

8. 沿岸湖沼に突入する津波による底面形状画像計測

8.1 はじめに

沿岸湖沼の地形学的条件，湖底の浸食・堆積状況，津波堆積物の層厚などと津波外力の関係を明らかにするために，次章では移動床実験を実施し，津波が沿岸湖沼に突入することによる湖底の浸食・堆積過程を明らかにする．本実験で得られた水理特性が，沿岸湖沼の湖底の浸食・堆積，および津波堆積物の形成とどのような関係があるのかを，実験的に検討していく．

前章では，湖沼を模した地形における固定床実験の水理特性について議論したが，本章では，湖沼内を移動床条件とした実験を実施し，実験前後での底面形状の計測・比較を行い，段波の作用により生じた地形変化の定量化を行う．このために，プロジェクターおよびデジタルカメラを用いた3次元表面形状画像計測法を適用し，実験前後における移動床部の底面形状を面的に計測し，地形変化量の水平分布を高精度かつ高効率に取得することを目的とする．

8.2 移動床実験の概要

水理実験は，全長 17 m，幅 0.3 m の鋼矩形断面 1 次元水槽を用いた．水路の概略を図 8-1 に示す．津波氾濫流はゲート急開により再現した．ゲート下流 4 m 位置から 1/30 の斜面，浜堤を円弧地形で模した．また浜堤背後には全長 5 m の湖沼が設置してある．図中の H_U は貯留水深であり，Case-1 から 3 までそれぞれ 0.30，0.35，0.40 m と水位を変化させることにより，段波強度を変化させた． D_p は湖沼水深であり，0.025 m とした．水路下流端には斜面直後に設置したものと同様の円弧地形を設置し，円弧地形を越えた津波は自由に越流することができる場合のみ実施した．

本実験の湖沼には，豊浦標準砂を敷き詰めた．また，湖沼低床の変化に関する計測は，段波の氾濫が終息してから，5 mm 医療用チューブを用いて低床を乱さないように排水し，その後に 3 次元表面形状画像計測を実施した．

本実験の模型縮尺は 1/100 としている．現地スケールで 2.5 m 程度の湖沼水深であり，実際の沿岸湖沼水深（大分県龍神池や高知県蟹ヶ池）に対応する．

$$\mathbf{B} = \begin{pmatrix} x'_c(O_{cx}k_{cx} + O_{cy}k_{cy} + O_{cz}k_{cz}) - f_c(O_{cx}i_{cx} + O_{cy}i_{cy} + O_{cz}i_{cz}) \\ y'_c(O_{cx}k_{cx} + O_{cy}k_{cy} + O_{cz}k_{cz}) - f_c(O_{cx}j_{cx} + O_{cy}j_{cy} + O_{cz}j_{cz}) \\ x'_p(O_{px}k_{px} + O_{py}k_{py} + O_{pz}k_{pz}) - f_p(O_{px}i_{px} + O_{py}i_{py} + O_{pz}i_{pz}) \\ y'_p(O_{px}k_{px} + O_{py}k_{py} + O_{pz}k_{pz}) - f_p(O_{px}j_{px} + O_{py}j_{py} + O_{pz}j_{pz}) \end{pmatrix} \quad (8-4)$$

ここで $\mathbf{O}_c = (O_{cx}, O_{cy}, O_{cz})$, $\mathbf{O}_p = (O_{px}, O_{py}, O_{pz})$ はそれぞれカメラ座標系およびプロジェクタ座標系の原点, $\mathbf{i}_c = (i_{cx}, i_{cy}, i_{cz})$, $\mathbf{j}_c = (j_{cx}, j_{cy}, j_{cz})$, $\mathbf{k}_c = (k_{cx}, k_{cy}, k_{cz})$ はカメラ座標系の各方向単位ベクトル, $\mathbf{i}_p = (i_{px}, i_{py}, i_{pz})$, $\mathbf{j}_p = (j_{px}, j_{py}, j_{pz})$, $\mathbf{k}_p = (k_{px}, k_{py}, k_{pz})$ はプロジェクタ座標系の各方向単位ベクトル, f_c および f_p はそれぞれカメラおよびプロジェクタの焦点距離である. 詳細は Watanabe et al. (2011) を参照されたい.

撮影画像中の各カラーブロックに対し色配列パターンをもとに投影画像中における対応するカラーブロックを特定し, それぞれの画像内における重心座標を式(8-1)に与えて解くことで, その物体表面上における3次元実座標を計算する.

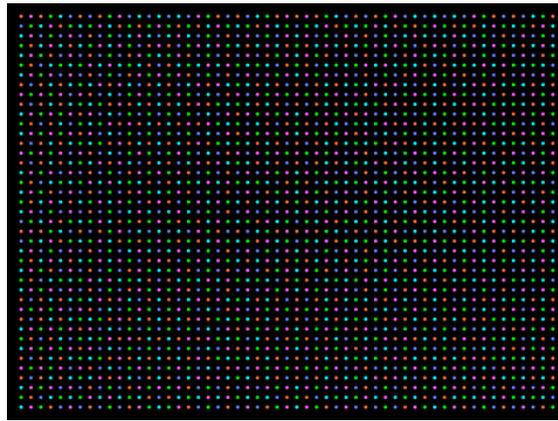


図 8-2 プロジェクターから照射するカラーパターン

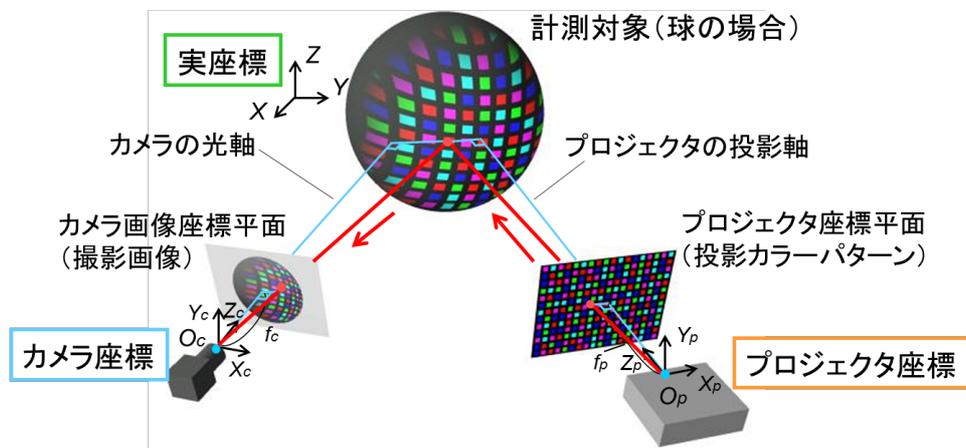


図 8-3 ピンホールモデルを適用した計測アルゴリズムのイメージ

(2)計測条件

本実験では水路上方にカメラ（ナック社製 MEMRECAM GX-3）およびプロジェクター（エプソン社製 EB-1960）を設置して計測を行う（図 8-4）．カメラの撮影解像度を 1280 x 1024，露光時間 1/100 秒とし撮影を行った（図 8-5）．プロジェクターからのカラーパターンの照射範囲は水路延長方向におよそ 40cm であり，表面上でのカラーブロック間隔，すなわち計測点間隔は約 1cm 程度である．移動床上流側端部から下流側におよそ 40cm 間隔でカメラおよびプロジェクターを移動させ計測を行い，移動床部のほぼ全域について計測を行った．なお水面による光の屈折の影響を避けるため，本実験では段波作用前後についてそれぞれ水を抜いて底面が露出している状態で計測を行った．

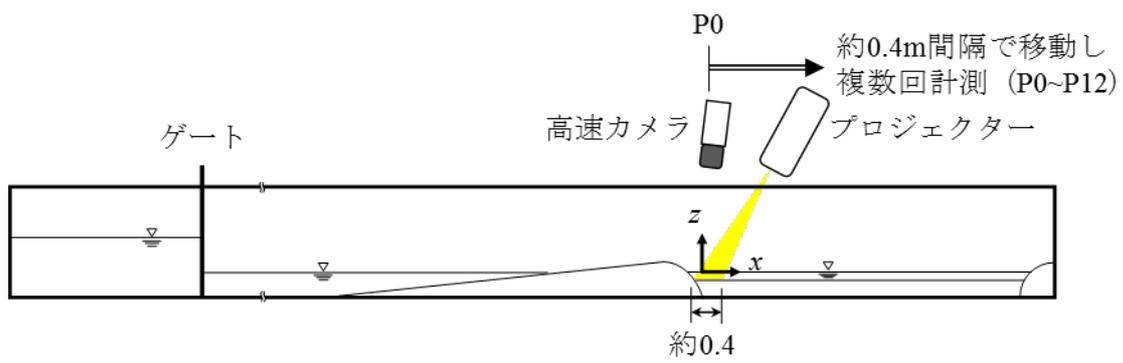


図 8-4 カメラおよびプロジェクターの設置条件

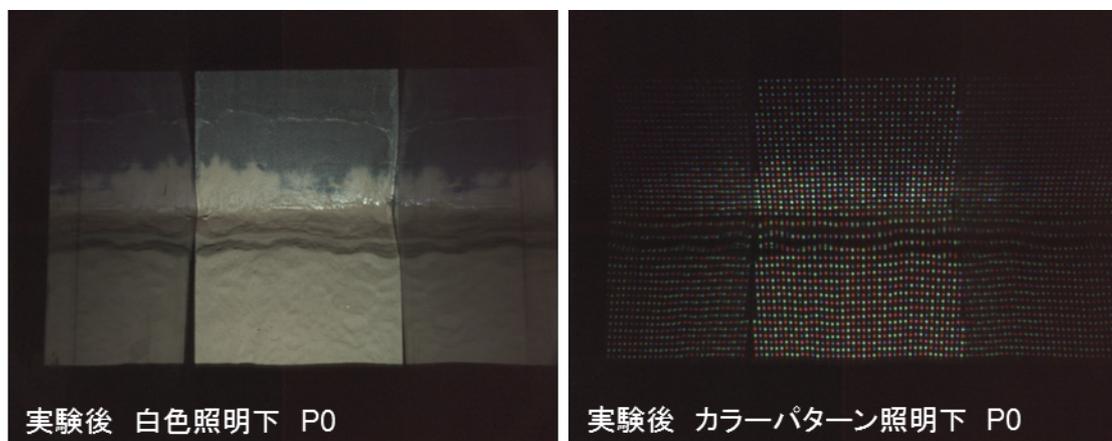


図 8-5 計測用のカメラによる撮影画像例

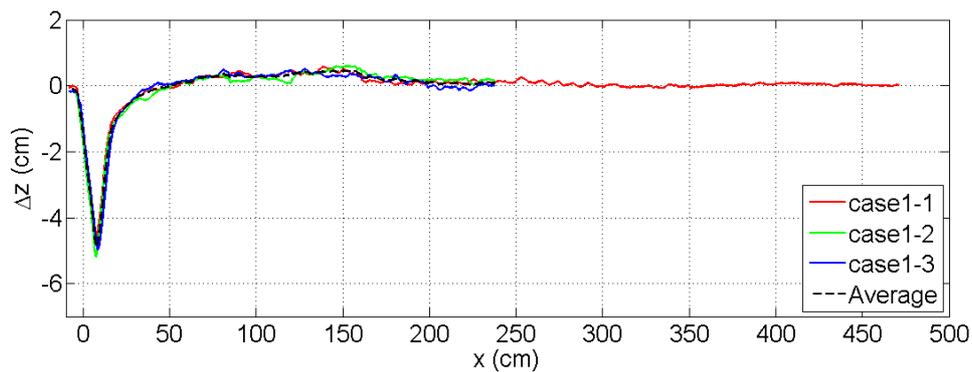
8.4 計測結果

(1) 計測の再現性

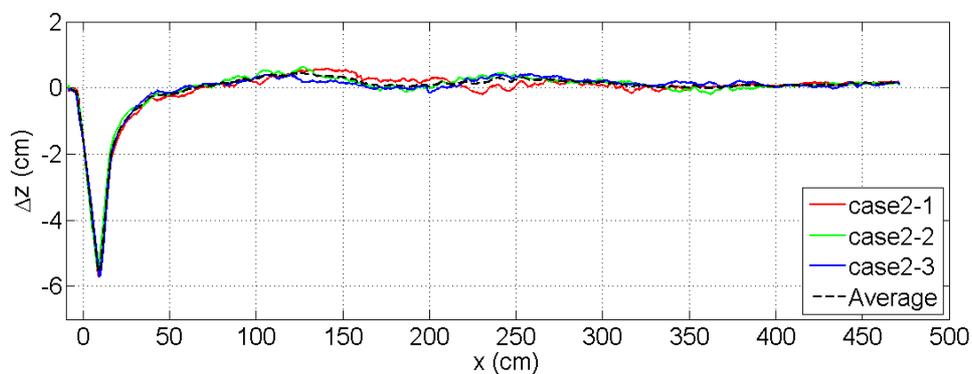
図 8-6 に 3 次元表面形状画像計測の再現性による低床プロファイルの再現性を示す。このプロファイルは水路横断方向の平均値を示し、 ΔZ は段波氾濫前のプロファイルから氾濫後のプロファイルの差、 X は湖沼海側端を基準とした距離を示す。図から、各ケースともに、浜堤背後の洗掘坑の再現性は良好といける。一方、洗掘坑背後の堆積区間ではバラツキは大きいものの、大局的な傾向としては再現していることがわかる。

(2) 計測結果の比較

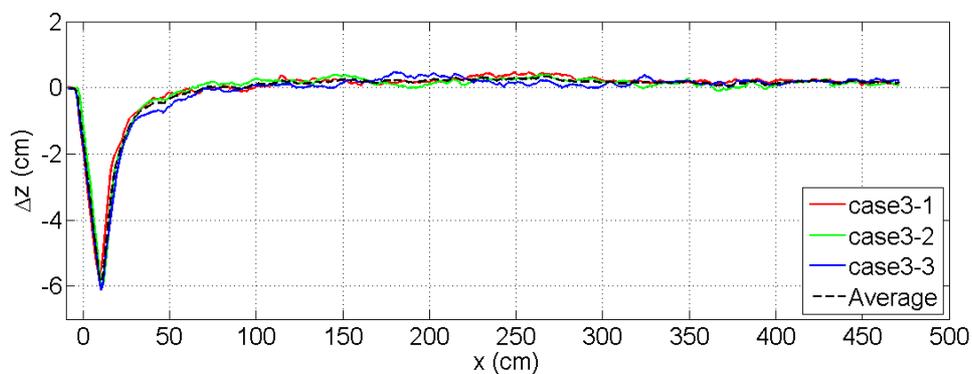
図 8-7 各ケースの低床プロファイルの比較を示す。外力が大きくなるほど、洗掘坑深さは深くなる傾向にあり、その幅も拡大することがわかる。浜堤背後で洗掘された土砂は、下流側で堆積し、Case-1 は $50 \text{ cm} < X < 200 \text{ cm}$ 、Case-2 は $70 \text{ cm} < X < 350 \text{ cm}$ 、Case-3 は $80 \text{ cm} < X < 400 \text{ cm}$ の区間で堆積していることがわかる。



(a) Case-1



(b) Case-2



(c) Case-3

図 8-6 3次元表面形状画像計測による低床プロファイルの再現性

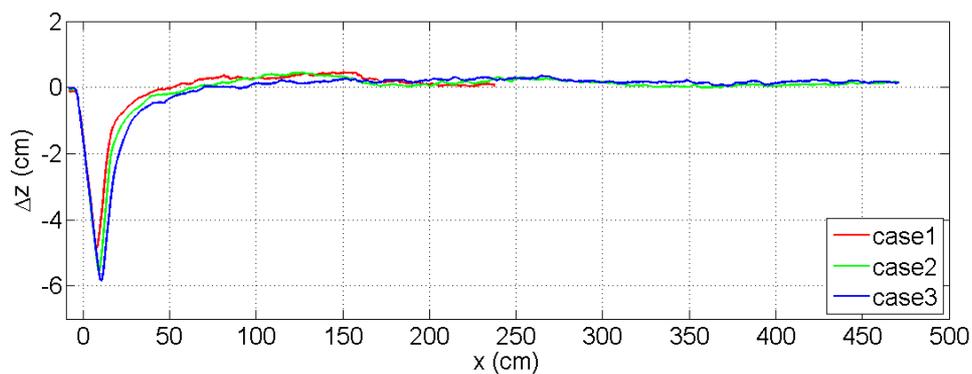


図 8-7 各ケースの低床プロファイルの比較

8.5 おわりに

湖沼に突入する段波の移動床実験において、底床プロファイルを計測するために、プロジェクターおよびデジタルカメラを用いた3次元表面形状画像計測法を適用し、実験前後における移動床部の底面形状を面的に計測することを可能とした。

本実験条件において、洗掘坑の実験再現性は良好であったが、堆積分布においては、ばらつく傾向にあることがわかった。本実験条件としては、湖沼水深が0.025 mの場合のみであるため、湖沼水深を固定床実験と同様に、0.05 mや0.1 mの場合でも実施し、洗掘坑の発達や堆積分布がどのように変化するか、検討する必要がある。

参考文献

Watanabe, Y., Y.Mitobe, K.Oshima: An imaging technique for measuring wave surface shapes, *Coastal Engineering Journal*, Vol.53, No.4, pp.549-565, 2011

9. 海底での砂移動に関する基礎的水理実験

9.1 はじめに

海底での土砂輸送に関する水理実験では、砂粒子と流体の相互関係を調べることを目的としている。そこで、水平循環式管水路を用いて津波来襲時を想定した流れを発生させ、砂粒子を含まない条件（以下、固定床条件）および砂粒子を底面に敷き詰めて移動させる（以下、移動床条件）において、以下のような基礎的な水理実験を実施した。

海底での砂移動を評価するためには流速の鉛直分布が重要であるため、水理実験ではPIVがよく使用されている。しかし、津波による砂移動に関する水理実験では海底付近での浮遊砂濃度が極めて高くなるため、まず固定床条件にPIVを適用して外力と流況の関係を求めた後、移動床条件で外力と砂移動の関係を調べる方法が一般的である（例えば、高橋ら、1999；高橋ら、2011）。すなわち、固定床条件と移動床条件の2段階で実験を行って、外力を介して間接的に海底付近での流況と砂移動の関係を求めている。そこで、本研究では浮遊砂濃度が高くなる移動床条件にPIVを適用し、固定床条件との比較を行うことにより、海底付近での流況と砂移動の同時計測の可能性を調べた。

9.2 実験装置

図9-1に使用した水平循環式の管水路を示す。2台のポンプ（Pump AおよびB）の下流側にバルブ（Valve AおよびB）を設置し、バルブの開度により外力の制御を行った。バルブの下流側には砂床区間を設け、砂量を変化させた。測定機器としては、砂床区間に流況確認用のビデオカメラ、半周した向かい側にPIV用のビデオカメラを設置した。また、PIVでの結果を検証するために、PIV用ビデオカメラの下流側に電磁流速計を設置した。

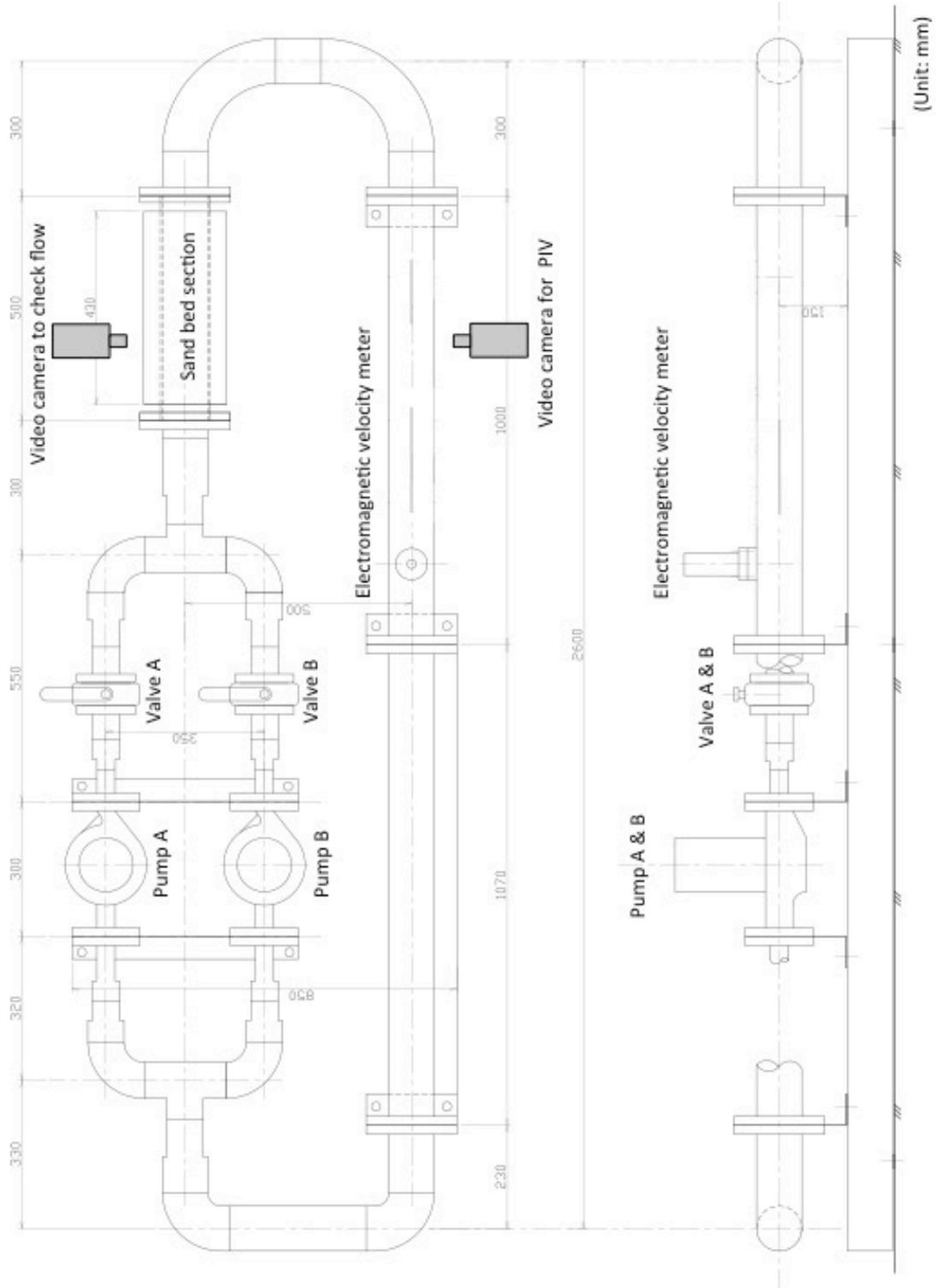


図 9-1 海底での砂移動に関する実験装置

9.3 固定床条件および移動床条件による PIV の比較

両バルブの開度 100%で管水路に通水し、PIV 用の動画を撮影した。また、固定床条件では検証用の電磁流速計の測定も行った。両データとも定常状態での流速を解析している。

固定床条件での PIV では、通常の PIV 用のポリエチレン製トレーサーを使用した。図 9-2 に PIV の一次解析結果を示す。横軸に動画の撮影フレーム、縦軸に流速を示す。撮影は 250 フレーム/秒で行っているため、1 フレームは 0.004 秒となる。凡例に示した格子番号は PIV により粒子群を追跡する格子を示しており、格子間隔は 0.1mm である。自由水面を持たない管水路であるが、実際には若干の空気が管水路の上部に残っているため、流水中にも気泡が混入している。解析格子にこの気泡が重なると異常値となるため 0m/s となる。よって、図 9-2 のグラフは振動しているように見えるが、異常値でないフレームでの流速値はほぼ一定しており、定常状態であることがわかる。固定床条件での PIV から求められた管水路中心分での定常流速は 1.18m/s であり、電磁流速計で求めた定常流速が 1.14m/s であるから、高い精度を有していると言える。

移動床条件では砂量 16.5kg を砂床区間に敷き詰めた。管水路の延長は 7.87m、内径は 0.1m、砂の密度は 2.65kg/m³ であるから、全て浮遊した場合の浮遊砂濃度は約 1%となる。両バルブの開度 100%で通水を開始し、流れが定常状態になっているだけでなく、浮遊砂濃度も一定になった状態で PIV 用の動画を撮影した。図 9-3 に移動床条件での PIV の一次解析結果を示す。図 9-2 と同様に、気泡による異常値が発生したフレームを除くとほぼ定常状態であることがわかる。そして、管水路中心部での定常流速は 1.09m/s であり、固定床条件での PIV 解析結果および電磁流速計による測定結果と比較して十分な測定精度を有していると考えられる。

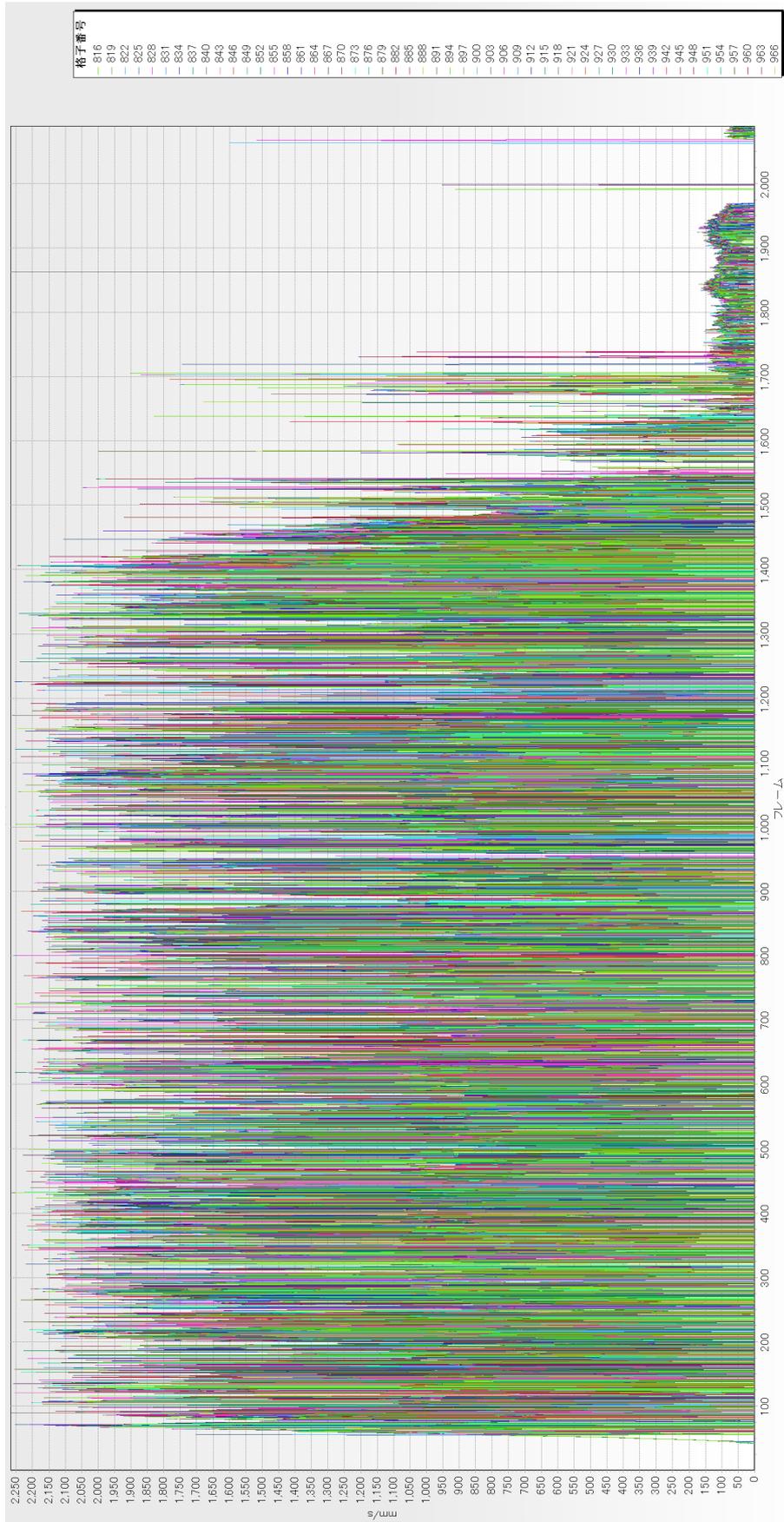


図 9-2 固定床条件での PIV の一次解析結果



図 9-3 移動床条件での PIV の一次解析結果

9.4 おわりに

海底での砂移動に関する基礎的な水理実験として、水平循環式管水路を用いて、移動床条件へのPIV適用の可能性を調べた。その結果、移動床条件でのPIVから求めた管水路中心部での定常流速は、固定床条件でのPIV解析結果および電磁流速計による測定結果と比較して十分な測定精度を有している結果となった。ただし、固定床条件でのPIV解析結果と比較して若干流速値が低下しているため、この原因を検討する必要がある。また、今回は浮遊砂濃度1%で実験を行っているが、それ以外の濃度においてもPIVによる測定が可能であるかを確かめる必要がある。

参考文献

- 高橋智幸，首藤伸夫，今村文彦，浅井大輔，1999，掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発，海岸工学論文集，第46巻，pp.606-610.
- 高橋智幸，黒川貴博，藤田将孝，島田広昭，2011，津波による土砂移動の粒径依存性に関する水理実験，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol. 67，No. 2，pp. I_231-I_235.

10. 飽和浮遊砂濃度に関する基礎的水理実験

10.1 はじめに

津波が浅海域に達すると大きな乱れにより大量の浮遊砂が発生する。しかし、水中の砂粒子が多くなり過ぎると乱れが抑制されるため、無限に砂粒子を浮遊状態に保持することはできない。すなわち飽和浮遊砂濃度が存在すると考えられる。

津波による砂移動シミュレーションの多くでは飽和浮遊砂濃度を定数として扱っているが（例えば、森下・高橋，2014a），実際には流況に応じて変化するはずである（森下・高橋，2014b）。そこで，本研究では流速を飽和浮遊砂濃度の関係に関する基礎的な水理実験を実施した。

10.2 実験装置

津波による強い流れを定常的に発生させるために，図 10-1 に示す水平循環式の管水路を使用した。管水路には 2 台のポンプ（Pump A および B）が設置し，それらの下流側には流量を制御するバルブ（Valve A および B）が接続した。バルブの下流側には砂床区間を設け，管水路内に投入する砂量を変化させた。測定機器としては，砂床区間に流況確認用のビデオカメラ，半周した向かい側に電磁流速計を設置した。

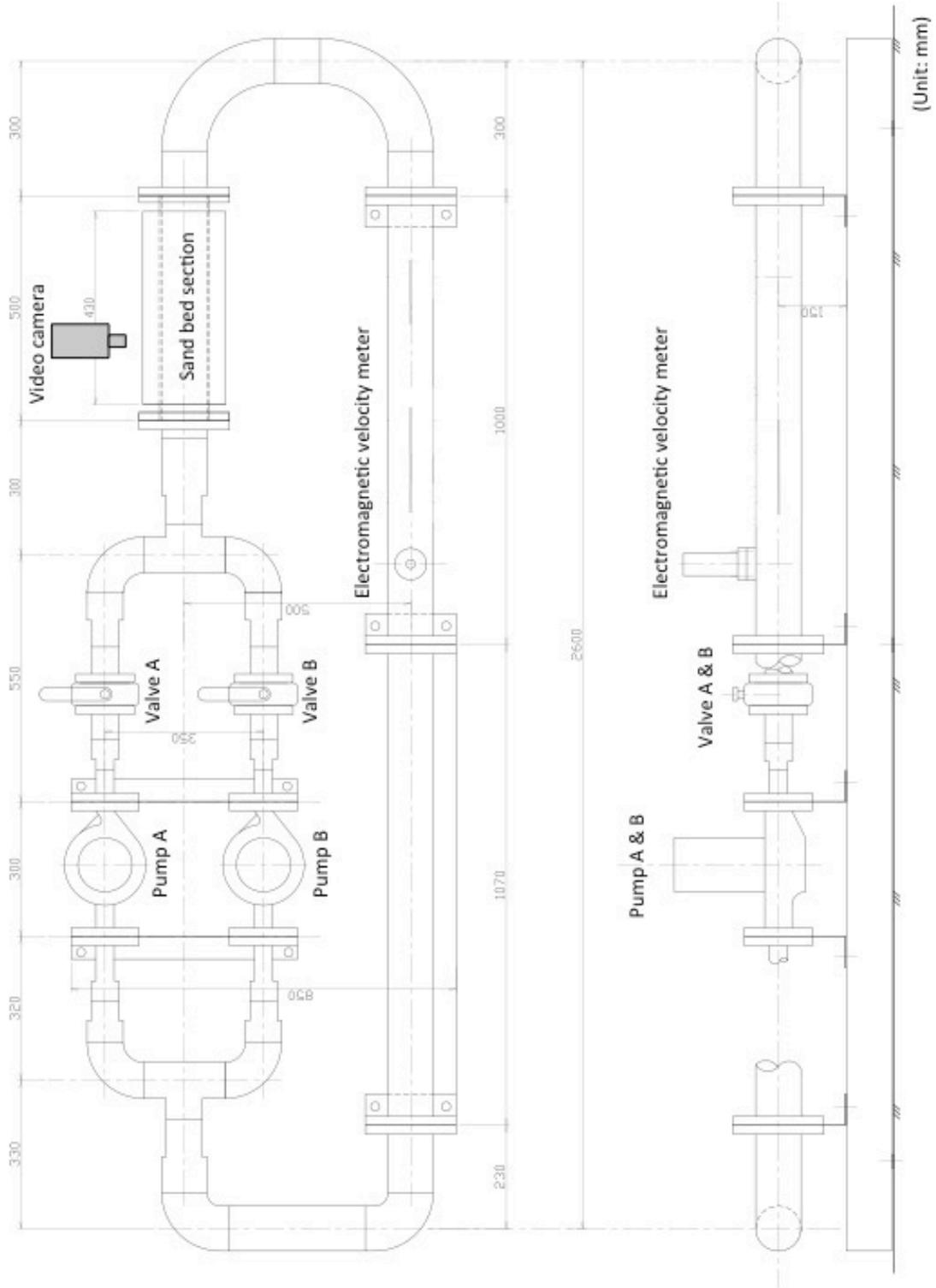


図 10-1 飽和浮遊砂濃度に関する実験装置

10.3 実験条件

外力条件はバルブの開度により制御した。バルブの開度を 10 段階で変化させ、電磁流速計を用いて管水路中心部での流速を測定した。それぞれの開度における流速の時系列を図 10-2 から図 10-11 に示す。開度が大きくなるにしたがって、平均流速と乱れ強度が大きくなっていることがわかる。各開度と定常時の平均流速の関係を図 10-12 に示す。流速の再現性を確認するため、各開度で 3 回実験を実施しているが、いずれの開度でも高い再現性が得られている。図 10-12 によると、開度 60%程度までは線形的に流速が増大し、それ以降は大きく変化しない。よって、これ以降は開度 24.9, 33.2, 41.5, 49.8, 58.1, 66.4%の 6 段階について実験を行うこととした。なお、各開度での定常流速は表 10-1 に示す通りである。

次に、投入する砂量を求める。本実験で使用した管水路の延長は 7.87m, 内径は 0.1m, 砂の密度は 2.65kg/m^3 である。よって、投入した砂がすべて浮遊した場合の浮遊砂濃度の概算は表 10-2 のようになる。

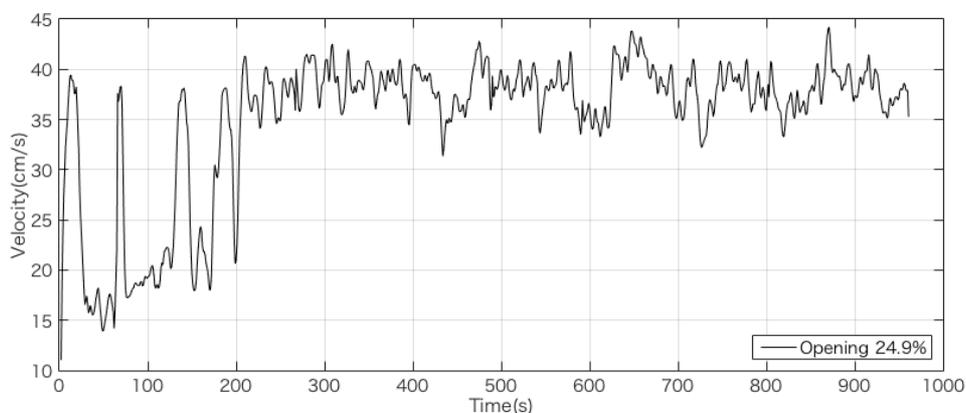


図 10-2 開度 24.9%における管水路中心部での流速の時系列の一例

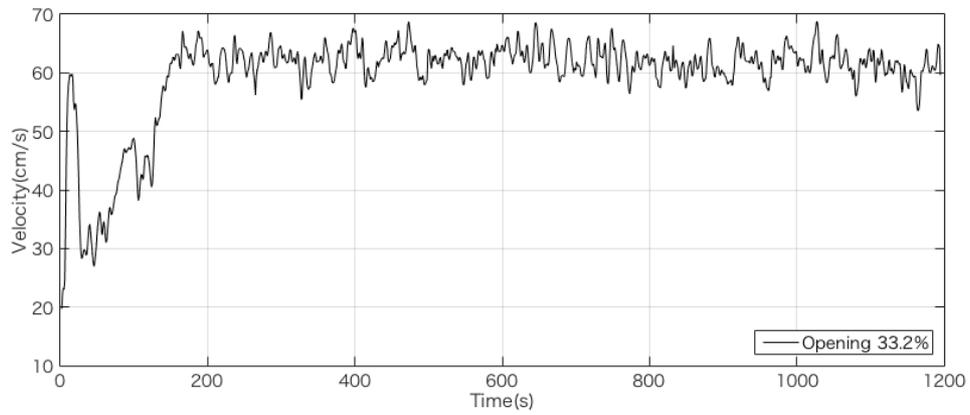


図 10-3 開度 33.2%における管水路中心部での流速の時系列の一例

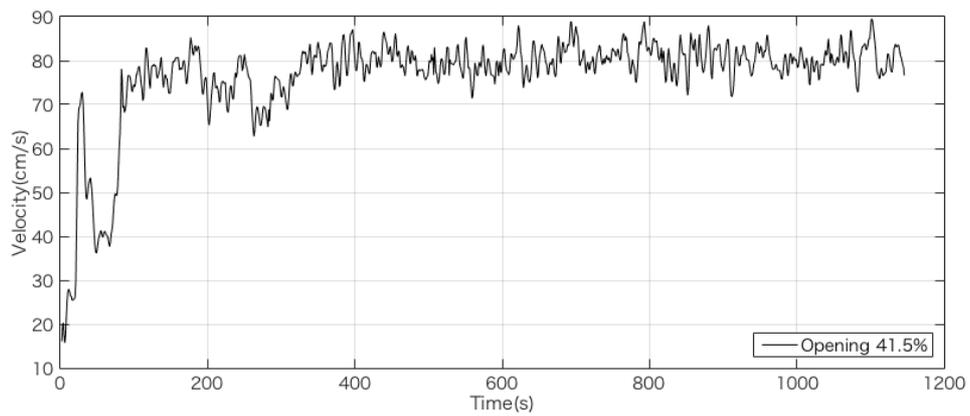


図 10-4 開度 41.5%における管水路中心部での流速の時系列の一例

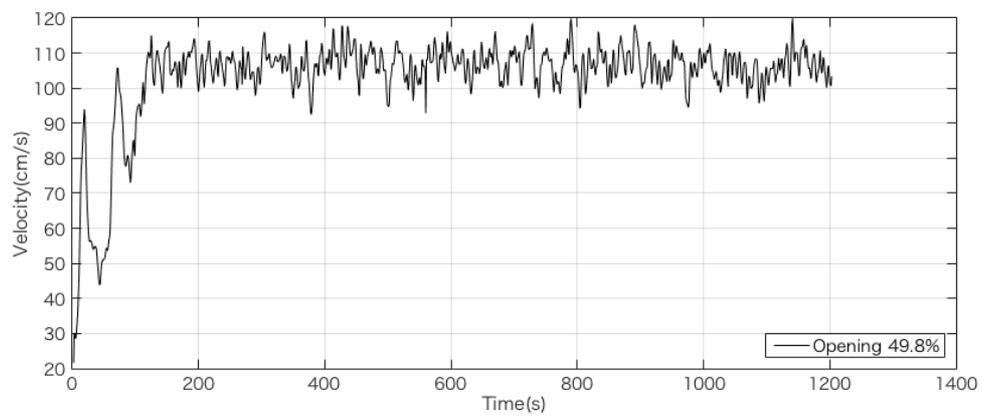


図 10-5 開度 49.8%における管水路中心部での流速の時系列の一例

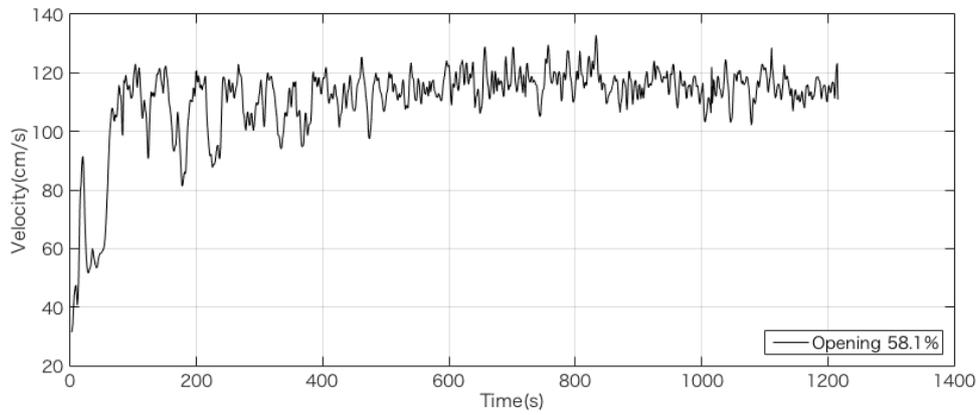


図 10-6 開度 58.1%における管水路中心部での流速の時系列の一例

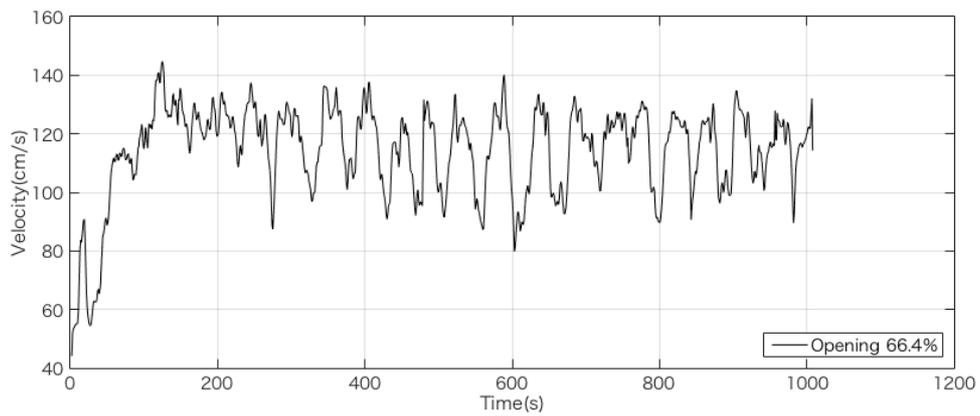


図 10-7 開度 66.4%における管水路中心部での流速の時系列の一例

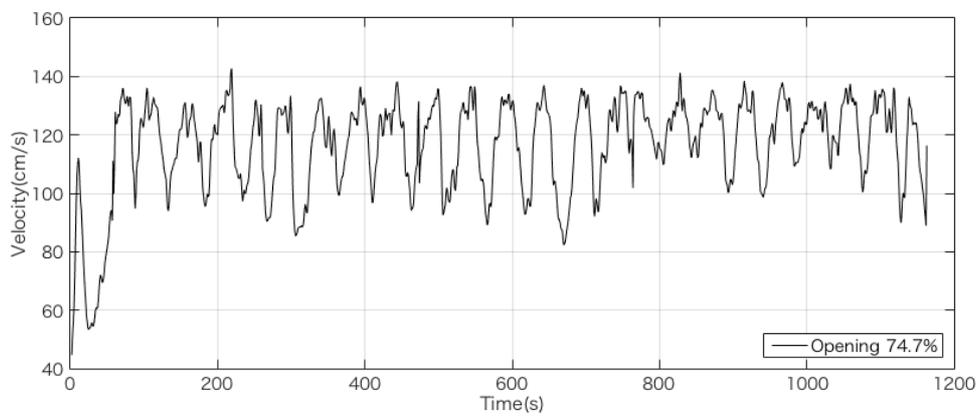


図 10-8 開度 74.7%における管水路中心部での流速の時系列の一例

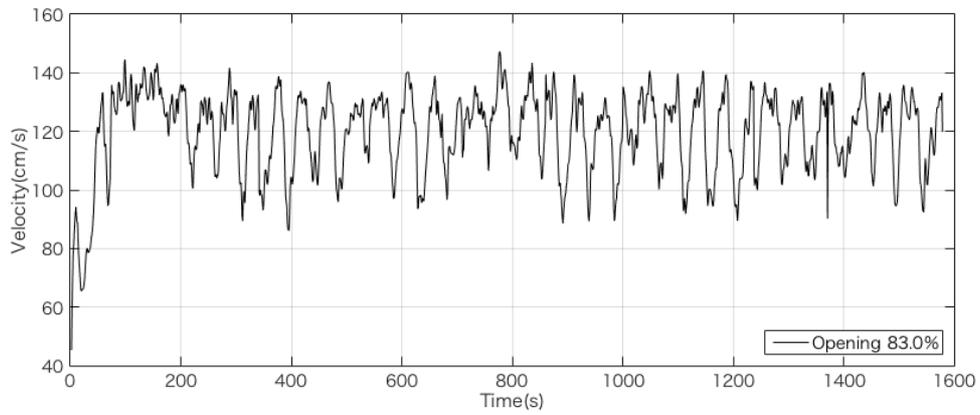


図 10-9 開度 83.0%における管水路中心部での流速の時系列の一例

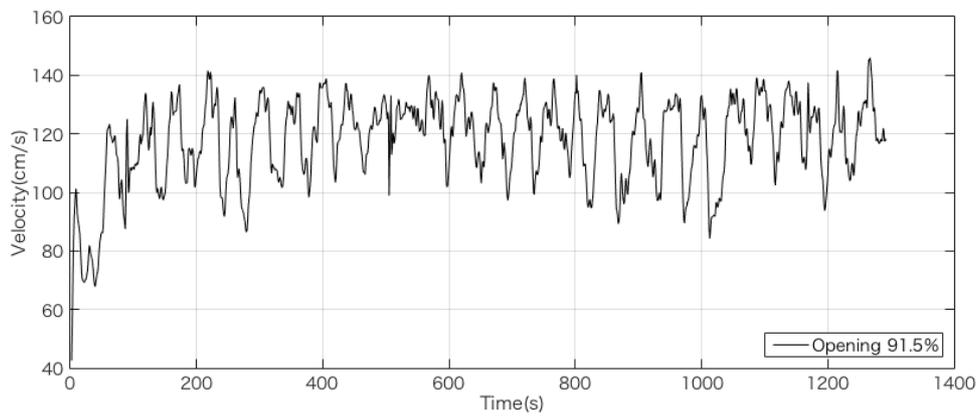


図 10-10 開度 91.5%における管水路中心部での流速の時系列の一例

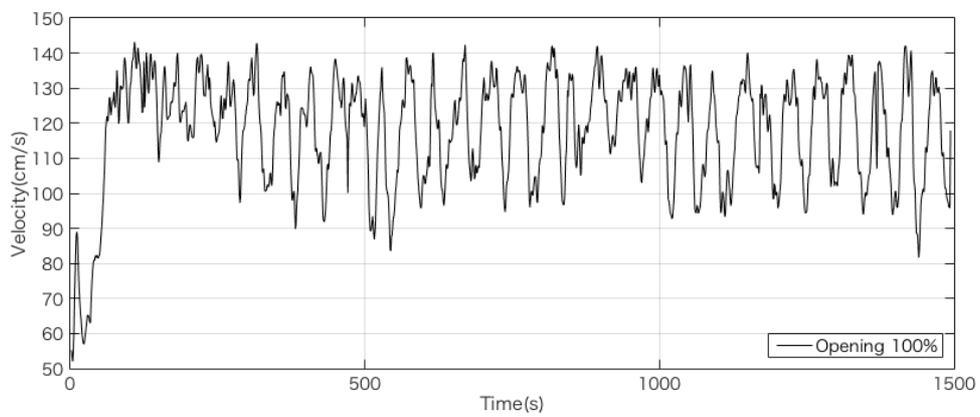


図 10-11 開度 100.0%における管水路中心部での流速の時系列の一例

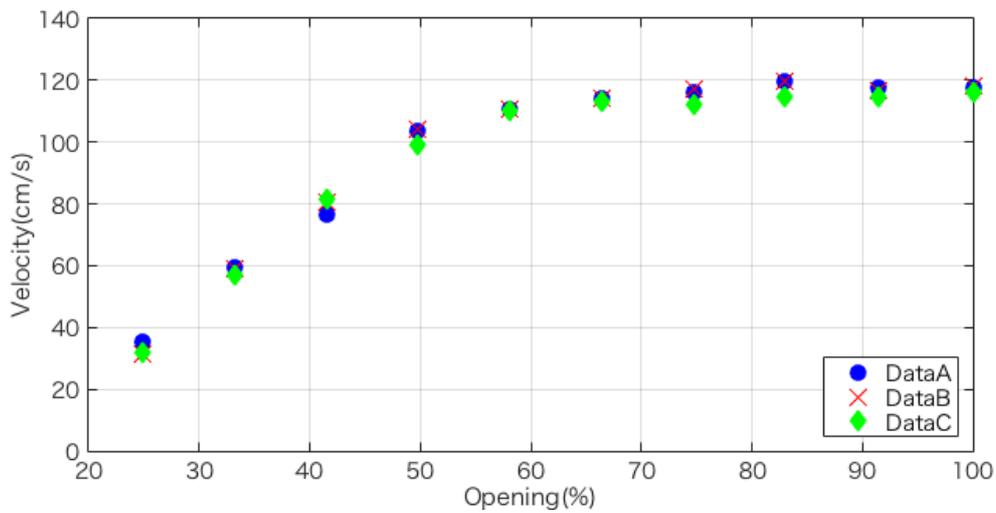


図 10-12 開度と定常時の平均流速の関係

表 10-1 開度と定常時の平均流速の関係

開度 (%)	流速 (m/s)
24.9	0.33
33.2	0.58
41.5	0.79
49.8	1.02
58.1	1.10
66.4	1.14

表 10-2 投入砂量と浮遊砂濃度の概算

浮遊砂濃度の概算	投入砂量
1%	1.64kg
2%	3.27kg
3%	4.91kg

10.4 流速と飽和浮遊砂濃度

表 10-2 に示した各砂量を管水路に投入し、表 10-1 に示した各開度で通水した後、定常流になった状態で、側面から動画を撮影するとともに、目視により浮遊砂および掃流砂の状況を調べた。例えば投入砂量が 1.64kg の条件では、開度 24.9%で浮遊砂と掃流

砂が混在しており，開度が大きくなるに従って浮遊砂が卓越していき，開度 41.5%ですべての砂は巻き上がり，掃流砂は見られなくなった．このように浮遊砂と掃流砂が混在している状態を不飽和状態（×印），すべて浮遊砂となった状態を飽和状態（○印）と定義し，流速との関係を表 10-3 にまとめた．ただし，投入砂量が 4.91kg の場合，開度が 49.8%以上では飽和状態になっていると思われるが，瞬間的に掃流砂が発生しているようにも見え，目視では判別が困難な状態（△印）があった．△印のデータもほぼ飽和状態であると仮定すると，表 10-3 は流速と飽和浮遊砂濃度の相関が高いことを示している．

表 10-3 流速と浮遊砂濃度の関係

開度 (流速)	投入砂量 1.64kg (概算浮遊砂濃度 1%)	投入砂量 3.27kg (概算浮遊砂濃度 2%)	投入砂量 4.91kg (概算浮遊砂濃度 3%)
66.4% (1.14m/s)			△
58.1% (1.10m/s)		○	△
49.8% (1.02m/s)	○	○	△
41.5% (0.79m/s)	○	×	×
33.2% (0.58m/s)	×	×	
24.9% (0.33m/s)	×		

10.5 おわりに

飽和浮遊砂濃度に関する基礎的な水理実験として，水平循環式管水路を用いて，投入砂量と流速の関係を調べた．その結果，流速と飽和浮遊砂濃度の相関が高いことが示された．しかし，浮遊砂濃度が増大すると，目視では完全に飽和しているかどうかを判別するのが難しい状態になることがわかった．よって，飽和についてはより客観的な判別

方法を検討する必要がある。また、本研究では主流速に着目して検討を行ったが、砂粒の浮遊は直接的には乱れ強度に依存した現象である。乱れ強度は主流速との相関が高いため、本研究でも良い結果が得られているが、今後は乱れ強度との直接的な関係を検討する必要がある。

参考文献

- 森下祐，高橋智幸，2014a，複雑な実港湾地形を対象とした津波による土砂移動特性の考察，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol. 68，I_231-I_235.
- 森下祐，高橋智幸，2014b，2011年東北地方太平洋沖地震津波来襲時の気仙沼湾を対象とした津波移動床モデルの再現性向上，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 70，I_491-I_495.

1 1. 解析モデルの改良

11.1 はじめに

本研究プロジェクトでは、2011年東北地方太平洋沖地震の津波（東北沖津波）に前後して、気仙沼湾港内で詳細な深浅測量データを取得している。また、2013年には、深浅測量データから大量の土砂が堆積したことが推定された港内の3か所で柱状採泥が実施され、堆積物の層厚・粒度・構造等のデータが取得された。ここでは、実スケールでの土砂移動モデルの適用性および津波堆積物データを用いた波源推定の可能性を検討するため、数値シミュレーションによって気仙沼湾港内の土砂移動の再現を試みた。

11.2 比較対象のデータ

11.2.1 深浅測量

本プロジェクトで実施した気仙沼湾港内の深浅測量データは、原口ら（2012）により報告されている。東北沖津波前後の水深データ（地震による地殻変動補正を含む）から推定された港内の最大浸食深は、狭窄部（蜂ヶ崎）周辺で約7mであった。津波前後の水深データ差し引きにより推定された浸食量は674,000 m³、堆積量は928,000 m³であり、堆積が卓越している（原口ら、2012）。東北沖津波においては、比較対象領域の外からの土砂流入が顕著であったと考えられている。なお、水深データから推定できるのは、見かけの浸食量・堆積量であることに注意する必要がある。浸食の後に堆積が生じた地点では、堆積厚さが浸食深さよりも小さいと、水深データの比較結果には浸食域として現れる。堆積の有無は、柱状採泥や音波探査によって確認する必要がある。

11.2.2 柱状採泥

2013年度には、水深データによる推定堆積域からKSN1301、KSN1302およびKSN1303の3地点が選定され、柱状採泥により堆積物試料が回収された（図11-1）。KSN1301では津波とその後の堆積物の厚さは約31cmであった。上部15cmは含砂率0-50%に低下している。含砂率の高い下部16cmのうち、上部10cmにはラミナが発達し、堆積間隙を示すと解釈される含砂率の減少部も確認される。KSN1302とKSN1303は、水深データの比較により厚さ1m以上の堆積が推定された地点から回収された。KSN1302では、津波とその後の堆積物の厚さは175cmである。上部30cmは含砂率がほぼ0%まで低下する。また、上部50cmには平行ラミナが発達する。下部145cmの含砂率は100%に近いが、ラミナ等の構造はほぼ認められない。KSN1303か

らは約 90 cm の試料が回収された。上部 50 cm の特徴は KSN1302 と同様である。採泥時に障害物を捕捉したため、津波堆積物基底面は確認できていない。

11.3 再現計算の手法

11.3.1 計算範囲とパラメータ

東北沖津波は近地の巨大津波であり、外力として支配的要因と考えられる第 1 波を再現することが重要である。本検討では、観測波形を良好に説明できるモデルの 1 つである Satake et al. (2013) の断層パラメータを用いて、気仙沼湾港内での土砂移動を解析した。計算開始時の潮位は T.P.上 0 m とした。なお、気仙沼湾港内での津波到達時 (3 月 11 日午後 3 時 30 分頃) の天文潮位の推算値は T.P.下 0.4 m 程度である。タイムステップは $dt = 0.05$ s, 再現時間は 2 時間とした。津波の伝播・氾濫計算は、浅水理論に基づく TUNAMI-N2 (Goto et al., 1997) を用いた。解析領域は波源域 ($dx = 1215$ m) から近海、土砂移動計算対象領域 ($dx = 5$ m) にかけて比 1/3 で順次細分化し、ネスティング (流量の接続) を行って計算した。

計算に用いた海底地形は、2011 年以前に中央防災会議が実施した日本海溝沿い津波想定で用いられたデータである。気仙沼湾港内については、本プロジェクトの成果である 2010 年チリ津波後のデータで置き換え、津波氾濫・土砂移動計算に用いた。土砂移動計算の対象範囲は、実測データとの比較範囲 (気仙沼湾港内) よりも十分に大きく設定した。5 m および 15 m メッシュの陸上データは、国土地理院が LIDAR で取得した DEM を使用した (図 11-1)。

津波の伝播・氾濫計算における海底および陸上のマニングの粗度係数 n は、小谷ら (1998) に基づき $n = 0.025$ を設定した。本検討では、Sugawara et al. (2014) と同様に、平均流を求める際に用いる粗度係数と、決定された平均流から砂面近傍の掃流力を求める際に適用すべき粗度係数は異なると仮定し、流砂量式に用いる摩擦速度の算定の際、津波伝播・氾濫計算とは異なる粗度係数を適用した。ここでは、東北沖津波の堆積物を逆数値解析して推定した流速に対し、空撮映像から推定された津波の陸上氾濫流速との比較・検証を行った Jaffe et al. (2012) を参考に、 $n = 0.030$ を用いた。

11.3.2 土砂移動モデルについて

津波土砂移動モデルについては、高橋ら (1999) を基に以下の点について検討し、計算を実施した。

- ① 流砂量式は、高橋ら (2011) による粒径依存パラメータを含む掃流砂量および浮遊

砂量算定式を使用した。現状の土砂移動数値モデルの解析対象は単一の粒径の砂であるので、本検討では、高橋ら（2011）による流砂量式の粒径依存パラメータのうち、中程度の粒径（0.267 mm）に対応する値を用いた。昨年度の検討では、粒径は0.3 mmに設定されている。

- ② 飽和浮遊砂濃度については、昨年度は乱流強度を規定する流速の関数として考慮されている。今回は、成瀬ら（2014）および van Rijn（2007）を参考に、平均流によるエネルギー供給と土砂輸送に伴うエネルギー散逸の収支を考慮した簡易的な予測式（菅原ら，2014）を導入した。飽和濃度は流況に応じて動的に変化する。計算中、浮遊砂濃度が飽和濃度以上に達した場合、新たな巻き上げが生じないようにした。
- ③ 粒子沈降速度の変化については、干渉効果（浮遊砂濃度の増大に伴う沈降速度の低下）を考慮した。今回は、浮遊砂の鉛直分布を考慮して底面付近の濃度を求め、この濃度に対して干渉効果を考慮して沈降速度を補正し、浮遊砂の沈降量・交換砂量を決定した。van Rijn（2007）では、干渉効果を考慮すると浮遊土砂の過飽和状態が出現することが指摘されている。そこで、浮遊砂の移流による集中が顕著な場合など、浮遊砂濃度が予測式で求めた飽和濃度以上になることを許容した。
- ④ その他の点については、津波計算で全水深が更新された後の浮遊砂濃度の補正、浮遊砂の移流計算の一次精度風上差分化、および境界条件の変更を行った。境界条件については、領域境界では移流計算により浮遊砂を流出させた。領域外部の浮遊砂移動状況は未知であるので、浮遊砂の流入は生じないものとした。掃流砂については、境界上のシールズ数をネスティングの上位レイヤーから受け取り、出入りを計算した。

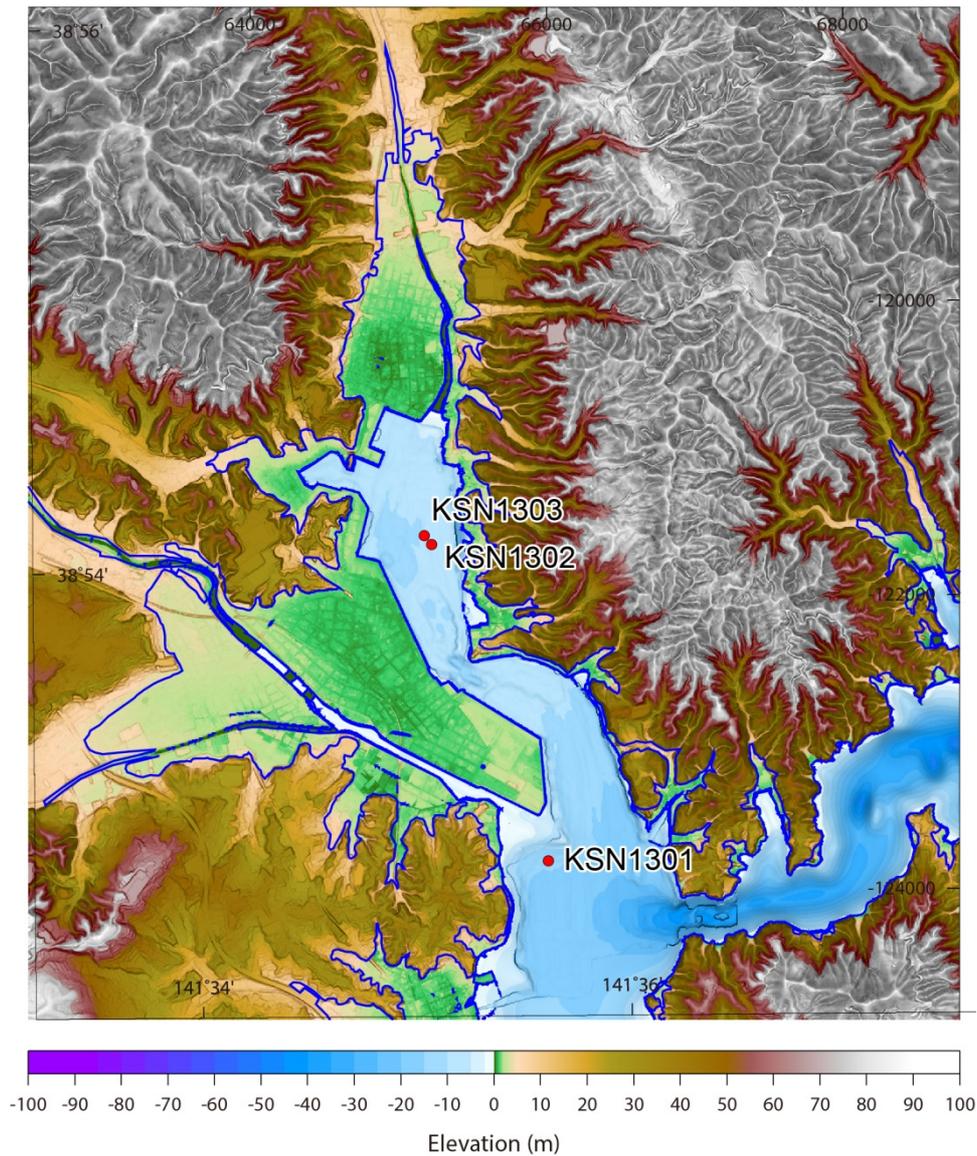


図 11-1 : 土砂移動計算の範囲 (5 m メッシュ).

11.4 計算結果

11.4.1 氾濫計算の状況

初めに、津波氾濫計算の再現状況について検討を行った。比較対象データは、原口・岩松 (2011) が現地調査および空中写真判読により決定した浸水域と、合同調査グループによって測定・公開された痕跡高である (Mori et al., 2012)。浸水域については、谷奥などで実際の浸水域を越えている (図 11-2)。また、全体的に計算津波高は痕跡高に対してやや過大評価となっている (図 11-3)。計算津波高一実測痕跡高の散布図上で

は、計算値が水深 5 m 程度に集まっているものの、極端な過小・過大評価は生じていない。

Aida (1978) による指標 K , κ を用いて痕跡高の再現性を評価すると、浸水高の K は 0.86 で 14% 程度の過大評価となった。浸水高の κ は 1.48 で、空間的な分布傾向の再現はやや低いようである。遡上高については更に再現性が低下し、 κ は 3 に近い値をとった。気仙沼では、津波による被災は大きかったもの市街地は全面的な流失を免れている。痕跡高は残存建物等を利用して測定されていると思われる。本計算では建物の存在は考慮されておらず、浸水高・遡上高とも、実測データの空間的な分布の詳細な再現は難しいと考えられる。氾濫計算において土地利用状況にかかわらず粗度係数を一様に $n = 0.025$ とした点も、実績からの偏差の要因として大きいと思われる。

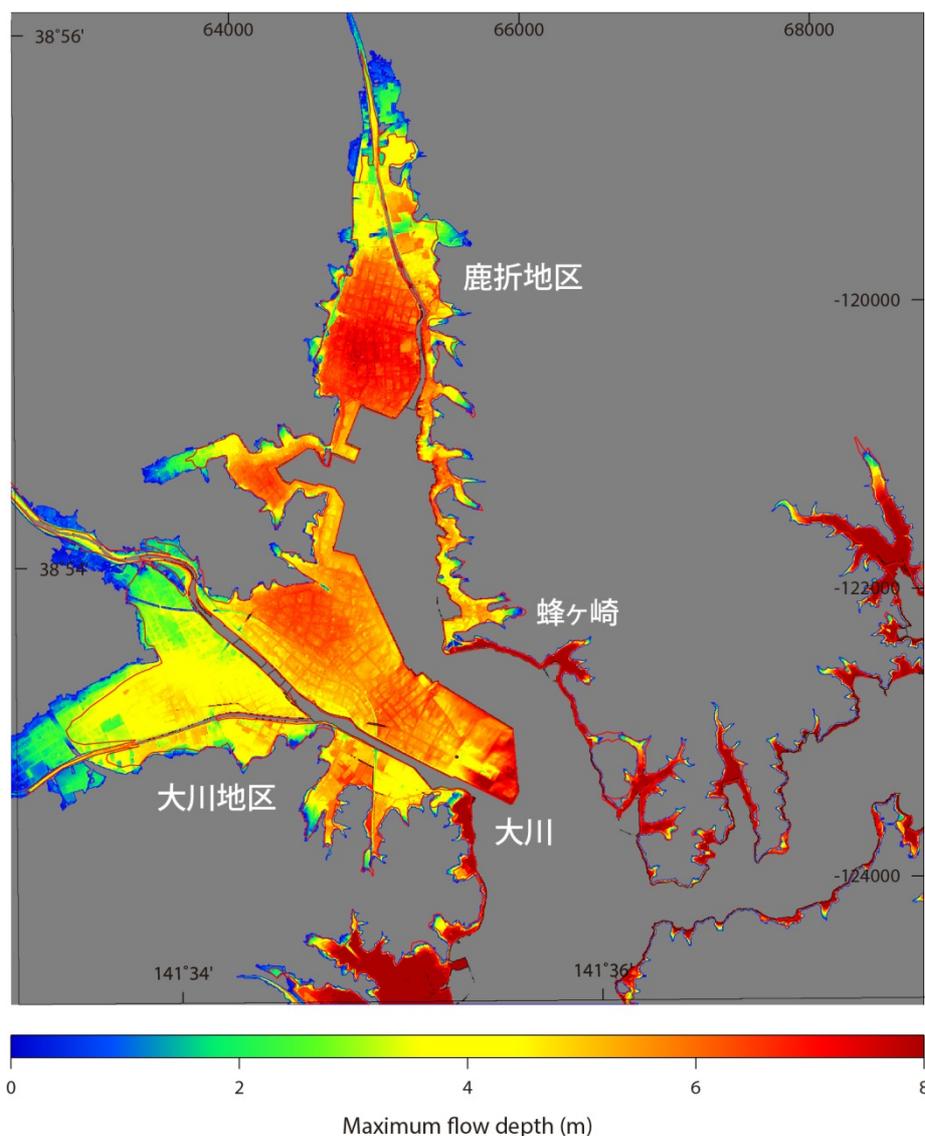


図 11-2 : 地震発生から 2 時間後の浸水深。黒の実線は原口・岩松 (2011) の浸水域。

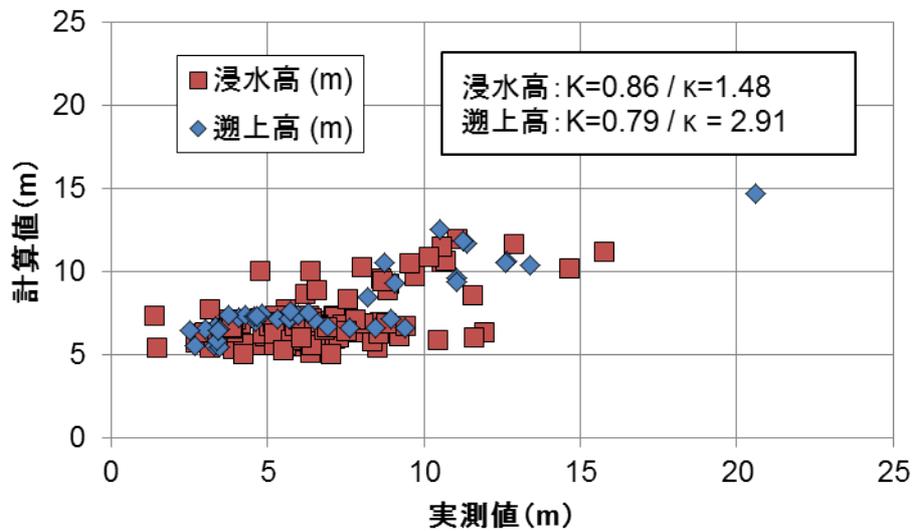


図 11-3：浸水高（赤）および遡上高（青）についての実測データと計算値の比較。

11.4.2 深浅測量データとの比較

津波土砂移動については、本検討の比較範囲は原口ら（2012）よりもやや狭くなっている。本検討で実測データから算定した浸食量は $654,610 \text{ m}^3$ 、堆積量は $900,888 \text{ m}^3$ である（表 1）。堆積・浸食比率は 138%で、堆積がやや優勢である（表 2）。空間的な浸食・堆積の特徴を見ると、港内の狭窄部（蜂ヶ崎）に 5–7 m の浸食が見られるほか、狭窄部より北側では西側の護岸に沿った 1 m 以上の滯筋状浸食域が見られ、逆に東側は 1 m 以上の堆積が認められる。狭窄部より南にも、湾軸に沿って深さ 1 m 以上の滯筋状浸食域が見られる（図 11-4）。

再現計算では、浸食量は $505,802 \text{ m}^3$ 、堆積量は $620,522 \text{ m}^3$ であった（表 11-1）。堆積・浸食比は 123%で、実測と同様に堆積がやや優勢である（表 11-2）。狭窄部を中心に、実測と同じく 5 m 以上の浸食域が生じている。しかし、実測データで狭窄部北西の護岸沿い、南東の湾軸沿いに見られた滯筋状の浸食域は再現されていない（図 11-5）。結果として、浸食・堆積の面積の比較では、浸食は過小、堆積は過大となっている（表 11-1）。再現計算のスナップショット画像では、比較範囲外にある大島瀬戸からの土砂流入が顕著であり（図 11-6）、このことで比較範囲内での堆積優勢が生じたと考えられる。実測データで滯筋状の浸食域が現れた領域に活発な砂移動が見られるが（図 11-7 から 11-9）、最終的な浸食・堆積分布には反映されていない。

表 11-1:実測と計算の比較(1).

	浸食(E)		堆積(D)	
	実測	計算	実測	計算
面積 (m ²) (A)	518,125	261,150	1,073,025	1,438,675
体積 (m ³) (V)	654,610	505,802	900,888	620,522
V/A	1.26	1.94	0.84	0.43

表 11-2:実測と計算の比較(2).

	浸食(E)	堆積(D)	堆積・浸食比 (D/E)	
	計算／実測	計算／実測	実測	計算
面積 (A)	50%	134%	207%	551%
体積 (V)	77%	69%	138%	123%
V/A	153%	51%	66%	22%

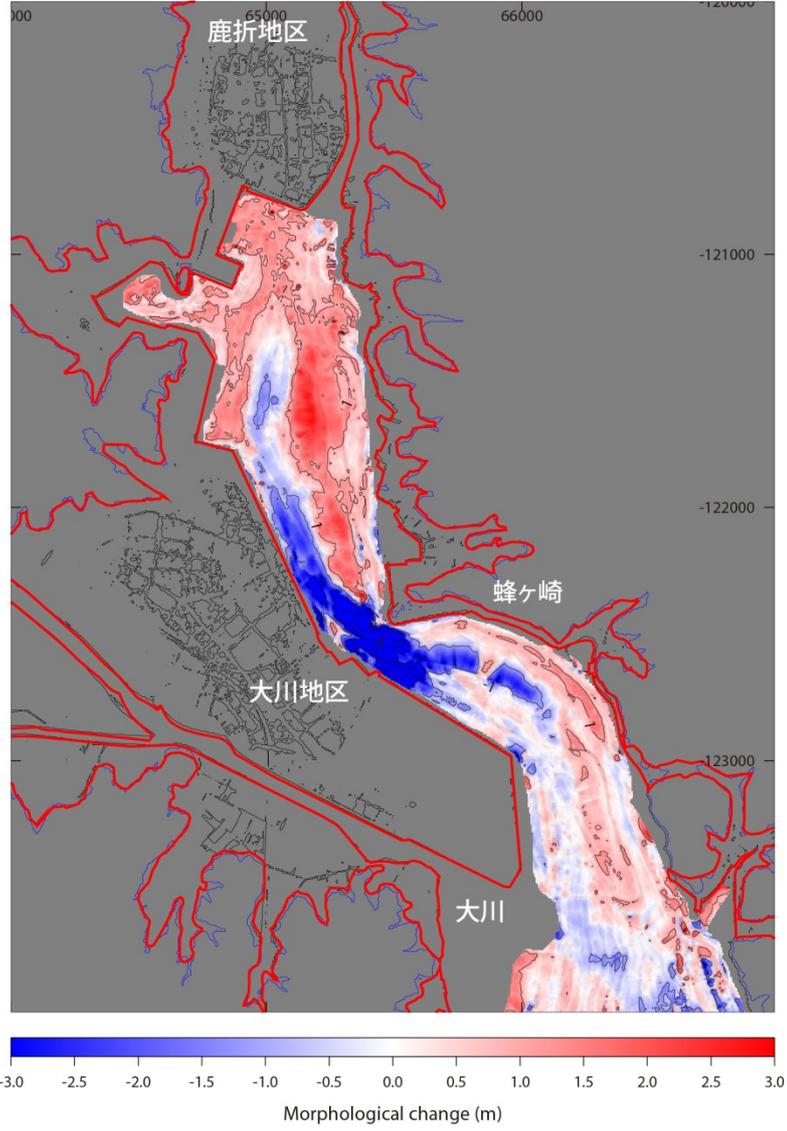


図 11-4 : 実測データによる地形変化量. 赤の実線は原口・岩松 (2011) による浸水域.

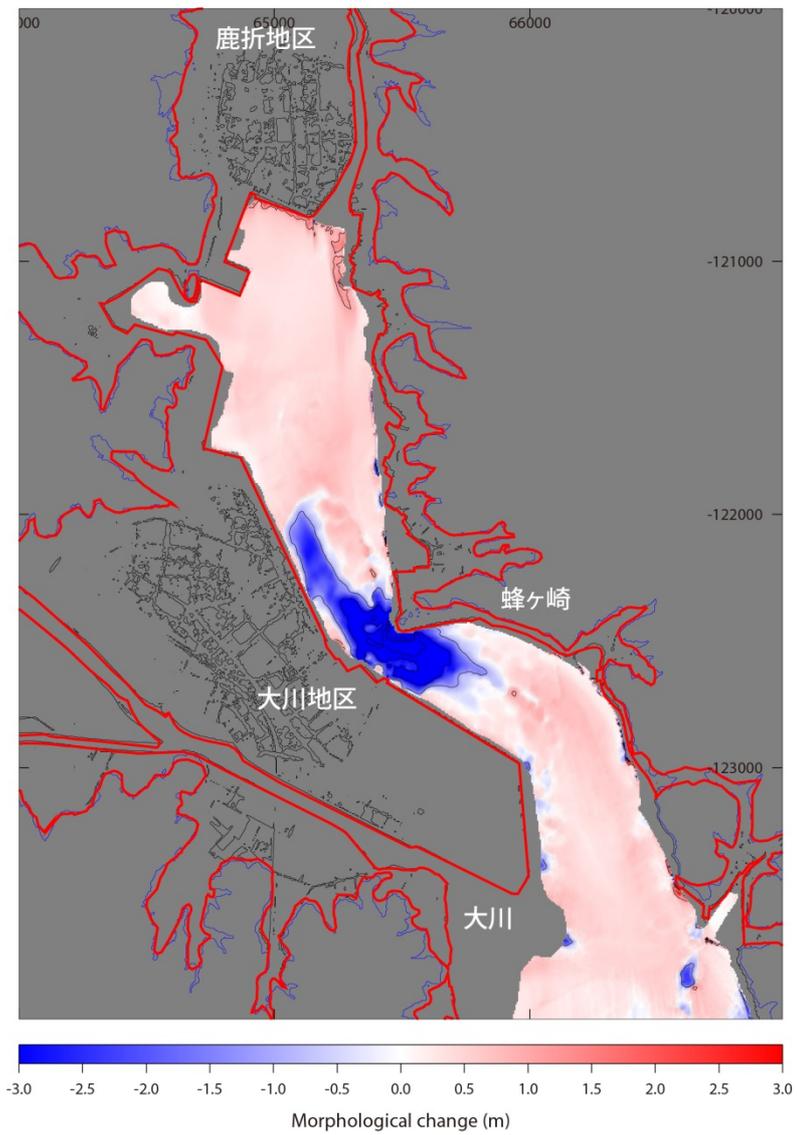


図 11-5 : 計算による地形変化量. 地震発生から 2 時間後の状況. 赤の実線は原口・岩松 (2011) による浸水域. 青の実線は計算による浸水域.

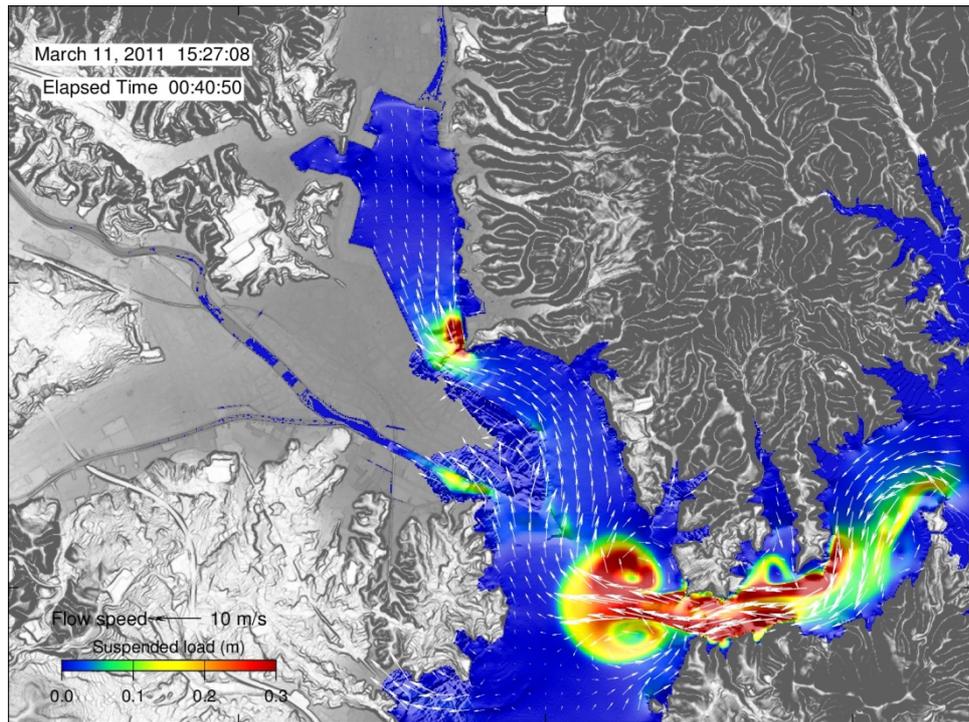


図 11-6：第一波による土砂移動状況。浮遊砂量（堆積時の層厚に換算）を 0.3 m ま
で彩色して表現した。

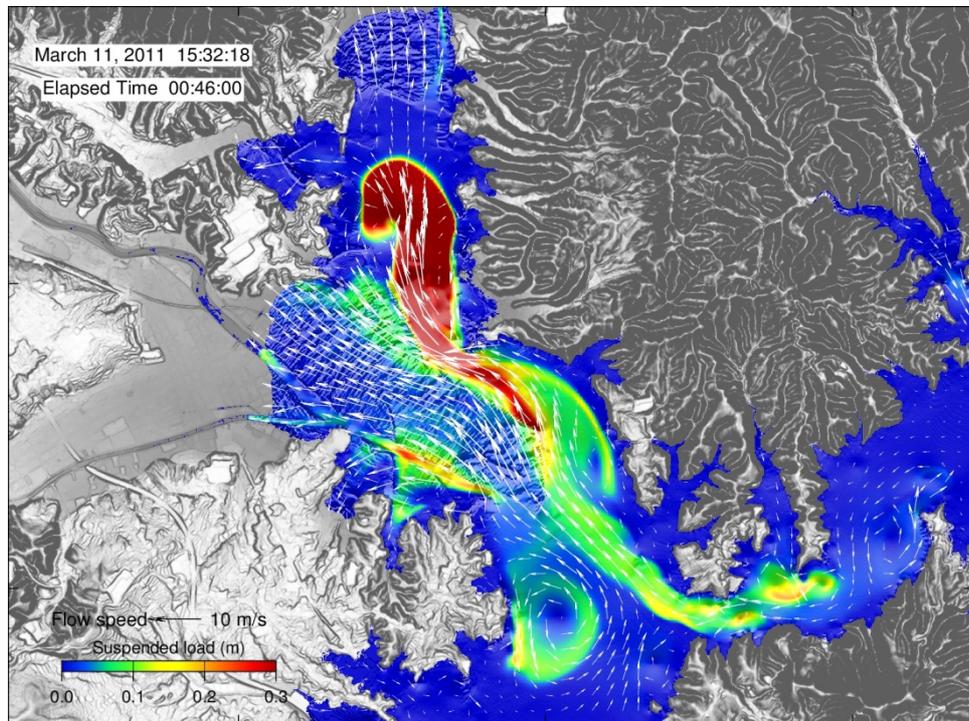


図 11-7：第一波による土砂移動状況。浮遊砂量（堆積時の層厚に換算）を 0.3 m ま
で彩色して表現した。

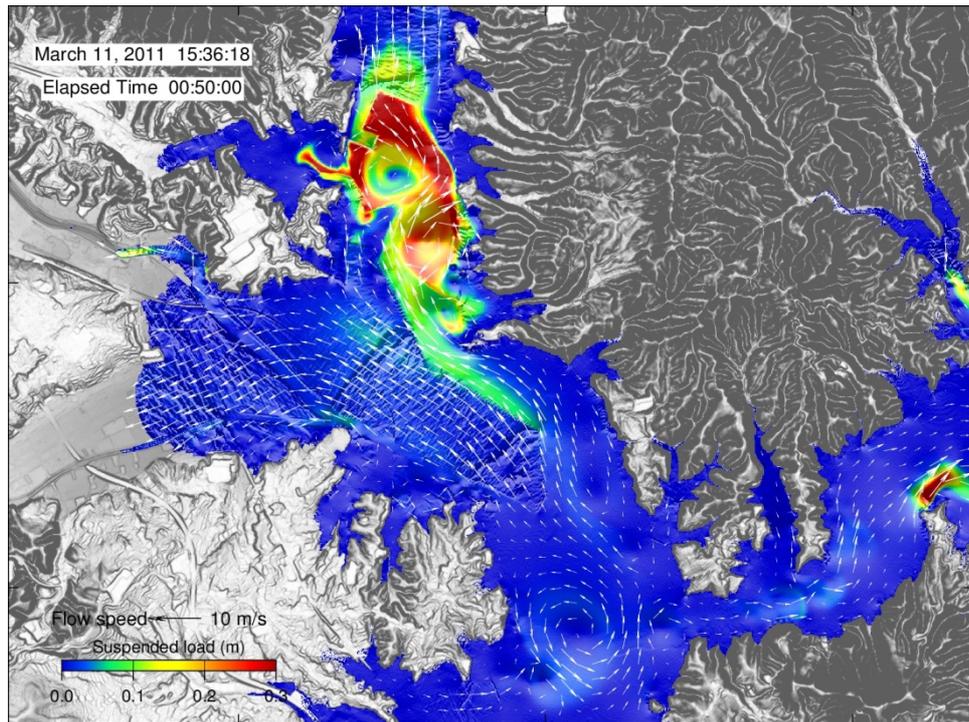


図 11-8：第一波流入収束後の土砂移動状況。浮遊砂量（堆積時の層厚に換算）を 0.3 m まで彩色して表現した。

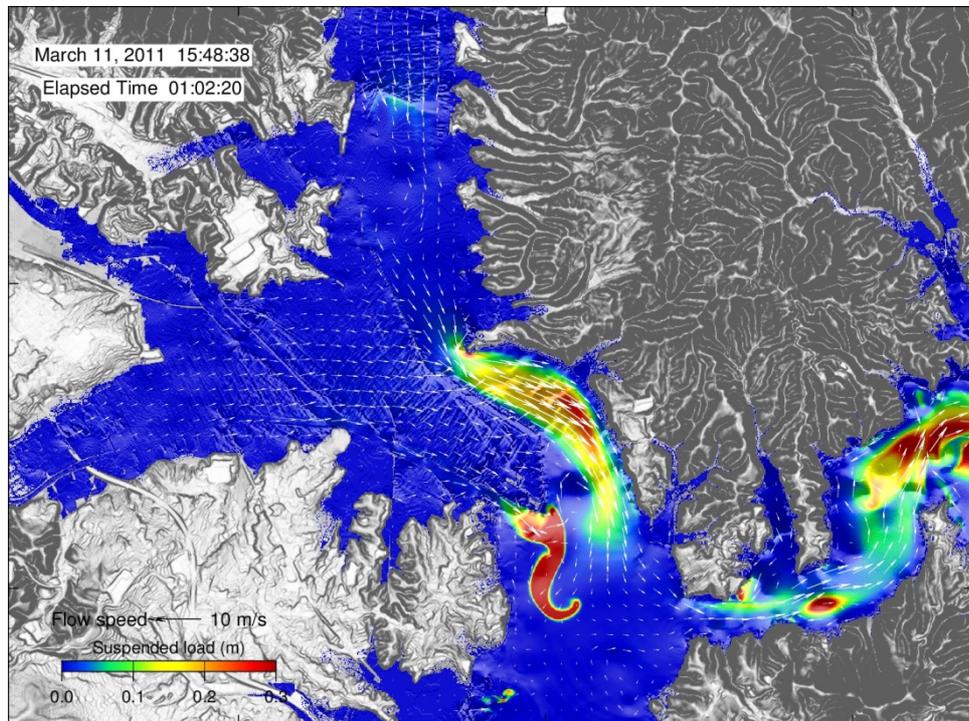


図 11-9：第一波の引き波による土砂移動状況。浮遊砂量（堆積時の層厚に換算）を 0.3 m まで彩色して表現した。

原口ら (2012) と同様に、港内に 3 つ設定した横断線上で津波前後の地形比較を行った (図 11-10). No1 では、実測にみられた浸食・堆積の特徴が計算では全く再現されておらず、全域に薄く堆積が生じている (図 11-11). No2 では、震災後の最大水深は実測と計算でほぼ同じであるが、浸食域の幅は計算の方が過大である (図 11-12). No3 は、No1 と同様に実測でみられた微小な浸食・堆積が再現されておらず、薄い堆積が生じている状況が示されている (図 11-13).



図 11-10: 津波前後の地形を比較した横断線の配置. 原口ら (2012) とは若干異なる.

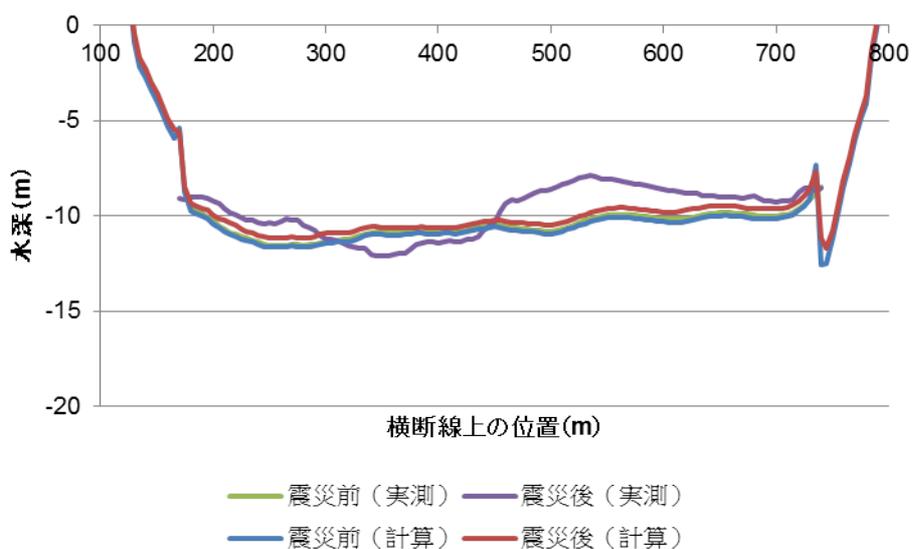


図 11-11：横断線 No1 の地形断面。横断線上の位置は西端が原点。震災前（計算）は、断層モデルによる地殻変動適用後の状況。震災後（計算）は、地震発生から 2 時間後の状況。

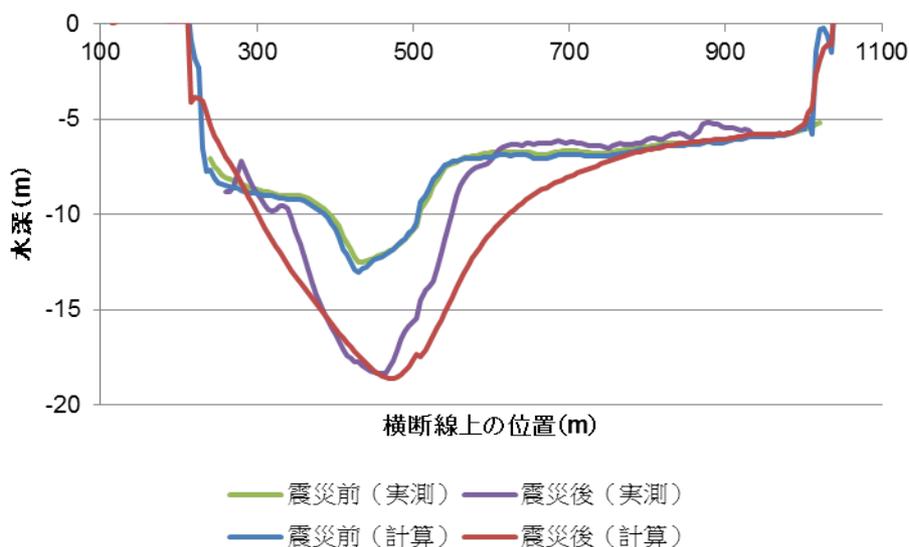


図 11-12：横断線 No2 の地形断面。横断線上の位置は西端が原点。震災前（計算）は、断層モデルによる地殻変動適用後の状況。震災後（計算）は、地震発生から 2 時間後の状況。

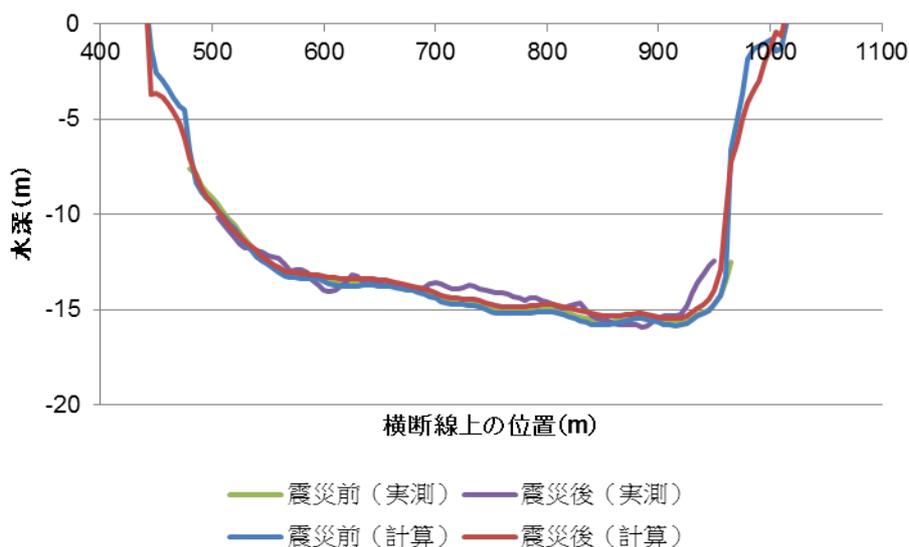


図 11-13：横断線 No3 の地形断面。横断線上の位置は西端が原点。震災前（計算）は、断層モデルによる地殻変動適用後の状況。震災後（計算）は、地震発生から 2 時間後の状況。

比較範囲内の浸食量および堆積量について、計算と実測の比はそれぞれ 77%、69% である（表 11-2）。狭窄部周辺の浸食量は、計算によって実測と同オーダーで再現されたと考えられる。滲筋状の浸食と局所的な堆積が再現できなかった理由としては、底質の粒径の実測と計算での違い、および底質の分布の局所的な変化や、港内の地形に起因する流れの三次元性など、現状で考慮していない要素が考えられる。特に、Kihara and Matsuyama (2010) では、渦が生じるケースでは中心に向かう二次流が発生し、堆積が生じることが示されている。本計算では、狭窄部の北に渦が生じている（図 11-9）。津波および土砂移動の数値モデルのさらなる高度化により、今後、再現性が向上する余地は大きいと思われる。

11.4.3 柱状採泥結果との比較

KSN1301 では、堆積構造および含砂率の増減から、1 回の堆積間隙があったことが推定される。一方、KSN1302 と KSN1303 の高含砂率部には顕著な堆積構造は認められず、堆積の際に時間的間隙は無かったと考えられる。再現計算の掃流砂・浮遊砂移動状況の時系列をみると、KSN1301 では、2500 秒から 3000 秒にかけての浮遊砂堆積の後、約 400 秒の時間をおいて再度浮遊砂の沈降が起こったことが示されている（図 11-14）。2 回目の浮遊砂堆積では、浮遊砂の沈降量は時間的な増減を示すが、顕著な時間間隙はなく、地盤高は一貫して増加している（図 11-15）。再現計算では最終的な堆積量はおよそ 60 cm である。浮遊砂堆積による層厚の再現精度には問題があるものの、堆積過程は一定程度再現できていると判断できる。KSN1302（図 11-16, 11-17）および KSN1303（図 11-18, 11-19）の時系列は類似しており、2500 秒から 3500 秒にかけて浮遊砂が連続的に沈降しており、間隙はみられない。最終的な堆積量は 60 cm で、実測よりも大幅に過小評価である。なお、両地点とも浮遊砂沈降中の 2700 秒および 2900 秒付近に、顕著な掃流砂の流入（堆積）が生じている。底質に比重の大きい重鉱物が多く含まれている場合、掃流砂の堆積は葉理（ラミナ）などの堆積構造を形成する可能性がある。柱状採泥試料との対比により、再現計算の妥当性を検証できると思われる。

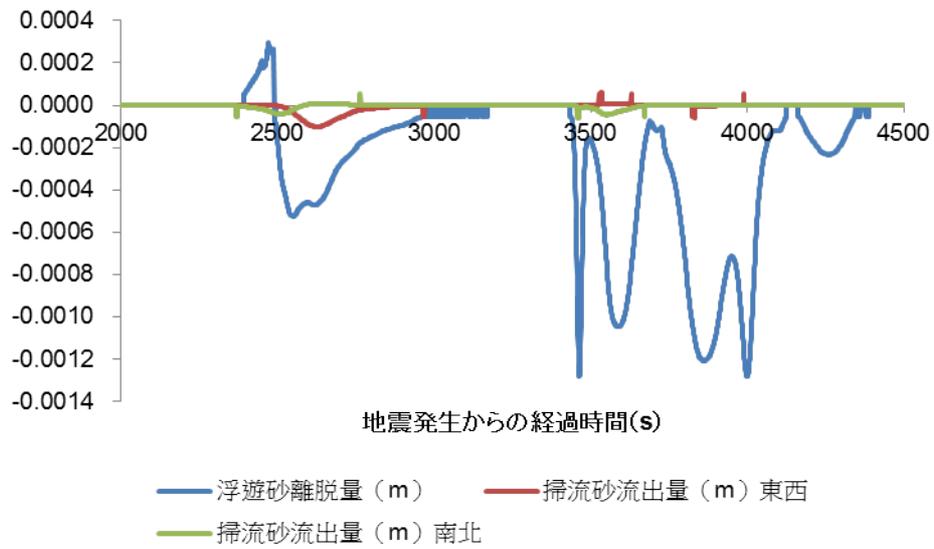


図 11-14 : KSN1301 での砂移動状況. 縦軸は 1 秒あたりの離脱量・流出量であり, いずれも負値の場合には沈降量・流入量を意味する.

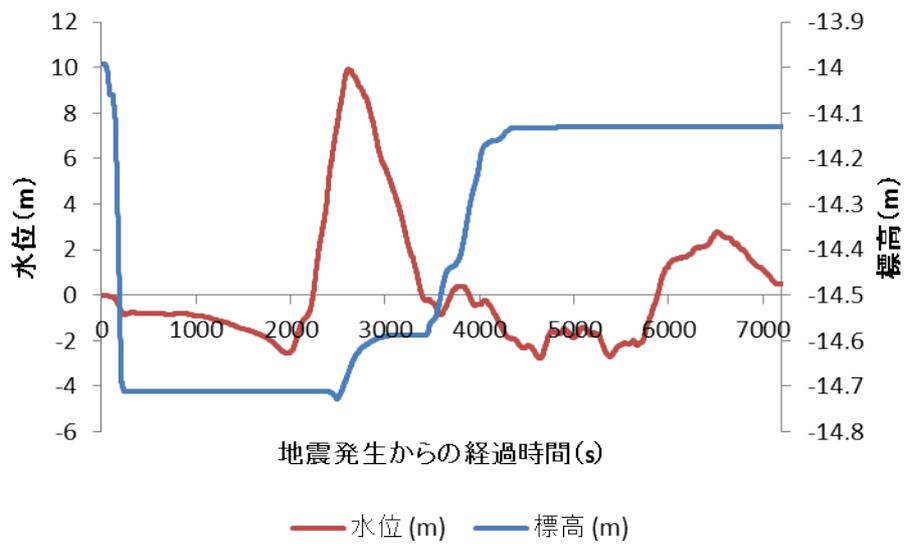


図 11-15 : KSN1301 での水位および地盤高変化状況. 0 秒から 300 秒までの変化は地震による地盤・水面の沈降である.

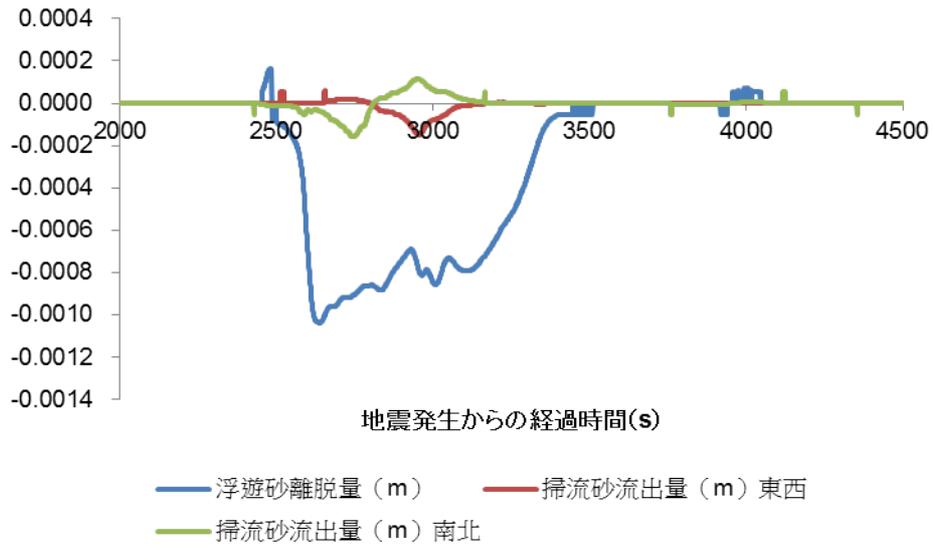


図 11-16 : KSN1302 での砂移動状況. 縦軸は 1 秒あたりの離脱量・流出量であり, いずれも負値の場合には沈降量・流入量を意味する.

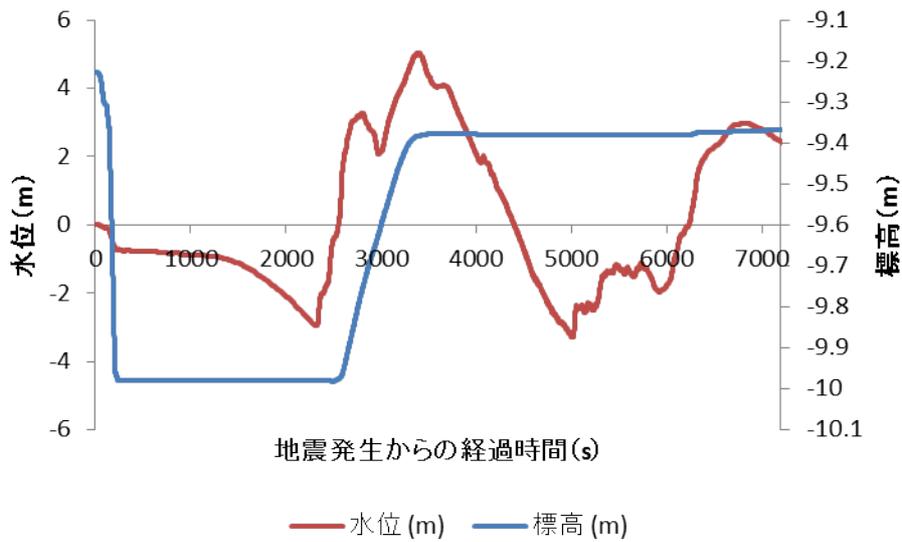


図 11-17 : KSN1302 での水位および地盤高変化状況. 0 秒から 300 秒までの変化は地震による地盤・水面の沈降である.

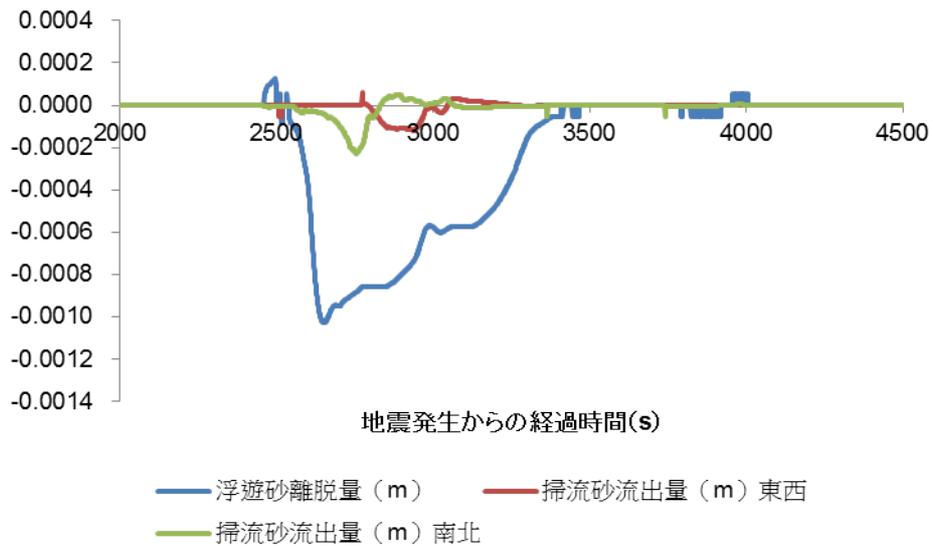


図 11-18 : KSN1303 での砂移動状況. 縦軸は 1 秒あたりの離脱量・流出量であり, いずれも負値の場合には沈降量・流入量を意味する.

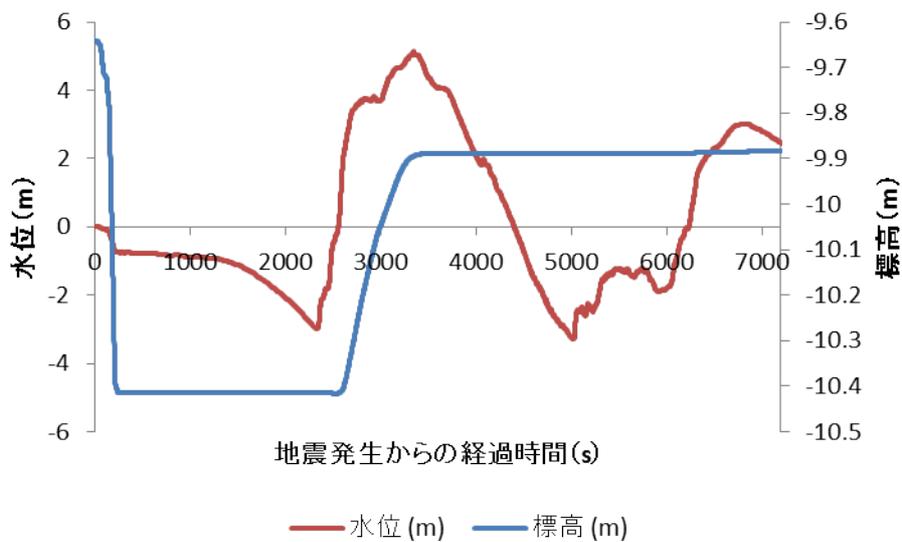


図 11-19 : KSN1303 での水位および地盤高変化状況. 0 秒から 300 秒までの変化は地震による地盤・水面の沈降である.

11.4.4 陸域の堆積状況

本検討では, 陸域でも氾濫計算と同時に土砂移動計算を行っているので, 最終的には堆積量が算定される (図 11-20). なお今回, 解析対象範囲内の陸上は全て露岩あるいはアスファルト等で被覆されているとみなし, 津波による浸食は生じないとして計算している. 堆積厚さの分布をみると, 鹿折地区の南部, 大川地区の北西部, 大川左右両岸

の気仙沼線軌道周辺で堆積が生じている。気仙沼においては、陸上津波堆積物（砂の堆積状況）に関する比較可能なデータが無いため、陸上に対する土砂移動計算の再現性については、別途データ収集または地域を選定して検討を行う必要がある。なお、Sugawara et al. (2014) では、節 11.3.2 で述べた変更を部分的に取り入れた解析モデルを 2011 年東北沖津波における宮城県仙台市に適用し、陸上の調査結果を概ね再現できることを示している。

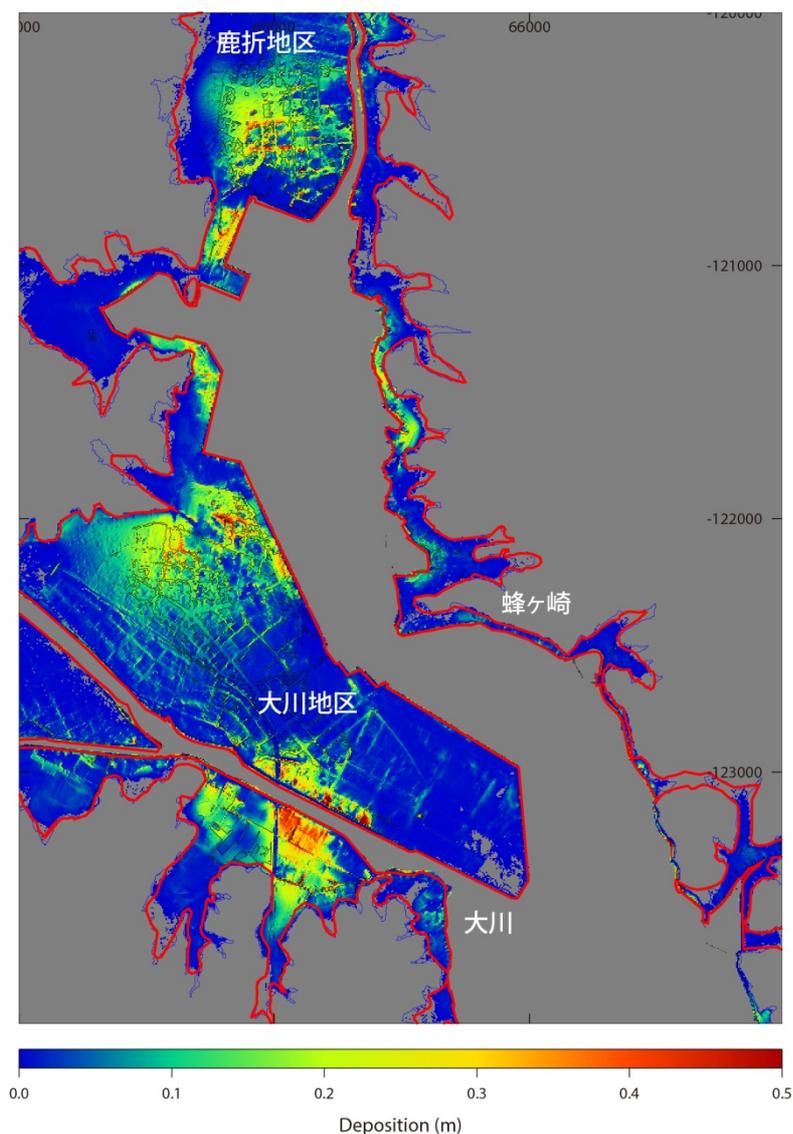


図 11-20：地震発生後 2 時間後の陸上における砂の厚さ。

11.5. おわりに

本検討の結果、土砂移動計算対象領域全体での浸食量・堆積量（体積）については、深浅測量による実測値の 7-8 割程度が再現された（表 11-1, 11-2）。氾濫計算では痕跡高に対して 16%程度過大評価だったので、外力規模を実績と一致するように調整した場合には、更に過小評価になると思われる。その他、滞筋状の浸食、局所的な堆積は再現されていない事のほか（図 11-4, 11-5）、柱状採泥試料との比較では層厚が倍・半分の過大・過小評価となり、調査地点との直接比較は大きな課題として残っている。

今回の計算結果に影響する要因としては、解析対象の粒径と初期分布が挙げられる。気仙沼湾は、リアス式海岸に存在する内湾であり、元々は泥が溜まっていた場所や、岩場等があると推測される。今回、均一粒径の砂が海底に一様に分布していると想定して計算を行ったが、これが現場の海底においてどの程度妥当か、今後、吟味する必要がある。堆積物に基づく古津波の規模評価に際しては、土砂移動モデルの混合粒径への対応のほか、当時の沿岸域における土砂の粒度分布、土砂移動状況に影響する古地形と古環境の推定が必要になると考えられる。

参考文献

- Aida, I., 1978, Reliability of a tsunami source model derived from fault parameters. *Journal of Physics of the Earth* 26, 57-73.
- Goto, C., Ogawa, Y., Shuto, N. and Imamura, F., 1997, IUGG/IOC Time Project, Numerical method of tsunami simulation with the Leap-Frog scheme. *IOC Manuals and Guides*, UNESCO, Paris, 130 p.
- 原口 強・岩松 暉, 2011, 東日本大震災津波詳細地図. 古今書院.
- 原口 強・高橋智幸・久松力人・森下 祐・佐々木いたる, 2012, 2010 年チリ中部地震津波および 2011 年東北地方太平洋沖地震津波による気仙沼湾での地形変化に関する現地調査. *土木学会論文集 B2 (海岸工学)* 68, I_231-I_235.
- Jaffe, B.E., Goto, K., Sugawara, D., Richmond, B., Fujino, S., and Nishimura, Y., 2012, Flow speed estimated by inverse modeling of sandy tsunami deposits: results from the 11 March 2011 tsunami on the coastal plain near the Sendai Airport, Honshu, Japan, *Sedimentary Geology* 282, 90-109
- Kihara, N., Matsuyama, M., 2010. Numerical simulations of sediment transport induced by the 2004 Indian Ocean tsunami near Kirinda port in Sri Lanka. *Proceedings of 32nd Conference on Coastal Engineering, Shanghai, China, 2010*, 6p.
- 小谷美佐・今村文彦・首藤伸夫, 1998, GIS を使用した津波遡上計算と被害推定法.

- 海岸工学論文集 45, 356-360.
- Mori, N., Takahashi T., The 2011 Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group, 2012, Nationwide survey of the 2011 Tohoku earthquake tsunami, Coastal Engineering Journal 54, 1-27.
- 成瀬元・後藤和久・菅原大助, 2014, 津波堆積物はなぜ薄いのか? —流れの浮遊砂キヤパシティ問題再考—, 日本堆積学会 2014 年山口大会講演要旨集.
- Satake, K., Y. Fujii, T. Harada, Y. Namegaya, 2013, Time and Space Distribution of Coseismic Slip of the 2011 Tohoku Earthquake as Inferred from Tsunami Waveform Data, Bulletin of the Seismological Society of America 103, 1473-1492.
- 菅原大助・成瀬元・後藤和久, 2014, 堆積粒子の巻き上げに伴うエネルギー散逸を考慮した津波土砂移動の計算と検証, 日本堆積学会 2014 年山口大会講演要旨集.
- Sugawara, D., Takahashi, T., Imamura, F., 2014, Sediment transport due to the 2011 Tohoku-oki tsunami at Sendai: Results from numerical modeling. Marine Geology 358, 18-37.
- 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔, 1999, 掃流砂層・浮遊砂層の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発. 海岸工学論文集 46, 606-610.
- 高橋智幸・黒川貴博・藤田将孝・島田広昭, 2011, 津波による土砂移動の粒径依存性に関する水理実験. 土木学会論文集 B2 (海岸工学) 67, 231-235.
- van Rijn, L.C., 2007, Unified View of Sediment Transport by Currents and Waves. II: Suspended Transport. Journal of hydraulic Engineering 133, 668-689.

1 2 . 結 論

原子力発電所を対象とした確率論的津波ハザード評価に必要となる過去の津波発生に係るデータ（津波規模，繰り返し周期）を拡充するために，津波堆積物の情報に基づいて津波波源を推定する手法の開発が必要である．そこで，今年度は，津波堆積物に係る現地調査，津波による土砂移動および土砂堆積に係る水理実験，津波による土砂移動を再現するためのモデルの構築および解析コードの改良を実施した．

津波堆積物に係る現地調査は宮城県仙台湾（第2章），宮城県気仙沼湾および戸賀湾（第3章），宮崎県（第4章），愛媛県，長崎県，大分県，高知県および韓国（第5章）において実施した．津波による土砂移動および土砂堆積に係る水理実験としては，遡上に伴う津波堆積物を再現する実験水路において段波状津波の計測と斜面模型の製作（第6章），湖沼における津波堆積物を調べるために必要な湖沼に突入する津波の水理特性の測定（第7章）と底面形状の画像計測（第8章），海底での砂移動に関する基礎的な水理実験（第9章）および飽和浮遊砂濃度に関する基礎的な水理実験（第10章）を行った．津波による土砂移動を再現するためのモデルの構築および解析コードの改良としては，標準的に用いられている津波移動床モデルの再現性の検討と改良を行った（第11章）．

付録 1 . 発表論文リスト

<原著論文>

- (1) Woodruff, J.D., Kanamaru, K., Kundu, S., and Cook, T., Depositional evidence for the Kamikaze typhoons and links to changes in typhoon climatology, *Geology*, published online on 4 December 2014 as doi:10.1130/G36209.1.
- (2) Fujino, S., Sieh, K., Meltzner, A.J., Yulianto, E., Chiang, H.W., Ambiguous correlation of precisely dated coral detritus with the tsunamis of 1861 and 1907 at Simeulue Island, Aceh Province, Indonesia. *Marine Geology*, 357, 384-391, 2014.
- (3) Yamada, M., Fujino, S., Goto, K., Deposition of sediments of diverse sizes by the 2011 Tohoku-oki tsunami at Miyako City, Japan. *Marine Geology*, 358, 67-78, 2014.
- (4) Shinozaki, T., Fujino, S., Ikehara, M., Sawai, Y., Tamura, T., Goto, K., Sugawara, D., Abe T., Marine biomarkers deposited on coastal land by the 2011 Tohoku-oki tsunami. *Natural Hazards*, in press.
- (5) Sugawara, D., Takahashi, T., Numerical simulation of coastal sediment transport by the 2011 Tohoku-oki earthquake tsunami, *Tsunami Events and Lessons Learned, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Vol. 35, pp.99-112, 2014.
- (6) Sugawara, D., Takahashi, T., Imamura, F., Sediment transport due to the 2011 Tohoku-oki tsunami at Sendai: Results from numerical modeling, *Marine Geology*, 2014.
- (7) 天野格, 香西篤, 原口強, 礫質津波堆積物の認定法, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I_266-I_270, 2014.
- (8) 森下祐, 高橋智幸, 複雑な実港湾地形を対象とした津波による土砂移動特性の考察, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70, No.2, pp.I_594-I_599, 2014.
- (9) 森下祐, 高橋智幸, 2011 年東北地方太平洋沖地震津波来襲時の気仙沼湾を対象とした津波移動床モデルの再現性向上, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I_491-I_495, 2014.

<口頭発表>

- (10) Goto, K., Sugawara, D., Yanagisawa, H., An upper threshold of sediment concentration in flow depth of the tsunami. Asia Oceania Geosciences Society (AOGS) (2014, July, Sapporo)
- (11) Kanamaru, K., Woodruff, J., Kundu, S., and Cook, T., 2014a. Geochemical Characteristics of Typhoon - and Tsunami - Induced Deposits from Western Kyushu Islands, Eos Trans. AGU, Fall Meet. Suppl. Abstract NH21A-3816
- (12) Kanamaru, K., Jercinovic, M., Goto, K., and Chiba, T., 2014b. Geochemical characteristics of historical inundation events from eastern Kyushu and western Shikoku Islands, Japan, International Sedimentological Congress, Geneva, Switzerland.
- (13) Kanamaru, K., Woodruff, J., Kundu, S., and Cook, T., 2014c. Historical inundation events from western Kyushu Islands: geochemical characteristics of typhoon - and tsunami - induced deposits, Asia Oceania Geological Society, Sapporo, Japan.
- (14) Baranes, H., Woodruff, J., Wallace, D., Kanamaru, K., and Cook, T., 2014. A 1000-year sedimentary reconstruction of extreme coastal flooding for the Bungo Channel of Japan, Asia Oceania Geological Society, Sapporo, Japan.
- (15) Baranes, H., Woodruff, J., Wallace, D., Kanamaru, K., and Cook, T., 2014. Sedimentological signatures of large scale inundation events: records of the 1707 AD Hōei tsunami from the Bungo Channel, Japan, GSA Annual Meeting, Vancouver, BC, Canada.
- (16) Woodruff, J.D., Kanamaru, K., Kundu, S., and Cook, T., 2014. Depositional evidence for the Kamikaze Typhoons: climate, extreme weather, and the collapse of the Mongol Empire, GSA Annual Meeting, Vancouver, BC, Canada.

付録 2. 沿岸湖沼に突入する津波の水理特性に関する基礎実験データ

(1) 水位

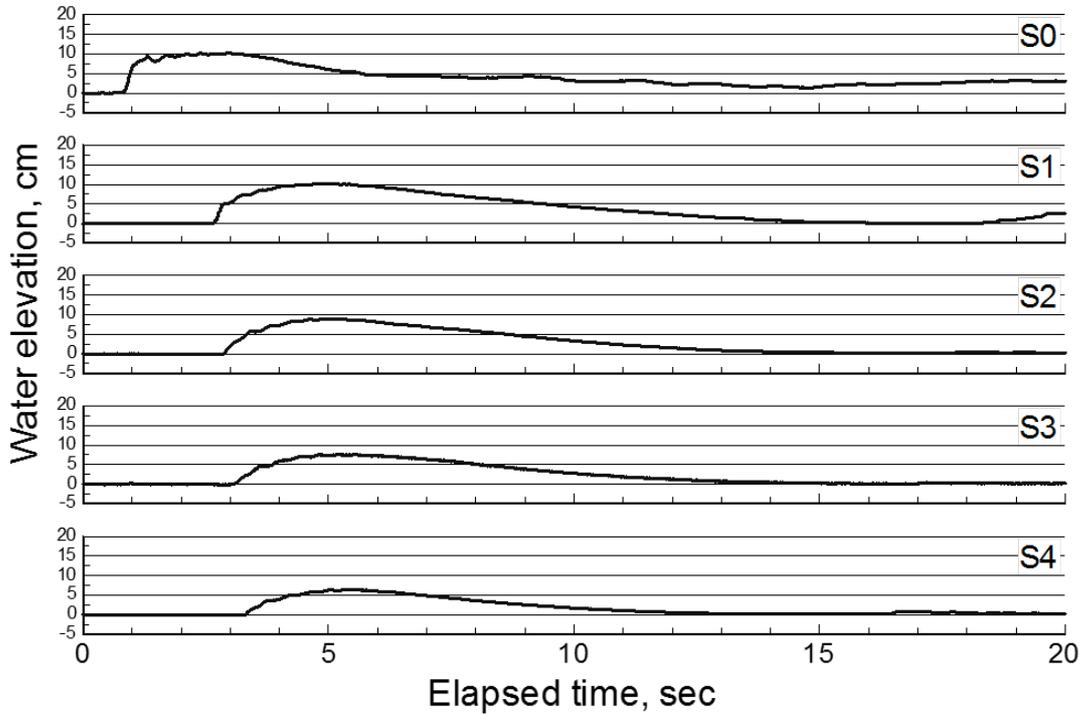


図-付 2-1 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端越流)

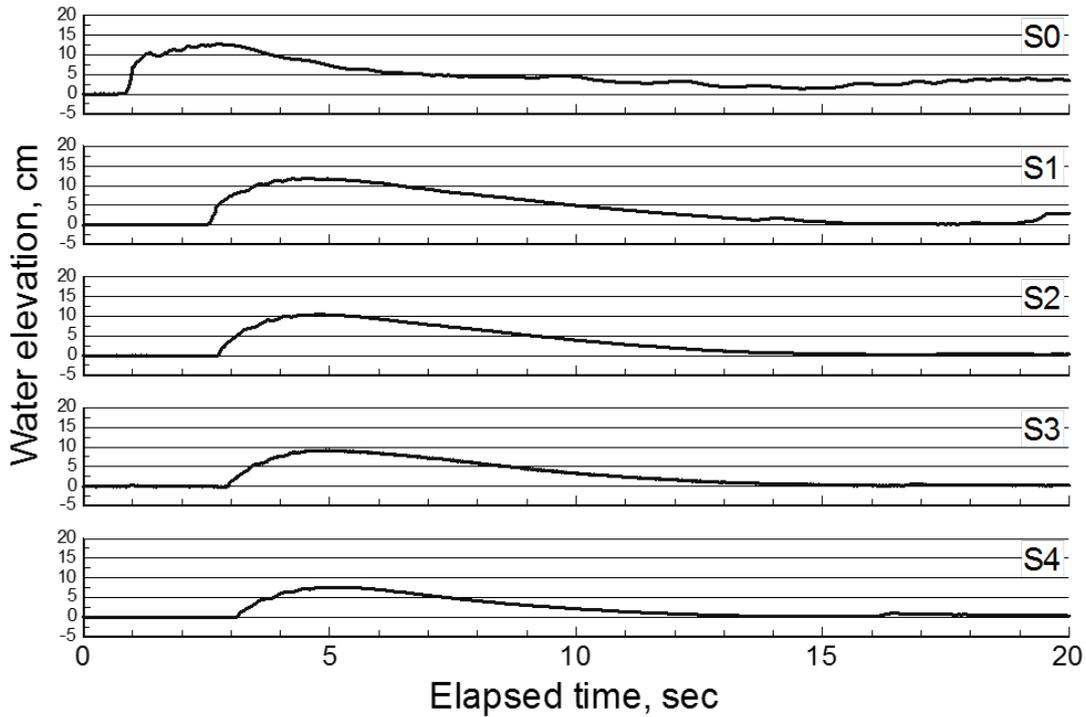


図-付 2-2 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端越流)

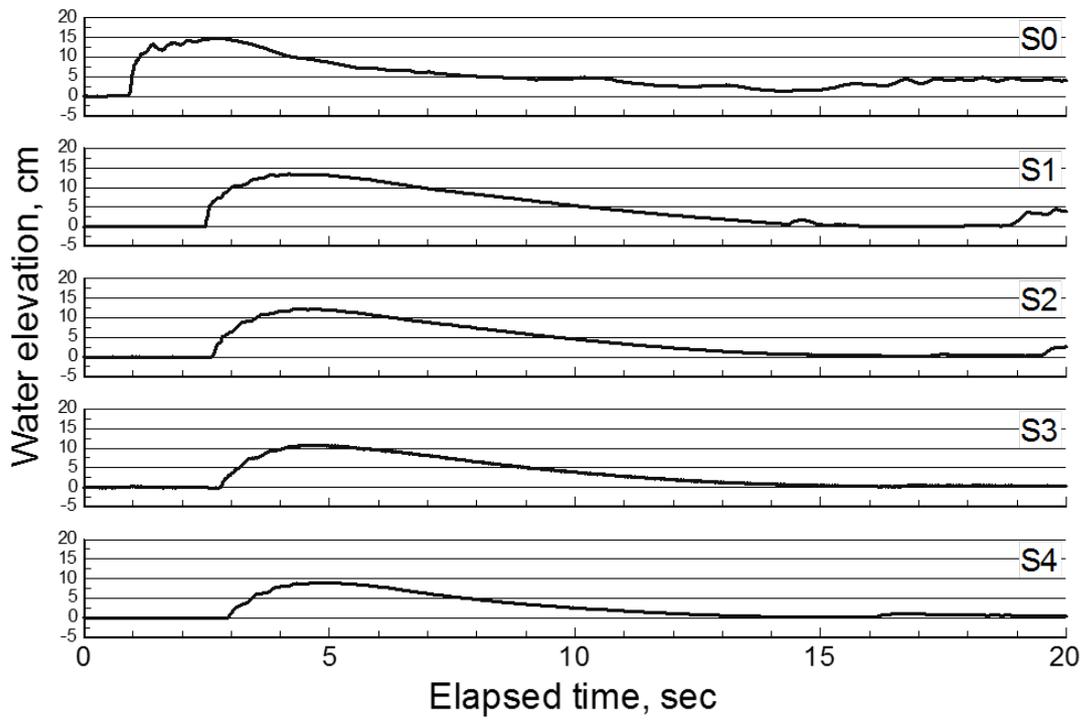


図-付 2-3 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端越流)

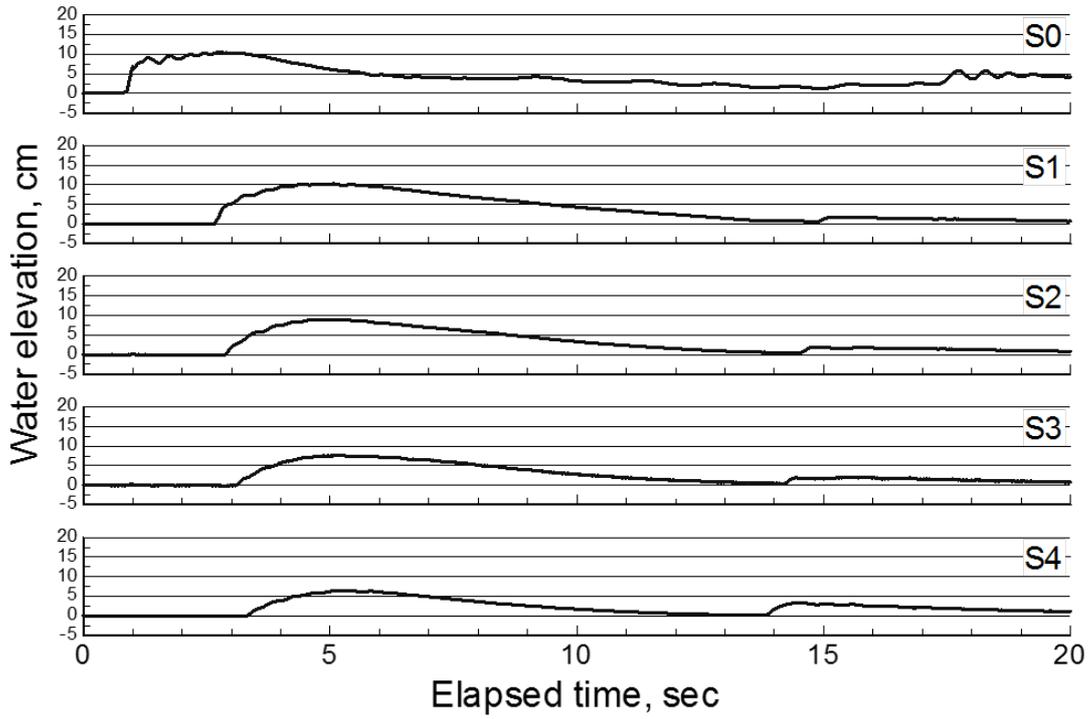


図-付 2-4 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

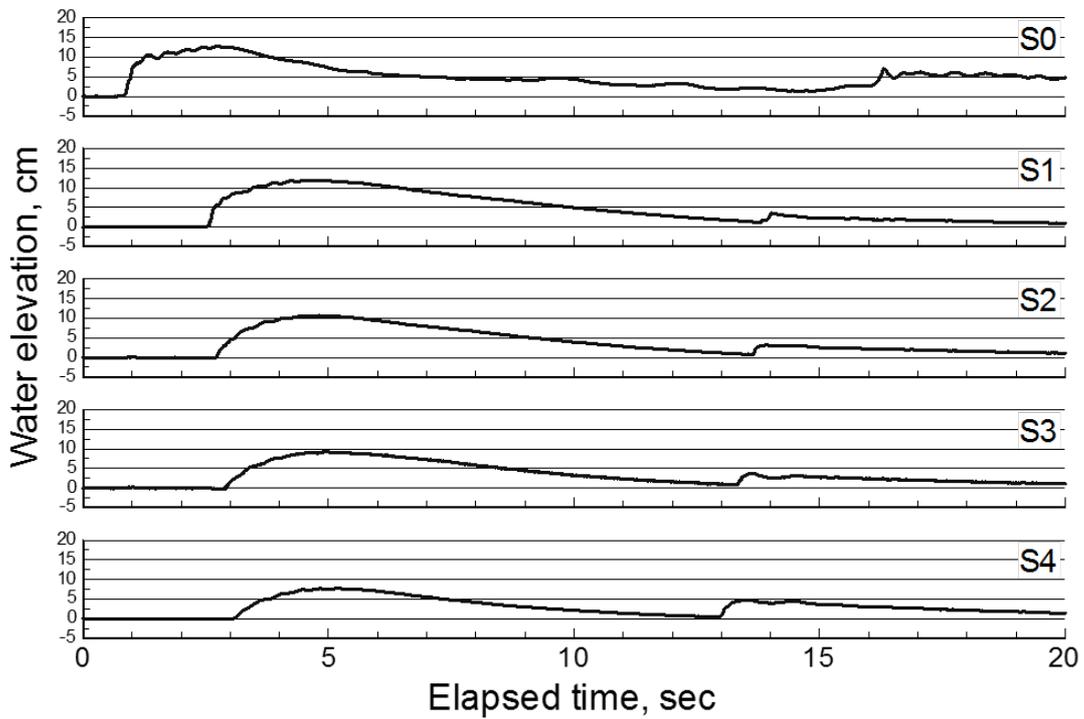


図-付 2-5 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

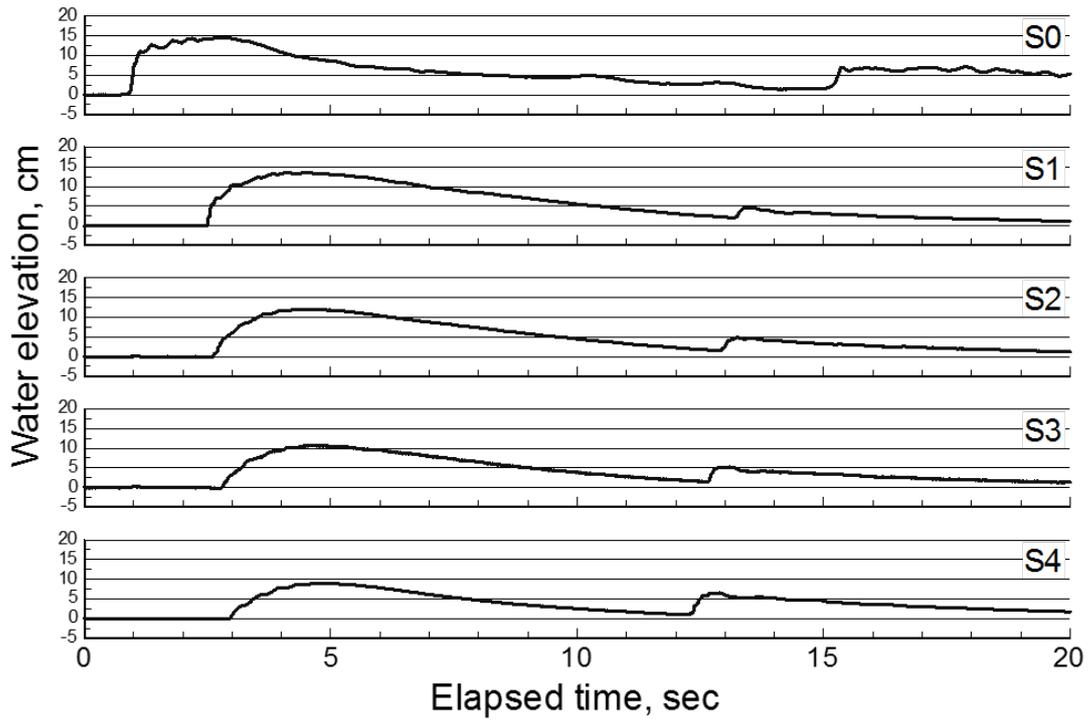


図-付 2-6 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

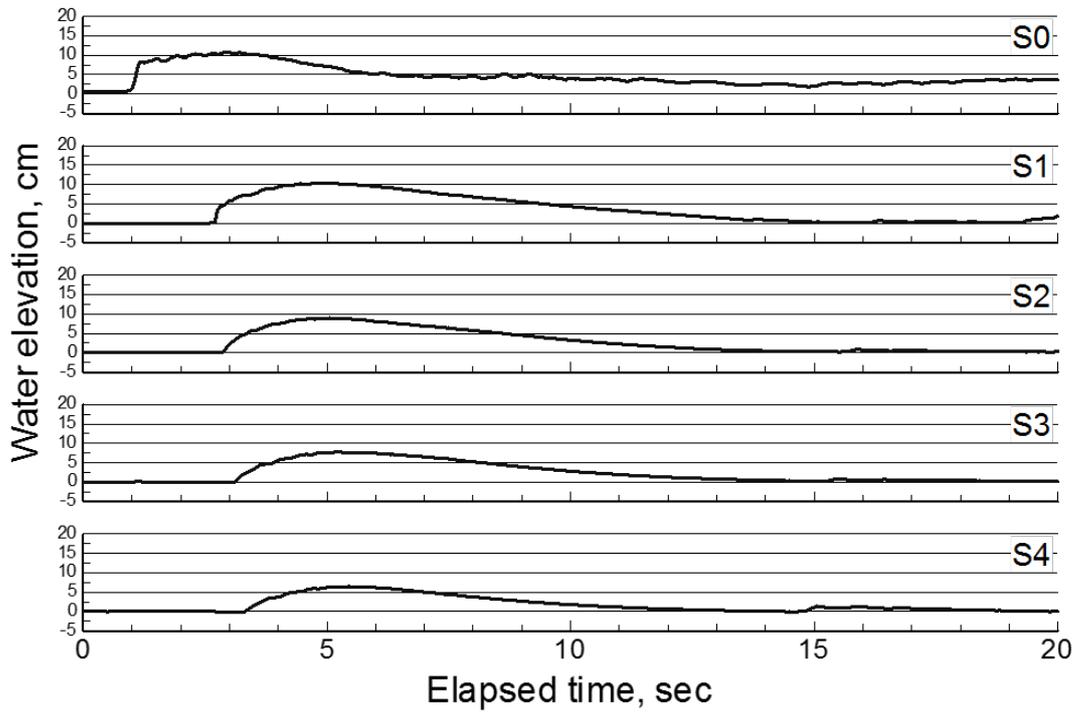


図-付 2-7 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端越流)

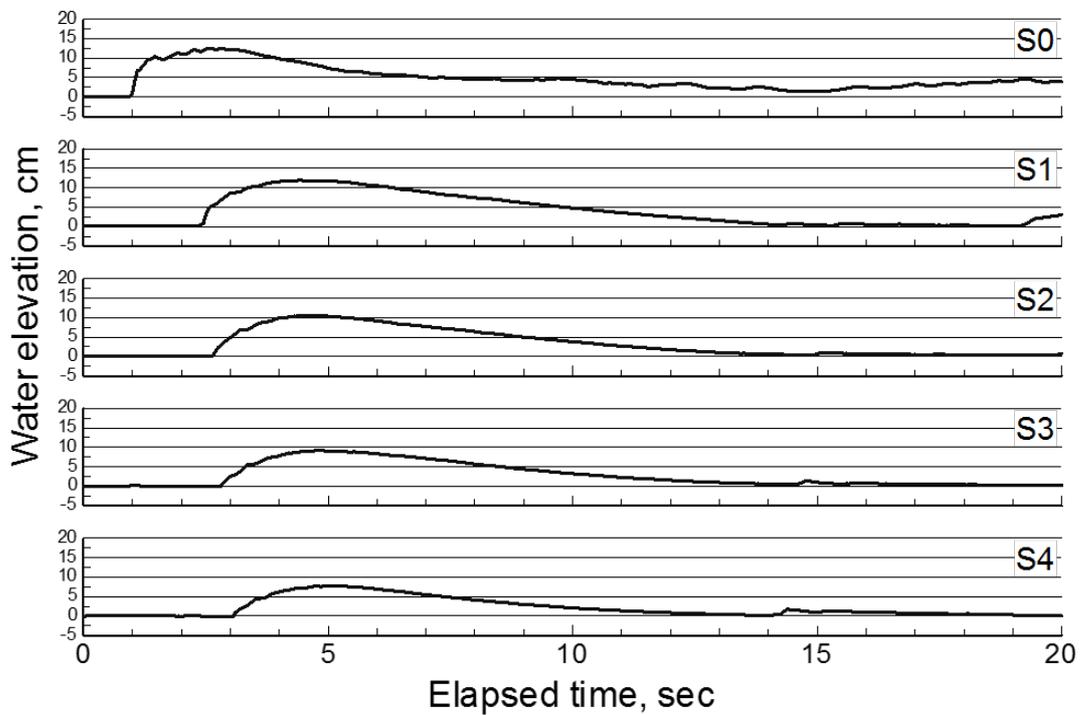


図-付 2-8 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端越流)

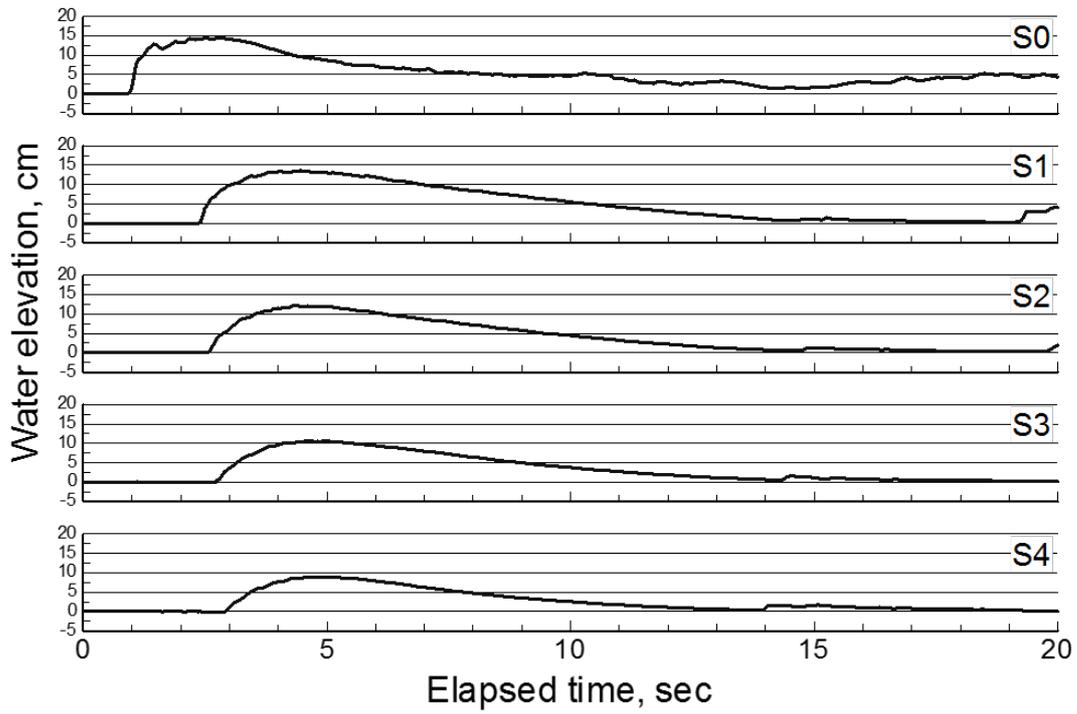


図-付 2-9 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端越流)

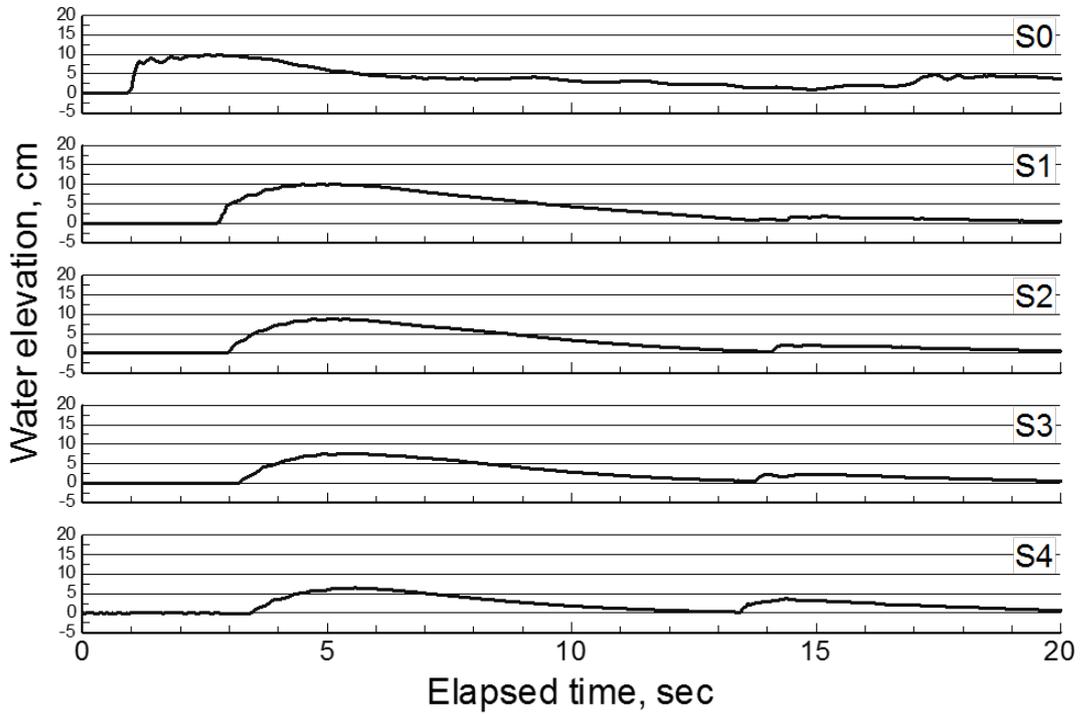


図-付 2-10 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

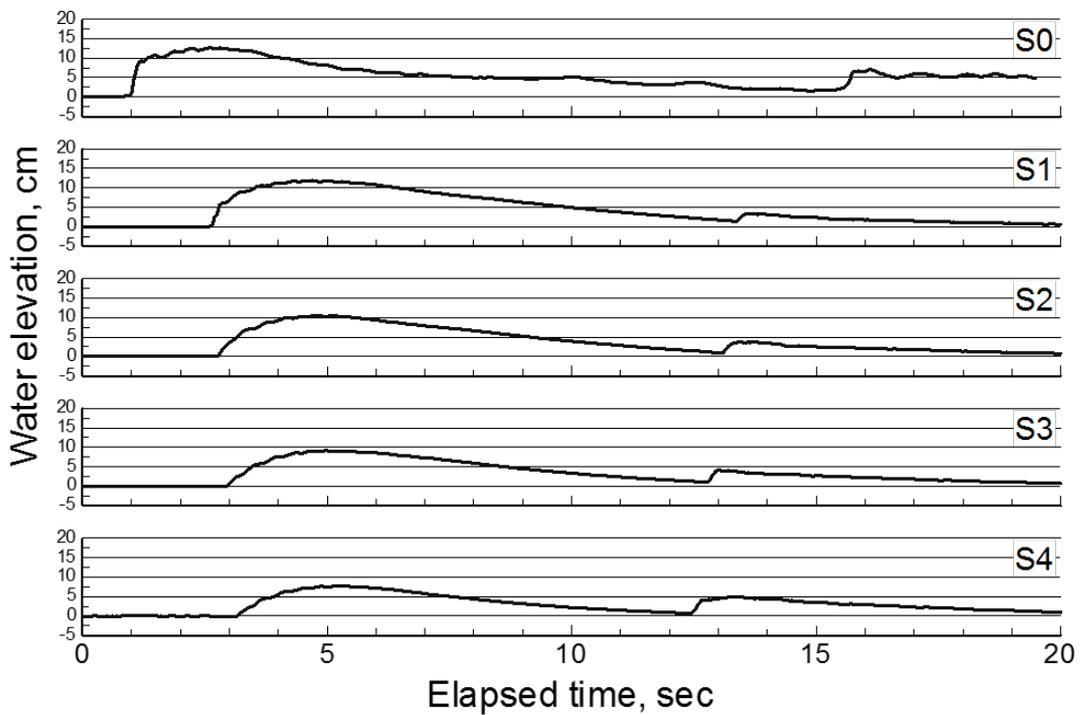


図-付 2-11 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

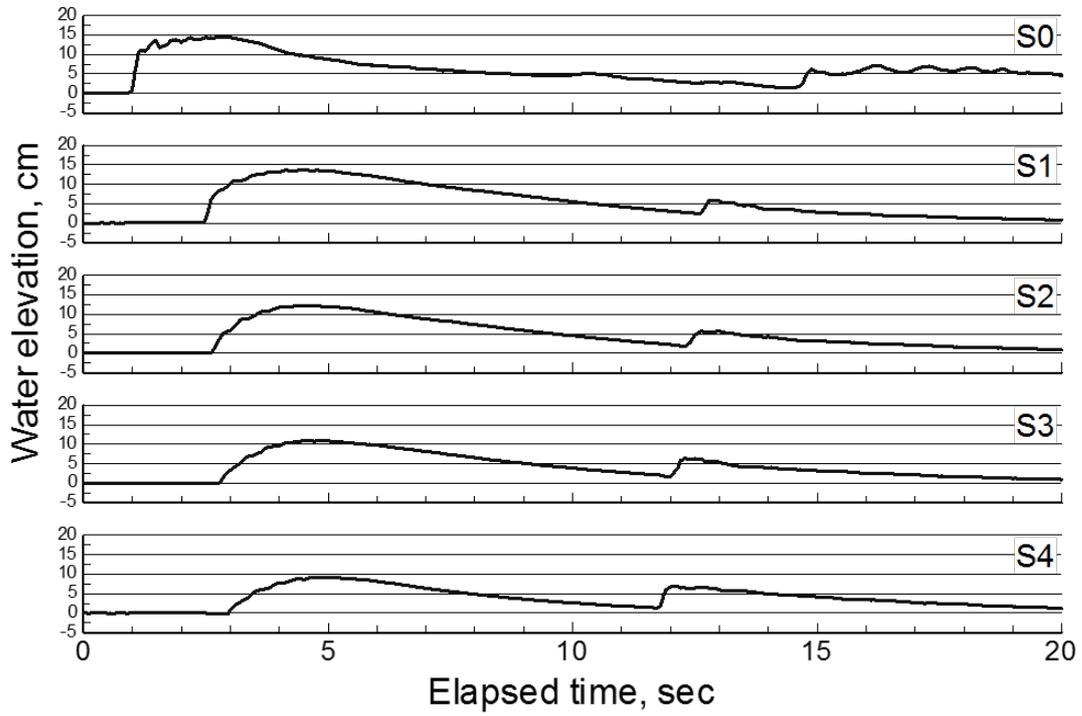


図-付 2-12 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

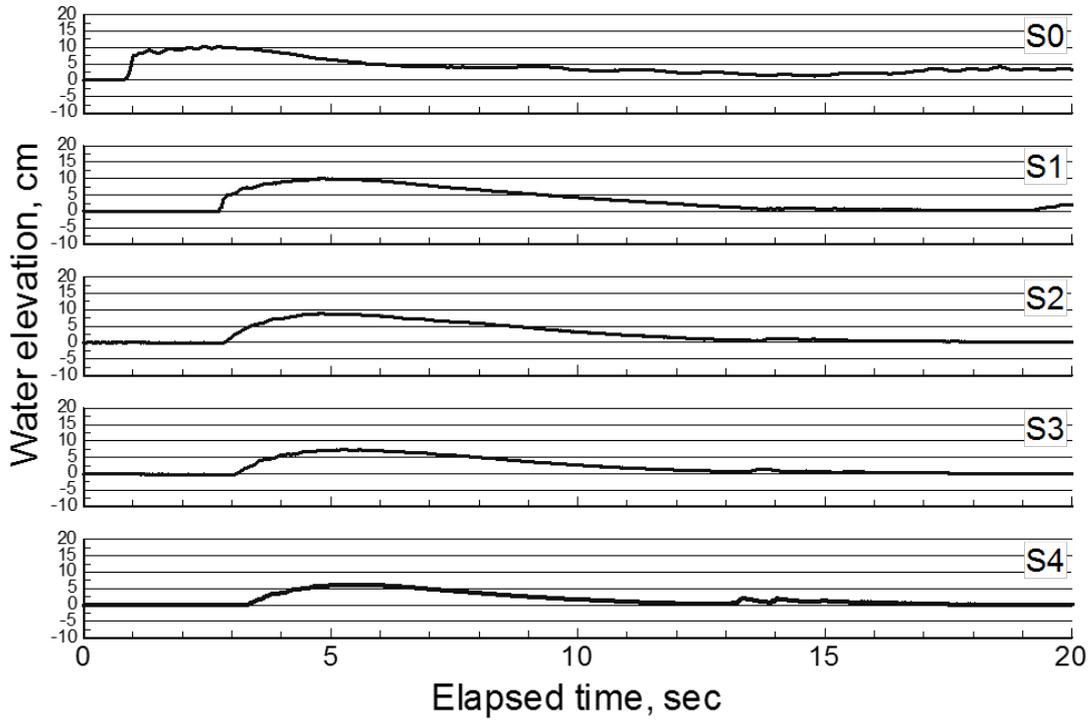


図-付 2-13 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

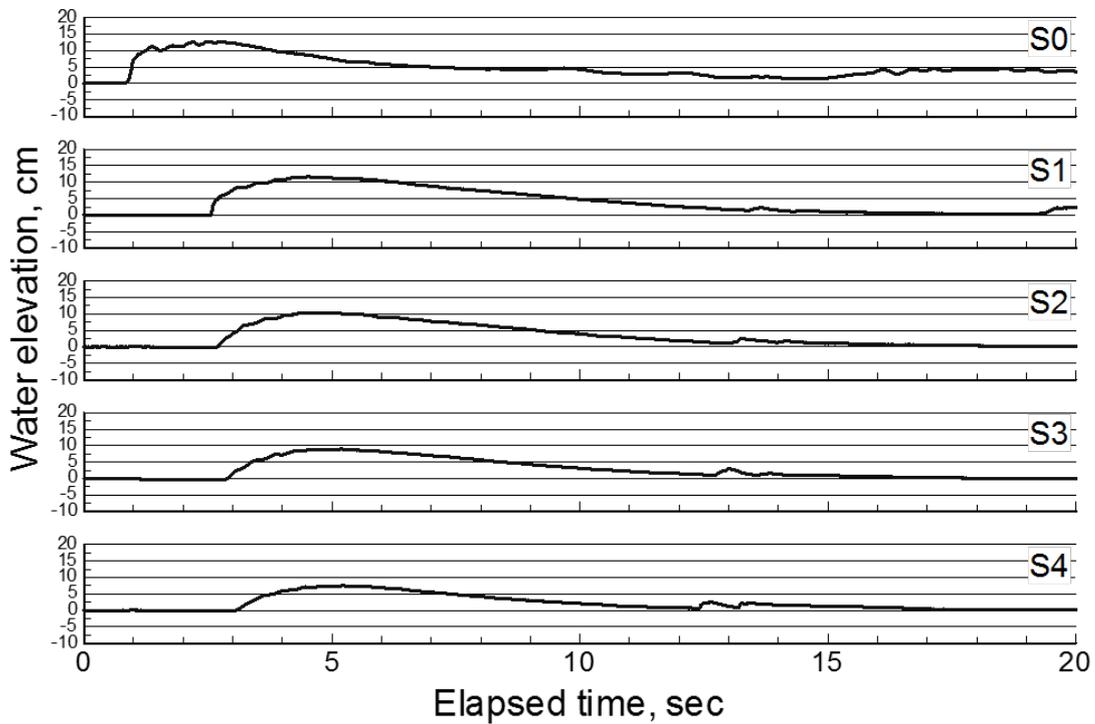


図-付 2-14 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

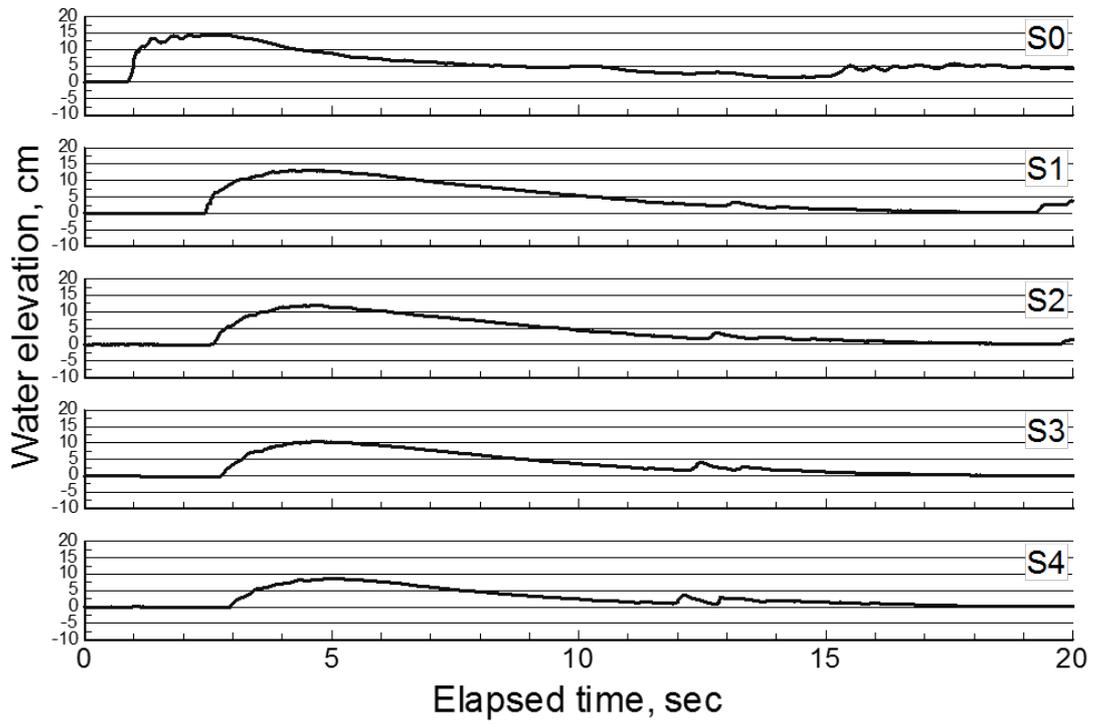


図-付 2-15 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

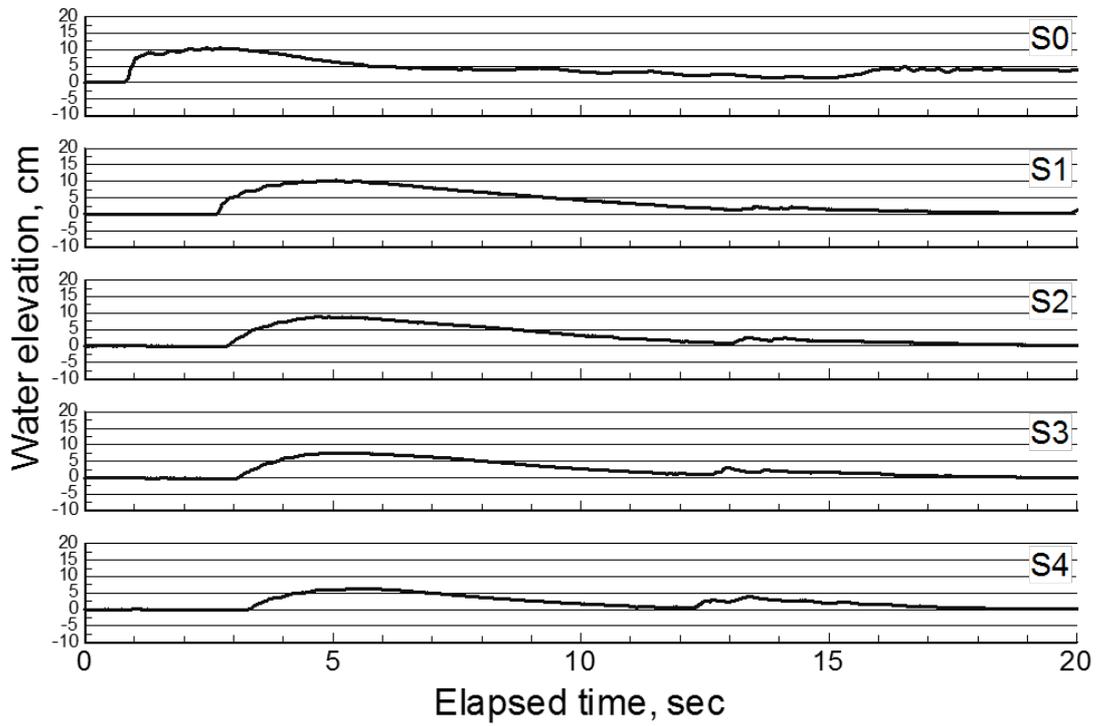


図-付 2-16 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端完全反射)

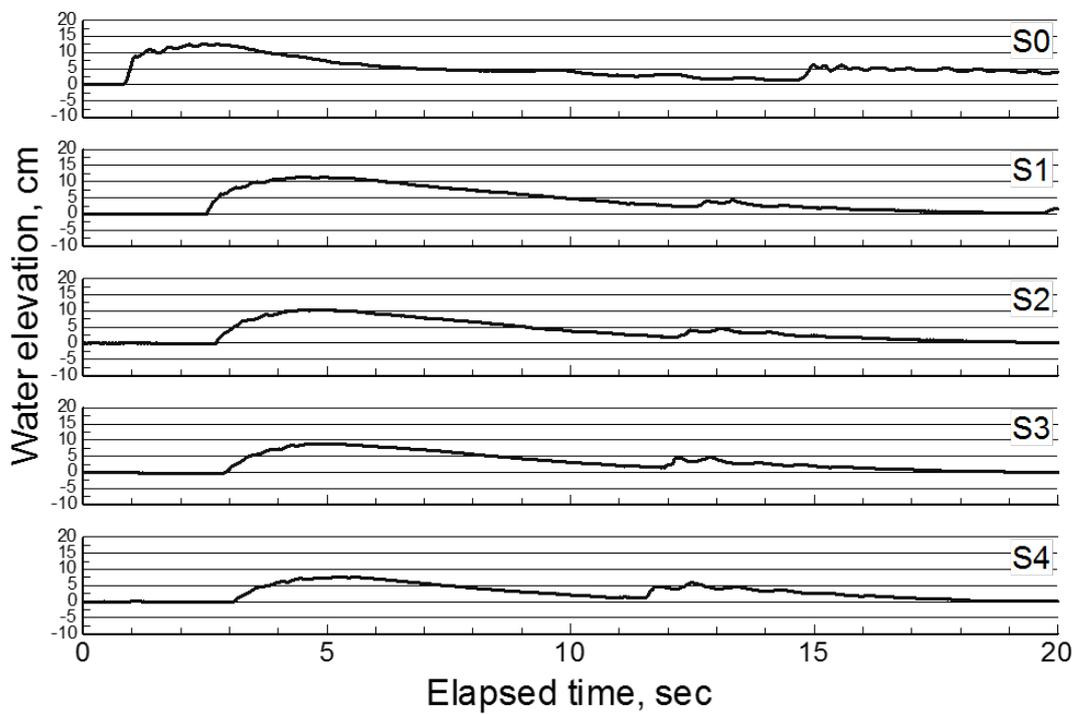


図-付 2-17 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端完全反射)

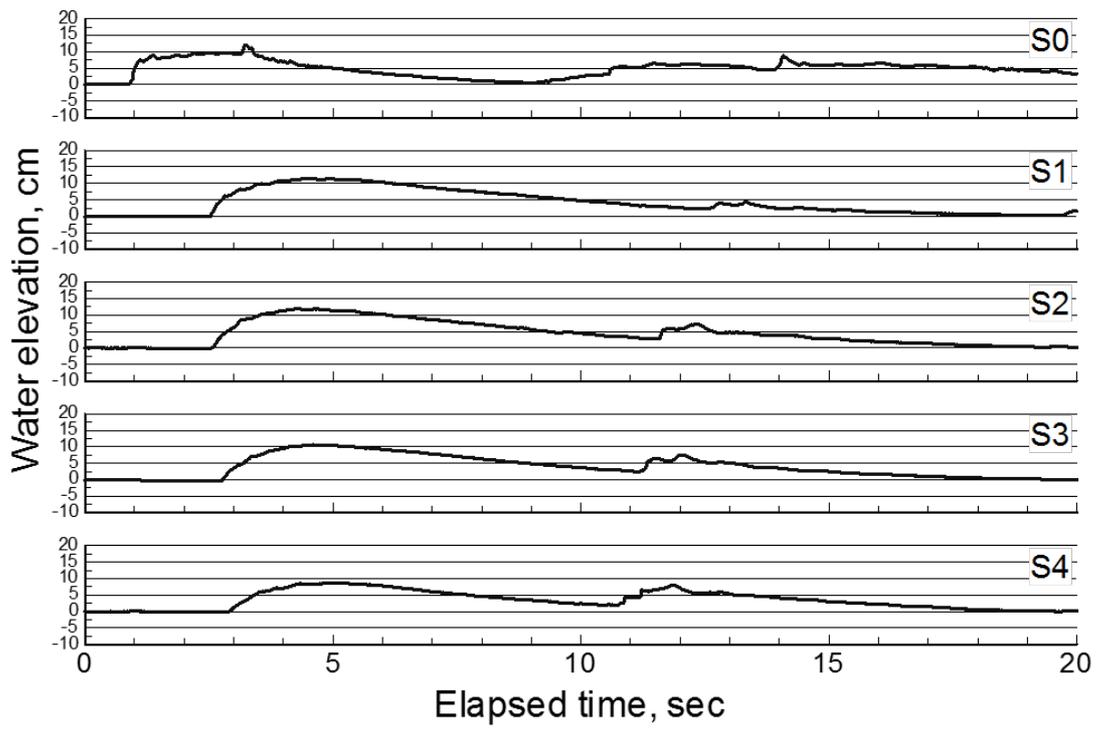


図-付 2-18 斜面上の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端完全反射)

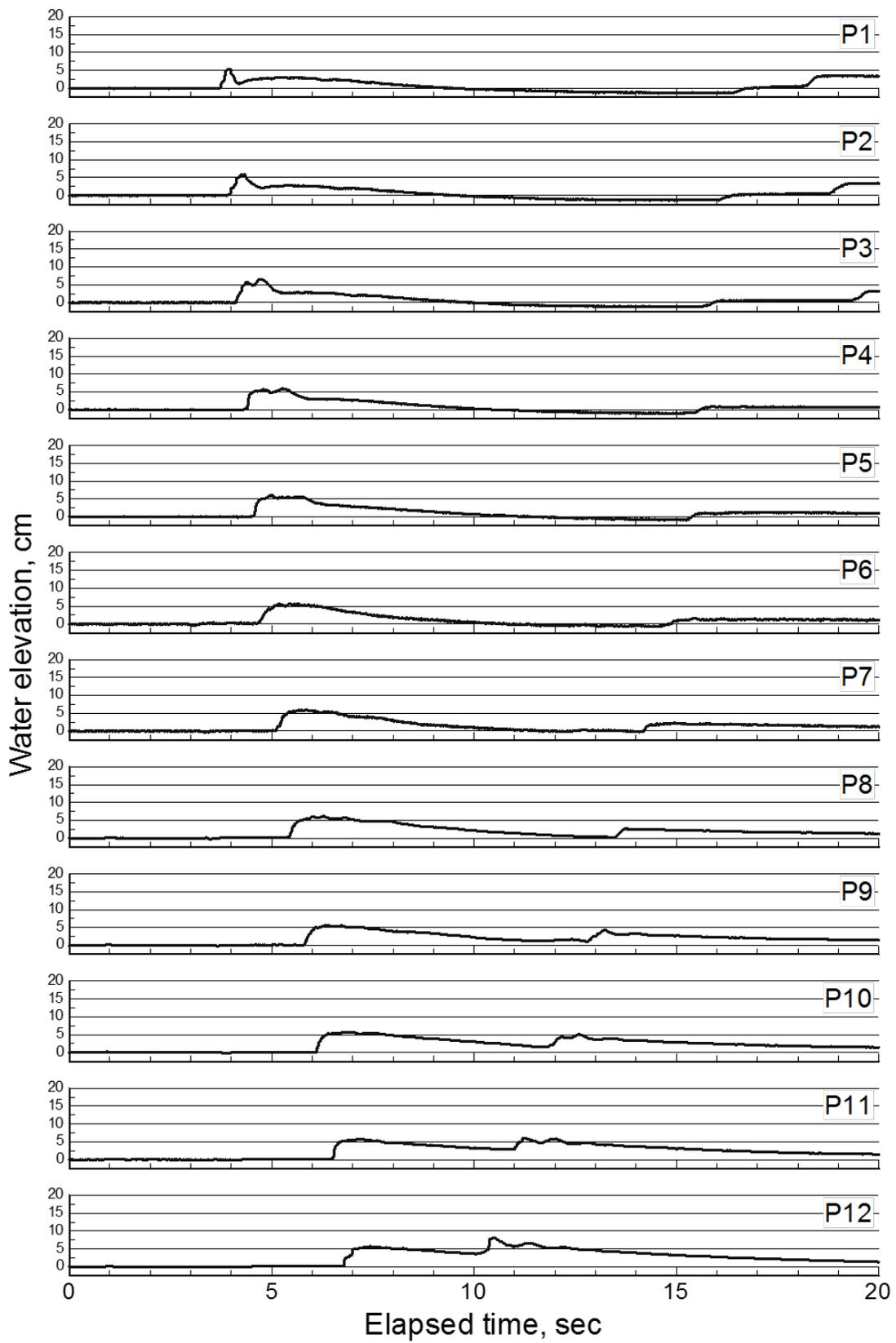


図-付 2-19 湖沼内の水位経時変化 (Hu=0.30 m, Dp=0.025 m, 下流端越流)

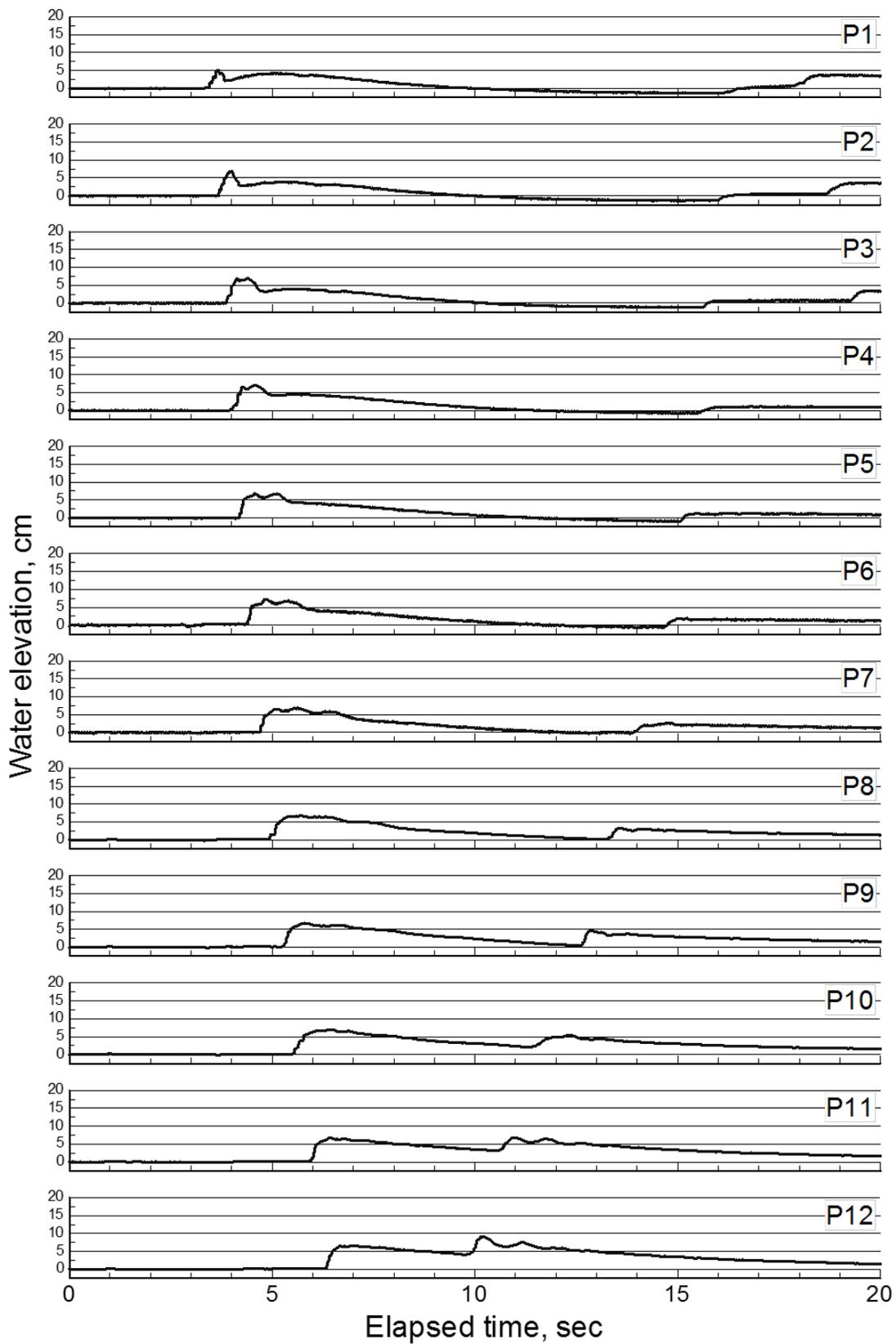


図-付 2-20 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.35$, $D_p=0.025$ m, 下流端越流)

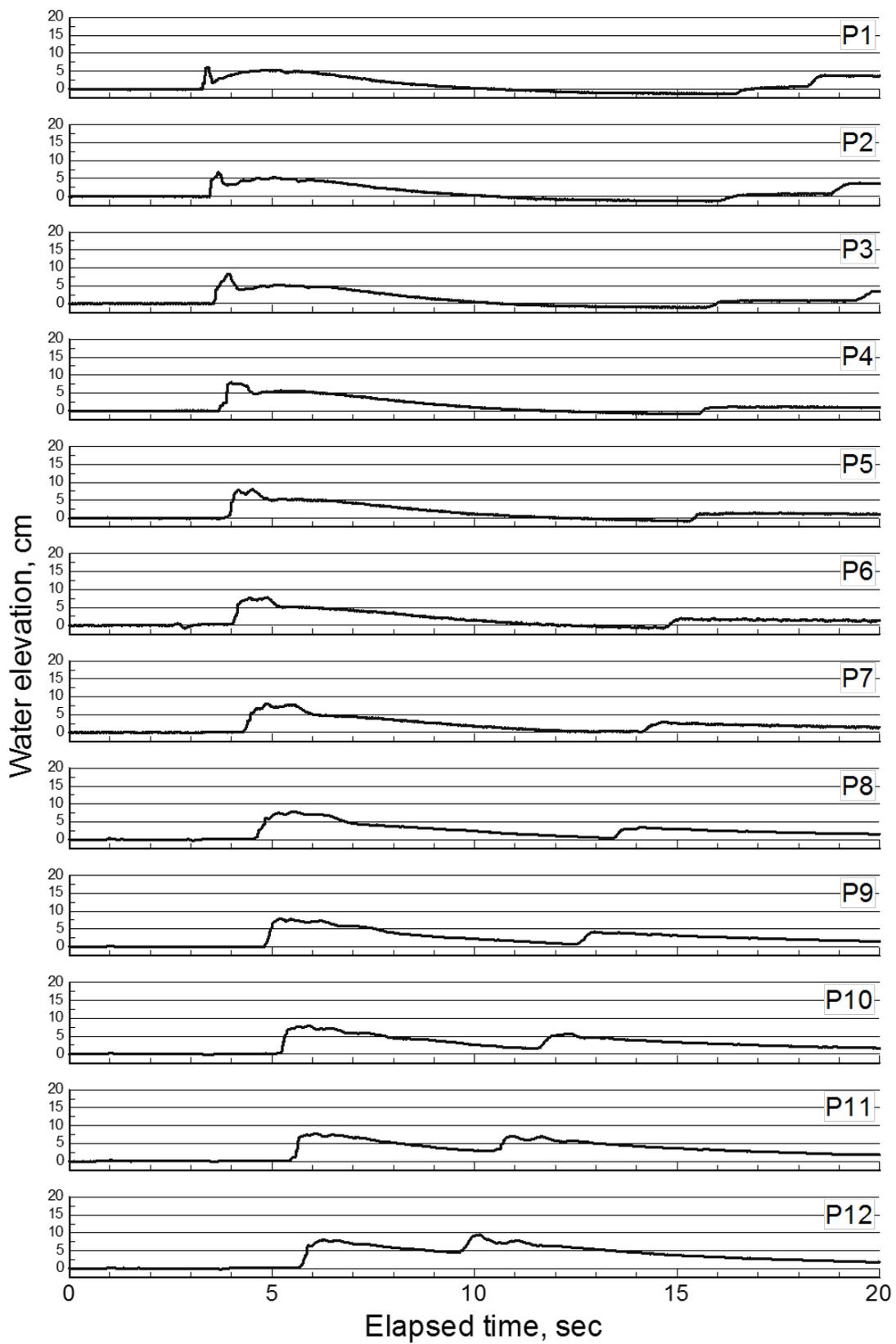


図-付 2-21 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端越流)

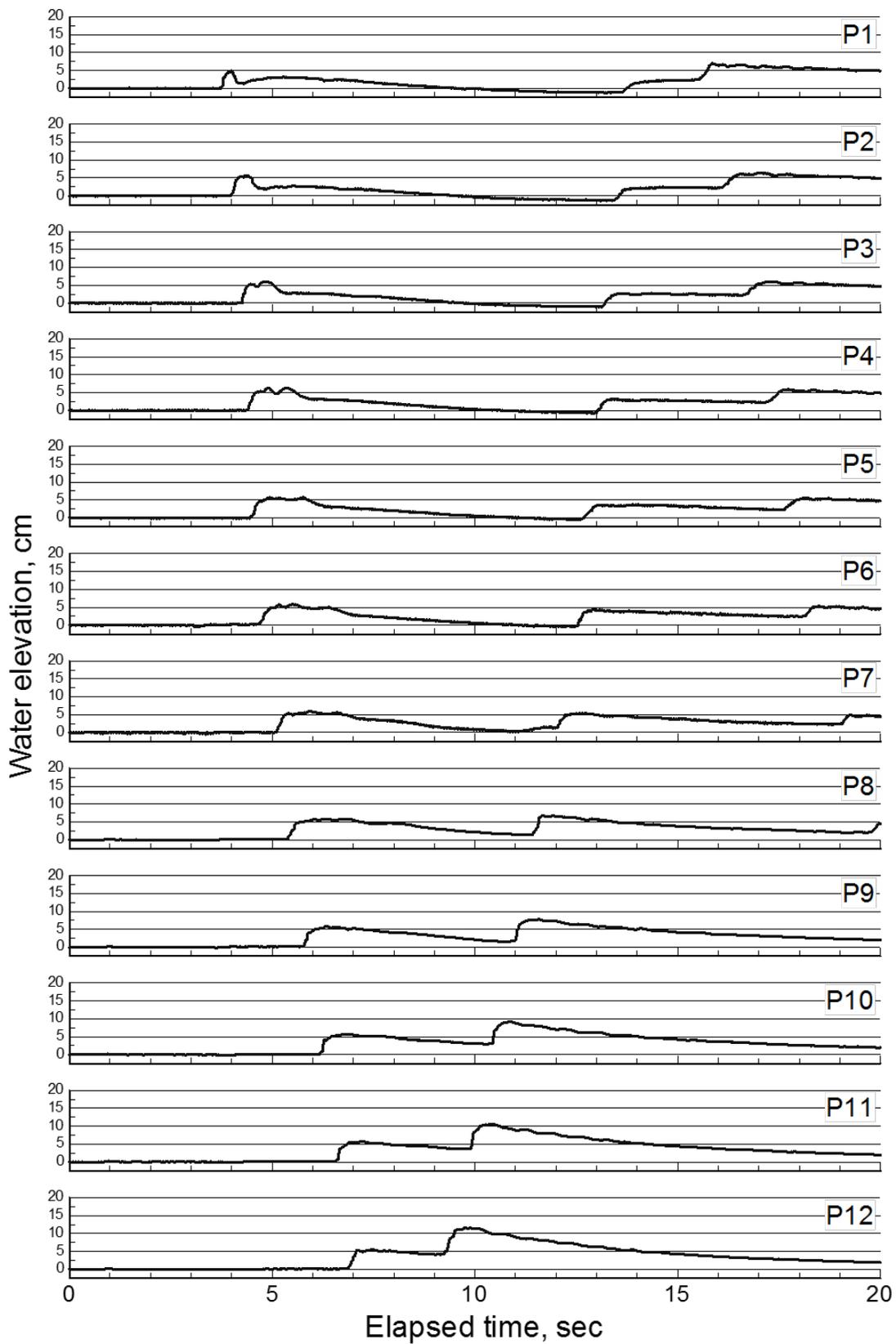


図-付 2-22 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

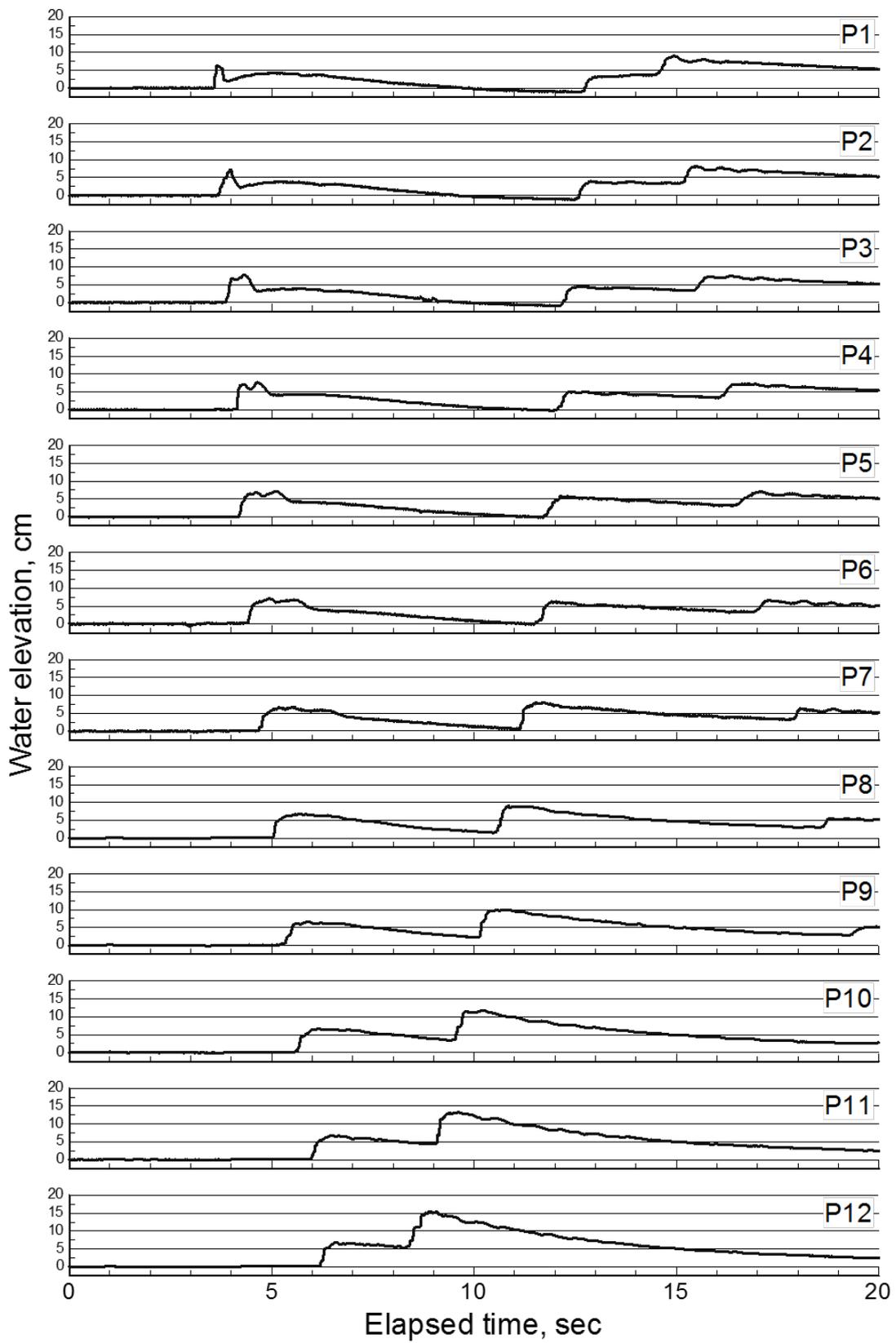


図-付 2-23 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

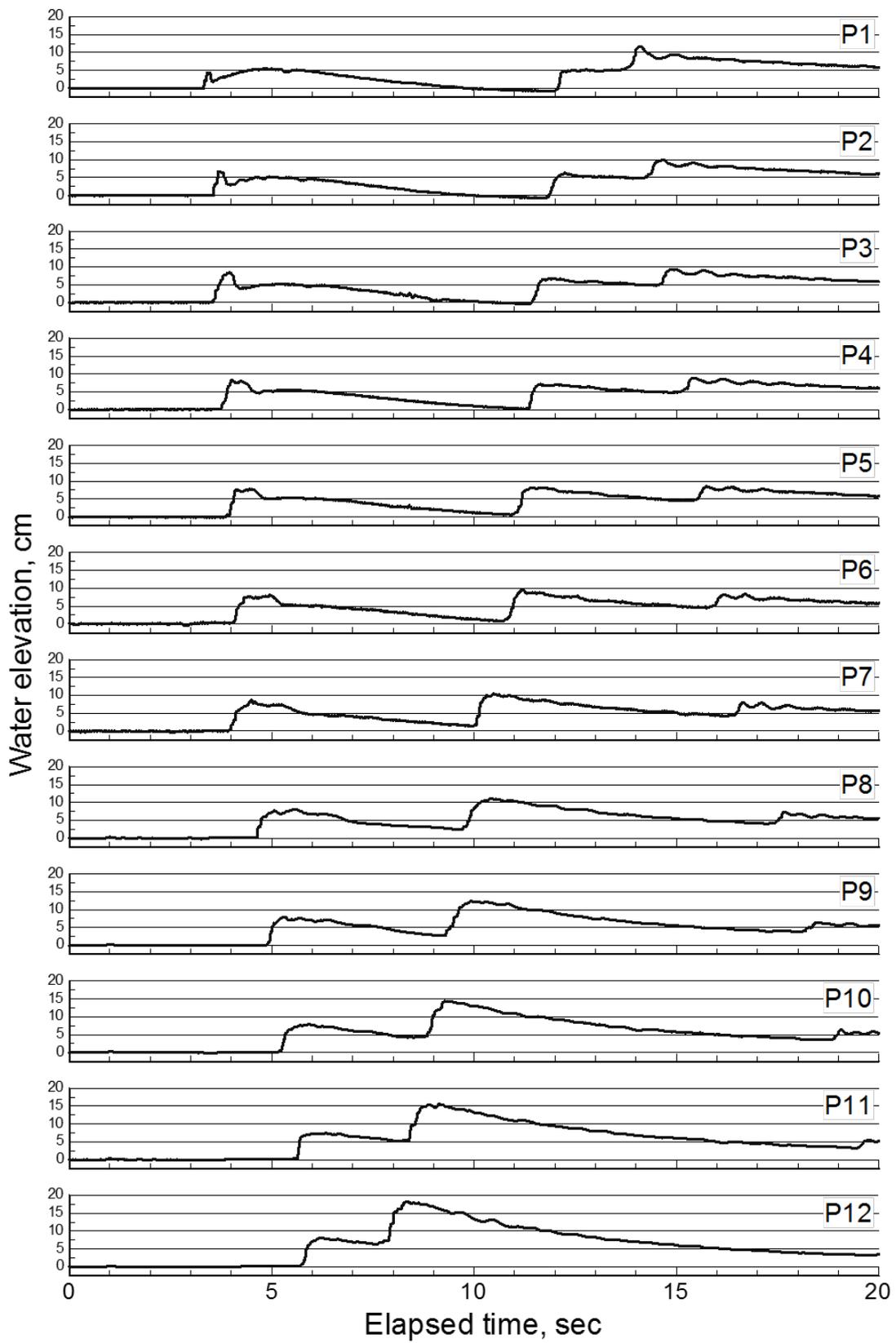


図-付 2-24 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

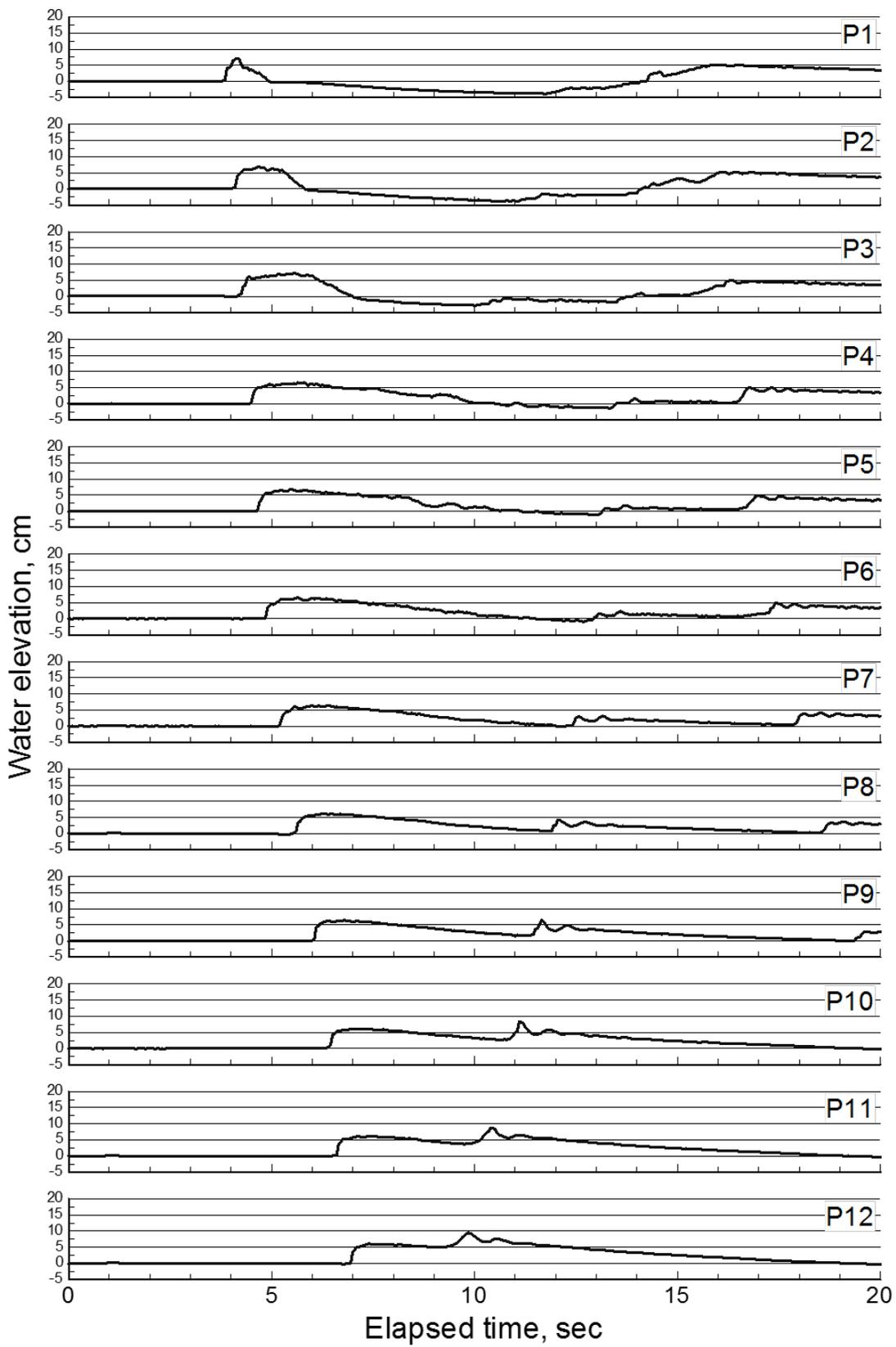


図-付 2-25 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端越流)

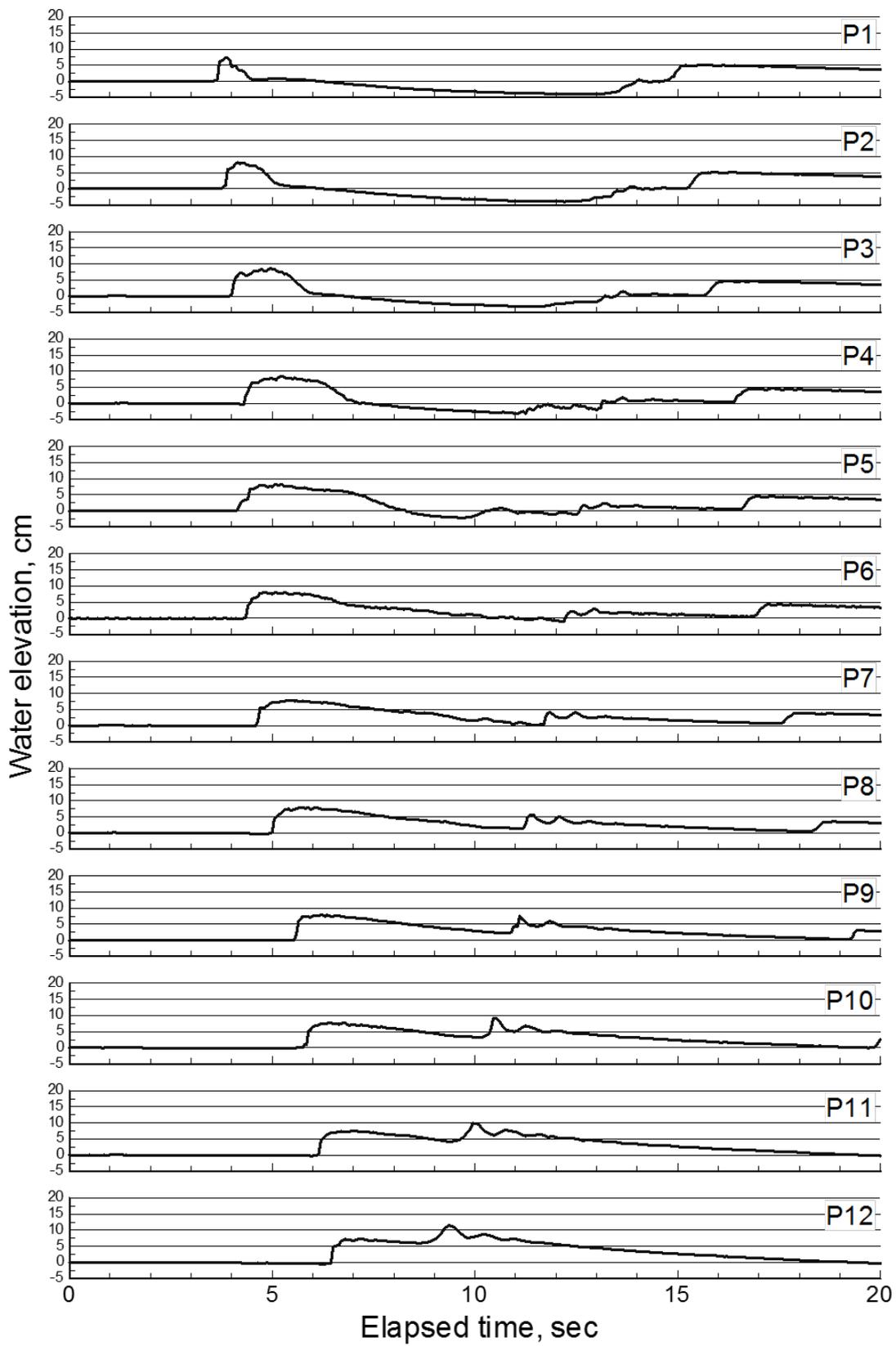


図-付 2-26 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.35$, $D_p=0.05$ m, 下流端越流)

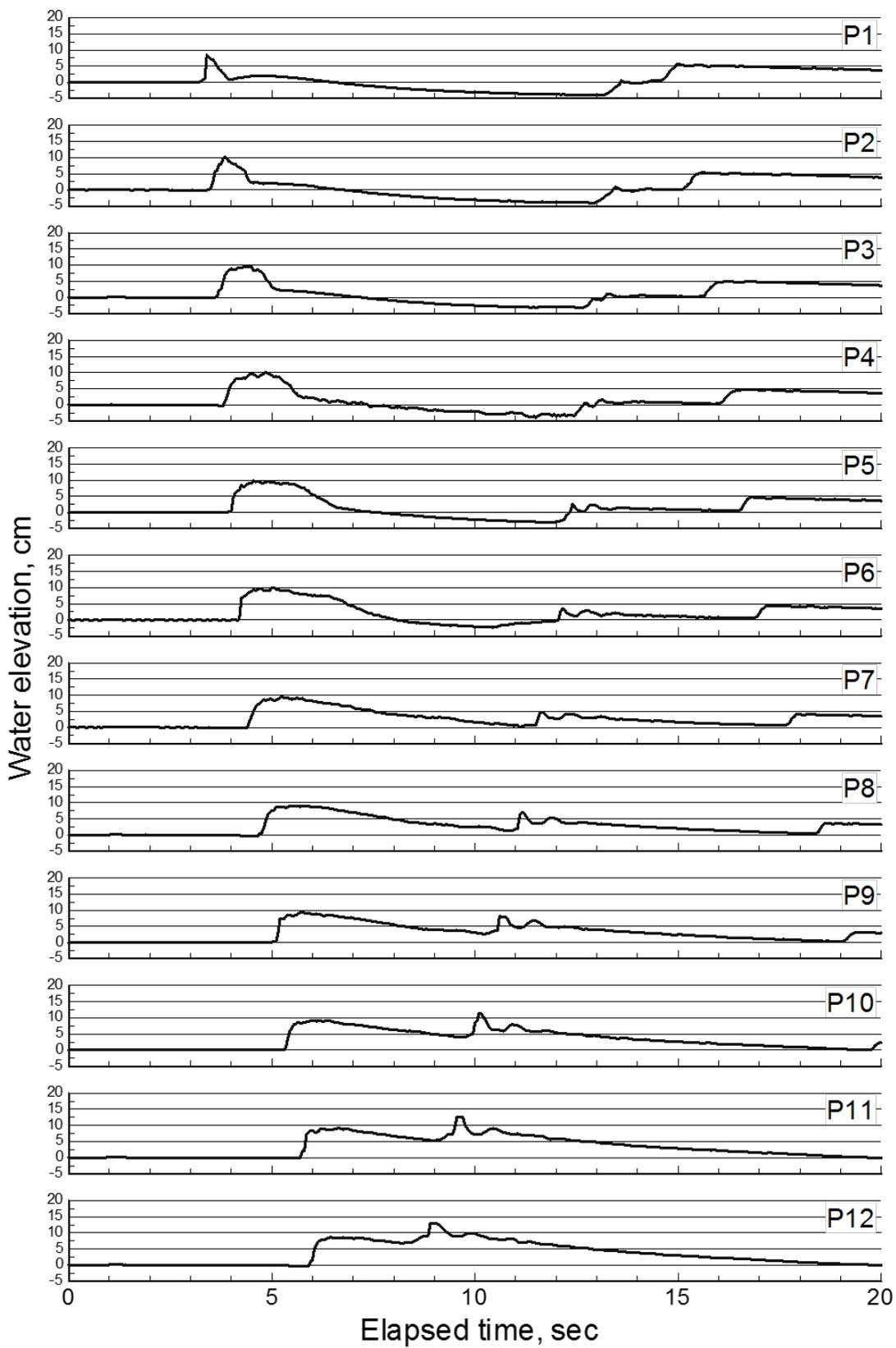


図-付 2-27 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端越流)

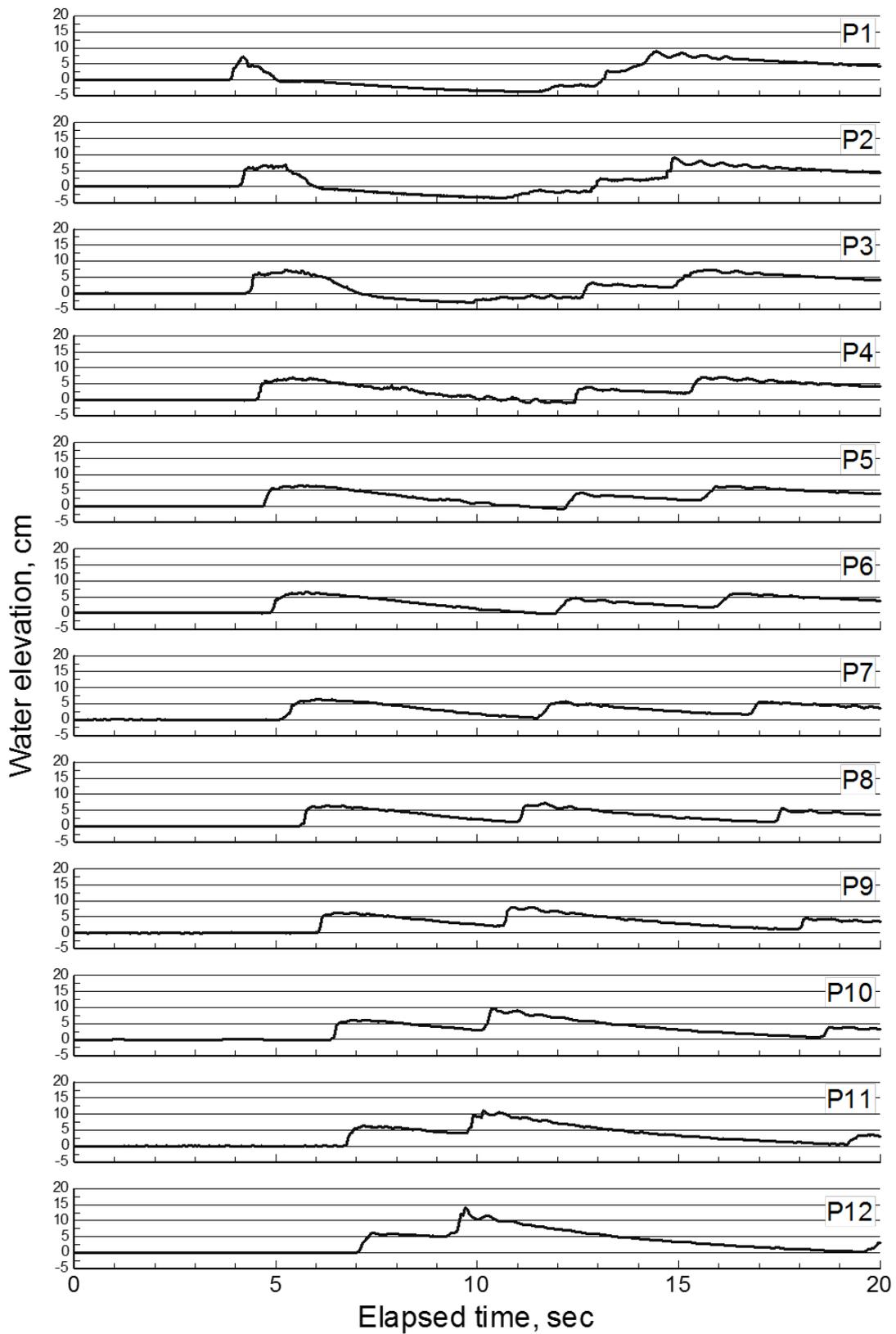


図-付 2-28 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

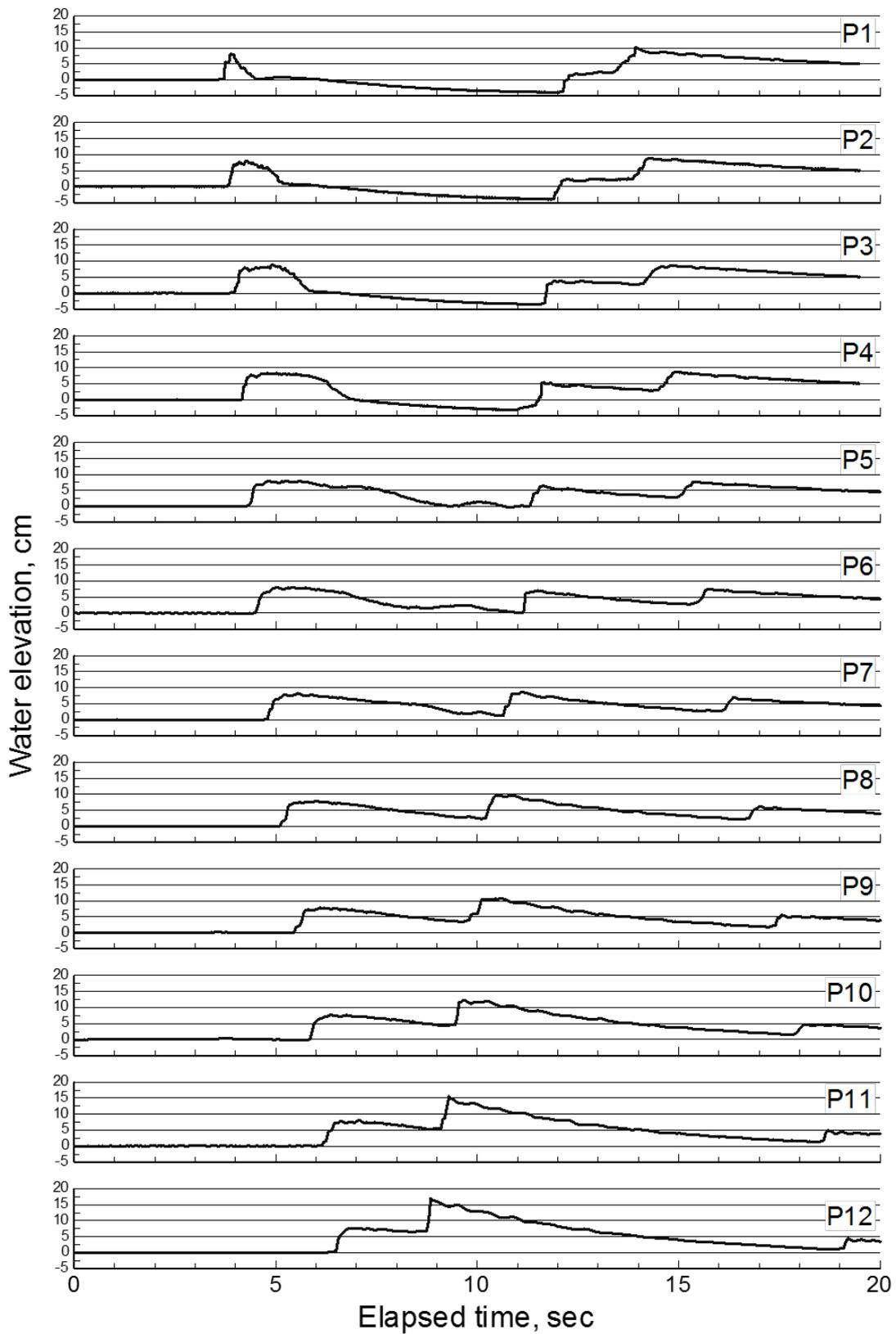


図-付 2-29 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.35$, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

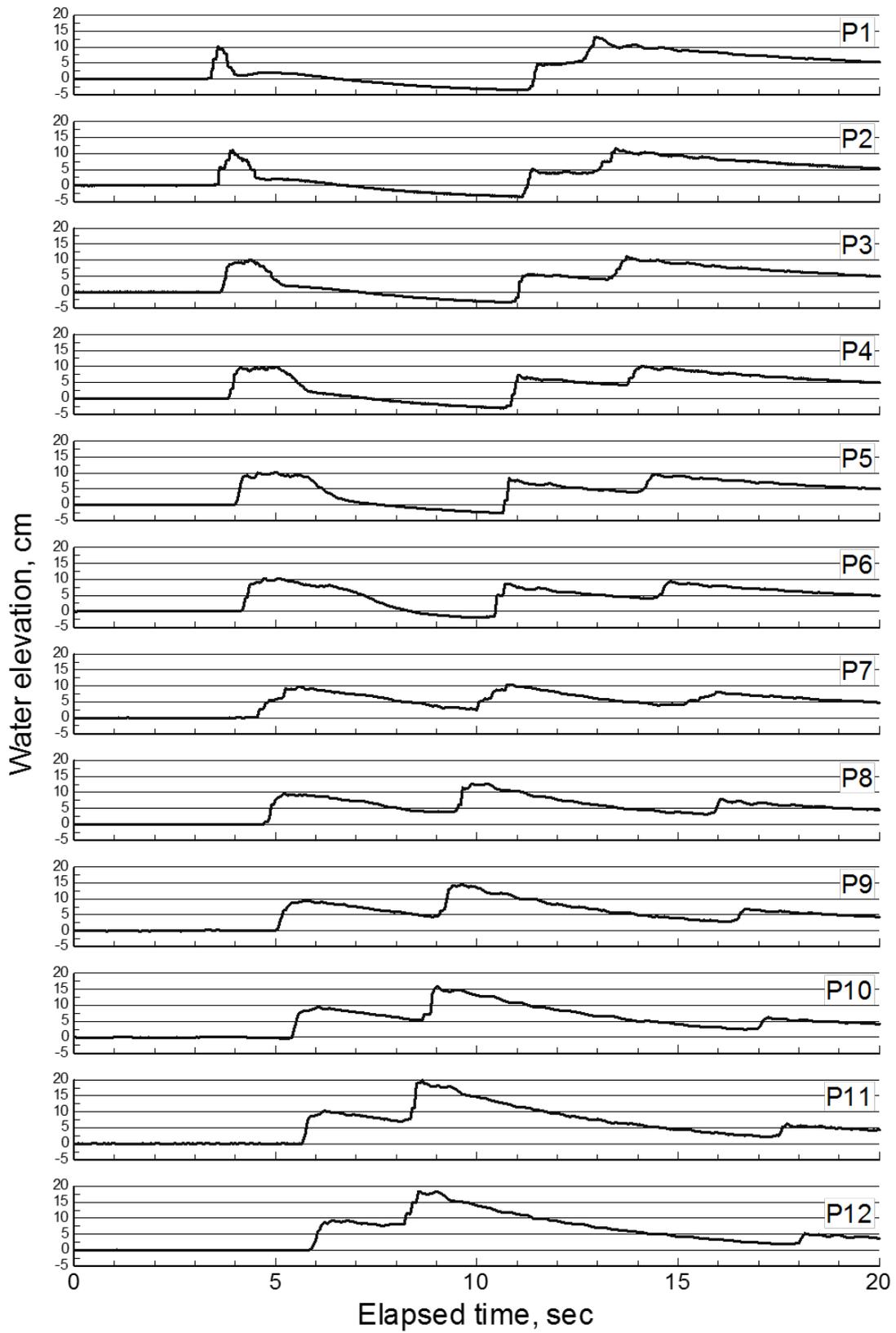


図-付 2-30 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

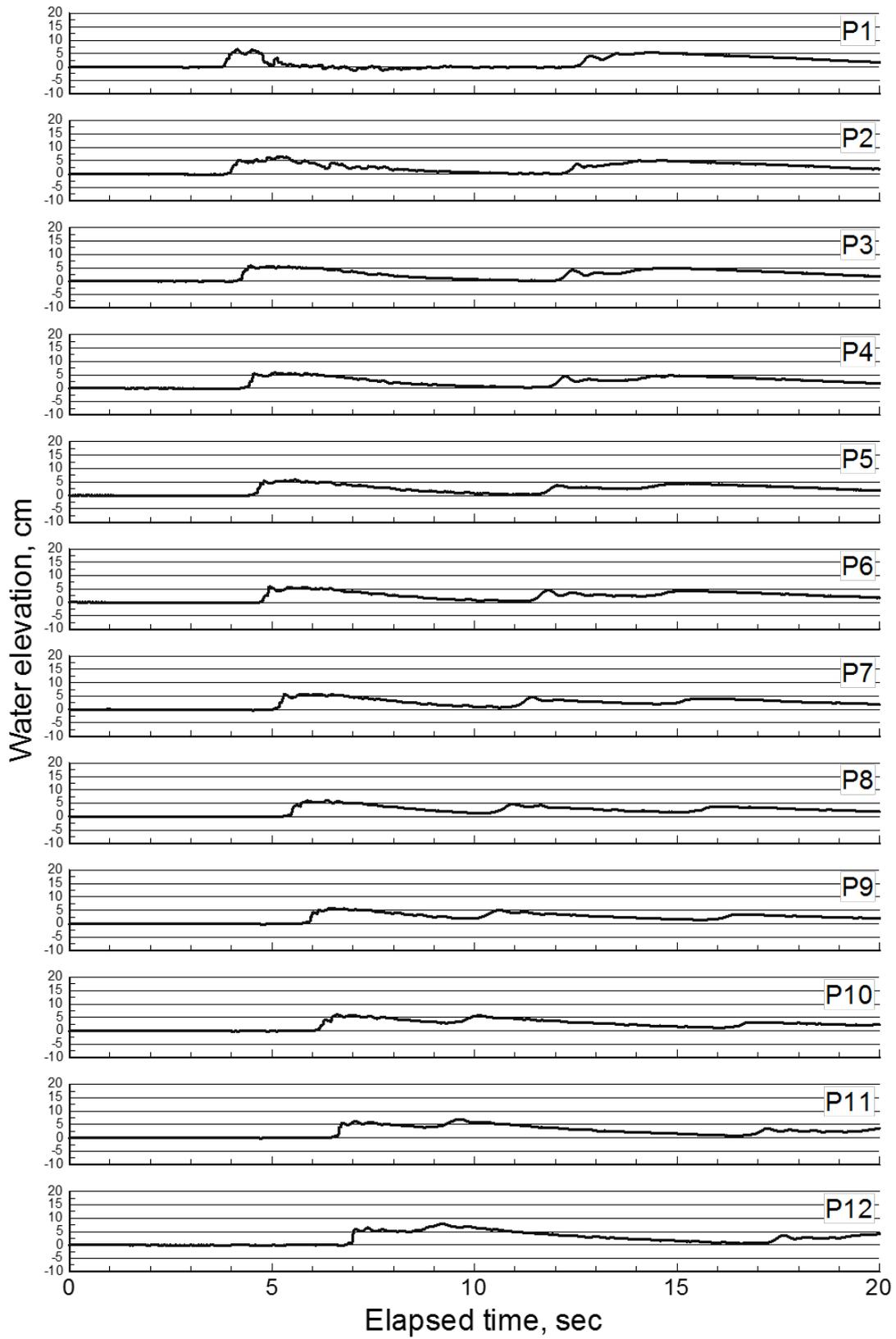


図-付 2-31 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

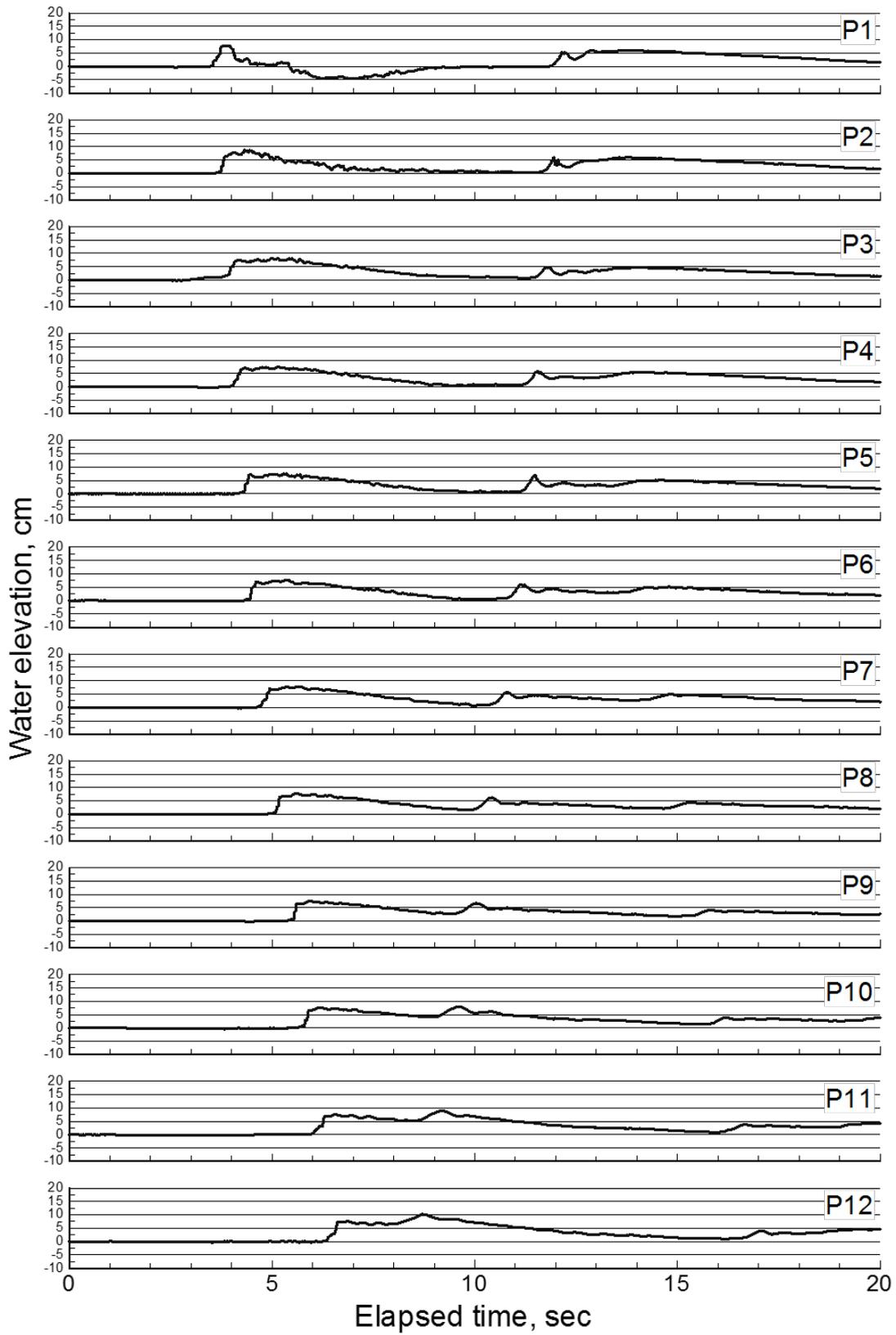


図-付 2-32 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.35$, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

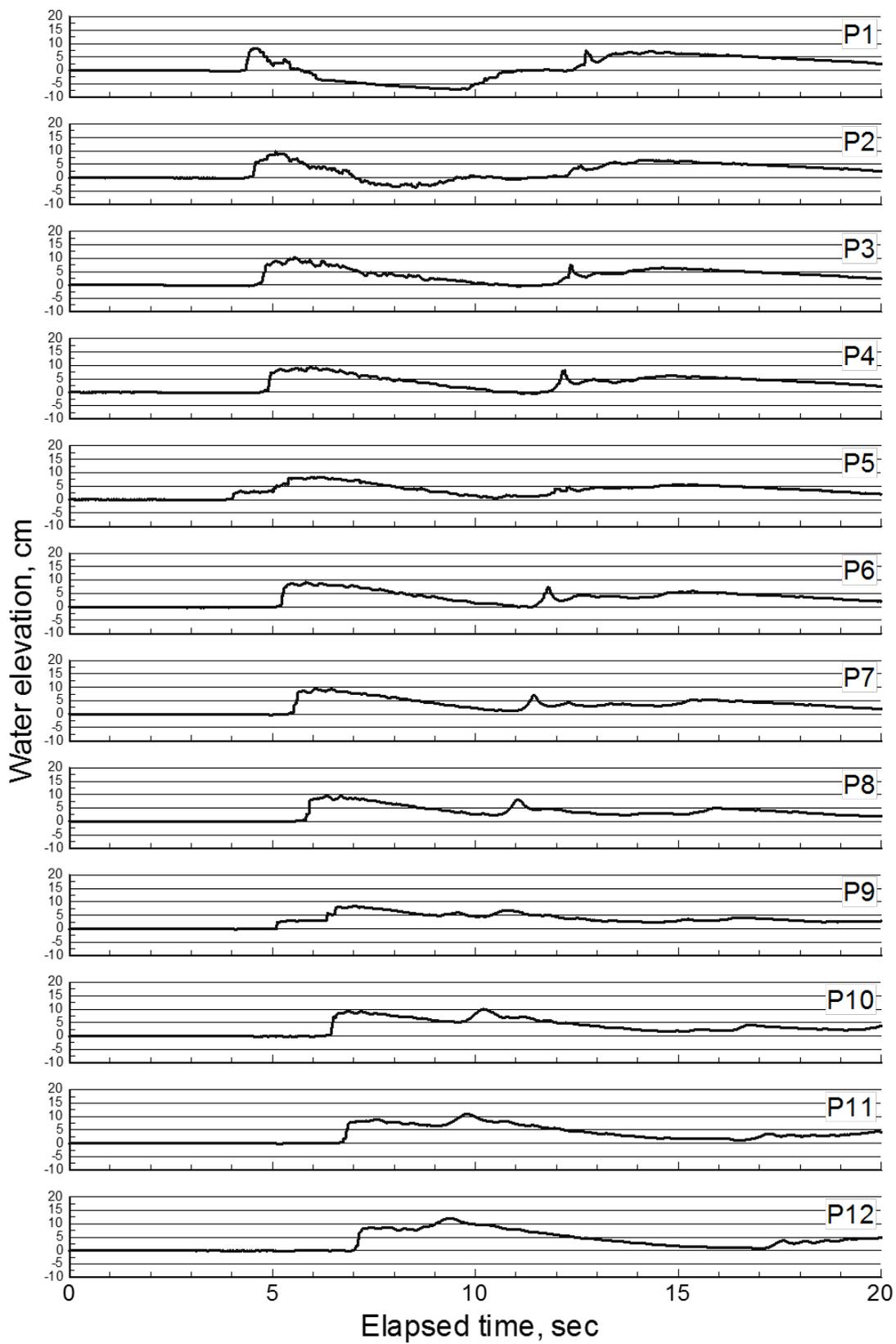


図-付 2-33 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

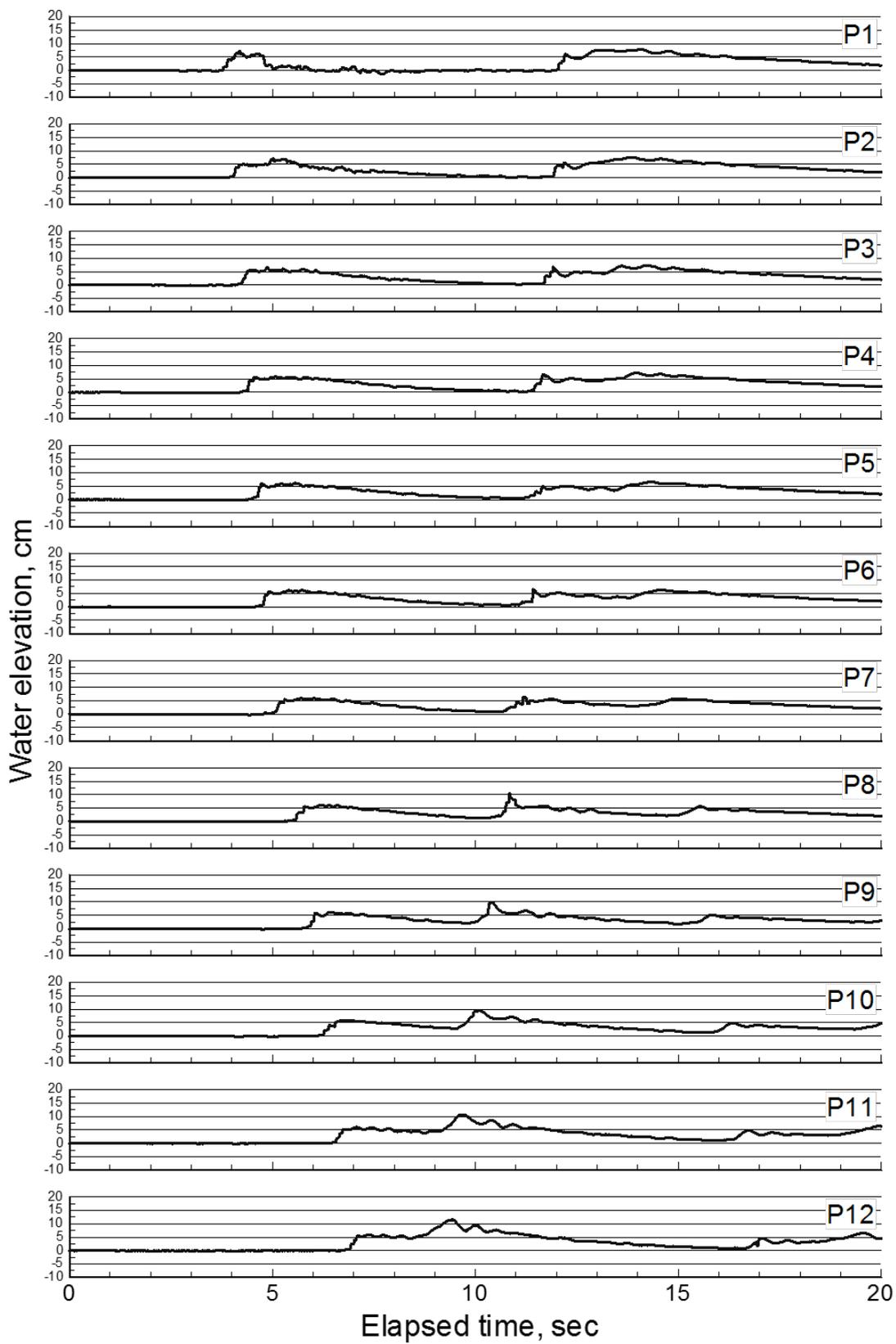


図-付 2-34 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端完全反射)

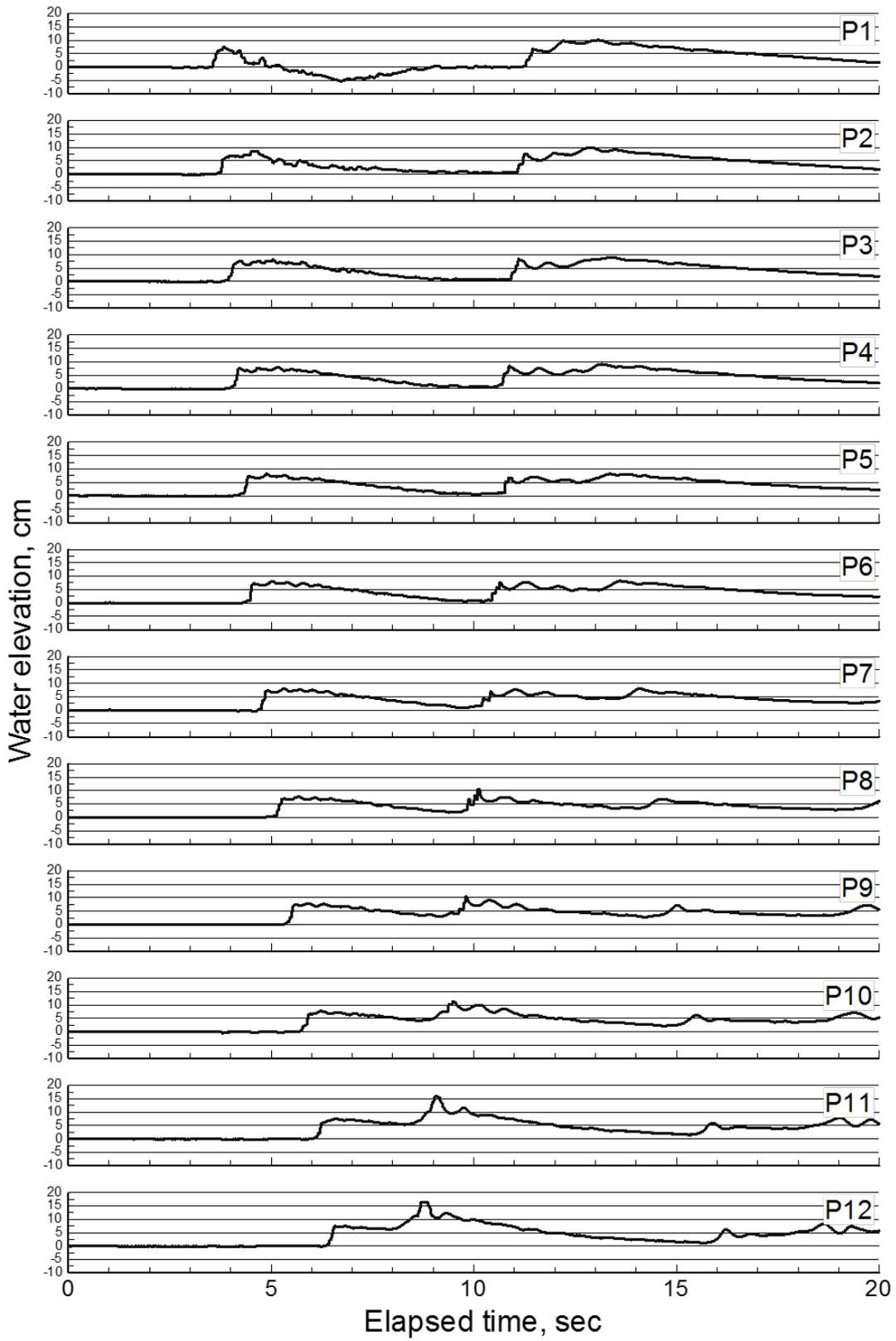


図-付 2-35 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端完全反射)

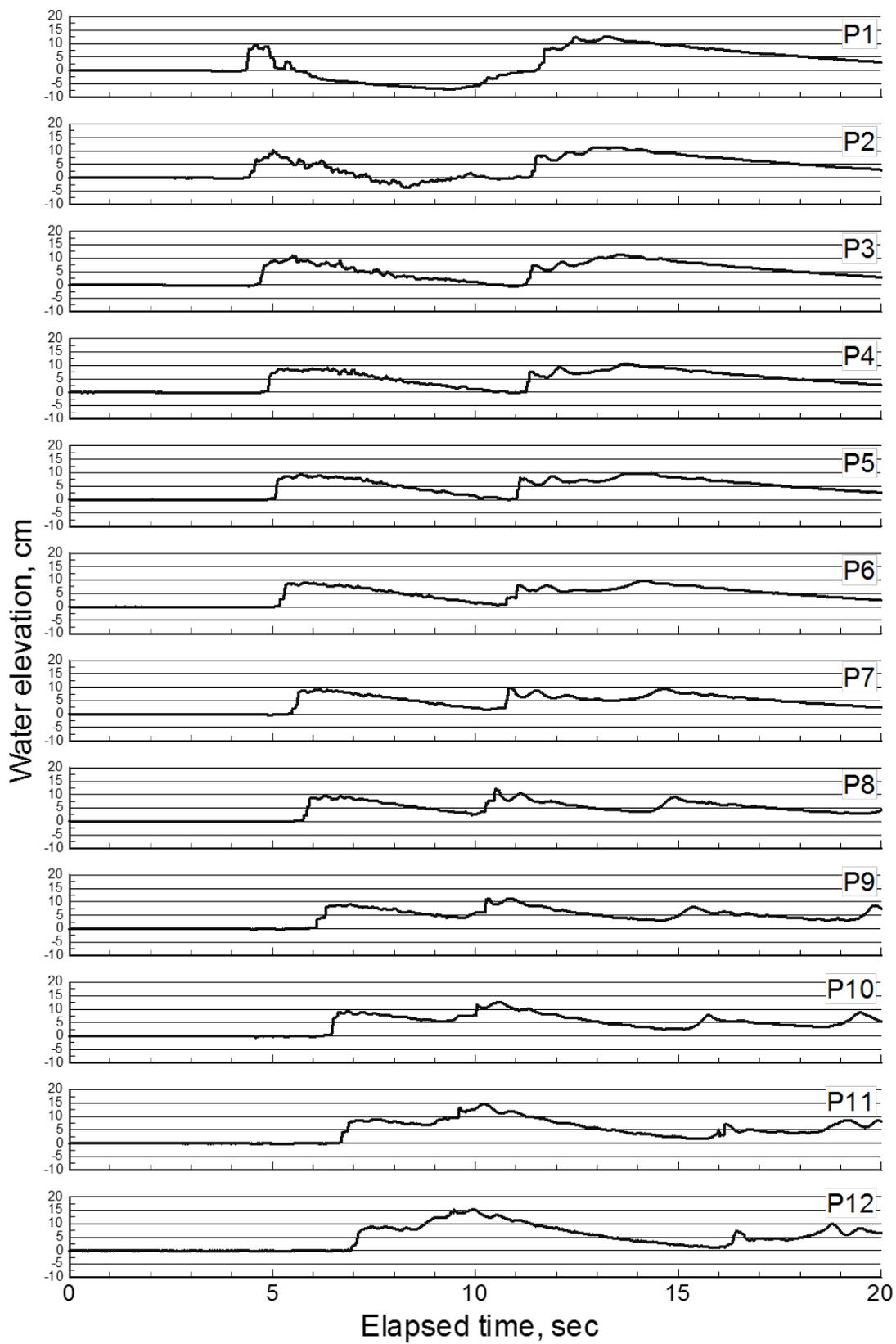


図-付 2-36 湖沼内の水位経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端完全反射)

(2) 流速

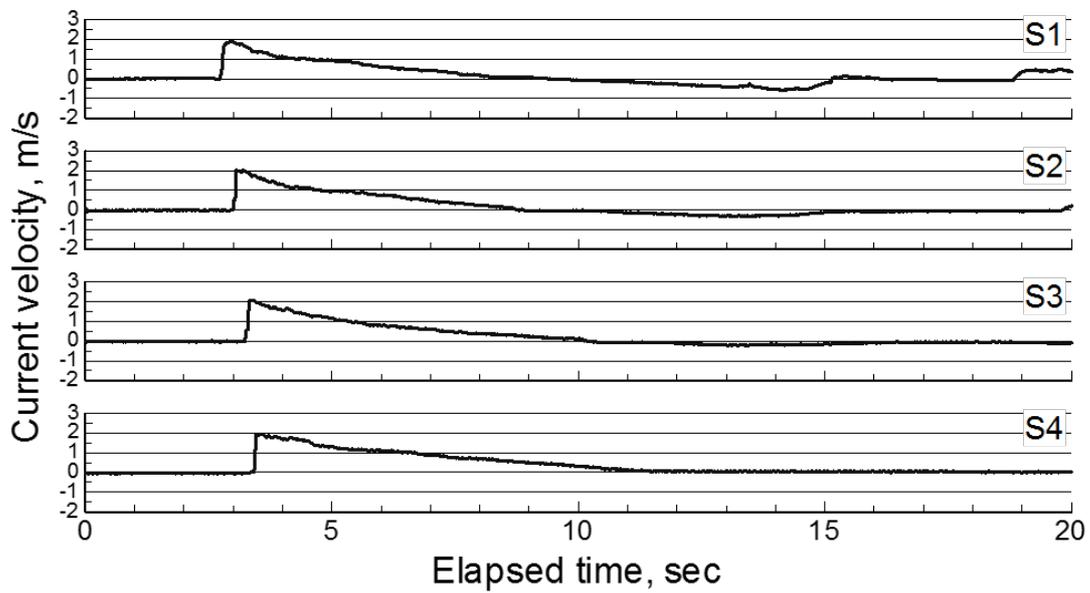


図-付 2-37 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端越流)

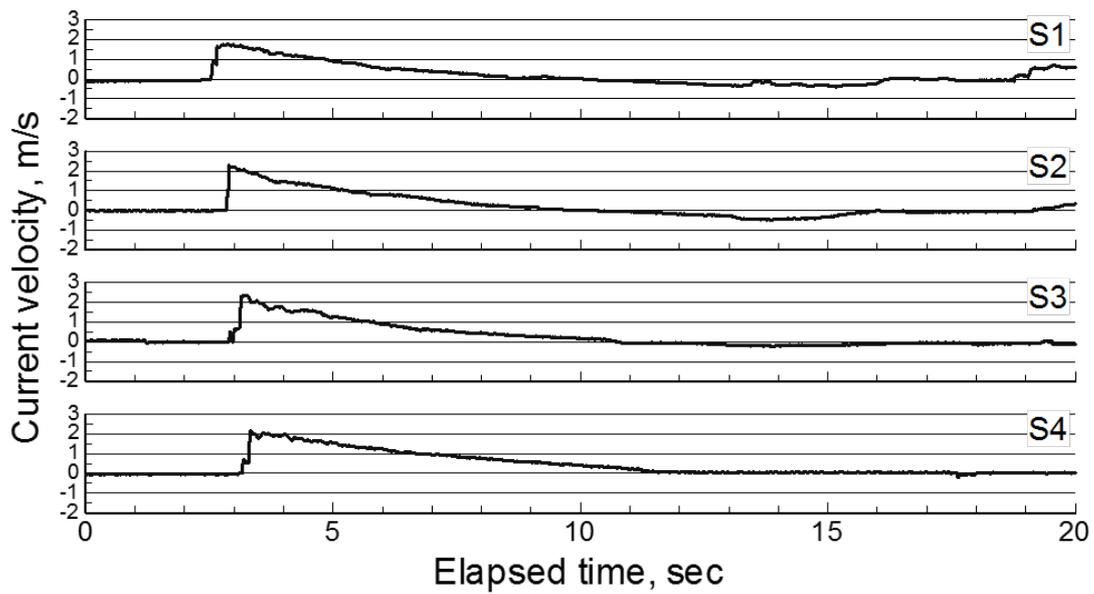


図-付 2-38 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端越流)

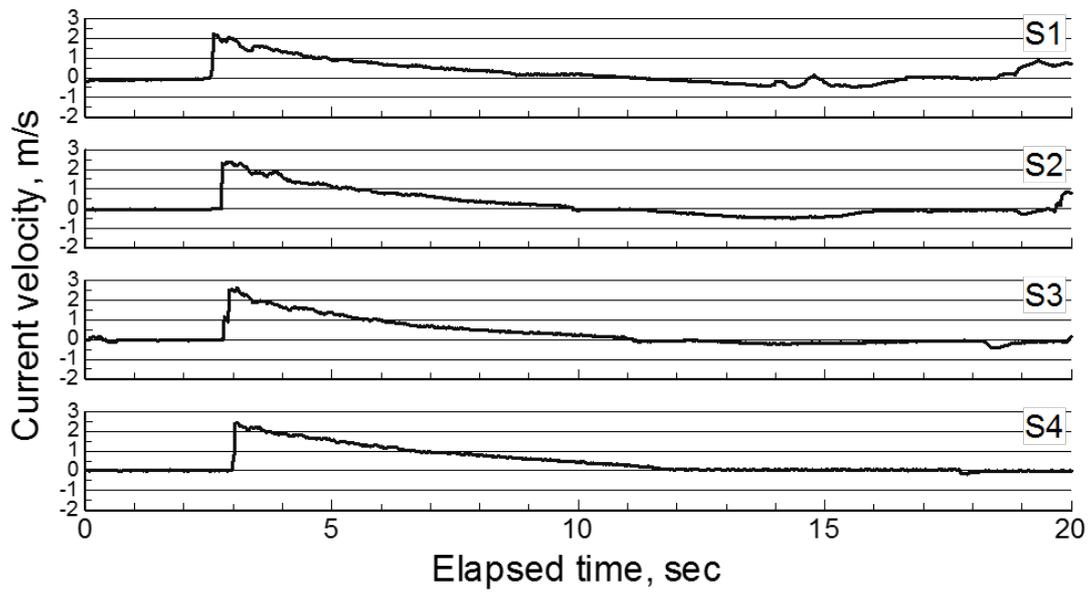


図-付 2-39 斜面上の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.025 m, 下流端越流)

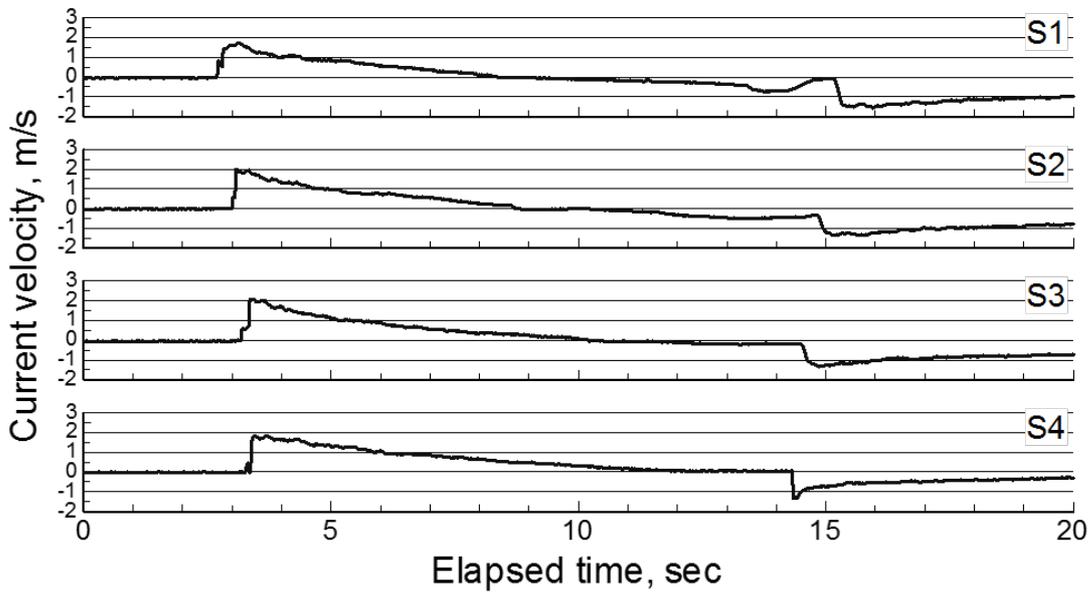


図-付 2-40 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

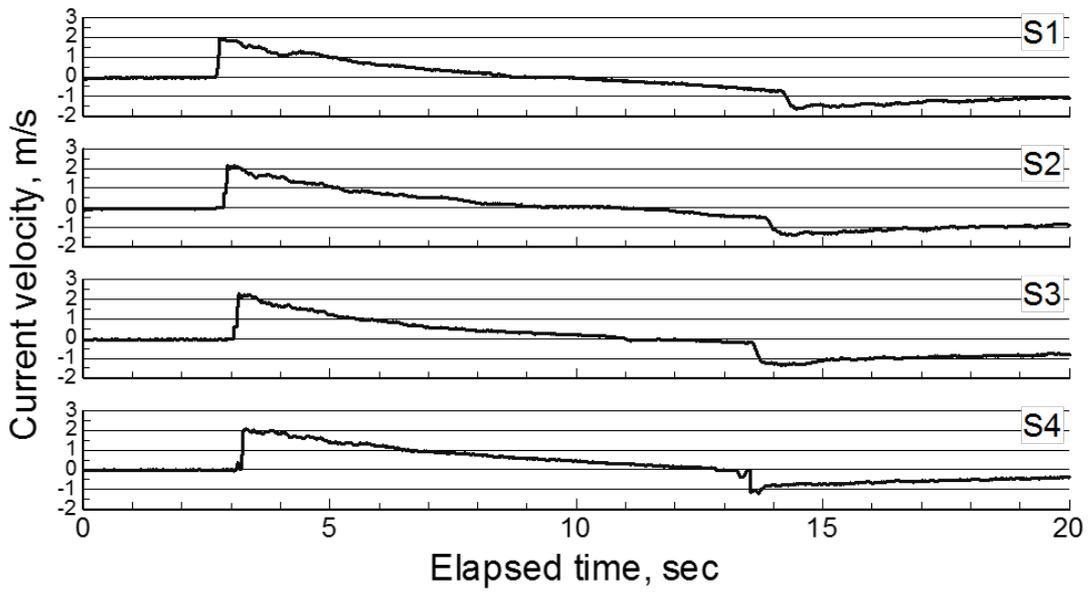


図-付 2-41 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

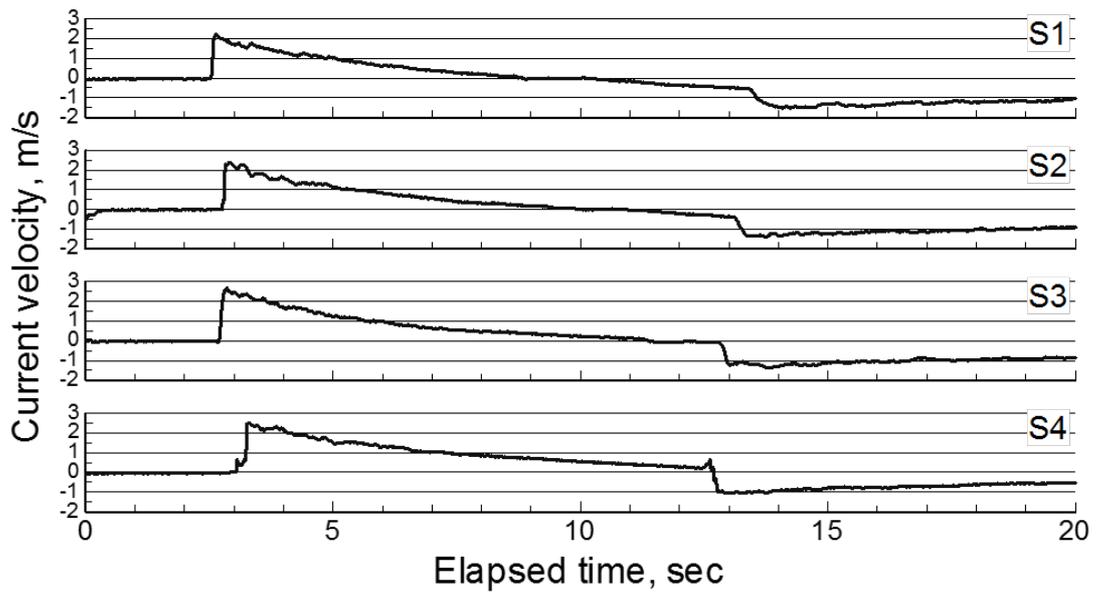


図-付 2-42 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

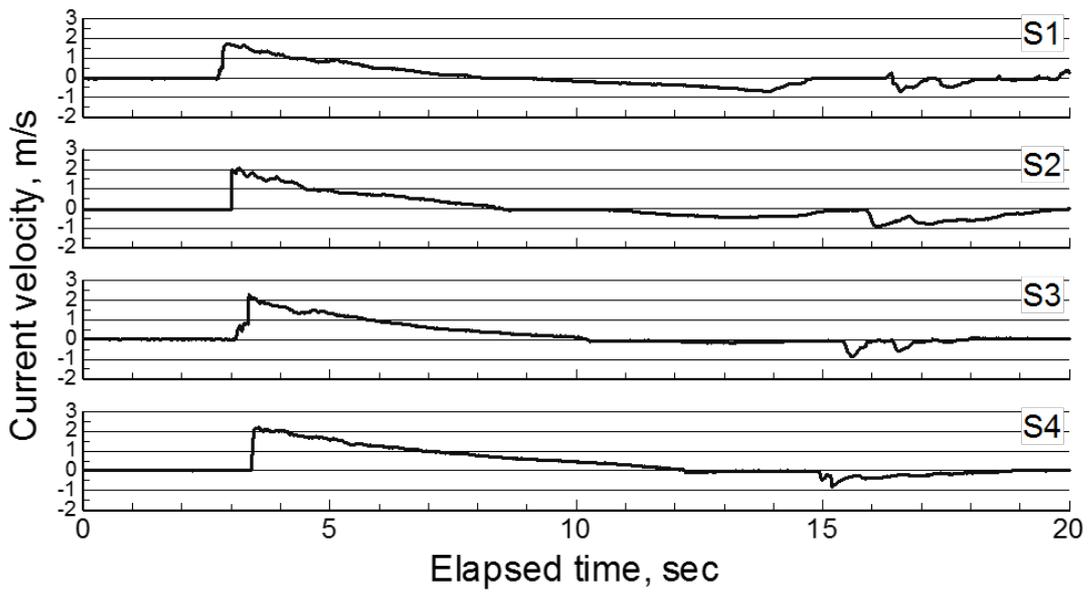


図-付 2-43 斜面上の流速経時変化 (Hu=0.30 m, Dp=0.05 m, 下流端越流)

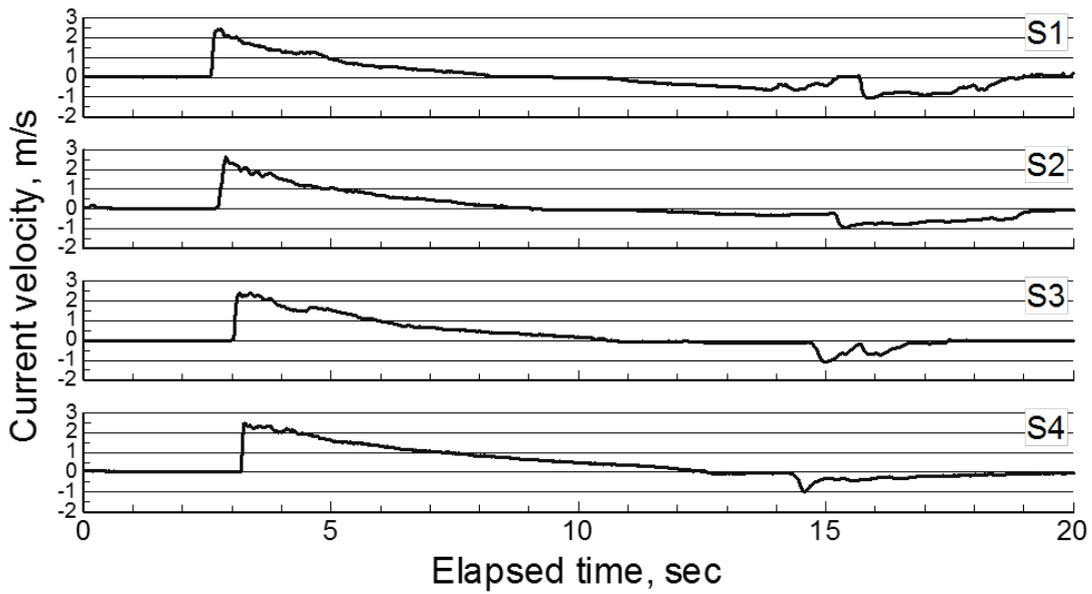


図-付 2-44 斜面上の流速経時変化 (Hu=0.35 m, Dp=0.05 m, 下流端越流)

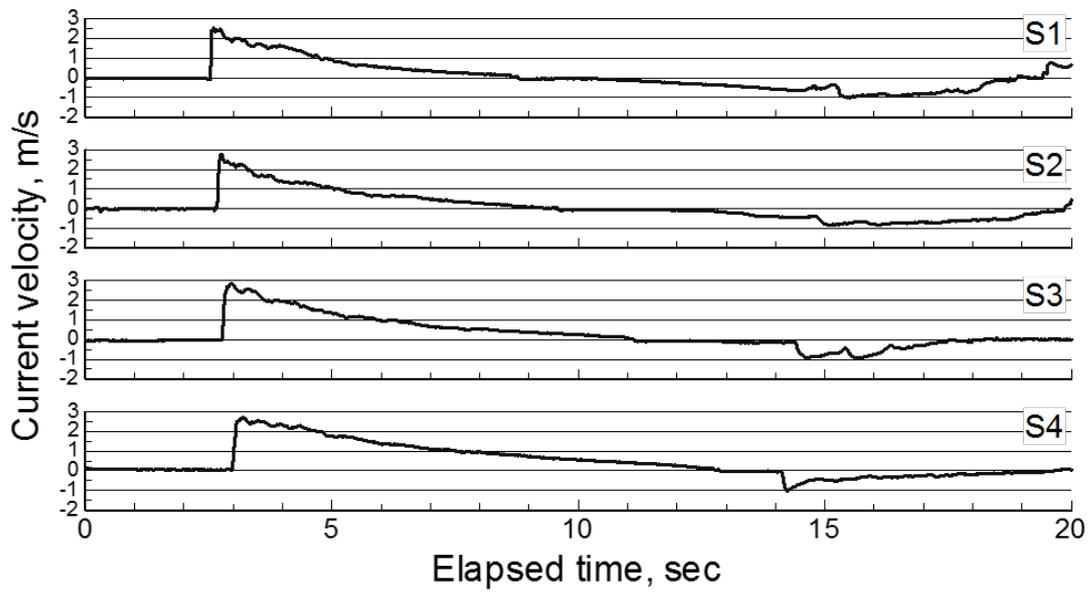


図-付 2-45 斜面上の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.05 m, 下流端越流)

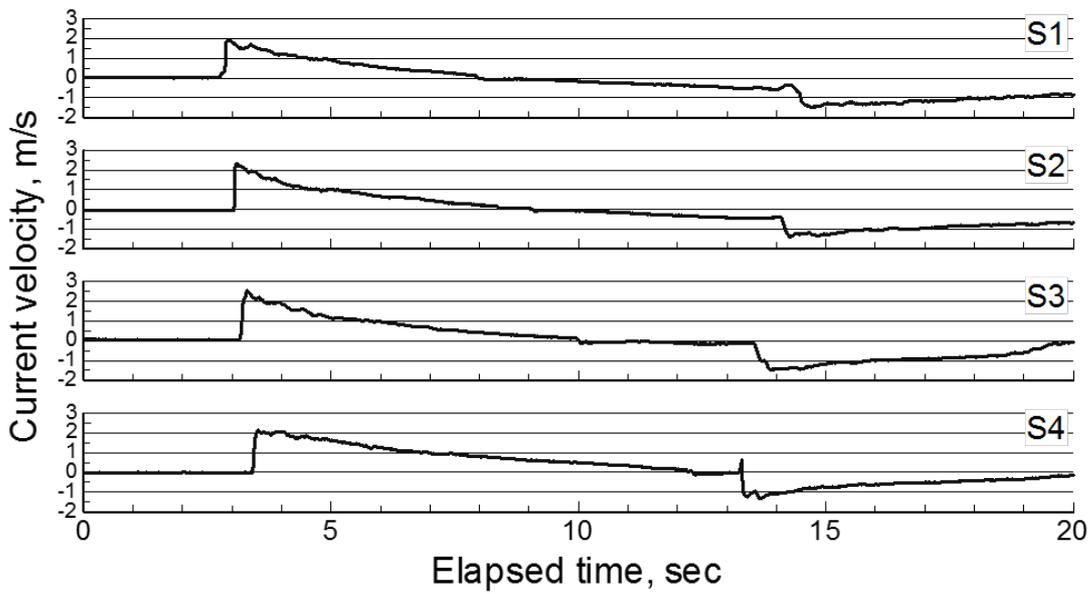


図-付 2-46 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

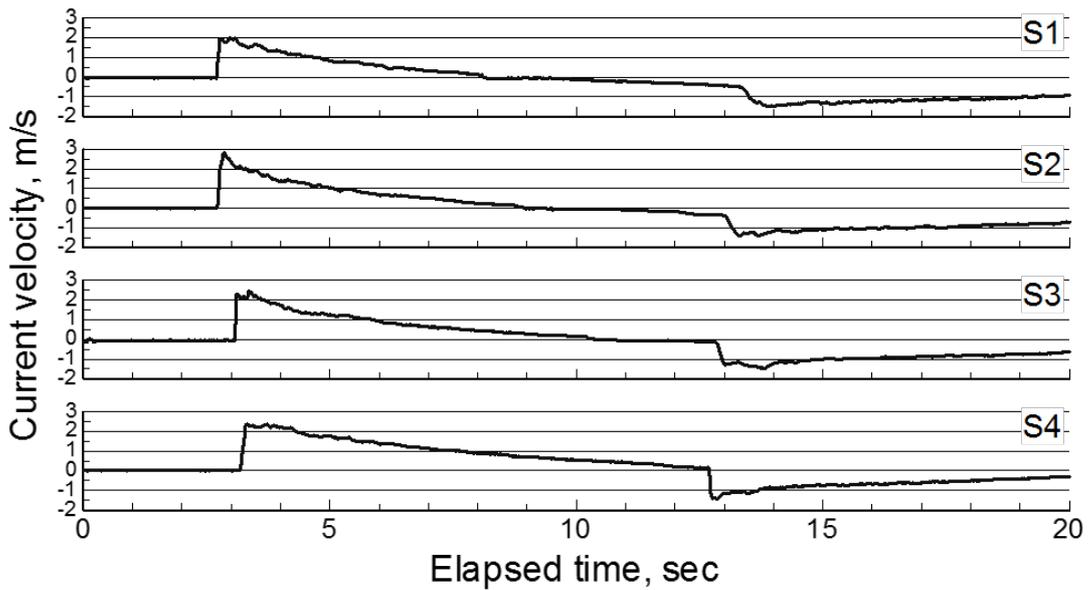


図-付 2-47 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

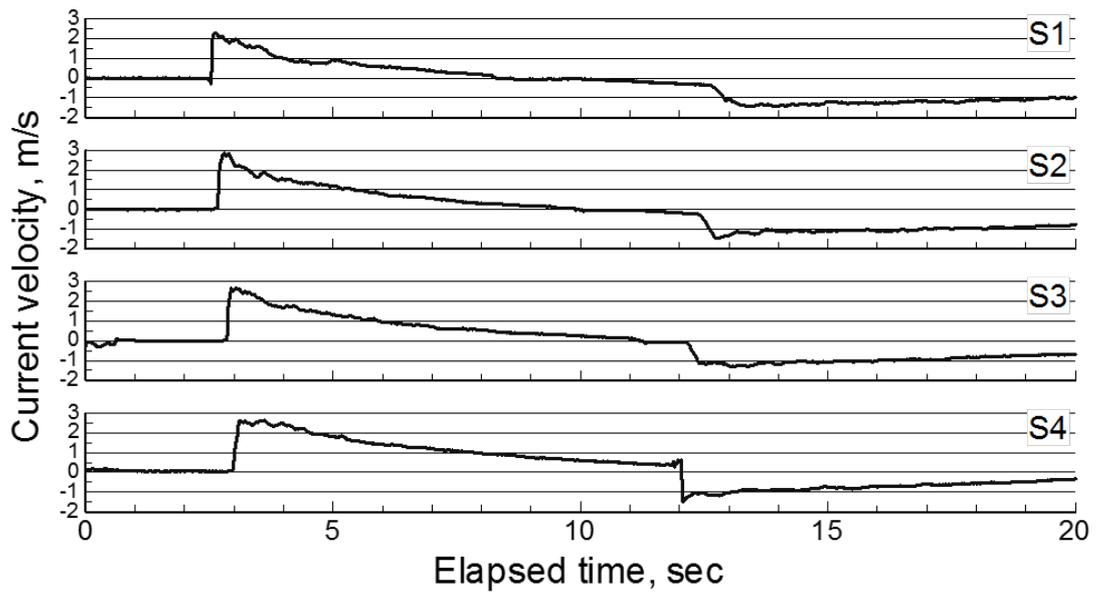


図-付 2-48 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.40$ m, $D_p=0.05$ m, 下流端完全反射)

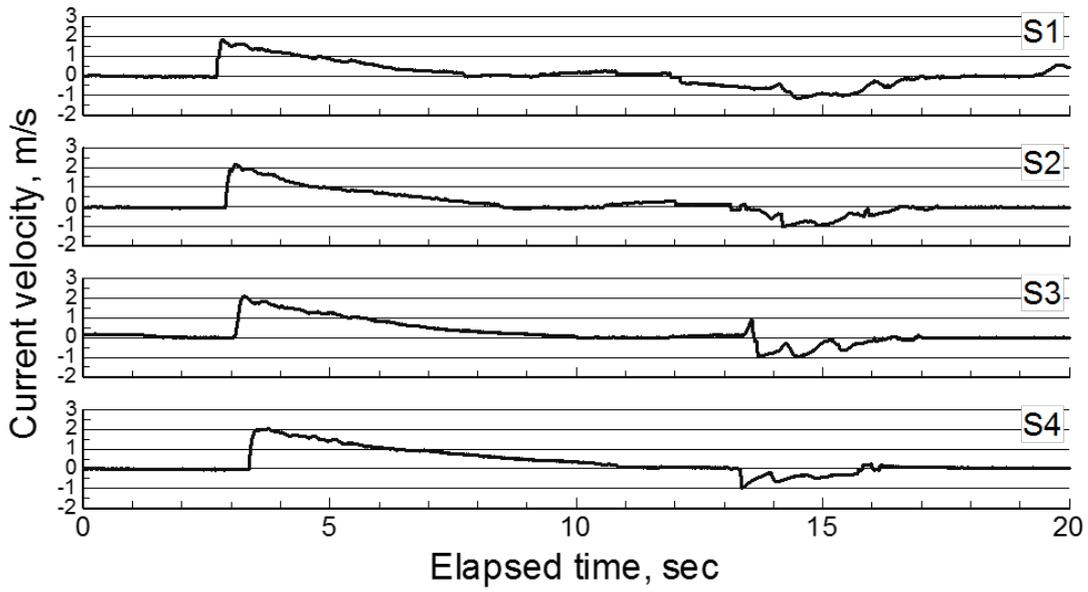


図-付 2-49 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

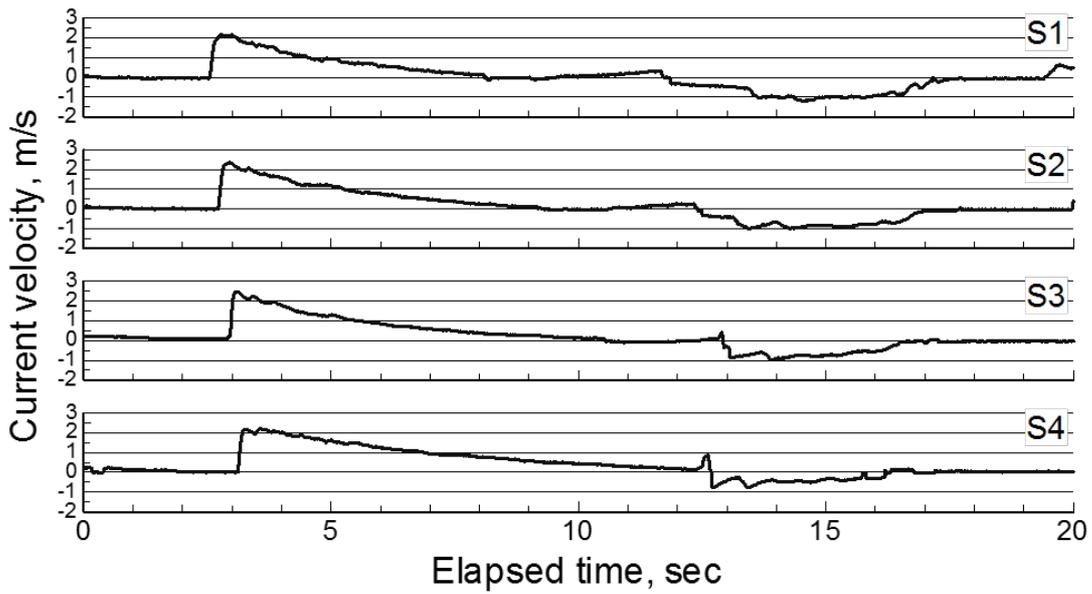


図-付 2-50 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

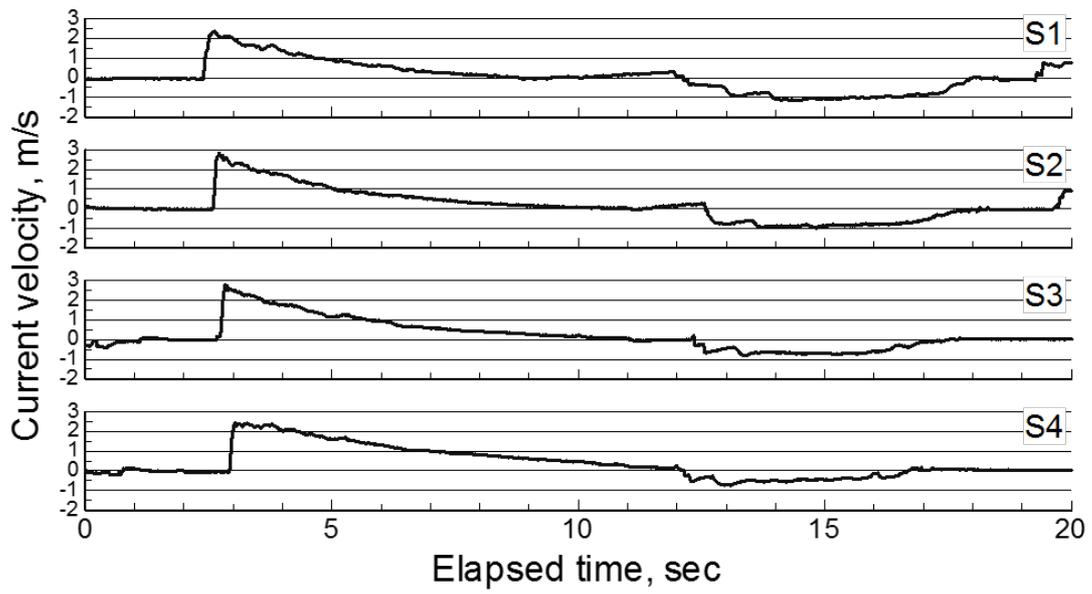


図-付 2-51 斜面上の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.10 m, 下流端越流)

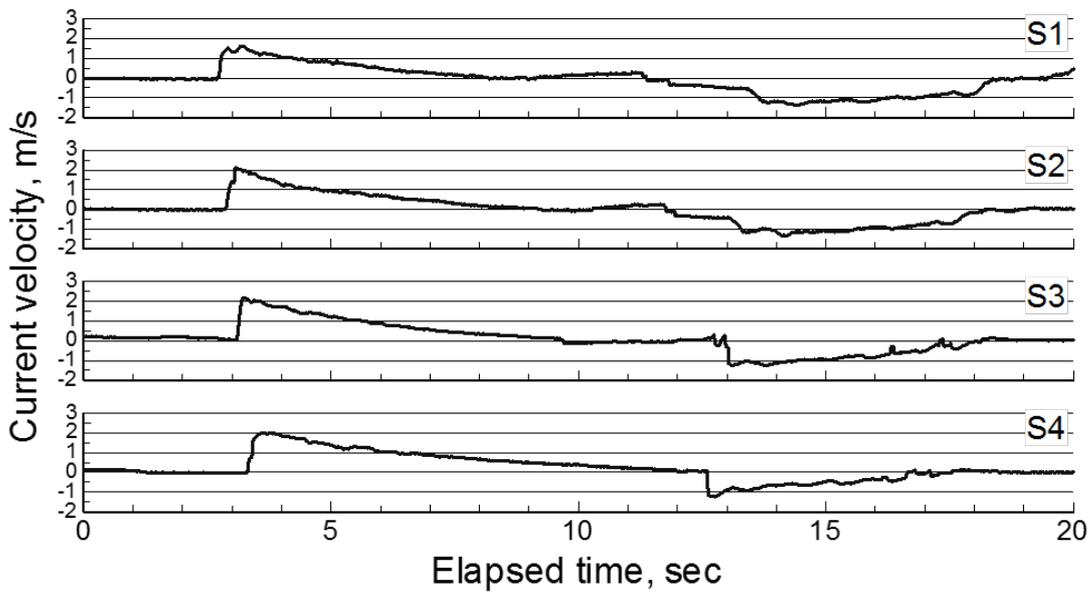


図-付 2-52 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端完全反射)

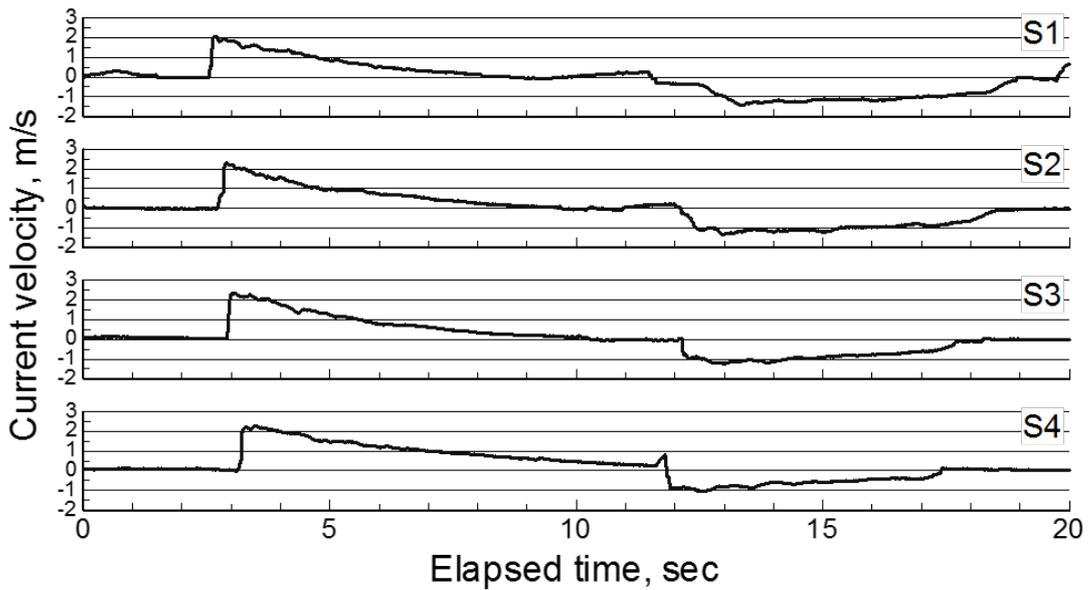


図-付 2-53 斜面上の流速経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端完全反射)

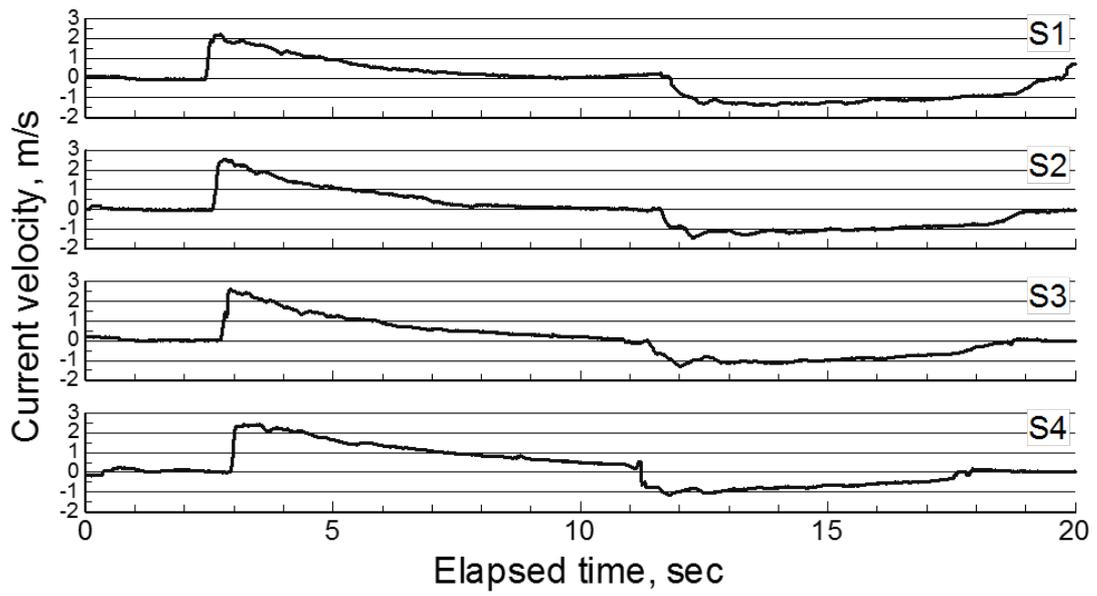


図-付 2-54 斜面上の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.10 m, 下流端完全反射)

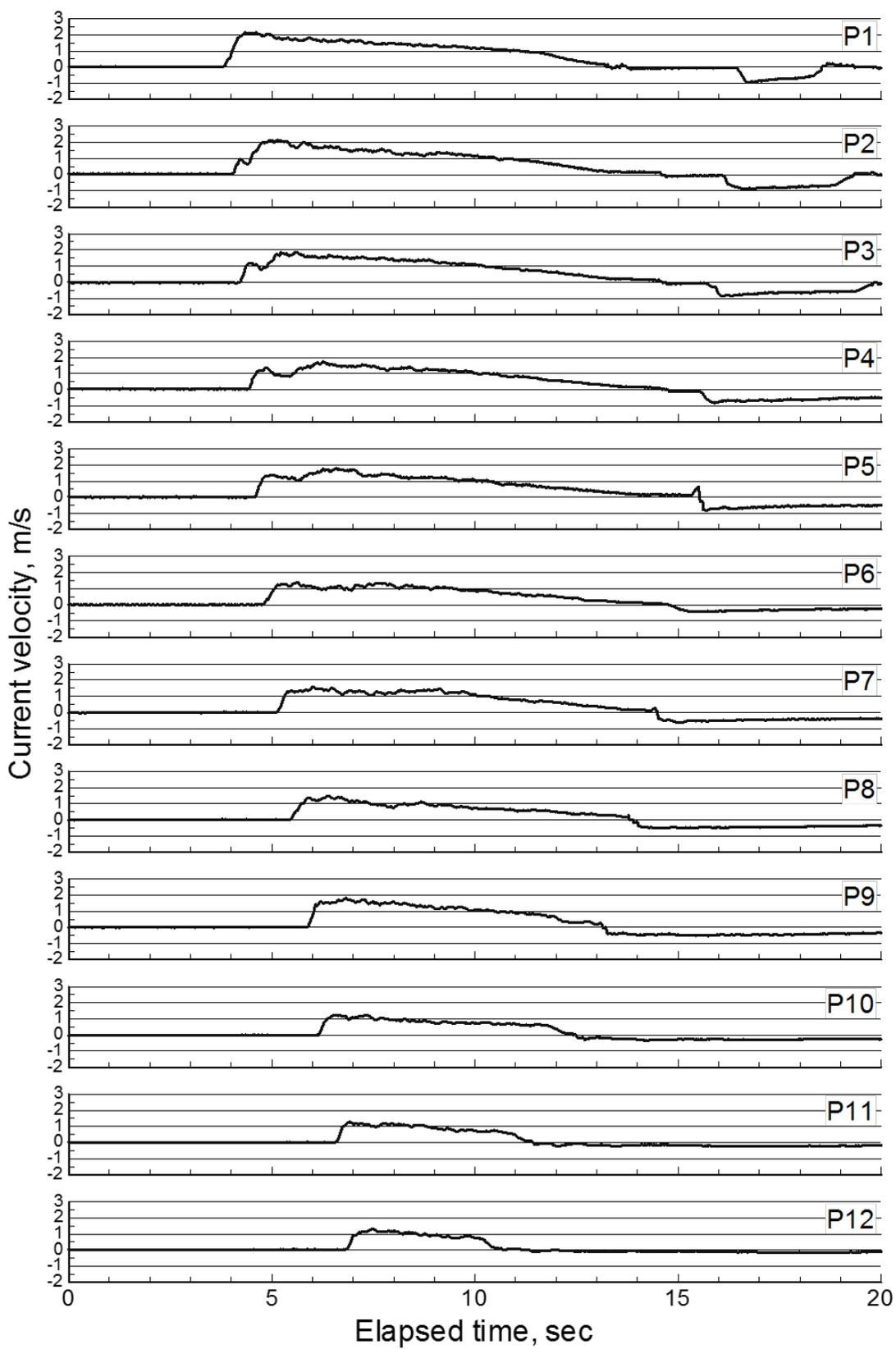


図-付 2-55 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.30 m, Dp=0.025 m, 下流端越流)

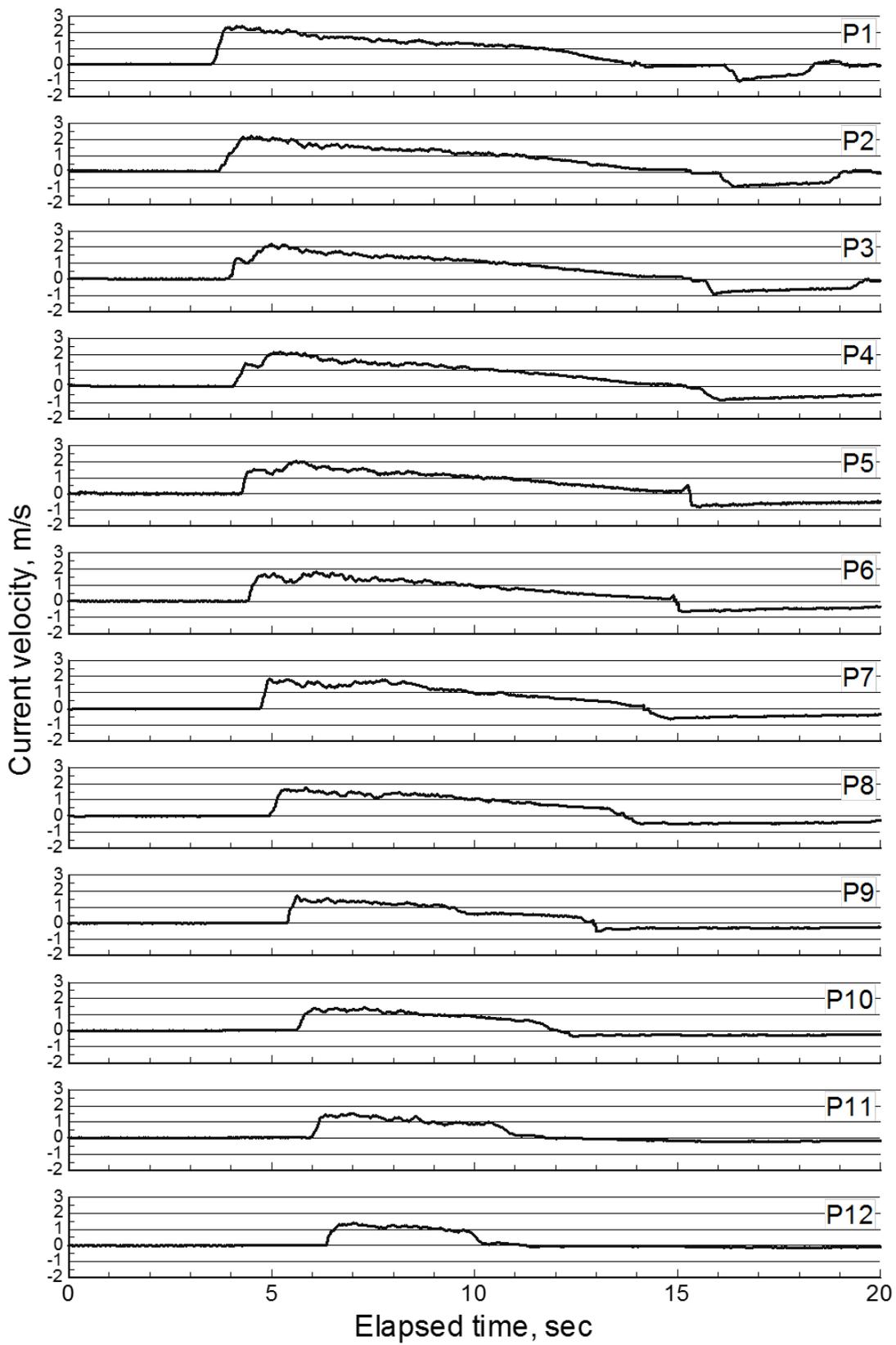


図-付 2-56 湖沼内の流速経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端越流)

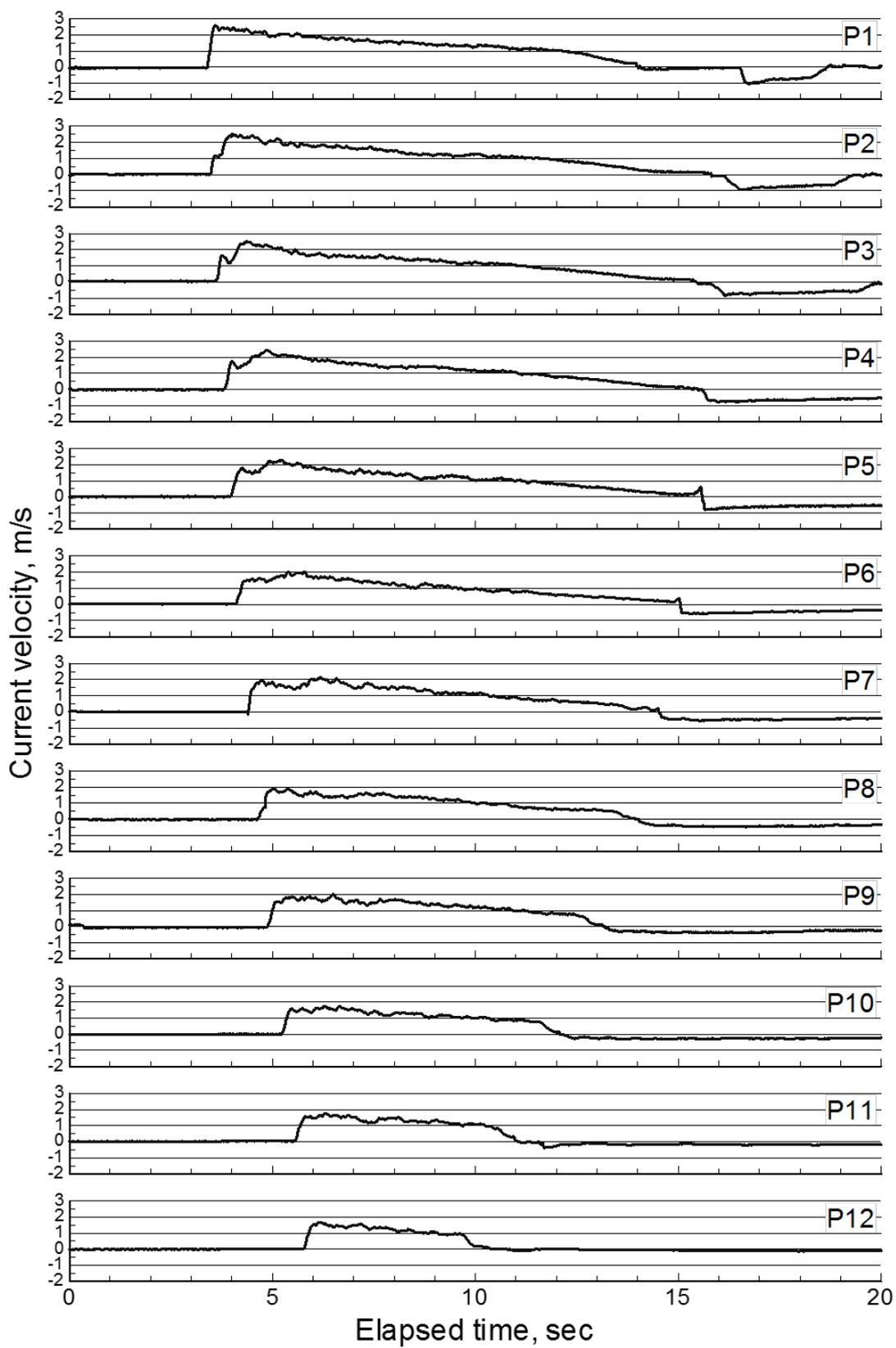


図-付 2-57 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.025 m, 下流端越流)

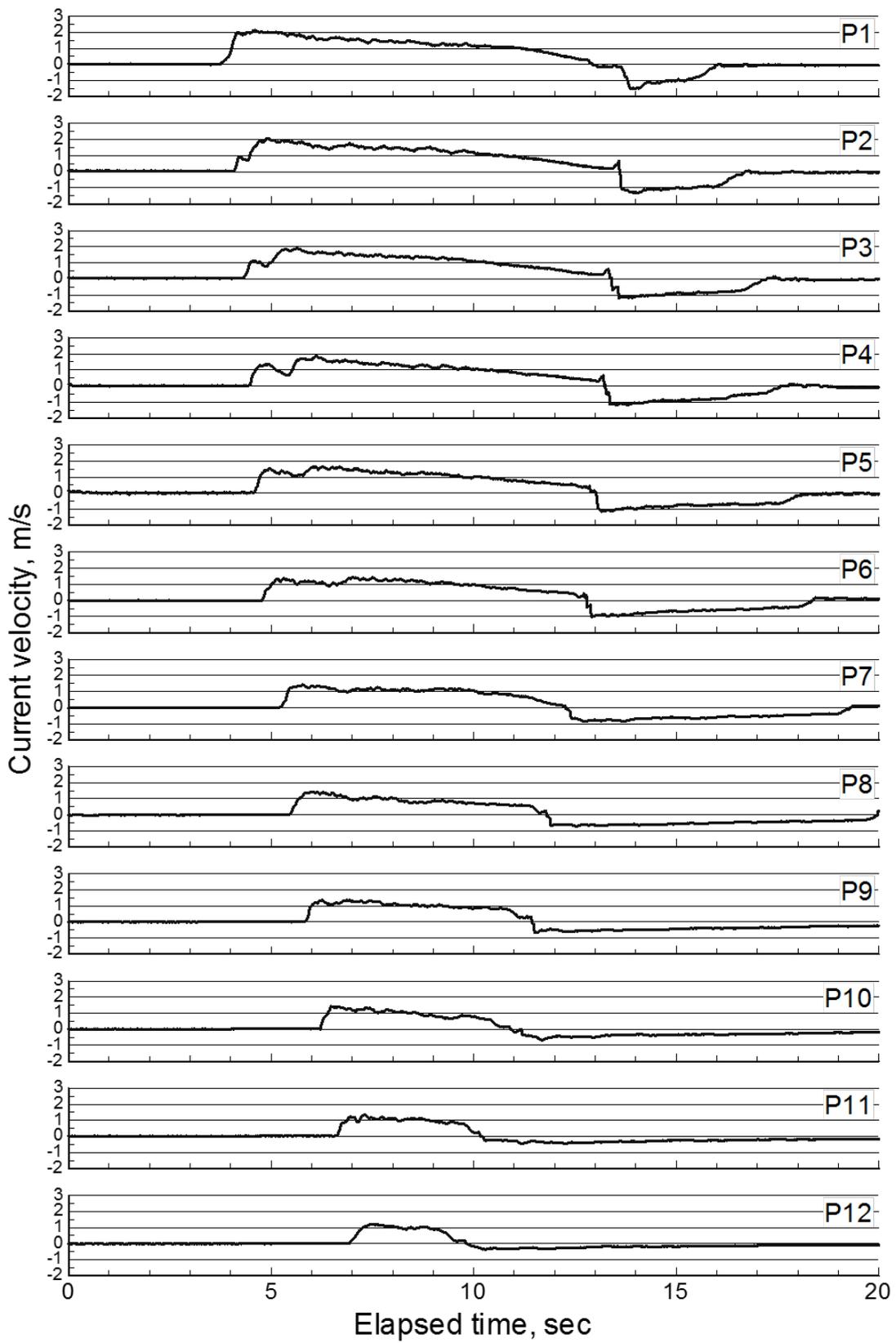


図-付 2-58 湖沼内の流速経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

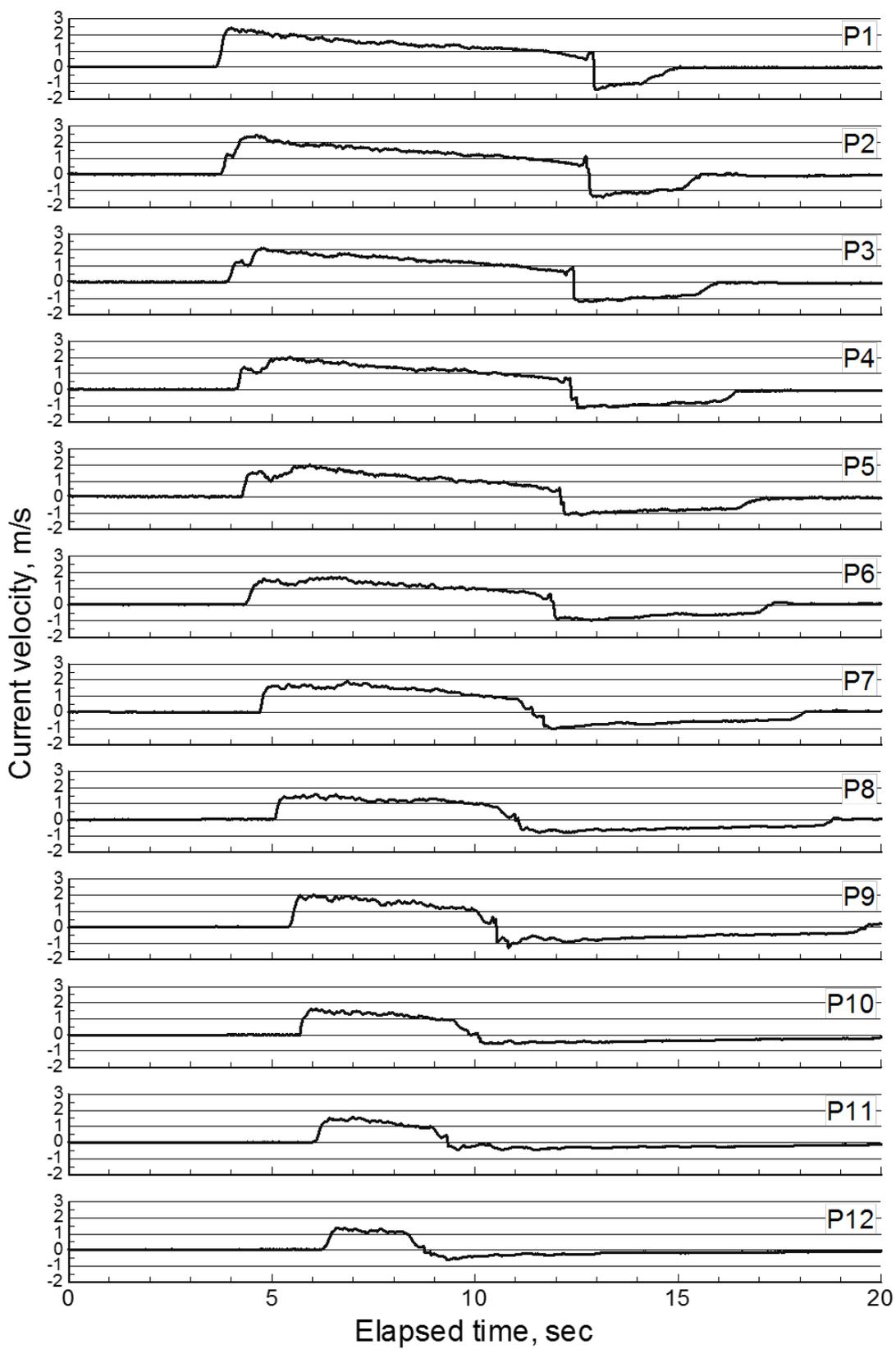


図-付 2-59 湖沼内の流速経時変化 ($H_u=0.35$ m, $D_p=0.025$ m, 下流端完全反射)

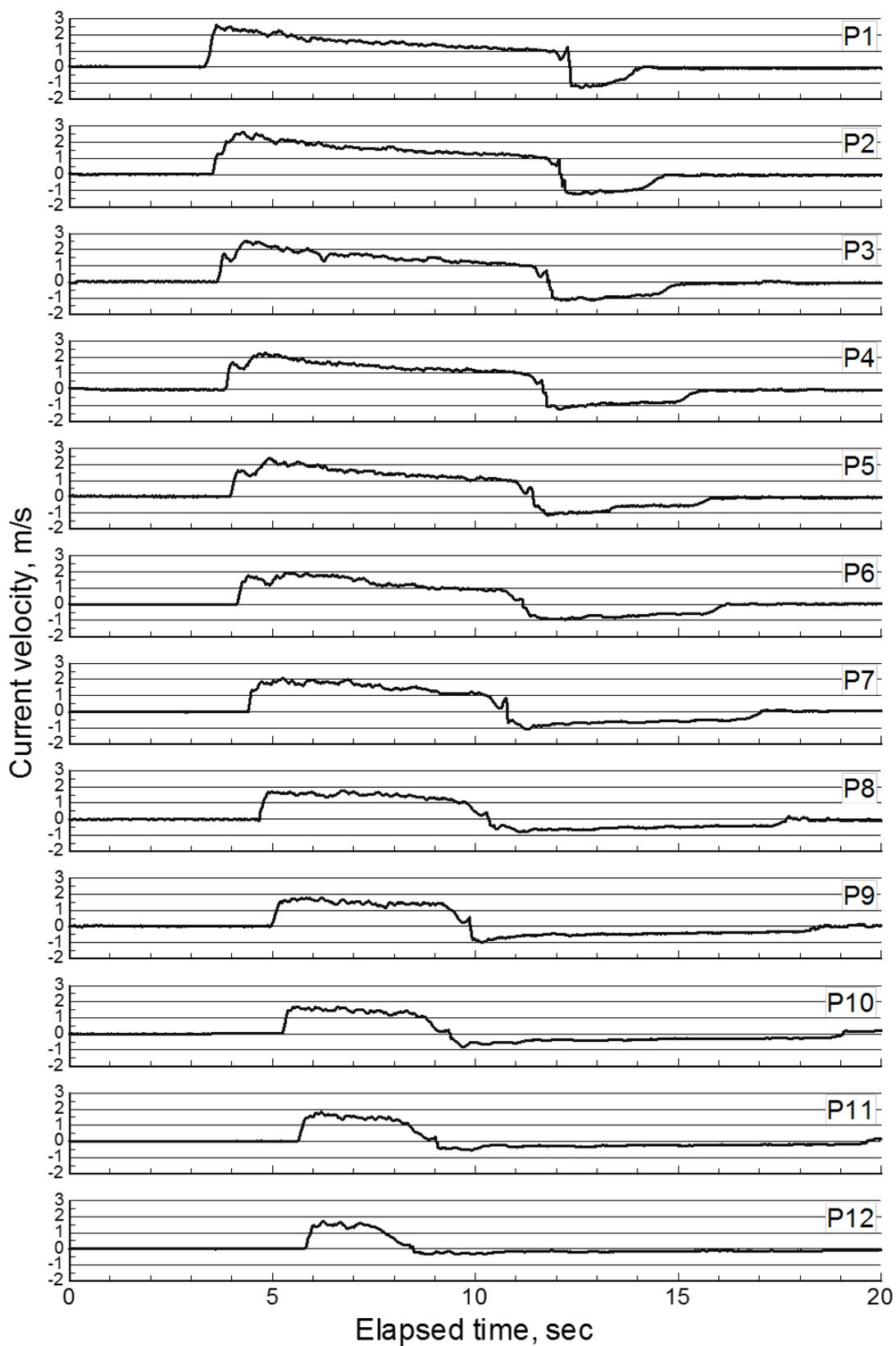


図-付 2-60 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.025 m, 下流端完全反射)

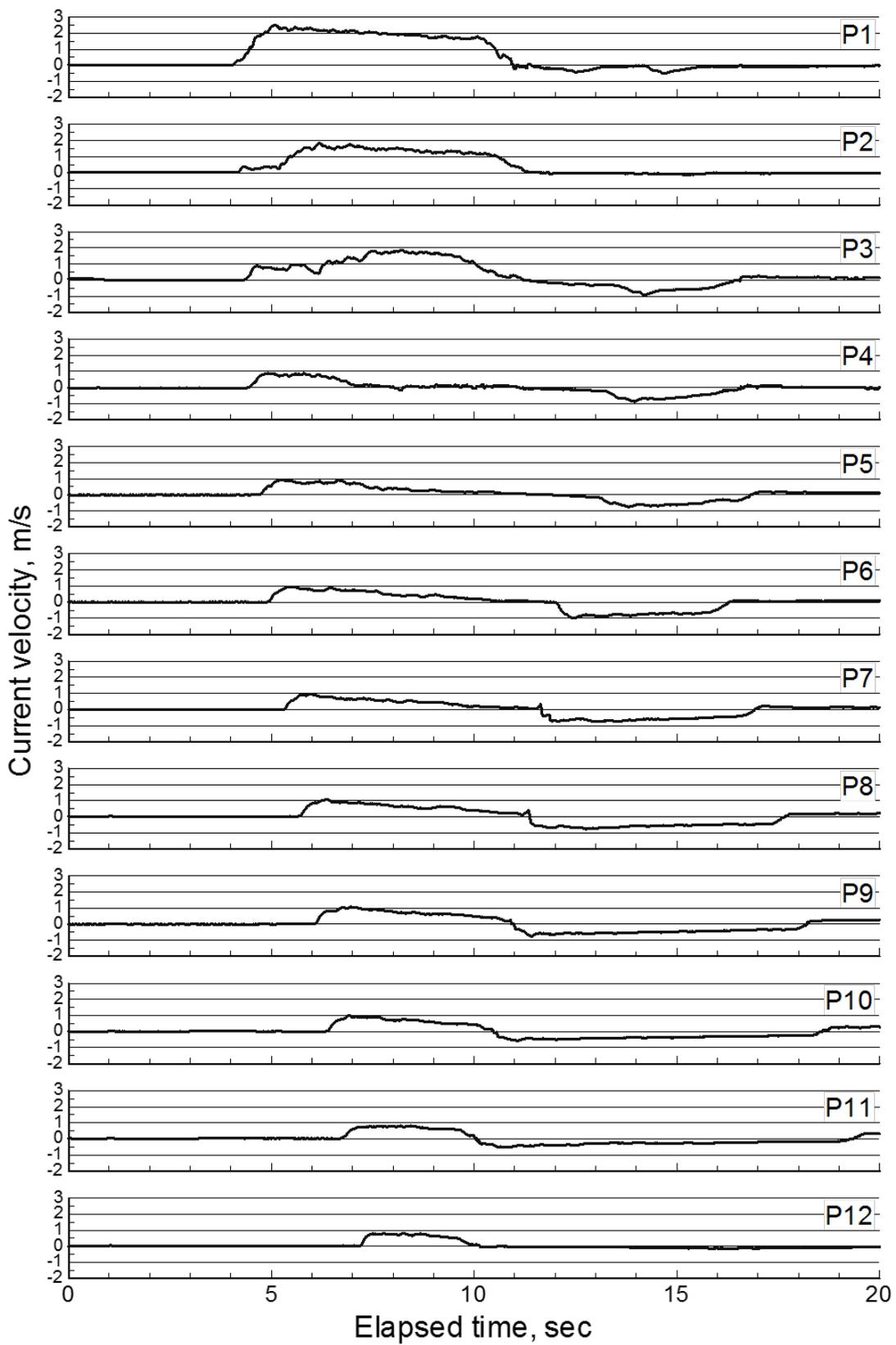


図-付 2-61 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.30 m, Dp=0.05 m, 下流端越流)

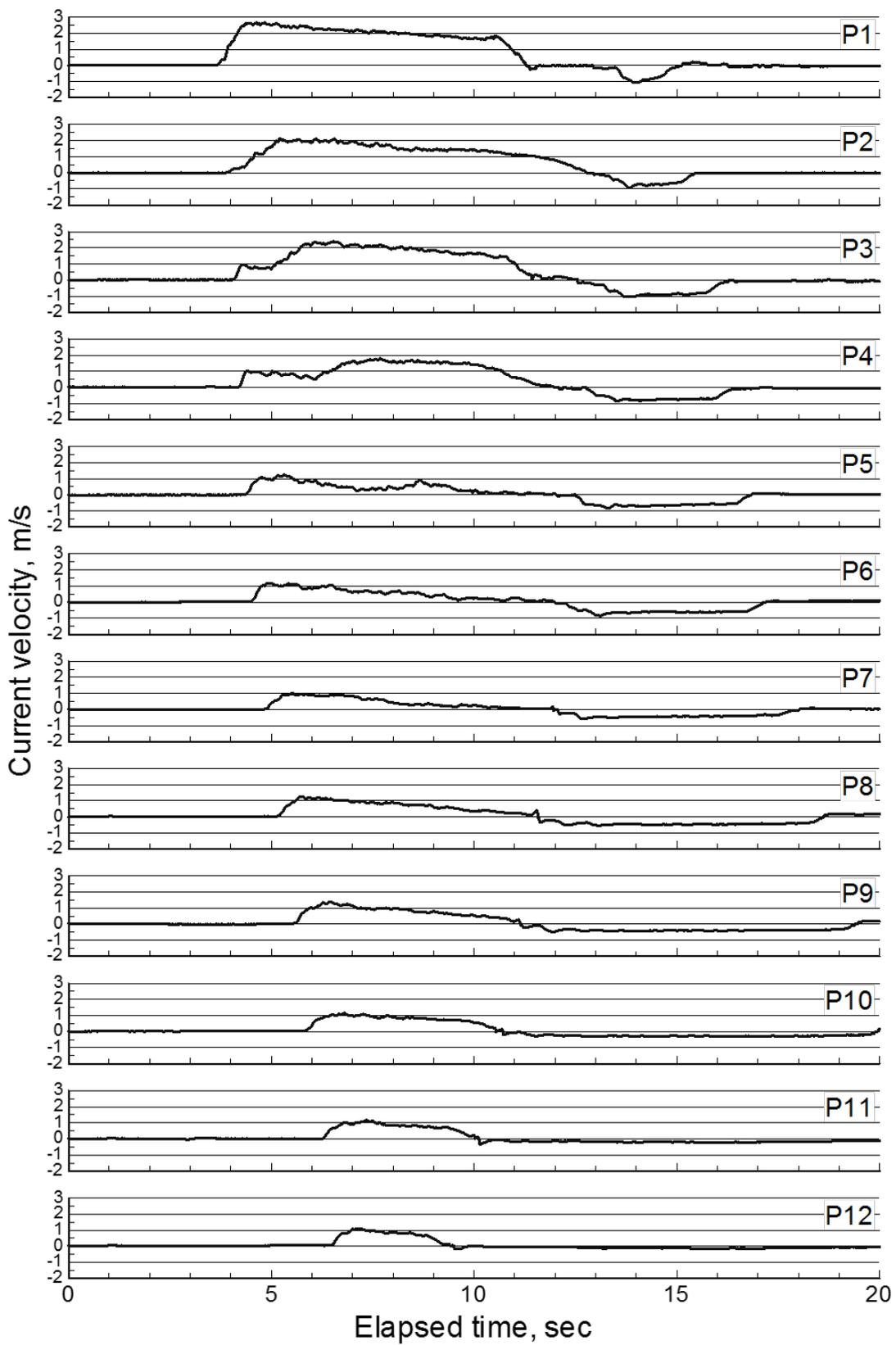


図-付 2-62 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.35 m, Dp=0.05 m, 下流端越流)

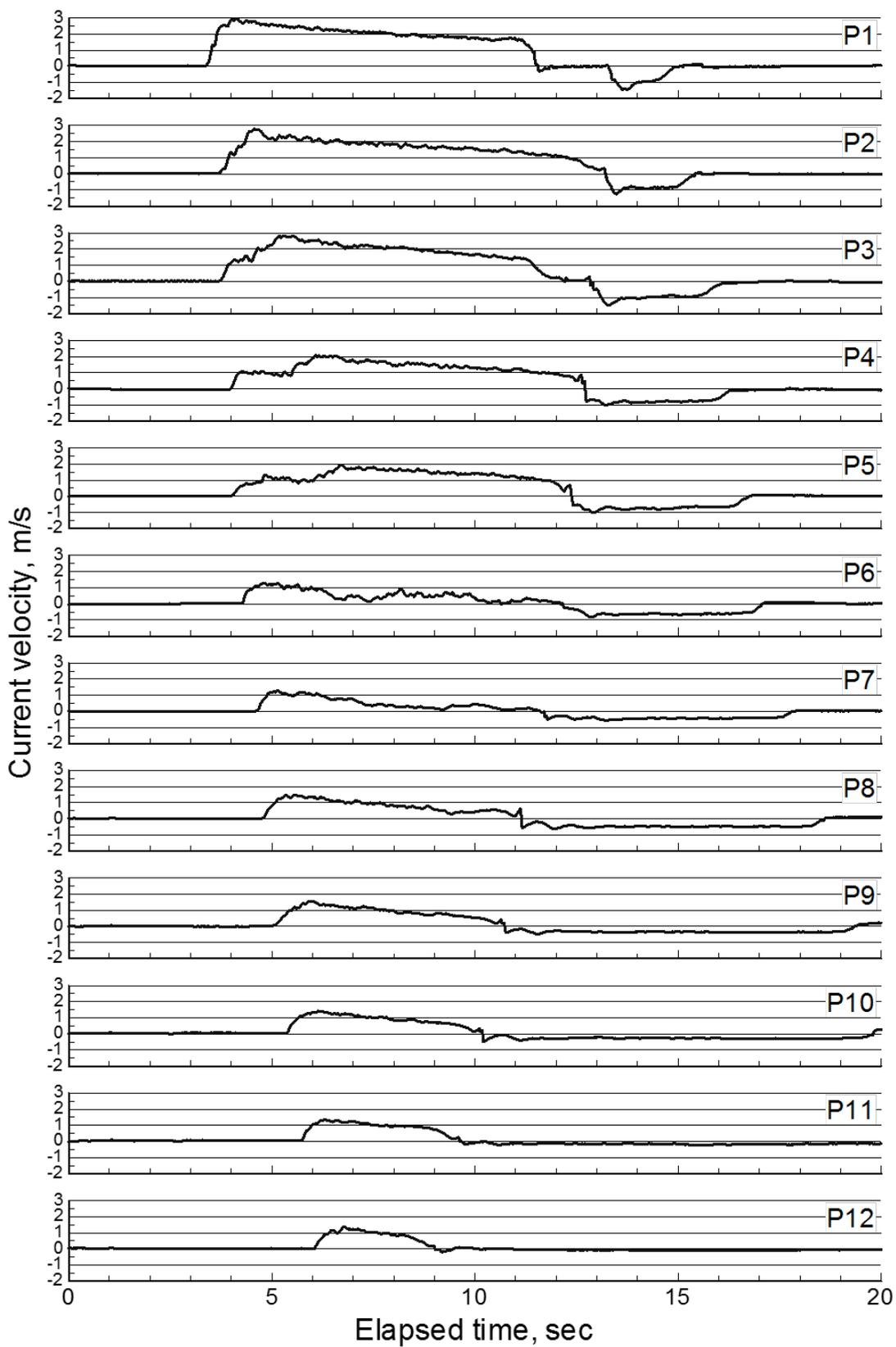


図-付 2-63 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.05 m, 下流端越流)

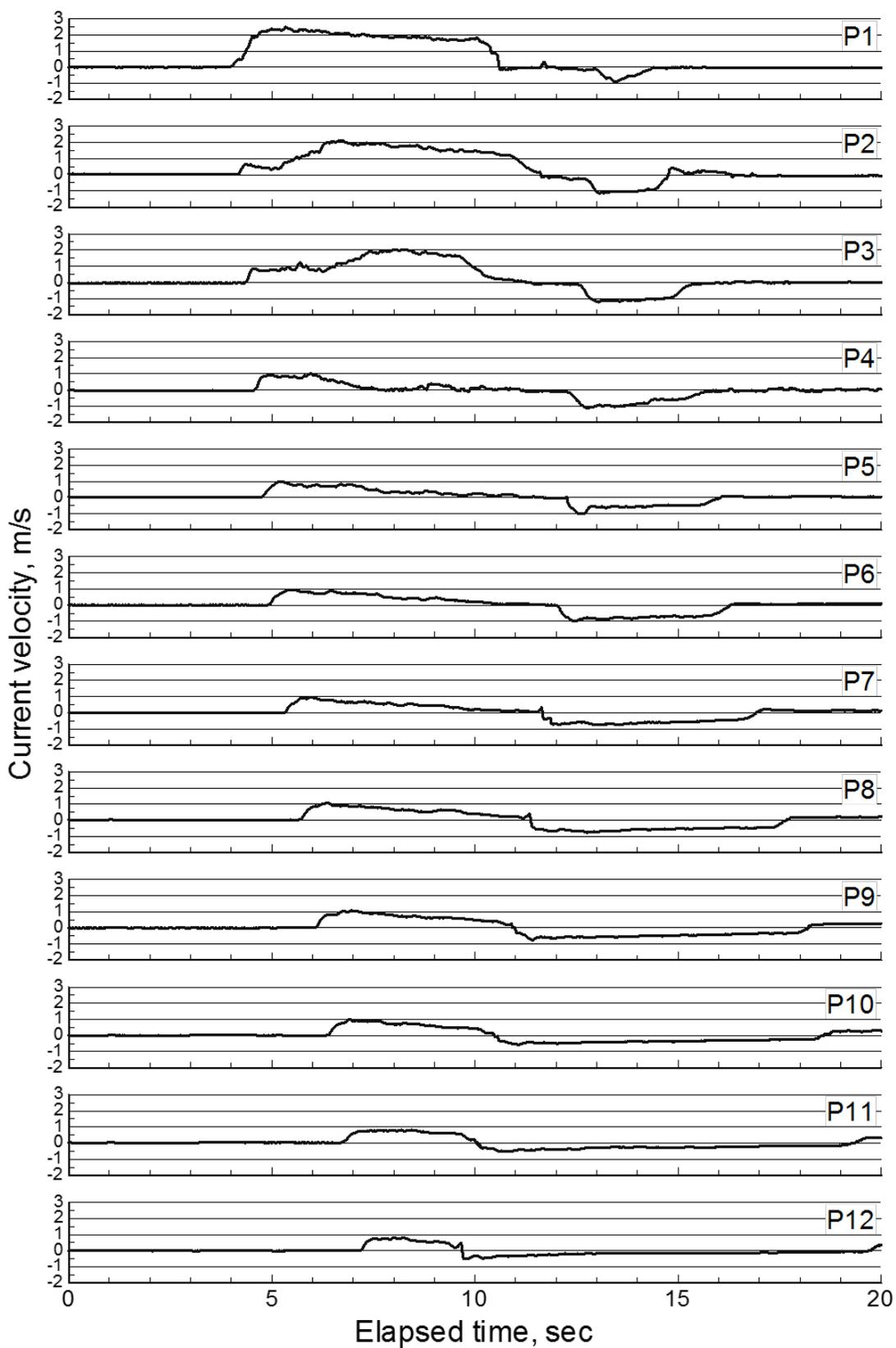


図-付 2-64 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.30 m, Dp=0.05 m, 下流端完全反射)

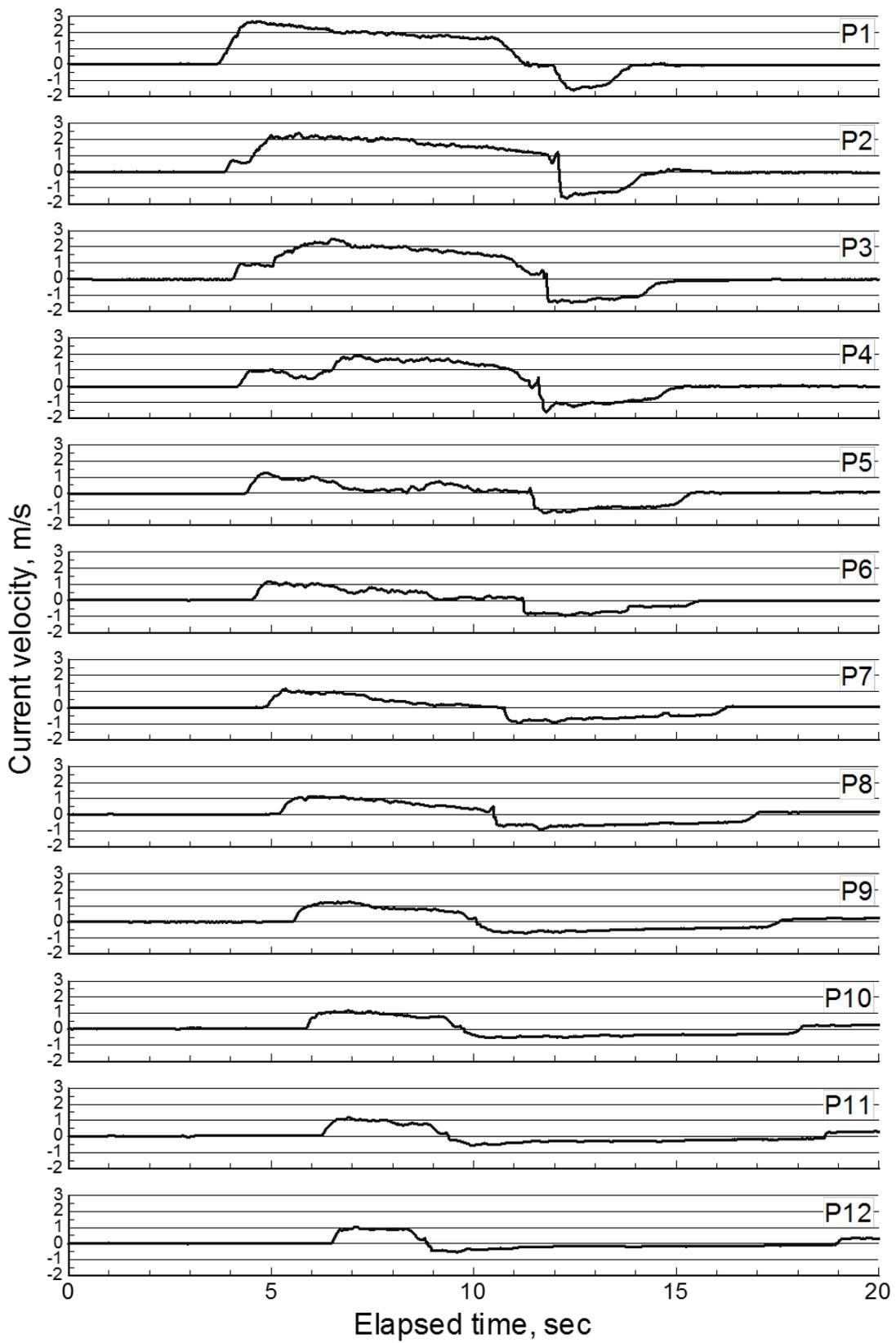


図-付 2-65 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.35 m, Dp=0.05 m, 下流端完全反射)

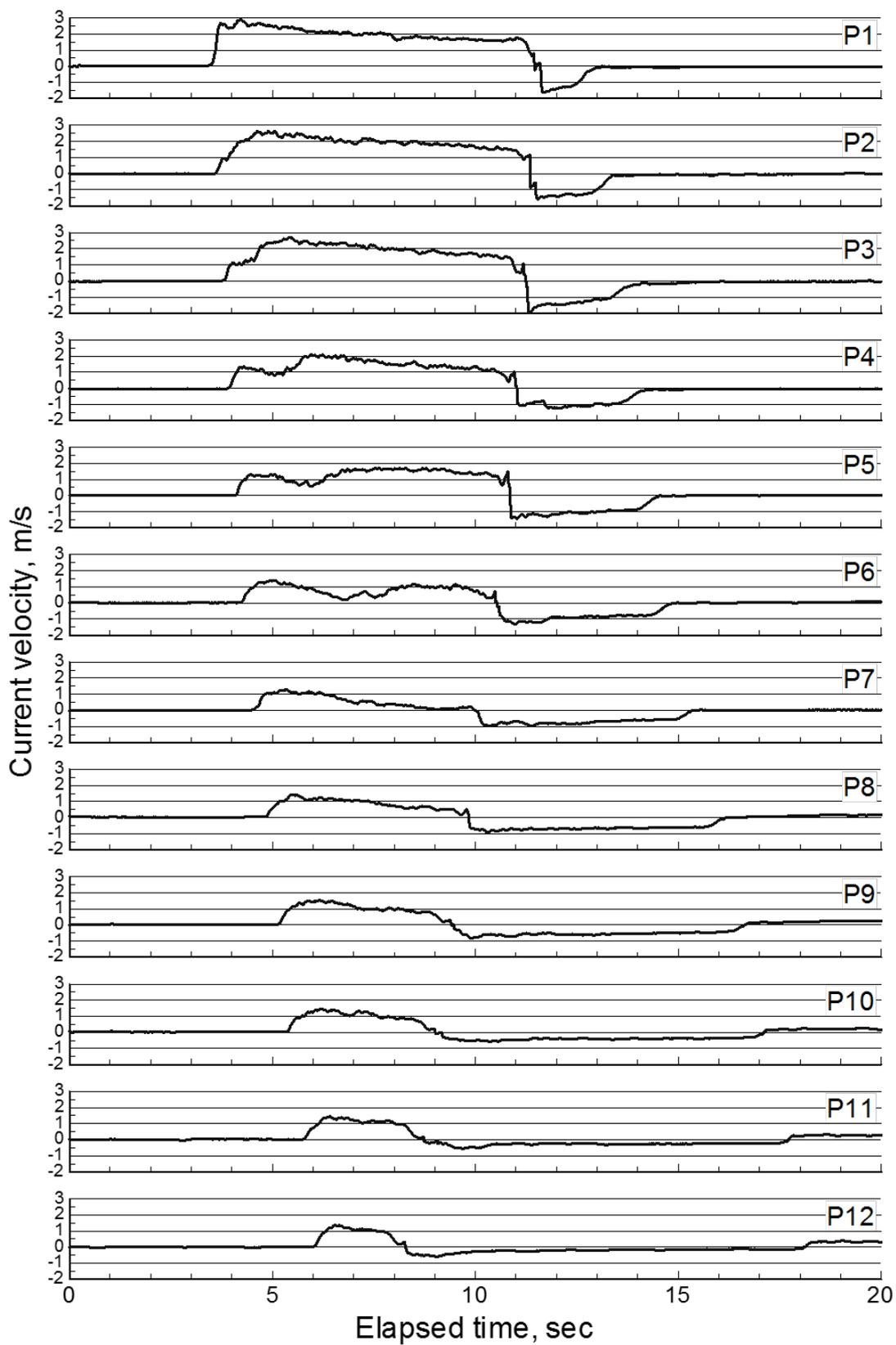


図-付 2-66 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.05 m, 下流端完全反射)

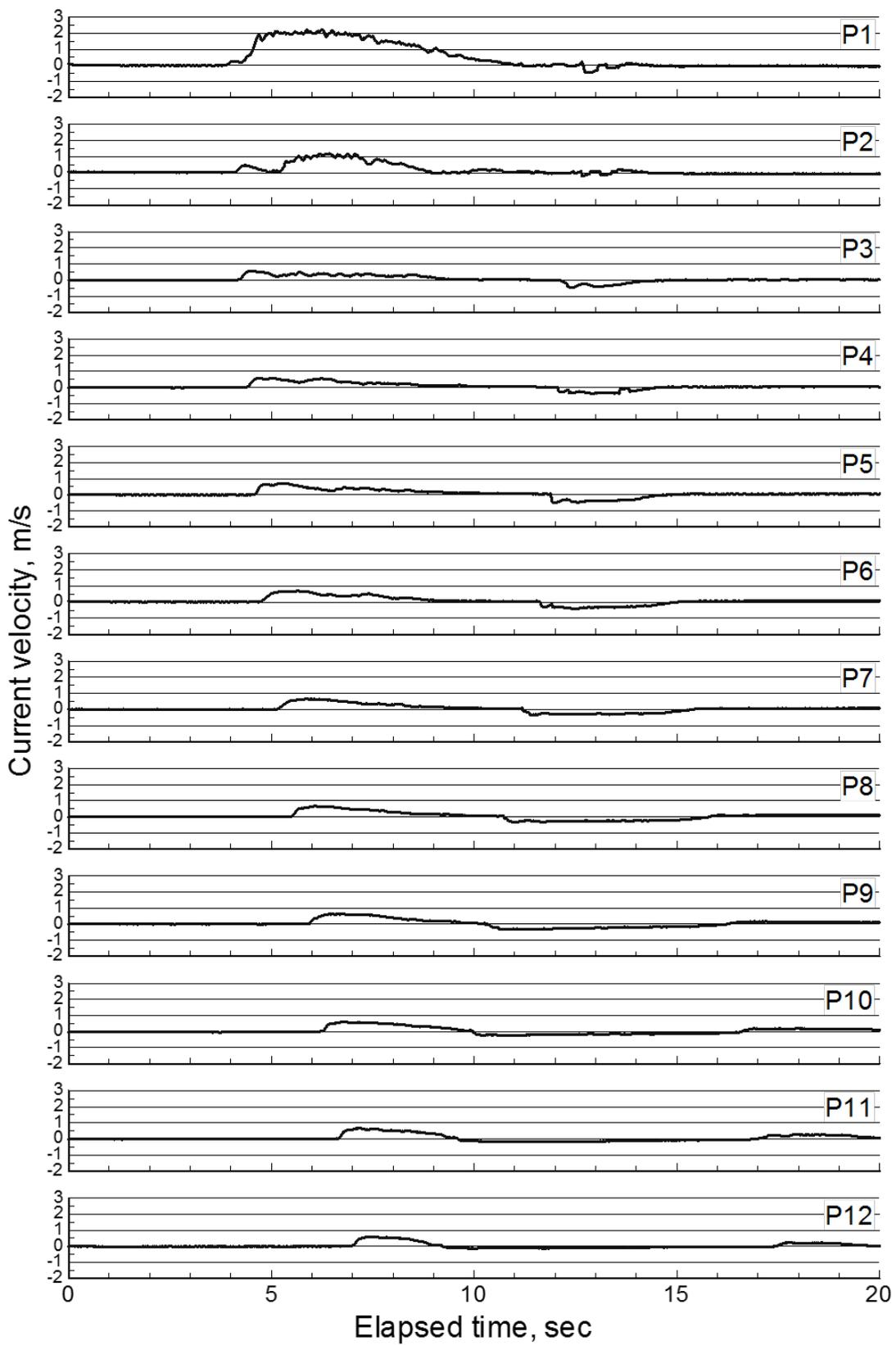


図-付 2-67 湖沼内の流速経時変化 ($H_u=0.30$ m, $D_p=0.10$ m, 下流端越流)

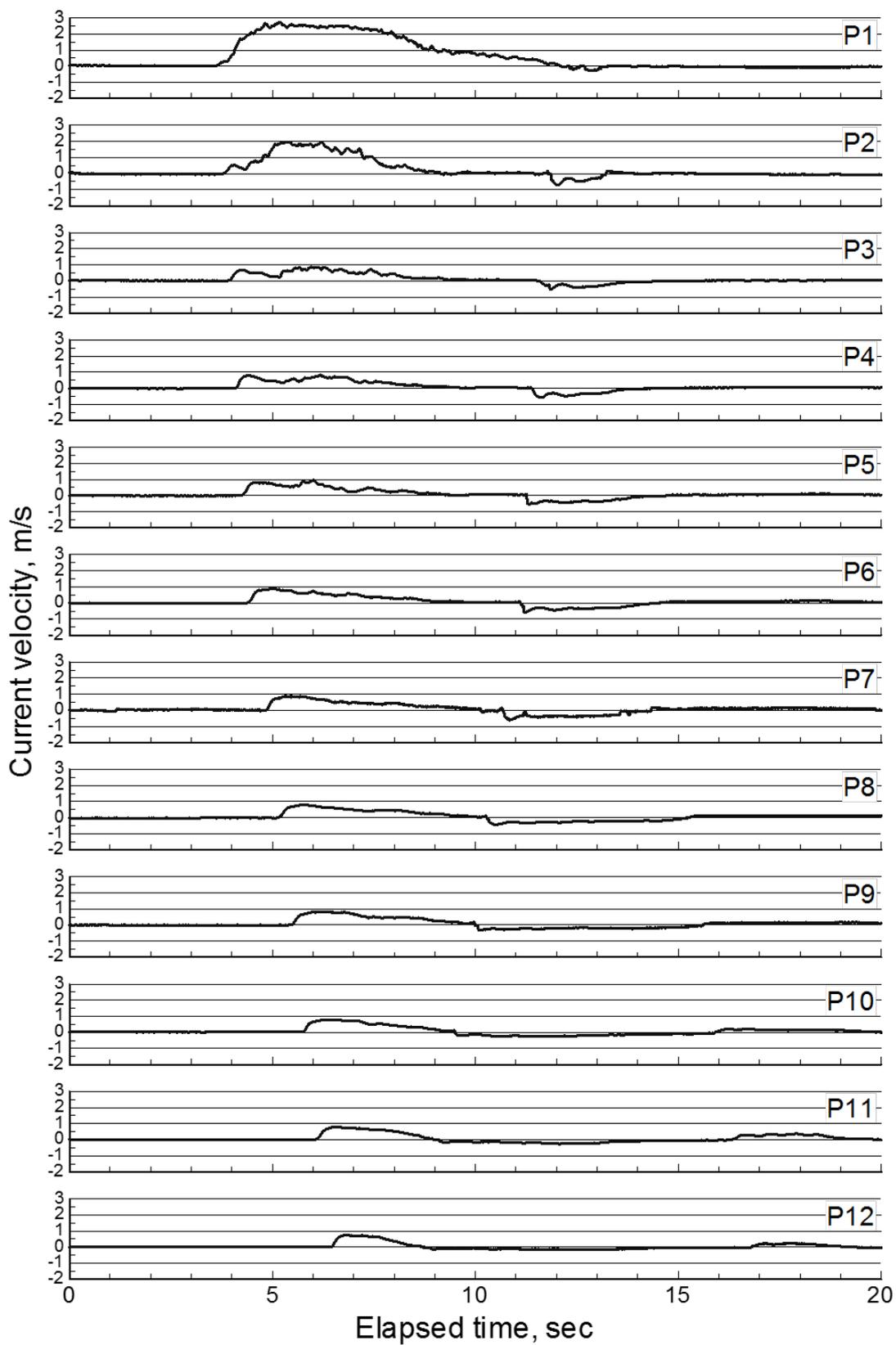


図-付 2-68 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.35 m, Dp=0.10 m, 下流端越流)

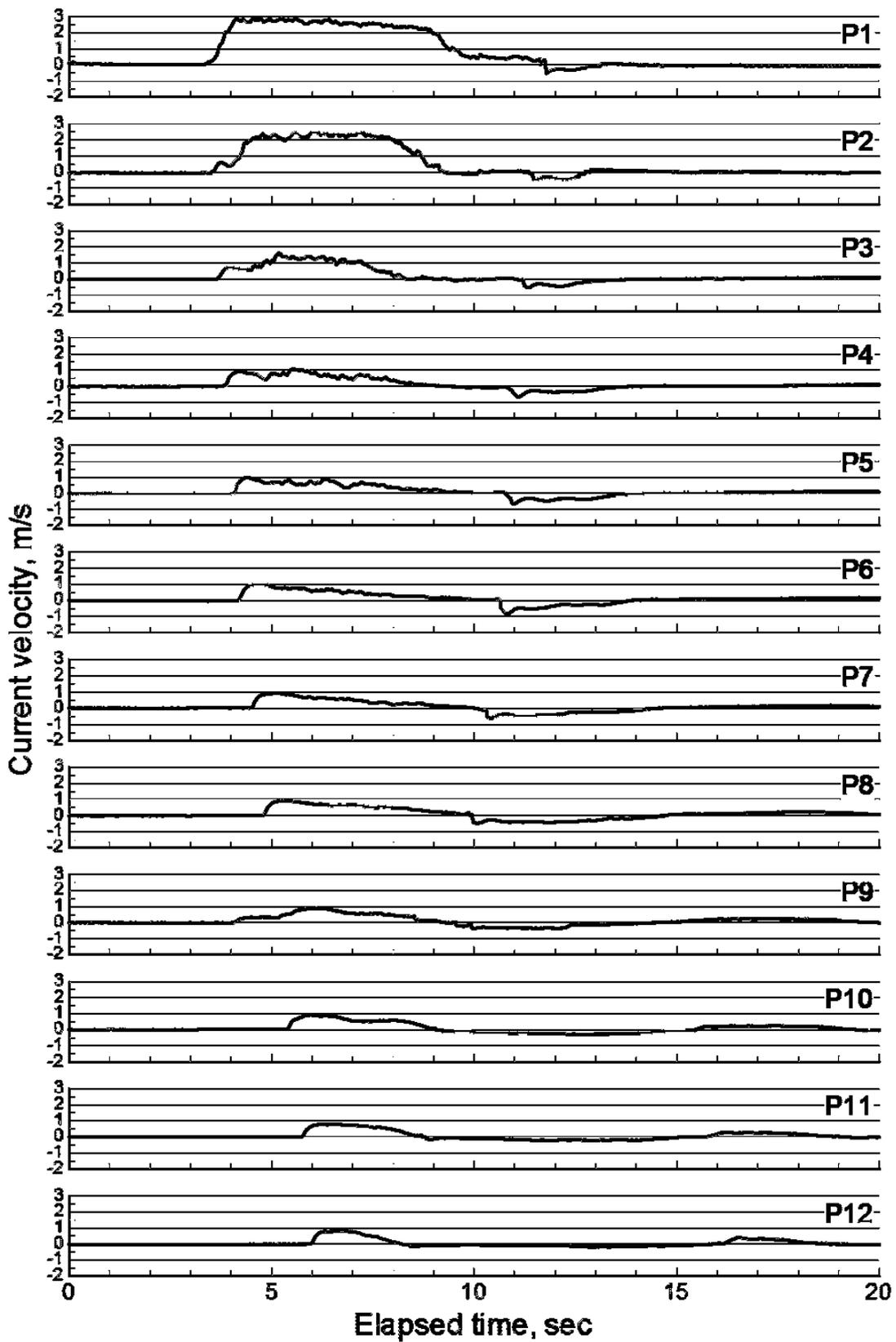


図-付 2-69 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.10 m, 下流端越流)

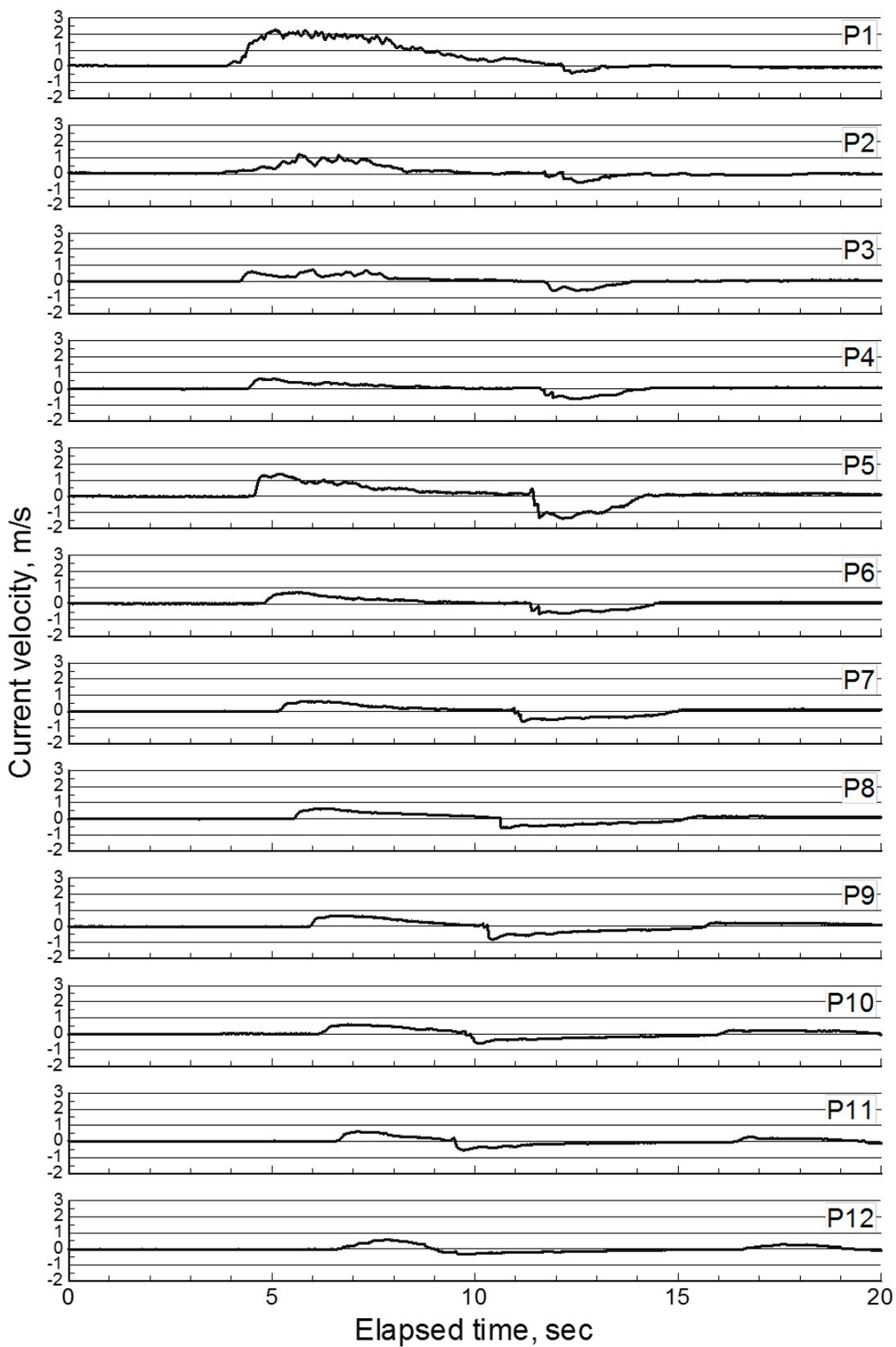


図-付 2-70 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.30 m, Dp=0.10 m, 下流端完全反射)

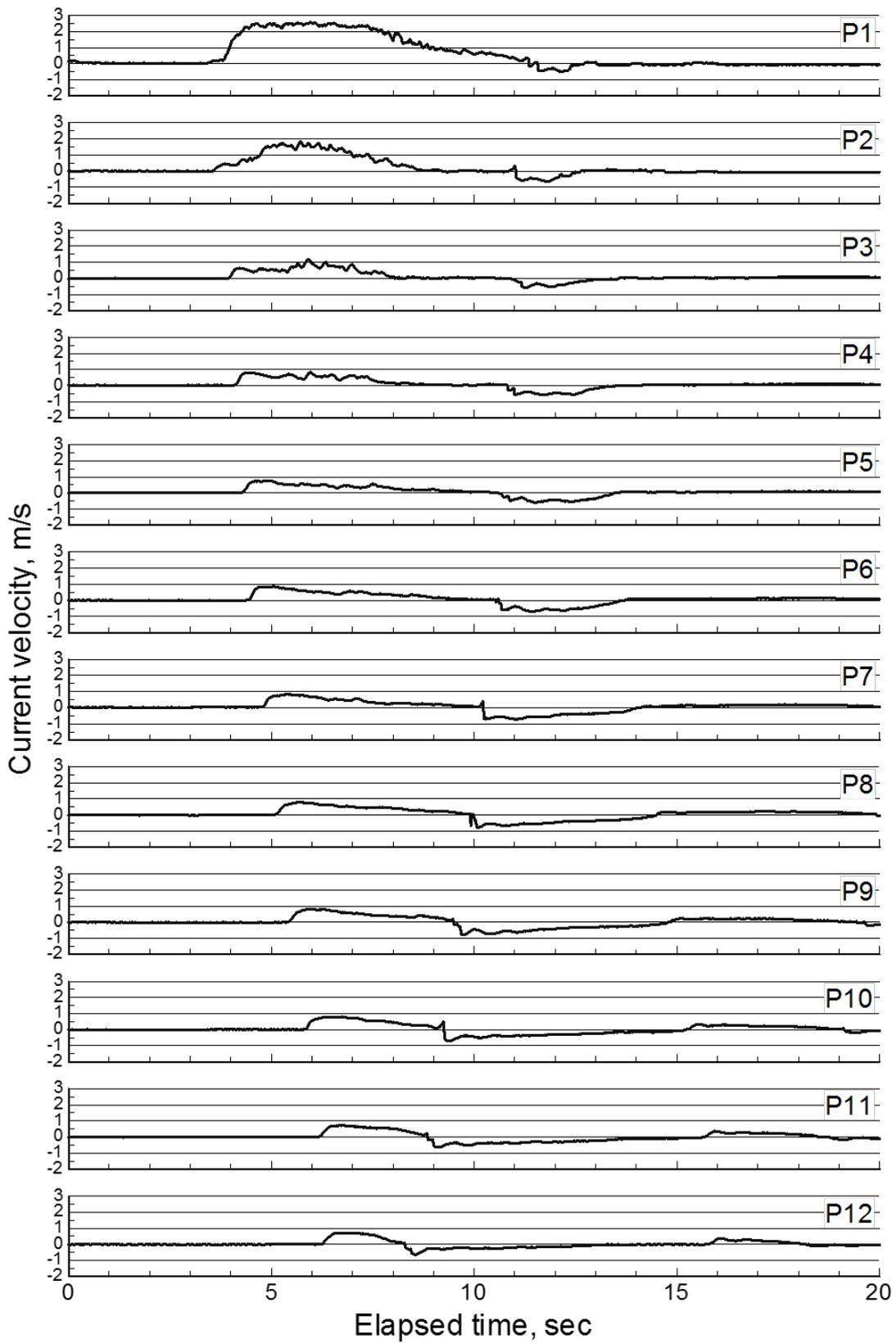


図-付 2-71 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.35 m, Dp=0.10 m, 下流端完全反射)

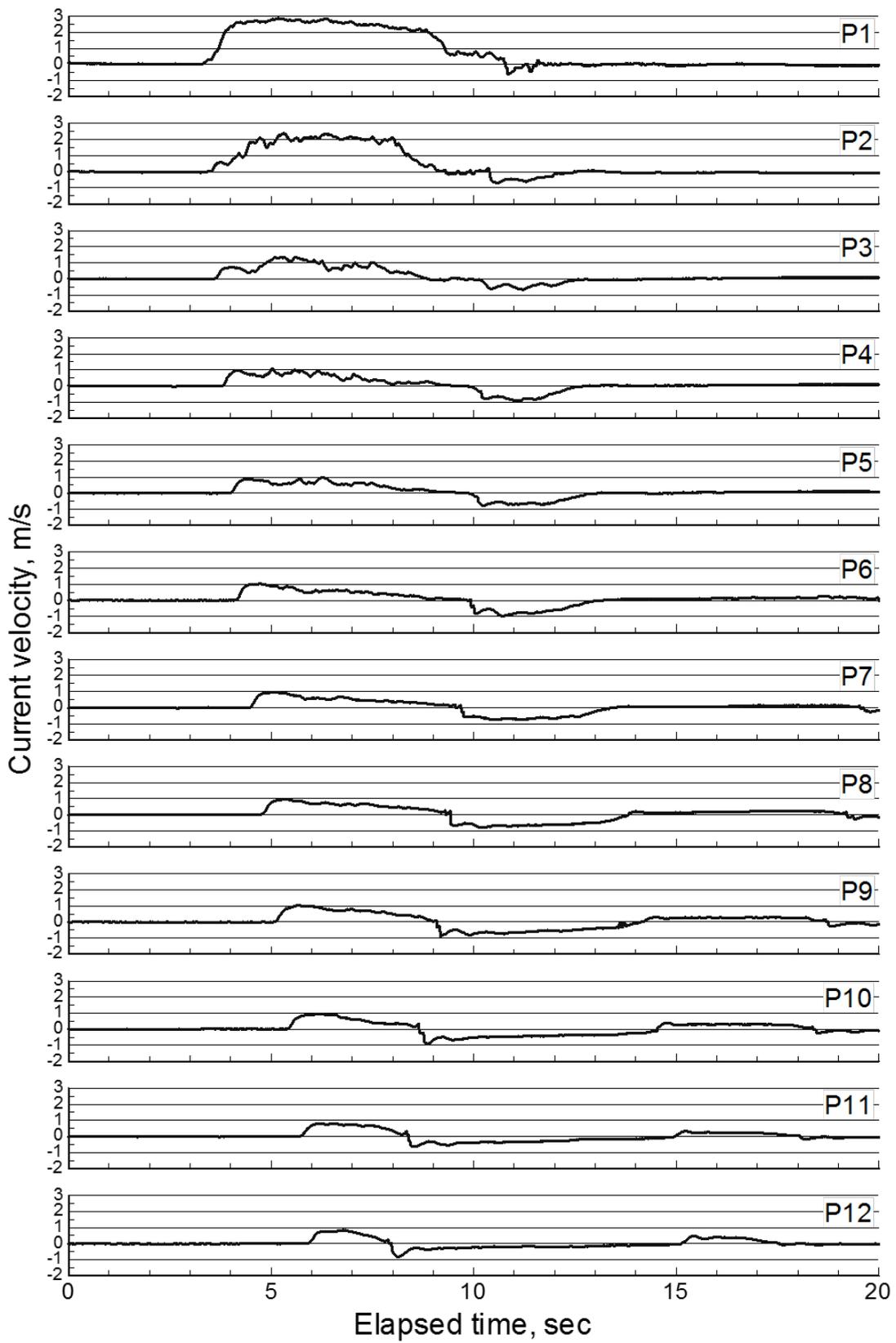


図-付 2-72 湖沼内の流速経時変化 (Hu=0.40 m, Dp=0.10 m, 下流端完全反射)