自然石1個(Case単-1-S), 青色は自然石4個(Case単-4-P, Case単-4-IP), 赤色は自然石9個(Case単-9-P, Case単-9-IP)を連結した場合を示している。



(a) レイノルズ数と抗力係数の関係



(b) レイノルズ数と揚力係数の関係

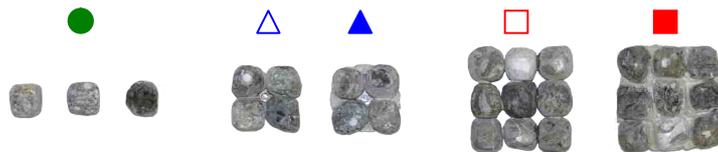


図-3.10 レイノルズ数と抗力係数・揚力係数の関係

各ケースの抗力係数 C_D は、自然石 1 個(Case 単-1-S)の平均値 0.59, 自然石 4 個(Case 単-4-P, Case 単-4-IP)の平均値 0.58, 自然石 9 個(Case 単-9-P, Case 単-9-IP)の平均値 0.55 となった。連結数が増加しても抗力係数 C_D はほぼ一定値を示す。一方、揚力係数 C_L は自然石 1 個(Case 単-1-S)の平均値 0.38, 自然石 4 個(Case 単-4-P, Case 単-4-IP)の平均値 0.09, 自然石 9 個(Case 単-9-P, Case 単-9-IP)の平均値 0.05 となった。連結しない場合に比較して、連結した場合は揚力係数がかなり小さくなる。

自然石や連結石礫を実河川に設置する際の設計では、第 1 章 1.2 に示すように護岸の力学設計法に準拠し、石礫の①めくれ、②滑動、③抜け出しに関して破壊の有無を検討する必要がある。ここでは、破壊駆動力と抵抗力の比による破壊指数を求め、自然石や連結石礫の安定性について検討を行い、連結の効果を検証する。

石礫に働く流体力の作用位置を決定するため、以下に示す式(3.6)、式(3.7)によって定義される M_c から作用線までの距離 l と、 M_c から作用線へ下ろした垂線の成す角度 θ を算出した。その結果、作用線は流体力測定模型のほぼ中心あるいは下流寄りを通ることがわかった。このことから以下では、流体力は模型の中心に働くものとして検討する。

$$l = M_c / \sqrt{D^2 + L^2} \quad (3.6)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{L}{D}\right) \quad (3.7)$$

①のめくれについては、抗力と揚力によって生じる作用流体力に対する。式(3.8)において、図-3.11 中の M 点でのモーメントを、水中重量 W で除することによって破壊指数 F_M を算出した。

$$F_M = (D \cdot l_1 + L \cdot l_2) / W \cdot l_2 \quad (3.8)$$

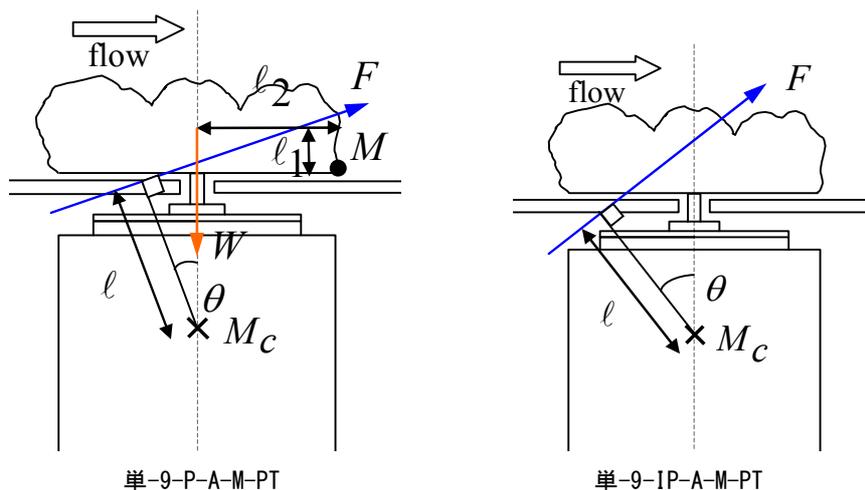


図-3.11 作用線位置

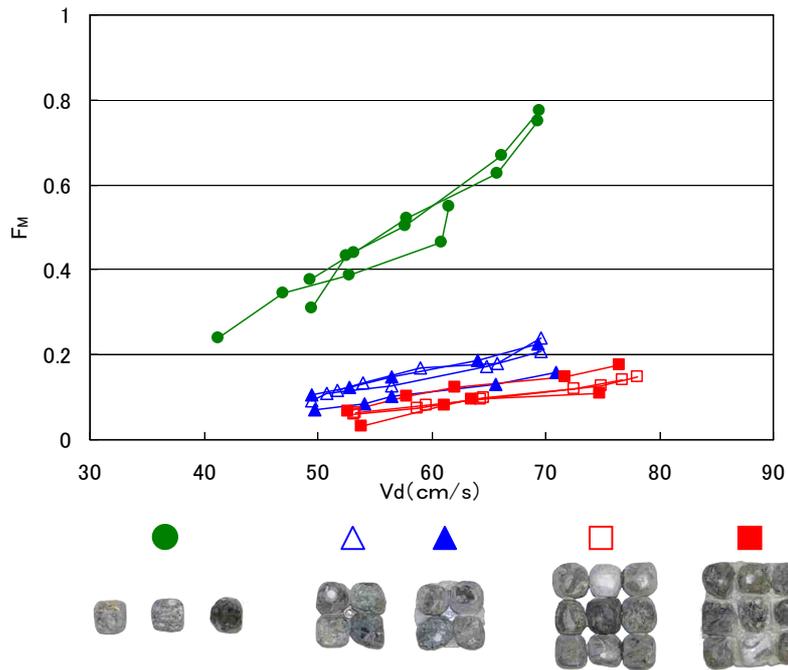


図-3.12 破壊指数（めくれ）

図-3.12 は，式(3.8) にて算出しためくれに関する破壊指数と流速の比較を示している。緑色丸印の自然石 1 個(Case 単-1-S)は破壊指数 0.24～0.77，青色三角印の自然石 4 個連結石礫(Case 単-4-P, Case 単-4-IP)は破壊指数 0.07～0.24，赤色四角印の自然石 9 個連結石礫(Case 単-9-P, Case 単-9-IP)の破壊指数は 0.03～0.18 となった。自然石単体より，4 個，9 個と連結数が増加するほど，破壊指数は減少することが確認された。9 個連結石礫の破壊指数が最も小さくなり，めくれ破壊に対しては連結の効果が確認できる。青色三角印の自然石 4 個連結石礫の透過型(Case 単-4-P)と不透過型(Case 単-4-IP)を比較すると破壊指数についてはほぼ同等であった。また，赤色四角印の自然石 9 個連結石礫の透過型(Case 単-9-P)と不透過型(Case 単-9-IP)を比較すると，これらも透過型と不透過型も破壊指数はほぼ同程度であった。めくれについて透過型・不透過型による差異は確認できなかった。

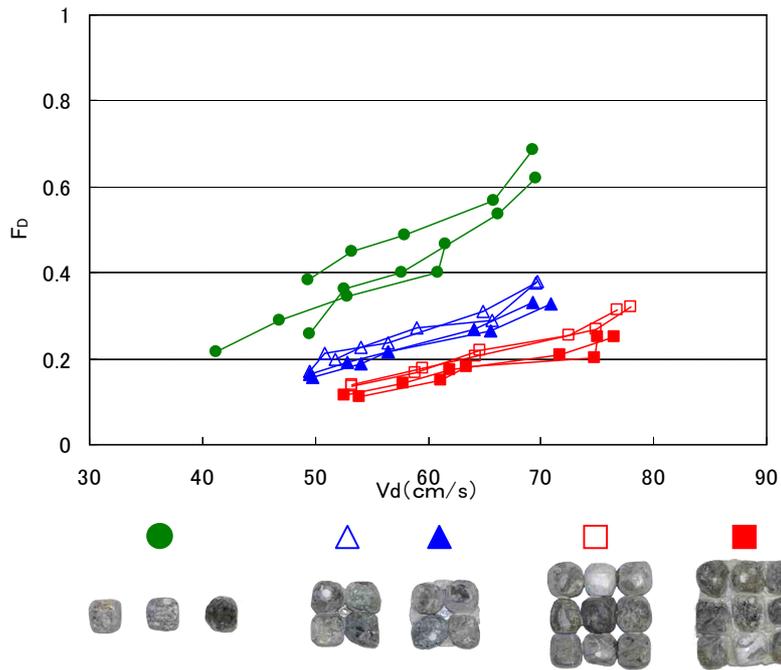


図-3.13 破壊指数（滑動）

次に、②の滑動については、式(3.9)に示すように抗力を河床と石礫間に作用する摩擦力で除することによって滑りの破壊指数 F_D を算出した。

$$F_D = D / \mu W \quad (3.9)$$

ここで、静止摩擦係数 μ は河床と護岸・根固めブロック間の一般的な値である 0.65 とした。

図-3.13 は、式(3.9) にて算出した滑動に関する破壊指数と流速の比較を示している。緑色丸印の自然石 1 個(Case 単-1-S)は破壊指数 0.21~0.69、青色三角印の自然石 4 個連結石礫(Case 単-4-P, Case 単-4-IP)は破壊指数 0.16~0.38、赤色四角印の自然石 9 個連結石礫(Case 単-9-P, Case 単-9-IP)の破壊指数は 0.11~0.32 となった。めくれ破壊の場合と同様に、自然石単体より、4 個、9 個と連結数が増加するほど、破壊指数は減少する傾向があることが確認された。9 個連結石礫の破壊指数が最も小さくなり、滑動破壊に対しても連結の効果が確認できる。青色三角印の自然石 4 個連結石礫の透過型(Case 単-4-P)と不透過型(Case 単-4-IP)を比較すると破壊指数についてほぼ同等であった。また、赤色四角印の自然石 9 個連結石礫の透過型(Case 単-9-P)と不透過型(Case 単-9-IP)を比較すると、これらも透過型と不透過型も破壊指数はほぼ同程度であった。滑動についても透過型・不透過型による差異は確認できなかった。

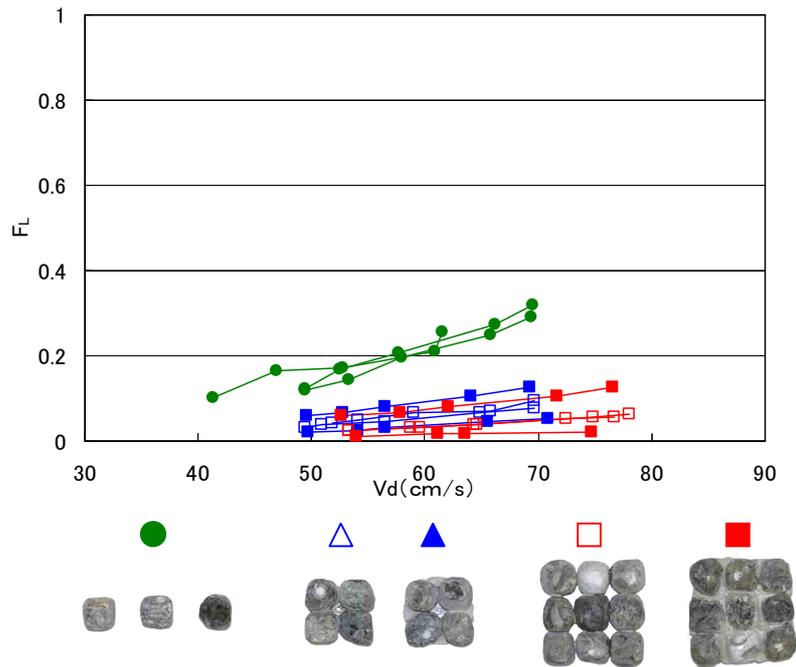


図-3.14 破壊指数（抜け出し）

③の抜け出しについては、式(3.10)に示すように揚力を自重で除することによって抜け出しの破壊指数 F_L を算出した。

$$F_L = L/W \quad (3.10)$$

図-3.14 は、式(3.10) にて算出した抜け出しに関する破壊指数と流速の比較を示している。緑色丸印の自然石 1 個(Case 単-1-S)は破壊指数 0.10~0.32, 青色三角印の自然石 4 個連結石礫(Case 単-4-P, Case 単-4-IP)は破壊指数 0.02~0.12, 赤色四角印の自然石 9 個連結石礫(Case 単-9-P, Case 単-9-IP)の破壊指数は 0.01~0.13 となった。自然石単体より、連結したほうが、破壊指数は減少することが確認された。抜け出しについても連結の効果により破壊指数が減少することが確認された。

以上より、いずれの破壊モードについても自然石をすることで流水に対する安定性が増加することが確認された。

3.3.4 透過性の有無の検討

透過性の有無が抗力・揚力係数に及ぼす影響を、単体試験を用いて検討する。図-3.10では、不透過型と透過型の石礫を記号の塗りつぶしの有無で表している。これらの図より、抗力係数 C_b については、透過型の方が不透過型よりも若干大きくなる傾向が見られるものの、有意な差があるとは言えない。また、揚力係数 C_L についても、透過性の有無による違いが確認できなかった。図-3.12, 図-3.13, 図-3.14より、いずれの破壊モードについても、透過性の有無による違いは確認できなかった。よって、単体設置状況においては、透過性の有無が抗力・揚力係数に影響を及ぼさないことが確認された。

次に群体設置の場合、透過性の有無が抗力・揚力に及ぼす影響について検討する。自然石9個連結した連結石礫(Case 群-9-P, Case 群-9-IP)の抗力係数 C_b および揚力係数 C_L を図-3.16に示す。図中の点線は透過型の平均値を、実線は不透過型の平均値を表している。図より、 C_b は透過型の方が不透過型よりも大きいことが分かる。ここで、図-3.15に示す流体力 D を見ると、透過型の方がやや大きな流体力が作用していることが分かる。これは、図-3.17(a)に示すように、透過型の方が不透過型よりも抗力 D を受け易い構造をしているからであると言える。また、抗力作用面積は透過型、不透過型による差異はほとんどない。よって、抗力 D による違いが直接的に抗力係数の違いに反映されたものと言える。これより、 C_b については透過型、不透過型による違いを考慮する必要がある。一方、図-3.16の揚力係数 C_L は透過型、不透過型による差は C_b と比べて半分程度とかなり小さくなった。ここで、図-3.15に示す流体力 L を見ると不透過型の方が透過型より同程度かやや大きいことが分かる。これは、図-17(b)に示すように、透過型は石礫間に空隙を有しているため、石礫上下面の圧力差が開放されるのに対し、不透過型は空隙を有さないため石礫上下面に圧力差が生じることが原因と考えられる。しかし、揚力係数 C_L については、揚力作用面積が透過型の方が小さくなることが影響し、結果的に、透過、不透過による差が現れなかったと言える。

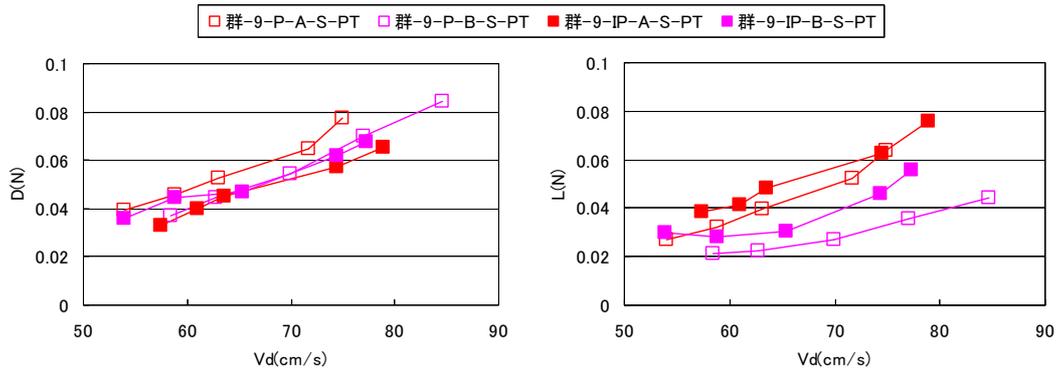


図-3.15 流速と流体力の関係（群体試験）

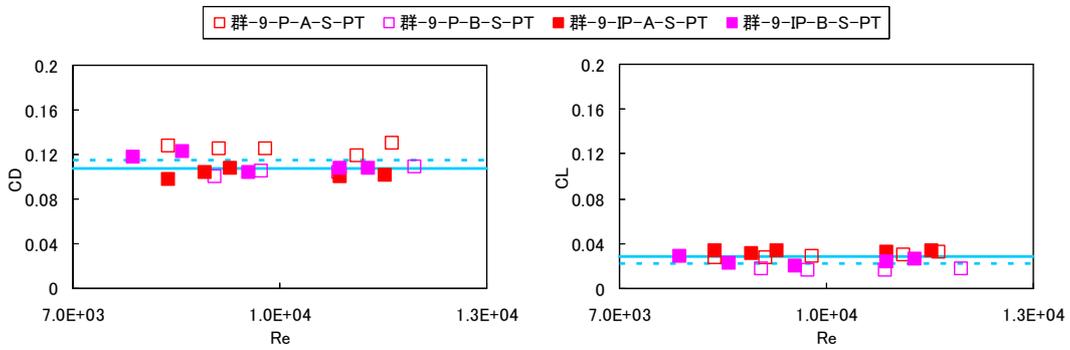
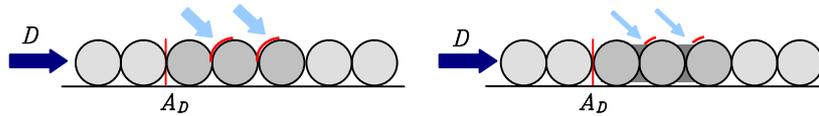


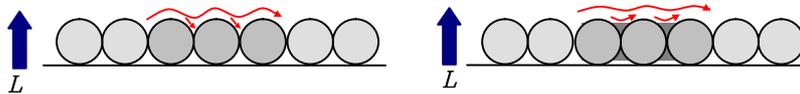
図-3.16 連結石礫の抗力・揚力係数（群体試験）

断面図



(a) 透過型・不透過型の構造の違いによる抗力の違い

断面図

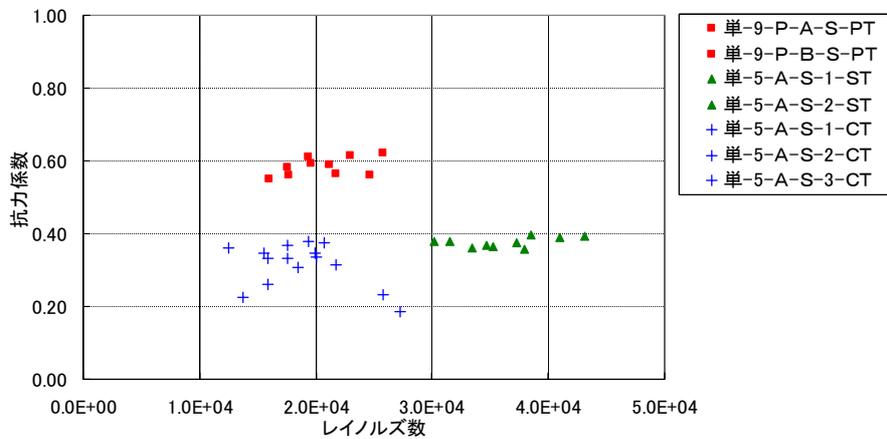


(b) 揚力に影響する周辺流れの概況

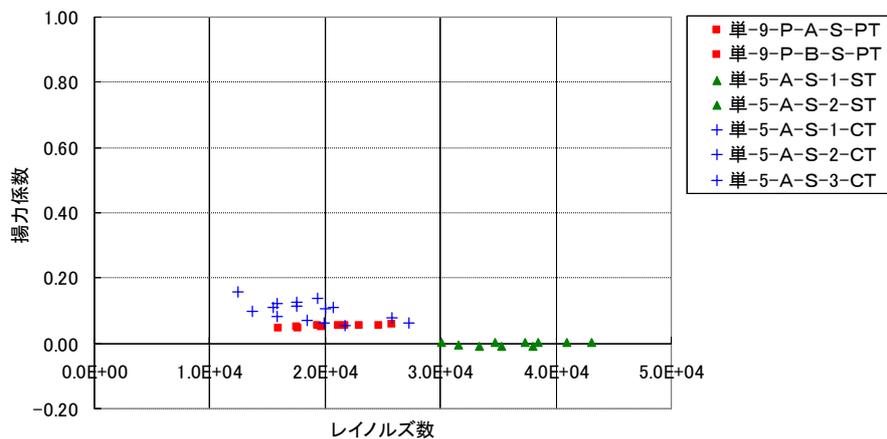
図-3.17 連結石礫周辺の流れの概況

3.3.5 連結形状の違いによる検討

連結石礫の形状は、写真-2.1 に示すように 9 個の自然石を平面的に連結した平面型、4～5 個の自然石を立体的に連結した立体型、5 個の自然石を十字に連結した十字型がある。ここでは、各形状が流体力に及ぼす影響について検討する。図-3.18 は、単体試験の結果を示している。平面型のタイロックを示す赤色四角印 (Case 単-9-P-A-S-PT, Case 単-9-P-B-S-PT) の平均値は抗力係数 $C_D=0.58$, 揚力係数 $C_L=0.05$ となる。立体型のトライを示す緑色三角印 (Case 単-5-A-S-1-ST, Case 単-5-A-S-2-ST) の平均値は抗力係数 $C_D=0.38$, 揚力係数 $C_L=0.02$ となる。十字型のナチュレを示す青色プラス印 (Case 単-5-A-S-1-CT, Case 単-5-A-S-2-CT, Case 単-5-A-S-3-CT) の平均値は抗力係数 $C_D=0.31$, 揚力係数 $C_L=0.10$ となる。



(a) レイノルズ数と抗力係数の関係



(b) レイノルズ数と揚力係数の関係



図-3.18 連結石礫の抗力・揚力係数 (単体試験)

単体試験では、平面型のタイロックの抗力係数 $C_b=0.58$ で一番大きくなり、十字型のナチュレと立体型のトライ抗力係数 C_b は約0.3で、平面型のタイロックに比較して小さくなった。これは、図-3.19の赤色に示す抗力が作用する箇所を示すように平面型のタイロックは抗力が作用する面積が比較的大きく、立体型のトライと十字型のナチュレは抗力が作用する面積が小さいことが要因の一つと考えられる。また、断面図のように立体型のトライについて、下流側の石は、抗力が作用する面が上流側の石に遮蔽される。よって、立体型のトライや十字型のナチュレの抗力は、平面型のタイロックの抗力に比較して小さくなったと考えられる。抗力係数 C_b を算出する際に用いる抗力作用方向の投影面積は、どの形状もほぼ同程度のため、抗力係数 C_b についても抗力と同様の傾向となったと考えられる。

揚力係数 C_L は、立体型のトライが一番小さくなり、次に平面型のタイロック、十字型のナチュレの順に大きくなる。平面図（空隙率）のピンクに示した箇所は空隙を示す。立体型のトライは、平面型のタイロックと十字型のナチュレに比較して、空隙率が小さい。立体型のトライは、空隙が小さいため石礫上下面に圧力差が生じることで揚力係数が大きくなると予測されたが、逆に空隙率が小さい立体型のトライの揚力係数 C_L が小さくなった。これは断面図に示すように立体型トライの上部の石礫が揚力に対してマイナス方向に作用したと考えられる。

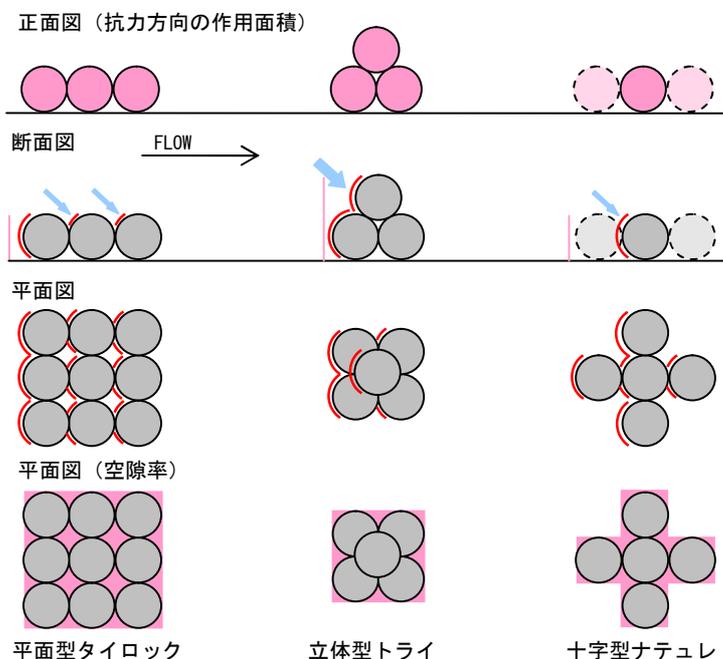
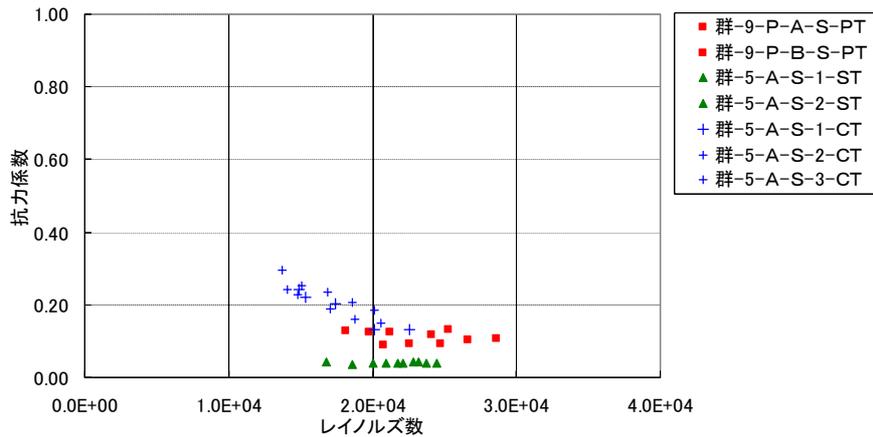
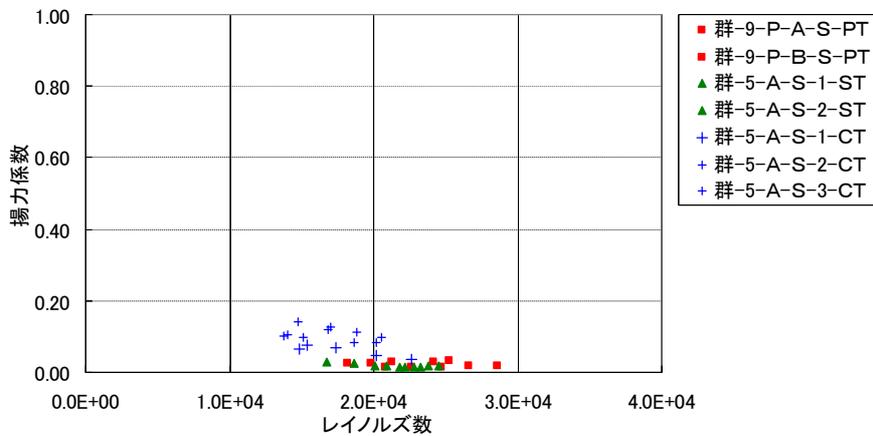


図-3.19 連結石礫の正面図（単体試験）

図-3.20 に群体試験の結果を示す。平面型のタイロックを示す赤色四角印 (Case 群-9-P-A-S-PT, Case 群 9-P-B-S-PT) の平均値は抗力係数 $C_d=0.11$, 揚力係数 $C_L=0.02$ となる。立体型のトライを示す緑色三角印(Case 群-5-A-S-1-ST, Case 群-5-A-S-2-ST) の平均値は抗力係数 $C_d=0.04$, 揚力係数 $C_L=0.02$ となる。十字型のナチュレを示す青色プラス印(Case 群-5-A-S-1-CT, Case 群-5-A-S-2-CT, Case 群-5-A-S-3-CT) の平均値は抗力係数 $C_d=0.21$, 揚力係数 $C_L=0.11$ となる。群体試験では, 十字型のナチュレ, 平面型のタイロック, 立体型のトライの順に抗力・揚力係数のどちらも小さくなる。



(a) レイノルズ数と抗力係数の関係



(b) レイノルズ数と揚力係数の関係



図-3.20 連結石礫の抗力・揚力係数 (群体試験)

群体で設置した場合、**図-3.21**に示すように、十字型のナチュレは抗力が作用する面積が比較的大きく、立体型のトライや平面型のタイロックは、抗力が作用する面が上流側の模型により遮蔽される。よって、十字型のナチュレに作用する抗力は、立体型のトライや平面型のタイロックに比較して大きくなったと考えられる。単体試験同様に、抗力係数 C_D を算出する際に用いる抗力作用方向の投影面積は、どの形状もほぼ同程度のため、抗力係数 C_D についても抗力と同様の傾向となったと考えられる。

また、次の3.3.6に述べる相当粗度の影響も考えられる。**図-3.22**に示すように十字型のナチュレは、立体型のトライや平面型のタイロックに比較して、大きくなっているため、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L を算定する近傍流速が大きくなる。よって、抗力・揚力係数どちらも、十字型のナチュレの係数が大きくなったと考えられる。

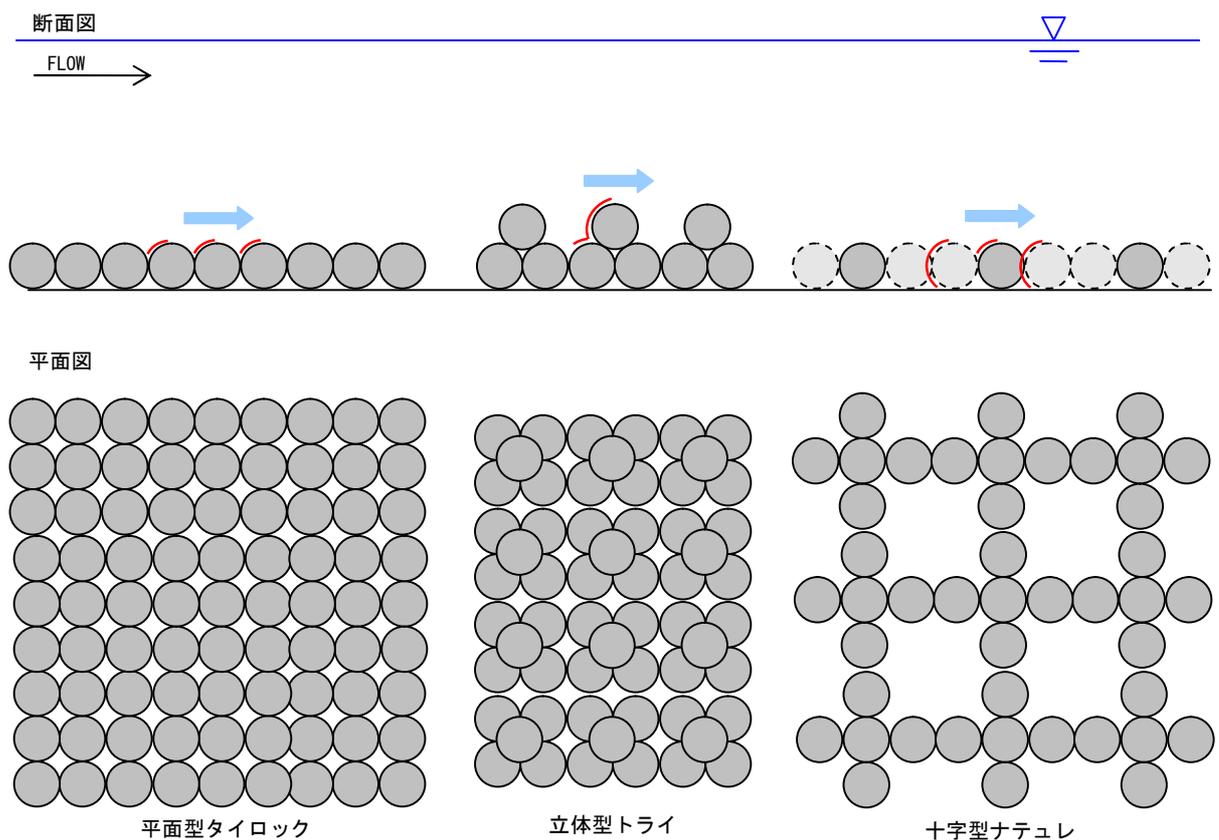


図-3.21 連結石礫の正面図（群体試験）

3.3.6 相当粗度について

ここでは，群体設置時における流体力を算定する際に必要となる式 (3.3)，(3.4) により算出した相当粗度 k_s について検討を行う。

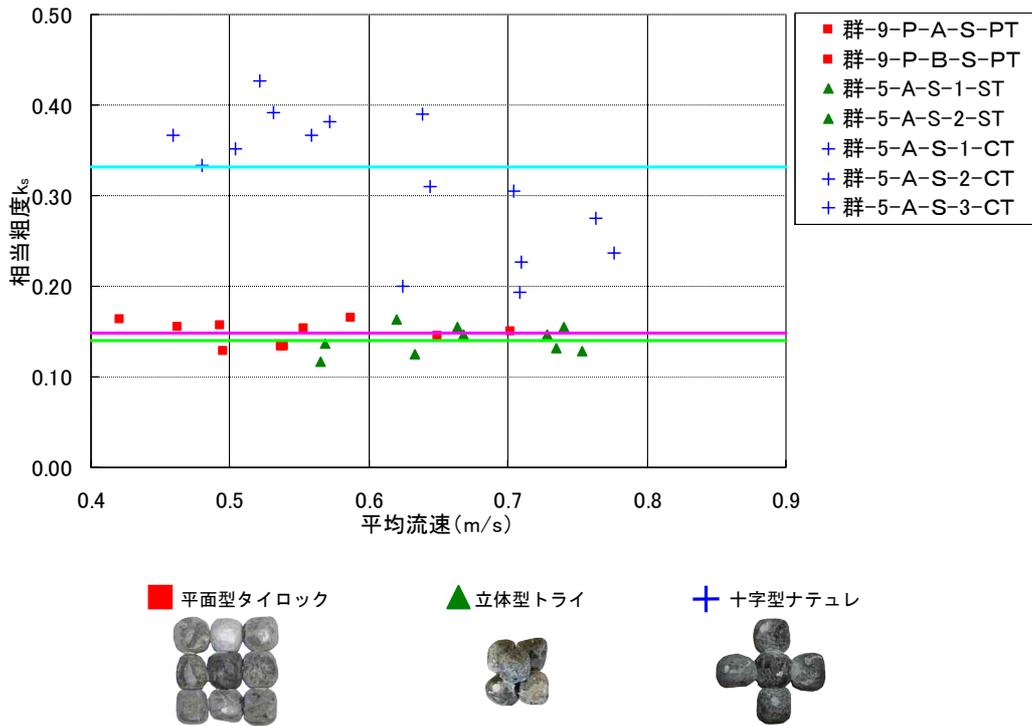


図-3.22 相当粗度 (群体試験)

図-3.22 は，平均流速 V_m に対する相当粗度 k_s の変化である．相当粗度 k_s の平均値は平面型のタイロックが 0.148m であり，立体型のトライが 0.141m，十字型のナチュレが 0.331m となった．相当粗度 k_s は流速低減の効果の指標として用いられ¹⁴⁾，式 (3.3) で示されるように相当粗度 k_s が大きいほど相当粗度高さでの流速 V_m が大きくなる．本研究では，十字型のナチュレのほうが，立体型のトライと平面型のタイロックに比較して，より大きい抵抗効果を有していることがわかる．図-3.20 に示すように十字型のナチュレは，ブロック間に空隙があり，平面型のタイロックより凹凸が大きく，流れに対して抵抗が大きくなると考えられる．

3.3.7 コンクリートブロックとの比較

現在までに、(財団法人) 土木研究センター¹⁴⁾により、様々な形状のコンクリートブロックに作用する流体力の測定が行われている。これらのブロックについて、田代¹⁵⁾は、張りブロック、積みブロック、根固めブロックに大分類し、張りブロックを平板型、突起型、連結型、擬石型・自然石型、ボックス型、ブロックマット型、階段型、特殊型と分類し、根固めブロックを平板型、突起型、擬石型、異形型と分類している。また、群体設置時の抗力係数 C_D を算定する理論式を式(3.11)を提案し、各ブロックの実験値と理論式との比較を行っている。

$$C_D = \left(\frac{2}{8.5^2} \right) \times \left(\frac{A_c}{A_d} \right) \quad (3.11)$$

ここに、 C_D : 抗力係数, A_c : 粗度要素支配面積(m²), A_d : 抗力作用方向の投影面積(m²)である。

田代¹⁵⁾は、図-3.24 に示すように、式(3.11)の理論式(図中の実線)と抗力係数の実測値の関係を張りブロックの4つの形状分類ごとに比較した。図より、図-3.23(a)に示す擬石・自然石型の抗力係数は理論値からややバラつきがあるが、図-3.23(b)に示す突起型は、 A_c/A_d が小さい時はほぼ理論値どおりになるが、大きくなると理論値をはさんでバラつきが大きくなることなどを明らかにしている。



(a) 擬石・自然石型



(b) 突起型

図-3.23 土木研究センターによる実験のブロック形状例

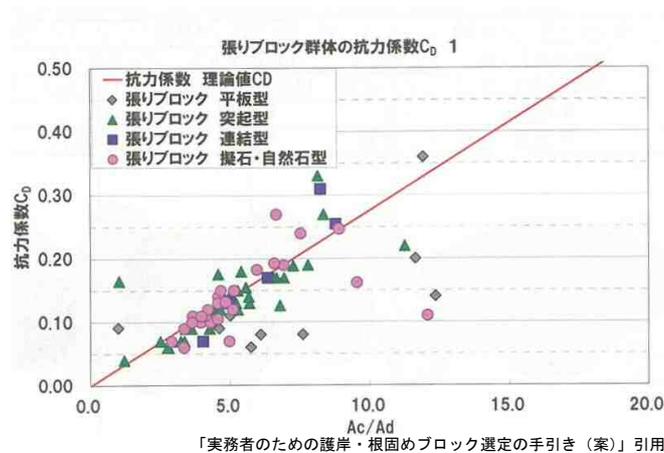


図-3.24 張りブロック群体の抗力係数

本研究で用いた連結石礫の形状は、平面型のタイロックが張りブロックの疑石型、立体型のトライが根固めブロックの異形型、十字型のナチュレが張りブロックのボックス型と類似している。図-3.25は、土木研究センターにて計測された張りブロック疑石型、突起型、ボックス型、根固めブロック異形型と本研究で得られた結果を比較したものである。立体型のトライと平面型のタイロックは、式(3.11)で算定した抗力係数 C_0 より若干小さくなる。土木研究センターにて実施しているコンクリートブロックの流体力の分布と比較すると、立体型のトライと平面型のタイロックはコンクリートブロックとほぼ同じ領域にあるが、十字型のナチュレは、コンクリートブロックの流体力の分布から外れている。これは、十字型のナチュレは、自然石であること、十字型のナチュレの凹凸がより複雑で大きく、相当粗度 k_s が大きいことなどが影響していると考えられる。

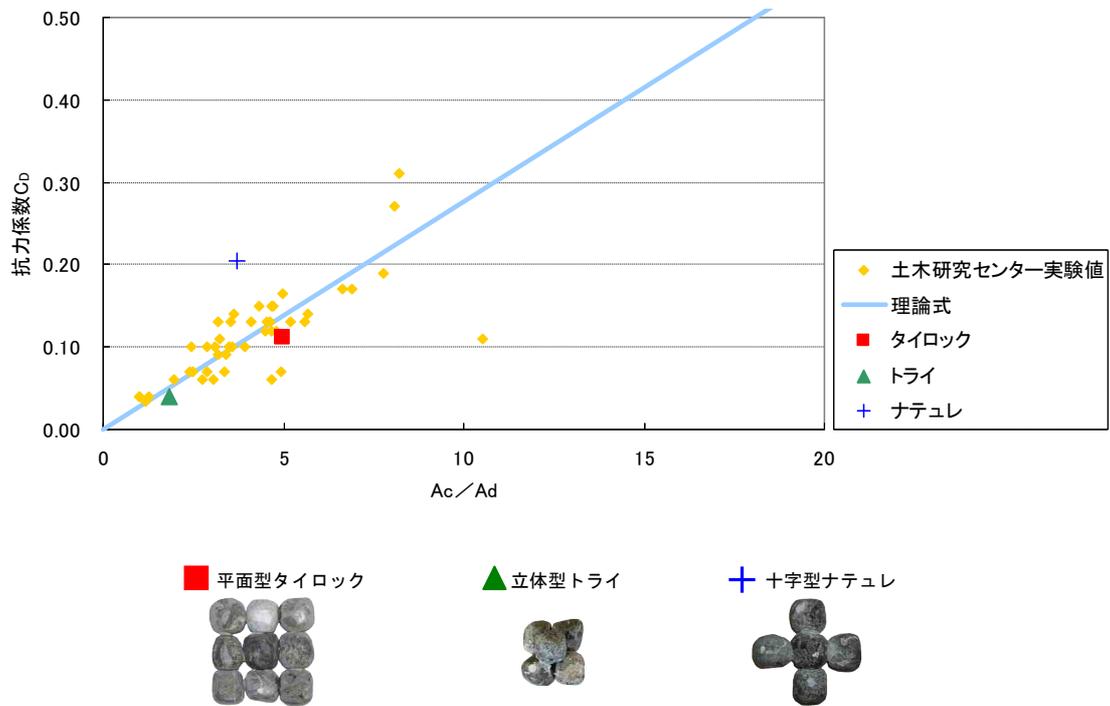


図-3.25 抗力係数 (群体試験)

3.4 まとめ

本章では、常流場における連結石礫に作用する流体力を検討した。以下に得られた知見を示す。

1) 自然石を単体で設置した場合の水理特性試験により、自然石単体の抗力係数 $C_D=0.53$ 、揚力係数 $C_L=0.31$ という結果が得られた。自然石を用いた水理構造物を設計する際には、自然石の形状、表面の凹凸などを考慮した安全率を導入する必要があることが確認された。

2) 石礫の連結数が増加しても、抗力係数 C_D はほぼ一定値を示し、一方、揚力係数 C_L は、連結しない場合に比較して、連結した場合は揚力係数がかなり小さくなることが確認された。

3) 石礫の連結数が増加するほど①めくれ、②滑動、③抜け出しのいずれの破壊モードに対しても安全性が増すことから、石礫を連結することが破壊に対して有効であることが確認された。

4) 石礫間の空間が透過性のある連結石礫と、石礫間の空間を埋めた不透過型の連結石礫の比較を行ったところ、単体設置の場合、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L の透過性の有無による違いが確認できなかった。一方、群設置の場合、透過型のほうが不透過型より抗力係数 C_D が大きくなり、揚力係数 C_L はほぼ同程度となることが確認された。

5) 流速低減の効果の指標とされる相当粗度 k_s は、十字型の連結石礫が大きくなることが確認された。

6) 群設置の場合、平面型と立体型の連結石礫は、コンクリートブロックの抗力係数 C_D を算定する理論式と同様の傾向を示すが、十字型の連結石礫は、コンクリートブロックの抗力係数 C_D を算定する理論式より抗力係数 C_D が大きくなる傾向を示すことが確認された。

参考文献

- 1) 前野詩朗, 道奥康治, 森永智, 大西利典: 自然石を用いた堰の水理特性, 水工学論文集, 第 46 卷, pp493-498, 2002.
- 2) 前野詩朗, 道奥康治, 森永智, 大西利典: 捨石堰の破壊機構のモデル化, 水工学論文集, 第 47 卷, pp781-786, 2003.
- 3) 前野詩朗, 道奥康治, 加瀬瑛斗, 菊池慶太: 個別要素法を用いた捨石堰の破壊予測, 水工学論文集, 第 49 卷, pp787-792, 2005.
- 4) 山本太郎, 長谷川和義, 浅利修一: 連結された 2 個の礫に対する限界掃流力の評価について, 水工学論文集, 第 49 卷, pp.919-924, 2005.
- 5) 山本太郎, 長谷川和義, 浅利修一: 河床に設置された連結石礫工の安定性と破壊課程について, 水工学論文集, 第 50 卷, pp.955-960, 2006.
- 6) 山本太郎, 長谷川和義, 浅利修一: 複数の礫が連結されることによる流失限界の向上効果と掃流力評価について, 土木学会論文集 B, Vol.62, No.1, 53-64, 2006.
- 7) 前野詩朗, 藤原実咲, 富田晃生, 山村明, 倅熊公子: 連結石礫の流体力評価に関する研究, 水工学論文集, 第 51 卷, pp-679-684, 2007.
- 8) 前野詩朗, 藤原実咲, 富田晃生, 山村明, 倅熊公子: 群体・上流端の連結石礫の流体力評価, 第 52 卷, pp-703-708, 2008.
- 9) 倅熊公子, 前野詩朗, 玉川勝也, 山村明: 立体型自然石連結工の流体力評価と設計手法の提案, 第 55 卷, pp-s1135-s1140, 2011.
- 10) 財団法人土木研究センター: 護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル, 第 1 版 1999. 第 2 版 2003.
- 11) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 石原仁: 常流あるいは射流中に置かれた水没柱状物体に働く流体力, 水工学論文集, 第 50 卷, pp.889-894, 2006.
- 12) 九州地方整備局 河川部: 低水水制の設計参考資料, 1995.
- 13) 流体力学, 原田幸夫, 槇書店, 1965.
- 14) 建設省土木研究所河川部河川研究室: 護岸法覆工の水理設計法に関する研究, 土木研究所資料 2635 号, 1988.
- 15) 田代洋一: 実務者のための護岸・根固めブロック選定の手引き (案), 財団法人土木研究センター, 2010.

第4章 射流場における連結石礫およびコンクリートブロックの流体力評価

第3章では、常流場における連結石礫に作用する流体力を評価してきたが、本章では、射流場における連結石礫およびコンクリートブロックに作用する流体力について評価する。「護岸の力学設計法」¹⁾、「護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル」²⁾が確立されたことにより、コンクリートブロックを用いた護岸・根固めブロックを設計する際の力学的照査が可能となっている。しかし、これらの設計の適用範囲は常流場であり、河道の流れが射流、または常流と射流が混在するような急流河川の流れでは、護岸・根固めブロックに作用する流体力が常流場と異なると考えられるため、適用範囲から除外されている³⁾。よって、実設計において、堰や落差工の直下や、砂防区間などの射流の範囲で設計を行う場合、現在は常流の設計手法を準用している。このことから射流場で護岸・根固めブロックに作用する流体力の評価が必要であることがわかる。常流場では、護岸法覆工や護岸ブロックに関して、現在までに多くの研究がなされており、コンクリートブロックに作用する流体力は明らかになっている。また、連結石礫に作用する流体力については、第3章で示したとおりである。

一方で、射流場では、Tsuying Hsiehら⁴⁾が橋脚のような非水没水理構造物の流体力を評価している。非水没水理構造物について、抗力係数と、フルード数の変化、相対水深、橋脚の相対間隔の関係を評価している。また、重枝ら⁵⁾は射流場において、相対水深比の小さな水没した構造物に作用する流体力を評価している。平野ら⁶⁾は礫に作用する抗力を、相対水深を変化させながら測定している。射流場において、相対水深の増加とともに、抗力係数が減少するという結果を得ている。しかし、射流場において、相対水深比が比較的大きい水没構造物や、落差工や護床工などのように、水没構造物が群になって設置された構造物に作用する流体力の研究は、著者らが知る限り、なされていないようである。

本章では、急流部の護岸・根固めブロックや落差工直下の護床ブロックなどを想定し、射流場の護岸・根固めブロックに作用する流体力を水理模型実験により明らかにする。

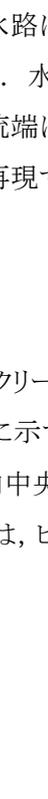
4.1 実験概要

常流場と射流場における抗力・揚力係数の違いを実験的に明らかにするため、第3章の常流場の実験に加え、射流場で、単体設置時、群体設置時の護岸・根固めブロックに作用する流体力を分力計により計測した。また、群体設置時については相当粗度の検討も行った。さらに、群体試験時における流速場を計測し、連結石礫周辺の流体力変動についての検討も行った。

4.2 実験方法

本章では、第3章の常流場の実験に追加し、射流場における連結石礫やコンクリートブロックに作用する流体力、流速分布、近傍流速の計測を行った。その際、射流場の実験方法に対する指針はないため、常流場を対象とした水理特性試験法マニュアルに準じて実験を実施した。

4.2.1 実験水路

実験に用いた水路は、第3章の常流場の実験と同様に、に示す長さ16m、幅0.6m、高さ0.4mである。水路上流端より10mの位置に長さ1m、幅0.6m、深さ0.16mのピットがあり、水路下流端には水深を調節できるフラップゲートが設置されている。勾配は、常流場や射流場を再現するため、1/60, 1/80, 1/100, 1/500と勾配を変化させて計測を行った。

4.2.2 計測機器

連結石礫とコンクリートブロックに作用する流体力を計測するために、第3章の常流場の実験と同様に、に示すように四分力計(東京計測社製、定格容量: F_x, F_y, F_z ; 10N, M_x ; 4N・m)を水路ピット内中央部に設置した。サンプリング周波数は、30 Hz、サンプリング数は1800とした。流速の計測は、ピトー管を使用した。水深の計測は、ポイントゲージを使用した。

4.2.3 実験模型

流体力測定用のブロック模型には、写真-4.1に示す連結石礫タイプは平面型のタイロック（ $9.8\text{cm}\times 9.7\text{cm}\times 3\text{cm}$, 145cm^3 ）と、コンクリートブロックタイプは護床ブロックなどに頻りに活用される平面型のストーンブロック（ $5.8\text{cm}\times 6.9\text{cm}\times 2.7\text{cm}$, 54.4cm^3 ）を使用した。



(a) 連結石礫タイプ



(b) コンクリートブロックタイプ

写真-4.1 実験模型

模型設置状況は写真-4.2(a), (b)に示すように1つの模型を単体で4分力計に設置するケースを Case1S, Case2S とし、写真-4.2(c), (d)に示すように計測模型の上下流に群として設置するケースを Case1G, Case2G, Case3G, Case4G とする。群で設置する場合は、境界層が充分発達するように、計測模型の上流側に 2.3m, 下流側に 1m, 模型を設置する。



写真-4.2 模型設置状況

4.2.4 測定項目と実験ケース

測定項目は、連結石礫（平面型のタイロック）とコンクリートブロック（ストーンブロック）、それぞれを以下の項目を計測した。

① 単体設置時の抗力・揚力・モーメント・水深・近傍流速

② 群体制設置時の抗力・揚力・モーメント・水深・流速場

表-4.1, 表-4.2 は、実験ケースを示す。表中の Case 名 S : Single は単体設置, G:Group は群体制設置, T : Tied stone 連結石礫, C:Concrete コンクリートブロックを示す。水路勾配は, Case1S の時 1/60, Case2S の時 1/500, Case1G-T の時 1/60, Case2G-T の時 1/100, Case3G-T の時 1/80, Case4G-T の時 1/500, Case1G-C の時 1/60, Case2G-C の時 1/300, Case3G-C の時 1/500 となる。

表-4.1 実験ケース（単体）

水路勾配	Case	模型の種類	流量 (l/s)	Fr	流速 (m/s)	水深 (cm)
1/60	Case1S-T-20	連結石礫 (平面型) T:Tied stone	20	0.81	0.59	5.58
	Case1S-T-25		25	0.92	0.7	5.93
	Case1S-T-30		30	1.07	0.83	6.06
	Case1S-T-35		35	1.18	0.93	6.3
	Case1S-T-40		40	1.29	1.03	6.5
	Case1S-C-20	コンクリート ブロック C:Concrete	20	1.00	0.69	4.85
	Case1S-C-25		25	1.15	0.81	5.12
	Case1S-C-30		30	1.27	0.92	5.41
	Case1S-C-35		35	1.41	1.04	5.59
	Case1S-C-40		40	1.48	1.13	5.92
1/500	Case2S-T-50	連結石礫 (平面型) T:Tied stone	50	0.5		14.18
	Case2S-T-55		55	0.55		14.18
	Case2S-T-60		60	0.6		14.18
	Case2S-T-65		65	0.65		14.18
	Case2S-T-70		70	0.7		14.18
	Case2S-C-100	コンクリート ブロック C:Concrete	100	0.243		30 ※
	Case2S-C-150		150	0.364		30 ※
	Case2S-C-200		200	0.486		30 ※
	Case2S-C-250		250	0.477		30 ※
	Case2S-C-300		300	0.536		30 ※

※一般財団法人・土木研究センター 護岸ブロックの水利特性試験 護性証第0088号による

表-4.2 実験ケース (群体)

水路勾配	Case	模型の種類	流量 (l/s)	Fr	流速 (m/s)	水深 (cm)
1/60	Case1G-T-20	連結石礫 (平面型) T:Tied stone	20	0.65	0.48	5.58
	Case1G-T-30		30	0.84	0.64	5.94
	Case1G-T-40		40	1.01	0.86	7.44
	Case1G-T-50		50	1.10	0.98	8.21
	Case1G-T-60		60	1.17	1.10	8.90
	Case1G-T-70		70	1.19	1.17	9.78
	Case1G-T-80		80	1.26	1.27	10.41
1/100	Case2G-T-30		30	0.70	0.63	8.46
	Case2G-T-40		40	0.78	0.76	9.72
	Case2G-T-50		50	0.80	0.82	10.74
	Case2G-T-60		60	0.83	0.90	12.01
	Case2G-T-70		70	0.87	0.98	12.98
	Case2G-T-80		80	0.87	1.02	14.00
	Case2G-T-90		90	0.89	1.08	14.98
1/80	Case3G-T-30		30	0.89	0.74	7.16
	Case3G-T-40		40	0.95	0.85	8.25
	Case3G-T-50		50	0.95	0.91	9.28
	Case3G-T-60		60	0.94	0.95	10.46
	Case3G-T-70		70	0.99	1.04	11.32
	Case3G-T-80		80	1.07	1.15	11.66
	Case3G-T-90		90	1.12	1.23	12.35
1/500	Case4G-T-50		50	0.44	0.46	11.48
	Case4G-T-55		55	0.46	0.51	12.42
	Case4G-T-60		60	0.48	0.54	13.20
	Case4G-T-65		65	0.52	0.61	14.09
	Case4G-T-70		70	0.54	0.65	14.76
	Case5G-T-50		50	0.47	0.50	11.44
	Case5G-T-55		55	0.49	0.54	12.39
	Case5G-T-60	60	0.52	0.59	13.36	
	Case5G-T-65	65	0.55	0.65	14.09	
	Case5G-T-70	70	0.58	0.70	14.94	
1/60	Case1G-C-20	コンクリート ブロック C:Concrete	20	0.93	0.59	4.20
	Case1G-C-30		30	1.10	0.79	5.30
	Case1G-C-40		40	1.26	0.98	6.23
	Case1G-C-50		50	1.36	1.11	6.81
	Case1G-C-60		60	1.41	1.22	7.69
	Case1G-C-70		70	1.43	1.31	8.63
	Case1G-C-80		80	1.50	1.42	9.10
1/300	Case2G-C-40		40	0.62	0.59	9.54
	Case2G-C-50		50	0.62	0.64	10.85
	Case2G-C-60		60	0.65	0.71	12.03
	Case2G-C-70		70	0.69	0.80	13.48
	Case2G-C-80		80	0.73	0.86	14.29
1/500	Case3G-C-100		100	0.39	0.59	23.60
	Case3G-C-120		120	0.46	0.70	23.50
	Case3G-C-140		140	0.54	0.82	23.40
	Case3G-C-160		160	0.60	0.91	23.40
	Case3G-C-180		180	0.69	1.04	23.50

※一般財団法人・土木研究センター 護岸ブロックの水利特性試験 護性証第0088号による

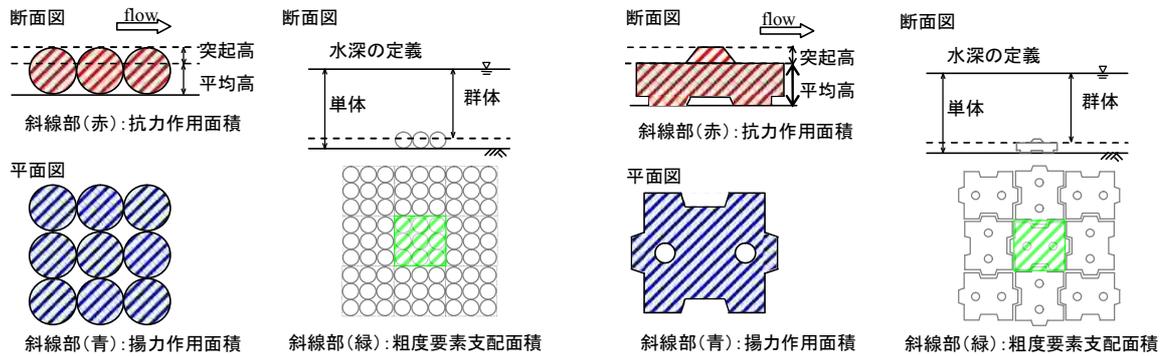


図-4.1 抗力・揚力作用面積，ブロック高，水深の定義

本章において検討する水理量，抗力係数 C_D ・揚力係数 C_L は以下の算定式 (4.1) (4.2) により算出した。

$$C_D = \frac{2D}{\rho A_b V_d^2} \quad (4.1)$$

$$C_L = \frac{2L}{\rho A_L V_d^2} \quad (4.2)$$

ここに， D : 抗力(N)， L : 揚力(N)， A_b : 抗力作用面積(m^2)， A_L : 揚力作用面積(m^2)， V_d : 近傍流速(m/s)， ρ : 水の密度(kg/m^3)である。近傍流速 V_d は，ブロック天端高さでの流速，相当粗度高さでの流速 (相当粗度 $k_s >$ 水深 H_d の場合は水路中央部，流下方向の流体力測定位置の最大流速)¹⁰⁾ とする。図-4.1 に，コンクリートブロック・連結石礫それぞれの抗力・揚力作用方向の投影面積を示した。

護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル²⁾ に従い，群体設置時の相当粗度は式 (4.3)，(4.4) により算出した。

$$\frac{u}{u^*} = 8.5 + 5.75 \log_{10} \frac{(y - y_0)}{k_s} \quad (4.3)$$

$$u^* = \sqrt{\frac{D}{\rho \cdot A_c}} \quad (4.4)$$

ここに、 u ：計測垂直位置毎の時間平均流速(m/s)， u^* ：摩擦速度(m/s)， y ：計測垂直位置(m)， y_0 ：流速の原点位置(m)， k_s ：相当粗度(m)である。 u^* は計測した抗力から式(4.4)によって算定した。相当粗度は、まず式(4.3)の流速原点 y_0 を仮定し、流速 u と $\log(y - y_0)$ の関係を片対数にプロットし、境界層発達区域内においてプロットした流速の傾きが $5.75 u^*$ と等しくなる y_0 を求める。次に y_0 を流速の原点として水深別の相当粗度を逆算し、その平均値を代表値として算定する。

レイノルズ数は式 (4.5) により算出した。

$$Re = \frac{V_d \cdot \ell}{\nu} \quad (4.5)$$

ここに、 V_d ：ブロックの近傍流速(m/s)， ν ：流体の動粘性係数(m²/s)， ℓ ：代表長(m)である。近傍流速 V_d は、護岸ブロックの水力特性試験法マニュアル²⁾に従い、単体設置時は水路中央部、流下方向の流体力測定位置から30cm上流のブロック天端高さでの流速、群体設置時は水路中央部、流下方向の流体力測定位置の相当粗度高さでの流速（相当粗度 $k_s >$ 水深 H_d の場合は水路中央部、流下方向の流体力測定位置の最大流速²⁾）とし、代表長 ℓ は、単体設置時はブロック全体高、群体設置時は図-4.1に示すブロックの突起高とする。

フルード数は式 (4.6) により算出した。

$$Fr = \frac{V_m}{\sqrt{g \cdot H_d}} \quad (4.6)$$

ここに、 V_m ：断面平均流速(m/s)， H_d ：水深(m)， g ：重力加速度(m/s²)である。フルード数 Fr は、単体設置時は流体力測定位置より1m上流の水路中央部の流速分布の測定値から算出した断面平均流速と水路底面を原点とした水深より求め、群体設置時は流体力測定位置の水路中央部の流速分布から算出した断面平均流速とブロック平均高を原点とした水深により算出した。ブロック平均高はブロック体積を揚力作用面積で除した値と定義する。

(図-4.1 参照)

4.3 実験結果および考察

4.3.1 水面形

図-4.2 に単体設置で水路勾配 1/60 の場合 (Case1S) の水路中央断面における時間平均の水面形を示す。 x 軸は、計測点からの距離を示しており、原点は流体力計測点である。上から(a) Case1S-T, (b) Case1S-C, (c) Case2S-T の水面形を示している。図-4.2 より, (a) Case1S-T, (b) Case1S-C の単体設置状態の水面形は模型の上流側で上昇, 模型の下流側で下降している。この時, フルード数は 0.8 から 1.4 であり, (c) Case2S-T の低フルード数の場合の水面形はほぼ一様であったことから, フルード数が大きくなり, 射流場に近い状態になると, 設置模型の影響を受け, 水面形は模型上部で盛り上がるのがわかる。

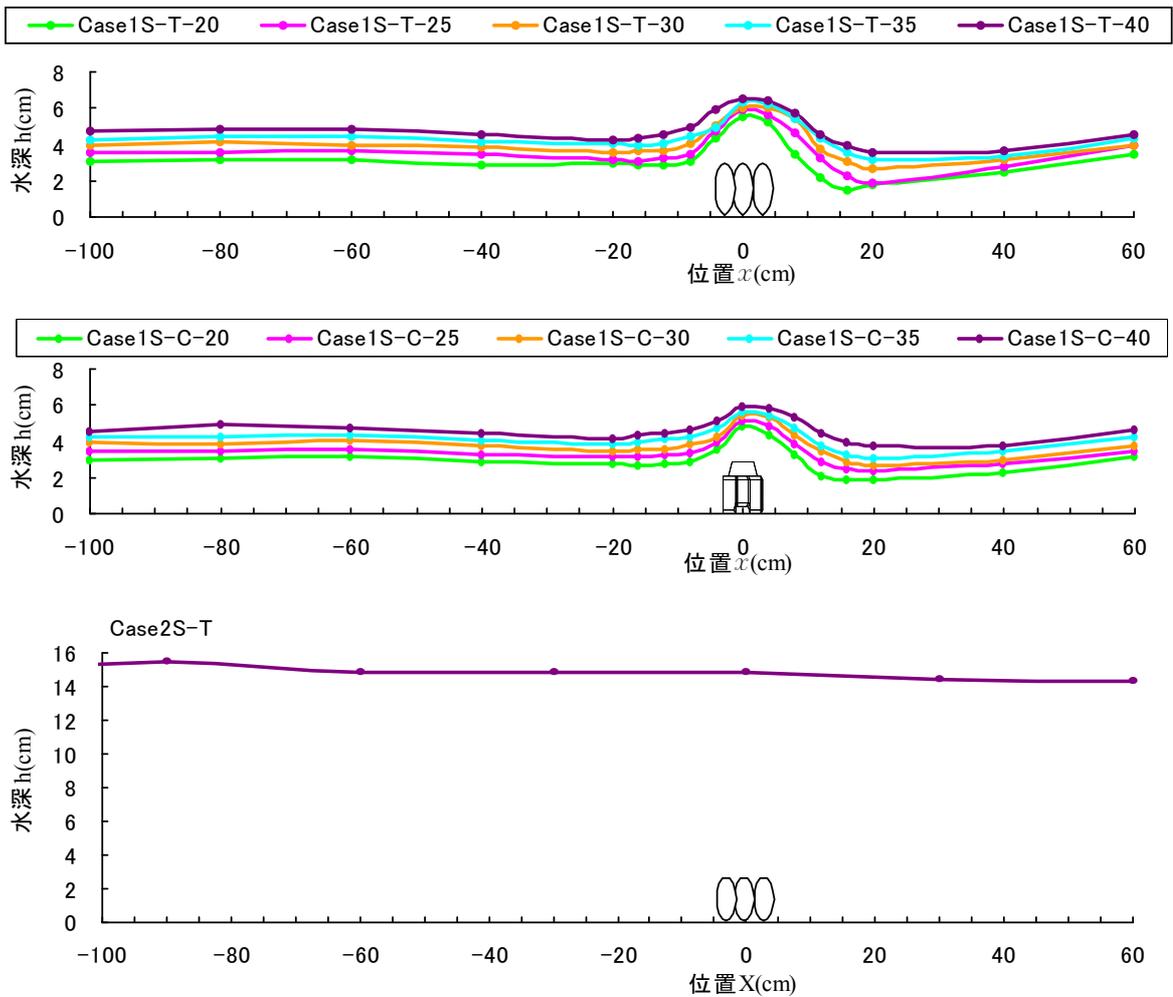


図-4.2 水面形 (単体設置)

図-4.3 は、群体設置で水路勾配 1/60 の場合 (Case1G) の水路中央断面における時間平均の水面形を示している。若干の水面の変化はあるが、ほぼ等流状態が再現されていることがわかる。

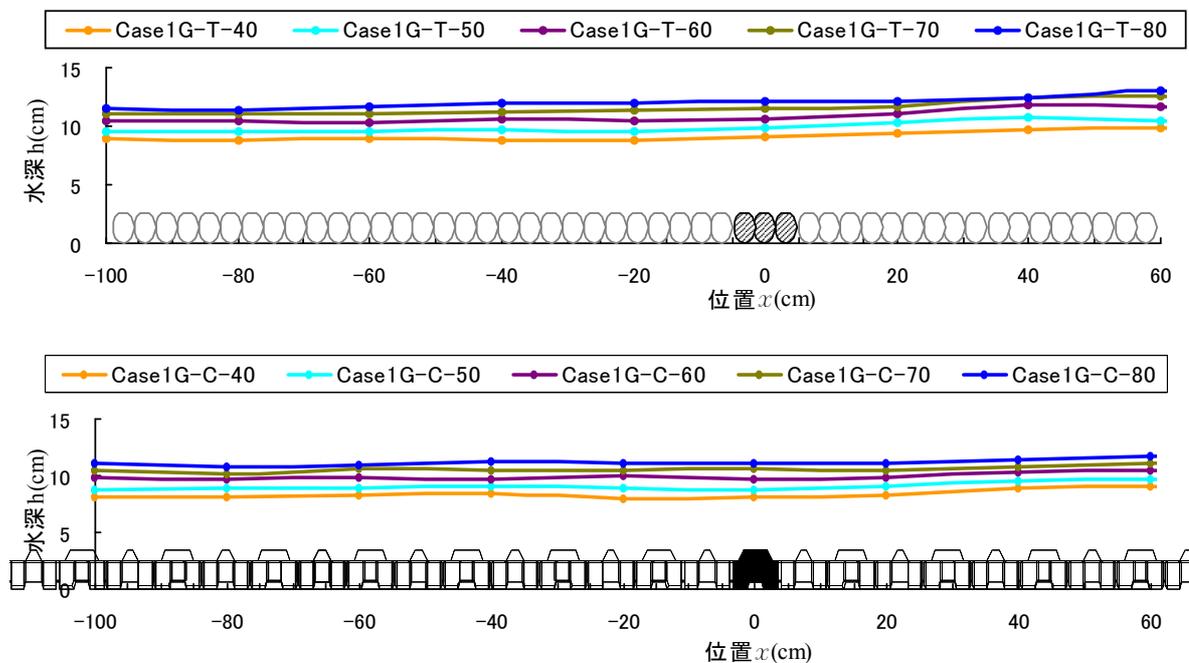


図-4.3 水面形 (群体設置)

4.3.2 流速分布

図-4.4, 図-4.5 に, 単体設置時の水路中央部の流下方向の実測流速 u の分布と式(4.3)に示す粗面对数則との比較(縦断位置は, 図-4.2に示す $x = -100\text{cm}$ の位置)を示す.

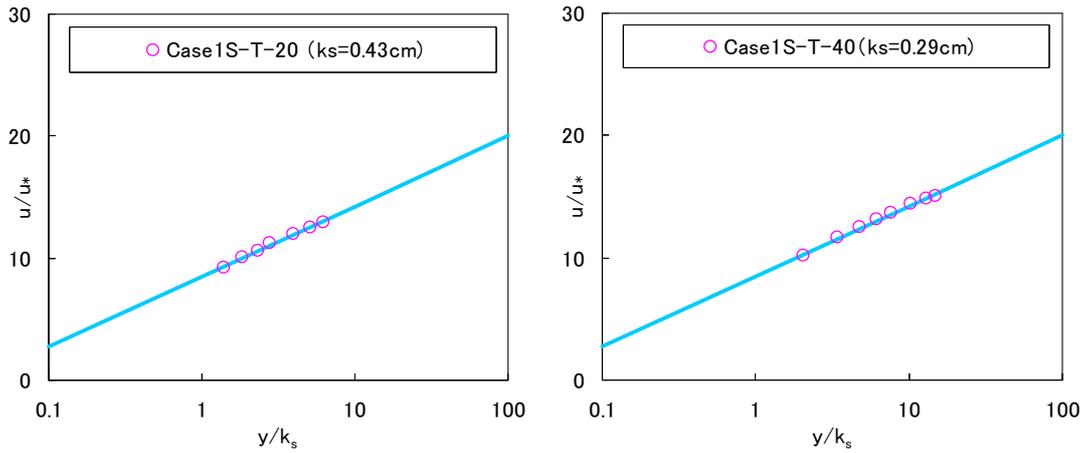


図-4.4 流速分布(連結石礫単体設置)

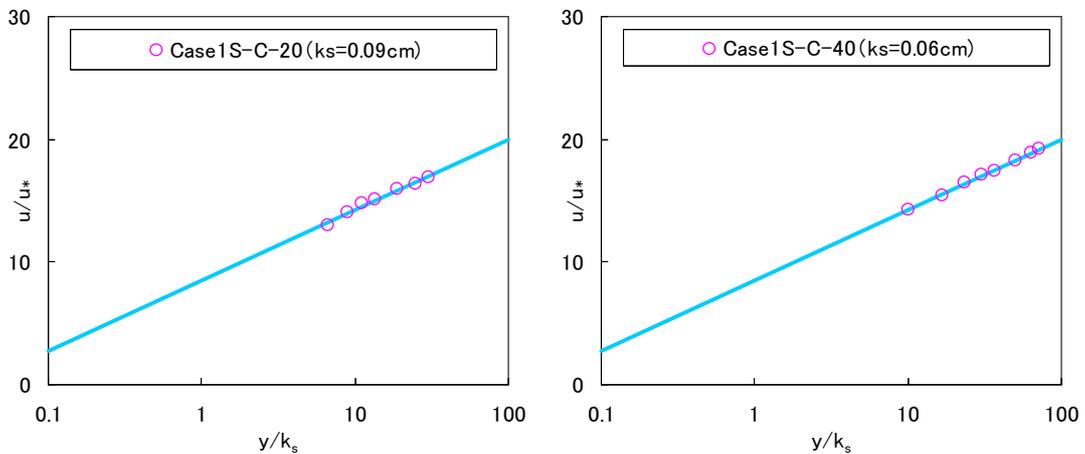


図-4.5 流速分布(コンクリートブロック単体設置)

図-4.4, 図-4.5 より, 単体設置時の水路中央部の流速分布は, 連結石礫もコンクリートブロックもほぼ対数則に従っており, 護岸ブロックの「水理特性試験法マニュアル」²⁾で求められている境界層の発達を確認できる.

図-4.6, 図-4.7に, 群体設置時の水路中央部の流下方向の実測流速 u の分布と式(4.3)に示す粗面对数則との比較(縦断位置は, 図-4.3に示す $x=0\text{m}$ の位置)を示す. 表-4.3は, 水深と相当粗度を示している. 表中の赤は相当粗度 $k_s >$ 水深 H_d となるケースを示している.

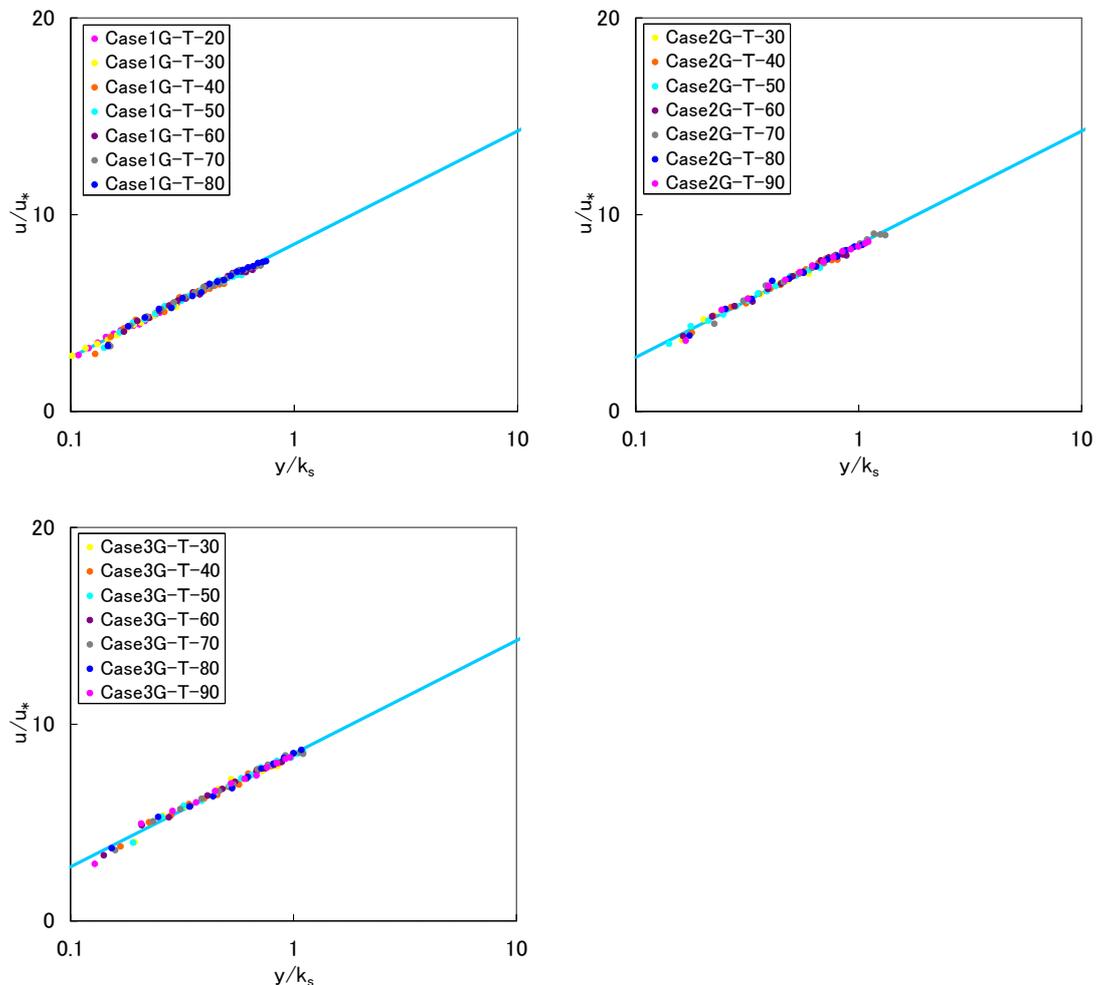


図-4.6 流速分布(連結石礫群体設置)

表-4.3より, Case1G-T-20からCase1G-T-80, Case2G-T-30からCase2G-T-60, Case3G-T-30からCase3G-T-60では相当粗度 $k_s >$ 水深 H_d となるが, 図に示すようにほぼ対数則に従っている. 図-4.6より, 連結石礫群体設置時の水路中央部の流速分布は, ほぼ対数則に従っており, 護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル²⁾で求められている境界層の発達を確認できる.

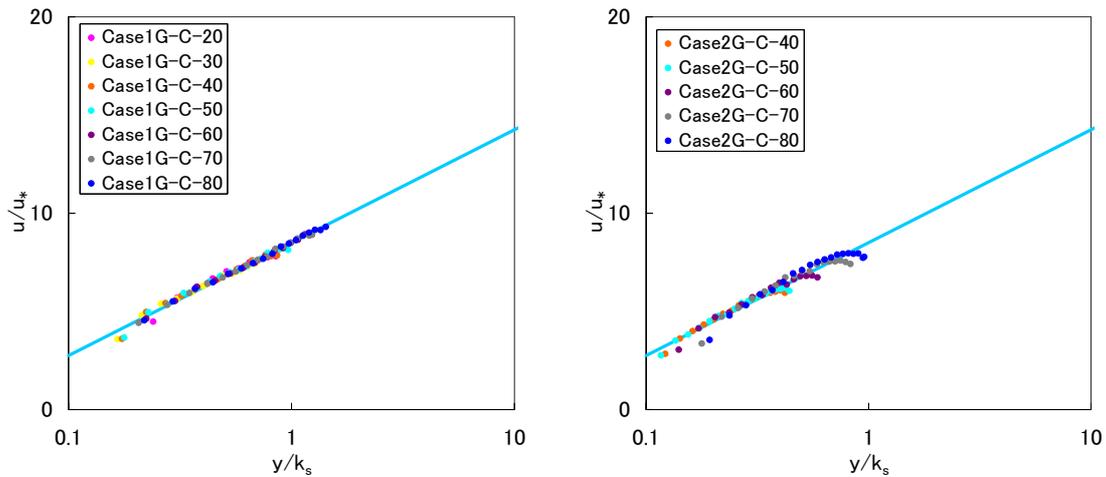


図-4.7 流速分布（コンクリートブロック群体設置）

図-4.7より、コンクリートブロックの場合は、Case2G-C-40からCase2G-C-80において、対数則から少しずれているが、これは流速が早くなり、水面形の変動の影響を受けているものと考えられる。しかし、概ね対数則に従っており、護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル²⁾で求められている境界層の発達を確認できる。

表-4.3 水深と相当粗度

連結石礫	水深 (cm)	相当粗度 ks(cm)	コンクリート ブロック	水深 (cm)	相当粗度 ks(cm)
Case1G-T-20	5.58	16.88	Case1G-C-20	4.2	4.42
Case1G-T-30	5.94	20.00	Case1G-C-30	5.3	6.38
Case1G-T-40	7.44	13.45	Case1G-C-40	6.23	6.09
Case1G-T-50	8.21	12.25	Case1G-C-50	6.81	5.97
Case1G-T-60	8.9	11.72	Case1G-C-60	7.69	5.19
Case1G-T-70	9.78	11.50	Case1G-C-70	8.63	5.62
Case1G-T-80	10.41	11.78	Case1G-C-80	9.1	5.30
Case2G-T-30	8.46	12.39	Case2G-C-40	9.54	25.09
Case2G-T-40	9.72	11.20	Case2G-C-50	10.85	26.22
Case2G-T-50	10.74	14.17	Case2G-C-60	12.03	21.82
Case2G-T-60	12.01	12.26	Case2G-C-70	13.48	17.19
Case2G-T-70	12.98	8.88	Case2G-C-80	14.29	25.09
Case2G-T-80	14	11.48			
Case2G-T-90	14.98	11.94			
Case3G-T-30	7.16	7.52			
Case3G-T-40	8.25	8.71			
Case3G-T-50	9.28	7.64			
Case3G-T-60	10.46	10.34			
Case3G-T-70	11.32	9.20			
Case3G-T-80	11.66	9.54			
Case3G-T-90	12.35	11.36			

4.3.3 レイノルズ数と抗力係数・揚力係数

図-4.8 は、模型を水路中央部に単体で設置した場合の抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L と、レイノルズ数 Re の関係を示している。図中の青色は連結石礫，桃色はコンクリートブロックを示し，塗りつぶし記号は水路勾配 1/60 の Case1，白抜き記号は水路勾配 1/500 の Case2 を示している。

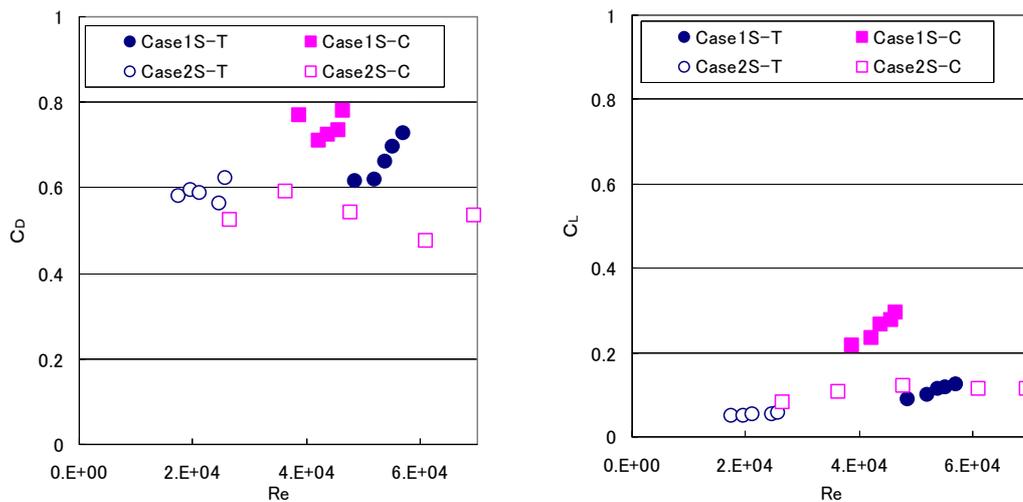


図-4.8 レイノルズ数と抗力・揚力係数（単体設置）

実河川でのレイノルズ数は $10^5 \sim 10^6$ 程度であるが，水路試験でこのレイノルズ数を再現することは困難なため，護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル²⁾では 1×10^4 以上の条件で実験を実施する必要があることが規定されている。本実験のレイノルズ数の領域は，図-4.8 よりレイノルズ数は約 $1.0 \times 10^4 \sim 7.0 \times 10^4$ の範囲となっており，マニュアルに規定しているレイノルズ数にほぼ準じている。

水路勾配 1/60 の Case1 において，連結石礫，コンクリートブロックいずれの模型もレイノルズ数の増加に伴い，抗力・揚力係数が増加している。一方，水路勾配 1/500 の Case2 において，連結石礫，コンクリートブロックいずれも一定値を示している。Case1 は Case2 に比較して，流速が早いため，レイノルズ数の影響を受けていることが推測できる。

図-4.9 は、連結石礫を群で設置した場合の水路中央部の模型の抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L と、レイノルズ数 Re の関係を示している。図中の緑色は水路勾配 1/60 の Case1、水色は水路勾配 1/100 の Case2、橙色は水路勾配 1/80 の Case3、紺色と紫色は水路勾配 1/500 の Case4、と Case5 を示している。

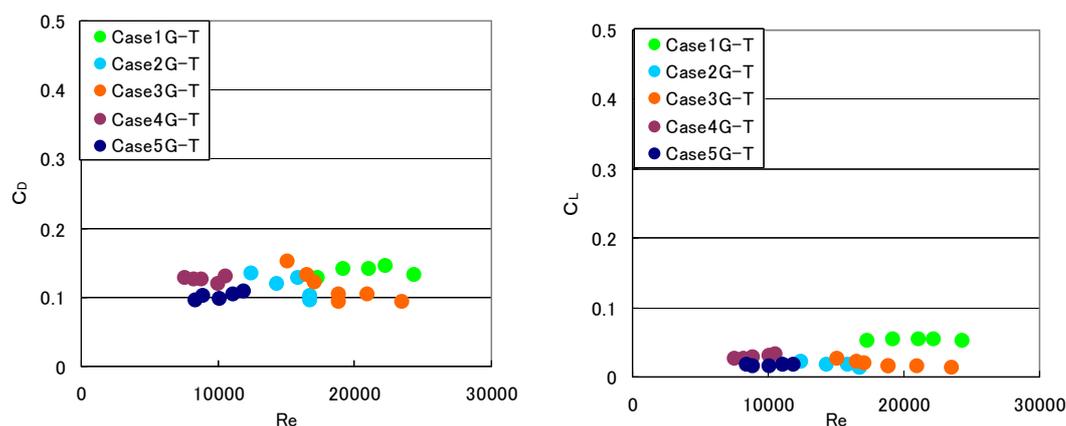


図-4.9 レイノルズ数と抗力・揚力係数（連結石礫群体設置）

各ケースの抗力係数 C_D 平均値は、Case1 が 0.137、Case2 が 0.115、Case3 が 0.114、Case4 が 0.125、Case5 が 0.102 となった。また、揚力係数 C_L の平均値は、Case1 が 0.053、Case2 が 0.017、Case3 が 0.018、Case4 が 0.029、Case5 が 0.016 となった。図より、群体で連結石礫を設置した場合の抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は、ほぼ一定値となり、レイノルズ数の影響は小さいことが推測できる。

図-4.10 は、コンクリートブロックを群で設置した場合の水路中央部の模型の抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L と、レイノルズ数 Re の関係を示している。図中の緑色は水路勾配 1/60 の Case1、水色は水路勾配 1/300 の Case2、橙色は水路勾配 1/500 の Case3 を示している。Case3 は一般財団法人・土木研究センターにて行った実験によるもので、護岸ブロックの水理特性試験 護性評第 0088 号の実験報告書⁷⁾ より数値を引用した。

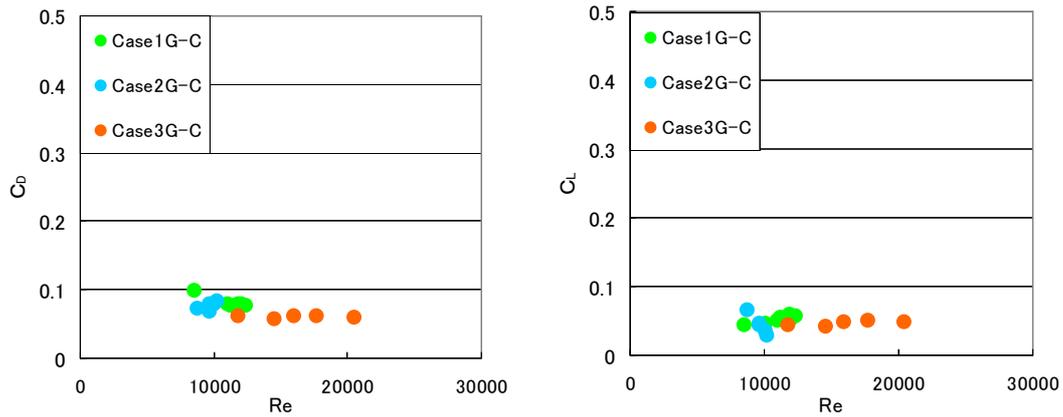


図-4.10 レイノルズ数と抗力・揚力係数（コンクリートブロック群体設置）

各ケースの抗力係数 C_D 平均値は、Case1 が 0.081、Case2 が 0.076、Case3 が 0.060 となった。また、揚力係数 C_L の平均値は、Case1 が 0.052、Case2 が 0.043、Case3 が 0.046 となった。群体でコンクリートブロックを設置した場合、連結石礫同様に、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は、ほぼ一定値となり、レイノルズ数の影響は小さいことが推測できる。

4.3.4 フルード数と抗力係数・揚力係数

図-4.11 は、模型を水路中央部に単体で設置した場合の抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L と、フルード数 F_r の関係を示している。図中の青色は連結石礫，桃色はコンクリートブロックを示し，塗りつぶし記号は水路勾配 1/60 の Case1，白抜き記号は水路勾配 1/500 の Case2 を示している。

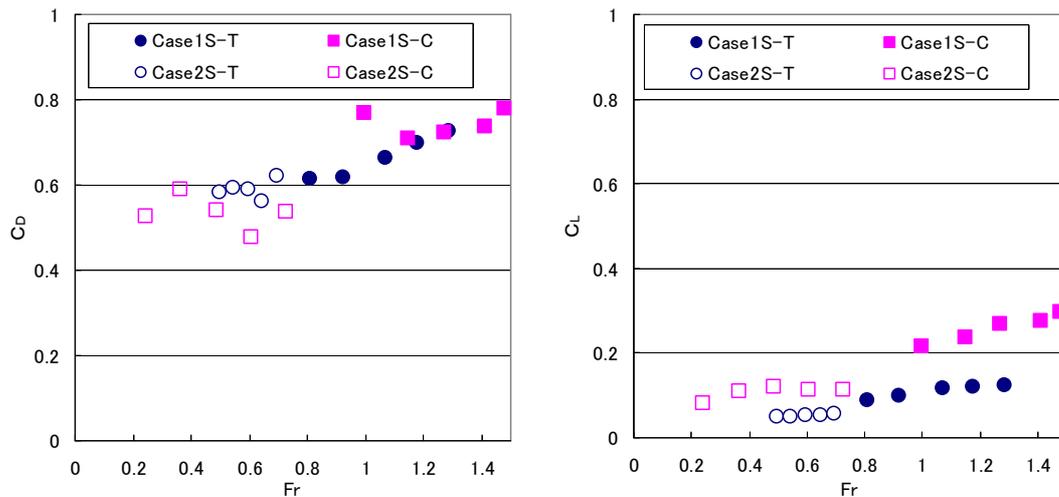


図-4.11 フルード数と抗力・揚力係数（単体設置）

抗力係数 C_D の平均値は，連結石礫の場合，フルード数 $F_r > 1$ の射流場では $C_D = 0.695$ ， $F_r < 1$ の常流場では $C_D = 0.597$ となる。また，コンクリートブロックの場合，フルード数 $F_r > 1$ の射流場では $C_D = 0.736$ ， $F_r < 1$ の常流場では $C_D = 0.573$ となる。揚力係数 C_L の平均値は，連結石礫の場合，フルード数 $F_r > 1$ の射流場では $C_L = 0.119$ ， $F_r < 1$ の常流場では $C_L = 0.065$ となる。また，コンクリートブロックの場合，フルード数 $F_r > 1$ の射流場では $C_L = 0.269$ ， $F_r < 1$ の常流場では $C_L = 0.125$ となる。単体設置時，フルード数 $F_r 1.5$ 以下の射流場において，抗力係数 C_D ・揚力係数 C_L は，常流場に比較してやや大きくなり，射流場ではフルード数 F_r の増加に伴い，係数が大きくなる。射流場では，流速が大きくなり，コンクリートブロックや連結石礫の下流側で剥離が起き，静水圧からの圧力の低下度合いが常流場に比較して射流場の方が大きくなったため，抗力が大きくなったと考えられる。

図-4.12, 図-4.13 は、模型を群体で設置した場合の抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L と、フルード数 Fr の関係を示している。図-4.12 は連結石礫の場合を示し、図中の緑色は水路勾配 1/60 の Case1, 水色は水路勾配 1/100 の Case2, 橙色は水路勾配 1/80 の Case3, 紫色と紺色は水路勾配 1/500 の Case4, Case5 を示している。図-4.13 はコンクリートブロックの場合を示し、図中の緑色は水路勾配 1/60 の Case1, 水色は水路勾配 1/300 の Case2, 橙色は水路勾配 1/500 の Case3 を示している。塗りつぶし記号は近傍流速を用いて抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L を算出した実験結果, 白抜き記号は、平均流速を用いて抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L を算出した実験結果を示している。

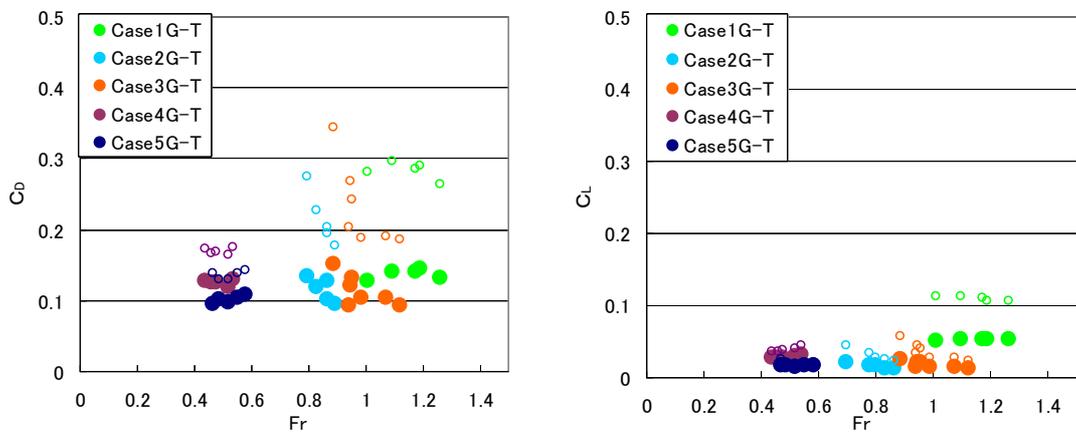


図-4.12 フルード数と抗力・揚力係数（連結石礫群体設置）

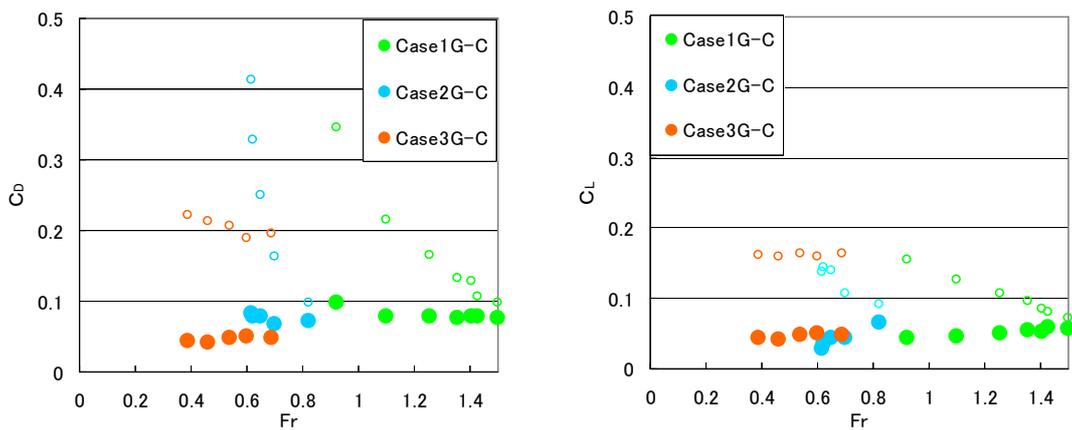


図-4.13 フルード数と抗力・揚力係数（コンクリート群体設置）

平均流速で算定した抗力係数 C_D ・揚力係数 C_L は、一定値を示さず、特にコンクリートブロックの場合のバラつきが顕著である。これは、コンクリートブロックと連結石礫の粗度として働く突起形状の違いによる流れの構造の差異が、流体力に影響を及ぼしていると考えられる。

一方、近傍流速で算定した抗力・揚力係数は、連結石礫、コンクリートブロックいずれも、各ケースは、ごくわずかの差となった。フルード数 $Fr=1$ を境界に、各係数の平均値を算出すると、フルード数 $Fr<1$ の常流場の場合、連結石礫の抗力係数 $C_D=0.126$ 、揚力係数 $C_L=0.042$ となり、コンクリートブロックは、抗力係数 $C_D=0.078$ 、揚力係数 $C_L=0.053$ となった。フルード数 $Fr>1$ の射流場の場合、連結石礫の抗力係数 $C_D=0.116$ 、揚力係数 $C_L=0.020$ となり、コンクリートブロックは、抗力係数 $C_D=0.071$ 、揚力係数 $C_L=0.045$ となった。群体設置時の連結石礫、コンクリートブロックいずれも、フルード数 $Fr=1.5$ 以下の場合、抗力係数 C_D ・揚力係数 C_L ともに常流場と同じ係数を用いることができると推定できる。群体設置時は、局所的な影響が少ないため、流速が大きい射流場も常流場と同程度の抗力係数・揚力係数となったと考えられる。

表-4.4は、本章で得られた抗力係数 C_D ・揚力係数 C_L を整理した表である。

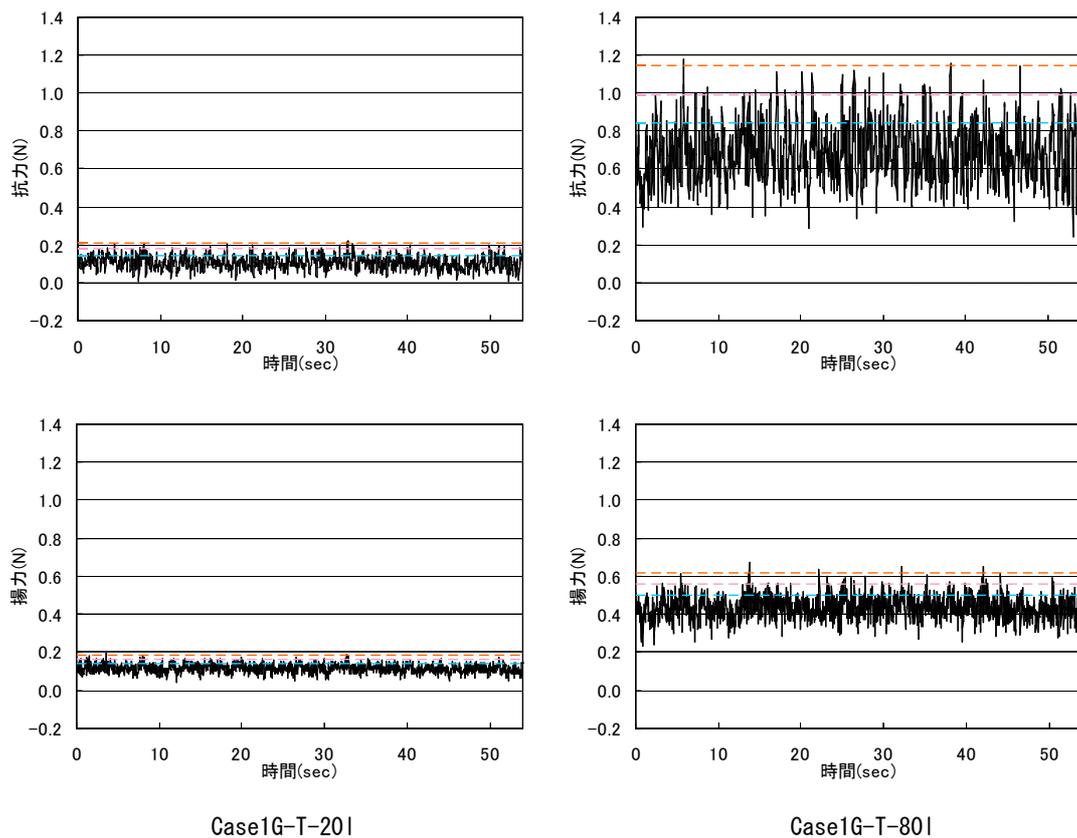
表-4.4 抗力係数・揚力係数一覧表

模型設置状況		単体		群体	
水理特性値		抗力係数	揚力係数	抗力係数	揚力係数
連結石礫	常流 ($Fr<1$)	0.597	0.065	0.126	0.042
	射流 ($Fr>1$)	0.695	0.119	0.116	0.020
コンクリート ブロック	常流 ($Fr<1$)	0.573	0.125	0.078	0.053
	射流 ($Fr>1$)	0.736	0.269	0.071	0.045

4.3.5 作用流体力の変動特性

4.3.4 章までで論じてきた抗力・揚力係数などの水理特性値は、時間平均をした流体力と流速を用いて算定してきた。しかし、実河川における破壊の現象は、時間平均された流体力ではなく、瞬間的な流体力による影響に依存するため、実際の設計の際には、平均的な流体力に比べて、瞬間的な流体力がどの程度大きくなるかを把握することが必要となる。そこで本節では、実験結果をもとに、作用流体力の変動特性を検討する。

図-4.14 は、連結石礫を群で設置した場合の連結石礫に作用する揚力・抗力の時間変動の代表的な例を示している。また、図中の破線について、橙色は $\mu+3\sigma$ 、ピンク色は $\mu+2\sigma$ 、青色は $\mu+1\sigma$ を示している。水路勾配 1/60 で流量が異なる Case1G-T-20 と Case1G-T-80 のケースを比較すると、流量が大きい Case1G-T-80 のほうが、振動幅が大きくなることがわかる。



Case1G-T-20

Case1G-T-80

図-4.14 抗力・揚力の時間変動（連結石礫群設置）

図-4.15 にコンクリートブロックを群で設置した場合の連結石礫に作用する揚力・抗力の時間変動を示す. 連結石礫同様に, 水路勾配 1/60 で流量が異なる Case1G-C-20 と Case1G-C-80 のケースを比較すると, 流量が大きい Case1G-C-80 のほうが, 振動幅が大きくなることがわかる. また, 連結石礫とコンクリートブロックを比較すると, 連結石礫のほうが, 流量の増加に伴い, 振動が大きくなっている.

図-4.15, 図-4.16 に示す破線をみると, すべてのケースで $\mu+3\sigma$ はほぼ最大値と言える. また, $\mu+2\sigma$ と $\mu+1\sigma$ の破線をみると, $\mu+1\sigma$ の出現頻度は多く, 設計には $\mu+2\sigma$ を用いることが妥当と推測できる.

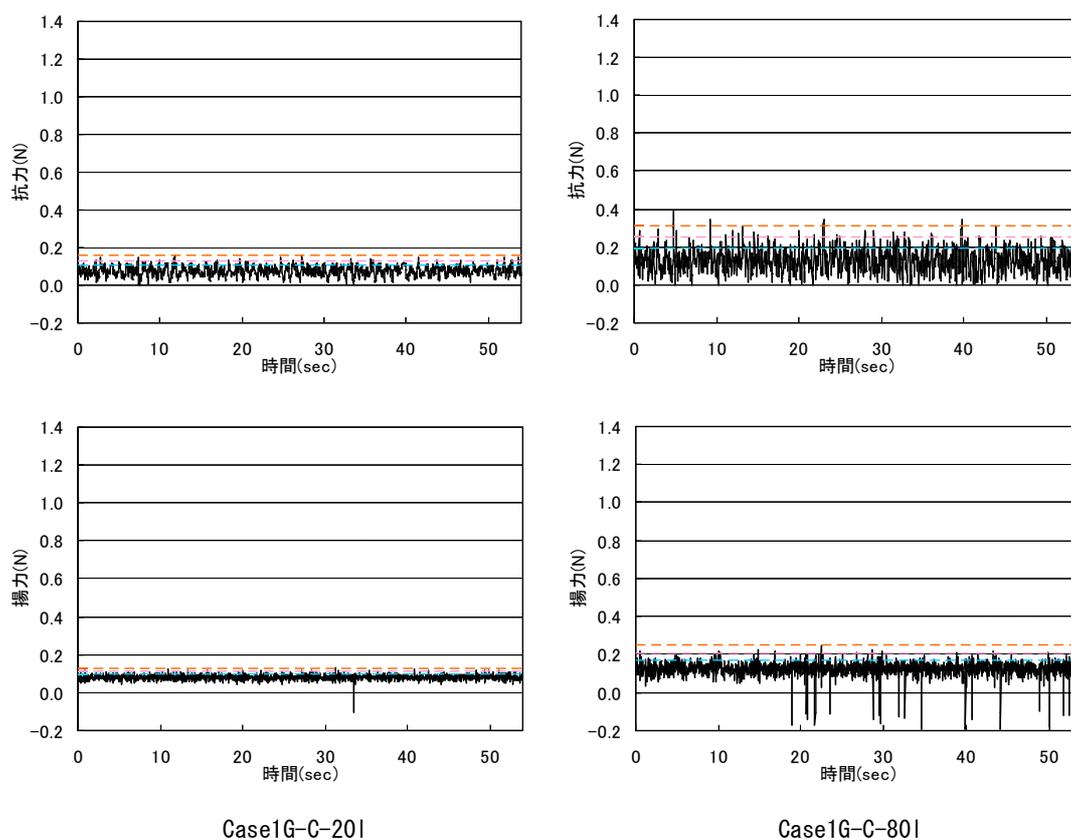


図-4.15 抵抗力・揚力の時間変動 (コンクリートブロック群体設置)

図-4.16 から図-4.23 に示すヒストグラムは, 横軸に抵抗力・揚力の値を, 縦軸には, n : 階級毎のデータ数, N : データ総数, ΔF : 階級幅の値として, 相対度数 $(n/N)/\Delta F$ の値をとっている. 図には各流体力の平均値 μ と標準偏差 σ を用いて, 式 (4.7) により表される確率密度関数より求められる正規分布を実線で示している. 合わせて, 流量ごとの時間平均流体力と標準偏差 σ を示している.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (4.7)$$

図-4.16, 図-4.17は, コンクリートブロック群設置 Case2G-C, Case1G-C の抗力の変動特性を示している. コンクリートブロックについては, フルード数 Fr が 1.26 付近までは, 正規分布の山が大きく出ており, 2σ の間隔が狭いためばらつきが小さい. しかし, フルード数 Fr が 1.36 以上では, 2σ の間隔が広くなっており, フルード数 Fr が 1.36 では, 正規分布の山が小さくなり, 2σ の間隔が広くなりばらつきが大きくなることわかる. Case1G-C の比較的フルード数が大きい場合, 流量が大きくなると, 標準偏差が大きくなる. これは射流の場合に発生する衝撃波などの影響, 水深の変化などにより作用流体力の変動が大きくなったと考えられる.

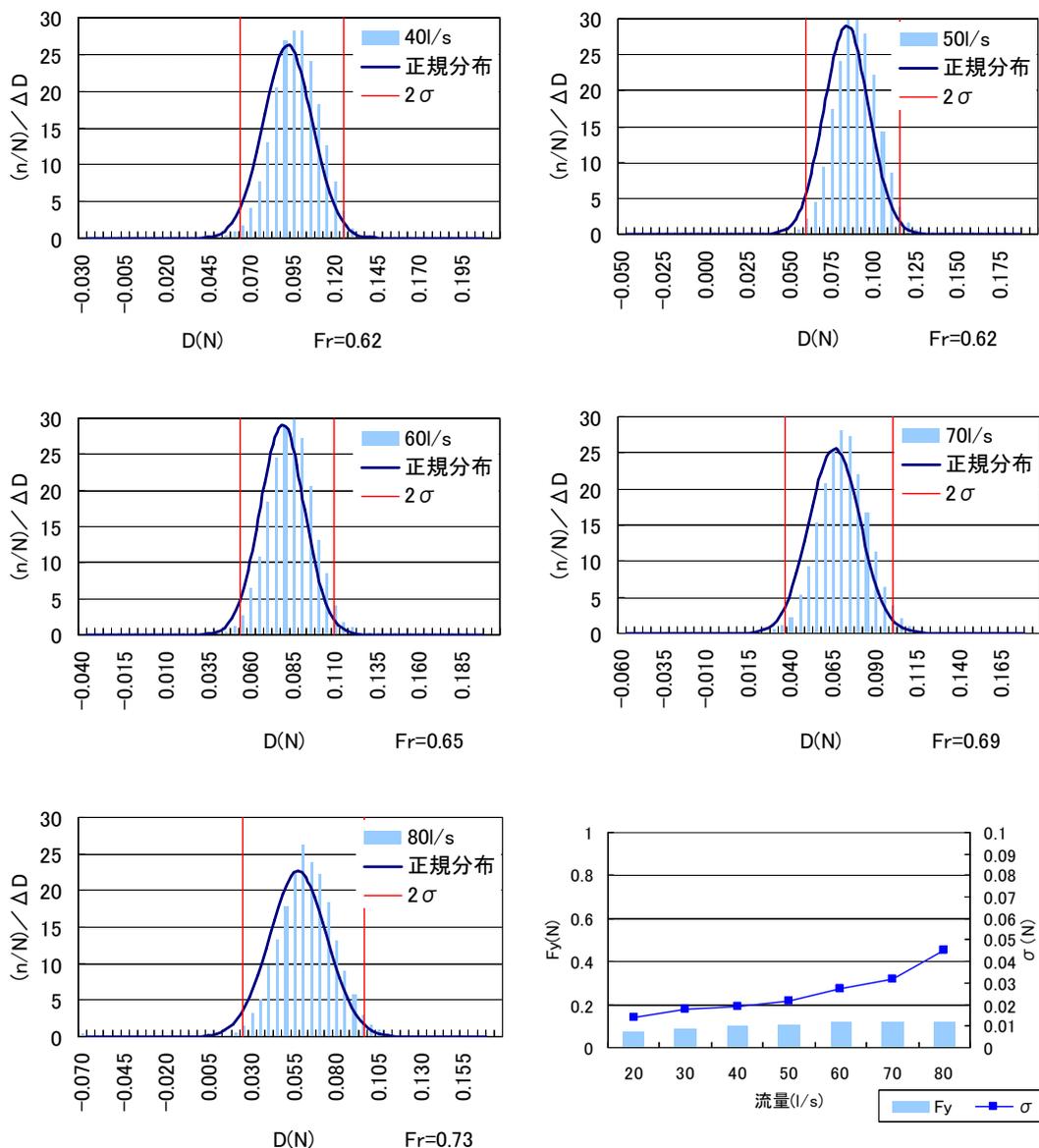


図-4.16 抗力の変動特性 (Case2G-C, コンクリートブロック群,
水路勾配 1/300, $Fr=0.62\sim 0.73$)

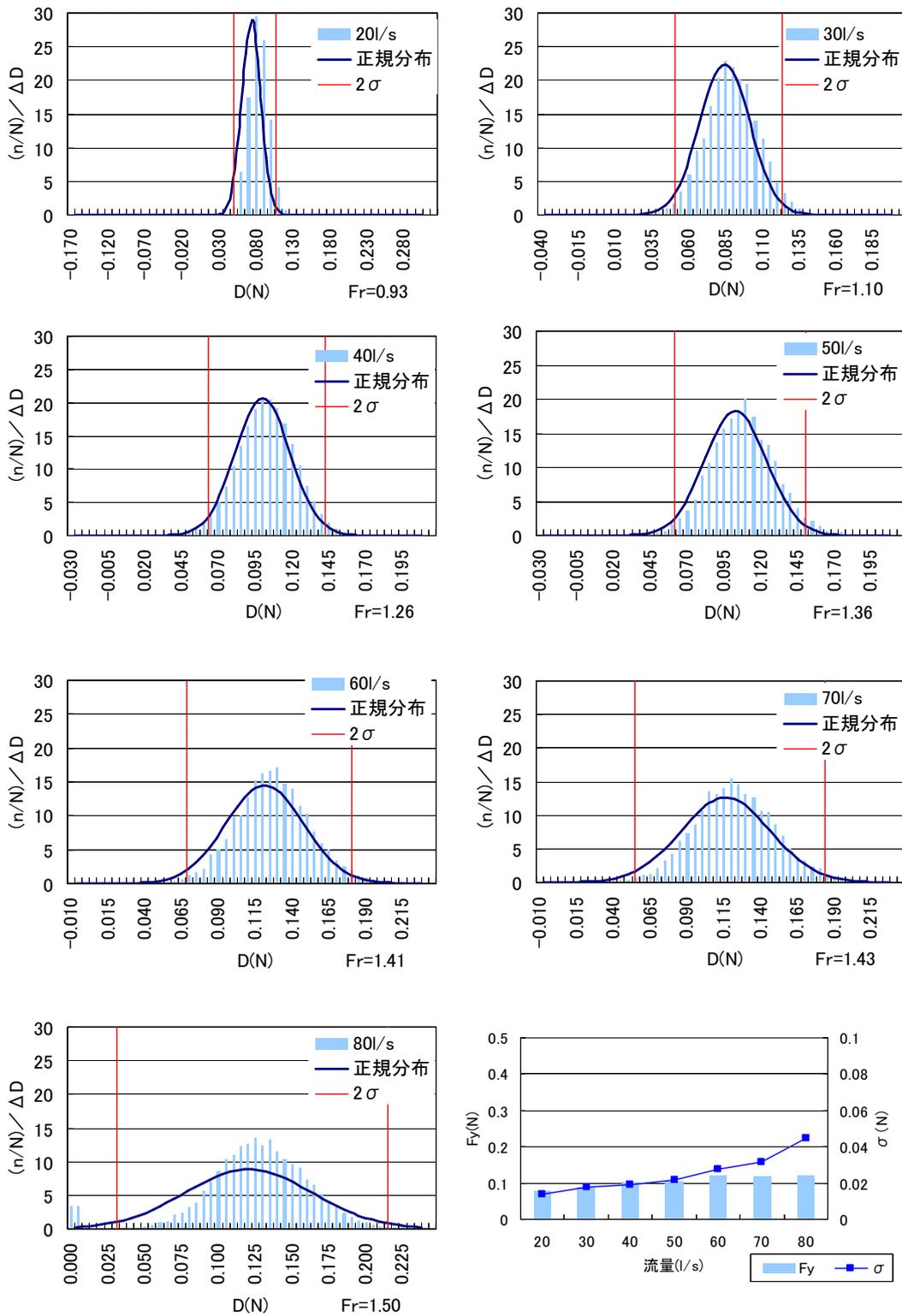


図-4.17 抗力の変動特性 (Case1G-C, コンクリートブロック群体
水路勾配 1/60, Fr=0.93~1.50)

図-4.18, 図-4.19 は, 連結石礫群体設置 Case5G-C, Case1G-T の抗力の変動特性を示している。連結石礫は, コンクリートブロックに比較して, 全体的に正規分布の山が低く, 2σ の間隔も大きいいため, ばらつきがコンクリートブロックに比較して大きいことがわかる。また, フルード数 Fr が 1.2 以上は, フルード数 Fr が 1.2 以下の場合に比較して, 正規分布の山が小さくなり, 2σ の間隔が広くなりばらつきが大きくなることわかる。これは, 連結石礫が複雑な形状のため, ブロック周辺に複雑な流れが発生し, 渦などの影響で, コンクリートブロックに比較して, 作用流体力の変動が大きくなったと考えられる。

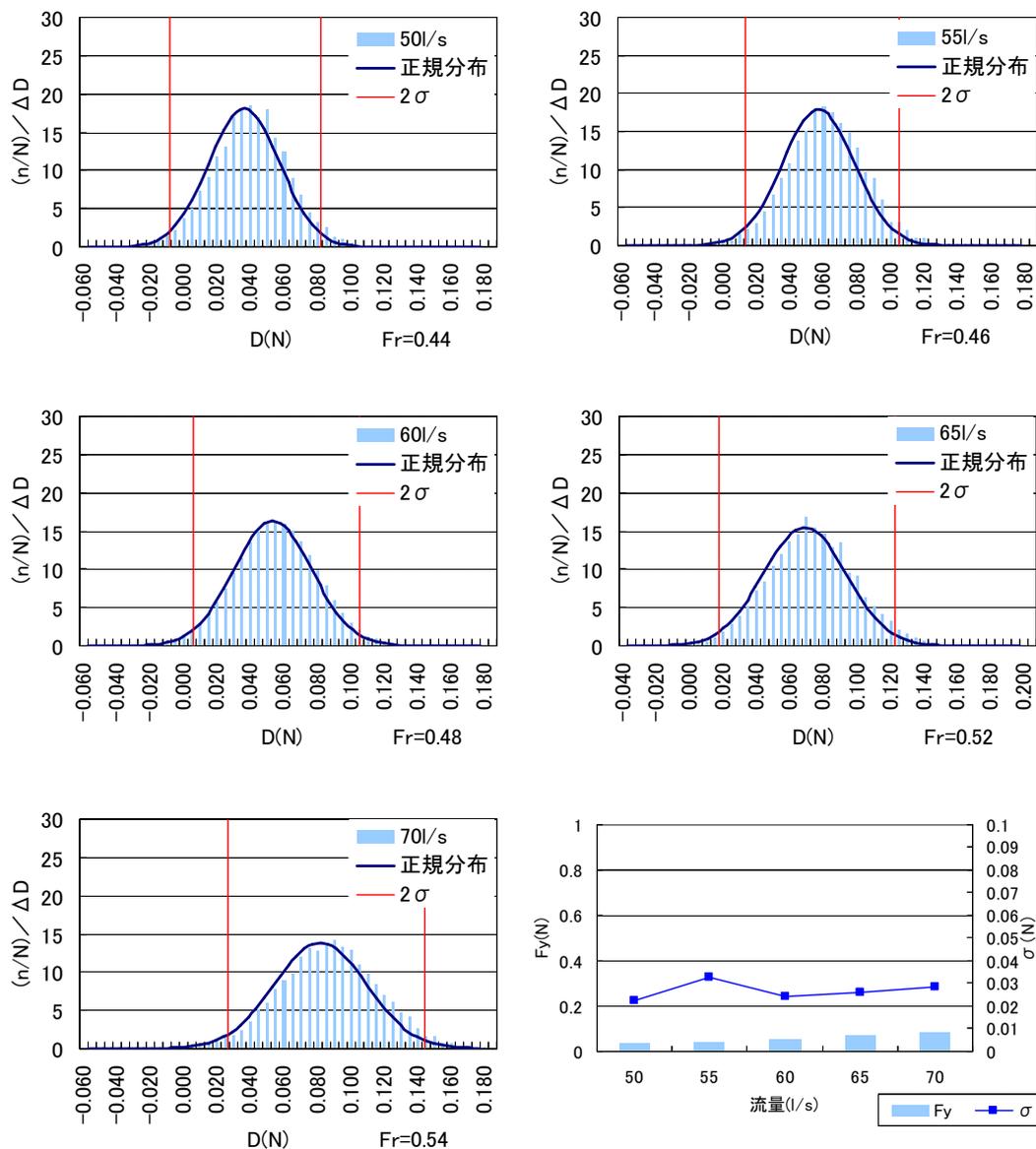


図-4.18 抗力の変動特性 (Case5G-T, 連結石礫群体, 水路勾配 1/500, $Fr=0.44\sim0.54$)

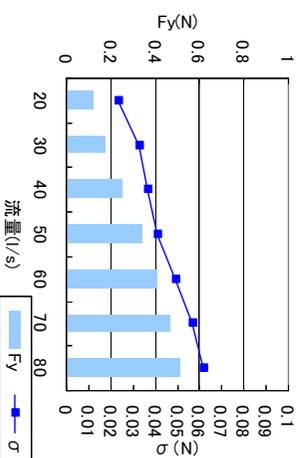
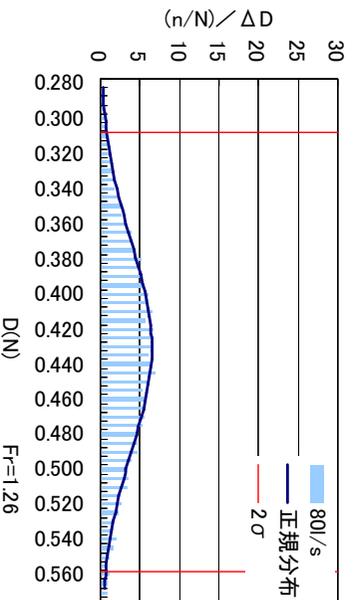
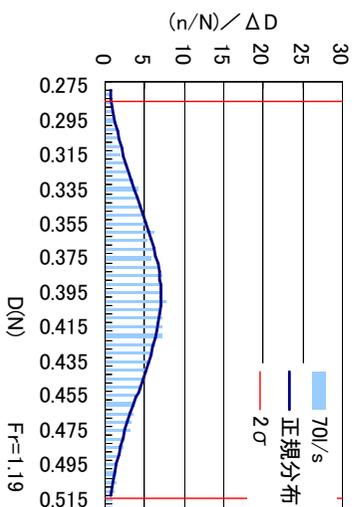
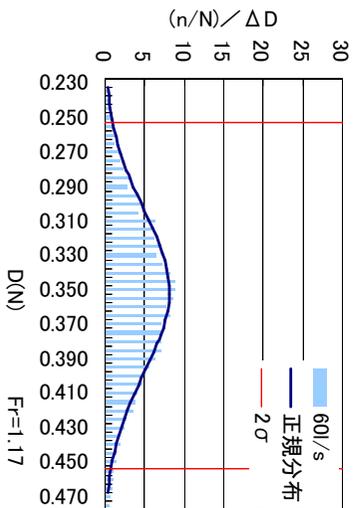
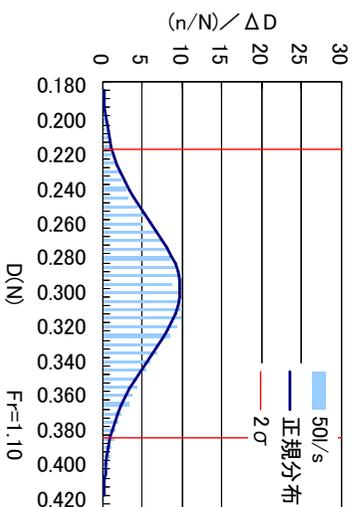
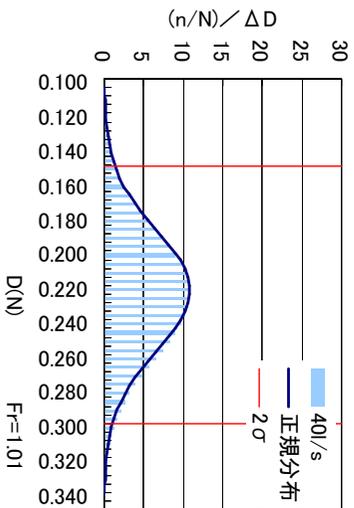
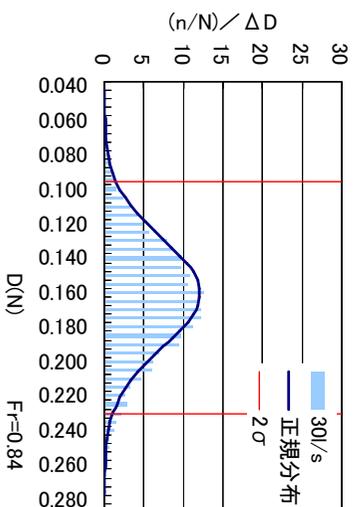
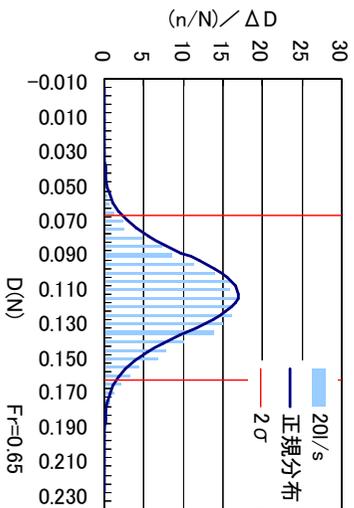


図-4.19 抗力の変動特性 (Case1G-I, 連結石礫群, 水路勾配 1/60, $Fr=0.65\sim 1.26$)

図-4.20, 図-4.21 は, コンクリートブロック群設置 Case2G-C, Case1G-C の揚力の変動特性を示している. コンクリートブロックについては, フルード数 Fr が 1.26 までは, 正規分布の山が大きく出ており, 2σ の間隔が狭いためばらつきが小さい. しかし, フルード数 Fr が 1.36 では, 正規分布の山が小さくなり, 2σ の間隔が広くなりばらつきが大きくなることわかる. また, 流量が大きくなると, 標準偏差が大きくなる. とくに, Case1G-C の時, 作用流体力は大きく変化していないが, 標準偏差が大きくなっている. これは, 射流場において, 流速が大きくなり, 衝撃波などの影響が作用流体力の変動に影響を及ぼすためと考えられる.

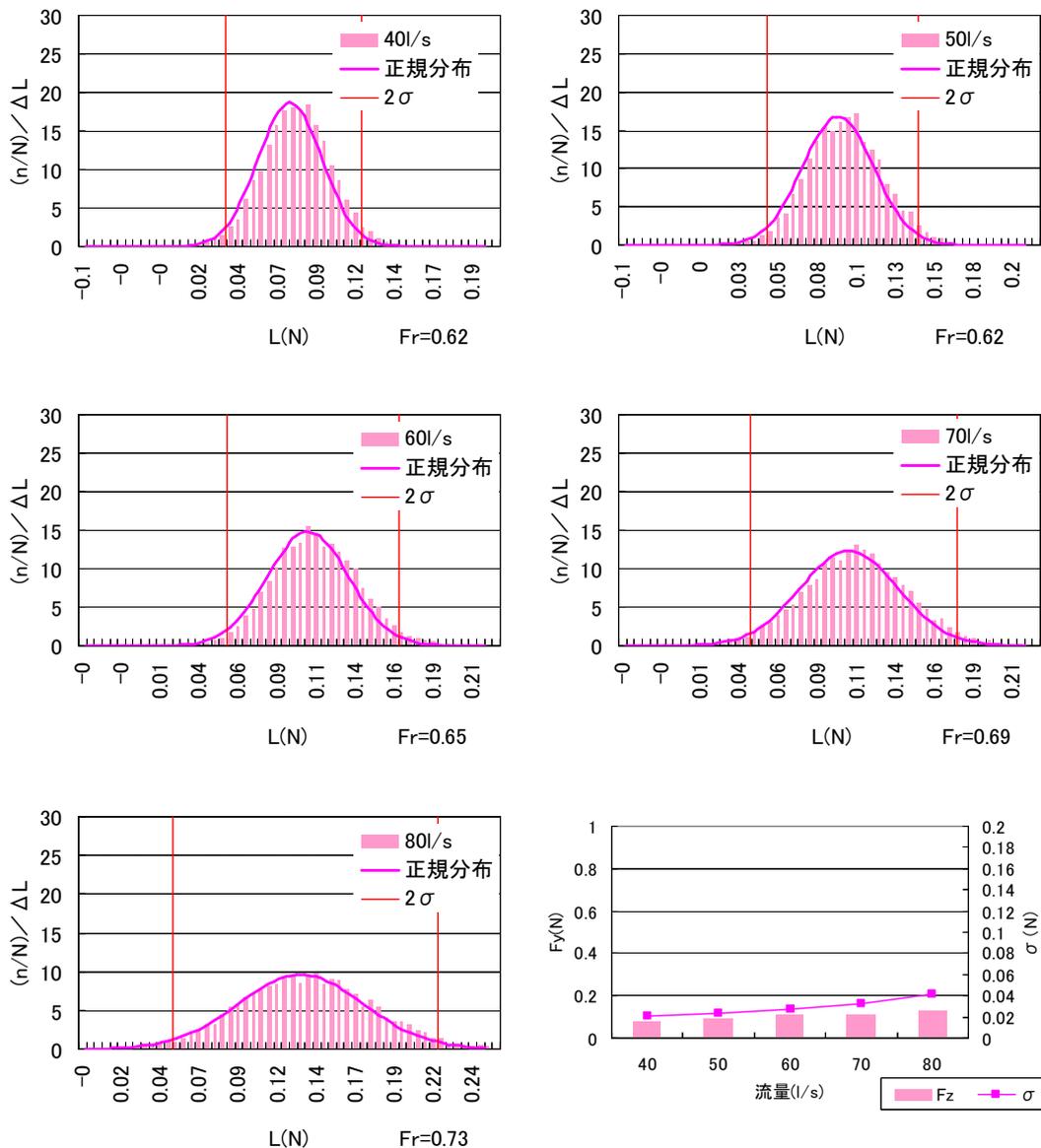


図-4.20 揚力の変動特性 (Case2G-C, コンクリートブロック群, 水路勾配 1/100, $Fr=0.62\sim0.73$)

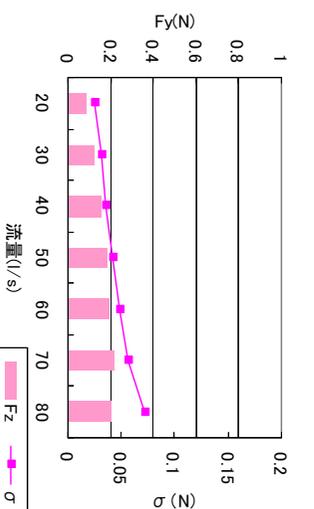
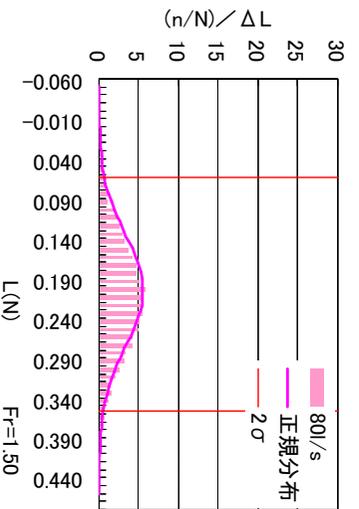
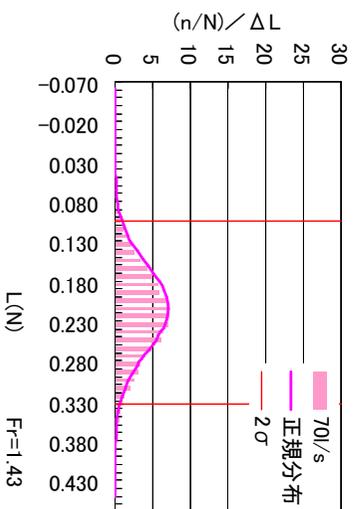
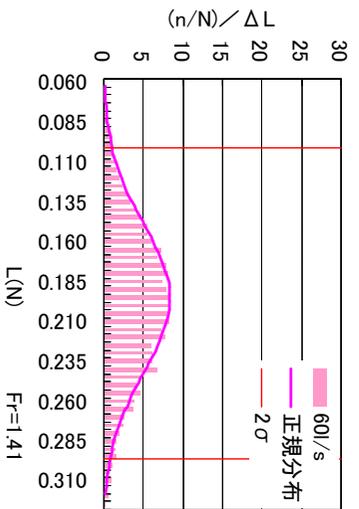
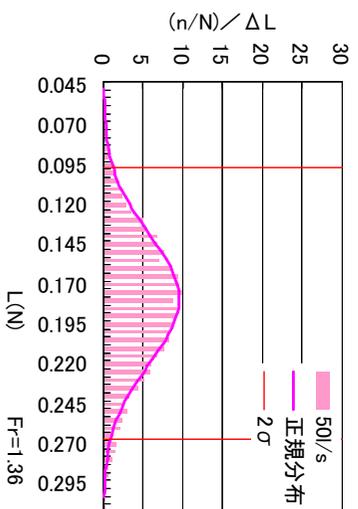
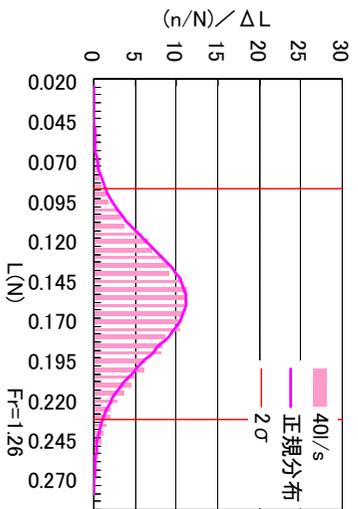
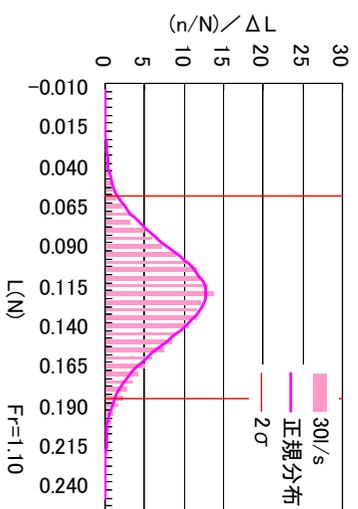
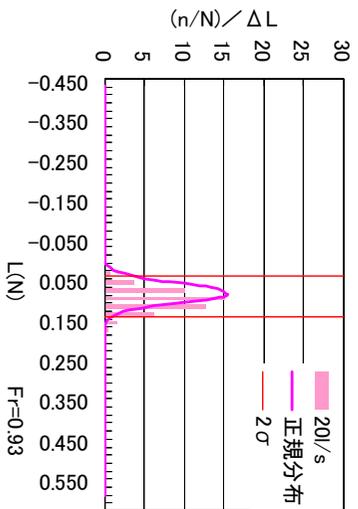


図-4.21 揚力の変動特性 (Case1G-C, コンクリートブロック群体
水路勾配 1/60, $Fr=0.93\sim 1.50$)

図-4.22, 図-4.23 は, 連結石礫群体設置 Case5G-C, Case1G-T の揚力の変動特性を示している。連結石礫については, フルード数 Fr が 1 までは, 正規分布の山が比較的大きく出ているが, 2σ の間隔は, コンクリートブロックの場合と比較して広いため, 連結石礫のほうがコンクリートブロックの場合と比較して, 揚力のばらつきが大きいことがわかる。また, フルード数 Fr が大きい場合は, 正規分布の山が小さくなり, 2σ の間隔が広くなりばらつきが大きくなることがわかる。抗力と同様に, 連結石礫が複雑な形状のため, ブロック周辺に複雑な流れが発生し, 渦などの影響で, コンクリートブロックに比較して, 作用流体力の変動が大きくなったと考えられる。

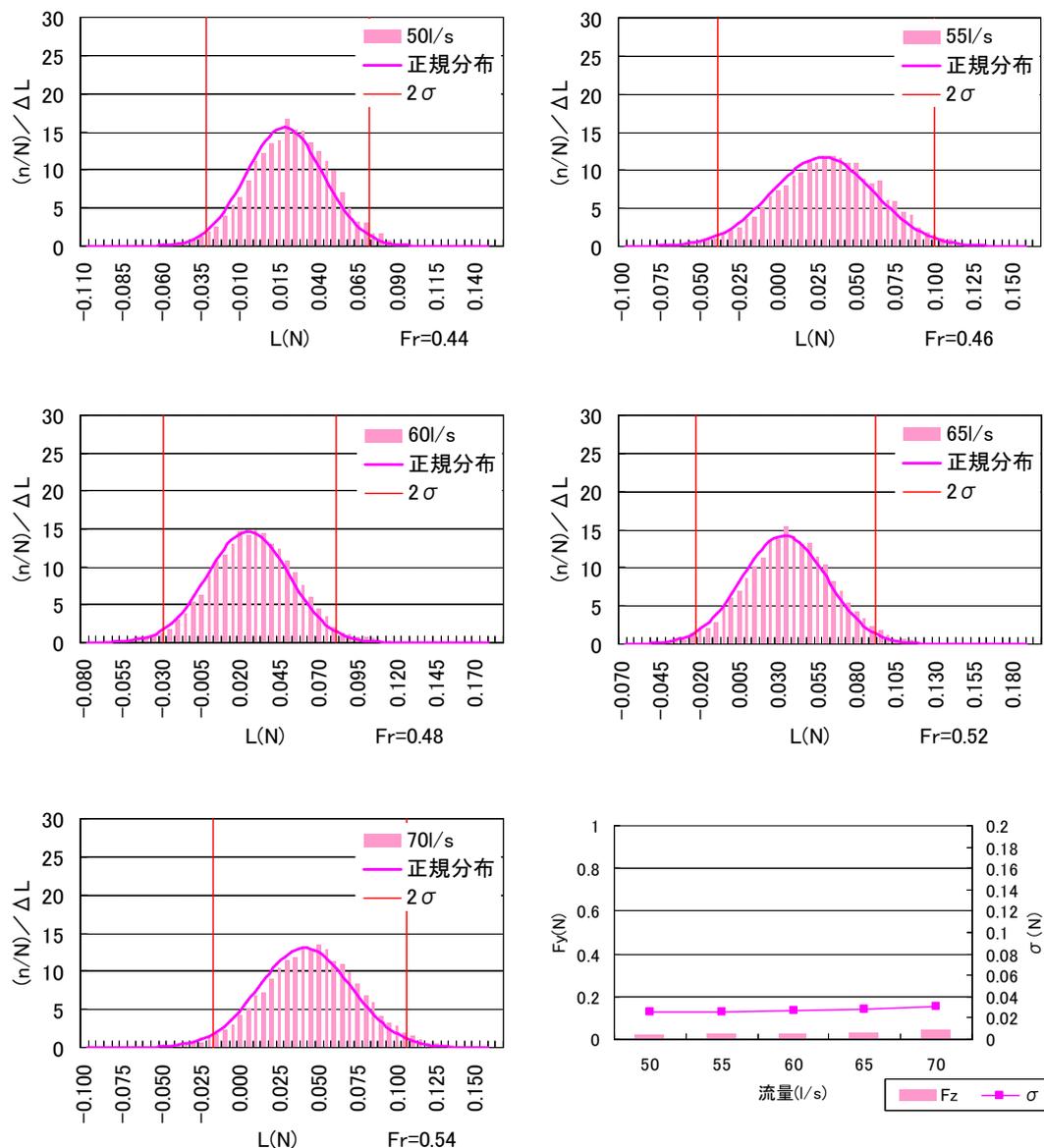


図-4.22 揚力の変動特性 (Case5G-T, 連結石礫群体, 水路勾配 1/500, $Fr=0.44\sim0.54$)

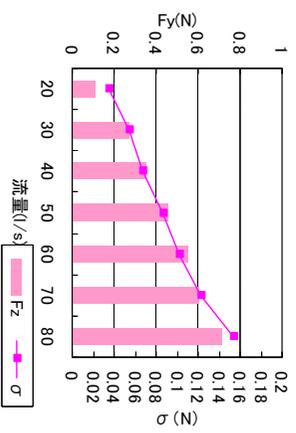
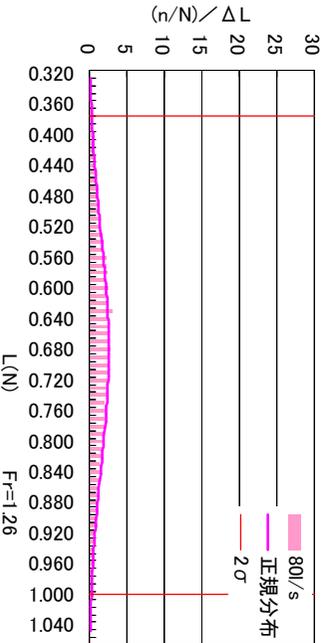
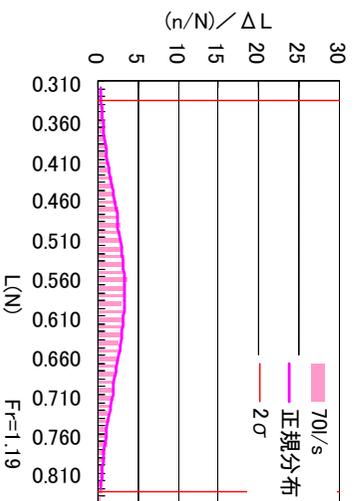
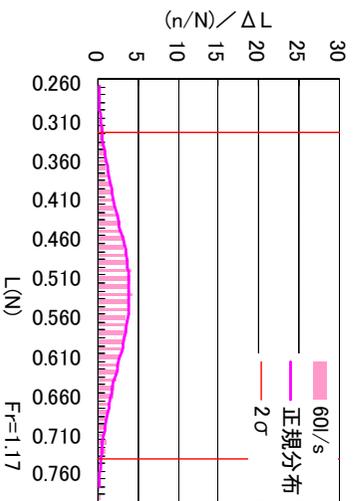
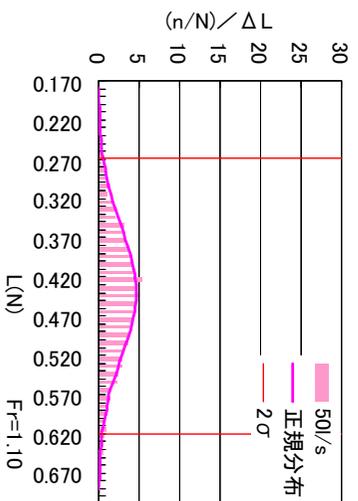
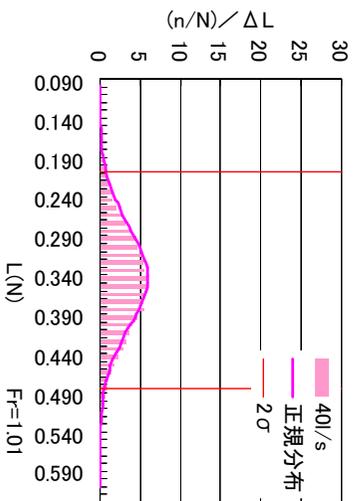
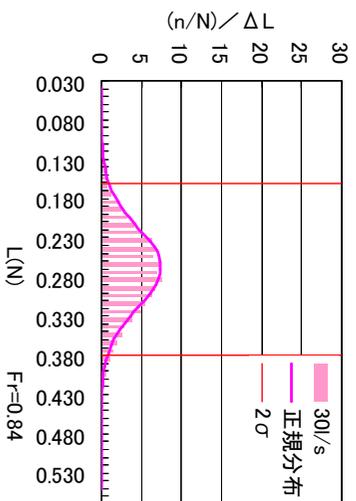
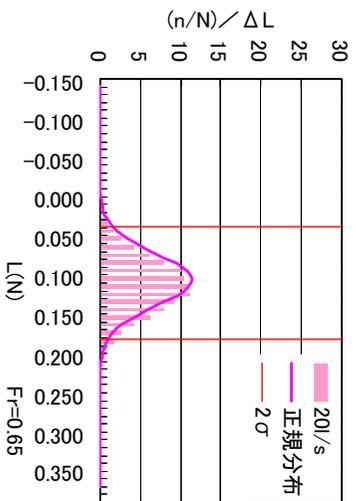


図-4.23 揚力の変動特性 (Case1G-I, 連結石礫群, 水路勾配 1/60, $Fr=0.65\sim 1.26$)

図-4.24, 図-4.25 は, 群体設置時のレイノルズ数 Re と標準偏差 σ の関係を示している. 横軸にレイノルズ数 Re , 縦軸に各ケースの標準偏差 σ をプロットしている. Case2G-C, Case5G-T のケースを見ると, 標準偏差は, レイノルズ数の増加に伴い, 大きくなっている. よって, レイノルズ数が大きくなると, 振動が大きくなることがわかる. また, 抗力に比較して, 揚力の標準偏差のほうが, 増加が著しい. 抗力については流れ方向の振動が主になるが, 揚力については, 流れ方向に加えて, 模型の上下方向の振動の影響を受けるため, 抗力に比較して振動が大きくなると予測できる.

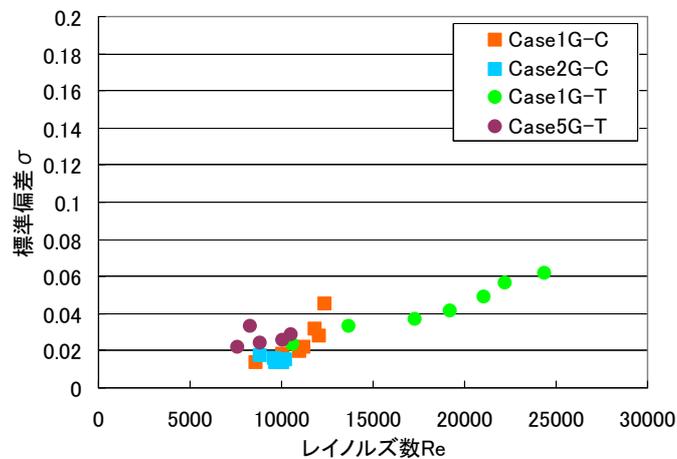


図-4.24 レイノルズ数と標準偏差の関係 (抗力)

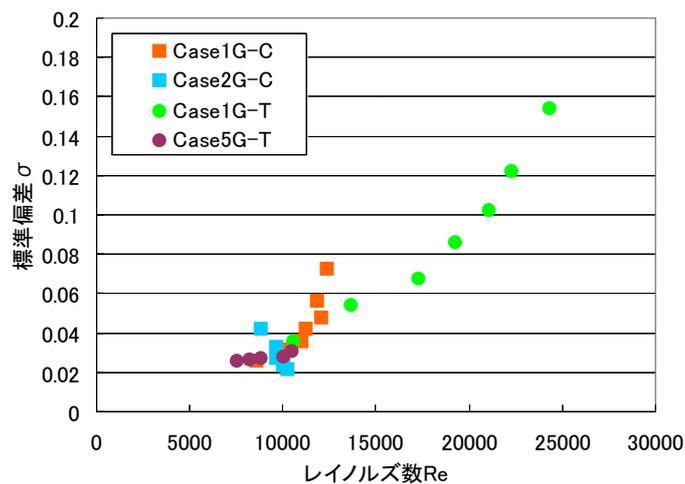


図-4.25 レイノルズ数と標準偏差の関係 (揚力)

図-4.26, 図-4.27 は, 群体設置時のフルード数 Fr と標準偏差 σ の関係を示している. 横軸にフルード数 Fr , 縦軸に各ケースの標準偏差 σ をプロットしている. コンクリートブロックと連結石礫を比較すると, 標準偏差は連結石礫のほうが, 大きくなっている. これは, 連結石礫が複雑な形状のため, ブロック周辺に複雑な流れが発生し, 渦などの影響で, コンクリートブロックに比較して, 作用流体力の変動が大きくなったと考えられる. また, 標準偏差は, フルード数の増加に伴い, 大きくなっている. よって, フルード数の増加に伴い作用流体力の変動が大きくなるため, 安全率も大きく設計する必要があるといえる.

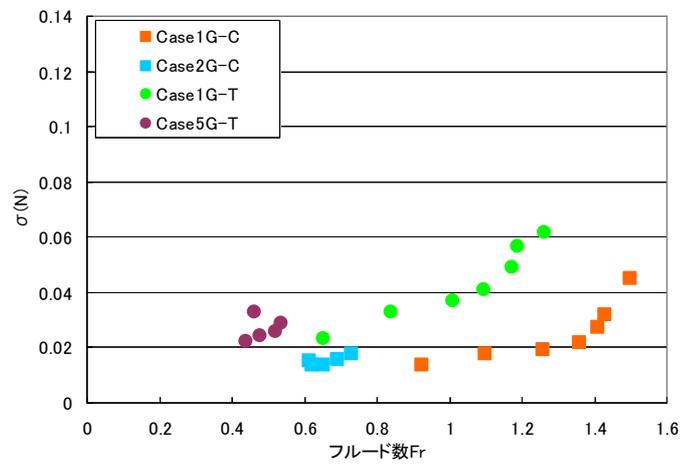


図-4.26 フルード数と標準偏差の関係 (抗力)

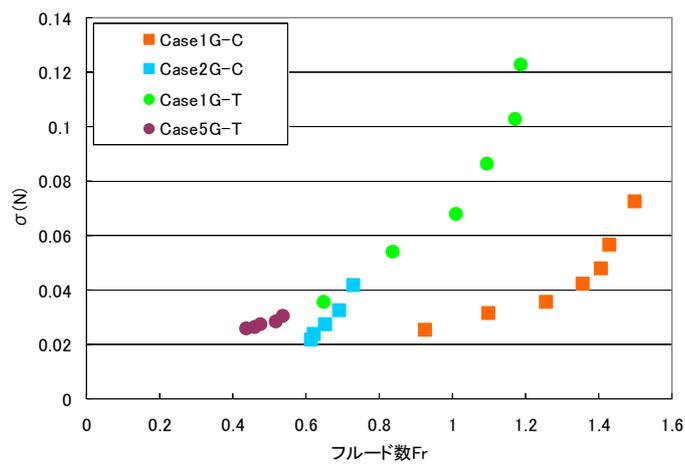


図-4.27 フルード数と標準偏差の関係 (揚力)

図-4.28, 図-4.29 は, 群体設置時のフルード数 Fr と分散 σ^2 の関係を示している. 横軸にフルード数 Fr , 縦軸に各ケースの分散 σ^2 をプロットしている. フルード数の増加に伴い作用流体力の分散が大きくなるため, 特にフルード数が大きい場合, 抗力・揚力が瞬間的に大きくなる場合があることがわかる. Case1G-T のケースで, 平均 μ と, 平均に標準偏差を加えた $\mu+2\sigma$ のそれぞれについて, 時間平均の近傍流速で抗力係数を算出すると $\mu+2\sigma$ で算出した係数が μ で算出した係数の 1.2~1.4 倍となった. 同様に, 揚力係数の 1.4~1.7 倍となった. しかし, これらの係数を算出する際に用いた近傍流速は時間平均をしていること, 揚力・抗力が最大値を同時になっているとは限らないことから, 実設計で, 射流場において, 常流場の抗力・揚力係数を大きく取ることは過大な設計になるといえる. よって, 射流場の設計においては, 設計流速に安全率を考慮することが必要となる.

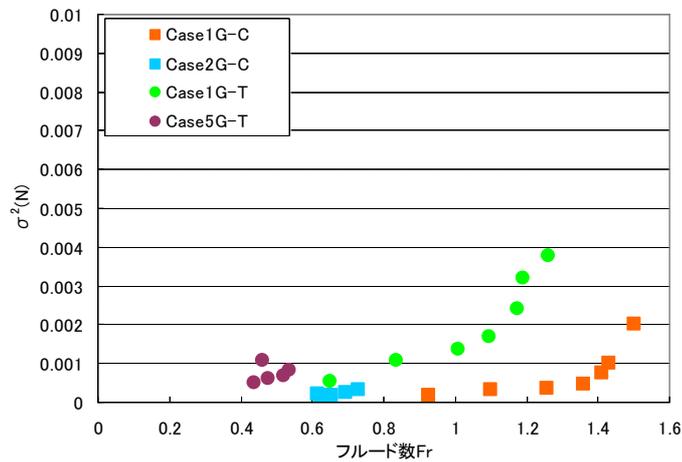


図-4.28 フルード数と分散の関係 (抗力)

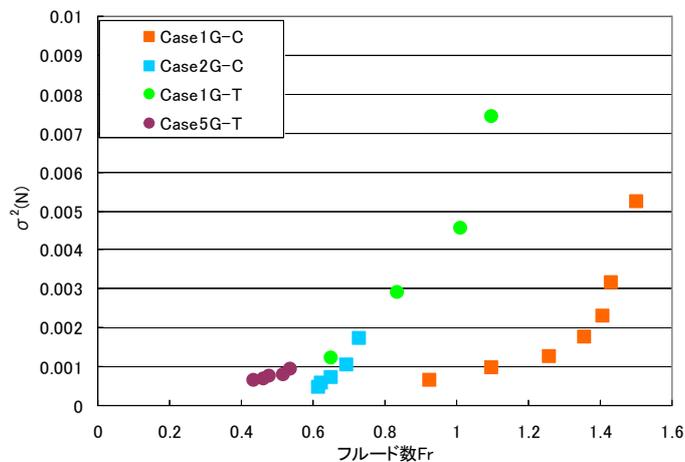


図-4.29 フルード数と分散の関係 (揚力)

4.4 まとめ

本章では、常流場と射流場における抗力・揚力係数の違いを実験的に明らかにするため、第3章の実験に加え、射流場で、単体設置時、群体設置時の連結石礫・コンクリートブロックそれぞれに作用する流体力、流速分布、近傍流速の計測を行った。

1) 単体試験時、フルード数 $F_r = 1.5$ 以下の射流場の抗力係数 C_d ・揚力係数 C_L について、連結石礫は、 $C_d = 0.695$ 、 $C_L = 0.119$ 、コンクリートブロックは、 $C_d = 0.736$ 、 $C_L = 0.269$ となり、常流場に比較して抗力・揚力係数はやや大きくなる傾向があることが確認できた。

2) 群体試験時、フルード数 $F_r = 1.4$ 以下の射流場の抗力係数 C_d ・揚力係数 C_L について、相当粗度高さの流速（相当粗度 $k_s >$ 水深 H_d の場合は最大流速）で抗力・揚力係数を算定すると、連結石礫は、 $C_d = 0.116$ 、 $C_L = 0.020$ 、コンクリートブロックは、 $C_d = 0.071$ 、 $C_L = 0.045$ となり、常流場の抗力・揚力係数と同程度となる。

3) 射流場で護岸・根固めブロックの安定性照査の際、現在、実設計では、常流場と射流場において同様の抗力・揚力係数が用いられているが、射流場のほうが常流場に比較して単体試験の抗力・揚力係数が大きいことを考慮する必要がある。

4) 平均流体力と標準偏差は、流量の増加とともに、大きくなる傾向を示し、作用流体力の変動は抗力より揚力のほうが顕著に現れることが確認できた。

5) フルード数の増加に伴い、作用流体力の変動が大きくなるため、安全率も大きく設計する必要があるといえる。

参考文献

- 1) 改定 護岸の力学設計法，財団法人国土開発技術センター，山海堂，2007.
- 2) 財団法人土木研究センター：護岸ブロックの水利特性試験法マニュアル，第1版1999．第2版2003.
- 3) 田代洋一：実務者のための護岸・根固めブロック選定の手引き（案），財団法人土木研究センター，2010.
- 4) Tsuying Hsieh：Resistance of cylindrical piers in open channel flow，Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.90, No.HY1, January, pp161-173, 1964.
- 5) 重枝未玲，秋山壽一郎，石原仁：常流あるいは射流中に置かれた水没柱状物体に働く流体力，水工学論文集，第50巻，pp.889-894，2006.
- 6) 平野宗夫，角利津夫，川延正敏：急流における礫に作用する流体力について，土木学会西部支部研究発表会講演集，pp.171-172，1975.
- 7) 護岸ブロックの水利特性試験 護証評第0088号実験報告書，財団法人土木研究センター，2003.

第5章 連結石礫による水制・落差工に作用する流体力の検討

前章において、連結石礫やコンクリートブロックを単体で設置する場合や、群体、上端部で設置する場合、さらに射流場に設置する場合の流体力特性、振動特性について述べてきた。一方、連結石礫やコンクリートブロックは、根固工や護床工だけではなく、水制工・帯工・落差工などに活用することも多い。特に、これらの河川横断構造物については、透過構造のため自然石や連結石礫を活用する効果は高いが、構造物周辺の流れが複雑になる。

捨石堰を越流・透過する流れの構造と流量解析¹⁾や水制周辺の局所洗掘などの解析の研究²⁾は行われているが、構造物に作用する流体力に関しては、福岡らの越流型水制群に作用する流体力の特性³⁾で研究されているが、透過型の水制は対象とされていない。山本の日本の水制⁴⁾によると、水理実験を行い、ブロック等の重量算定を行うべきとある。しかし、設計の際に毎回水理実験を行うことは困難であり、根固め工の重量算定式、式(1.14)、(1.15)に代表流速を1.2~1.5倍した流速を設計流速として重量算定するなどの手法を採用する人が多い。水制については、根固め工とは異なる配置形状であるため、群体を想定した係数を用いることや設計流速の評価に課題がある。また、式(1.14)、(1.15)に示すように必要重量は、設計流速の6乗に比例するため、わずかな設計流速の違いにより、必要重量が大きく異なる。例えば、流速を20%速く設定してしまった場合、必要重量は3倍になってしまう。とくに、水制工の設計の際は安全率を設計流速の1.2倍から1.5倍で設定するため、過大な設計になる可能性もある上、その水制工の設計の際に考慮する安全率の根拠は不明瞭で課題が残されている。

本章では、連結石礫を水制工・帯工・落差工などに活用する場合の安全率を検討するため、連結石礫の流体力評価と構造物周辺の流れ場について、実験と数値解析により検証を行う。

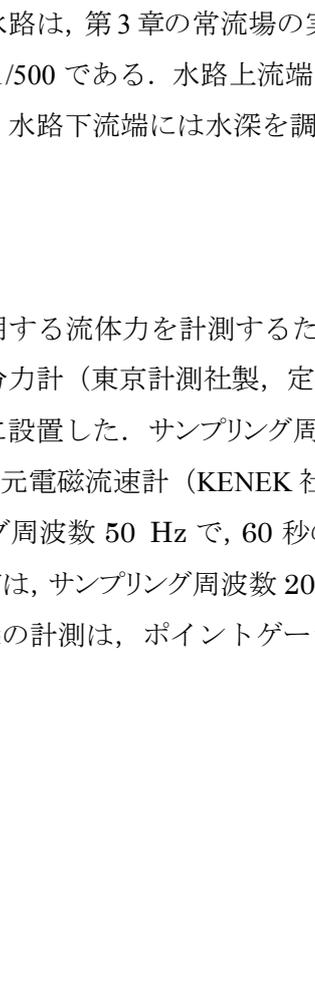
5.1 実験概要

水制工を想定し、水路の半横断部に石礫模型を設置した場合と、帯工や落差工を想定し、水路の横断部に石礫模型を設置した場合の条件で、水理特性値試験と流速分布の測定を行った。

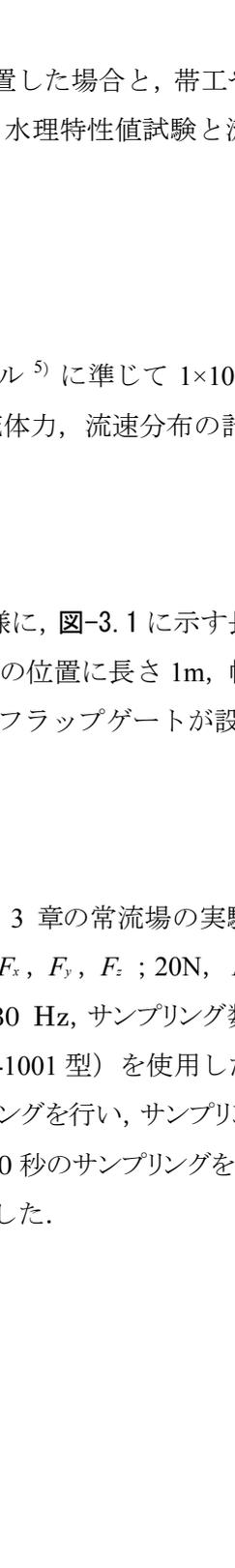
5.2 実験方法

本実験は護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル⁵⁾に準じて 1×10^4 以上のレイノルズ数 R が得られる流量を与え、連結石礫に作用する流体力、流速分布の計測を行った。

5.2.1 実験水路

実験に用いた水路は、第3章の常流場の実験と同様に、に示す長さ 16m、幅 0.6m、高さ 0.4m、勾配 1/500 である。水路上流端より 10m の位置に長さ 1m、幅 0.6m、深さ 0.16m のピットがあり、水路下流端には水深を調節できるフラップゲートが設置されている。

5.2.2 計測機器

連結石礫に作用する流体力を計測するために、第3章の常流場の実験と同様に、に示すように四分力計（東京計測社製、定格容量： F_x, F_y, F_z ; 20N, M_x ; 4N・m）を水路ピット内中央部に設置した。サンプリング周波数は、30 Hz、サンプリング数は 1800 とした。流速の計測は、3次元電磁流速計（KENEK社製：VM-1001型）を使用した。近傍流速については、サンプリング周波数 50 Hz で、60 秒のサンプリングを行い、サンプリング数 3000 とした。流速分布については、サンプリング周波数 20 Hz で、90 秒のサンプリングを行い、サンプリング数 1800 とした。水深の計測は、ポイントゲージを使用した。

5.2.3 実験模型

模型は、写真-3.2, 表-3.2 に示した下段が3個の石礫で構成される立体型 (ST: Solid type) ユニットタイプ(p), (q) と, 下段が4個の石礫で構成される立体型 (ST: Solid type) スクエアタイプ(r), (s)を用いた。写真-5.1 は, 流体力計測に用いた連結石礫について示したものである。写真中の矢印は流体力計測時の流れ方向を示している。写真-5.2 に模型の設置状況を示す。写真-5.2 の Case1S-ST は, 1つの模型を単体で設置する。写真-5.2 の Case2H-ST は, 水制工を想定して, 水路の半横断面部に連結石礫を縦断方向3個×横断方向6.5個 (ユニットタイプ, スクエアタイプは横断方向5.5個) の長方形に配置し, 水路床に固定する。写真-5.2 の Case3F-ST は, 落差工, 帯工を想定して, 水路の全横断面部に連結石礫を縦断方向3個×横断方向12個 (ユニットタイプ, スクエアタイプは横断方向10個) の長方形に配置し, 水路床に固定する。計測地点により上流側において十分に境界層が発達するように, また, 石礫による低下背水やゲートによる堰上背水の影響が計測地点まで及ばないように計測地点から上流側に7.7m, 下流側に2.9mの区間に人工芝を敷設した。

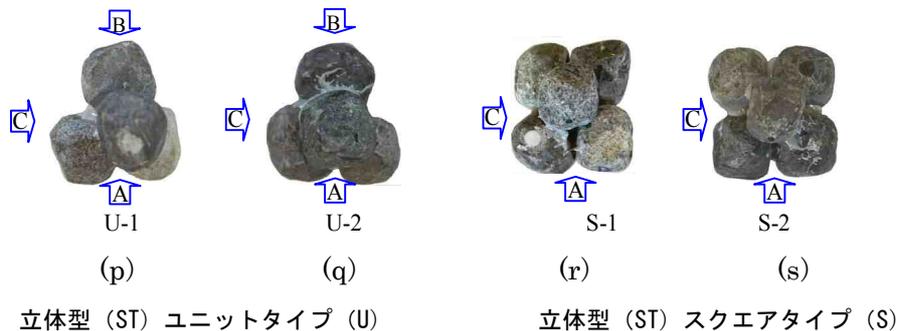


写真-5.1 石礫模型



Case1S-ST 単体

Case2H-ST 水制タイプ

Case3F-ST 落差工タイプ

写真-5.2 模型の設置状態

5.2.4 測定項目と実験ケース

単体設置時と水制タイプ・落差工タイプについて、以下の項目を計測した。

①単体設置時 (Case1S-ST) の抗力・揚力・モーメント・水深・近傍流速

②水制タイプ (Case2H-ST) と落差工タイプ (Case3F-ST) の抗力・揚力・モーメント・水深・流速場

ここで、近傍流速 V_d は、護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル⁵⁾ に準じて、水路中央部で計測した。流速計測点の流速分布と上流 30cm, 80cm の位置での流速分布がほぼ一致していることが確認できたため、流体力測定位置より上流 30cm の地点でのブロック全体高における流速を、 x 方向流速として流下方向の近傍流速を計測した。

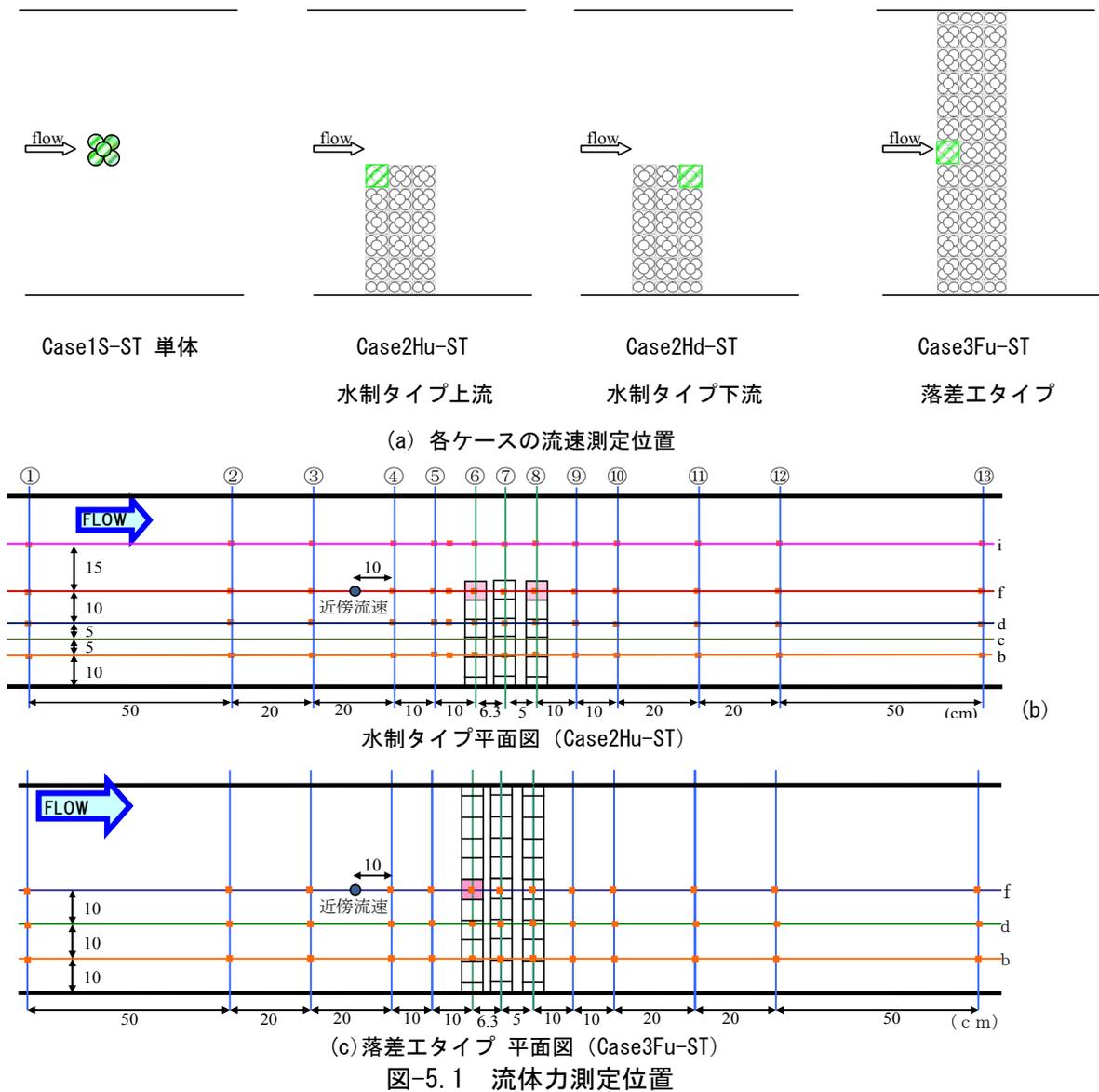
実験ケースについては、表-5.1 に示す。

表-5.1 実験ケース

設置	Case	石礫 No	模型種類	構成 (個)	重量 (N)	作用面積(cm ²) 抗力A _D 揚力A _L		方向
単体	Case1S-ST-U1-A	(p)	立体型 ユニットタイプ (U : Unit)	4	1.44	20.86	23.63	A
	Case1S-ST-U1-B	(p)		4	1.44	20.86	23.63	B
	Case1S-ST-U1-C	(p)		4	1.44	20.5	23.63	C
	Case1S-ST-U2-A	(q)		4	1.42	20.62	22.48	A
	Case1S-ST-U2-B	(q)		4	1.42	20.62	22.48	B
	Case1S-ST-U2-C	(q)		4	1.42	19.3	22.48	C
	Case1S-ST-S1-A	(r)	立体型 スクエアタイプ (S:Square)	5	1.82	20.73	34.18	A
	Case1S-ST-S2-A	(s)		5	1.72	21.55	29.43	A
水制タイプ	Case2Hu-ST-U1-A	(p)	立体型 ユニットタイプ	4	1.44	20.86	23.63	AorB
	Case2Hu-ST-U2-A	(q)		4	1.42	20.62	22.48	AorB
	Case2Hu-ST-S1-A	(r)	立体型 スクエアタイプ	5	1.82	20.73	34.18	A
	Case2Hu-ST-S2-A	(s)		5	1.72	21.55	29.43	A
	Case2Hd-ST-U1-A	(p)	立体型 ユニットタイプ	4	1.44	20.86	23.63	AorB
	Case2Hd-ST-U2-A	(q)		4	1.42	20.62	22.48	AorB
	Case2Hd-ST-S1-A	(r)	立体型 スクエアタイプ	5	1.82	20.73	34.18	A
	Case2Hd-ST-S2-A	(s)		5	1.72	21.55	29.43	A
落差工タイプ	Case3Fu-ST-U1-A	(p)	立体型 ユニットタイプ	4	1.44	20.86	23.63	AorB
	Case3Fu-ST-U2-A	(q)		4	1.42	20.62	22.48	AorB
	Case3Fu-ST-S1-A	(r)	立体型 スクエアタイプ	5	1.82	20.73	34.18	A
	Case3Fu-ST-S2-A	(s)		5	1.72	21.55	29.43	A

流体力測定位置は、図-5.1(a)に示すように、水制タイプ Case2H-ST の場合は、中央の上流端と下流端とし、落差工タイプ Case3F-ST の場合は、中央の上流端とした。図-5.1(b)に Case2H-ST、図-5.1(c)に Case3F-ST の場合の流速、水深、そして流体力の測定位置を示す。図中の青丸印は近傍流速測定位置、ピンクは流体力測定位置を示す。流速分布測定は流量 90(l/s) の場合に行い、水制タイプ Case2H-ST の場合は、縦断面 b, d, f, i と横断面①～⑬の交点で測定した。落差工タイプ Case3F-ST の場合は縦断面 b, d, f と横断面①～⑬の交点で測定した。水深の測定は Case2H-ST の場合は縦断面 c, f, i で行い、Case3F-ST の場合は縦断面 c, f で行った。

本章での水理量の定義は、第4章に示すものと同様とする。



5.3 実験結果

5.3.1 水面形

図-5.2 は、水制タイプと落差工タイプの水路中央断面における時間平均の水面形を示す。x 軸の原点は流体力計測点で、x 軸は計測点からの距離を示している。上グラフは、水制タイプ立体型スクエアタイプ (Case2H-ST-S)、水制タイプ立体型ユニットタイプ (Case2H-ST-U)、下グラフは落差工タイプ立体型スクエアタイプ (Case3Fu-ST-S)、落差工タイプ立体型ユニットタイプ (Case3Fu-ST-U) の水面形を示している。図-5.2 より、水制タイプ・落差工タイプ設置状態の水面形は模型の下流側で下降し、さらに下流が波打っている。水制や落差工構造物の影響で、構造物の上流側で水面がわずかに堰上げられ、水面勾配が大きくなり、下流側にその波が伝わっていると考えられる。

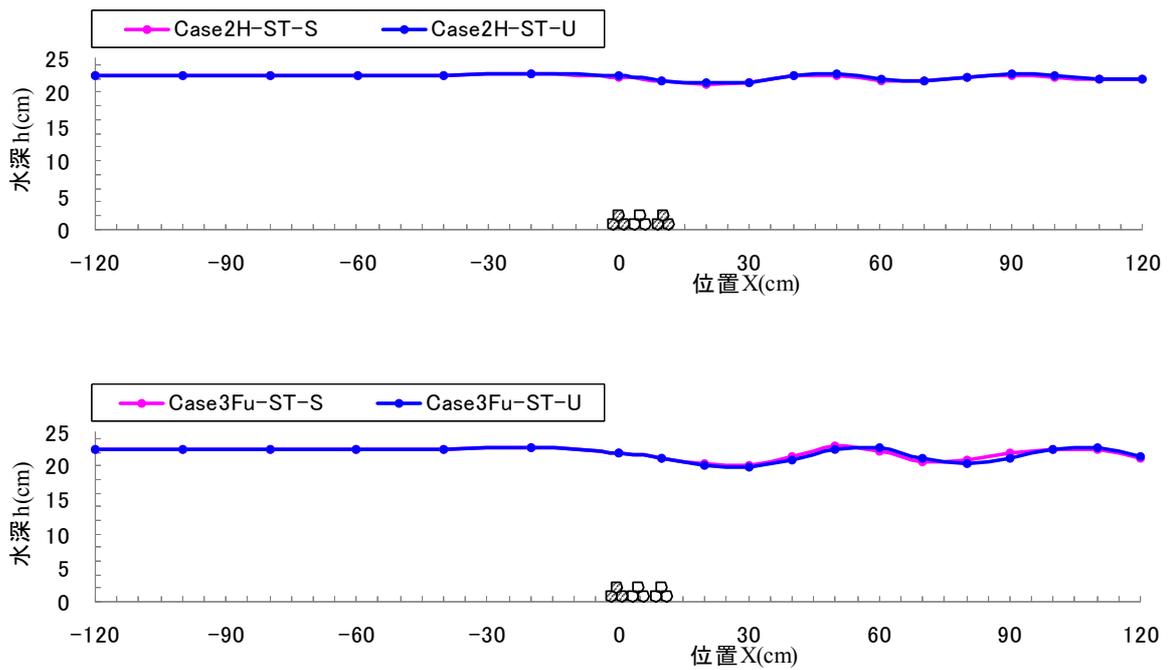


図-5.2 水面形(上：水制タイプ，下：落差工タイプ)

5.3.2 流速分布

図-5.3, 図-5.4 は, 水制タイプ立体型ユニットタイプ (Case2H-ST-U), 図-5.5, 図-5.6 は, 落差工タイプ立体型ユニットタイプ (Case3Fu-ST-U) の流速ベクトル図を示している. 図-5.3 は, 水制タイプ (Case2H-ST-U) における $x-z$ 平面の模型周辺の流速ベクトル図を, 図-5.4 は $x-y$ 平面の河床付近, 中央付近, 水面付近の流速ベクトル図を示す.

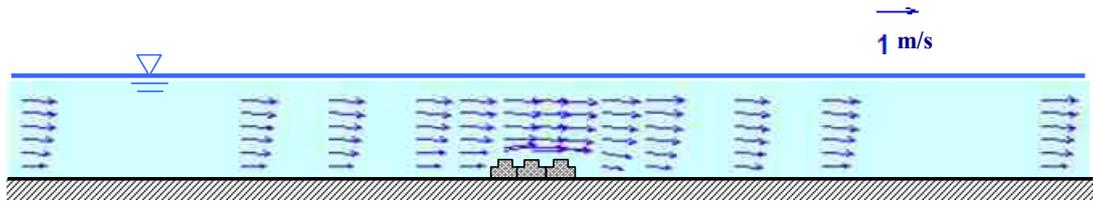


図-5.3 流速ベクトル断面図 (Case2H-ST-U, 水制タイプ)

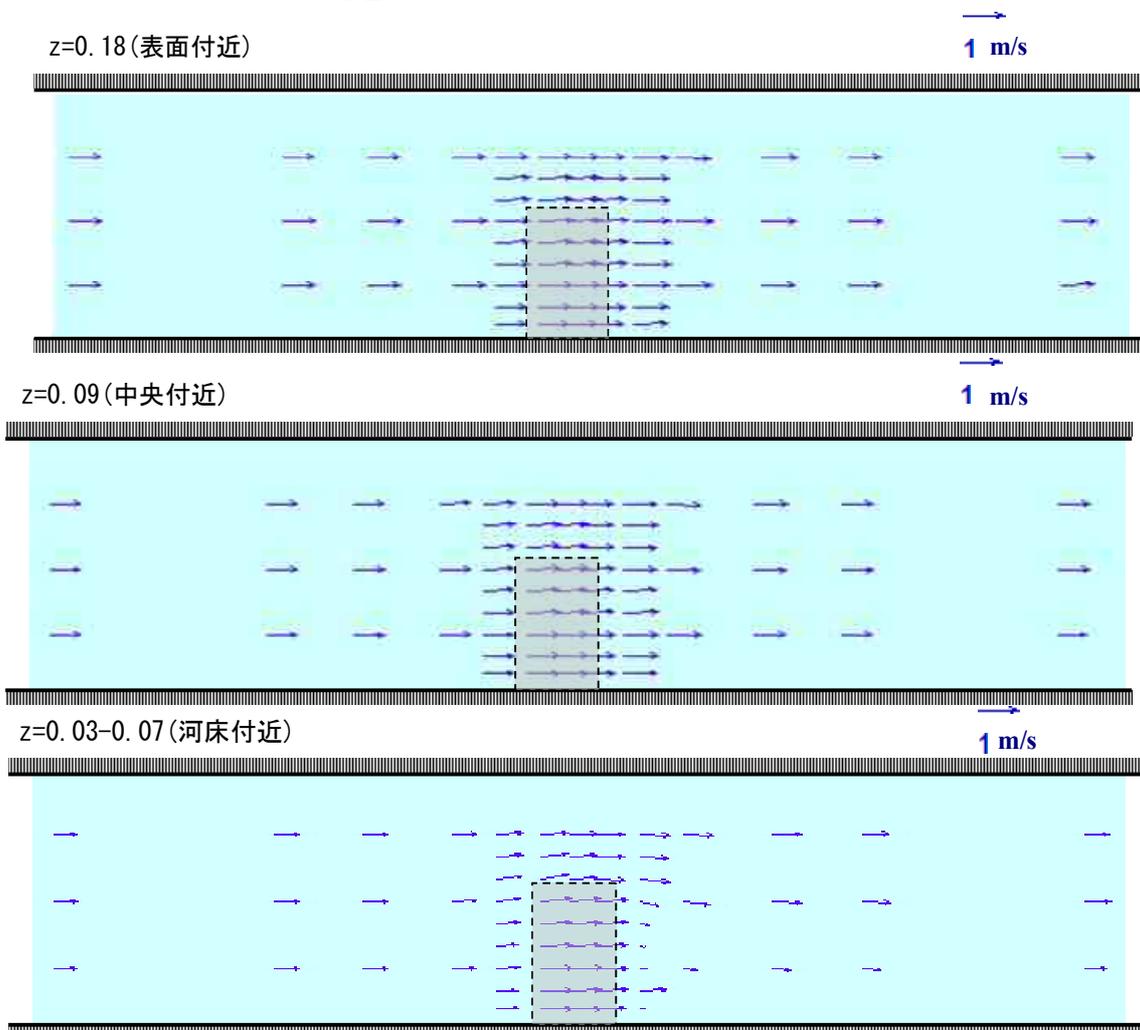


図-5.4 流速ベクトル平面図 (Case2H-ST-U, 水制タイプ)

これらの図より、水制タイプの河床付近では、水はね効果により流向が変化していることが確認できる。一方、水面付近では流れの方向はほとんど変化していない。他のケースでも同様の傾向を確認できた。模型周辺の流れについて見ると、模型天端の流れは加速し、接近流速よりも 1.1 倍程度速くなり、模型下流端で減速している。落差工タイプでは 1.1～1.2 倍程度速くなる。水制などの設計基準では設計流速に代表流速の 1.2 倍程度が用いられており、この倍率だけに着目すると概ね妥当な値と判断できる。

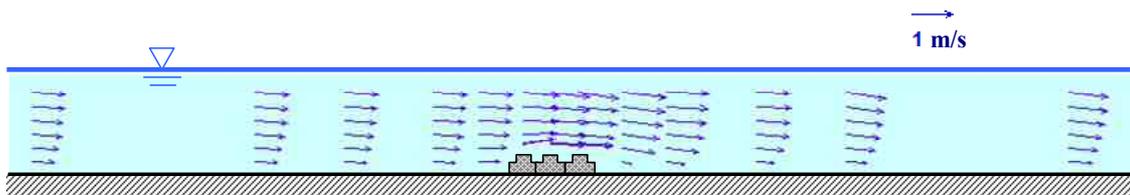


図-5.5 流速ベクトル断面図 (Case3Fu-ST-U, 落差工タイプ)

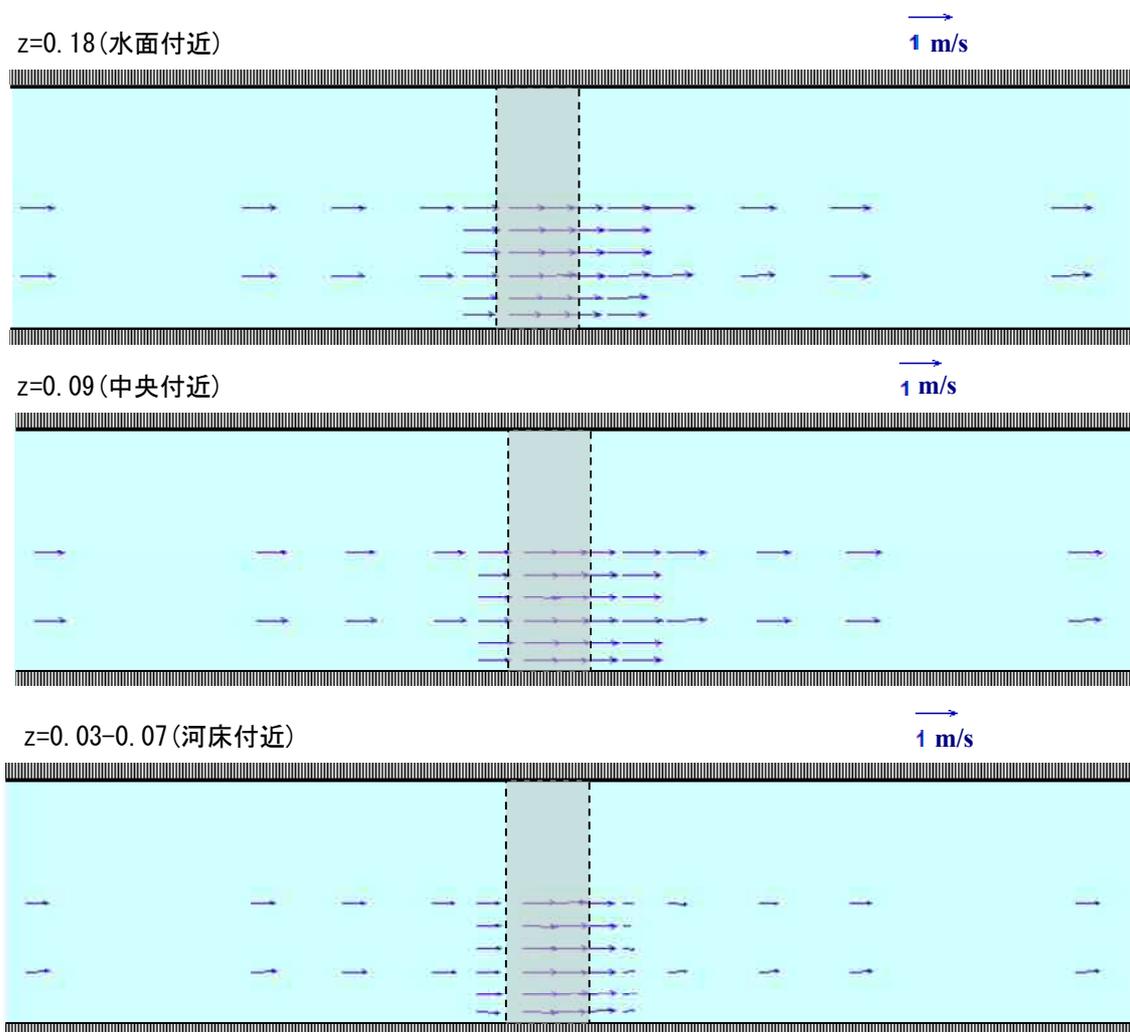


図-5.6 流速ベクトル平面図 (Case3Fu-ST-U, 落差工タイプ)

5.3.3 抗力・揚力

図-5.7, 図-5.8 は Case2Hu, Case2Hd, Case3Fu における抗力係数 C_D , 揚力係数 C_L とレイノルズ数 Re の関係について示し, 模型設置方法別に各係数の平均値を求めたものである. 比較のため単体設置の場合の Case1S の結果を含めている. 抗力係数 C_D については, 落差工タイプ上流端設置 (Case3Fu) の場合が最も大きく, 続いて水制タイプ上流端 (Case2Hu), 単体 (Case1S), 水制タイプ下流端 (Case2Hd) の順であった. 単体 (Case1S) と比較して, 落差工タイプ (Case3Fu) は 1.9 倍, 水制タイプ上流端 (Case2Hu) は 1.4 倍, 水制タイプ下流端 (Case2Hd) は 0.5 倍である. 水制工の先端を想定した水制タイプ上流端 (Case2Hu) では流れの変化が大きいため抗力係数 C_D が最も大きくなると予想されたが, 単体よりやや大きい程度であり, 落差工タイプ (Case3Fu) の抗力係数 C_D が最も大きくなった. この点については, 水制タイプ (Case2H) と比較して落差工タイプ (Case3Fu) の模型上での水面勾配が大きくなり, 流速が大きくなることが原因と考えられる. 水制タイプ下流端 (Case2Hu) の抗力係数が小さいのは上流側の石礫によって流速が減衰するため, 石礫に作用する抗力そのものが小さくなったためと考えられる.

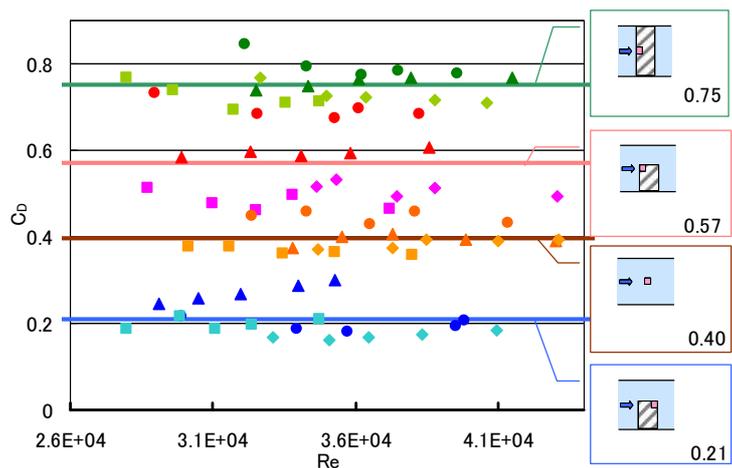
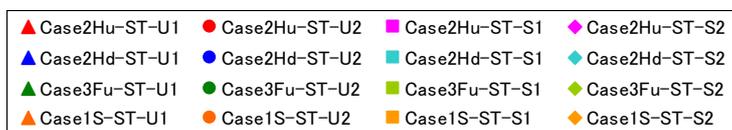


図-5.7 抗力係数とレイノルズ数の関係

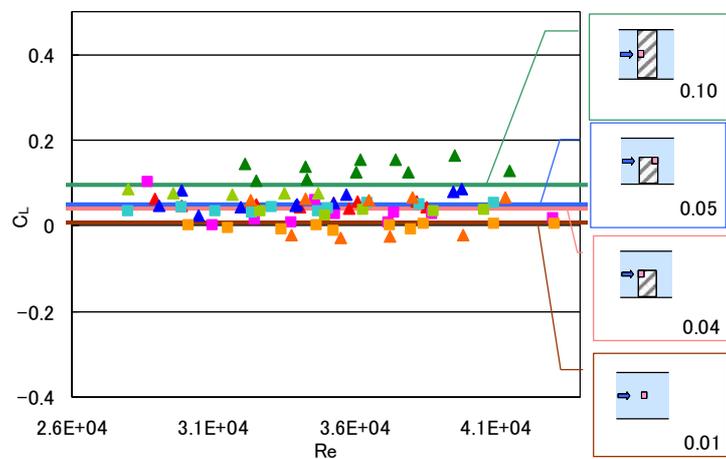


図-5.8 揚力係数とレイノルズ数の関係

図-5.9 は、レイノルズ数 Re と抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L の関係を示している。図より、Case2H（水制タイプ）、Case3Fu（落差工タイプ）、Case1S（単体）における抗力係数 C_D について、ユニットタイプとスクエアタイプを比較すると、ユニットタイプの方が大きい値を示す傾向が見られた。ユニットタイプはスクエアタイプと比較して、間隙が大きいいため、透過性が高い。したがって、流れが模型の上部のみではなく、石礫間を流れやすいので、より力を受けることが原因と考えられる。揚力係数 C_L については、すべてのケースにおいて、ユニットタイプとスクエアタイプの形状の差異による有意な差があるとは言えない。

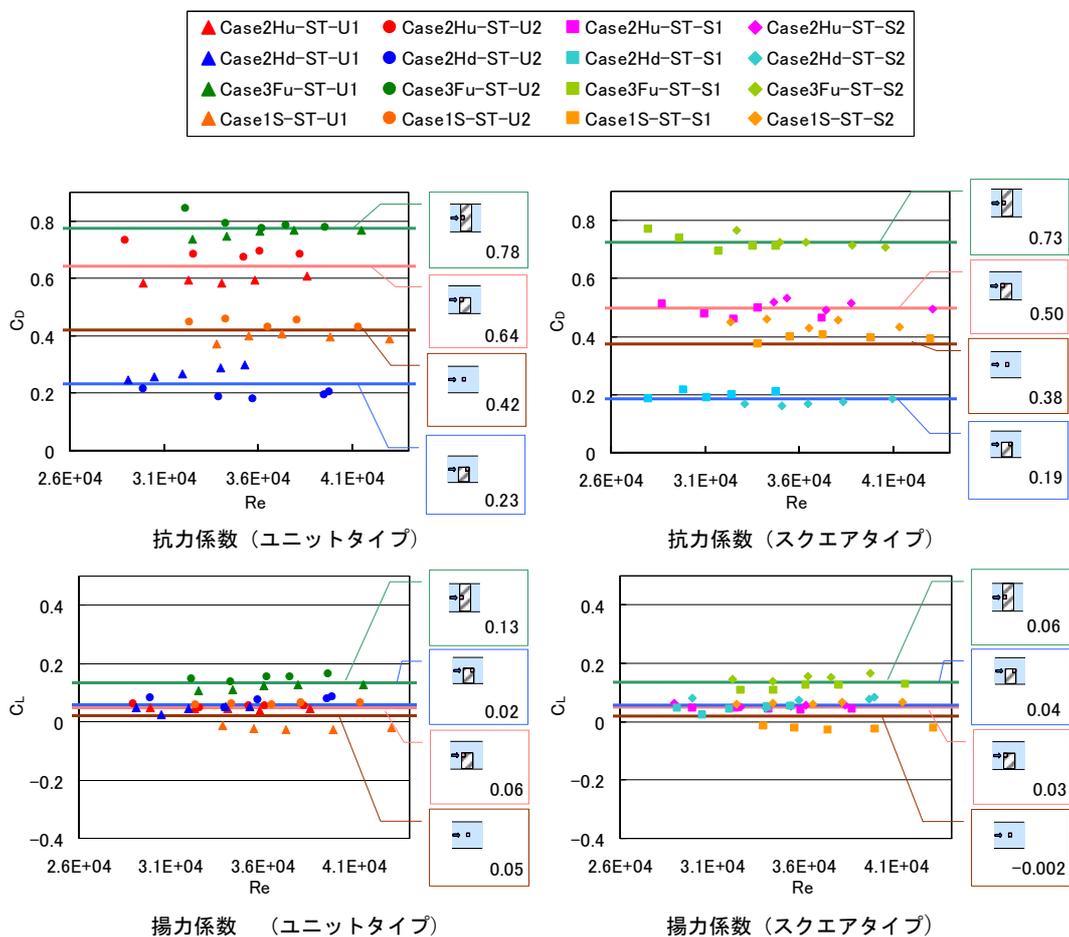


図-5.9 抗力・揚力係数とレイノルズ数の関係

5.4 3次元数値解析

現地に自然石による構造物を設置する際には、設置する場の流体力を正しく評価する必要があるが、現状では、マニング公式を用いた平均流速を与え、実験で得られる抗力係数や揚力係数を用いて作用流体力を求めることにより連結石の安定条件を設定する設計⁶⁾がなされている。ところが、実際の河川における透過型構造物周辺の流れは複雑な3次元構造を有しているため、マニング公式により接近流速を与えることはできないため、設計に必要な接近流速をいかに精度良く与えるかが工学上重要な課題となっている。透過水制及びその周辺の流れを3次元的に解析する研究としては、赤堀ら⁷⁾の研究のように透過水制部分を非ダルシー則が適用できる一様な間隙率を有する構造物とし取り扱うのが一般的である。本研究では、前節の水制タイプ (Case2H-ST-U)、落差工タイプ (Case3Fu-ST-U) の実験を対象として、石礫の形状も、ある程度考慮できるメッシュサイズを用いて、完全に不透過な部分と透過な部分とが混在するメッシュを設定し、透過型水理構造物周辺の流れを数値解析することで近傍流速を精度良く得る可能性を検討するものである。

5.4.1 数値解析の概要

解析には、磯部ら⁸⁾が開発した鉛直2次元の数値波動水路のコードを3次元に拡張した。自由表面の取扱いにはVOF法⁹⁾を用い、移流項の計算にはQuick法を用いた。乱流モデルは標準 $k-\varepsilon$ モデルを用いた。

5.4.2 解析モデル

図-5.15は、水制タイプ (Case2H-ST-U) と落差工タイプ (Case3Fu-ST-U) の解析対象モデルを示している。図-5.15 (a) 実験で用いた連結石礫を直径3.0cmの球体で模擬したモデルであり、下段は球体を4個組み合わせた形状とし、上段は球体を下段の中心上に乗せる形状とした。なお、球体を正確に再現するためには非常に細かいメッシュが必要となるが、本解析では、予備計算の結果を考慮して、連結石礫モデル周辺の格子間隔を0.75cm (連結石サイズの1/4程度) とし、メッシュ内に球体が占める体積割合を考慮することにより、各メッシュに空隙率を与えた。以上のように連結石礫を模擬したモデルを図-5.15 (b) ~ (d) のように、流下方向254cm、鉛直方向25.5cm、奥行き60cmの解析領域に、配置した。図-5.15 (c), (d) のように実験と同様に、水制タイプ (Case2H-ST-U) では連結石礫を右岸から5.5個配置し、落差工タイプ (Case3Fu-ST-U) では全断面に10個、流下方向に3列配

置した。なお、側壁に接している連結石礫は図-5.10 (a)のように下段が2個のモデルである。

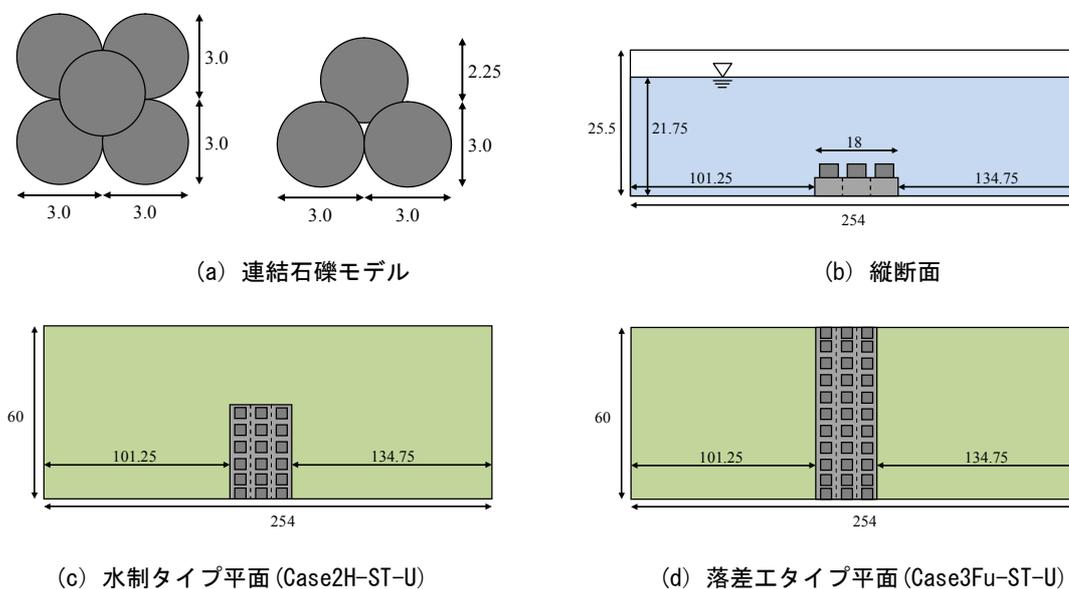


図-5.10 解析モデル (単位 : cm)

図-5.11 は、解析で用いたメッシュサイズを示している。メッシュ数は流下方向 : 140, 横断方向 : 80, 鉛直方向 : 34 である。横断と鉛直方向のメッシュ間隔は 0.75cm で固定とし、流下方向のメッシュ間隔は、連結石礫からの距離に応じて 0.75~4.0cm の範囲で変化させた。

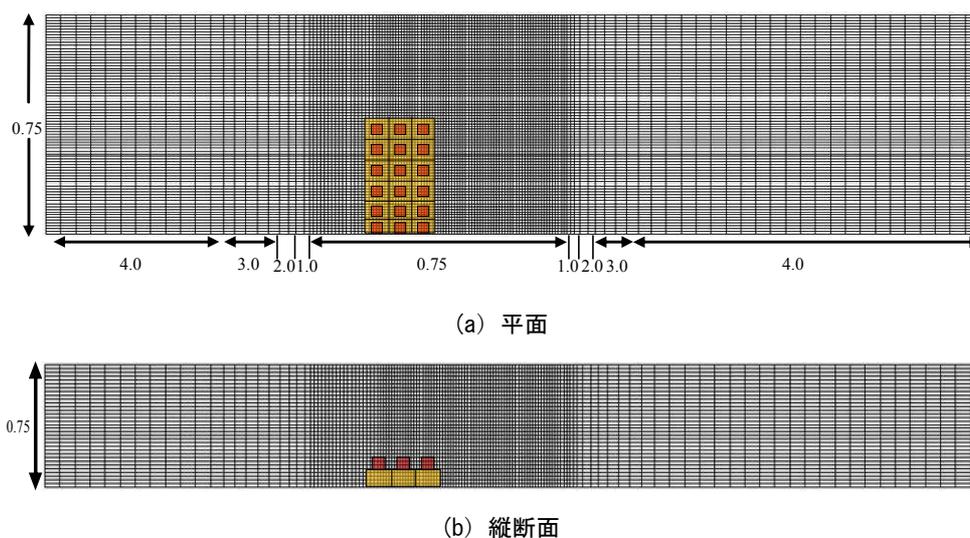


図-5.11 解析メッシュ (単位 : cm)

5.4.3 解析条件

水制タイプ、落差工タイプについて表-5.2に示すように、それぞれのタイプについて流量を変化させた条件で計算を実施した。水位の初期条件は、実験結果を参考にして水深21.8~22.8cmで水を満たした状態とした。計算時間や格子数の制約から、解析領域を、図-5.10に示すように構造物から約1m程度を上流端とした。しかし、上流端での流速は底面や側面の摩擦の影響を受けて水路中央部の流速が大きく、3次元性を有するため、一様な流速を与えると解析結果に及ぼす影響が大きい。そこで、本解析では、実験水路と同じ断面形状を有する水路長6mで縦断方向の計算格子間隔4cmのアプローチ水路を別途考え、その水路上流で一様な流入流速を与え、水路の下流端で得られる流速分布を図-5.10に示したモデルの連結石部分以外の流速の初期条件とし、連結石部分は、各メッシュの空隙率に得られた流速を掛けた値を初期流速条件とした。

表-5.2 解析ケース

設置	Case	流量 (l/s)
水制 タイプ	Case2Hu-ST-U-80	80
	Case2Hu-ST-U-85	85
	Case2Hu-ST-U-90	90
	Case2Hu-ST-U-95	95
	Case2Hu-ST-U-100	100
落差 工 タイプ	Case3Fu-ST-U-80	80
	Case3Fu-ST-U-85	85
	Case3Fu-ST-U-90	90
	Case3Fu-ST-U-95	95
	Case3Fu-ST-U-100	100

解析基本条件を以下に示す。

- 相当粗度

河床： 1.2×10^{-2} (m) (0.02)

側壁： 1.9×10^{-2} (m) (0.01)

石礫： 5.7×10^{-2} (m) (0.012)

重力加速度 流下方向： 1.962×10^{-2} (m/s²)

鉛直方向： 9.810 (m/s²)

水の密度： $1,000$ (kg/m³)

水の動粘性係数： 1.0×10^{-6} (m²/s)

5.4.4 解析結果

(1) 予備計算

図-5.17 (a) (b)は, 流量が 70(l/s) と 90(l/s) の場合について, 水路中央部における流下 40cm ごとの鉛直流速分布を示している. 流下するにつれて, 徐々に水面付近の流速が大きくなり, 逆に底面付近の流速が小さくなることわかる. 図-5.17 (c) (d)は, 河床から 18.4cm の位置での流下方向流速の横断分布の解析結果を流下方向 40cm 毎に示している. 図より, 水路中央の流速が大きくなり, 側壁付近の流速が小さくなることも確認された.

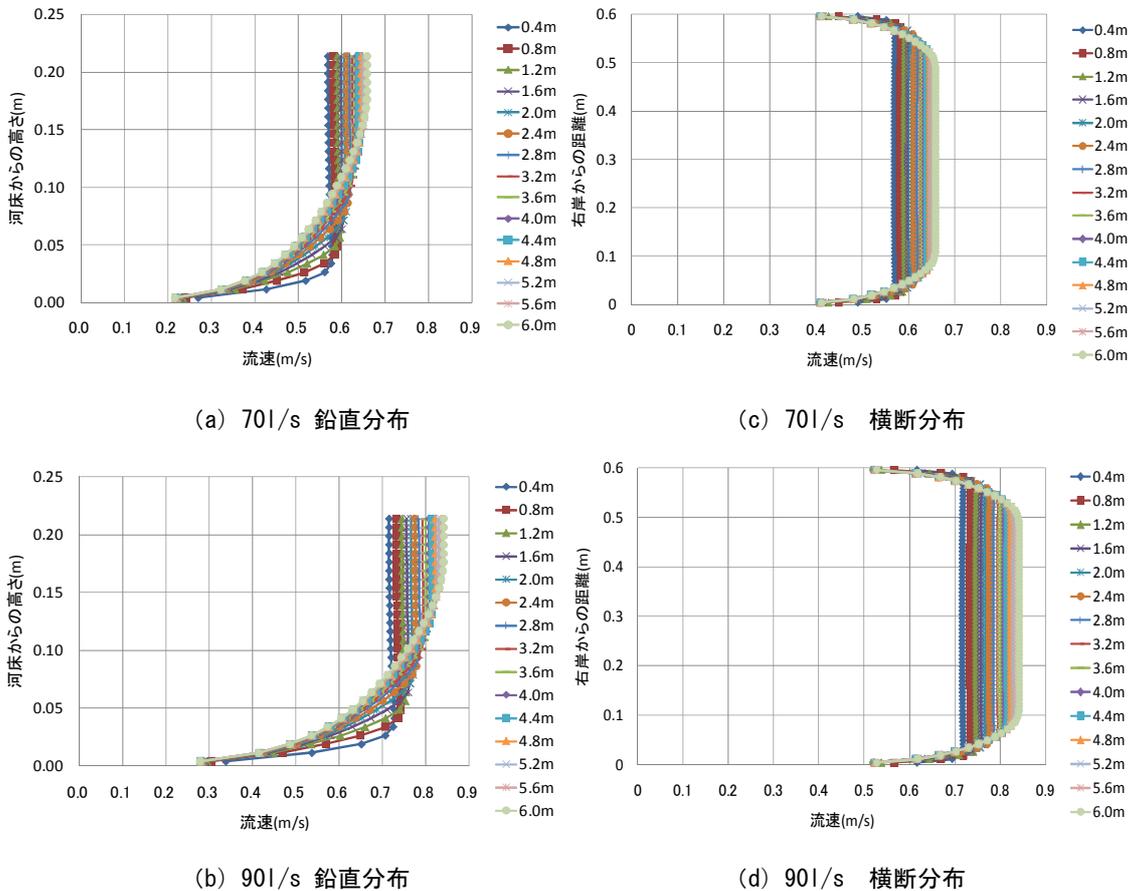


図-5.12 流速分布

図-5.18 は、流量 90(l/s) の場合のアプローチ水路の下流端 $x=6.0\text{m}$ の解析値と、同地点に近い図-5.1 の f-①の点の実験値を比較したものであるが、両者はよく一致していることがわかる。

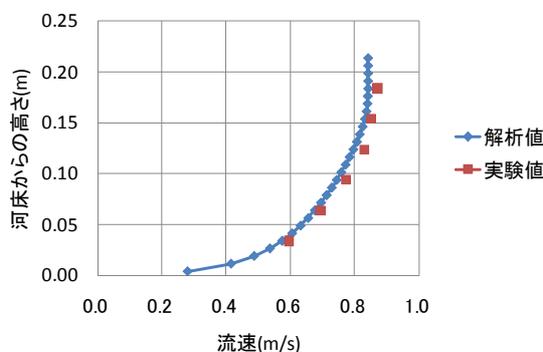


図-5.13 流速分布（解析： $x=6.0\text{m}$ ，実験：横断方向水路中央部）

(2) 水制タイプ解析結果

図-5.19 は、水制タイプ（Case2Hu-ST-U-90）における数値解析結果の縦断流速分布（図-5.1 の断面 d, f, i）であり、図中の凡例の色は流下方向流速の大きさを表している。図より、底面付近に着目すると d, f 断面では、透過型の連結石礫水制内部及びその下流部で流速が抑えられていることがわかる。また、水制により連結石礫上方の流向が変化し、水制をまたぐように流れている。水制の流速低減効果は下流側数十 cm まで及ぶ。連結石礫のない i 断面では、連結石礫の影響は殆どなくなる。水面付近についてみると、連結石礫のある d, f 断面では水面付近の流速が大きくなり、最大で約 0.9m/s となった。連結石礫のない i 断面においても水面付近の流速は増加した。

図-5.20 は、水制タイプ（Case2Hu-ST-U-90）の底面付近と水面付近の各平面流速分布を示している。 $z=2.75\text{cm}$ 、 $z=5.75\text{cm}$ の底面付近では、右岸側の連結石礫のある部分は流速がかなり抑えられ、左岸側の水連結石礫のない部分は水制による水跳ね効果により流速が大きくなることわかる。 $z=19.25\text{cm}$ の水面付近では、連結石礫上部の水路中央部の流速が大きくなり、水制設置箇所の影響は見られない。

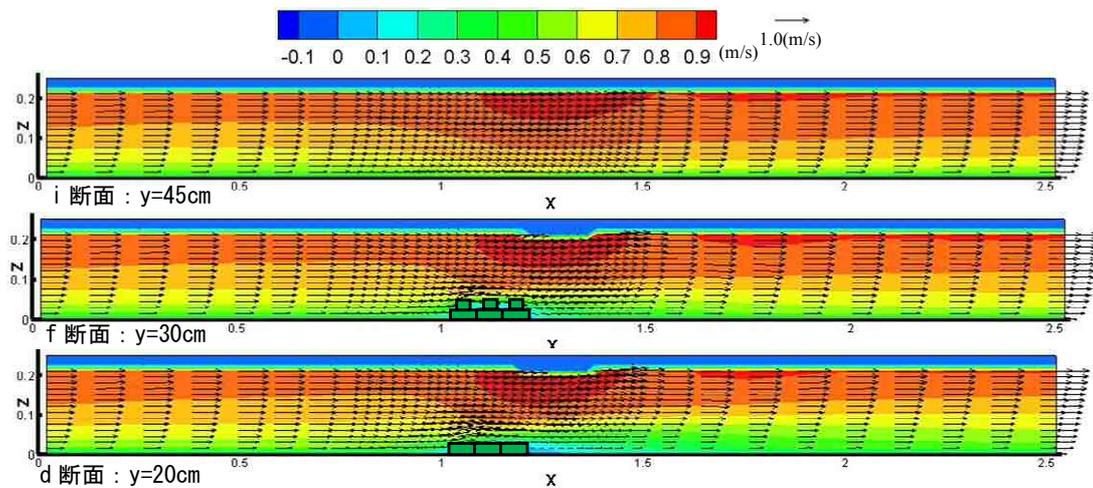


図-5.14 水制タイプの縦断流速分布 (Case2Hu-ST-U-90, Contour: 流下方向流速)

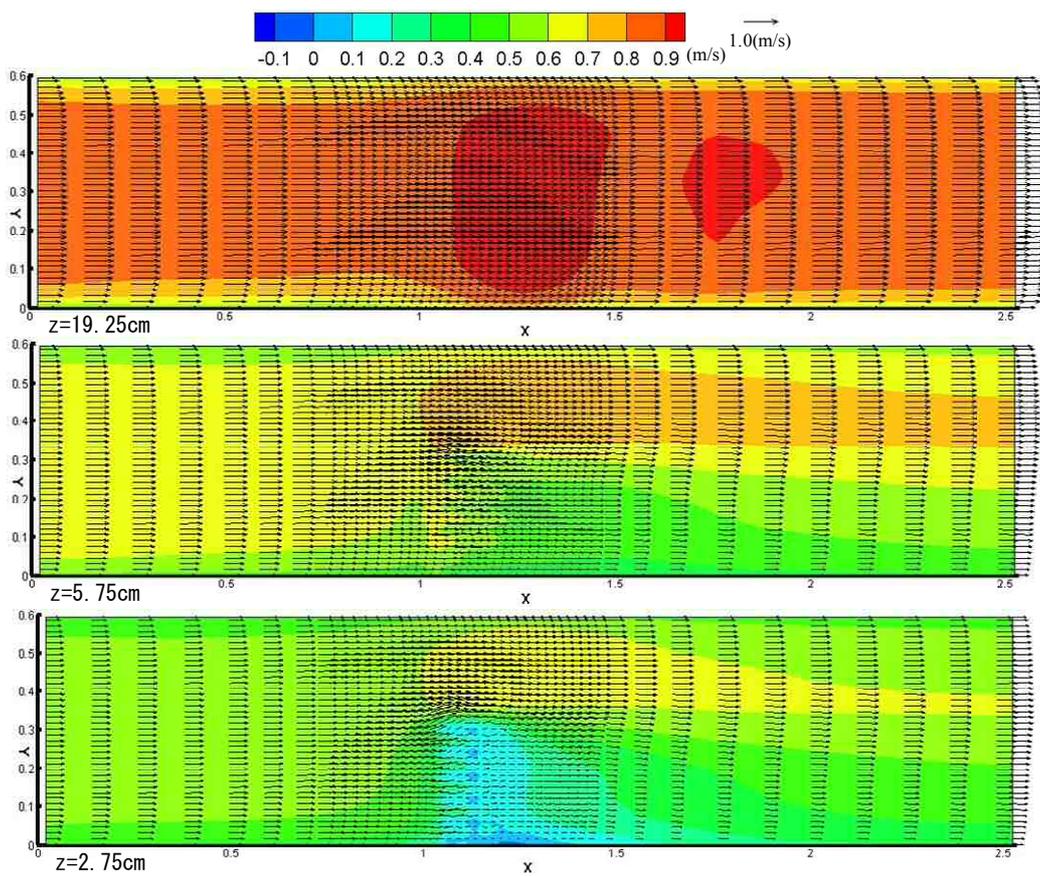


図-5.15 水制タイプの平面流速分布 (Case2Hu-ST-U-90, Contour: 流下方向流速)

図-5.16 は水制タイプ (Case2Hu-ST-U-90) の鉛直流速分布 (図-5.1 の断面 f-⑧, d-⑧, b-⑧) を示している. 図より, f-⑧, d-⑧の流速分布は実験結果をよく再現できていることがわかる. しかし, 右岸側壁に近い b-⑧の流速は実験値とやや異なる結果となった. これは側壁の影響が解析では十分再現できていないことが要因であると考えられる. 図-5.17 は, 水制タイプ (Case2Hu-ST-U-90) の水路中央部 (図-5.1 の断面 f) の水面形を示している. 連結石礫付近で水面が低下している様子がよく再現されている. 水面付近が低下する部分は, 流速分布図で見られた水面付近の流速が増加する部分とほぼ一致する.

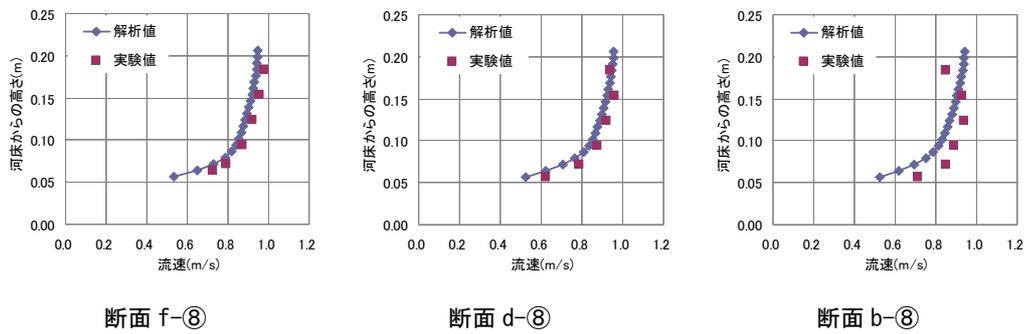


図-5.16 水制タイプの流速分布 (Case2Hu-ST-U-90)

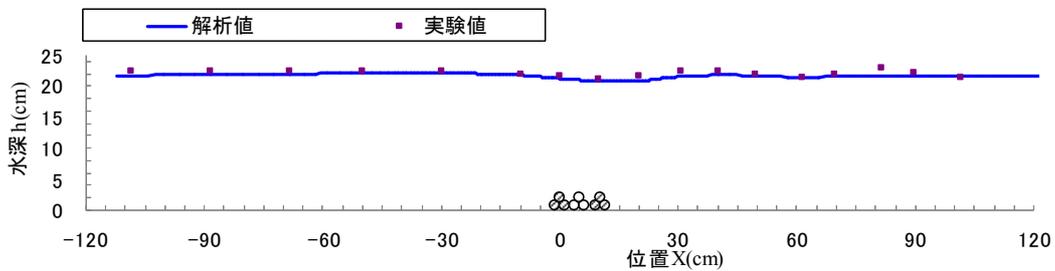


図-5.217 水制タイプの水面形 (Case2Hu-ST-U-90, y=30cm)

(3) 落差工タイプ解析結果

図-5.18 は、落差工タイプ (Case3Fu-ST-U-90) における数値解析結果の縦断流速分布 (図-5.1 の断面 b, d, f) であり、図中の凡例の色は流下方向流速の大きさを表している。図より、連結石礫のあるすぐ下流側の水面付近の流速が大きくなり、最大で約 1.3m/s となった。

図-5.19 は、落差工タイプ (Case3Fu-ST-U-90) の底面付近と水面付近の各平面流速分布を示している。z=2.75cm は連結石礫下段の直上、z=5.75cm は連結石礫上段の直上、z=19.25cm は水面近くの平面を示している。z=5.75cm の図より、連結石礫直下流は流速が大きくなっている。

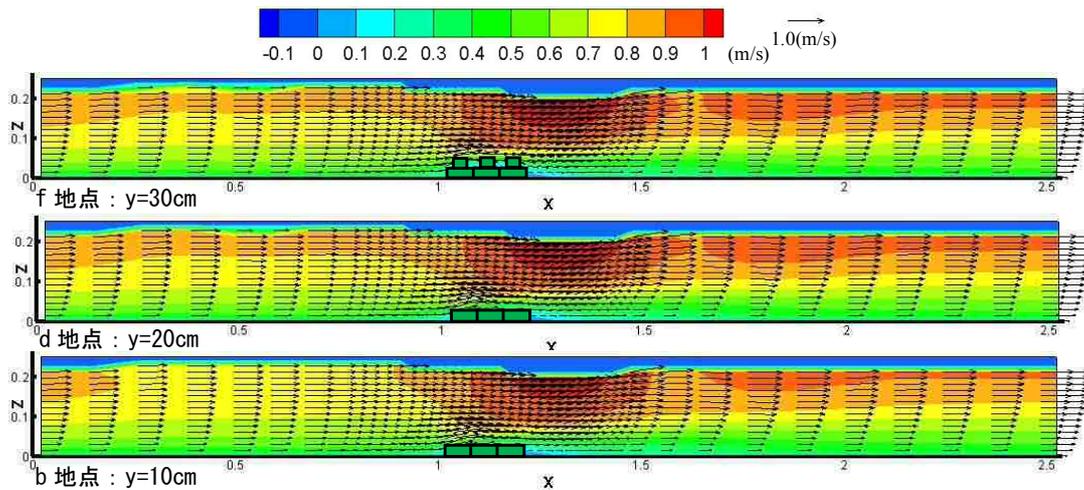


図-5.18 落差エタイプの縦断流速分布 (Case3Fu-ST-U-90, Contour: 流下方向流速)

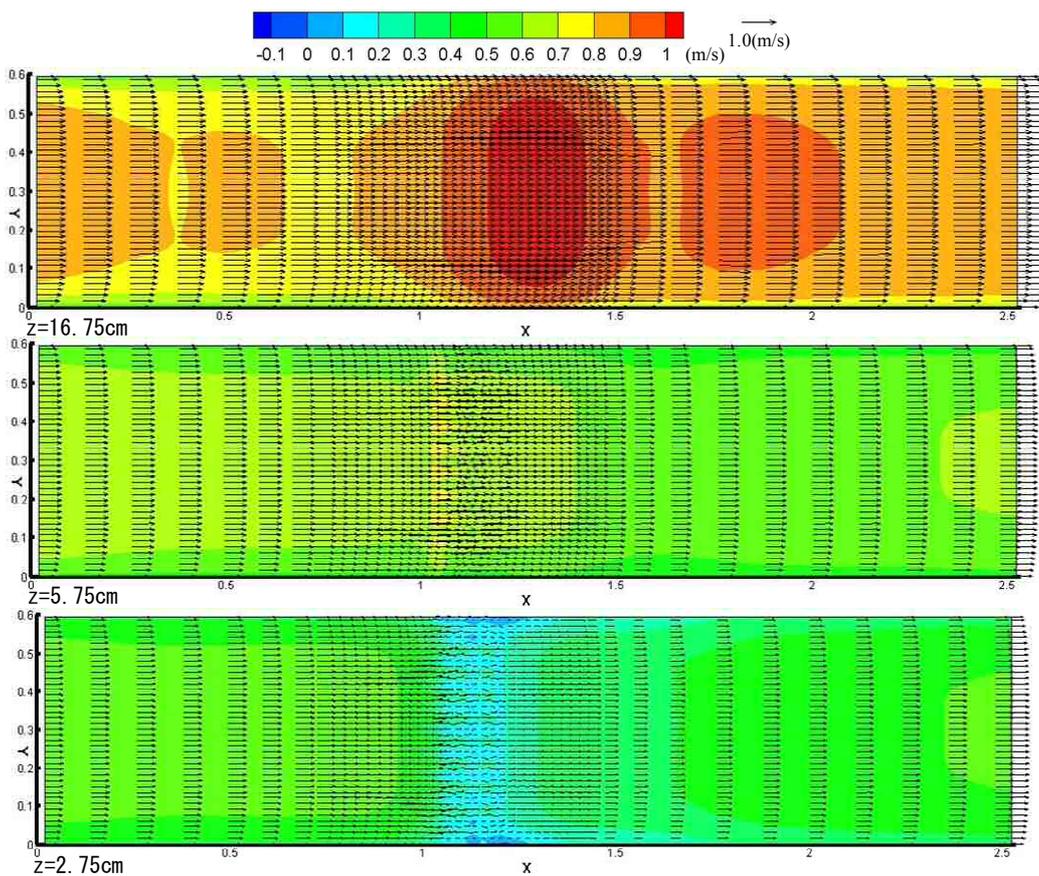


図-5.19 落差エタイプの平面流速分布 (Case3Fu-ST-U-90, Contour: 流下方向流速)

図-5.20 は、落差工タイプ (Case3Fu-ST-U-90) の場合の鉛直流速分布 (図-5.1 の断面 f-⑧, f-⑩) を示している. f-⑧の点を見ると, 連結石礫の影響を受けて, 連結石礫直上部の流速は小さくなるが, $z=10\text{cm}$ 程度から水面付近までは流速は殆ど変化しないことがわかる. 一方, 連結石礫より約 20cm 下流の f-⑩の点では, 流速の鉛直方向の変化が大きくなることわかる. これは連結石礫背後では, 底面付近の流速が抑えられる一方で, 水面付近の流速が増加することが原因である. 両測点とも解析値と実験値は良く一致する.

図-5.21 は、落差工タイプ (Case3Fu-ST-U-90) の水路中央部 (図-5.1 の断面 f) の水面形を示している. 図より, 水制上部で水面が低下し, その後, 波打っている様子が概ね再現できている.

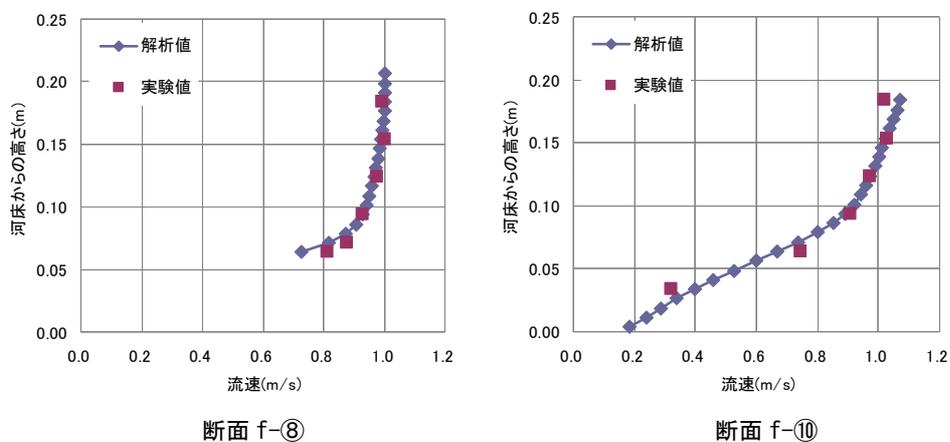


図-5.20 落差工タイプの流速分布 (Case3Fu-ST-U-90, $y=30\text{cm}$)

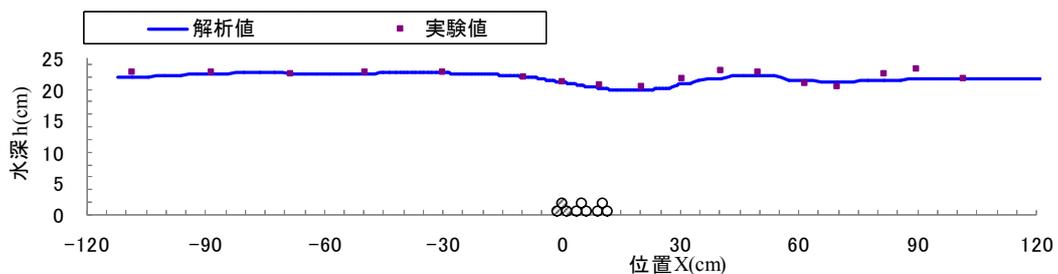


図-5.21 落差工タイプの水面形 (Case3Fu-ST-U-90, $y=30\text{cm}$)

図-5.22 は、近傍流速の解析結果と実験結果を比較した図である。図より、近傍流速の解析結果は、実験結果よりやや小さい傾向があるものの概ね一致していることがわかる。解析結果を詳細に検討すると、水制タイプで各ケースにより約 58~71cm/s、落差工タイプで約 57~69cm/s となり、近傍流速は水制タイプの方が落差工タイプより小さくなっている。これは実験結果と同様の結果となっている。このように解析により得られる近傍流速は実験結果を再現できると考えられるため、本研究で提案した方法は、実際の現場での水制や落差工を設置する際の設計近傍流速を得るツールとしての利用が可能であると判断できる。

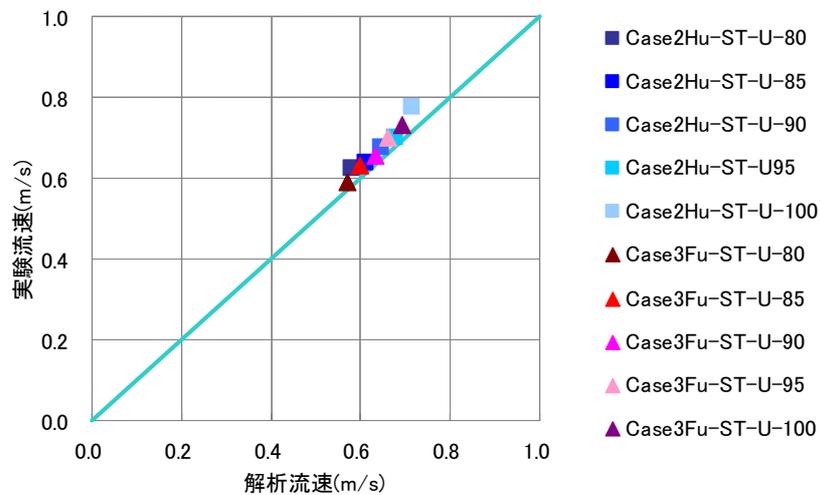


図-5.22 近傍流速

5.5 まとめ

本章では、立体型の連結石礫の水理特性値と水制工周辺の流速場を明らかにし、その設計手法を検討した。得られた知見を以下に示す。

1) 単体試験を応用し、水制工先端を想定した水制タイプと落差工・帯工を想定した落差工タイプの模型の配置において、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L を明らかにした。単体試験の抗力係数 C_D に比較して、落差工タイプは1.9倍、水制タイプ上流端は1.4倍、水制タイプ下流端は0.5倍であることが確認できた。

2) 本実験の範囲では、水制や帯工・落差工周辺流速は、接近流速の1.2倍程度となることが確認できた。

3) 連結石礫による透過型の水制や帯工・落差工を対象とした3次元解析の結果、水制による水はね効果、また、落差工周辺の水面形や流況をよく再現できていることが確認された。

4) 水理構造物の水理特性値を求める際に重要となる近傍流速は、解析により精度よく再現可能であることが確認できた。これにより、本来実験により計測する近傍流速を解析により得ることが可能である。

5) 従来の設計方法では、作用流体力を過大に評価する可能性があった。しかし、水制や帯工・落差工などに立体型連結石礫を用いる場合には、3次元流体解析などにより設計流速を推定し、安全率として1.2倍～1.3倍程度与え、連結石礫の安定性について評価することで効率的な設計ができる。

参考文献

- 1) 道奥康治, 前野詩朗, 羽根田正則, 古澤孝明: 捨石堰を越流・透過する流れの構造と流量解析, 土木学会論文集, No740/II-64, pp.131-142, 2003.
- 2) 川口広司, 岡信昌利, 福岡捷二: 透過型水制工が設置された直線流路における流れと河床変動, 水工学論文集, 第 44 卷, pp.1065-1070, 2000.
- 3) 福岡捷二, 渡邊明英, 川口広司, 安竹悠: 越流型水制群に作用する流体力の特性, 水工学論文集, 第 44 卷, pp.1047-1052, 2000.
- 4) 山本晃一: 日本の水制, 山海堂, 1996.
- 5) 財団法人土木研究センター: 護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル, 第 1 版 1999. 第 2 版 2003.
- 6) 改定 護岸の力学設計法, 財団法人国土開発技術センター, 山海堂, 2007.
- 7) 赤堀良介, 道奥康治: 非ダルシー型抵抗則を用いた捨石水制内部流れおよび 3 次元 LES による水制周辺流れの数値解析, 水工学論文集, 第 52 卷, pp.1045-1050, 2008.
- 8) 磯部雅彦, 余 錫平, 梅村幸一郎, 高橋重雄: 数値波動水路の開発に関する研究, 海岸工学論文集, 第 46 卷, pp.36-40, 1999.
- 9) Hirt, C.W. and Nichols, B.D., Volume of fluid method for the dynamics of free boundaries, J. Comp. Phys., Vol.39, pp.201-225,1981.

第6章 手取川における連結石礫水制の礫補足効果と設計流速の設定法の検討

本章では、前章までで行った水理実験や数値解析による流体力評価を現地の設計に生かす場合の手法について提案を行う。水理実験や数値解析により、精度よく流体力特性が把握できたとしても、設計に用いる外力である設計流速を誤ると結果的に変形や被災が起こりうる。現在、実設計においては、一般的に200m間隔の横断を用いた1次元不等流計算により、平均流速を算定し、最大流速に対して、設計対象の護岸・根固めブロックの安定照査を行う手法が採用されている。この手法にて設計された手取川（石川県）の礫河原再生事業において実施された水制郡が、平成23年5月の洪水により水制工の一部が変形した。手取川では、石の河原を取り戻す目的で自然石を用いた水制群が設置されており、設置前と比較して礫の堆積が確認された区間もある。これらの水制群は従来の水はねを目的とする水制と異なり、河床からの突出高が低く、水衝部ではなく内湾側の露岩部に設置された今までにない工法である。このように、近年、自然再生事業などが盛んに行われるようになり、従来の水制工、根固工、落差工などを応用して構造物を設計するなどの新しい試みが行われている。本章では、手取川の現地河川を例に、洪水による水制工の変形要因を平面2次元解析により検討を行い、現在の設計手法との比較を行う。

6.1 手取川概要

6.1.1 水制箇所の概要と水制配置状況

対象河川である手取川（流路延長 72 km，流域面積 809 km²）は霊峰白山を源とし，平均河床勾配 1/27 の急流の礫床河川である．手取川では，14 km より上流側で，礫河原の減少が著しく，露岩（写真-6.1 参照）が進行している箇所において，試験的に，礫・砂礫を捕捉する目的で水制工を河川横断方向に図-6.1 に示すように数列設置されている．

水制は通常外岸側の護岸の洗掘を防ぎ護岸を守るために設置されるが，本研究で対象とする箇所は以前礫河原であった箇所のうち，主に低水路右岸側の露岩が著しい箇所において礫を捕捉し礫河原に再生するため，低水路内岸側に高さが 0.5m 程度の水制工を縦断方向に数箇所設置されている．これらの水制は「水裏水制」と呼ばれており¹⁾，本論文においても同様な表記とする．玉石水制の敷設幅は約 2 m，水裏水制の敷設幅は約 7 m とし，玉石水制の設置間隔は約 10 m，水制 4 と水制 6 の下流部は設置間隔約 20～40 m，水制 7 から上流は設置間隔約 70 m とされている．

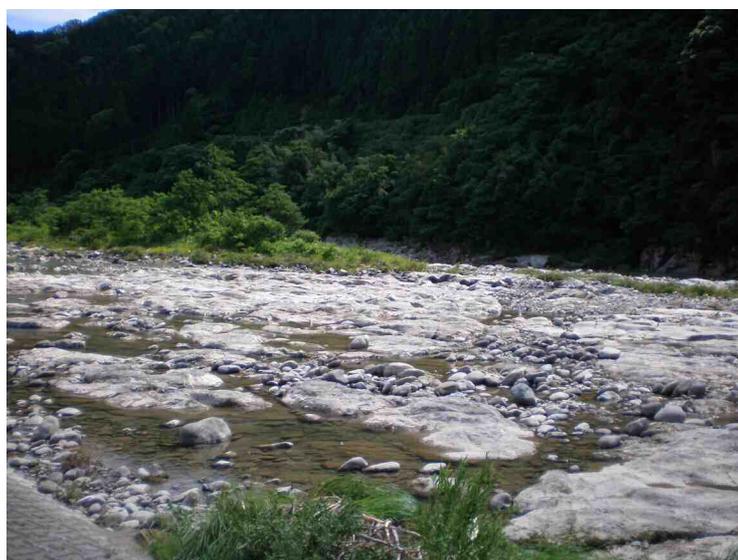


写真-6.1 露岩の状況

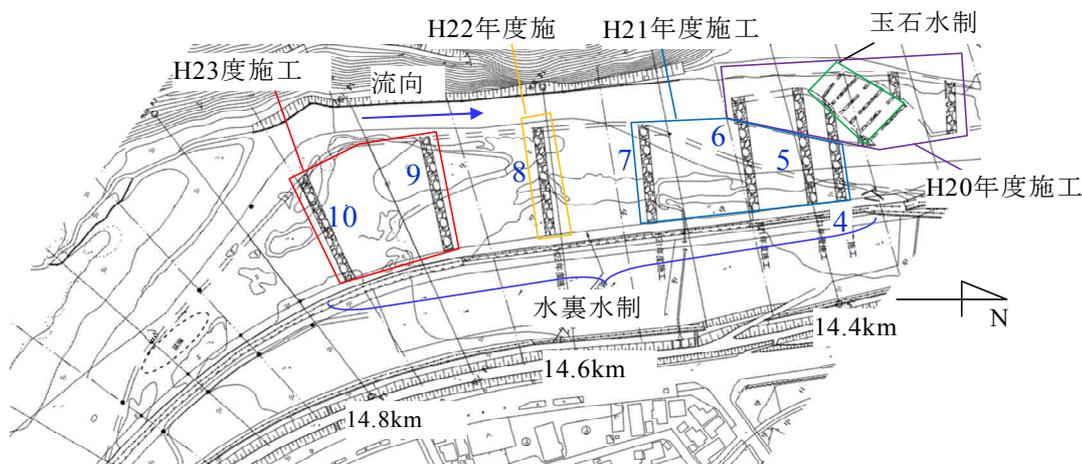


図-6.1 水制位置（平成 23 年度）

水裏水制は 0.6m 程度の径の石 5 個を十字型に連結した連結石礫（十字型）を河川縦断方向に 3 列配置し空間に礫を投入する工法が用いられている。写真-6.2(a)は施工後の状況を示している。また、図-6.1 中の玉石水制部は、0.6m 程度の径の石 5 個を立体的に連結した連結石礫（立体型スクエアタイプ）が用いられている。この箇所では、施工箇所を深さ 0.4m 程度掘削し、連結石を上下逆にして間詰石とともに埋める工法が採用されている。写真-6.2(b)の施工時の状況に示すように玉石水制部は魚類の遡上等のための連続性を保つために開口部を交互に設けられている。さらに、岩盤河床にアンカーを施工し水制工に固定して安定性を高めている。



(a) 水裏水制



(b) 玉石水制

写真-6.2 水制施工状況

6.1.2 設計流速条件

水制工を設置する際の設計流量は10年に1回程度の洪水を想定して $2,000\text{m}^3/\text{s}$ と設定された。設計流量 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ に対して、一般的に採用されている200m間隔の横断を用いた1次元不等流計算の結果、14.6kmで最大平均流速 5.491m/s であったため、 6.0m/s の設計流速が設定された。設計流速に対して、護岸の力学設計法²⁾に基づいて安定重量を求め、さらに安全率を見込んで必要重量を30%割増しした。重量の割増しにより、実質の設計流速は 6.5m/s となった。以下ではこれを実設計流速と呼ぶ。手取川の基準地点鶴来(礫河原再生箇所の下流端付近)では基本高水のピーク流量 $6,000\text{m}^3/\text{s}$ のうち、流域内の洪水調節施設により $1,000\text{m}^3/\text{s}$ を洪水調節し、計画高水流量は $5,000\text{m}^3/\text{s}$ であるため、計画規模の出水が起きると水制が変形する可能性があるが、多少変形しても礫捕捉機能は維持されると考えられる。

6.1.3 礫河原再生工の効果

礫河原再生箇所では、平成21年6月($1,042\text{m}^3/\text{s}$)と平成23年5月($1,450\text{m}^3/\text{s}$)に大きな出水を経験した。本研究の対象箇所の上流側に白山合口堰堤(河口から16.7km)があるため、礫の供給は少ないと考えられるが、出水後は写真-6.3、写真-6.4に示すように水制周辺に礫が捕捉されていた。大角ら^{1,3)}による、手取川自然再生事業におけるモニタリングの結果では、平成20年度から平成22年度施工箇所では洗掘よりも堆積している箇所の割合が多いことが示されている。また、水制工の上流側で堆積しやすいことが報告されている。平成20年度施工前の礫面積は8.1%であったが、平成22年には13.1%に増加し、平成23年度の水裏水制施工後は17.3%に増加した。逆に、岩盤面積は平成20年度施工前の17.8%から、平成22年度には10.2%に減少し、平成23年度施工直後にはさらに6.8%に減少しており、水制群による礫河原再生効果が明らかにされている。



写真-6.3 平成 21 年 6 月の洪水後の状況



平成 18 年 : 施工前

平成 21 年 : 施工中

写真-6.4 礫の補足状況

6.1.4 平成 23 年 5 月洪水前後の状況

図-6.2 は、平成 23 年 5 月 10 日～12 日にかけて発生した洪水のハイドログラフ（金沢河川国道事務所速報値）である。5 月 10 日と 11 日に 1,500m³/s クラスの洪水が立て続けに発生したことがわかる。

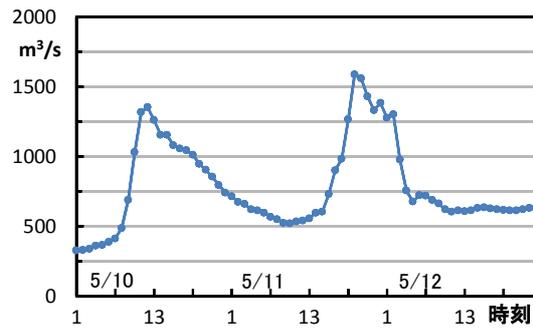


図-6.2 基準地点中島(19km)の流量ハイドログラフ

この洪水前後の状況を図-6.3 及び写真-6.5 示す。図より、玉石水制箇所では、図-6.3(a)の赤い矢印に沿って主に水制の開口部の移動やめくれが生じ、数メートルから十数メートル程度移動している。また、水裏水制 4 の低水路部分と中州上の下流側の一部が変形したことがわかる。玉石水制箇所は流量が少ないときは、図-6.3(a)の緑色の矢印の方向の流れが生じるが、水制にそれほど大きな流体力が作用することはない。しかし、流量が大きくなると砂州が冠水し、赤色の矢印のように上流から直線的な高速流が作用することや、水制に対する流向が変わるなどして水制先端部で局所的に高速流が発生し、強度の流体力が作用したことが変形の原因と考えられる。一方、水裏水制 4 の変形箇所には開口部が無かったことや流向の変化の観点から、変形のメカニズムは玉石水制箇所とは異なることが考えられる。

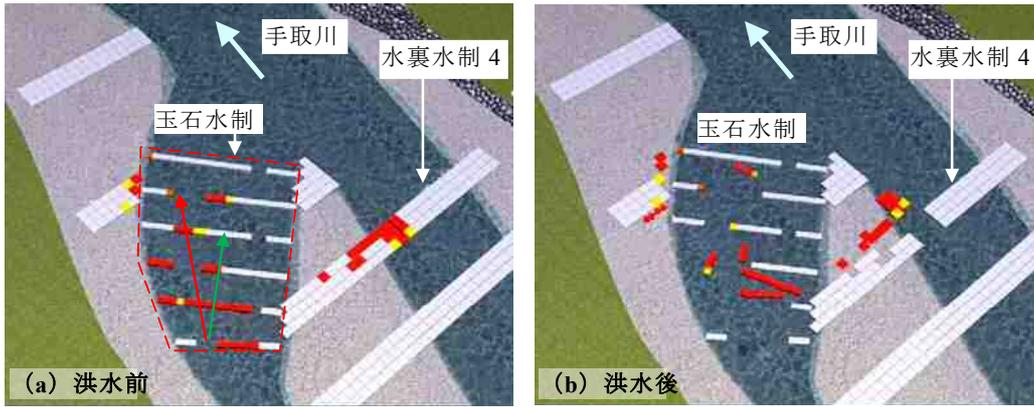


図-6.3 洪水前後の水裏水制と玉石水制の状況（赤色：移動，黄色：連結部破損）

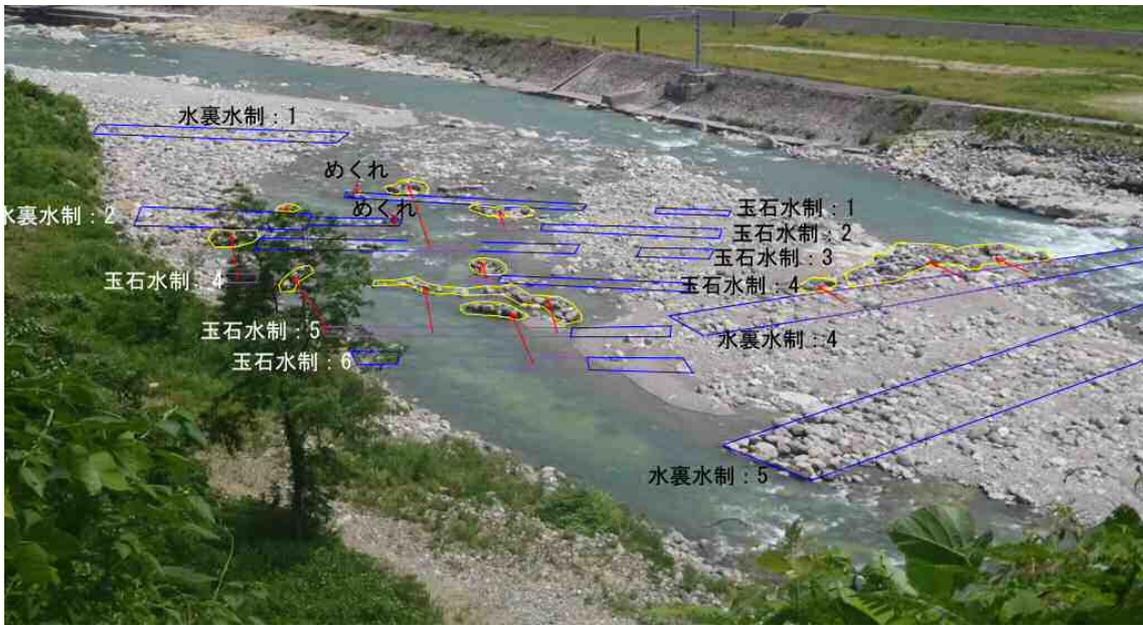


写真-6.5 洪水後の水裏水制と玉石水制の状況

6.2 解析の概要

6.2.1 解析方法

本研究で用いた一般座標系における流れの連続式と運動方程式を式(6.1), (6.2), (6.3)に示す⁴⁾.

【流水の連続式】

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{Uh}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{Vh}{J} \right) = 0 \quad (6.1)$$

【運動方程式】

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{M}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{UM}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{VM}{J} \right) &= \frac{\partial \xi / \partial x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\overline{-u'^2 h} \right) + \frac{\partial \xi / \partial y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\overline{-u'v' h} \right) \\ &+ \frac{\partial \eta / \partial x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\overline{-u'^2 h} \right) + \frac{\partial \eta / \partial y}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\overline{-u'v' h} \right) - gh \left(\frac{\partial \xi / \partial x}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta / \partial x}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_b^\xi}{\rho J} \end{aligned} \quad (6.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{N}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{UN}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{VN}{J} \right) &= \frac{\partial \xi / \partial x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\overline{-u'v' h} \right) + \frac{\partial \xi / \partial y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\overline{-v'^2 h} \right) \\ &+ \frac{\partial \eta / \partial x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\overline{-u'v' h} \right) + \frac{\partial \eta / \partial y}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\overline{-v'^2 h} \right) - gh \left(\frac{\partial \xi / \partial x}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta / \partial x}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_b^\eta}{\rho J} \end{aligned} \quad (6.3)$$

ここに, t : 時間, h : 水深, J : 座標変換のヤコビアン, ξ, η : 直交座標 (一般座標系), U, V : 流速ベクトルの反変成分, M, N : x, y 方向の流速フラックス, x, y : 直交座標 (デカルト座標系), $\overline{-u'^2}, \overline{-u'v'}, \overline{-v'^2}$: レイノルズ応力, z_s : 基準面からの水位, g : 重力可速度, ρ : 水の密度, τ_b^ξ, τ_b^η : 底面せん断応力の反変成分を示している.

6.2.2 解析対象

解析区間は、写真-6.6に示す手取川 14.3 km 付近～15.2 km で、鶴来水位観測所（14.3 km 付近）を区間の下流端に設定し、そこから上流に 900 m の河床勾配 1/108 の区間である。

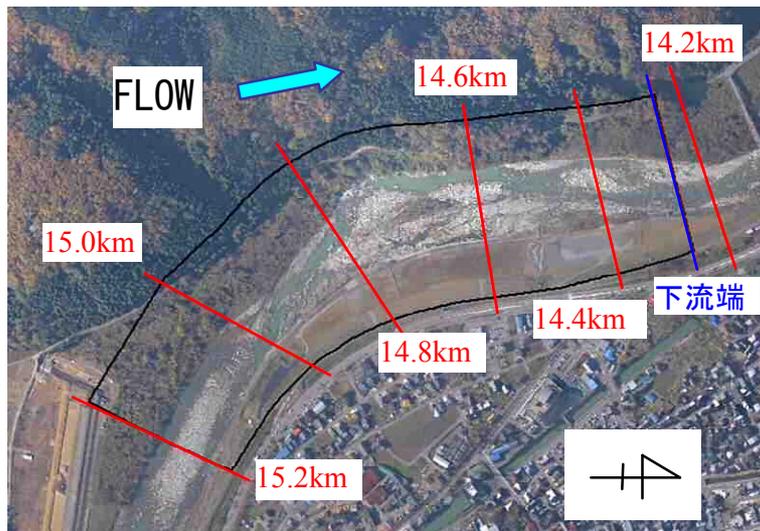


写真-6.6 手取川の解析範囲

6.2.3 解析条件

解析メッシュは、縦断格子数は 248 断面，横断格子数は 51 断面とした。河床高は，下流域では航空レーザ測量により得られたデータを用いた。ただし，水面下及び上流域は未測量であったため，横断測量から得られた河床高を内挿補間した。なお，測量データのない箇所の水制部は河床高を 0.5m 高めた。流量は，平成 21 年 6 月(1,042m³/s)と平成 23 年 5 月(中島観測所：1,450m³/s)の洪水と設計流量を考慮して，1,000m³/s，1,500m³/s，2,000m³/s の 3 ケースの流況解析を行い，水裏水制部の流況を検討した。境界条件は，上流端で 3 ケースの流量を定常的に流入させ，下流端では，下流端付近に位置する鶴来水位観測所の水位を与えた。下流端が最下流端の水制に近いが，常・射流が混在する高速流場であるため下流端の影響は少ないと考えられる。河床粗度は，写真-6.1 のような露岩箇所では表面の凹凸具合により 0.025～0.035 の範囲で設定し，礫はマニングストリクラーの式を援用して，小さな礫(0.03)，中程度の礫(0.04)，大きな礫(0.05)の状況により設定した。計算時間は流況が十分に安定する 4 時間とした。

6.3 解析結果

6.3.1 断面平均流速

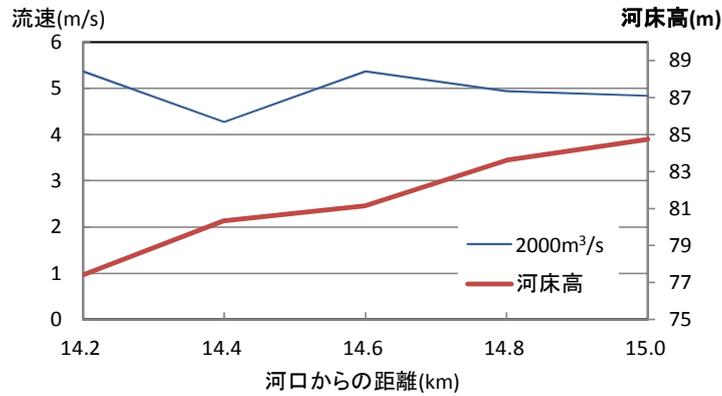


図-6.4 1次元解析による平均流速

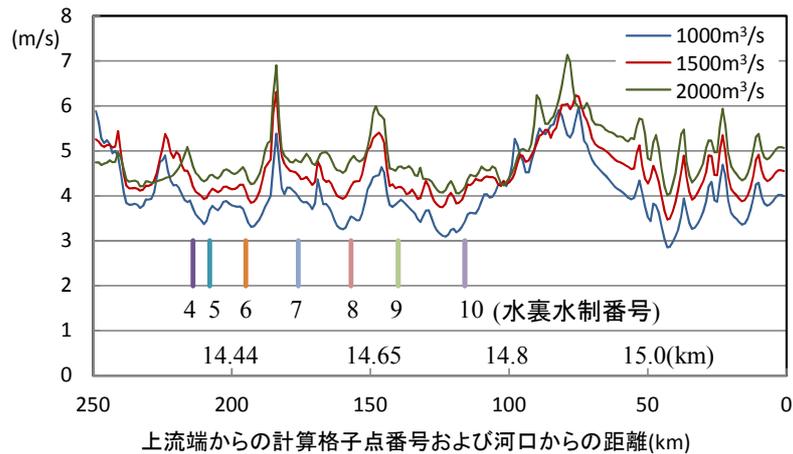
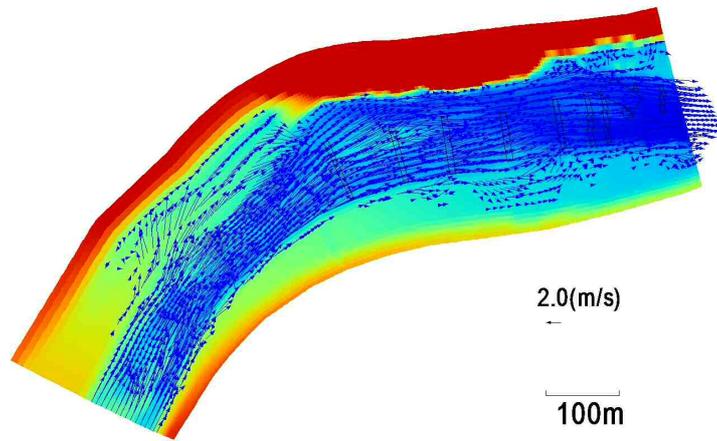


図-6.5 平面2次元解析による断面平均流速

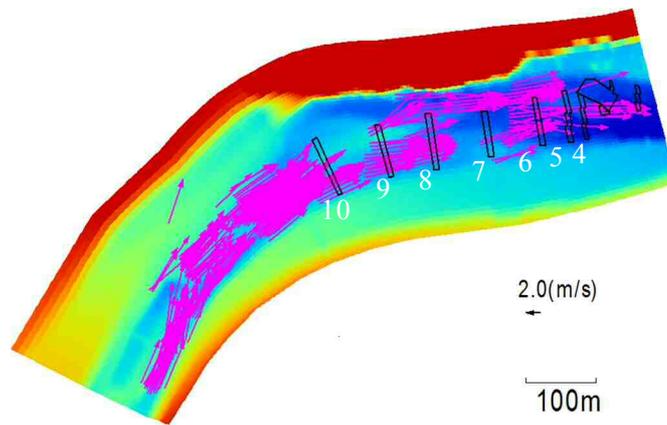
図-6.4は、設計流速を決定する際に用いられた流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ の場合の1次元不等流解析による200m間隔の河床高と断面平均流速を示している。図-6.5は、平面2次元解析の結果より得られた断面平均流速と、合わせて水制番号を示している。図の流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ を見ると、14.2km、14.5km、14.65km、14.9km付近で断面平均流速が大きくなり、14.4kmと14.75km付近で断面平均流速が小さくなっており、流速の増減の変化が大きいがわかる。1次元解析と2次元解析の流速の平均値は約5m/sであり、ほぼ一致している。しかし、平面2次元解析では、 $2000\text{m}^3/\text{s}$ の場合に14.5kmと14.9km付近で流速約7m/sとなり実設計流速を上回る結果となる。このことより、200m間隔の断面平均流速による設計では最大の断面平均流速を捉えきれないことがわかる。

(2) 平面流速分布

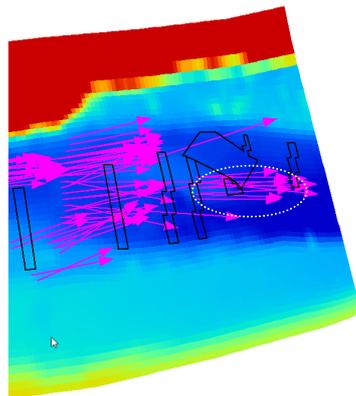
図-6.6 は、流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ における平均流速分布を示している。図-6.6(a)は、解析領域全体の流速分布、図-6.6(b)は、すべての解析格子の実設計流速 6.5m/s を超える流速分布を示している。図-6.6(b)は、下流部の拡大を示したものである。図-6.6(b)についてみると、流速 6.5m/s を超える箇所が主に水裏水制 10 より上流側と水裏水制 8 より下流側で大きくなり、水裏水制 6 から 10 の区間では水制中央付近や水制左岸端より左岸寄りの滯筋箇所で超えるが、水制設置箇所では超えていない。しかし、水裏水制 4 の中央付近では実設計を超える箇所が見られる。これらの結果より、設計流速を検討する際には、一般的に用いられる 200m 間隔の 1 次元不等流計算による断面平均流速ではなく、平面二次元解析を用いて構造物周辺の流速を設定することが望ましいことがわかる。



(a) 全域



(b) 全域 (流速 6.5m 以上)



(c) 下流部拡大 (流速 6.5m 以上)

図-6.6 流量 2,000m³/s の平面流速分布 (図中の白抜き数字は水裏水制番号)

図-6.7 および図-6.8 は、平面流速分布から実設計流量を超えることが示された水裏水制4と上流側に設置した水裏水制5の流速の横断分布を示している。両図の流速を抽出した位置は、図-6.3 から主に水制4の下流側が変形していることより、図-6.7 に示す箇所で抽出した。図-6.8 には水裏水制が変形した区間も示している。図-6.9 に示すように変形が発生しなかった水裏水制5では実設計流速を超えておらず、流速の解析結果と現地の状況は一致する。変形が発生した水裏水制4では、 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模で実設計流速を超える箇所が生じ、流量の増加とともにその箇所が広がる。実設計流速を上回る箇所と変形箇所は概ね一致する。したがって、水制上で強度の高速流が発生したことが水裏水制の変形に繋がったと推定される。水裏水制4でこのような大きな流速が発生した原因としては、水裏水制4より下流側に水制が無かったことと、図-6.3 で示すように 14.4km 付近より下流側の河床勾配が上流側より急であったことが考えられる。

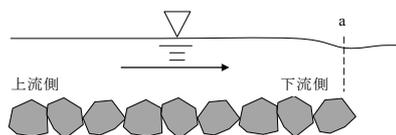


図-6.7 流速抽出位置（図-4の青い矢印の縦断面）

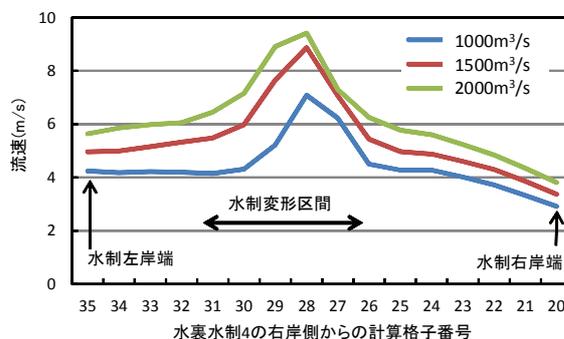


図-6.8 水裏水制4の横断流速分布

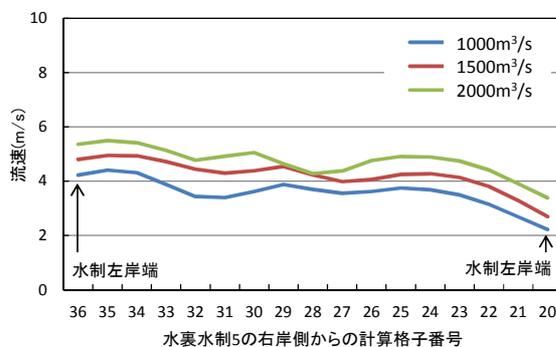


図-6.9 水裏水制4の横断流速分布

6.4 まとめ

本章では、礫河原再生に向けた先駆的な取り組みを行っている石川県の手取川を例に、平面二次元解析を行い、礫河原再生の目的で設置された連結石礫水制群の礫補足効果の検討と、連結石礫水制の設計に用いる設計流速について検討を行った。

1) 礫河原再生の目的で設置された連結石礫の水制群について、モニタリングによる検証の結果、水制の設置により礫の補足に効果的であることがわかった。

2) 平成 23 年度までに設置した水制群をモデルにし、平面二次元解析を行ったところ、水制付近の局所的に高速流が発生する場所と平成 23 年洪水で起きた現場の水裏水制変形箇所がよく一致している。

3) 平成 23 年洪水で起きた水裏水制の連結石礫の変形は、水制より下流側に水制が無かったことや河床勾配の影響により局所的な高速流が作用したこと、水制下流側の洗掘などが原因であると推定される。

4) 水制などの構造物を設置する際には、一般的に用いられる 200m 間隔の 1 次元不等流計算ではなく、平面 2 次元解析を用いて局所的な流速をあらかじめ予測して設計することが望ましい。

参考文献

- 1) 大角 一浩・谷 茂行・橘 翼：手取川自然再生事業－礫河原復元に向けた取り組み－平成 23 年度北陸地整事業研究発表会，
<http://www.hrr.mlit.go.jp/library/kenkyukai/h23/kankyoku/10.pdf>, (2013.2.13 参照)
- 2) 国土開発技術研究センター編：改訂護岸の力学設計法，山海堂，2007.
- 3) 大角 一浩・青木 一典・九田 将茂・山田 達也：手取川自然再生事業－礫河原の復元に向けた取組とモニタリング結果について－，平成 24 年度北陸地整 事業研究発表会，
<http://www.hrr.mlit.go.jp/library/happyoukai/h24/e/15.pdf>, (2013.2.13 参照)
- 4) 長田信寿：一般座標系を用いた平面 2 次元非定常流れの数値解析，水理公式集 例題プログラム集 平成 13 年度版，例題 2-8, 2001.

第7章 おわりに：成果と今後の課題

本論文は、環境面・景観面に優れた自然石を強固に連結した連結石礫を現場で適用するため、河川構造物としてそれらを設置した場合に周囲に発生する流れ場を明らかにし、連結石礫に作用する流体力を正しく評価できる設計手法の確立を目的としている。図-7.1で示すように、実設計のフローの各段階で設計条件の設定のための計算、護岸諸元の照査のための実験を行う必要があり、各段階での課題について抽出した。本研究では、これらの課題を解決するため、以下の三項目について明らかにした。第一に、連結石礫を法覆工や根固工として活用する場合の連結石礫に作用する流体力。第二に、射流場におけるコンクリートブロックと連結石礫それぞれに作用する流体力。第三に、水制や落差工など流れが複雑な場合の連結石礫周辺の流れ場の解明と連結石礫に作用する流体力。

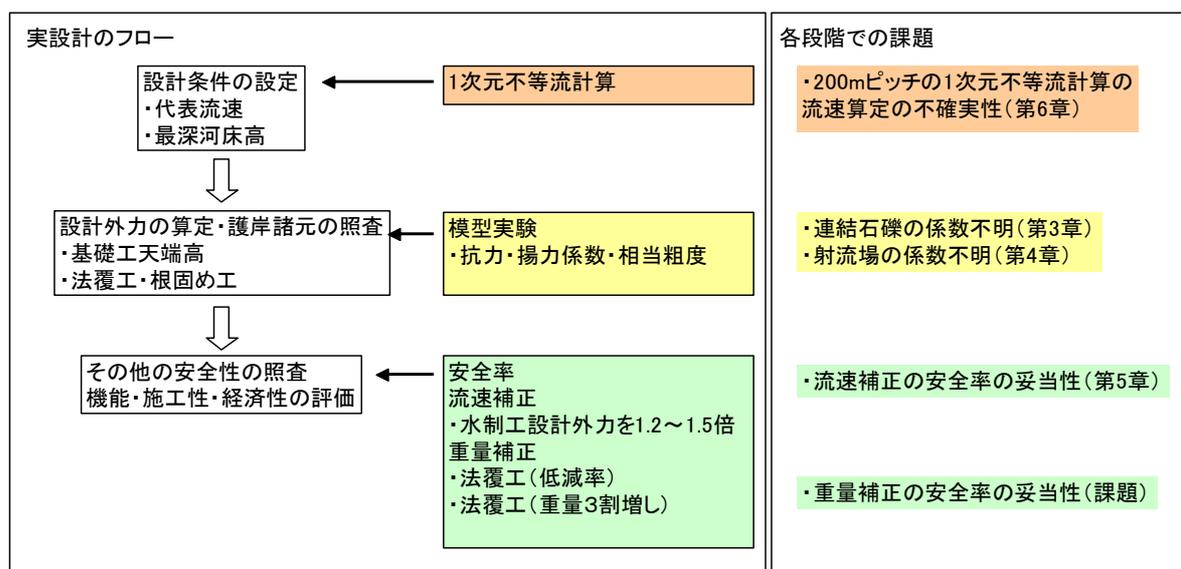


図-7.1 護岸設計のフローと各段階での課題

以下に、各章での検討内容、模型実験、数値解析から得られた知見を要約し、本論文の結論とする。

第1章では、本研究の背景として、環境への配慮を重要視する河川整備・保全が展開される中で、コンクリートブロック製品の開発が始まり、それらの設計手法に関する既往の研究、現在の設計手法について整理した。それを踏まえて、本研究の必要性和目的を述べた。

第2章では、本研究で対象とした連結石礫について、特徴・形状・活用事例について述べた。

第 3 章では、連結石礫を実河川の設計に適用するため、護岸ブロックの水理特性試験法マニュアルに準じて、水理実験を行い、連結石礫に作用する流体力、流速分布、近傍流速の計測を行った。連結による安定性の向上、連結石の透過性による流体力への影響、連結石礫の形状・配置による抗力・揚力の変化について検証を行い、以下のようにまとめた。

- ・ 自然石を単体で設置した場合の水理特性試験により、自然石単体の抗力係数 $C_b=0.53$ 、揚力係数 $C_L=0.31$ という結果が得られた。自然石を用いた水理構造物を設計する際には、自然石の形状、表面の凹凸などを考慮した安全率を導入する必要があることが確認された。
- ・ 石礫の連結数が増え、抗力係数 C_b はほぼ一定値を示し、一方、揚力係数 C_L は、連結しない場合に比較して、連結した場合は揚力係数がかなり小さくなることが確認された。
- ・ 石礫の連結数が増えるほど①めくれ②滑動③抜け出しのいずれの破壊モードに対しても安全性が増すことから、石礫を連結することが破壊に対して有効であることが確認された。
- ・ 石礫間の空間が透過性のある連結石礫と、石礫間の空間を埋めた不透過型の連結石礫の比較を行ったところ、単体設置の場合、抗力係数 C_b 、揚力係数 C_L の透過性の有無による違いが確認できなかった。一方、群体設置の場合、透過型のほうが不透過型より抗力係数 C_b が大きくなり、揚力係数 C_L はほぼ同程度となることが確認された。
- ・ 流速低減の効果の指標とされる相当粗度 k_s は、十字型の連結石礫が、平面型と立体型の連結石礫に比較して大きくなることが確認された。
- ・ 群体設置の場合、平面型と立体型の連結石礫は、コンクリートブロックの抗力係数 C_b を算定する理論式と同様の傾向を示すが、十字型の連結石礫は、コンクリートブロックの抗力係数 C_b を算定する理論式より抗力係数 C_b が大きくなる傾向を示すことが確認された。

第 4 章では、常流場と射流場における抗力・揚力係数の違いを実験的に明らかにするため、射流場で、連結石礫・コンクリートブロックそれぞれに作用する流体力、流速分布、近傍流速の計測を行った。本章で得られた知見は以下のとおりである。

- ・ 単体試験時、フルード数 $F_r=1.5$ 以下の射流場の抗力係数・揚力係数について、連結石礫は、 $C_b=0.695$ 、 $C_L=0.119$ 、コンクリートブロックは、 $C_b=0.736$ 、 $C_L=0.269$ となり、常流場に比較して抗力・揚力係数はやや大きくなる傾向があることが確認できた。
- ・ 群体試験時、フルード数 $F_r=1.4$ 以下の射流場の抗力係数 C_b ・揚力係数 C_L について、相当粗度高さの流速（相当粗度 $k_s >$ 水深 H_d の場合は最大流速）で抗力・揚力係数を算定すると、連結石礫は、 $C_b=0.116$ 、 $C_L=0.020$ 、コンクリートブロックは、 $C_b=0.071$ 、 $C_L=0.045$ となり、常流場の抗力・揚力係数と同程度となる。
- ・ 射流場で護岸・根固めブロックの安定性照査の際、現在、実設計では、常流場と射流場において同様の抗力・揚力係数が用いられているが、射流場のほうが常流場に比較して

単体試験の抗力・揚力係数が大きいことを考慮する必要がある。

第 5 章では、連結石礫を水制工・帯工・落差工などに活用する場合の安全率を検討するため、連結石礫の流体力評価と構造物周辺の流れ場について、実験と数値解析により検証を行った。本章で得られた知見は以下のとおりである。

- ・ 単体試験を応用し、水制工先端を想定した水制タイプと落差工・帯工を想定した落差工タイプの模型の配置において、抗力係数 C_b 、揚力係数 C_L を明らかにした。単体試験の抗力係数 C_b に比較して、落差工タイプは 1.9 倍、水制タイプ上流端は 1.4 倍、水制タイプ下流端は 0.5 倍であることが確認できた。
- ・ 本実験の範囲では、水制や帯工・落差工周辺流速は、接近流速の 1.2 倍程度となることが確認できた。
- ・ 連結石礫による透過型の水制や帯工・落差工を対象とした 3 次元解析の結果、水制による水はね効果、また、落差工周辺の水面形や流況をよく再現できていることが確認された。
- ・ 水理構造物の水理特性値を求める際に重要となる近傍流速は、解析により精度よく再現可能であることが確認できた。これにより、本来実験により計測する近傍流速を解析により得ることが可能である。
- ・ 従来の設計方法では、作用流体力を過大に評価する可能性があった。しかし、水制や帯工・落差工などに立体型連結石礫を用いる場合には、3 次元流体解析などにより設計流速を推定し、安全率として 1.2 倍～1.3 倍程度与え、連結石礫の安定性について評価することで効率的な設計ができる。

第 6 章では、礫河原再生に向けた先駆的な取り組みを行っている石川県の手取川を例に、平面二次元解析を行い、礫河原再生の目的で設置された連結石礫水制群の礫補足効果の検討と、連結石礫水制の設計に用いる設計流速について検討を行った。

- ・ 礫河原再生の目的で設置された連結石礫の水制群について、モニタリングによる検証の結果、水制の設置により礫の補足に効果的であることがわかった。
- ・ 平成 23 年洪水で起きた水裏水制の連結石礫の変形は、水制より下流側に水制が無かったことや河床勾配の影響により局所的な高速流が作用したこと、水制下流側の洗掘などが原因であると推定される。
- ・ 水制などの構造物を設置する際には、一般的に用いられる 200m 間隔の 1 次元不等流計算ではなく、平面 2 次元解析を用いて局所的な流速をあらかじめ予測して設計することが望ましい。

本研究により明らかになった連結石礫の水理特性値により、現地河川での連結石礫の設計が可能となった。連結石礫を水制や落差工として設計する場合の安全率について、適切に評価できるようになった。また、射流場においてもフルード数 $F_r = 1.2$ 以下の場合には、従来の設計手法を適用できることが確認できた。一方、フルード数 F_r が大きい射流場においては、安全率を常流場より大きく設計する必要があることが確認できたが、フルード数と安全率の定量的な評価は十分とは言えない。また、急流河川の床止工などで見られる $F_r = 3$ 程度までフルード数を大きくした検討も必要と考えられる。

また、3次元流体解析により、水理特性値試験における流速分布や近傍流速は精度良く再現できることが確認できたため、今後、抗力・揚力係数の算定まで解析にて求められれば、水理特性値試験を水路実験で行う必要がなくなり、今後の合理的な水理構造物設計に大いに貢献するものである。よって、抗力・揚力係数などの水理特性を3次元流体解析にて再現できるツールの開発が望まれる。

謝辞：

最後になりましたが、本研究を遂行するにあたり、終始一貫して温かいご指導とご教授を賜った前野詩朗教授に深甚なる謝意を表します。前野先生には、岡山大学社会人博士課程入学前より業務においてご相談させていただき、共同研究という形で大変お世話になっていました。その中で、先生から、社会人博士課程へのお話をいただきました。在学中は、丁寧にご指導いただき、業務や体調についても気にかけてくださいました。この機会を与えてくださったこと、常に温かいお言葉をかけていただき、導いてくださったことに本当に感謝いたします。これからどうかよろしくお願い申し上げます。

また、吉田圭介准教授の研究や学生への指導に対する熱意には、強く感銘を受けました。吉田先生には、本研究に関しても、数多くの有益なご助言を賜り、深く感謝いたします。大久保賢治教授には、副査としてご指導をいただいたことに深く感謝いたします。河原長美教授には、入学より2年間、副指導教員としてご指導をいただいたことに深く感謝いたします。

広島大学在学中の恩師、中央大学の福岡捷二教授は、水工学講演会や河川シンポジウムでお目にかかる度に激励の言葉を賜り、深く感謝いたします。

社会人博士課程入学以前より、実験準備や実験方法等に関してご助力いただきました里本公明技官に深く感謝いたします。富田晃生氏、藤原実咲氏、有馬由香氏、玉川勝也氏、瀬島美香氏、高田大資氏はじめ水工学研究室の学生、卒業生の皆様には、数値解析、データ入力、模型実験に対して、多大なるご助力をいただき、深く感謝いたします。

本研究において、モニタリング調査資料、レーダー測定の貴重なデータをお忙しい中、提供してくださった国道交通省北陸地方整備局金沢河川国道事務所の方々、株式会社日本海コンサルタントの方々に深くお礼申し上げます。

社会人博士課程への入学の機会を与えて頂いた日建工学株式会社 行本卓生社長はじめ、ご尽力いただいた社内の皆様に感謝の意を表します。大学への入学の橋渡しをしていただいたのは、山村明前総合技術研究所副所長でした。数年前、山村副所長が前野教授の研究室のドアをノックしていなければ、私のチャレンジは始まりませんでした。心より感謝の意を表します。また、職場の皆様には、業務と研究との両立することへの格別の配慮と惜しみない応援をいただいたことを深く感謝いたします。

最後に、本研究を遂行するにあたり、協力してくださったすべての皆様、応援してくださったすべての皆様、支えてくれた家族にあらためて感謝いたします。