

Kinematic Waveとしての洪水の非定常性が水流の乱れ構造に及ぼす影響の研究

Effect of the Unsteadiness of Flood Waves on their Turbulence Structure

中央大学理工学部 林 泰造 T.Hayashi

中央大学大学院 ○大島正憲 M.Ohshima

1. はじめに

洪水時の大規模乱れ構造の研究は、最近いくつかの実験室で活発になされている。しかし、それらの殆どは洪水時のピーク流量に相当する流量を定常的に流した場合のものであって、洪水の非定常性を取り入れての実験、乱れ計測は未だ殆ど行われていなかったように思われる。本研究では、洪水の非定常性を実物と相似の形で実験に取入れ、洪水に相当する1周期の非定常流を流して乱流計測を行って、増水期と減水期の乱れ特性の相違を明らかにすることを目的とし、実験研究を行った。

2. 実験装置及び実験方法

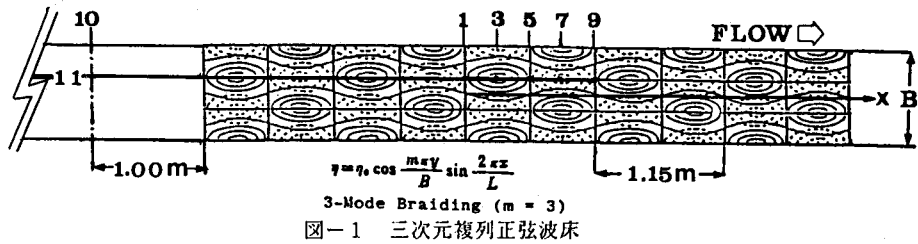
実験に用いた水路は全長19.0m、幅40.0cmの循環式可変勾配水路で、上流端より8.75mの所から図-1に示すような複列3次元正弦波形5波長分を設置してある。この河床波の主流方向及び横断方向の波長はそれぞれ $\lambda=115\text{cm}$ 、 $\lambda_y=B/3=26.7\text{cm}$ 、波形の全振幅は $2\eta_0=1.68\text{cm}$ である。河床波の上流側、下流側はアルミ板を設置し滑面平坦床となっていて、河床波との接続部は、滑らかに移り変わるようになっている。循環管路には流量を調節するバルブを設置し、これをサーボ駆動装置により遠隔操作を行う。洪水波の非定常性は、林(1951)による無次元パラメータ $\sigma=\sqrt{-\ddot{h}p/g}/I$ の値を実物値の範囲と一致させることにより相似性をあわせた。但し、 $\ddot{h}p=\partial^2 h/\partial t^2$ 。本実験における水理条件は表-1に示される。複列正弦波上の流れの乱流計測は

表-1 水理条件

河床勾配 $I = 1/2,300$	
流量 <ベース・フロー>	$Q_b = 2.35 \text{ l/s}$
<ピーク・フロー>	$Q_p = 6.04 \text{ l/s}$
$\ddot{h} = -5.06 \times 10^{-4} \text{ cm/s}^2$	$\sigma = 1.65$
(1)三次元複列正弦波上の流れ	
<ベース・フロー>	<ピーク・フロー>
平均水深 $H_b = 3.43 \text{ cm}$	$H_p = 5.48 \text{ cm}$
断面平均流速 $U_{mb} = 17.13 \text{ cm/s}$	$U_{mp} = 27.55 \text{ cm/s}$
フルード数 $Fr_b = 0.295$	$Fr_p = 0.376$
レイノルズ数 $Re_b = 5,341$	$Re_p = 13,725$
	摩擦速度 $U_{*p} = 1.39 \text{ cm/s}$
(2)平坦床上の流れ	
<ベース・フロー>	<ピーク・フロー>
平均水深 $H_b = 3.42 \text{ cm}$	$H_p = 5.47 \text{ cm}$
断面平均流速 $U_{mb} = 17.18 \text{ cm/s}$	$U_{mp} = 27.61 \text{ cm/s}$
フルード数 $Fr_b = 0.297$	$Fr_p = 0.376$
レイノルズ数 $Re_b = 5,341$	$Re_p = 13,725$
	摩擦速度 $U_{*p} = 1.39 \text{ cm/s}$

図-1中に示す1, 3, 5, 7, 及び9の各断面と11の縦断面との交線がなす鉛直線上で平均河床高より1.71cm(ベース・フロー水深の1/2)上方の点を測点として、主流方向成分U、鉛直方向成分Vを測

定し、同時に容量式波高計により水面形を記録する。洪水波の周期は4分とし、波高計の電圧が元に戻るまで（約6分30秒）データレコーダーに記録した。



3. 非定常流のデータ解析方法

記録したデータを変動量解析装置（MELCOM70/35）によりサンプリング周波数200Hzで360sec間のA/D変換を連続して行い、大型電子計算機（FACOM 9450）により統計処理を行った。乱れ変動流速の分離法においては、重み無し移動平均法を用い、次のように分離した。

$$\left. \begin{aligned} U &= \langle U \rangle + u' \\ V &= v' \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

ここに、 $\langle U \rangle$ ：移動平均流速で本研究では191個（0.955sec間）ずつをとっての移動平均値、 u' 及び v' ：主流方向及び鉛直方向の各乱れ変動流速。

データ解析に当たっては、波高の最高値をピークとしてそこで配列変換を行い、増水期と減水期とに分割して計算を行った。

図-2は表-1の実験ケースについて式（1）により計算された $\langle U \rangle$ ， u' 及び v' の値を、水深Hの記録とともに時系列で示したものである。

u' のr.m.s.は図-2の u' 及び v' の時系列より次の式で計算した。 v' のr.m.s.も同様である。

$$\sqrt{\overline{(u'(t))^2}} = \left(\frac{1}{2N} \sum_{j=1}^{2N+1} [u'(t - N\Delta t + (j-1)\Delta t)]^2 \right)^{1/2} \dots\dots (2)$$

において $\Delta t = 0.05\text{sec}$ （サンプリング周波数200Hz）， N としては次の2種類の値をとる。

- a) $N = 1201$ （6sec間の サンプリング データ個数）
- b) $N = 191$ （0.955sec間の サンプリング データ個数）

4. 実験結果

(1) 増水期と減水期の乱流特性とNの値

図-3は断面1， $z = 1.44\text{cm}$ におけるもので、同図(a),(b),(c)及び(d)は表-1の洪水の1サイクルにおける $N = 1201$ （6sec 間ごとの平均値）として計算した場合の $\langle U \rangle / U_{mp}$ ， $\sqrt{u'^2} / U_{xp}$ ， $-\overline{u'v'} / U_{xp}^2$ の値の変化を示したものである。同図において、同一水深における洪水の増水期と減水期の流速を比較すると、確かに増水期の方が大きくなっていることが認められ、水位のピークの出現以前に、流速、従って流量のピークが現れるという従来の知見が確かめられた。同様の大小関係は、 u' ， v' のr.m.s.についても認められる。しかし、新たに興味があるのは同図(d)に示されるレイノルズ応力である。増水期のレイノルズ応力は減水期のそれに比べて2倍以上も大きくその差は歴然としている。

図-4は図-3と比較するために $N = 191$ （0.955sec 間の平均値）ととして計算した場合のものである。この図では図-3では見られなかった細かな変化が現れている。特に $\sqrt{v'^2} / U_{xp}$ 及び $-\overline{u'v'} / U_{xp}^2$ について、それらに対応する図-3の図との差は顕著で、減水期の値は比較的小となしくまとまりを見せているのに対して、増水期の値は単により大きくなっているだけでなくそのバラつきが大きい。

このように、図-3と図-4との比較から乱流特性の把握には $N = 191$ とした場合の方が適当であると

考えられたので、以下には紙面の関係上 $N = 191$ として計算したもののみを掲載し、それらに基づいて増水期と減水期の乱流特性の比較検討を行うこととする。

(2) 3次元複列河床波上の洪水時の乱流特性の変化

図-1の断面3, 5, 7でいずれも平均河床上の高さ $z = 1.71 \text{ cm}$ の測点における図-4と同じ諸量の洪水1サイクルにおける変化を示したものが、それぞれ図-5, 6, 7である。断面1の値(図-4)と比べると河床波の山上の諸量(図-5)が一般的には断面1, 5の値よりは大きくなっているが、レイノルズ応力に関しては河床波の谷部断面7におけるものが最も大きいものとなっていることが注目される。

しかし、何れの断面においても増水期の諸量の方が減水期の諸量に比べて大きく、またそのバラつき幅も大きい。そしてこのことはレイノルズ応力について特に顕著である。

(3) 平坦河床上の洪水時乱流特性との比較

3次元複列河床波上の流れでは空間的な

加速、減速を繰り返しているの、その空間的な加速、減速の影響を取り除き洪水波の非定常性の影響のみを取り出して検討できるように、平坦河床上の断面10, 2の値は断面1, 3, 5, 7における同じく $z = 1.71 \text{ cm}$ における計測を行った。結果は図-8に示される。この図から、河床波上の洪水流の場合と同じく、増水期における乱流諸量の大きさは減水期のそれよりも大きく、特にそのことはレイノルズ応力について顕著であることがわかる。

(4) u 及び v のパワースペクトル

図-2の u 及び v の時系列のデータからFFT法によりパワースペクトルを求めた。この場合、水位がピーク値をとる前後の次の範囲にあるときのスペクトルを増水期及び減水期別に計算し、図示した。

- 1) $0.8 H_p < H < 0.9 H_p$
- 2) $0.9 H_p < H < H_p$

図-9(a), (b)は断面1, $z = 1.71 \text{ cm}$ における上記1)を満たす洪水期間中の u 及び v のパワースペクトルを示したものである。 v のスペクトル値は u のそれより1桁近く小さく、また減水期の u のスペクトルは増水期のその $1/3$ 程度に小さい。

上記2)を満たす洪水期間中の値も同様の傾向を示すが紙面の関係で省略する。

図-10(a), (b)は平坦床上的断面10, $z = 1.71 \text{ cm}$ における u , v の同様のパワースペクトルである。これは断面1におけるスペクトル(図-9)と u のスペクトルの低周波側の一部を除いては図-10の(a), (b)共に図-9の(a), (b)と殆ど変わりがなく、平坦床上においても非定常性の影響は顕著に現れていることが認められる。

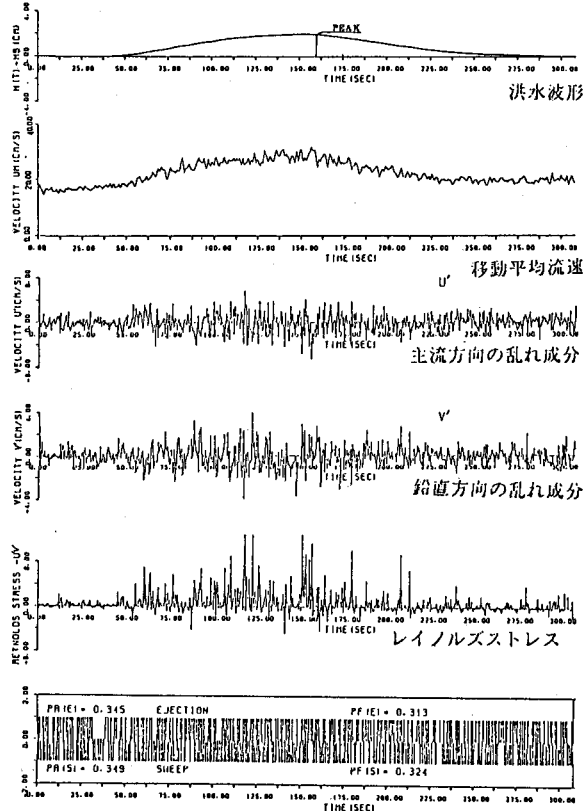


図-2 乱流特性の時系列
Ejection, Sweepの生起分布

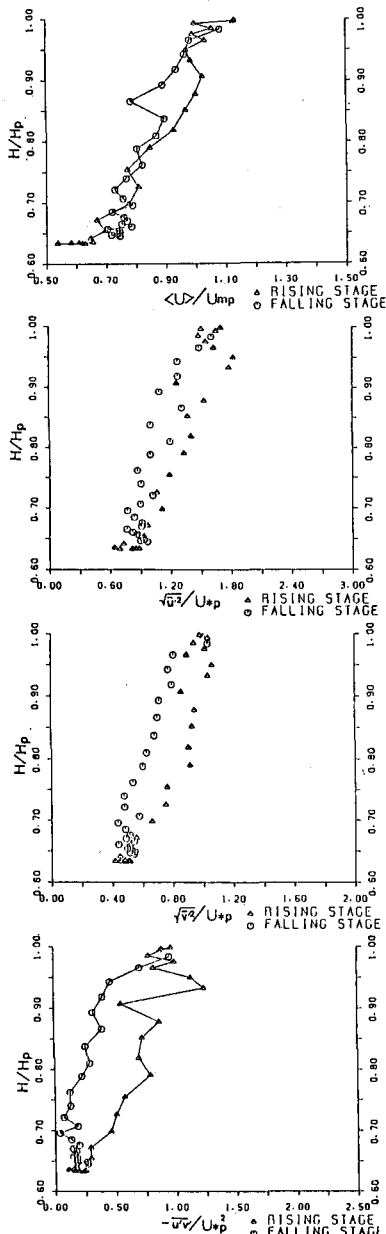


図-3 洪水の1サイクルの乱れの変化
(断面1 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 1201$)

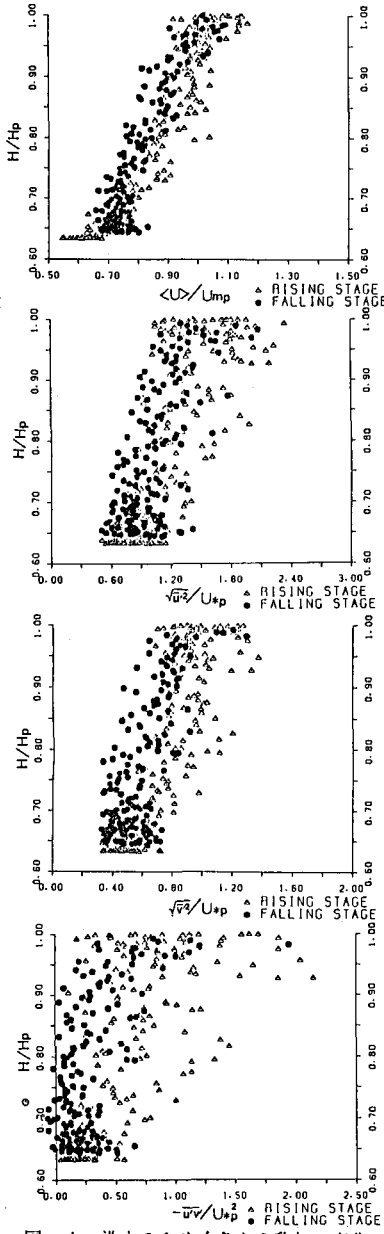


図-4 洪水の1サイクルの乱れの変化
(断面1 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 191$)

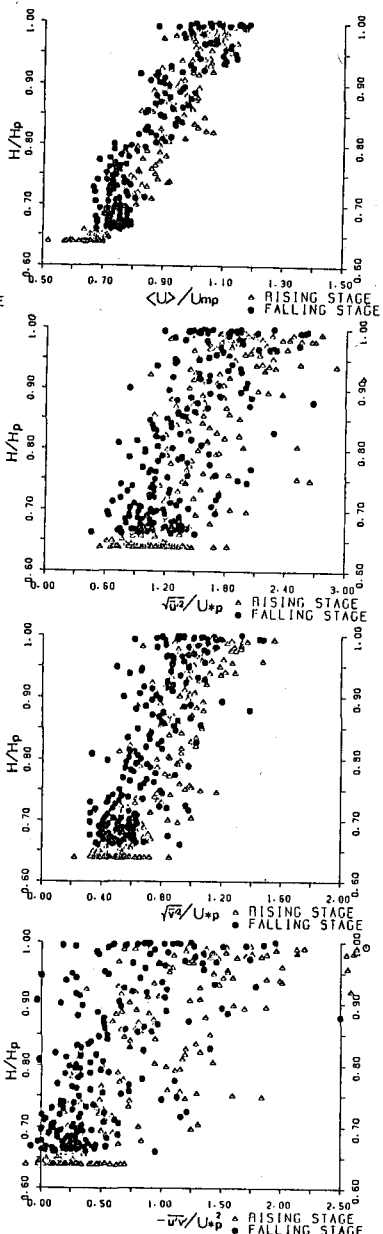


図-5 洪水の1サイクルの乱れの変化
(断面3 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 191$)

5. 乱れに対する洪水波の非定常性の影響についての考察

図-11に示すように、増水区間及び減水区間ではそれぞれ $dp/dx > 0$ 及び $dp/dx < 0$ である。Kline et al.(1967)は dp/dx を無次元化したパラメータとして

$$K = -(\nu / \rho U_{\infty}^3) dp/dx \quad \dots\dots (3)$$

を提案し $K \times 10^6 = -1 \sim +3$ の間の実験を行い、 K の負の値が乱れの発生に顕著な影響を及ぼし、逆に K の正の値は乱れに抑制効果を及ぼし、 $K \times 10^6 > 3.5$ で再層流化が起こるに至ることを平板境界層の実験から示している。

本研究の場合には式(3)の p 及び H として

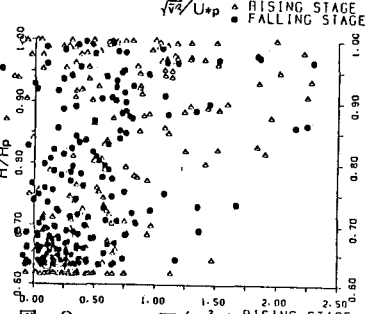
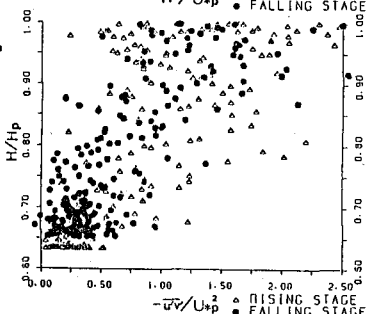
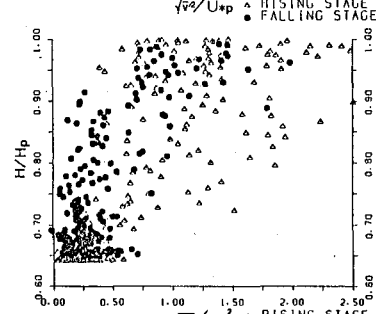
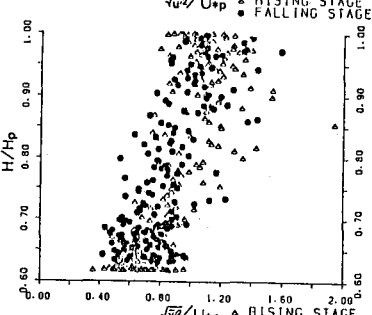
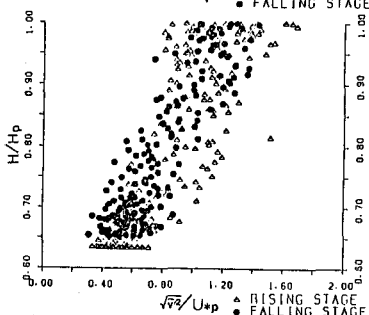
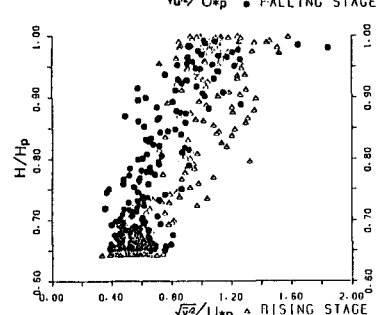
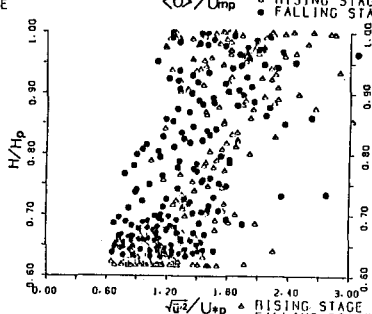
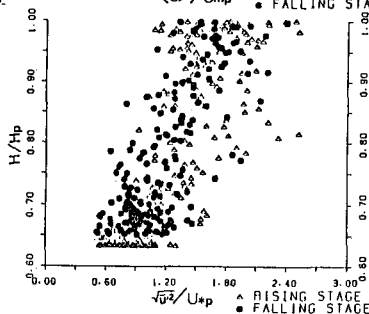
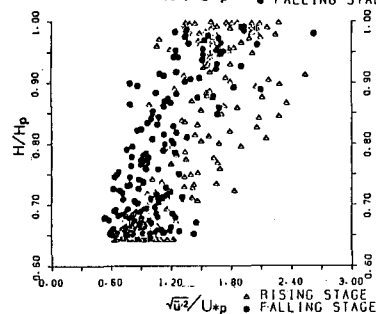
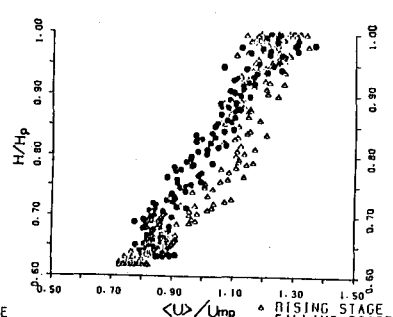
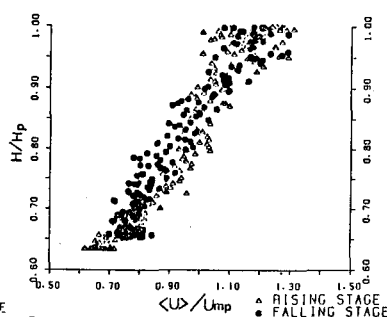
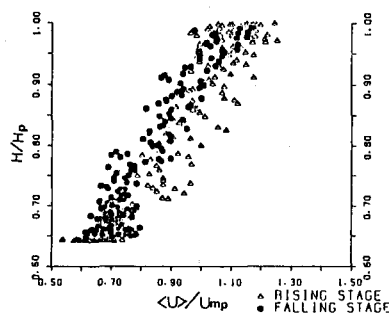


図-6 洪水の1サイクルの乱れの変化
(断面5 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 191$)

図-7 洪水の1サイクルの乱れの変化
(断面7 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 191$)

図-8 洪水の1サイクルの乱れの変化(断面10
 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 191$)

$$p = \rho g(H-z), \quad H = f(x-ct)$$

..... (4)

とおく。但し、 c : Kleitz - Seddon の洪水波の波速 $= kU_m$ 。式 (4) の2つの関係式を式 (3) に代入し、また、 $U_\infty/U_m = \alpha_1$ とおくと

$$k = -(\nu g / \alpha_1^3 k U_m^4) \partial h / \partial t$$

..... (5)

となる。上式に $\alpha_1 = 1.15$, $k = 5/3$, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, $U_m = 0.276 \text{ m/s}$, $\partial h / \partial t \sim \pm 2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ の数値を代入すると

$$k \times 10^6 = -0.133 \sim +0.133$$

となり、Kline 等の実験範囲の一部分を占めており、本実験の洪水波の非定常性が乱れの増減に優に顕著な影響を及ぼすものであることの理由がこの点からも納得される。

今後は洪水波の乱れの非定常性の变化と浮遊土砂量濃度（吉川 1954，木下 1984）との関係や礫床河川の掃流砂量（Graf - Suszka 1985,1987）との関係等についても考えてゆきたい。

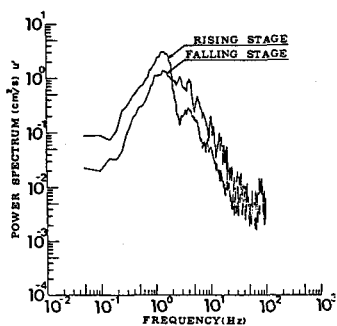


図-9 パワースペクトル
(断面1 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 191$)

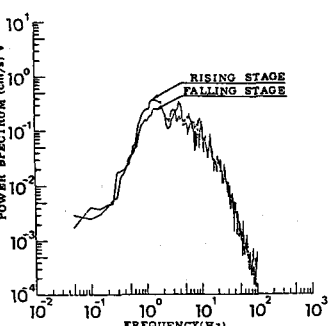
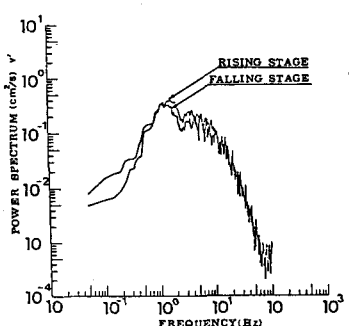


図-10 パワースペクトル
(断面10 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 191$)

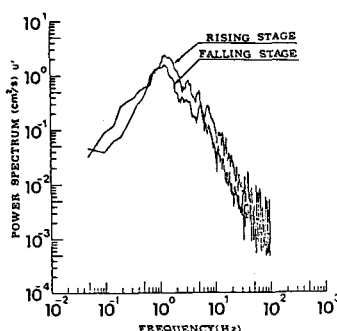


図-10 パワースペクトル
(断面10 $z = 1.71 \text{ cm}$, $N = 191$)

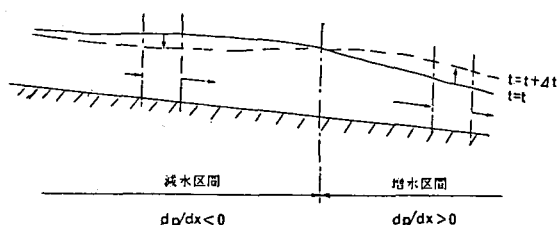


図-11

6. 謝辞

本研究の一部は文部省科学研究費自然災害特別研究「沖積河川における洪水流の制御と治水安全度の向上に関する研究」（代表研究者 北大 岸 力教授）によりなされたものである。データ解析に当たっては、中大数学科 大橋正和講師より多くの有益な助言を受けた。また実験解析には、中大大学院 緒方 泰、学部学生 平山 豊、深谷一仁、村上真人、吉田一穂の諸君が熱心に協力せられた。記して深甚なる謝意を表する。

7. 参考文献

- 1) T.Hayashi, Mathematical theory of flood waves, Proc. First Japan Nat. Congr. for App. Mech., 1951, p.431.
- 2) S.J.Kline, W.C.Reynolds, F.A.Shraub and P.W.Runstadler, The structure of turbulent boundary layers, JFM, vol.30, Pt.4, 1967, pp.741-773.
- 3) 吉川秀夫, 洪水時の河川浮遊土砂量の変化について, 建設省土木研究所報告 N0, 87, 1954, pp.97-101
- 4) 木下良作, 航空写真による洪水流解析の現状と今後の課題, 土木学会論文集 N0, 345/II-2, 1984
- 5) W.H.Graf and L.Suszka, Unsteady flow and its effect on sediment transport, Proc. 21st Congr. of IAHR, Melbourne, vol.3, 1985, pp.539-544.
- 6) L.Suszka and W.H.Graf, Sediment transport in steep channels at unsteady flow, Proc 22nd Congr. of IAHR, Topics in Fluvial Hyd., 1987, pp.166-170.