
平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費
(耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る
防潮堤水理実験(その2))事業

調査報告書

平成28年 3月18日

京都大学

内容

第1章 事業概要.....	3
第2章 事業目的.....	3
第3章 事業内容.....	3
3-1 全体概要.....	3
3-2 津波波力特性の把握.....	7
3-2-1 水理実験.....	7
3-2-2 水理実験のシミュレーション解析.....	35
3-3 障害物影響の把握.....	115
3-3-1 水理実験.....	115
3-3-2 水理実験のシミュレーション.....	127
3-4 漂流物特性の把握.....	192
3-4-1 水理実験.....	192
3-4-2 水理実験のシミュレーション.....	202
3-5 洗掘影響の把握.....	228
3-5-1 水理実験.....	228
3-5-2 水理実験のシミュレーション.....	234
【添付資料1】有識者との意見交換会.....	256
【添付資料2】三次元シミュレーションモデル概要. エラー! ブックマークが定義されていません。	

第1章 事業概要

(1) 事業名 :平成27年度原子力施設等防災対策等委託費(耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備に係る防潮堤水理試験(その2))事業

(2) 工期 :平成27年7月3日～平成28年3月18日

第2章 事業目的

平成25年7月、新規制基準や関連する審査ガイドが施行された。また、平成25年11月改正の核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律では、「発電用原子炉施設の安全性の向上のための評価」を事業者に求め、「原子力規制委員会で定める時期ごとに、当該発電用原子炉施設の安全性について、自ら評価をしなければならない」としている。さらに、平成25年11月策定の「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」(以下「運用ガイド」という。)では、安全性の向上のため自主的に講じた措置の調査及び分析、並びに総合的な評定について「原則として5年ごとに改訂することに加え、大規模な工事等により確率論的リスク評価又は安全裕度評価の結果が変わることが見込まれる場合においても改訂する。」こととされており、新規制基準を適用したプラントの安全性向上を評価することを求めており、評価方法の1つに「外部事象に係る確率論的リスク評価(PRA)」(以下「リスク評価」という。)が挙げられている。

このため、事業者が自主的に講じた措置の妥当性を規制側として確認するための技術的知見の整備に加え、地震・津波に関するリスク評価の観点から、施設・設備のフラジリティに係る評価手法の高度化が必要である。

本事業は、耐津波設計・フラジリティ評価手法の高度化に資することを目的に、防潮堤を対象とした水理試験を実施し、防潮堤に作用する津波波力、津波漂流物による外力及び防潮堤の構造健全性に影響を与え得る津波起因の洗掘現象を評価するために必要なデータを取得する。また、水理試験のシミュレーション解析を行い、解析手法の適用範囲を確認して解析手法を整備する。

第3章 事業内容

3-1 全体概要

構造物に作用する津波波力として、津波先端部の砕波等により生じる衝撃的な圧力(段波波圧)や、それに続く津波により持続的に作用する圧力(持続波圧)がある。それらの津波波圧に関する設計式の提案などは多くなされているが、津波波力を受ける構造物の前方に障害物が存在する場合に構造物に作用する津波波圧に関する試験データの拡充は必要である。特に、前方障害物については、どのような障害物の場合に、構造物の健全性に大きな影響を及ぼす津波波圧(津波波力特性)が生じるかについて、適切に把握するための試験データの拡充が重要となる。

構造物の健全性評価に影響を与え得る津波起因の外力は、段波波圧や持続波圧といった津波波力だけではなく、漂流物が構造物に衝突することにより生じる力（漂流物衝突力）も構造物の健全性評価に影響を与え得る。漂流物衝突力について、いくつかの算定式が提案されているが、漂流物が構造物に衝突する場合に構造物に作用する漂流物衝突力に関する試験データの拡充は必要である。特に、漂流物については、構造物に衝突する漂流物がどのような衝突挙動を示すかについて、適切に把握するための試験データの拡充が重要となる。

東北地方太平洋沖地震での津波被害では、津波による流れにより構造物の周辺地盤が削り取られること（洗掘）で、構造物の沈降や傾斜の被害が多数発生した。河川内の流れを対象とした橋脚まわりの洗掘等については、洗掘深に係る推定式などが提案されているが、津波の流れを対象とした構造物まわりの洗掘に関する試験データの拡充は必要である。特に、洗掘については、どのような津波による流れの場合に、津波による洗掘が生じるかについて、適切に把握するための試験データの拡充が重要となる。

本事業では、下記(1)～(3)に関する水理試験及び水理試験のシミュレーション解析を実施し、防潮堤のフラジリティ評価に必要な試験データを取得するとともに、解析手法を整備する。

- (1) 障害物影響の把握
- (2) 漂流物影響の把握
- (3) 洗掘影響の把握

水理試験では、前方障害物が防潮堤に作用する津波波圧に影響を与える試験データ、漂流物の衝突挙動に関する試験データ及び防潮堤まわりでの洗掘発生有無に関する試験データを取得する。そして、水理試験で観測した現象を分析し、各事象が防潮堤の構造健全性評価に与える影響等を明確にする。また、シミュレーション解析では、各事象を精度良く再現可能な解析手法を用いて、本事業で実施する水理試験を対象としたシミュレーション解析を行う。そして、防潮堤の構造健全性評価に影響を与え得ると判断できる現象の解析での再現性に着目し、解析手法の適用範囲を確認して解析手法を整備する。

本事業で使用する解析コードは、受注者自身により開発したコード等、受注者自身で計算手順の詳細が理解できるコードとする。本事業で実施するシミュレーション解析のために、解析コードを開発する場合には、下記に留意する。

- ・ 計算手順をブラックボックスとしない。
- ・ 開発コードによる計算結果を既存の代表的な解析コードによる計算結果と比較し、開発コードの妥当性を確認する。
- ・ 計算効率（計算時間の短縮）よりも、解析精度の向上を優先する。
- ・ 解析結果の可視化ソフトウェアも用意する。

なお、試験結果の分析及び解析手法の適用範囲の確認に際しては、文献調査等を実施し、既往の研究成果との関係についても考察する。また、津波の変形性状等の解析結果については、CG 等のアニメーションによる可視化を行う。本事業の詳細については、原子力規制庁担当者と協議して決定する。

本事業の全体概要を図-3.1.1-1 に示す。

【目的】 耐津波設計・フラジリティ評価手法の整備

【事業内容】

<津波波力特性の把握>

障害物影響、漂流物影響及び洗掘影響の把握に際し、それらの比較対象として必要となる基本的な条件での津波波力特性を把握するために、水理試験及び水理試験のシミュレーション解析を実施する。

水理試験

通過波検定試験の実施
波圧試験の実施
試験結果の分析

比較
検証

水理試験のシミュレーション解析

解析の実施
解析手法の適用範囲の確認
解析手法の整備

参照

(1) 障害物影響の把握

構造物の前方の障害物が津波波力特性に与える影響を把握するために、水理試験及び水理試験のシミュレーション解析を実施する。

水理試験

通過波検定試験の実施
波圧試験の実施
試験結果の分析

比較
検証

水理試験のシミュレーション解析

解析の実施
解析手法の適用範囲の確認
解析手法の整備

(2) 漂流物影響の把握

漂流物の衝突が構造物の健全性評価に与える影響を把握するために、水理試験及び水理試験のシミュレーション解析を実施する。

水理試験

漂流物衝突試験の実施
試験結果の分析

比較
検証

水理試験のシミュレーション解析

解析の実施
解析手法の適用範囲の確認
解析手法の整備

(3) 洗掘影響の把握

洗掘が構造物の健全性評価に与える影響を把握するために、水理試験及び水理試験のシミュレーション解析を実施する。

水理試験

洗掘試験の実施
試験結果の分析

比較
検証

水理試験のシミュレーション解析

解析の実施
解析手法の適用範囲の確認
解析手法の整備

【成果】 防潮堤のフラジリティ評価に必要な試験データの取得及び解析手法の整備

図-3.1.1-1 業務実施フロー

3-2 津波波力特性の把握

3-2-1 水理実験

(1) 試験の概要

1) 既往の研究

2011年3月11日、宮城県沖を震源に東北太平洋沖地震が発生した。この地震によって引き起こされた津波は、太平洋沿岸の広い範囲に來襲し、特に千葉県から青森県沿岸にかけて家屋の流出、道路や護岸の崩落、防波堤の滑動など甚大な被害が生じた。福島県から岩手県にかけては、浸水高が10mを超える大津波が來襲した(平石ら、2011)。この津波で多くの人が犠牲になったが、震災被害は津波の來襲で終わることはなく、放射能による二次災害も引き起こした。福島原子力発電所が津波の直撃を受けたことで、原子炉の熱を海に逃すポンプなどの屋外施設が破損すると同時に、原子炉が設置されている敷地のほぼ全域が津波によって浸水した。注水、徐熱機能を失ってしまい、放射能の漏洩により後世にまで影響する被害が生じた(東京電力、2015)。これを契機に、防潮堤などの津波の侵入を防ぐ構造物は、津波の破壊力を考慮して(原子力安全・保安院、2012)その機能が失われないように設計されるように見直された。また、被災地では新規防潮堤建設計画や防潮堤の復旧計画が迅速に立案された。

防潮堤をはじめとする陸上構造物の機能を津波來襲後にも維持するためには、陸上構造物に作用する外力を精度よく把握することが必要である。陸上構造物に作用する波圧および波力の評価方法は、現在さまざまな推定式が提案されている。朝倉らは陸上構造物に作用する津波波圧分布を最大遡上水深の3倍の静水圧とする算定式を提案している(朝倉ら、2000)。他にもフルード数によって波圧係数を推定している式(榊山、池谷ら、加藤ら)など多数存在している。また、津波による漂流物の衝突力の評価もいくつか推定式が提案されている(松富、池野ら、水谷ら)。陸上構造物に作用する外力を評価する際、各推定式における実験条件は異なるため、一つの式に定めると過小評価、過大評価に繋がる可能性も考えられる。たとえば、波力に関する実験で地形に着目すると、朝倉らの実験では波が斜面勾配を進行し、直立護岸を遡上して構造物に衝突させた。一方、池野らの実験では沖から一様水深で進行し、構造物に衝突した。実験によって条件がばらばらであり、津波の力を定量的に評価する方法は確立されていない。

そこで今回、陸上構造物の中でも防潮堤に着目し、防潮堤に作用する外力を様々な条件で測定し、津波波力の適切な評価方法を明らかにすることを目的とする。外力は津波自体が防潮堤に及ぼす力と津波による漂流物の防潮堤への衝突力の2つに大別して考慮する。これらの力を広く用いられている既往の式を、本実験結果と比較して評価を行う。加えて、地形や防潮堤設置位置といった条件をそれぞれ変化させることによる力の特性の変化を明らかにすることも目的の一つとする。

防潮堤に作用する波圧の算定式は、様々な式が提案されている。朝倉らの評価式(以降、朝倉式)や谷本の評価式(国交省、2013)(以降、谷本式)といった波圧係数を整数や小数で与えているものや、フルード数に比例するような係数を与える方法も提案されている。本実験においては先述した一般に用いられることが多い朝倉式と谷本式を採用し、この二式を基準に実験値と比較する。朝倉式の波圧分布は図-3.2.1(1)-1に示すように、構造物底

面における波圧強度が p で、作用高さが $3\eta_{max}$ の三角形分布となる。したがって、構造物底面における波圧強度 p は次式で表わされる。

$$p = 3\rho g\eta_{max} \quad (1)$$

p : 構造物底面における波圧強度
 ρ : 水の密度
 g : 重力加速度
 η_{max} : 最大遡上水深

一方、谷本式は図-3.2.1(1)-2のように、海中に設置された防波堤に作用する波圧を表したものである。図中に記す記号は以下のとおりである。

η_{max} : 静水面上の波圧作用高さ
 a_I : 入射津波の静水面上の高さ
 p_I : 静水面における波圧強度
 P_u : 直立壁前面下端における揚圧力

本実験では海中の構造物ではなく陸上に設置している防潮堤である。したがって、静水面高さを0mと考え、図-3.2.1(1)-3のように置き換えて扱った。これは、作用高さが $3\eta_{max}$ で構造物底面における波圧強度 p の朝倉式同様、波圧分布が三角形分布である。以下、構造物底面における波圧強度 p の式を示す。

$$P = 2.2\rho g\eta_{max} \quad (1)$$

p : 構造物底面における波圧強度
 ρ : 水の密度
 g : 重力加速度
 η_{max} : 最大遡上水深

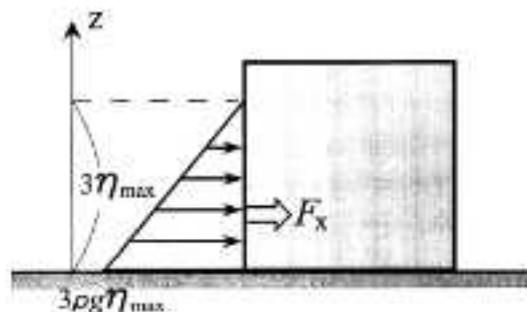


図-3.2.1(1)-1 朝倉式で算出される構造物に働く津波水平波力

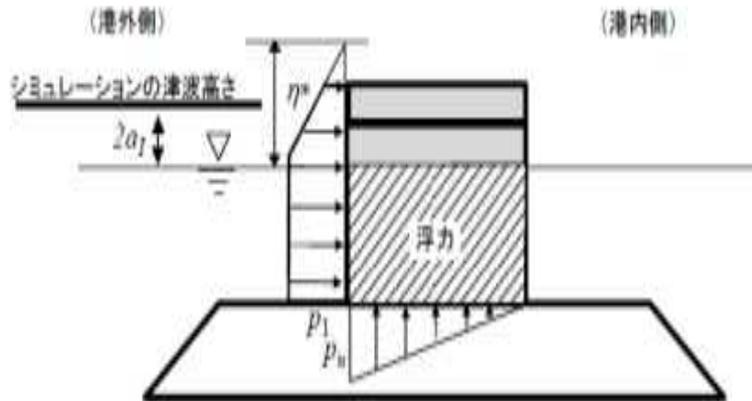


図-3.2.1(1)-2 谷本式で算出される海中構造物に働く津波水平波力

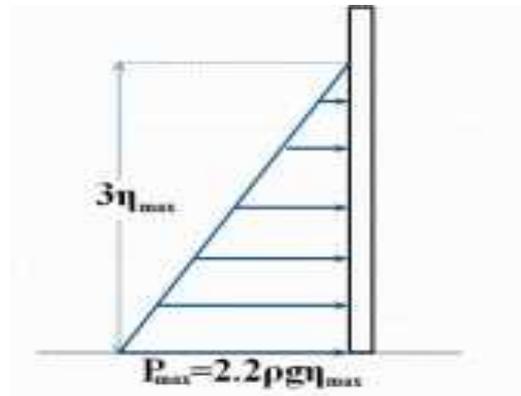


図-3.2.1(1)-3 谷本式で算出される陸上の構造物に働く津波水平波力

2) 実験方法

実験に用いた水路の諸元は、長さ45.0m、幅1.0m、高さ1.5mであり、防潮堤前面の地形は傾斜地形と直立地形の2シリーズの実験を行った。

防潮堤前面に傾斜地形を設けた実験シリーズにおける水路を図-3.2.1(1)-4、図-3.2.1(1)-5に示す。津波造波機から勾配の始点までは水深64cmの同様とし、水平距離が6.4mで1/10勾配の斜面地形を設けた。一方、直立地形を設けた水路を図-3.2.1(1)-6、図-3.2.1(1)-7に示す。傾斜地形同様、津波造波機から地形までは水深64cmで同様である。水路床より水平距離が4.9mで1/10勾配の斜面地形を設け、そこから1.5mの水平部が汀線まで続き、陸上へ切り立つ直立地形とした。直立地形の高さは15cmである。次に、実験に用いた水路内にある装置の設置位置を示す。水路内にある装置の設置位置も、水路の地形と併せて示してある。水路内にある装置の設置位置は傾斜地形、直立地形ともに差異はなく、同じ距離に位置している。汀線を基準に沖側に向かって0.9m、3.2m、6.4m、10.7m、11.7m離れた位置に計5台の波高計を水路中央に設置した。波高計の名称は沖側から順にWG1、WG2、WG3、WG4、WG5とする。また、汀線を基準に沖側に向かって1.6

m離れた位置に電磁流速計を水路の中心に設置した。防潮堤から沖側に向かって20cm離れた位置にプロペラ式流速計を水路の中心に設置した。ただし、実験中プロペラ式流速計は水中のごみによるノイズのため、エラーが多く、本論文では使用していない。

防潮堤は図-3.2.1(1)-8、図-3.2.1(1)-9にあるように、高さの異なる2種類の防潮堤を使用した。1つは高さ1.1mの防潮堤で、もう片方は高さ0.95mの防潮堤である。前者は津波の越波を許容しない防潮堤(以後、非越波防潮堤)で、後者は津波の越波を許容する防潮堤(以後、越波防潮堤)である。非越波防潮堤では、防潮堤を縦に二分するように引いた測線A、測線Aより右岸側に10cm平行移動した側線Bに、それぞれ底面より5cm、10cm、15cm、20cm、30cm、50cmの位置に、計12台の波圧計を設置した。越波防潮堤は側線Aと側線Bの位置、側線A上に設置した波圧計の位置と個数は同じであるが、側線B上には底面より5cm、20cm離れた位置に2台のみ波圧計を設置した。よって、越波防潮堤には計8台の波圧計を設置した。側線A上の波圧計のみを実験値として使用し、側線B上に設置した波圧計の値は、側線A上の波圧測定値の検証のために用いた。実験では側線A上の波圧計の欠測は見られなかった。よって、本実験では測線A上の波圧のみを採用し考察する。測線A上に設置した波圧計の名称を底面より順に、波圧計1、波圧計2、波圧計3、波圧計4、波圧計5、波圧計6とする。

また、水路の側方および上方から波形や碎波の様子を観察するため、また津波の進行距離と経過時間から流速を算出するために、高速度カメラを2台使用した。フレームレートが1/3000、つまり1秒間に3000回画像を撮影することで、波の微細な動きまで観察することができる。高速度カメラの一台は水路側方に設置した。水路に直行するようにレンズを向け、碎波の様子と波の衝突の瞬間が捉えられるように、防潮堤より沖側に20cmほど離れた位置に設置した。もう一台は水路の上方に設置した。水路に平行に、斜め上からレンズを向け、波の作用高さや漂流物の衝突角度を捉えられるように、汀線より沖側に1.5mほど離れた位置に設置した。高速度カメラの設置状況は図-3.2.1(1)-10に示す。

3) 最小二乗法による波高設定

入力する波高は、最も沖側に位置するWG1の波高を基準に波高を設定した。制御装置に入力した波高と実際に造波された波高とは若干の差が生じるため、実験での入射波高を正確に制御するために波高設定を行った。防潮堤を取り除いた状態で入力波高5cm、7cm、9cm、11cm、13cm、15cmの5種類の波を造波し、それぞれの入力波高に対応する実際の波高を測定した。この2つの波高から、最小二乗法によって最も適切な波高の入力値を導出した。最小二乗法によって導いた直線は図-3.2.1(1)-11のようになり、入力する波高をx、実際の波高をyとすると式は

$$y = 0.9993x \quad (6)$$

となった。ここでは、沖合の波高計を基準として入力津波値を決めているので、直立護岸と傾斜護岸では、同じ入力値を用いている。通過波の津波高さは、7、11および15cmとし、護岸種類は2つとしている。図-3.2.1(1)-12に通過波の波形の例を示す。

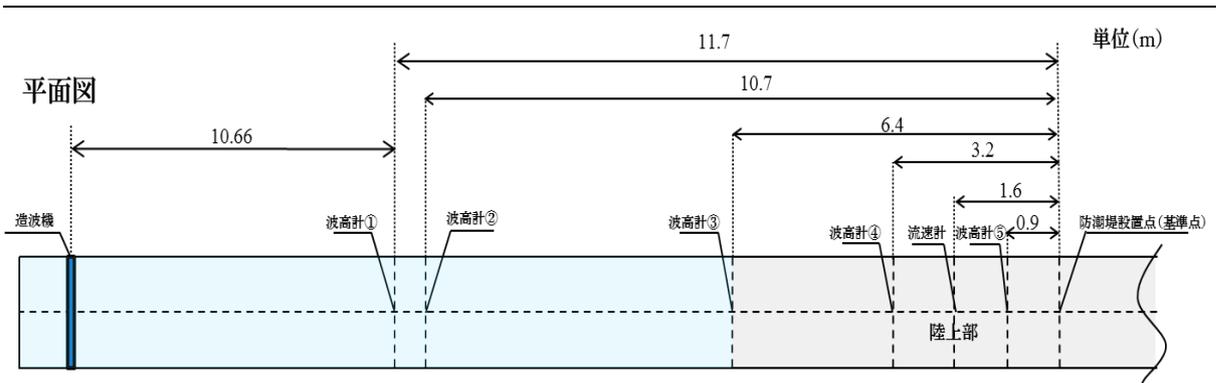


図-3.2.1(1)-4 傾斜地形水路の平面図

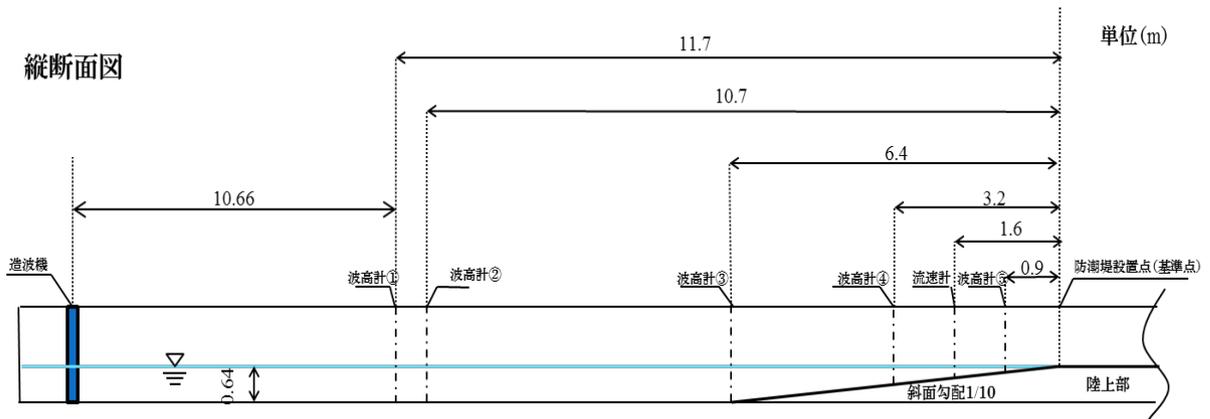


図-3.2.1(1)-5 傾斜地形水路の断面図

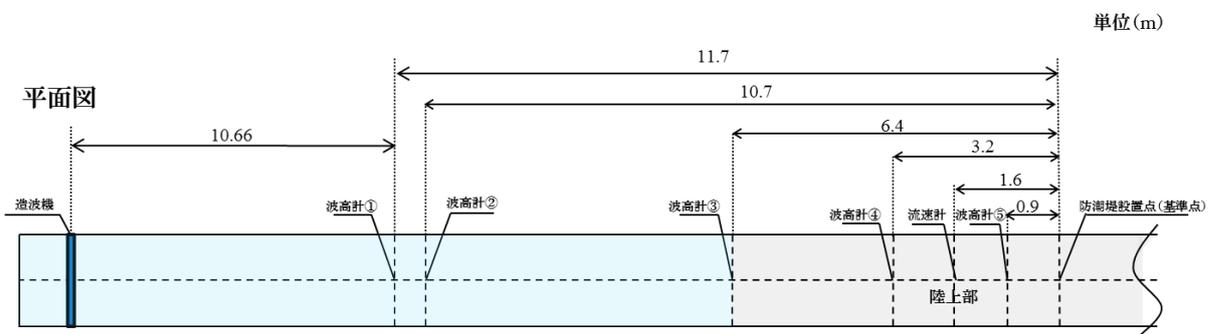


図-3.2.1(1)-6 直立地形水路の平面図

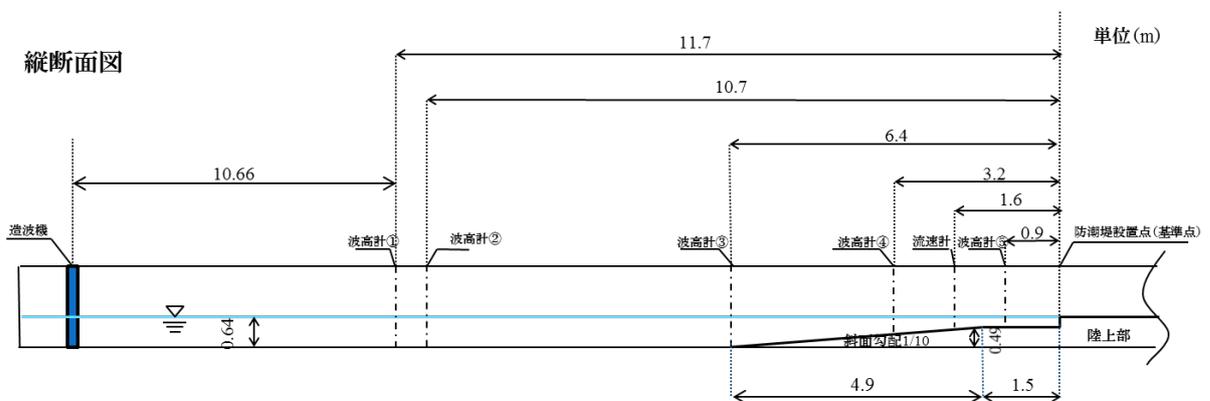


図-3.2.1(1)-7 直立地形水路の断面図

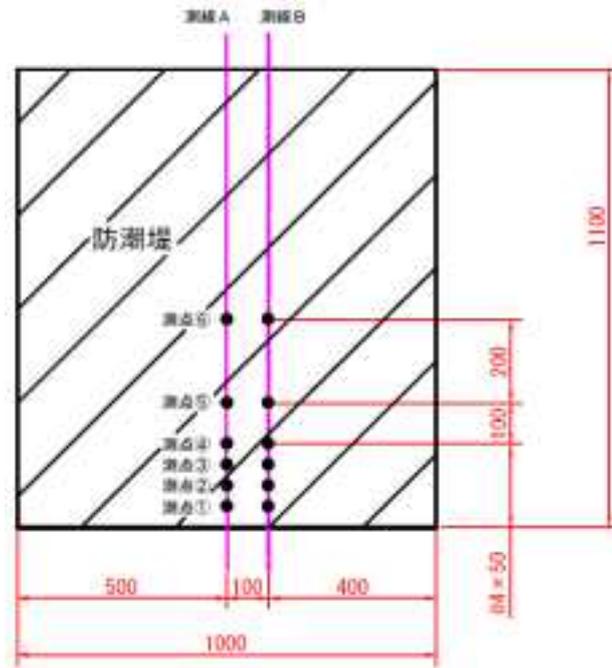


図-3.2.1(1)-8 正面から見た越波を許容しない防潮堤

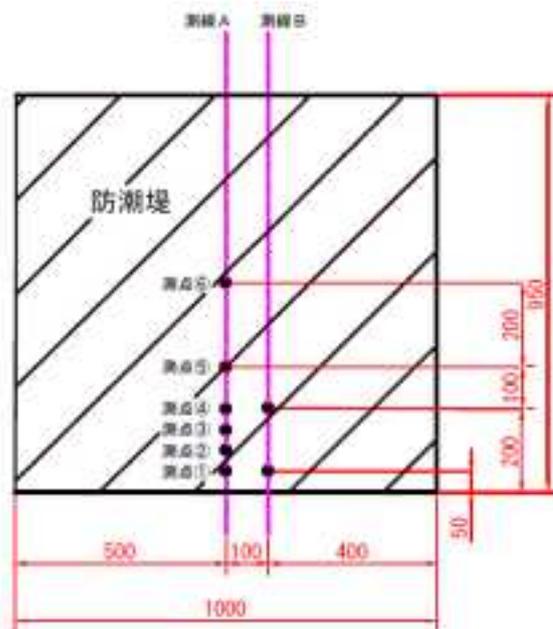


図-3.2.1(1)-9 正面から見た越波を許容する防潮堤

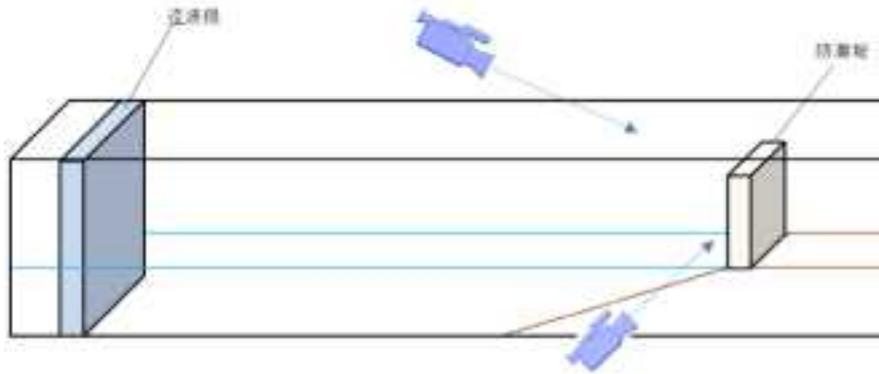


図-3. 2. 1 (1)-10 高速度カメラの設置位置

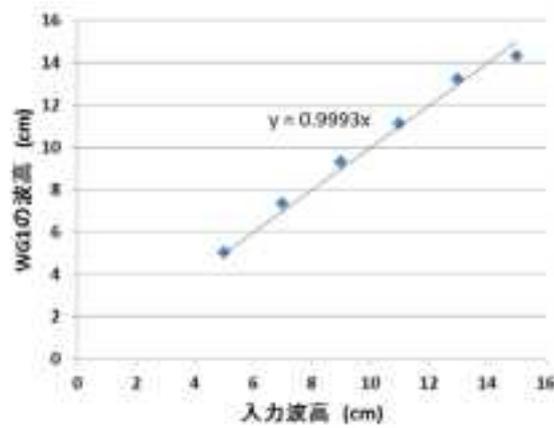


図-3. 2. 1 (1)-11 最小二乗法による入射波高の決定

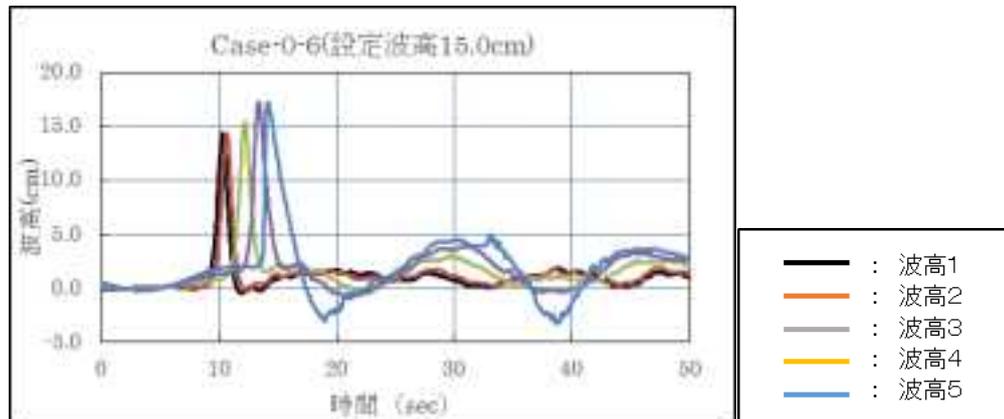


図-3. 2. 1 (1)-12(a) 単純勾配の通過波

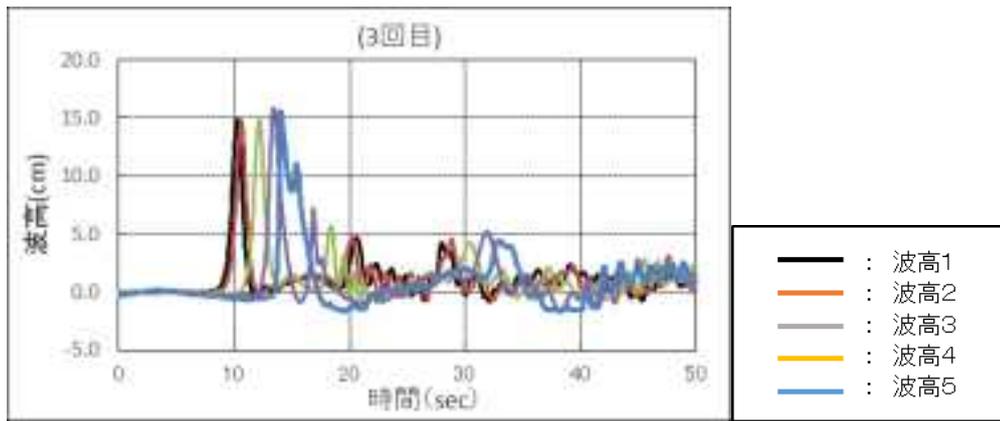


図-3. 2. 1 (1)-12 (b) 直立護岸の通過波の例

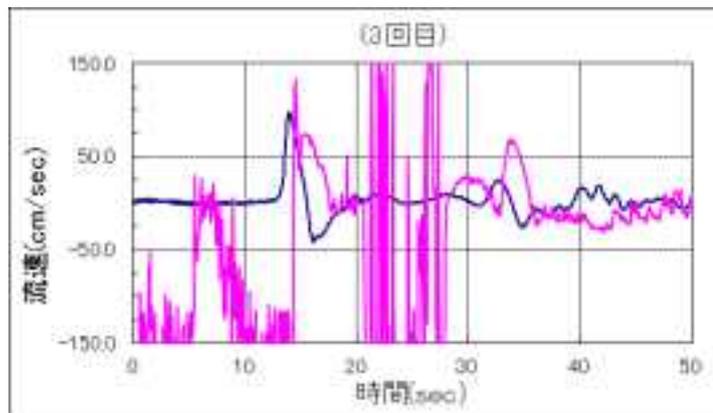


図-3. 2. 1 (1)-12 (c) 直立護岸の流速測定結果

4) 波圧の実験条件

ここでは、津波による防潮堤に作用する波圧、波力、モーメントの 3 種類の力を測定し、朝倉式、谷本式と比較する。実験条件は表-3. 2. 1 (1)-1 に示した全 24 通りで、それぞれ 3 回の試行を行っているので、計 72 ケースである。

前項でも述べたように、防潮堤前面の地形は傾斜地形と直立地形の 2 種類を用いた。防潮堤高さは、非越波防潮堤と越波防潮堤の 2 種類で実験を行った。越波防潮堤の場合は、非越波防潮堤よりも防潮堤位置での最大水深が小さくなることから、越波防潮堤が非越波防潮堤に比べて波圧・波力の低減が表れることが予想される。防潮堤の設置位置は、汀線位置(以後、A 点)に設置した場合と汀線から岸側に 60cm 離れた位置(以後、C 点)に設置した場合の 2 ケースである。波高は沖側で 7cm、11cm、15cm の 3 種類の波で行った。防潮堤の安全評価を行うために波圧・波力が最も大きい時が重要と考え、汀線位置の底面に、碎波した波頂部が衝突する波高 15cm を上限とした。そして、様々な波高でのデータをとるため、波高 15cm から等間隔で波高を小さくした波高 11cm と波高 7cm を採用した。よって地形、防潮堤の高さ、防潮堤の設置位置、波高をそれぞれ変化させて前述のように計 24 ケースの実験を行った。碎波のばらつきを考慮し、正確なデータをとるため、それぞれ 3 回試行の平均をとった。

地形、防潮堤高さ、防潮堤の設置位置、それぞれの実験条件ごとにどのような相違点、特徴があるか考察する。ただし、本実験で採用した最大波高 15cm の波に対して、非越波防潮堤の高さ 0.95m が高すぎたため、防潮堤を越波せず、細かい水のしぶきが越える程度であった。越波しなかったため、非越波防潮堤と越波防潮堤は差がないと考えられるが、双方で波圧の差が若干生じていること、ケース数が多い方がより正確な結果が得られることから、防潮堤高さで比較はしないが、今後も分けて考えていく。よって、地形と防潮堤の設置位置の 2 種類の実験条件ごとに相違点、特徴を考察する。たとえば、地形に着目する場合には、防潮堤設置位置は同一とした傾斜地形と直立地形で比較を行い、地形の違いで防潮堤に及ぼす波圧にどのような変化があるか考察する。

傾斜地形と直立地形の場合で、防潮堤に作用する最大波圧の特性を比較する。防潮堤を A 点に設置した場合における傾斜地形と直立地形の平均最大波圧を図-3.2.1(1)-13、図-3.2.1(1)-14 に示す。越波防潮堤を A 点に設置した場合の波高 15cm のケースでは、波圧計 1 の最大波圧が直立地形の場合で大きくなっているが、その他のケースでは波圧計 1、2 で傾斜地形の場合の方が大きな波圧が検出されている。傾斜地形の場合は、すべての波高で波が切り立ち、砕波する直前で波の先端が防潮堤底面に衝突していた(写真-3.2.1(1)-1)。直立地形では波が切り立つことはなく衝突し、きれいに反射していた(写真-3.2.1(1)-2)。これらの波の様子と図-3.2.1(1)-13、図-3.2.1(1)-14 から、傾斜地形では防潮堤底面に衝撃砕波圧が生じ、直立地形よりも大きな波圧が現れる。

防潮堤を C 点に設置した場合における傾斜地形と直立地形の平均最大波圧を図-3.2.1(1)-15、図-3.2.1(1)-16 に示す。波高 7cm のケースでは、傾斜地形の場合と直立地形の場合ほとんど一致しているが、波高 11cm、15cm のケースにおける波圧計 1、2 の最大波圧は、直立地形の場合が傾斜地形よりも大きくなっている。傾斜地形は前述したように、汀線位置で波の先端が砕波するため、砕波し崩れた波が水路底面を這うように陸上を遡上し、勢いが弱まった状態で防潮堤に衝突する(写真-3.2.1(1)-3)。直立地形では、汀線では砕波せず、汀線より岸側に数十センチ離れた位置で砕波して防潮堤に衝突する(写真-3.2.1(1)-4)。どちらの地形も砕波後に防潮堤に衝突するが、直立地形の方が砕波後に陸上を遡上する距離が短く、傾斜地形と比較して摩擦による速度の損失が小さくなるため、防潮堤底面の波圧計 1、2 において波圧が大きくなったと推察する。

表-3.2.1(1)-1 実験条件

斜面勾配	1/10
波高(cm)	7, 11, 15
防潮堤の位置	汀線より 0cm, 汀線より 60cm
防潮堤の高さ(m)	1.1 (非越波), 0.95 (越波)
地形	傾斜地形, 直立地形
沖の水深(m)	0.64

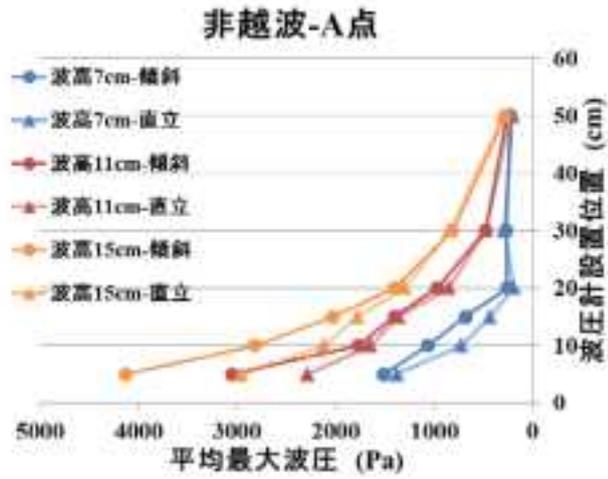


図-3.2.1(1)-13 非越波防潮堤 A 点での平均最大波圧

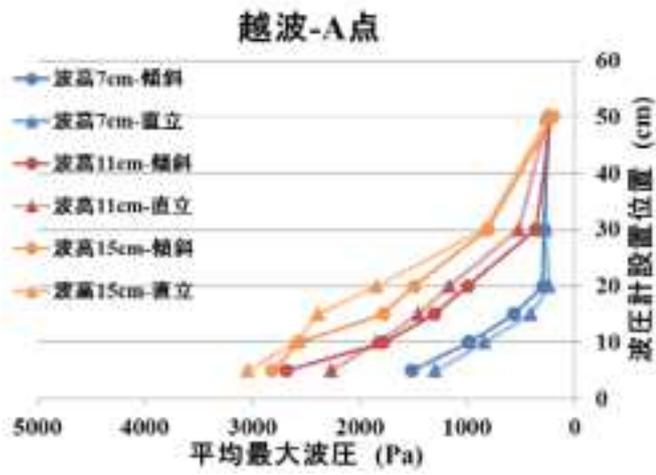


図-3.2.1(1)-14 越波防潮堤 A 点での平均最大波圧

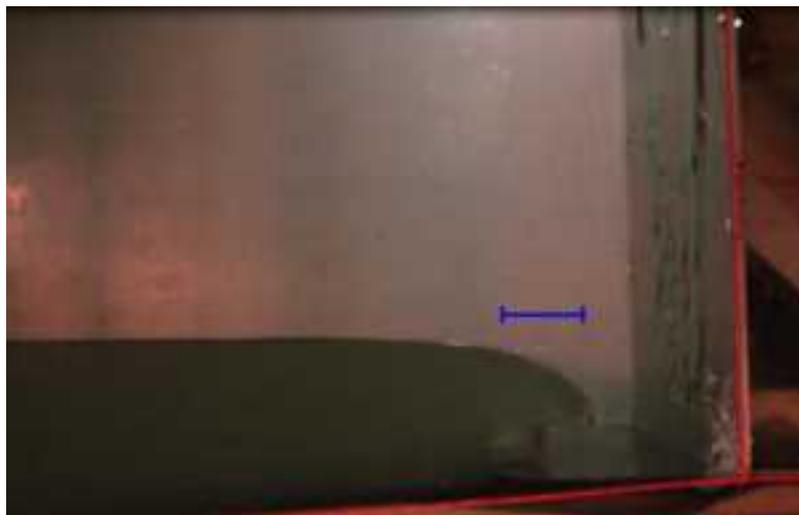


写真-3.2.1(1)-1 傾斜護岸に作用する津波の先端の様子 (波高 15 cm)



写真-3.2.1(1)-2 直立護岸における津波の先端の様子(波高 15 cm)

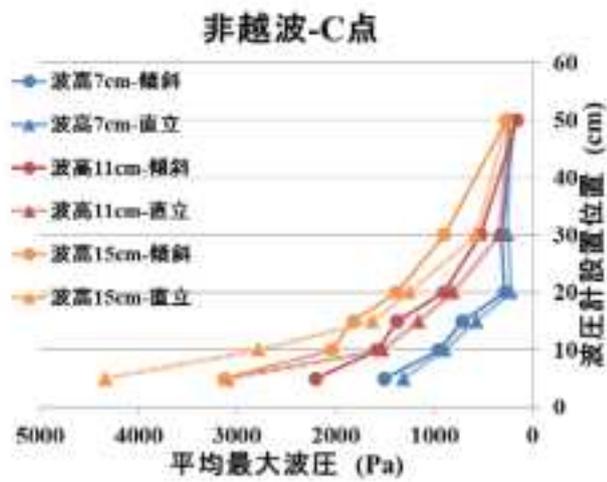


図-3.2.1(1)-15 非越波防潮堤 C 点での平均最大波圧

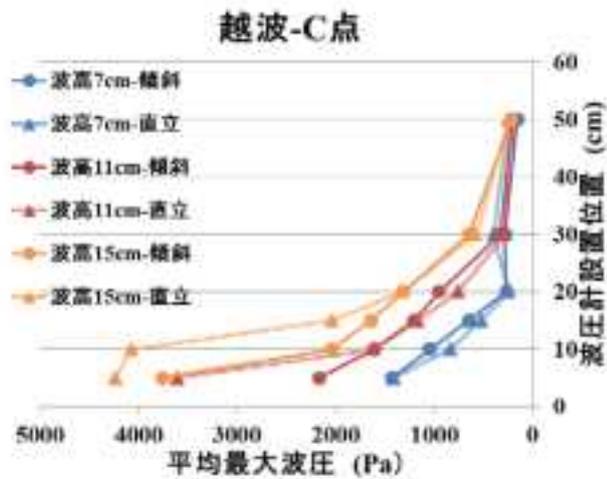


図-3.2.1(1)-16 越波防潮堤 C 点での平均最大波圧

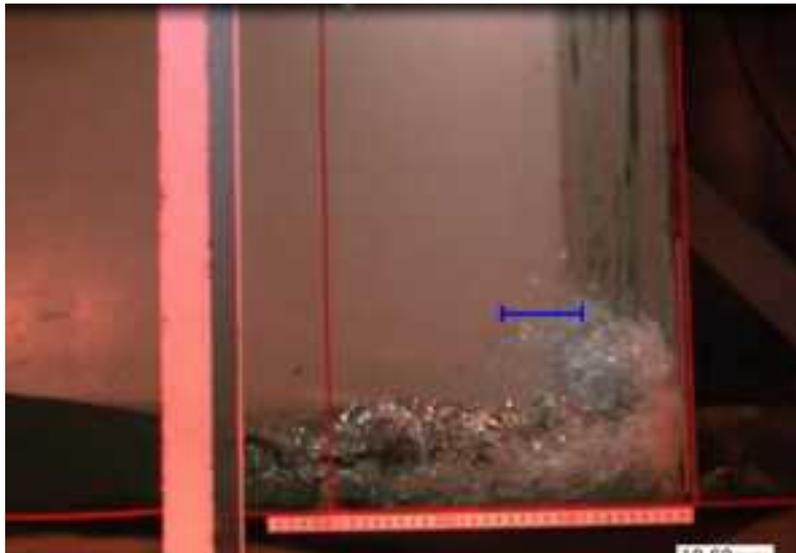


写真-3. 2. 1(1)-3 C 点に設置した場合の傾斜地形における津波の先端



写真-3. 2. 1(1)-4 C 点に設置した場合の直立地形における津波の先端

次に、防潮堤を A 点に設置した場合と C 点に設置した場合で、防潮堤に作用する最大波圧の特性を比較する。傾斜地形における防潮堤を A 点に設置した場合と、C 点に設置した場合の平均最大波圧を図-3. 2. 1(1)-17、図-3. 2. 1(1)-18に示す。越波防潮堤を A 点に設置した場合の波高 15cm のケースでは、波圧計 1 で防潮堤を C 点に設置した場合より小さな値となっているが、その他のケースでは波圧計 1、2、3 で防潮堤を A 点に設置した場合の方が最大波圧は大きい。これは前述したように、碎波の前か後のどちらで防潮堤に衝突したかに依る違いである。防潮堤 A 点設置時では碎波直前に、C 点設置時では碎波後に波の先端が防潮堤に衝突するため、防潮堤を A 点に設置した場合が C 点に設置した場合より大きな波圧が検出される。直立地形における防潮堤を A 点に設置した場合と、C 点に設置した場合の平均最大波圧を図-3. 2. 1(1)-19、図-3. 2. 1(1)-20に示す。波高 7cm のケースではほとんど差はないが、波高 11cm、15cm のケースで違いが生じた。防潮堤下方の波圧計 1、2 では C 点位置に設置した場合が A 点位置に設置した場合の最大波圧を上回っているが、

防潮堤上方の波圧計 3、4、5 では波圧の大小関係が逆転している。前述したように、A 点位置に防潮堤を設置した場合では、波は切り立つことはなく防潮堤に衝突し、三角形に近い波圧分布を生じる。C 点に防潮堤を設置した場合では、砕波した直後の波の先端が防潮堤底面に衝突するため、下方には大きな衝撃砕波圧を生じるが上方の波圧は小さくなる。

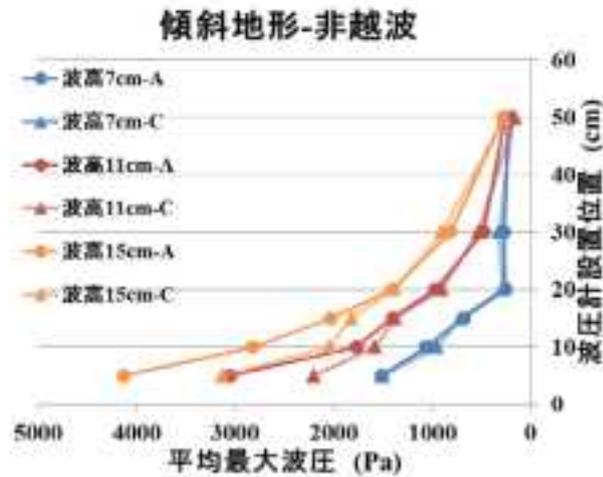


図-3. 2. 1 (1)-17 非越波防潮堤の傾斜地形における平均最大波圧

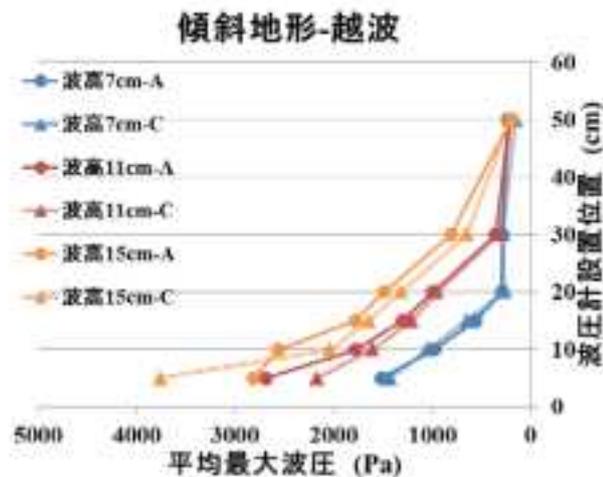


図-3. 2. 1 (1)-18 越波防潮堤の傾斜地形における平均最大波圧

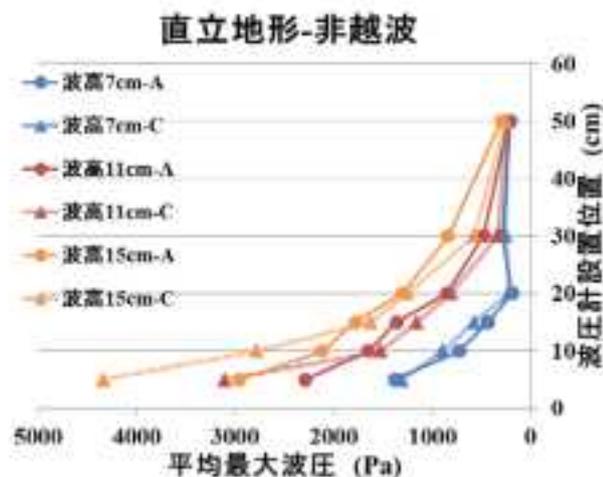


図-3. 2. 1 (1)-19 非越波防潮堤の直立護岸における平均最大波圧

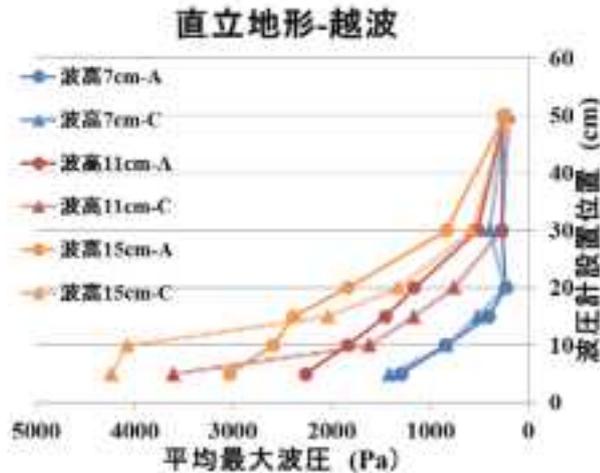


図-3. 2. 1 (1)-20 越波防潮堤の直立護岸における平均最大波圧

(2) 試験結果の分析

5) 既往の実験式との比較

各実験条件における各波圧計の平均最大波圧を前述の朝倉式と谷本式の2式と比較する。結果は図-3. 2. 1 (2)-1、図-3. 2. 1 (2)-2、図-3. 2. 1 (2)-3、図-3. 2. 1 (2)-4、図

-3. 2. 1 (2)-5、図-3. 2. 1 (2)-6、図-3. 2. 1 (2)-7、図-3. 2. 1 (2)-8のようになっている。最大遡上水深 η_{max} は、最も岸側に位置してあるWG5の最大入射波高とした。二式の特長上、波圧の最大作用高さはどちらも η_{max} の3倍であるため、 $3\eta_{max}$ 以上に設置した波圧計は二式の値を無条件に超えてしまうため、これを無視する。 $3\eta_{max}$ 以上に設置した波圧計では約100~200Paと防潮堤の安全を考えるには十分小さな波圧であり、またこの波圧は波の衝突時に限らず、ノイズによって検出されることもある小さな値であるためである。

すべてのグラフで示しているように、波高7cmではすべての波圧計において谷本式で算出される波圧以下の値がみられた。波高11cmでは波圧計1より上方ではすべて谷本式以下であった。波圧計1ではほとんどのケースで谷本式以下、もしくは谷本式と朝倉式の間であったが、図-3. 2. 1 (2)-8のように波圧計1で朝倉式ですら越えているケースもあった。波高15cmでは、図-3. 2. 1 (2)-8以外では波高11cmと同じく、波圧計1より上方で谷本式以下、波圧計でも谷本式と朝倉式の間が確認された。例外の図-3. 2. 1 (2)-8では波圧計2で朝倉式並みの値が検出された。

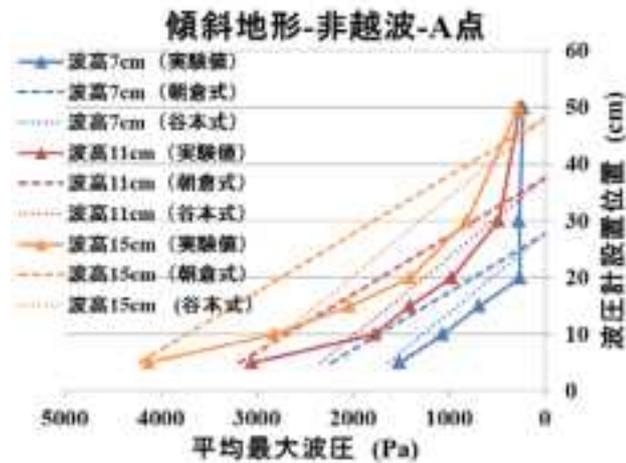


図-3.2.1(2)-1 非越波型傾斜地形と実験式の比較

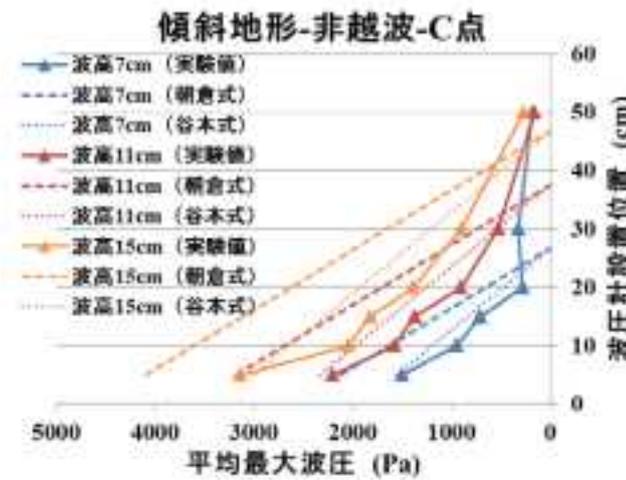


図-3.2.1(2)-2 非越波型傾斜地形 C点と実験式の比較

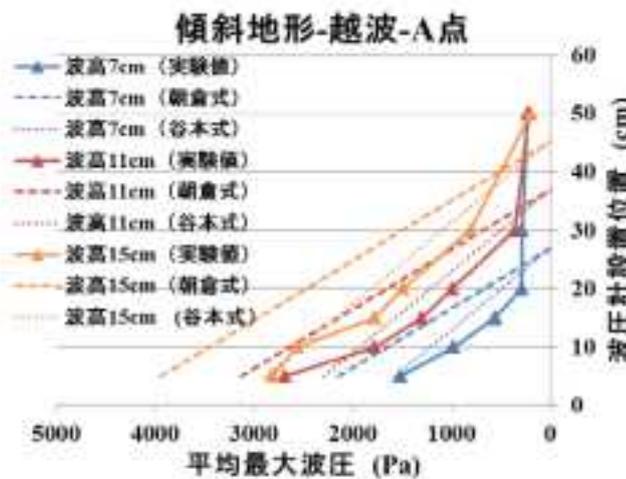


図-3.2.1(2)-3 越波型傾斜地形 A点と実験式の比較

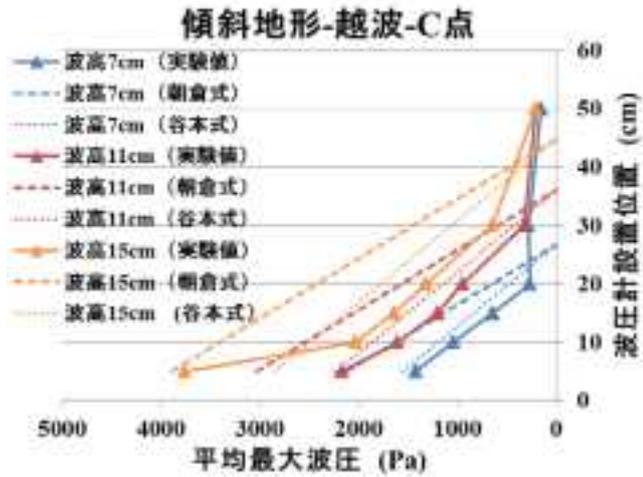


図-3. 2. 1 (2)-4 越波型傾斜地形 C 点と実験式の比較

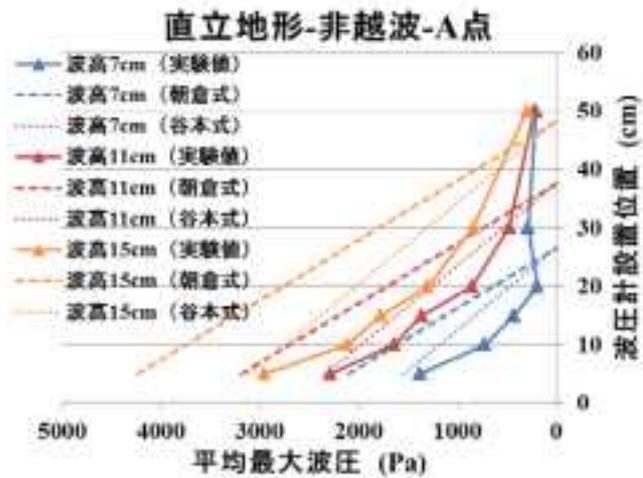


図-3. 2. 1 (2)-5 非越波型直立地形 A 点と実験式の比較

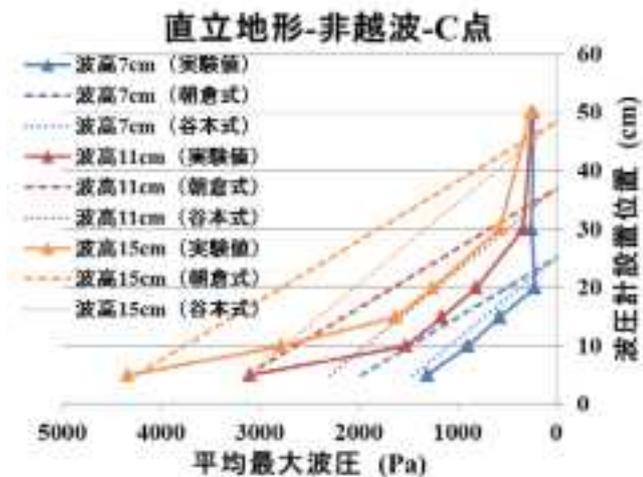


図-3. 2. 1 (2)-6 非越波型直立地形 C 点と実験式の比較

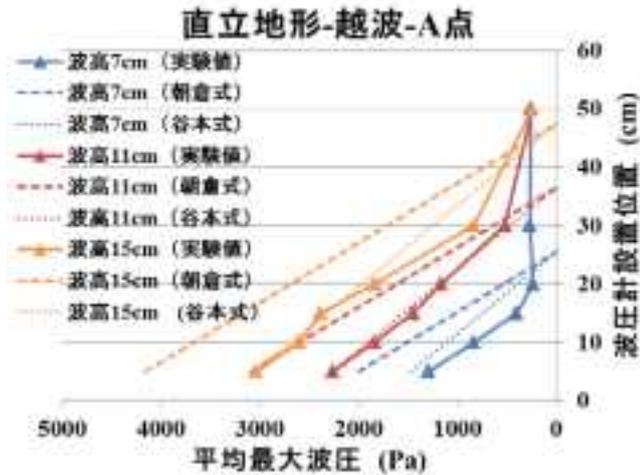


図-3.2.1(2)-7 越波型直立地形 A 点と実験式の比較

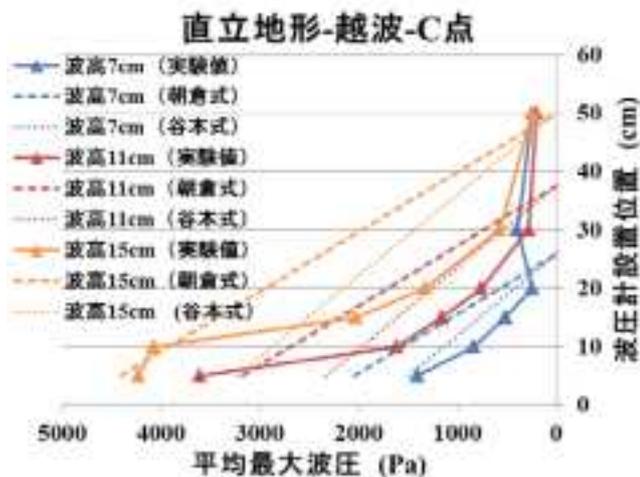


図-3.2.1(2)-8 越波型直立地形 A 点での実験式との比較

2) 波力の評価

a) 地形，防潮堤設置位置で比較した波力の評価

前項と同様に条件ごとで、波力の評価を行う。はじめに波力の算出方法を説明する。本実験では波力を直接計測しておらず、波圧のみを計測しているため図-3.2.1(2)-9 のようにして波力を近似的に求めた。波圧計 1 と 2、2 と 3、3 と 4、4 と 5、5 と 6 の波圧間をそれぞれ直線近似により補完し、5 つの区間の合力から単位幅あたりの波力を算出した。底面から波圧計 1 までの間は波圧計 1 と 2 の値からなされる傾きを延長して算出した。波圧計 6 より上方の波圧を無視したのは、波圧計 6 の値がしぶきによって検出される波圧で連続性がなく、値が小さいからである。また、波圧計 5 と 6 の値の差が小さいと防潮堤の天端まで、実際よりも大きな波圧が作用しているような過大評価をしてしまうことから波圧計 6 より上方の波圧は無視をした。

傾斜地形と直立地形の場合で、防潮堤に作用する最大波力の特性を比較する。防潮

堤を A 点に設置した場合と C 点に設置した場合、それぞれのケースにおける傾斜地形と直立地形の波力比を図-3.2.1(2)-10 に示す。防潮堤を A 点に設置した場合において、波力比は波高 7cm のケースで 1.2 程度、波高 11cm、15cm では 1 以下の値になっている。これは波高 7cm のケースでは傾斜地形で、波高 11cm、15cm のケースでは直立地形で波力が大きくなることを示唆している。傾斜地形と直立地形の波高 7cm のケースにおける波力が最大を示す時の波圧分布を図-3.2.1(2)-11 に示す。波圧分布が三角形分布に近いことから傾斜地形、直立地形の両方で、衝突時ではなく、波が衝突した直後の重複波圧を生じる時に最も波力が大きくなると判断できる。傾斜地形の場合は、碎波直前の波の先端が防潮堤に衝突するため、勢いよく衝突した波の先端が上方へ飛び出す。後方から来る波本体が重複波圧を生じる時に空中に飛散していた波の先端が落下してくるため、その分防潮堤位置での水深は大きくなり、重複波圧も大きくなる。直立地形の場合は、波が伝播するように防潮堤に向かっていくため、上方に波の先端部が飛散することはない。よって、傾斜地形と直立地形の最大波力の差は、波の先端部の水量が波本体に加えられることで、防潮堤位置の水深が増加することによる違いであると推察する。傾斜地形と直立地形の波高 11cm、15cm のケースにおける波力が最大を示す時の波圧分布を図-3.2.1(2)-12 に示す。波高 11cm、15cm のケースでも波圧分布が三角形分布に近いことから傾斜地形、直立地形の両方で、重複波圧を生じる時に最も波力が大きくなる。波高 7cm のケースと同様に考えると、上空に飛び出した波の先端が後にやってくる波本体に落下して加わり、大きな水深で重複波圧を生じる傾斜地形で波力が大きくなると考えられるが、実際には直立地形の場合で波力は大きい。これは傾斜地形において波高 7cm のケースと比較すると、波高 11cm、15cm のケースでは碎波の勢いが大きく、波先端がより高く上空へ飛び出してしまうため、波本体がやってくる時に落下してこないことと、碎波によって空気を多量に含んだために見かけの水深よりも実質の水深が小さくなってしまい重複波圧が小さくなったため、波力が小さくなったと推察する。

防潮堤を C 点に設置した場合で波力比は、非越波防潮堤のケースでは大きく、越波防潮堤のケースでは小さくなり定性的な結果は得られない。

次に、防潮堤を A 点にした場合と C 点に設置した場合で、防潮堤に作用する波力の特性を比較する。傾斜地形と直立地形それぞれのケースにおける防潮堤を A 点に設置した場合と C 点に設置した場合の波力比を図-3.2.1(2)-13 に示す。すべての波高で波力比が 1 以上となり、防潮堤を C 点に設置する場合より A 点に設置した場合で波力が大きい。これは傾斜地形、直立地形の両方で、陸上を遡上する過程で波に空気がより多く混入することから、防潮堤位置での見かけの水深が実質の水深より小さくなるためだと推察する。

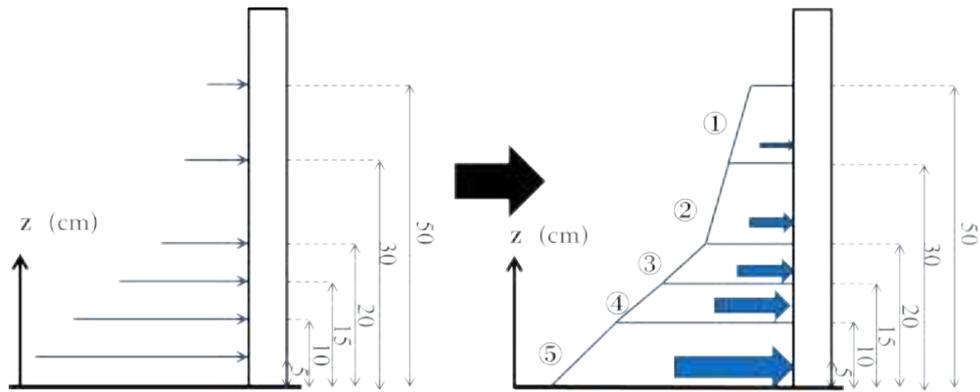


図-3.2.1(2)-9 波力の算出方法

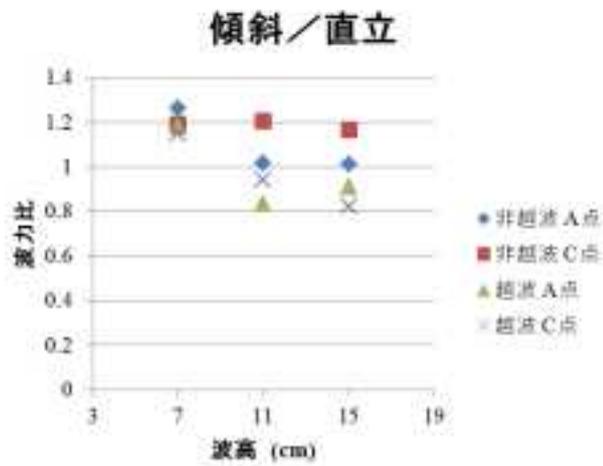


図-3.2.1(2)-10 傾斜地形と直立護岸地形の波力比

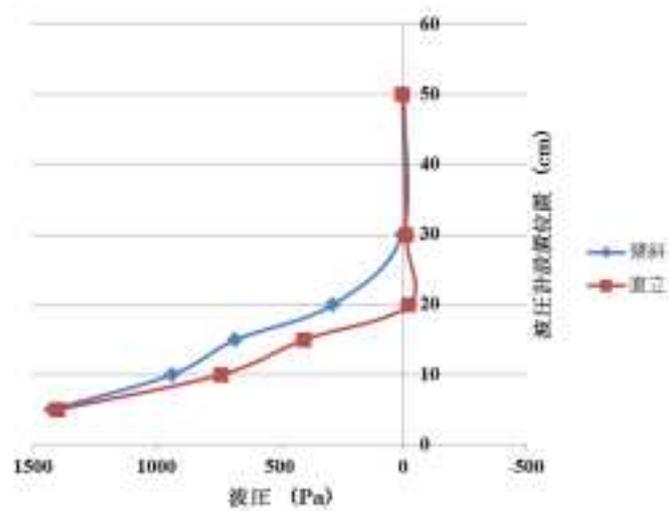


図-3.2.1(2)-11 防潮堤を A 点に設置した場合の波力最大時の波圧分布 (波高 7 cm)

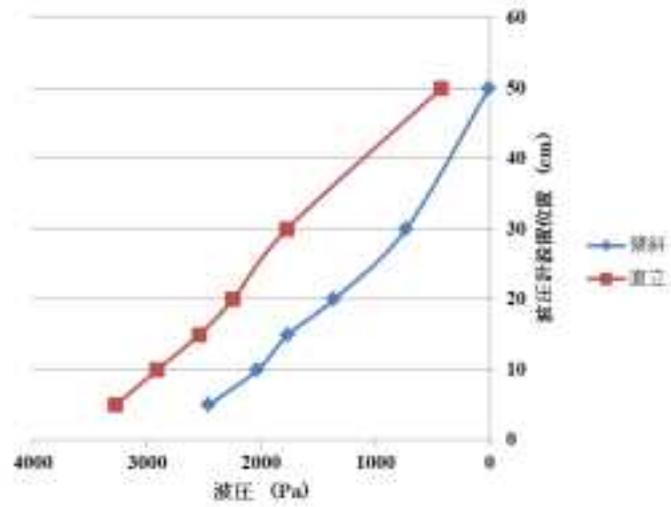


図-3.2.1(2)-12 防潮堤をA点に設置した場合の波力最大時の波圧分布 (15 cm)

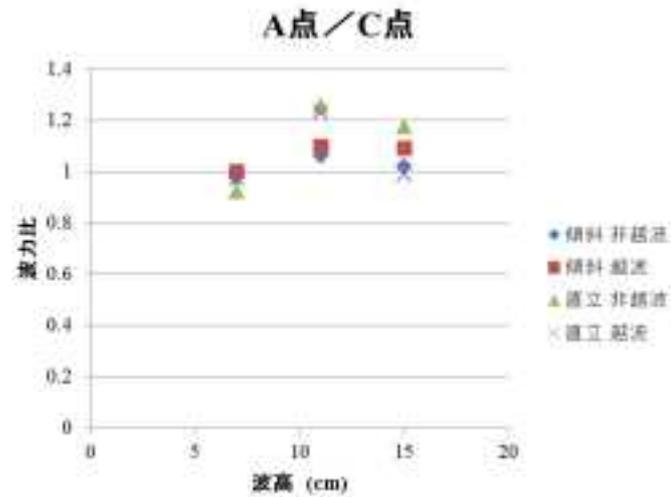


図-3.2.1(2)-13 防潮堤をA点とC点に設置した場合の波力比

b) 既往の式と比較した波力の評価

各実験条件における波力を、朝倉式と谷本式から算出される波力と比較した。二式は波圧を評価する式なので、波圧の三角形分布を積分し、単位幅あたりの波力として用いた。朝倉式で算出した波力と実験値との波力比を図-3.2.1(2)-14に示す。実験による波力が朝倉式で算出した波力より十分に小さく、朝倉式で算出される波力の50~70%であることが確認される。これは3章2節2項で述べたように、ほとんどの波圧計で谷本式で算出される波圧以下の値が検出され、大きくても朝倉式で算出される波圧程度だったことから、実験値が朝倉式で算出される波力よりも小さくなることは予想できる。また、谷本式で算出される波力と実験値との波力比を図-3.2.1(2)-15に示す。一つの条件において、実験値が谷本式で算出される波力を超えているが、越えているといっても0.05程度であることから、概ね谷本式で算出される波力以下であると判断できる。

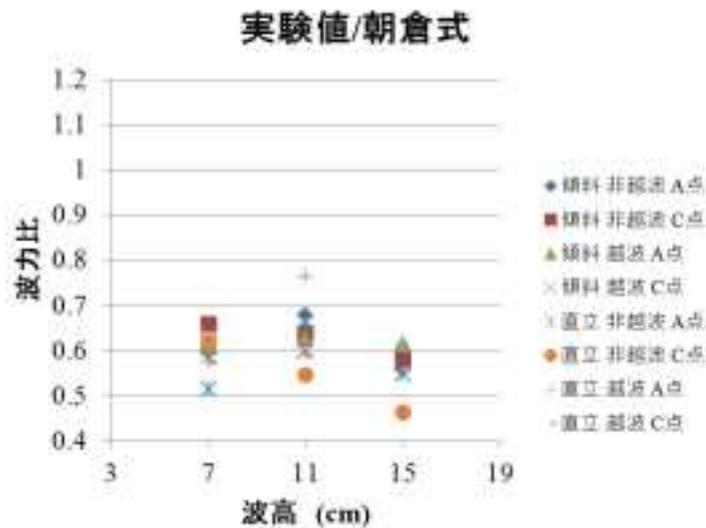


図-3.2.1(2)-14 朝倉式と実験値の波力比

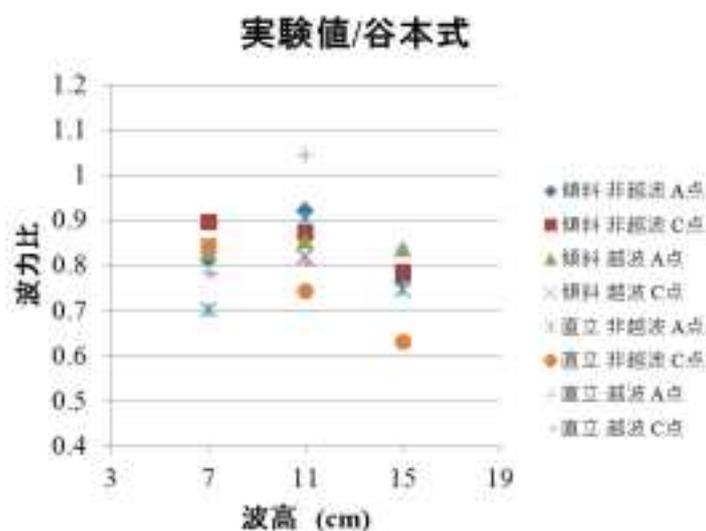


図-3.2.1(2)-15 谷本式と実験値の波力比

3) モーメントの評価

a) 地形、防潮堤設置位置で比較したモーメントの評価

地形、防潮堤の設置位置ごとでモーメントの特性を評価する。ここでのモーメントは、防潮堤の下端まわりに作用する単位幅あたりのモーメントである。算出方法を図-3.2.1(2)-9 に示す。ここでのモーメントは、それぞれの区間の重心から防潮堤の下端までの距離と、区間の単位幅あたりの波力との積を足し合わせた値である。

波高 7cm のケースでは、防潮堤に及ぼす波力が小さいため、上方の波圧から防潮堤下端までの距離の影響が大きい。直立地形で防潮堤を A 点に設置した波高 7cm の波を、造波したケースにおける最大モーメントが検出された時刻の各波圧計の波圧を算出したところ、対応した波圧分布になった時刻は、波の先端が防潮堤に衝突して 30 秒ほど経過した後であり、津波の来襲に依るものではない。波が防潮堤に衝突していないときにも関わらず、波圧計 5 のノイズを拾ってしまい、このケースでの最大モーメントとして検出された。波高 7cm のケースでは、波の作用によるモーメントがノイズによって発生するモーメントと差が小さく、最大モーメントを生じさせる要因が波の作用かノイズか確定できない。よって、ここではモーメント計算としては、波高 11cm と波高 15cm のみに着目した。

斜地形と直立地形の場合で、防潮堤に作用する最大モーメントの特性を比較する。防潮堤を A 点に設置した場合と C 点に設置した場合、それぞれのケースにおける傾斜地形と直立地形のモーメントの比を図-3.2.1(2)-16 に示す。防潮堤 A 点に設置した場合では、モーメント比が 1 以下の傾向にあり、直立地形でモーメントが大きくなる。この理由は、前述したように防潮堤を A 点に設置した場合に波力比が 1 以下になったことと同じである。防潮堤を C 点に設置した場合ではモーメント比が 1 以上となり、傾斜地形でモーメントが大きくなる。波高 15cm のケースにおける傾斜地形と直立地形の最大モーメントが検出される時刻の各波圧計の波圧を図-3.2.1(2)-17 に示す。傾斜地形の方が直立地形より、波が防潮堤に作用する高さが高いためモーメントが大きくなる。

次に、防潮堤を A 点にした場合と C 点に設置した場合で、防潮堤に作用するモーメントの特性を比較する。傾斜地形と直立地形それぞれのケースにおける防潮堤を A 点に設置した場合と C 点に設置した場合のモーメント比を図-3.2.1(2)-18 に示す。傾斜地形、直立海地形ともに防潮堤 A 点に設置した場合の方が、防潮堤 C 点に設置した場合よりモーメントが大きい傾向にある。この理由も前節で述べたすべての波高で防潮堤を C 点に設置した場合、波力比が 1 以上になったことと同じである。

傾斜/直立

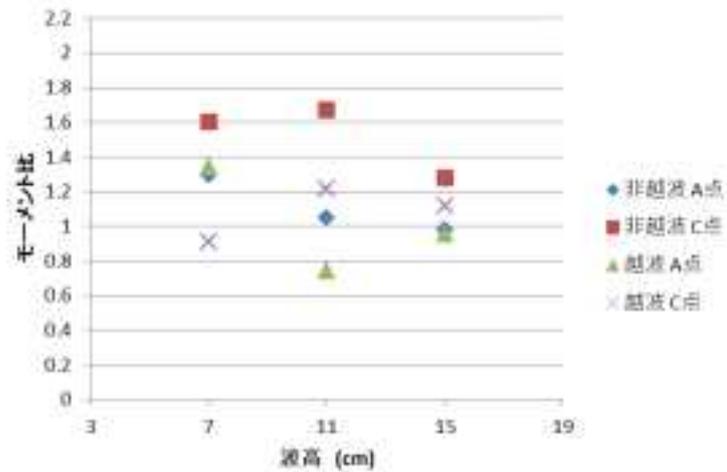


図-3.2.1(2)-16 傾斜地形と直立護岸地形のモーメントの比較

波高15cm-C点

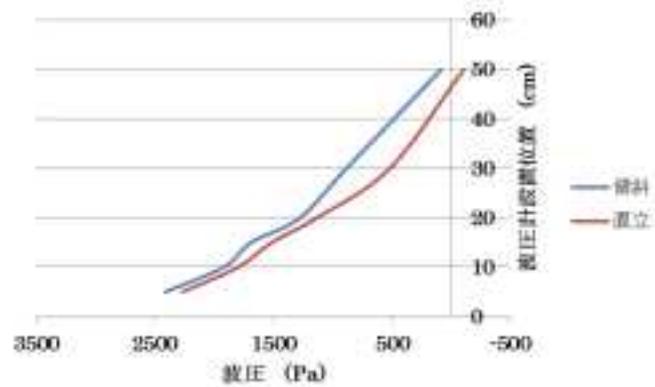


図-3.2.1(2)-17 最大モーメントが検出される時刻の波圧分布

A点/C点

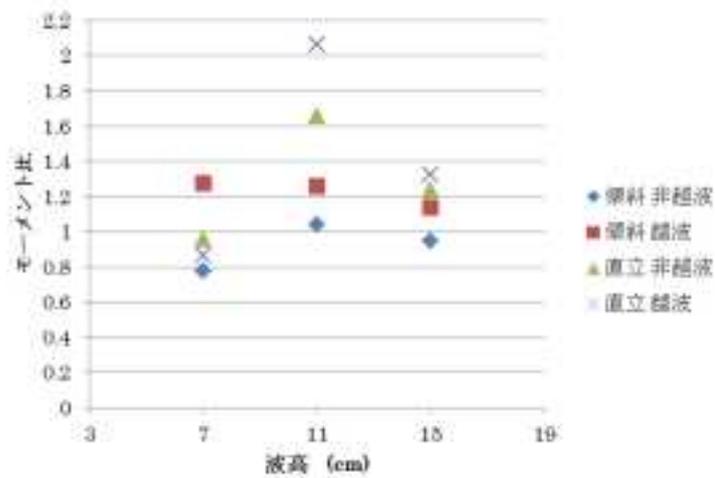


図-3.2.1(2)-18 A点およびC点に防潮堤を設置した場合のモーメントの比

b) 既往の式と比較したモーメントの評価

各条件における実験値のモーメントと η_{max} から算出した朝倉式と谷本式で換算したモーメントを比較した。朝倉式で算出したモーメントと実験値とのモーメント比を図-3.2.1(2)-19に示す。直立地形で越波防潮堤をA点に設置した波高11cmのケースを除いて、実験値は朝倉式で算出されるモーメントの40～75%となっている。谷本式で算出したモーメントと実験値とのモーメント比を図-3.2.1(2)-20に示す。同様に、直立地形で越波防潮堤をA点に設置した波高11cmのケースを除いて、実験値は谷本式で算出されるモーメントの55～100%になっている。

図-3.2.1(2)-21および3.2.1(2)-22は、それぞれ傾斜護岸および直立護岸における最も危険なケースでの波圧の時系列表示である。それぞれ、最初に衝撃的なピークを有する段波津波の特性を有しており、そのあとに続く重複波のピークより高くなっている。

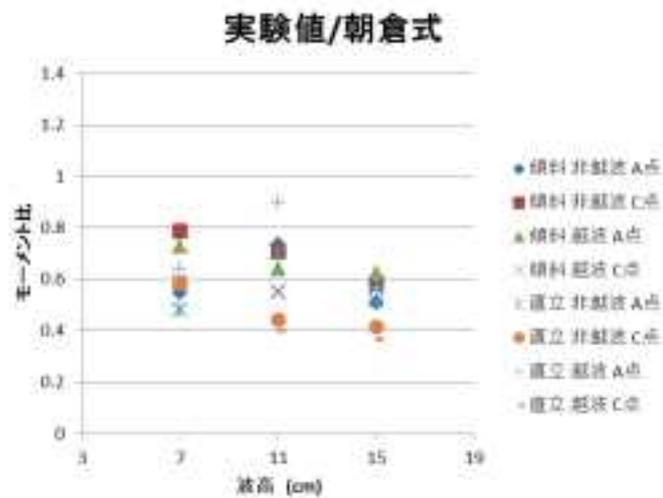


図-3.2.1(2)-19 朝倉式から計算したモーメントとの比較

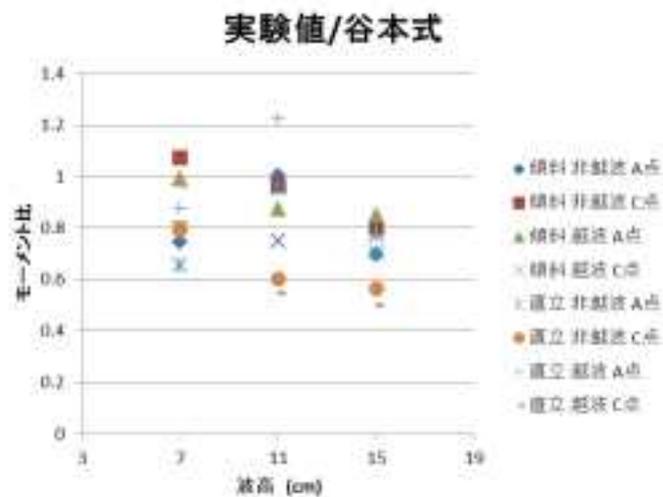


図-3.2.1(2)-20 谷本式から計算したモーメントとの比較

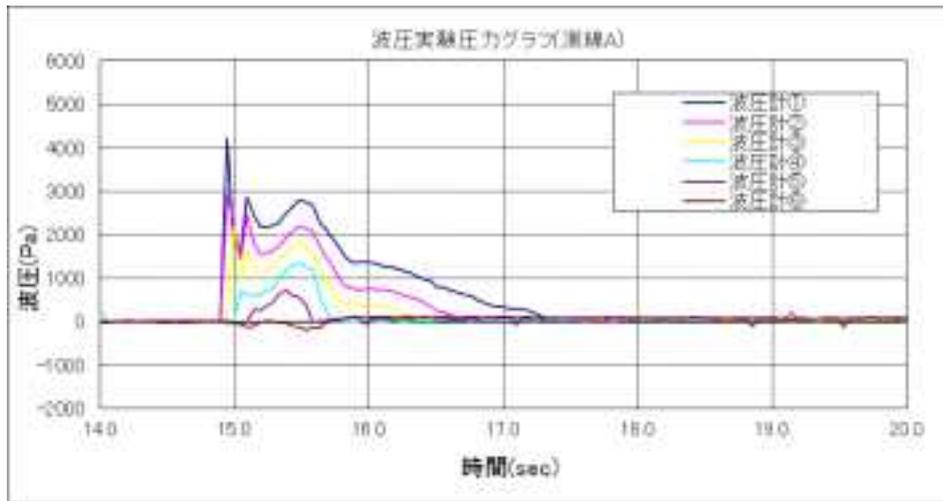


図-3.2.1(2)-21 波圧測定波形の例（傾斜護岸、護岸位置汀線、波高 15 cm）

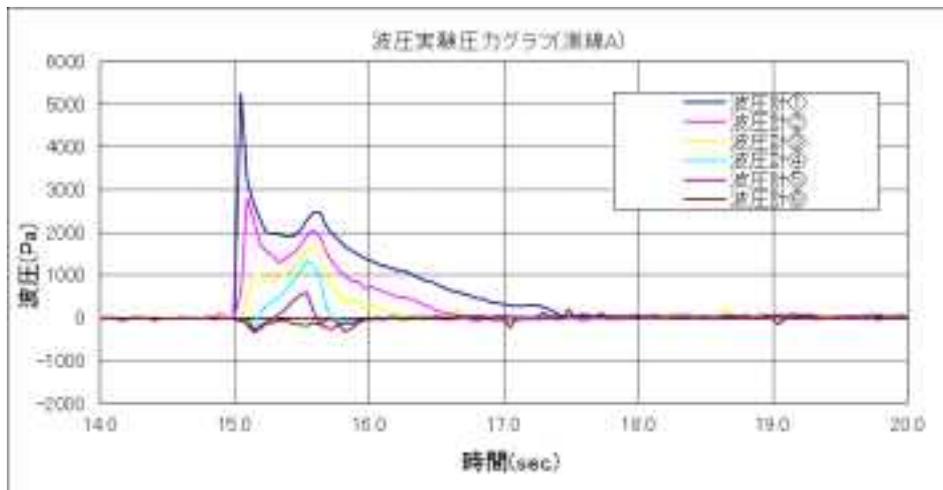


図-3.2.1(2)-22 波圧測定波形の例（直立護岸、護岸位置-60、波高 15 cm）

4) サンプリング間隔の影響

実験では、デジタルデータとして圧力を測定している。データとデータをとる間隔をサンプリング時間と呼ぶ。あるいは、サンプリング周波数として表す。

当初、波浪計測と時間を合わせるために、20Hz で計算のデータ取得を行っており、ピーク圧力の極大値については、サンプリング周波数の影響を把握しておく必要がある。表-3.2.1(2)-1 に、サンプリング周波数を変更させた実験のケース数を示す。

図-3.2.1(2)-23 は実験を行った水路の断面を示し、1/10 傾斜護岸上に低い防潮壁を設置し、津波は必ず越流するものとした。図-3.2.1(2)-24 は各測点で観測された津波波形で、最初のピークが 100Hz と 50Hz ではほぼ同じ値が得られているが、20Hz の場合でも重複波圧は 3 者とも同じ波形を示す。

表-3.2.1(2)-2 は、波圧測定結果を表にまとめたものである。最も地表部に近い波圧計の絶対値を議論する場合には、その値は正方向にばらつき、最高で 1.5 倍程度大きな値を有する可能性があることに留意しなければならない。本実験では、最初の圧力実験、次節の障害物実験において 20Hz のサンプリング周波数を用いている。相対的な評価を議論している箇所が多いが、絶対値を示しているところでは、

最も下端の圧力計の値で評価をしているときに、真値が 1.5 倍程度大きくなっている可能性があることを理解されたい。

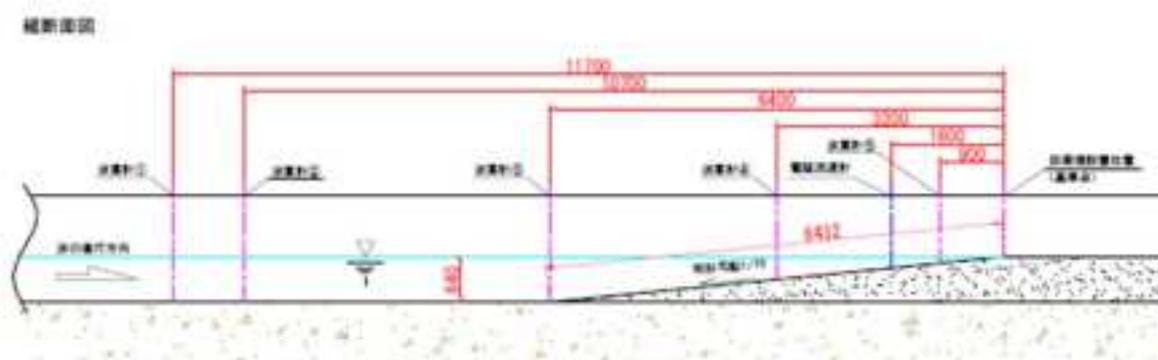
図-3.2.1(2)-25 は、実験で用いた防潮堤の模型で越流を許容している。図-3.2.1(2)-26 は、表-3.2.1(2)-2 の数値を図化したもので、50Hz と 100Hz のグラフは重なっており、波圧計測では、50Hz 以上のサンプリングで十分精度が確保できることが分かる。20Hz でも最下面の波圧計以外には、大きな影響は生じていない。

表-3.2.1(2)-1 波圧測定実験ケース一覧表

ケース No.	設定波高	防潮堤 設置位置	サンプリ ング	波高 (cm)	流速 (cm/sec)	最大波圧 (Pa)
Case704-1	波高 15cm	汀線 0cm	20Hz	14.731	92.474	3503.347
Case704-2				14.864	96.008	3887.951
Case704-3				14.812	94.324	3258.055
Case705-1			50Hz	14.787	93.634	4907.208
Case705-2				14.845	95.294	5182.626
Case705-3				14.744	93.463	5111.672
Case706-1			100Hz	14.799	94.354	4674.816
Case706-2				14.862	95.551	4929.946
Case706-3				14.999	95.654	4979.062

波高：波高計①の測値

流速：電磁流速計により測定



海岸形状：単純勾配（1/10）

図-3.2.1(2)-23 測定位置図

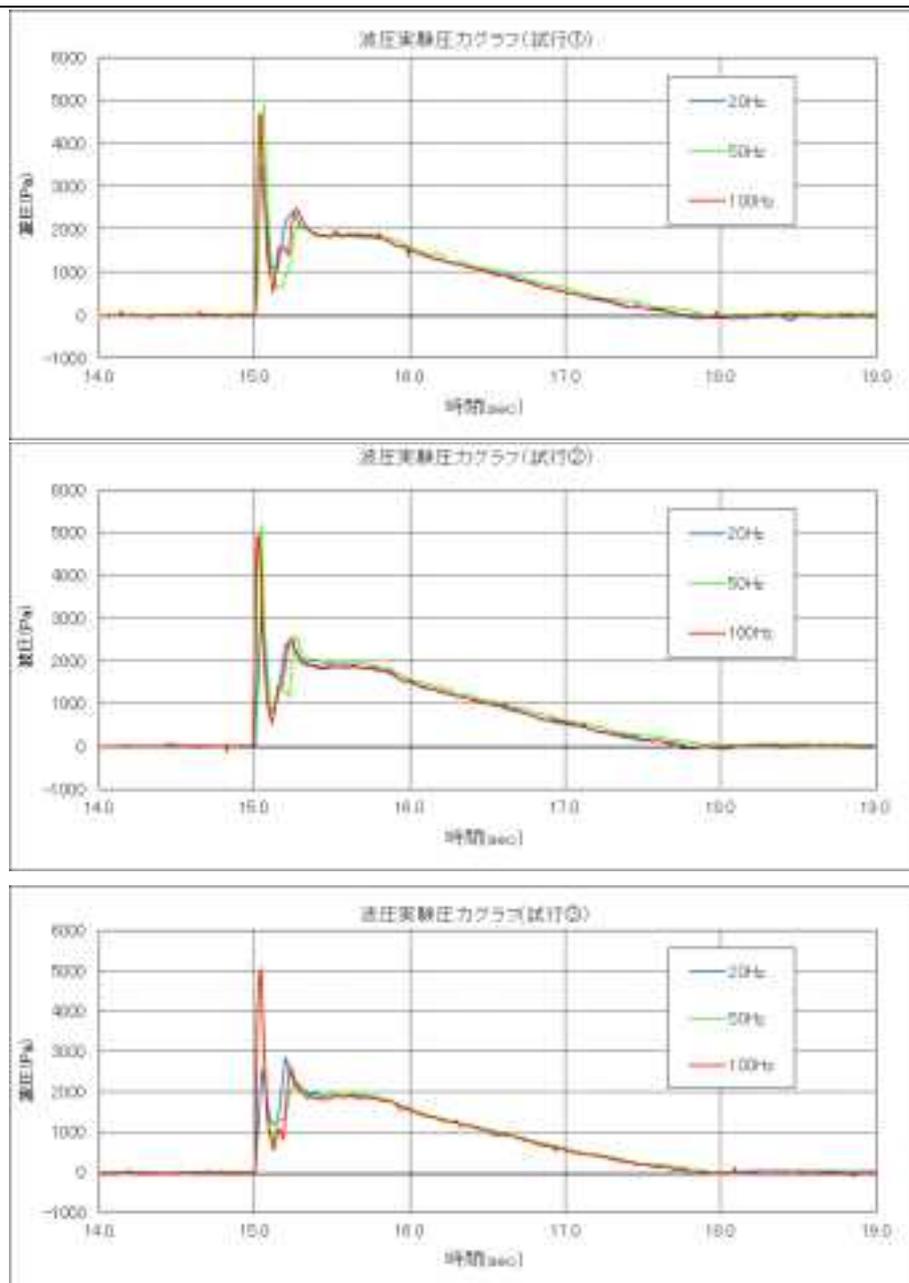


図-3. 2. 1 (2)-24 サンプルングタイムの差による測定波圧の相違

表-3. 2. 1 (2)-2 防潮堤に作用する波圧測定結果一覧表

ケース No.	設定波高	防潮堤設置位置	サンプリング	測点① (Pa)	測点② (Pa)	測点③ (Pa)	測点④ (Pa)
Case704	波高 15 cm	汀線 0 cm	20Hz	3270. 788	3365. 296	1240. 273	507. 809
Case705			50Hz	5067. 169	3442. 075	1360. 871	474. 921
Case706			100Hz	4861. 275	3975. 769	1198. 004	495. 425

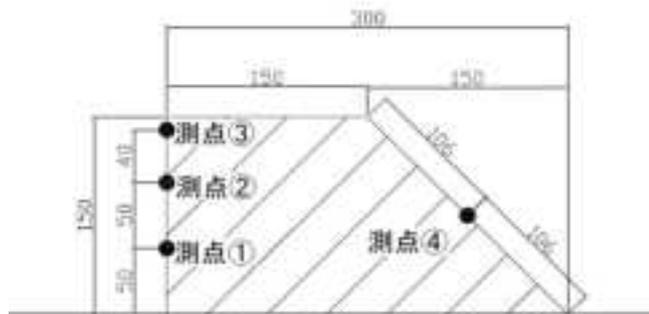


図-3. 2. 1 (2)-25 波圧計測点

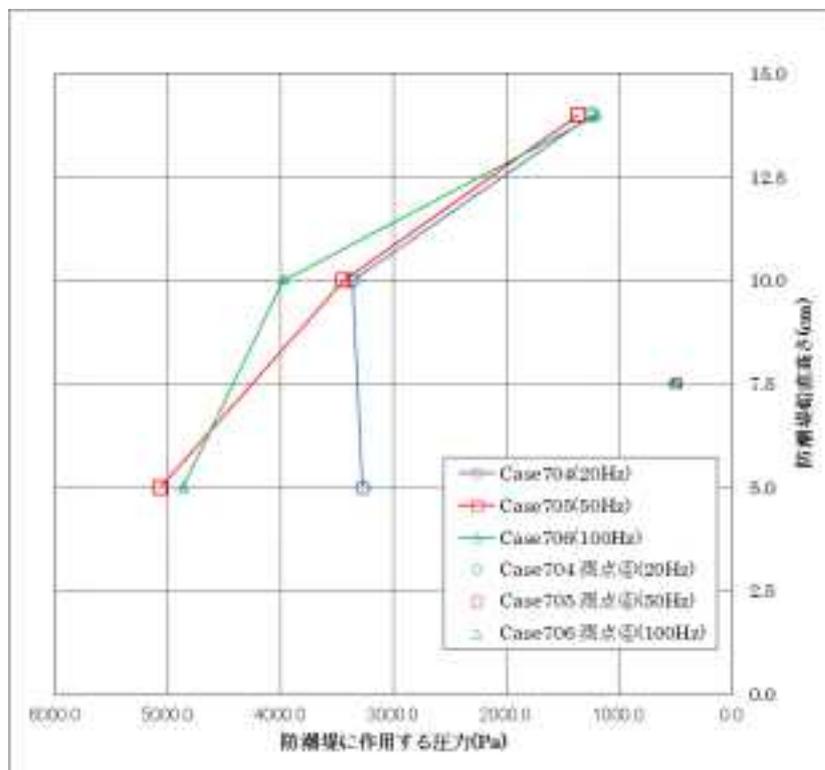


図-3. 2. 1 (2)-26 サンプル時間による防潮堤に作用する波圧

3-2-2 水理実験のシミュレーション解析

(3) 解析の概要

本業務では、津波伝播を精度良く再現可能な解析手法を用いて、別途実施される水理模型実験結果を対象とするシミュレーション解析を行うことにより、解析手法の適用範囲を確認すると同時に解析手法を整備する。本解析では、①通過波検定試験、②波圧試験、の2実験を対象としてシミュレーションを実施する。

(4) 計算条件

6) 計算区間

津波造波装置から直線部、一様勾配斜面、遡上区間を含む一連の水理模型実験水路をモデル化した。本解析では、通過波検定解析では単純勾配、波圧解析では単純勾配と直立護岸の2種類の地形を対象とする。

7) 計算メッシュ

計算メッシュは、実験水路の形状を適切に表現できるように作成した。

水路縦断方向のメッシュ分割について、遡上時の津波の変形・伝播過程を詳細に検討できるように、計算メッシュサイズを1cmに設定した。横断方向のメッシュ分割について、津波の横断方向の変化が少ない事を勘案し、計算メッシュサイズを1mに設定した。

鉛直方向のメッシュ分割について、解析対象となる津波波形の形状を表現する為に、計算メッシュサイズを1cmに設定した。

総メッシュ数は縦断方向 2772 × 横断方向 4 × 鉛直方向 116 = 1,286, 208 となった。

実験水路の寸法を図-3.2.2(2)-1 に、作成した計算メッシュを図-3.2.2(2)-2 に示す。

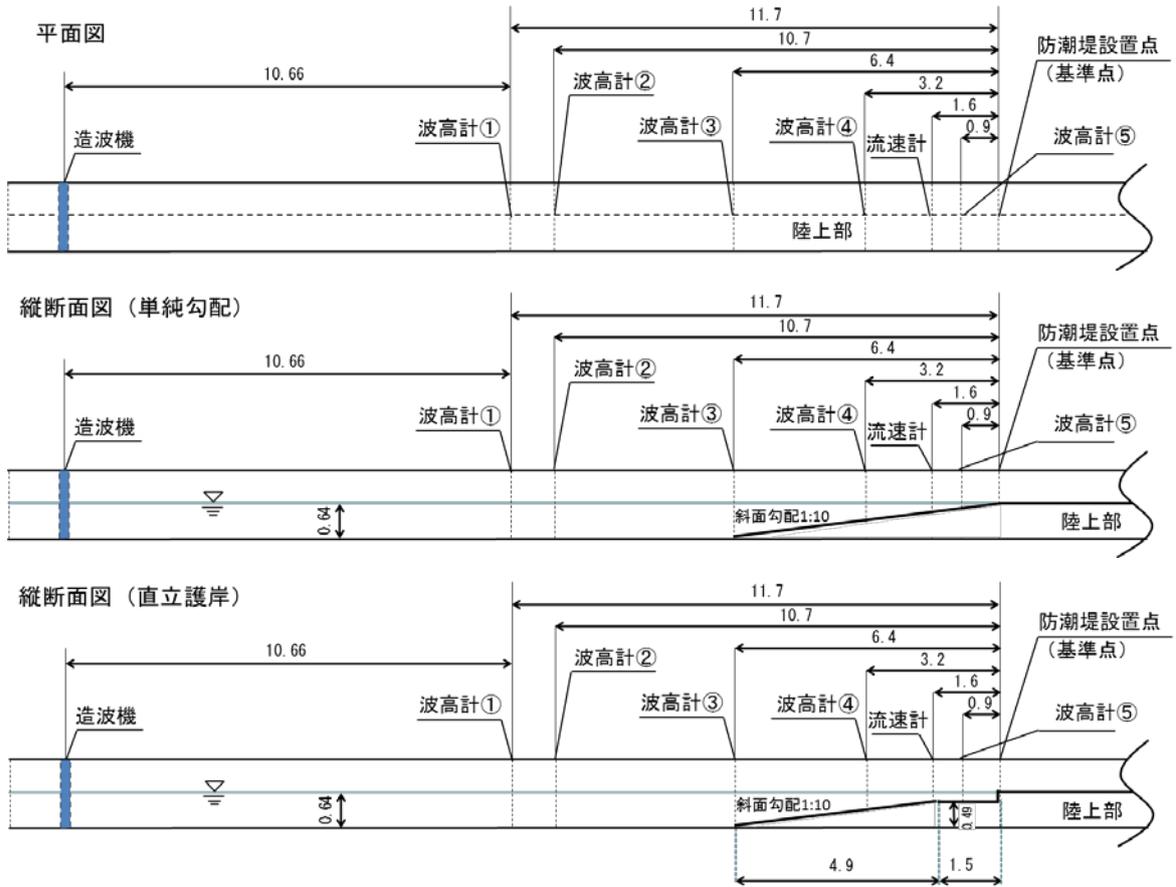


図-3.2.2(2)-1 水理模型実験水路寸法

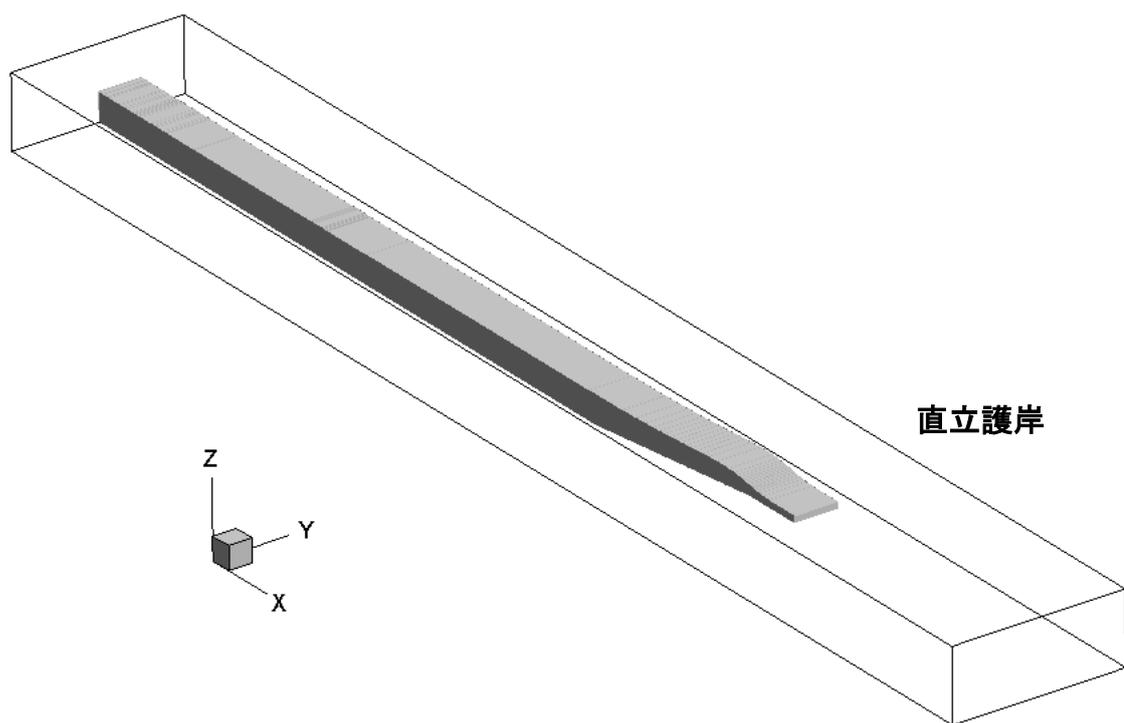
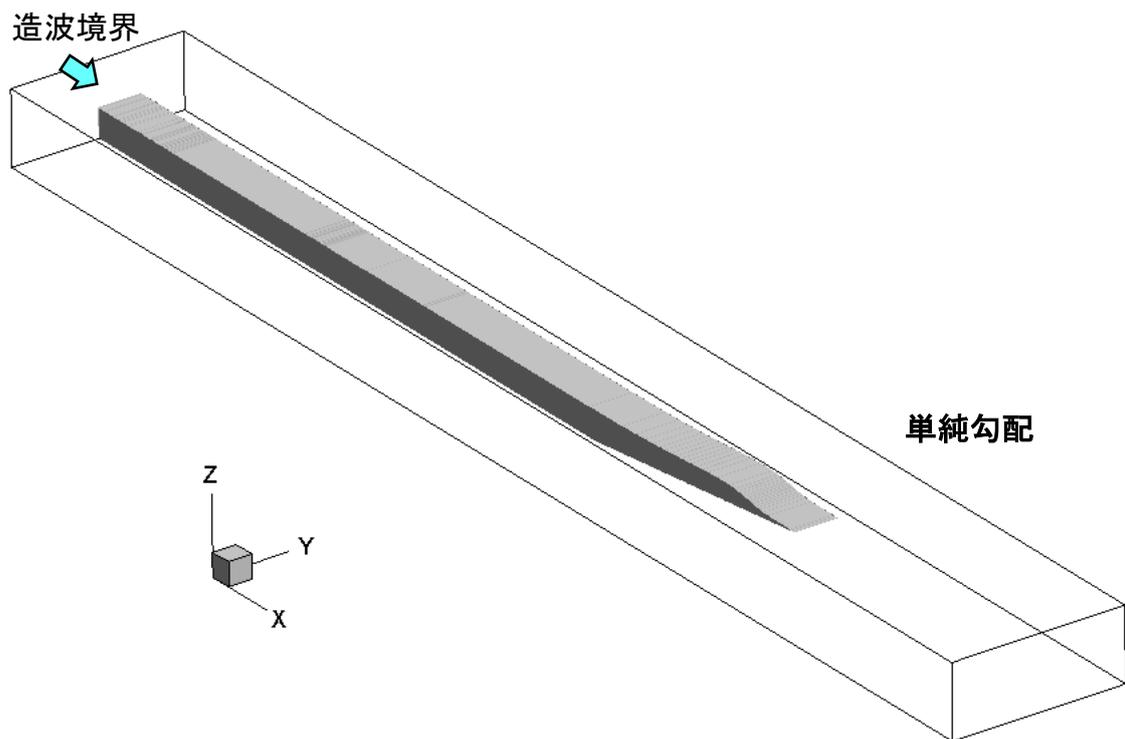


図-3.2.2(2)-2 計算メッシュ

8) 防潮堤

波圧解析では、高さ 60cm ないし 100cm の防潮堤を、汀線から 0cm ないし 60cm の位置に設置する条件で解析を実施した。以下、防潮堤高さ 60cm の計算条件を越流、防潮堤高さ 100cm の計算条件を非越流と呼称する。

9) 入力波

通過波検定解析では、波高 5cm、7cm、9cm、11cm、13cm、15cm の 6 種類の孤立波を入力波として与えた。波圧解析では、波高 7cm、11cm、15cm の 3 種類の孤立波を入力波として与えた。

10) 実施ケース

通過波検定解析の解析ケースを表-3.2.2(2)-1 に示す。解析ケース数は、地形 1×入力波 6 の 6 ケースとなった。初期条件は、静水状態(水深 64.0cm)とした。

また、波圧解析実施した解析ケースを表-3.2.2(2)-2 に示す。解析ケース数は、地形 2×防潮堤高さ 2×防潮堤位置 2×入力波 3 の 24 ケースとなった。初期条件は、静水状態(水深 64.0cm)とした。

表-3.2.2(2)-1 通過波検定解析の解析ケース一覧

ケースNo.	設定波高 (cm)	防潮堤	最大波高(cm)					最大流速 (cm/sec)
			波高計1	波高計2	波高計3	波高計4	波高計5	
Case0-1	5.00	無し	5.02	4.82	5.00	5.77	7.04	44.98
Case0-2	7.00	無し	7.33	7.13	7.50	8.58	9.23	60.36
Case0-3	9.00	無し	9.29	9.11	9.15	10.16	10.43	72.58
Case0-4	11.00	無し	11.13	10.99	11.21	12.58	12.51	80.58
Case0-5	13.00	無し	13.25	12.98	13.04	14.73	14.65	91.89
Case0-6	15.00	無し	14.32	14.34	15.42	17.29	17.25	93.38

表-3. 2. 2 (2)-2 波圧解析の解析ケース一覧

ケース No.	地形	防潮堤高さ (cm)	防潮堤位置 (汀線から:cm)	入力波高 (cm)
SL_h60_x0_w07	単純勾配	60(越流)	0	7
SL_h60_x0_w11	単純勾配	60(越流)	0	11
SL_h60_x0_w15	単純勾配	60(越流)	0	15
SL_h60_x60_w07	単純勾配	60(越流)	60	7
SL_h60_x60_w11	単純勾配	60(越流)	60	11
SL_h60_x60_w15	単純勾配	60(越流)	60	15
SL_h100_x0_w07	単純勾配	100(非越流)	0	7
SL_h100_x0_w11	単純勾配	100(非越流)	0	11
SL_h100_x0_w15	単純勾配	100(非越流)	0	15
SL_h100_x60_w07	単純勾配	100(非越流)	60	7
SL_h100_x60_w11	単純勾配	100(非越流)	60	11
SL_h100_x60_w15	単純勾配	100(非越流)	60	15
VR_h60_x0_w07	直立護岸	60(越流)	0	7
VR_h60_x0_w11	直立護岸	60(越流)	0	11
VR_h60_x0_w15	直立護岸	60(越流)	0	15
VR_h60_x60_w07	直立護岸	60(越流)	60	7
VR_h60_x60_w11	直立護岸	60(越流)	60	11
VR_h60_x60_w15	直立護岸	60(越流)	60	15
VR_h100_x0_w07	直立護岸	100(非越流)	0	7
VR_h100_x0_w11	直立護岸	100(非越流)	0	11
VR_h100_x0_w15	直立護岸	100(非越流)	0	15
VR_h100_x60_w07	直立護岸	100(非越流)	60	7
VR_h100_x60_w11	直立護岸	100(非越流)	60	11
VR_h100_x60_w15	直立護岸	100(非越流)	60	15

(5) 計算結果

1) 透過波検定に対する考察

a) 波形の時間変化

Case0-1~6 の水位時系列波形の数値計算結果と水理模型実験結果との比較では、砕波帯周辺以外では数値計算における水位時系列波形は水理模型実験結果におけるそれを高い精度で再現している。砕波帯周辺では、数値計算結果における水位時系列波形と水理模型実験結果におけるそれとは、わずかではあるが相違が見られる。水位時系列波形にわずかな相違が見られる地点は波高計 4 および 5 であるが、波高計 5 における相違がやや大きい。

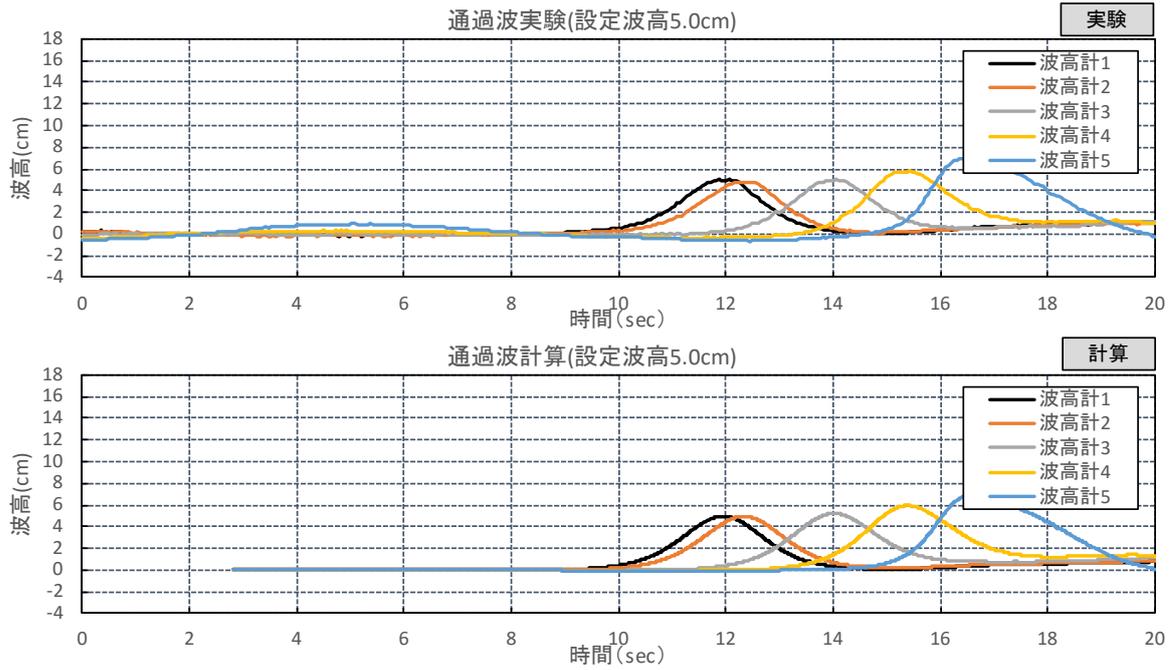


図-3.2.2(3)-1 波高計位置での水位一覧（波高 5cm、上図：実験，下図：計算）

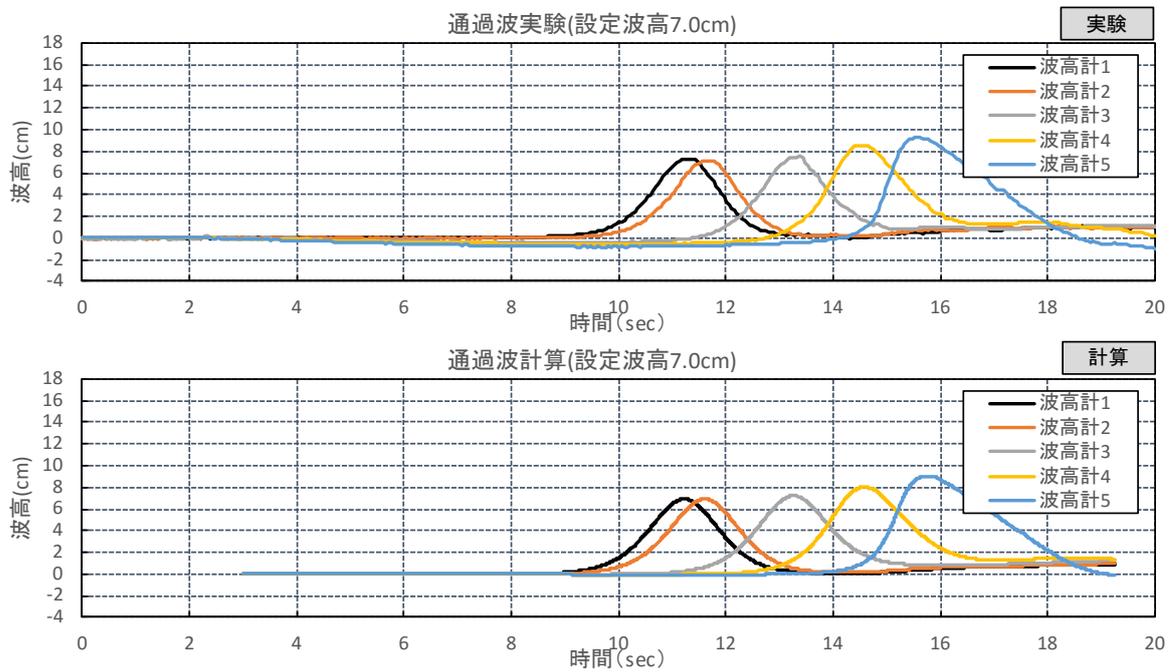


図-3.2.2(3)-2 波高計位置での水位一覧（波高 7cm、上図：実験，下図：計算）

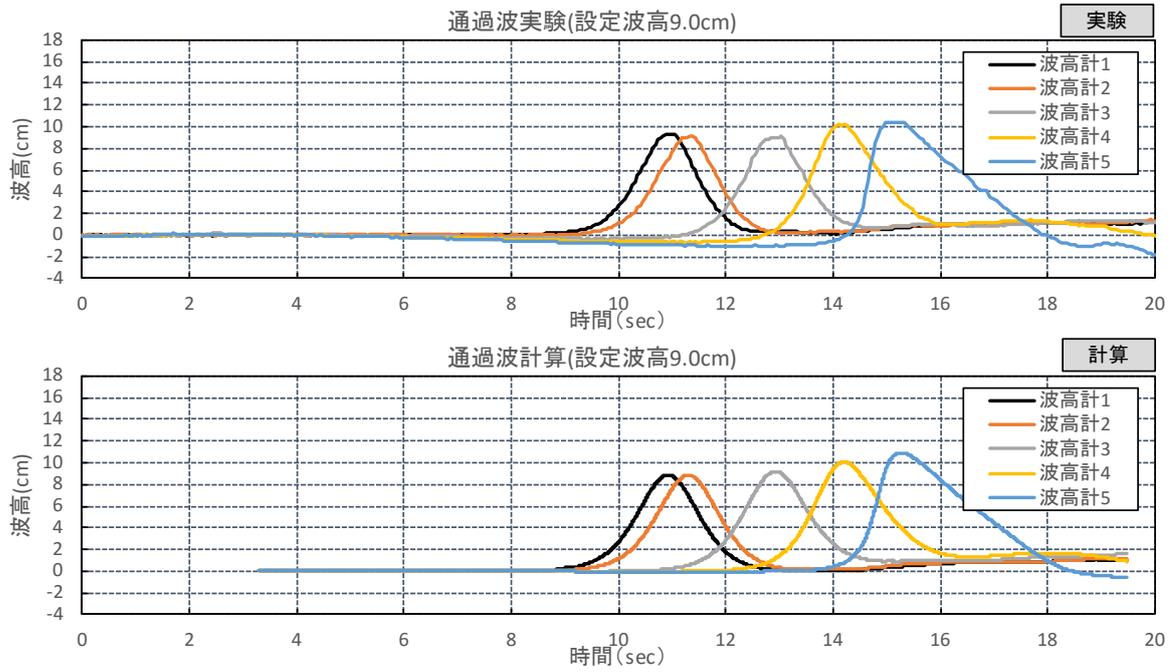


図-3.2.2(3)-3 波高計位置での水位一覧（波高 9cm、上図：実験，下図：計算）

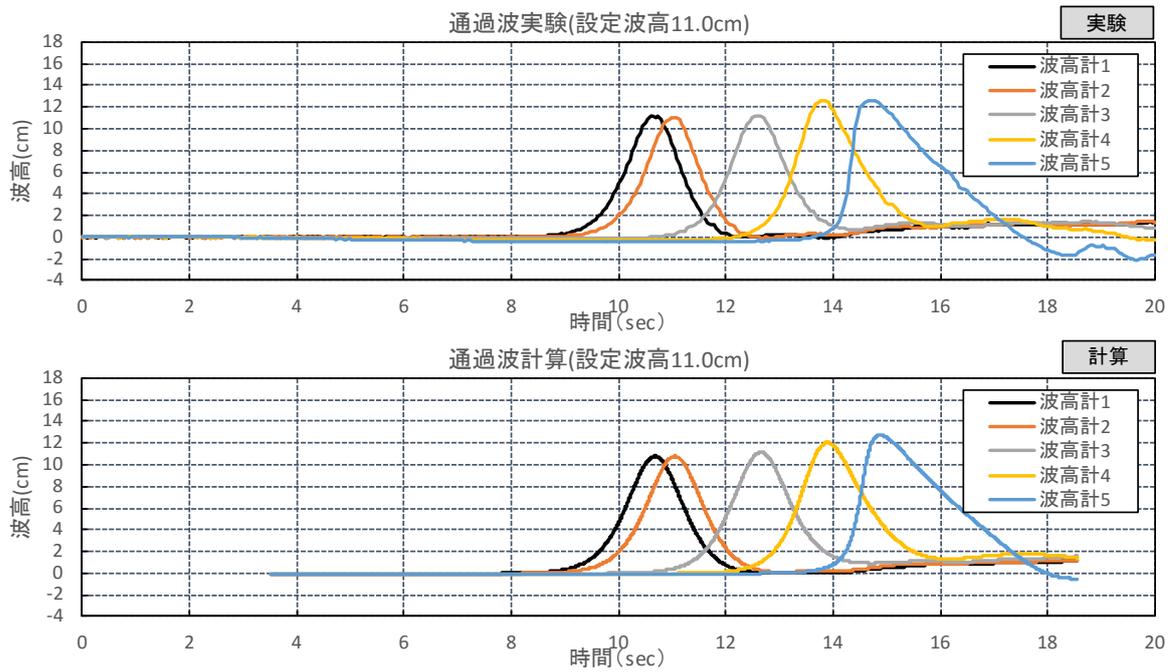


図-3.2.2(3)-4 波高計位置での水位一覧（波高 11cm、上図：実験，下図：計算）

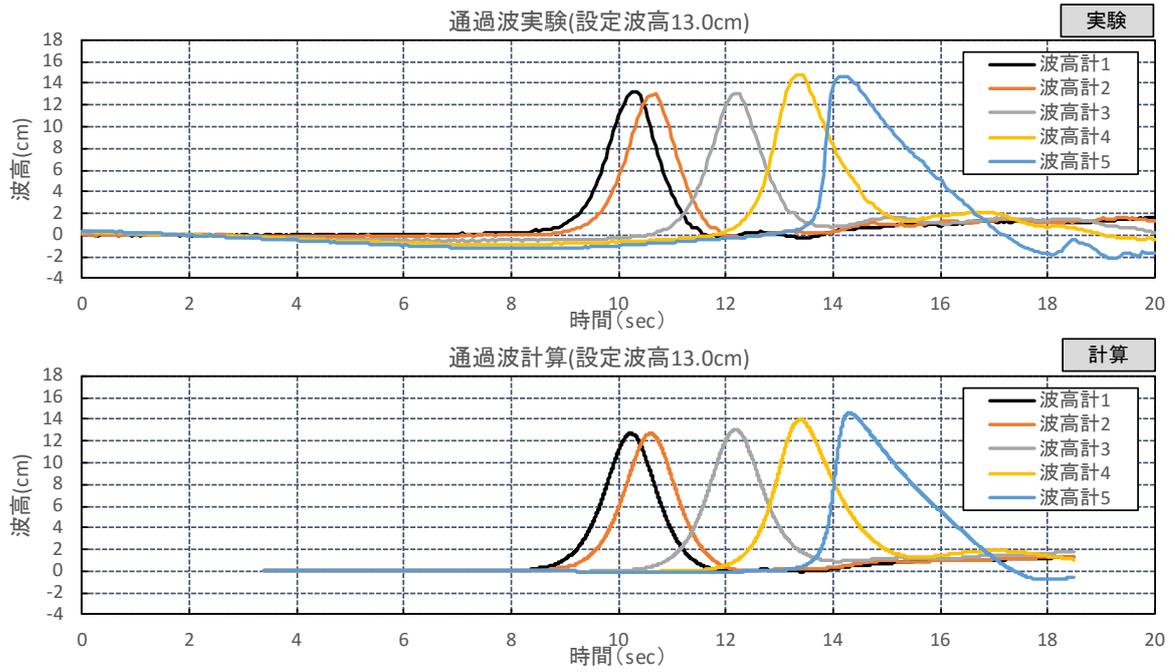


図-3.2.2(3)-5 波高計位置での水位一覧（波高 13cm、上図：実験，下図：計算）

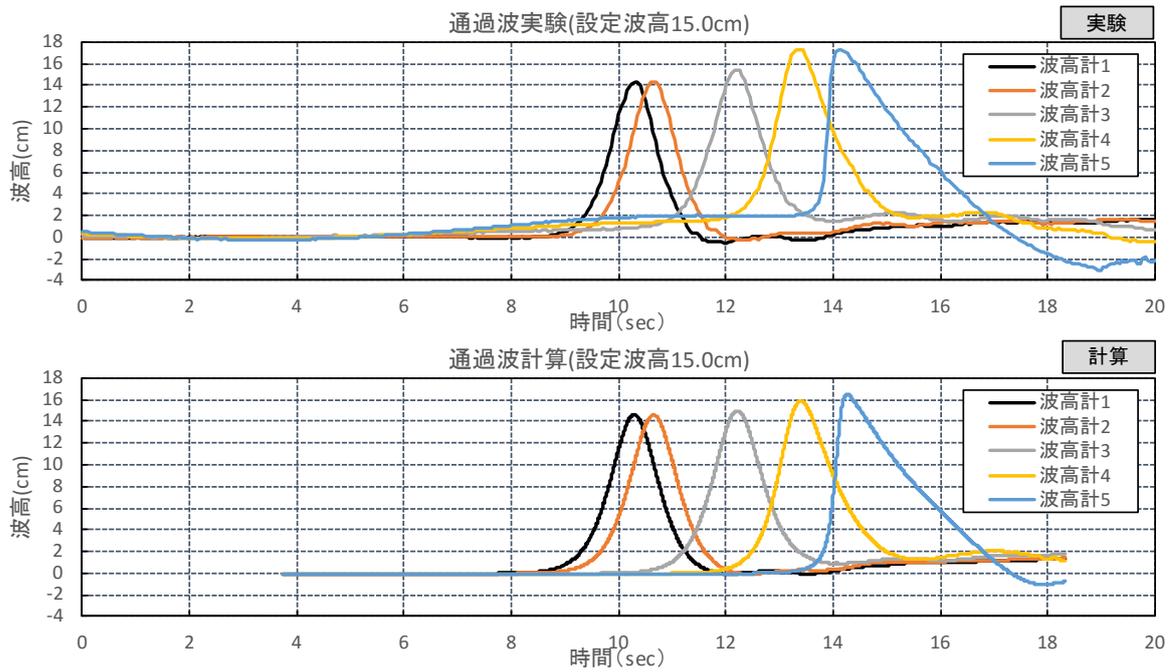


図-3.2.2(3)-6 波高計位置での水位一覧（波高 15cm、上図：実験，下図：計算）

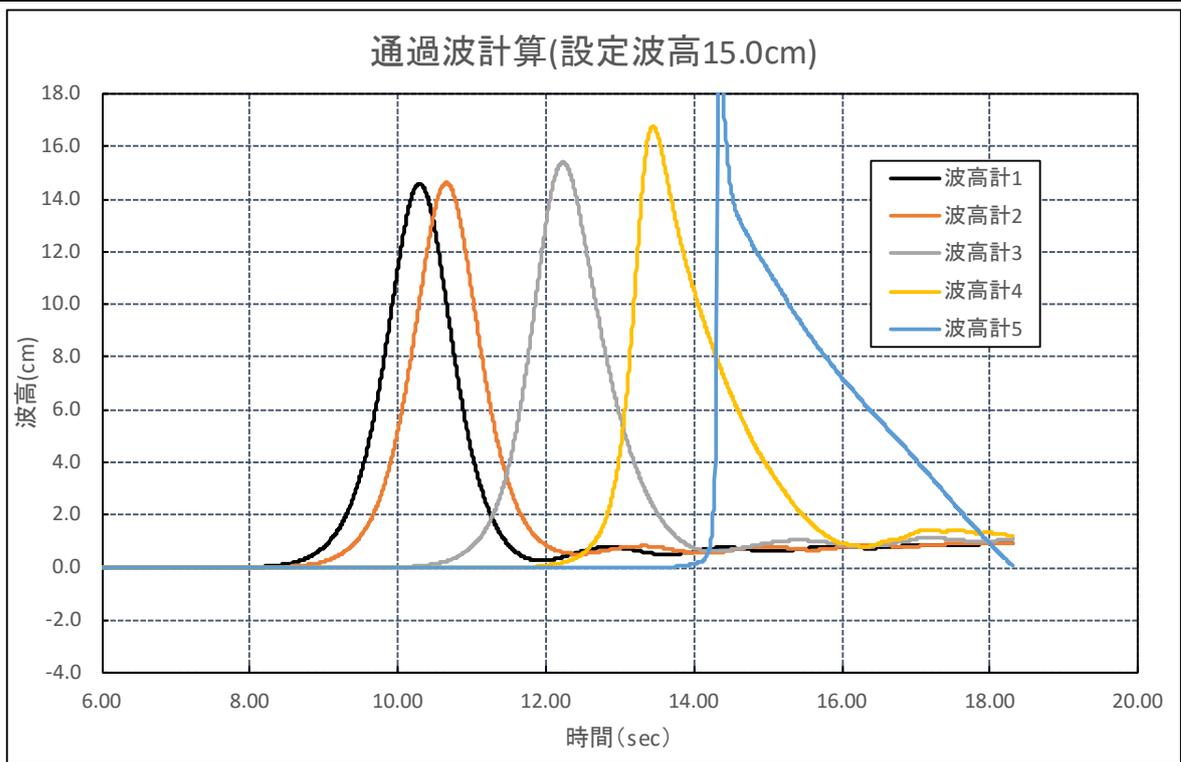


図-3. 2. 2 (3)-7 波高計位置での水位一覧 (波高 15cm、勾配 1/15)

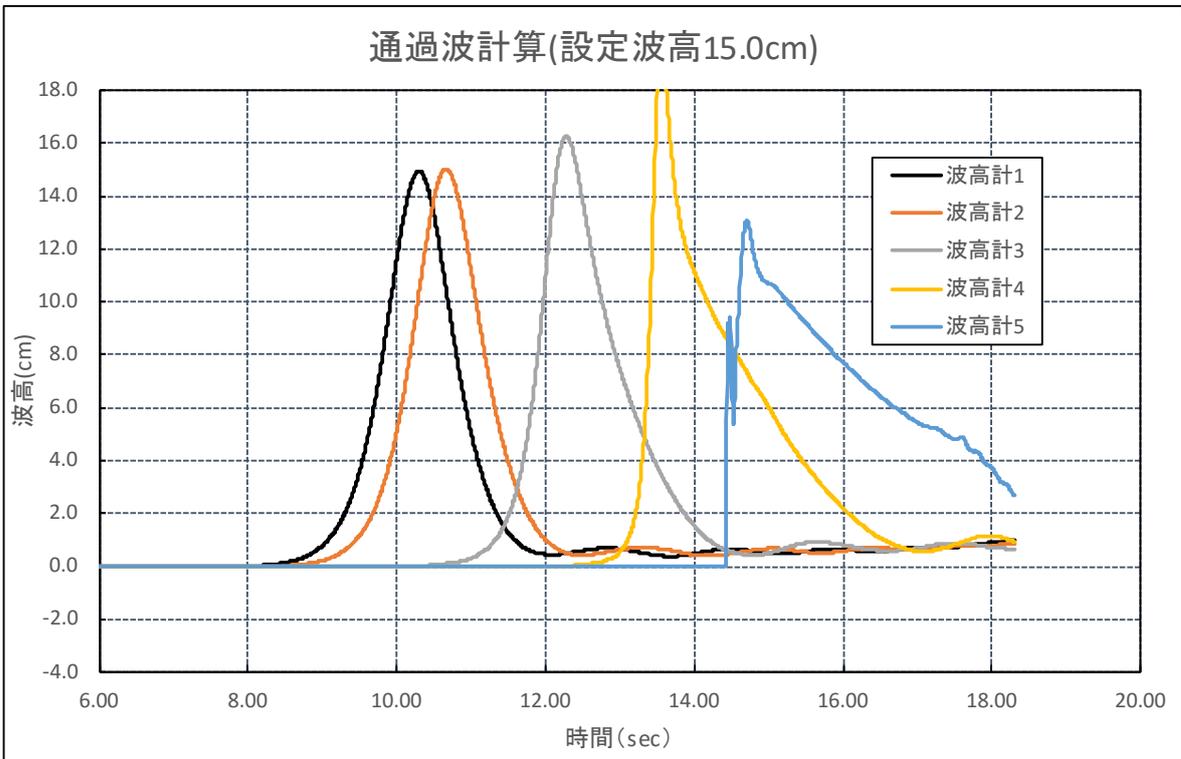


図-3. 2. 2 (3)-8 波高計位置での水位一覧 (波高 15cm、勾配 1/20)

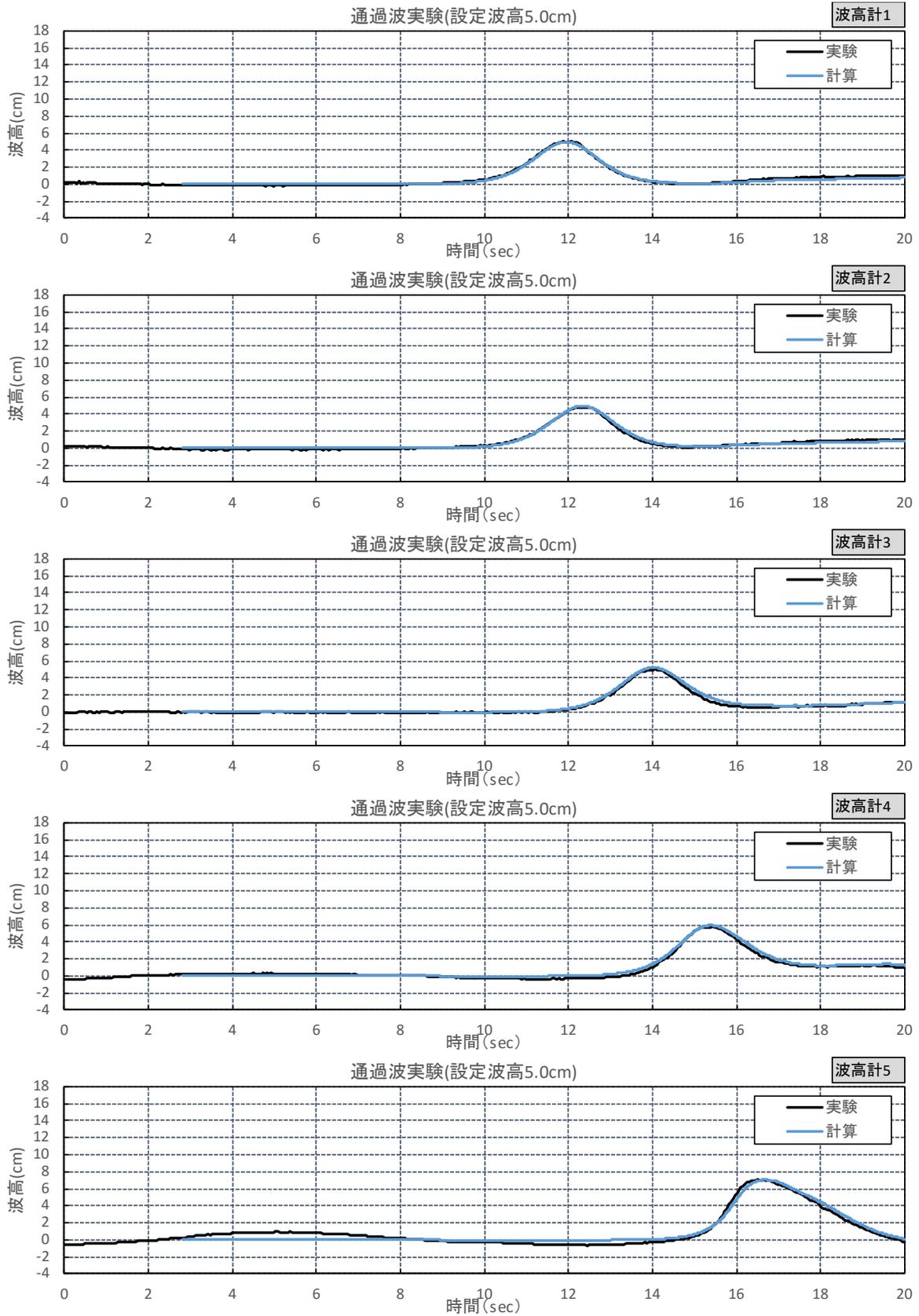


図-3. 2. 2 (3) -9 水位時系列の比較 (波高 5cm)

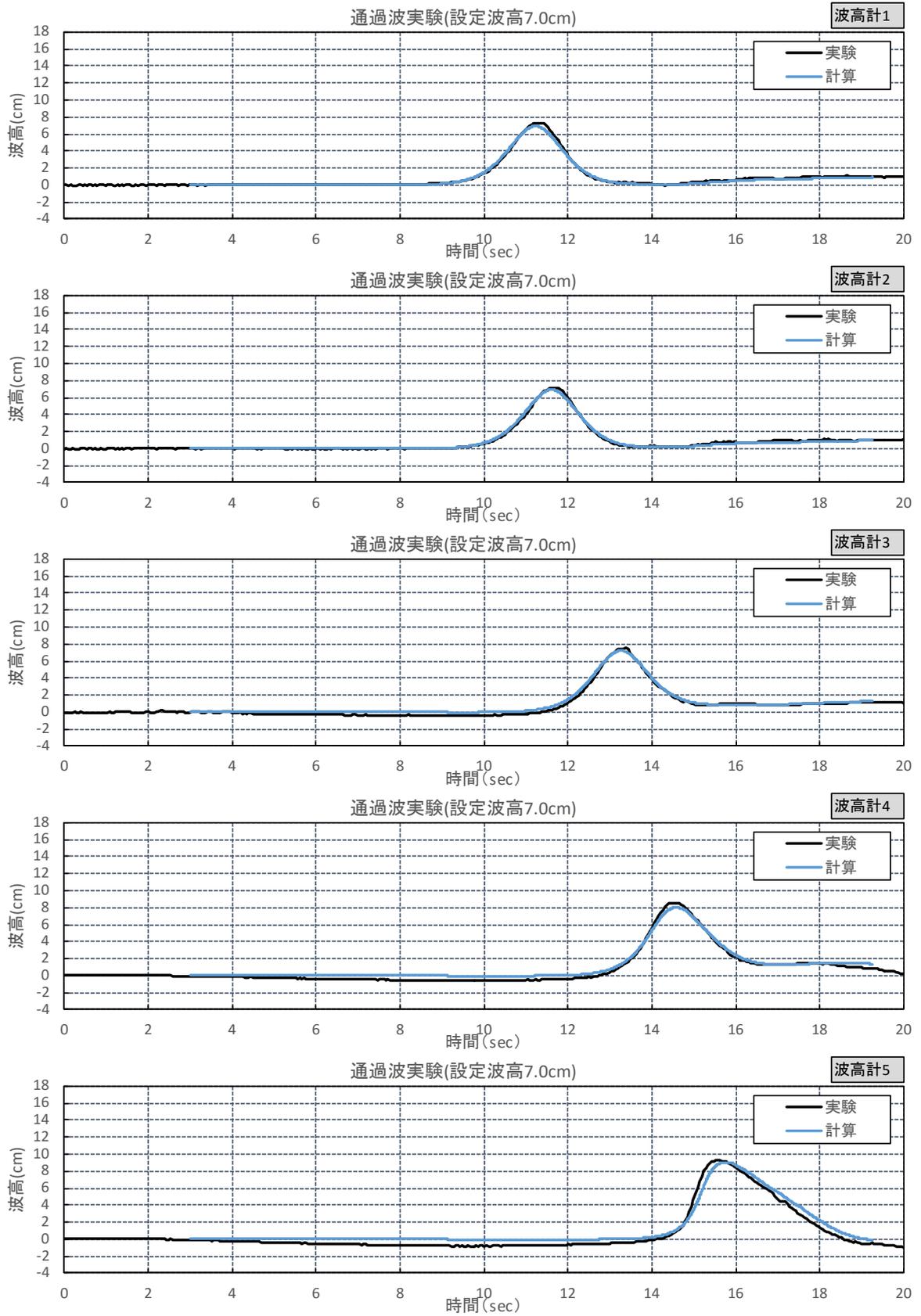


図-3.2.2(3)-10 水位時系列の比較 (波高 7cm)

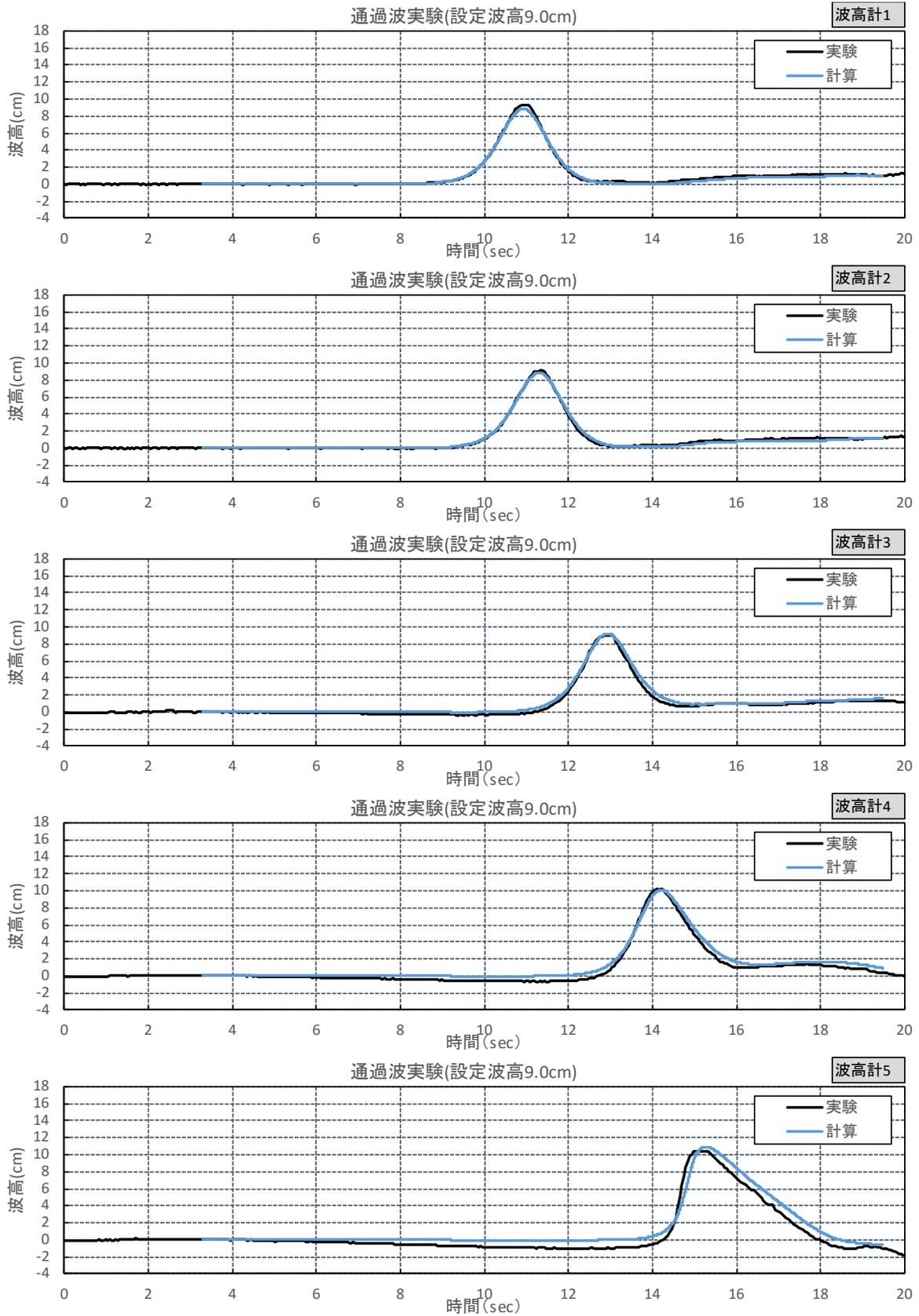


図-3.2.2(3)-11 水位時系列の比較 (波高 9cm)

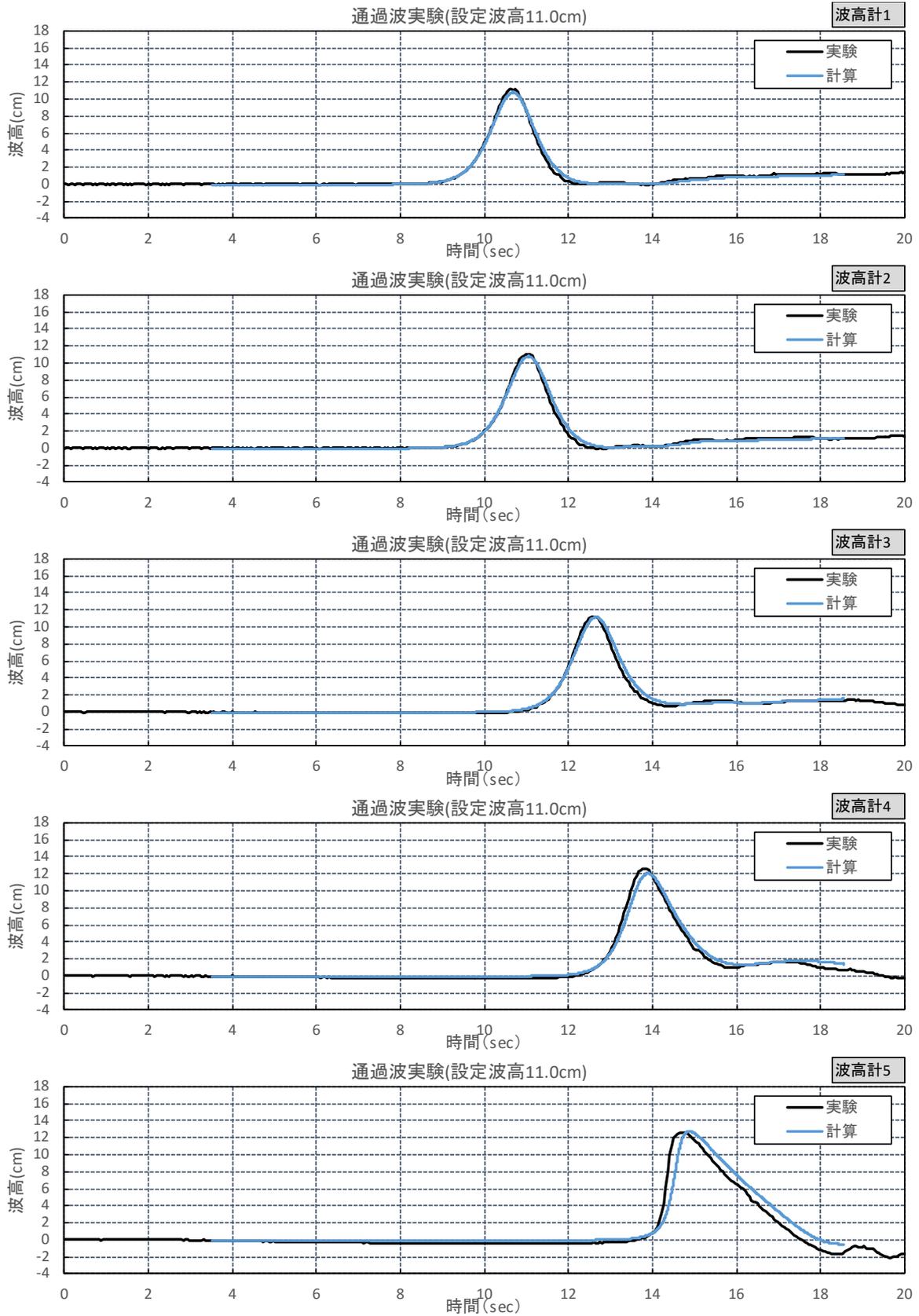


図-3.2.2(3)-12 水位時系列の比較 (波高 11cm)

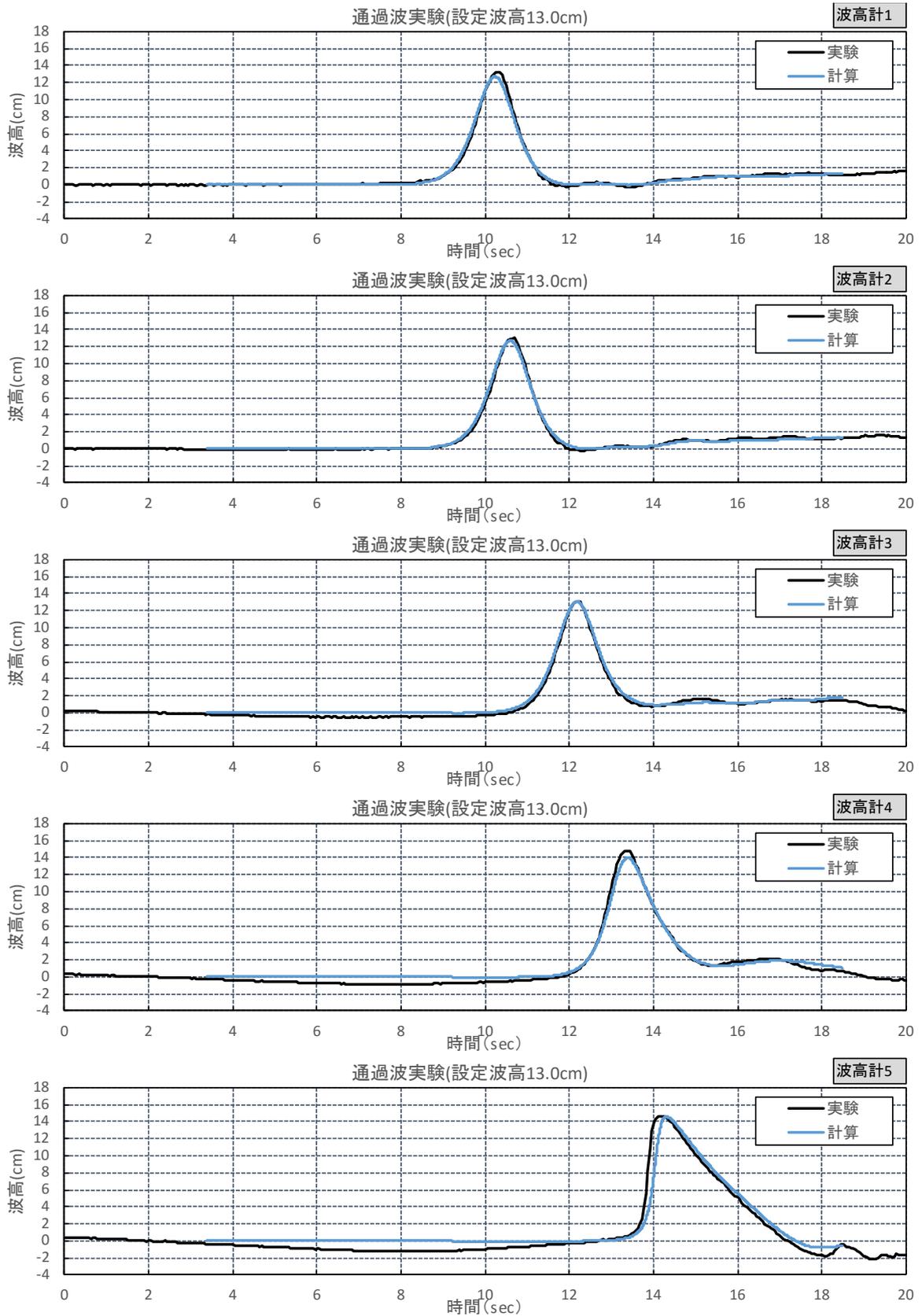


図-3. 2. 2 (3)-13 水位時系列の比較 (波高 13cm)

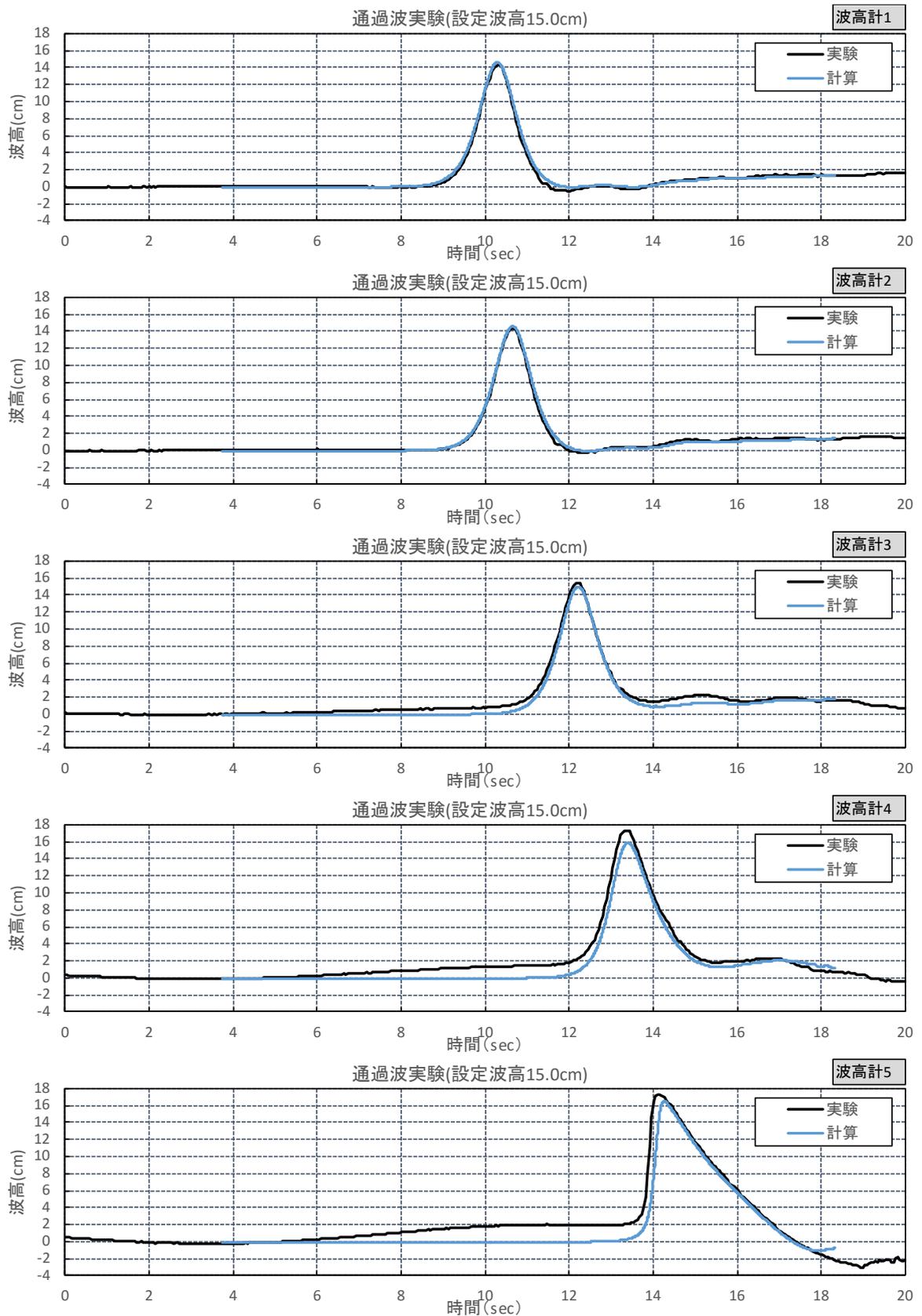


図-3. 2. 2 (3)-14 水位時系列の比較 (波高 15cm)

b) 最大水位の変化

Case0-1~6 に対する最高水位の数値計算結果は、水理模型実験結果における最高水位を高い精度で再現している。図-3.3.2-15 に示される最高水位の数値計算結果と水理模型実験結果との比較では、回帰式の勾配は 0.96 とほぼ 1 であり、またこのときの決定係数 R^2 は 0.98 であることがそれを示している。

設定波高	No.	実験	計算
5cm	波高計1	5.02	4.95
5cm	波高計2	4.82	4.95
5cm	波高計3	5.00	5.22
5cm	波高計4	5.77	5.94
5cm	波高計5	7.04	7.05
7cm	波高計1	7.33	6.91
7cm	波高計2	7.13	6.91
7cm	波高計3	7.50	7.22
7cm	波高計4	8.58	8.04
7cm	波高計5	9.23	9.04
9cm	波高計1	9.29	8.86
9cm	波高計2	9.11	8.85
9cm	波高計3	9.15	9.19
9cm	波高計4	10.16	10.06
9cm	波高計5	10.43	10.92
11cm	波高計1	11.13	10.79
11cm	波高計2	10.99	10.78
11cm	波高計3	11.21	11.13
11cm	波高計4	12.58	12.04
11cm	波高計5	12.51	12.75
13cm	波高計1	13.25	12.70
13cm	波高計2	12.98	12.68
13cm	波高計3	13.04	13.05
13cm	波高計4	14.73	13.97
13cm	波高計5	14.65	14.57
15cm	波高計1	14.32	14.59
15cm	波高計2	14.34	14.57
15cm	波高計3	15.42	14.95
15cm	波高計4	17.29	15.86
15cm	波高計5	17.25	16.45

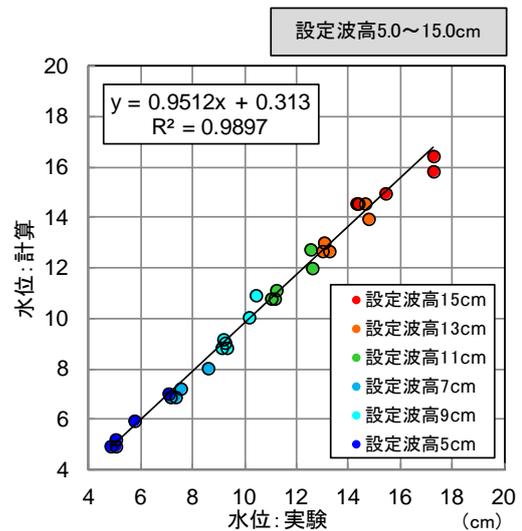


図-3.2.2(3)-15 最大水位の比較

2) 波圧解析に対する考察

a) 波形の時間変化

実験における波力計測にばらつきを伴うことを考慮すると、全体的にはどのケースに対しても実験結果における最大波圧分布と計算結果におけるそれとの対応は良好である。ただし、細部に着目すると、全体的には計算結果における最大波圧は実験結果におけるそれに比べ全体的にやや小さめに評価されているなど、実験結果と計算結果の間には若干の相違が見られる。

どのケースに対しても、入力波高 7cm の場合には $z=20\text{cm}$ までは計算結果の最大波圧は実験結果におけるそれを良好に再現しているが、 $z=20\text{cm}$ より高い高さでの最大波圧には相違が見られる。入力波高が 7cm と小さなこと、全体的な最大波圧分布形状を考慮すると、計算結果における最大波圧が実験結果のそれより確からしい。入力波高 7cm に対する実験結果における $z=20\text{cm}$ より高い高さでの最大波圧には計測誤差が含まれていると推測される。同様の傾向は、全ケースに対する $z=50\text{cm}$ の高さでの最大波圧に対しても見られる。また、 $z=5\text{cm}$ での高さでの最大波圧に関しては、特に入射波高 15cm の場合に対して、計算結果における最大波圧は実験結果におけるそれに比べ小さく、過小に評価する傾向が見られる。

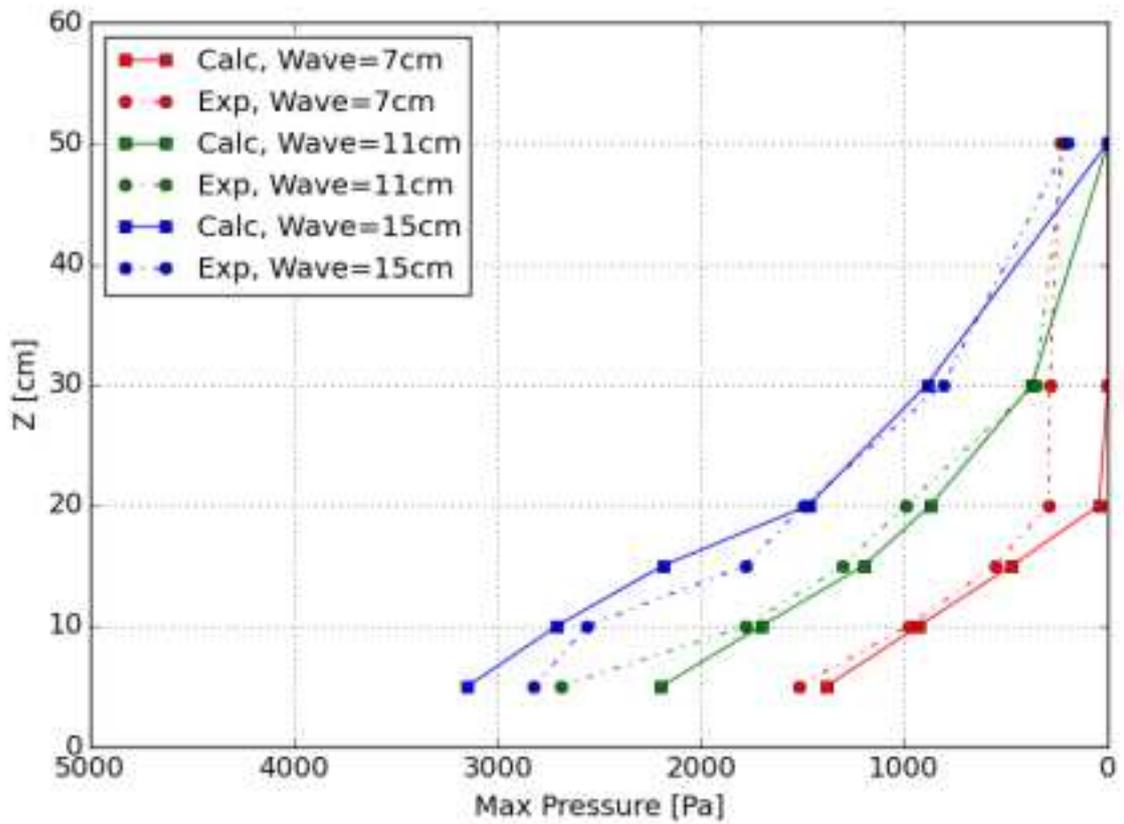


図-3.2.2(3)-16 単純勾配、越流、汀線 0cm の最大波圧

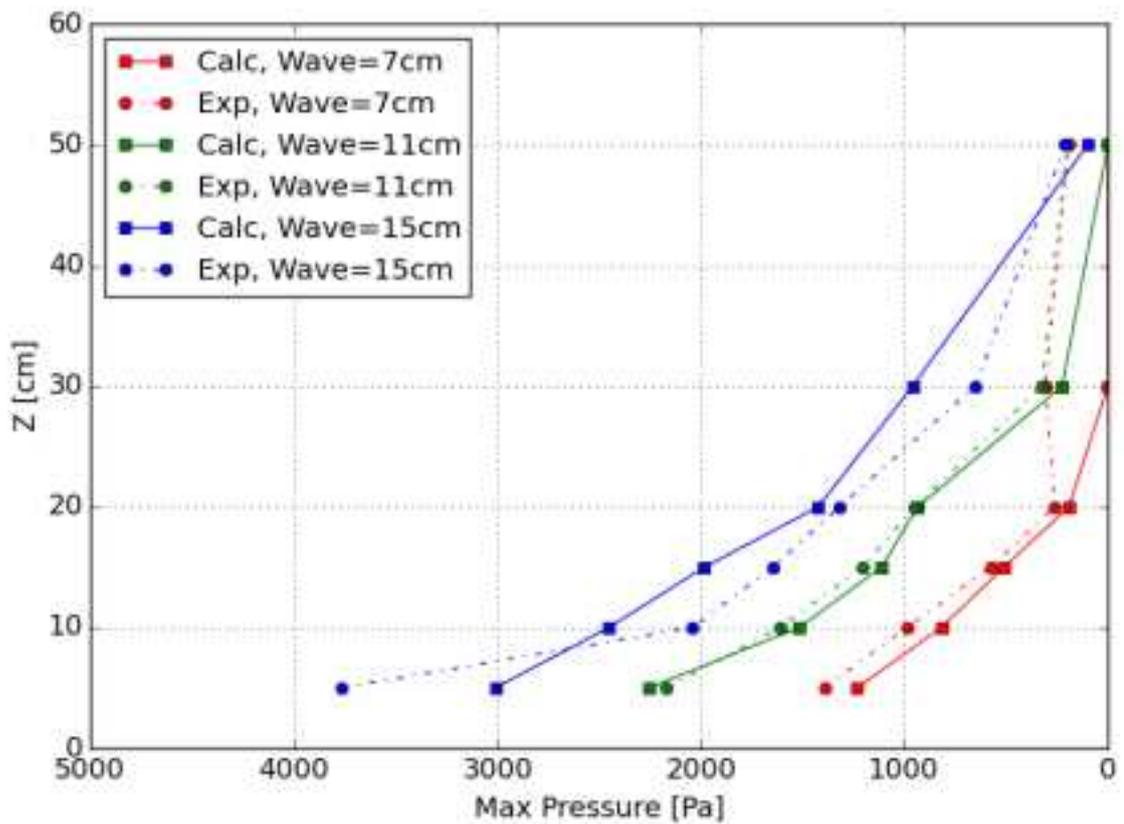


図-3.2.2(3)-17 単純勾配、越流、汀線 60cm の最大波圧

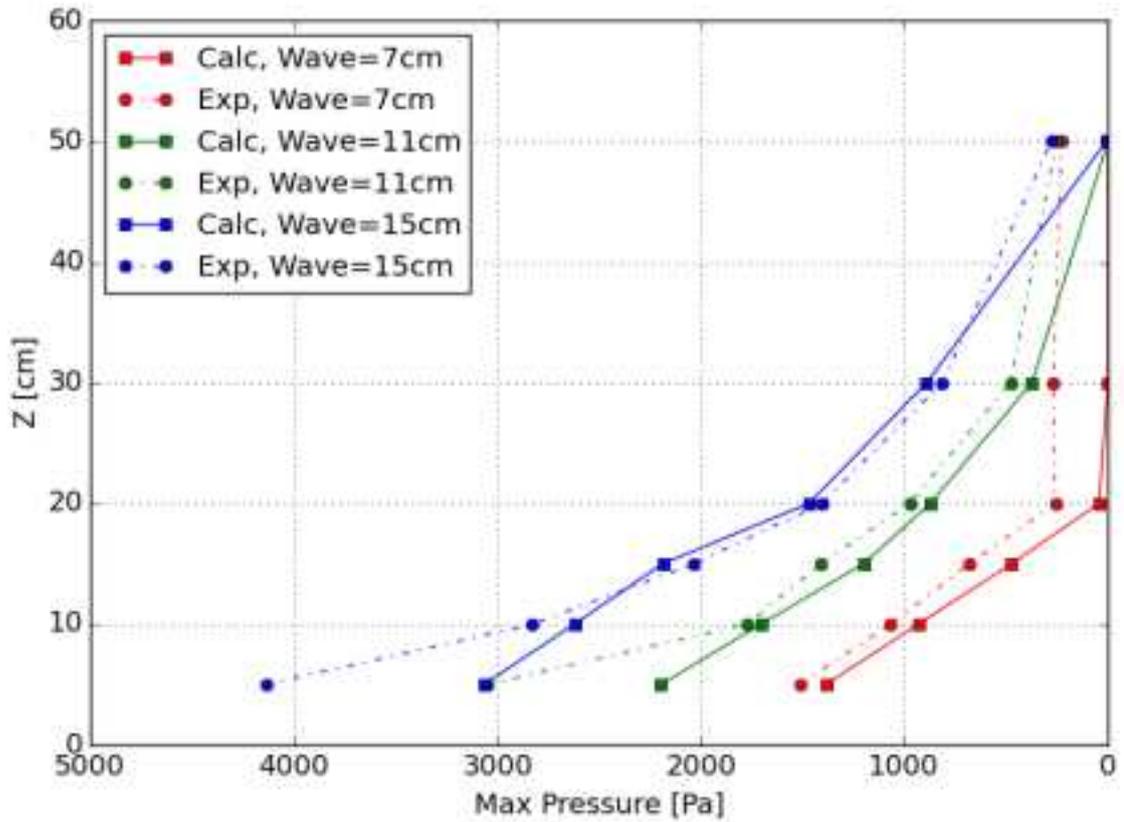


図-3.2.2(3)-18 単純勾配、非越流、汀線 0cm の最大波圧

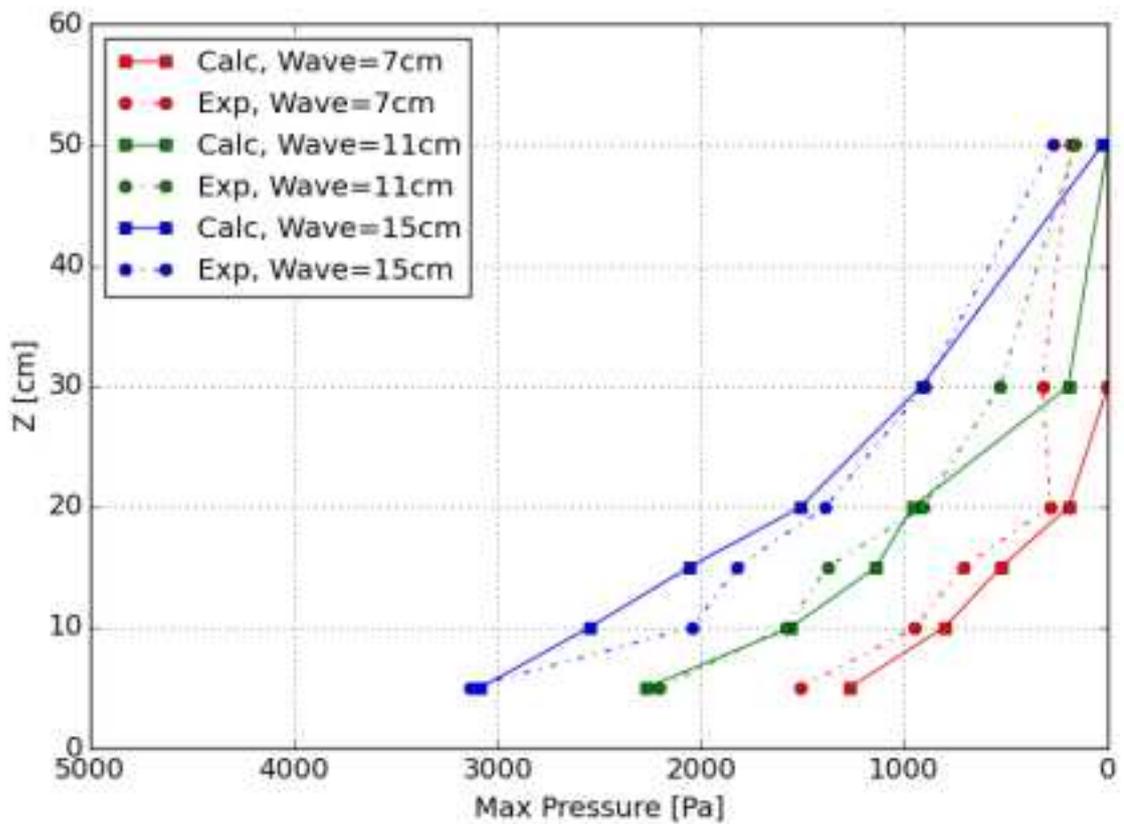


図-3.2.2(3)-19 単純勾配、非越流、汀線 60cm の最大波圧

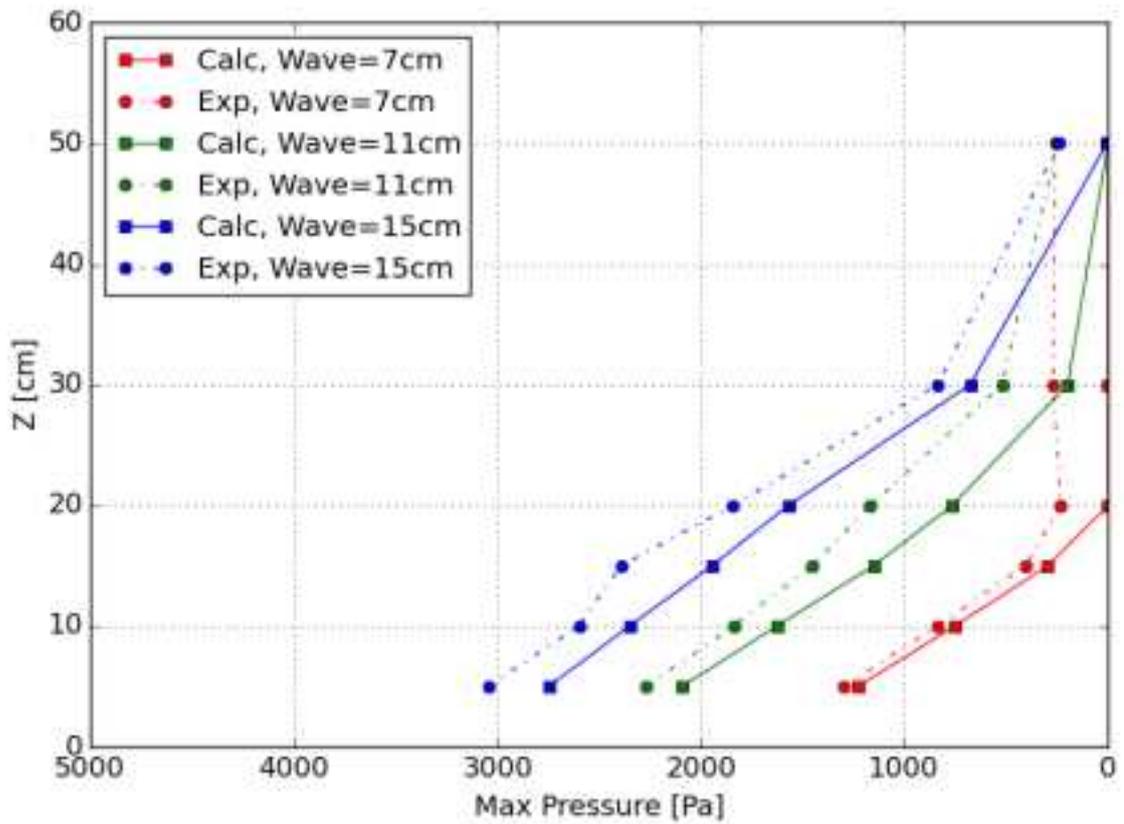


図-3.2.2(3)-20 直立護岸、越流、汀線 0cm の最大波圧

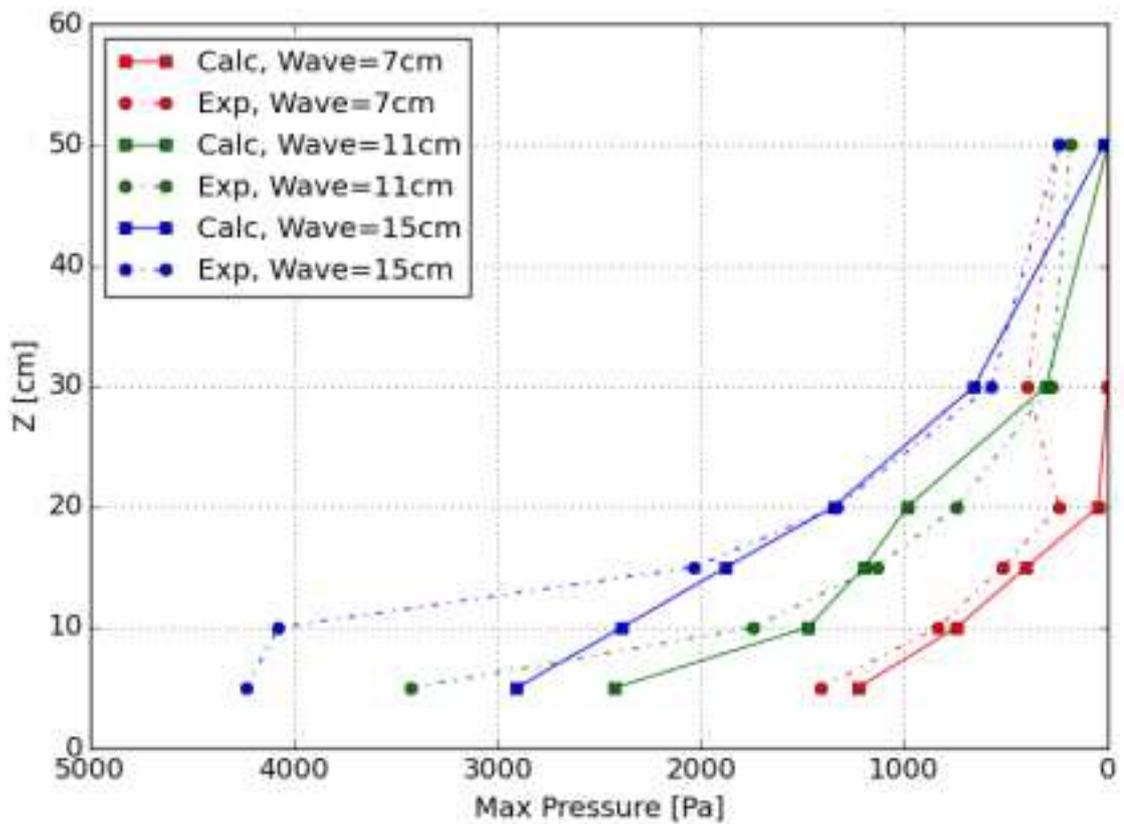


図-3.2.2(3)-21 直立護岸、越流、汀線 60cm の最大波圧

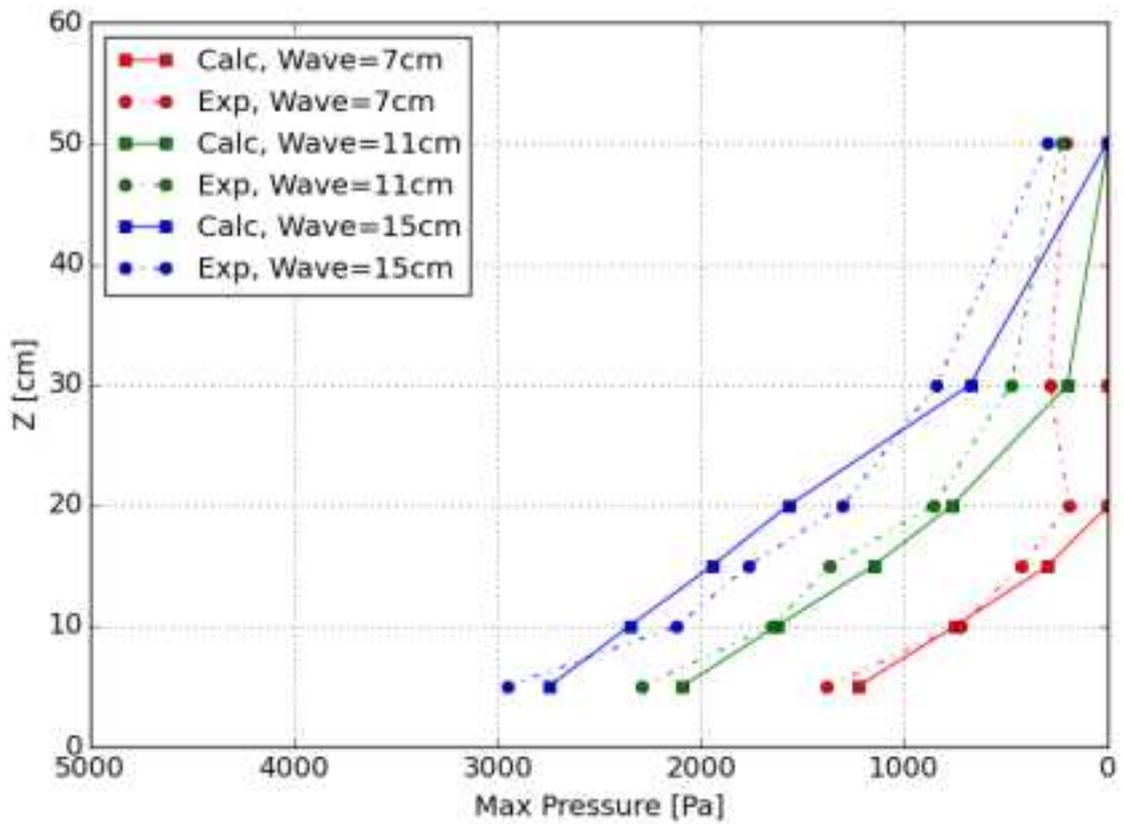


図-3. 2. 2 (3)-22 直立護岸、非越流、汀線 0cm の最大波圧

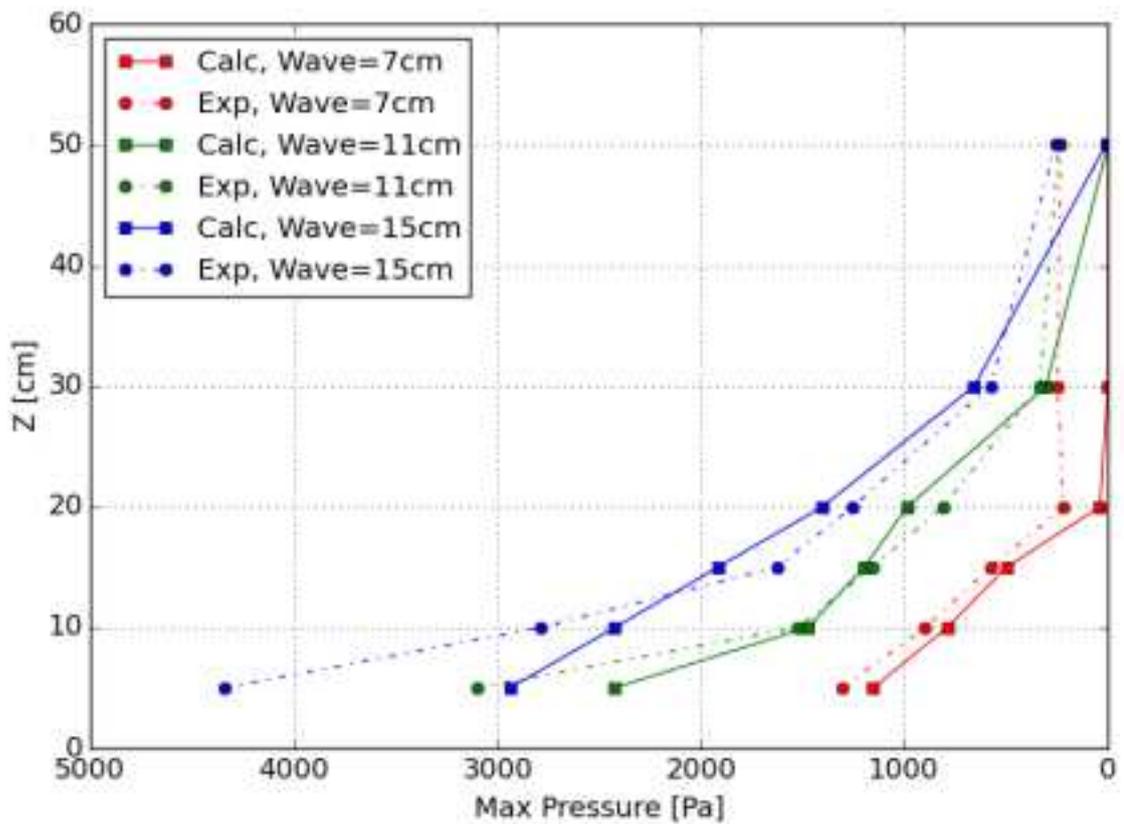


図-3. 2. 2 (3)-23 直立護岸、非越流、汀線 60cm の最大波圧

b) 最大水位の変化

どのケースに対しても、沖側での計算結果における水位時系列の変化は実験結果におけるそれを良好に再現している。しかしながら、特に最も陸上部に近い Point.5 では、波形は類似しているが、計算結果における水位時系列の変化は、実験結果におけるそれに比べ前傾化の傾向が弱く、またピークの時間もやや遅れる傾向が見られる。同様に、波圧時系列の変化に関しても、計算結果における波圧時系列の変化は、特に $z=5\text{cm}$ の高さにおいて実験結果におけるそれに比べピークの時間がやや遅れる傾向にある。これは、計算結果における砕波波形と実験結果とのそれに若干の相違があるためであると推測される。

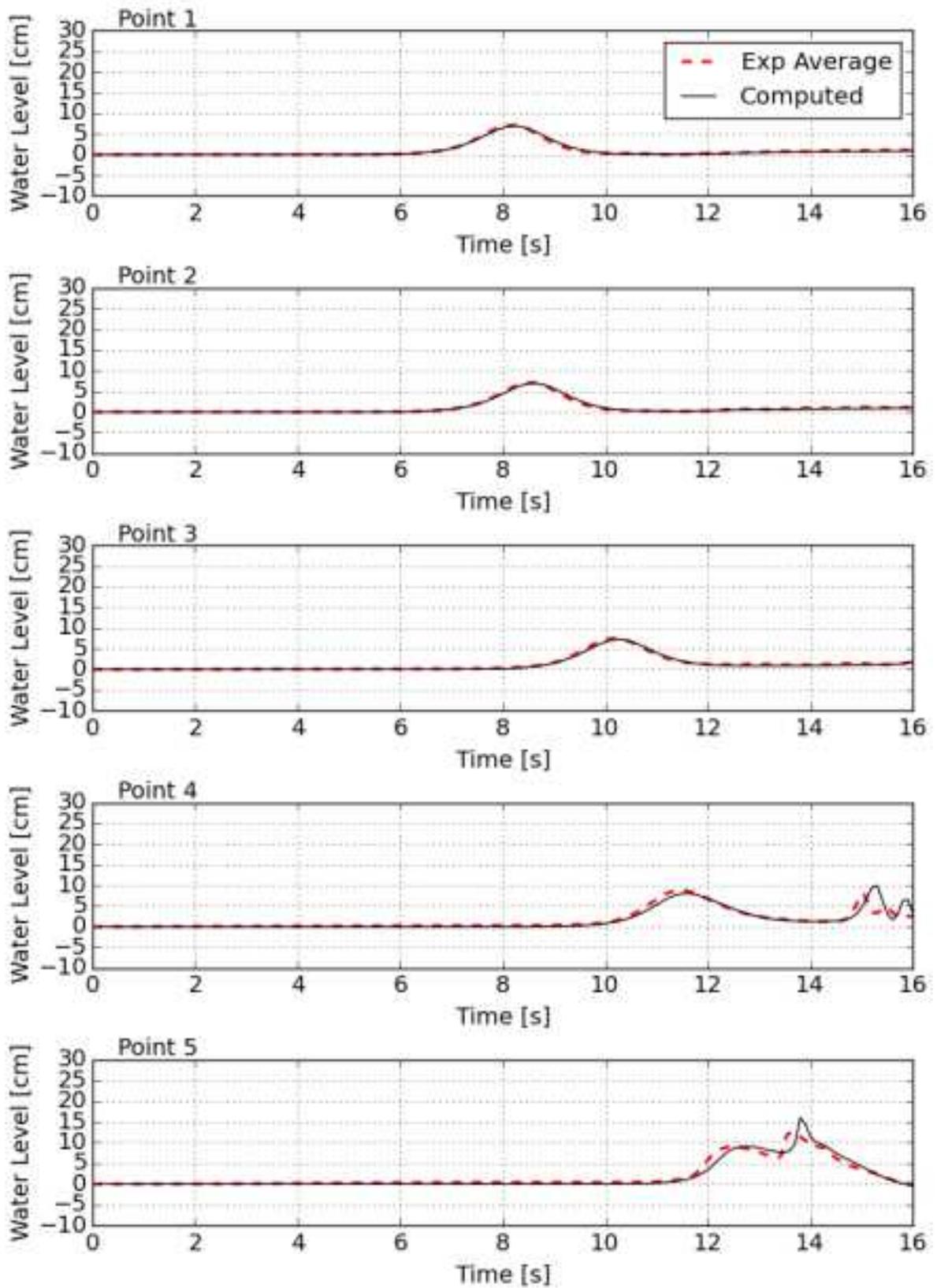


図-3. 2. 2(3)-24 SL_h60_x0_w07 : 水位時系列の比較

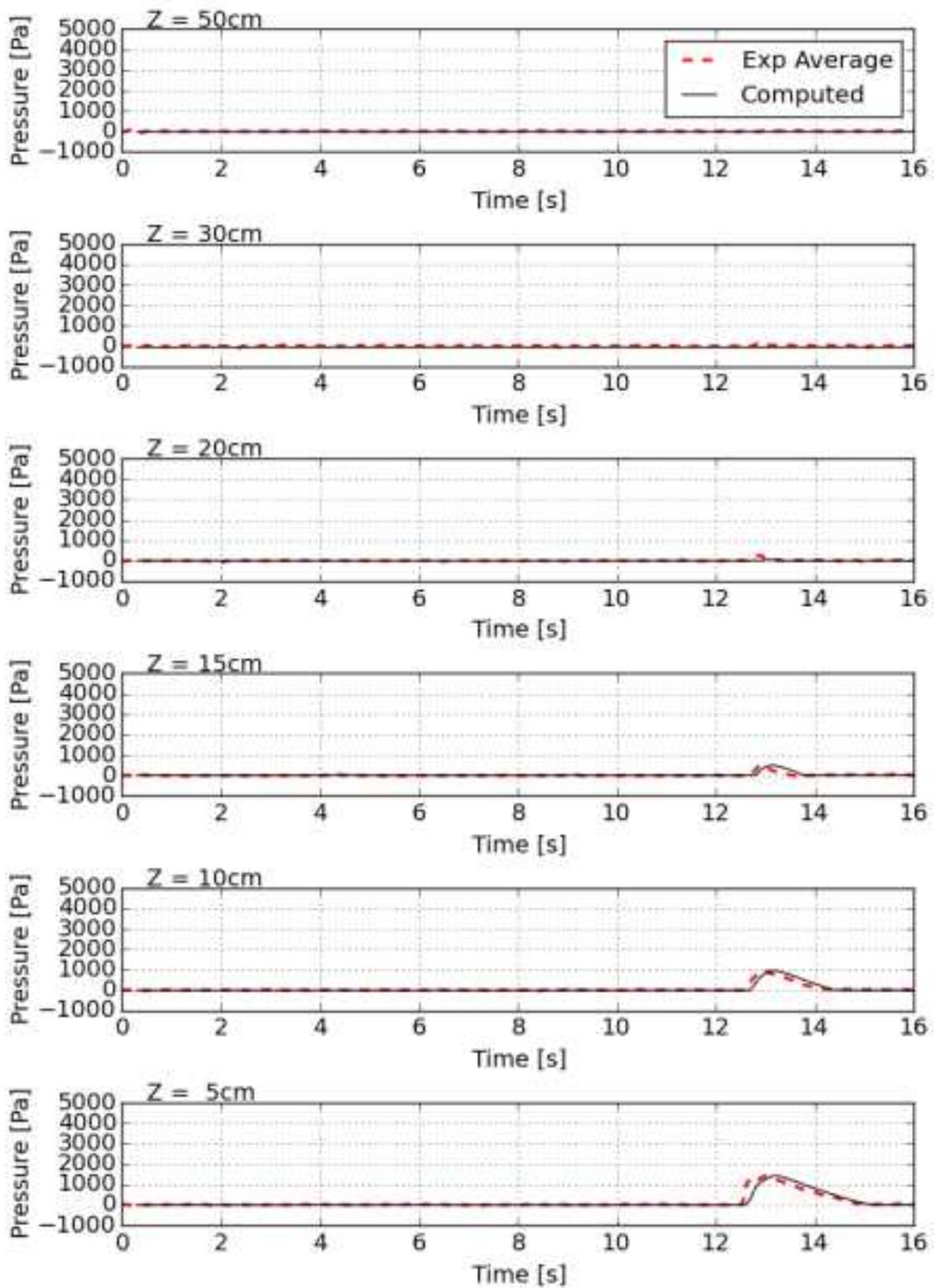


図-3. 2. 2(3)-25 SL_h60_x0_w07 : 波圧時系列の比較

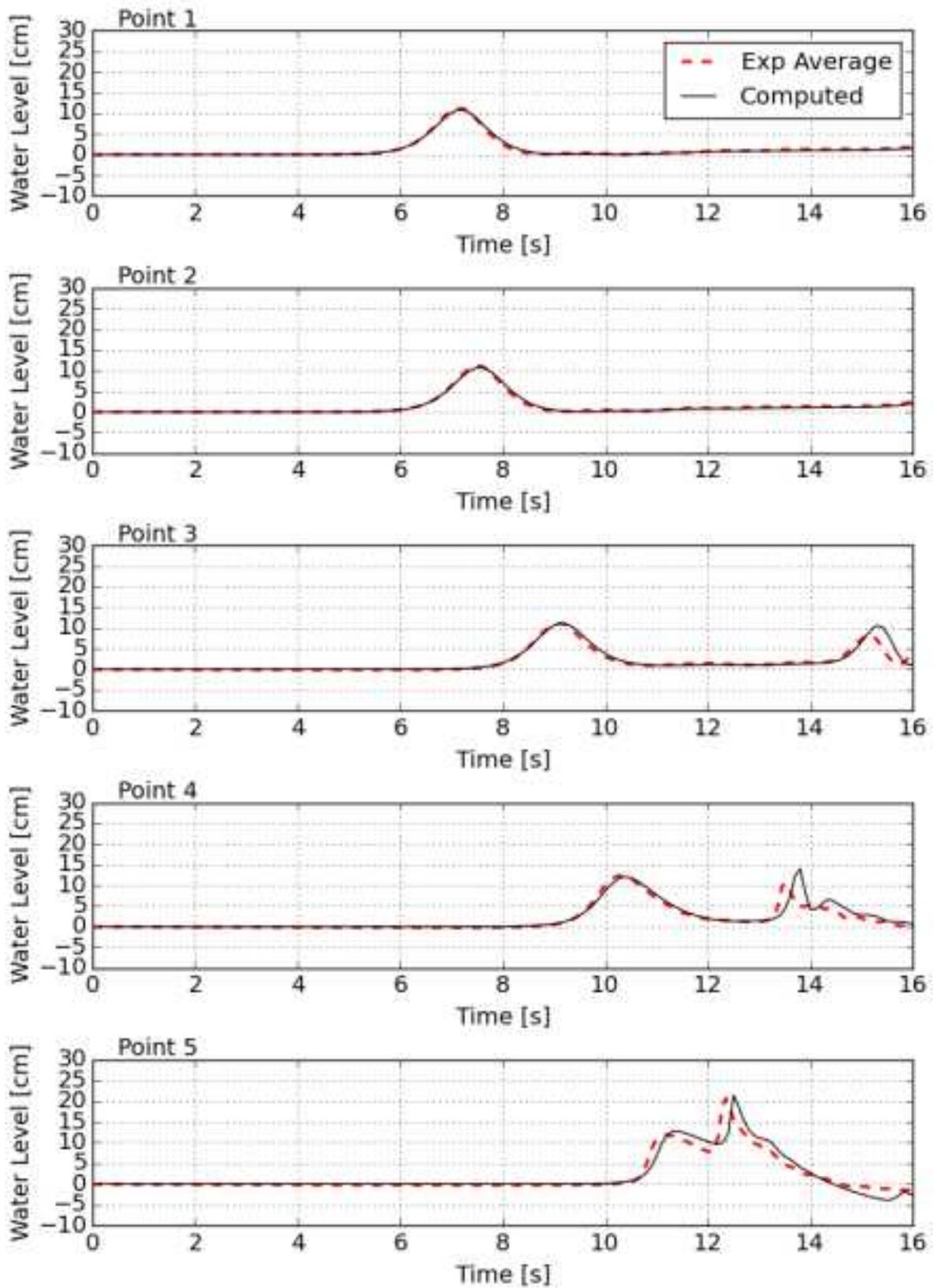


図-3. 2. 2(3)-26 SL_h60_x0_w11 : 水位時系列の比較

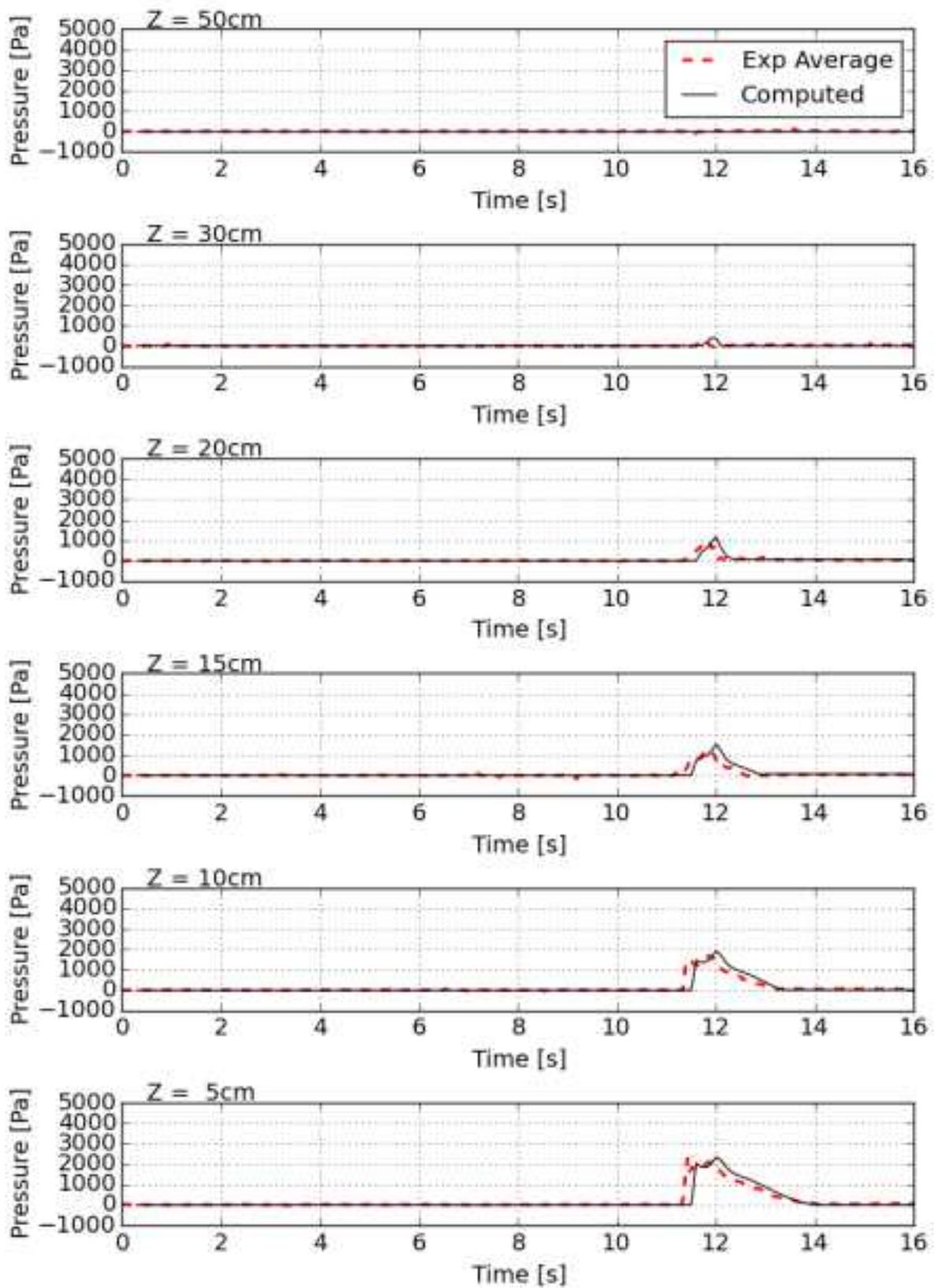


図-3.2.2(3)-27 SL_h60_x0_w11 : 波圧時系列の比較

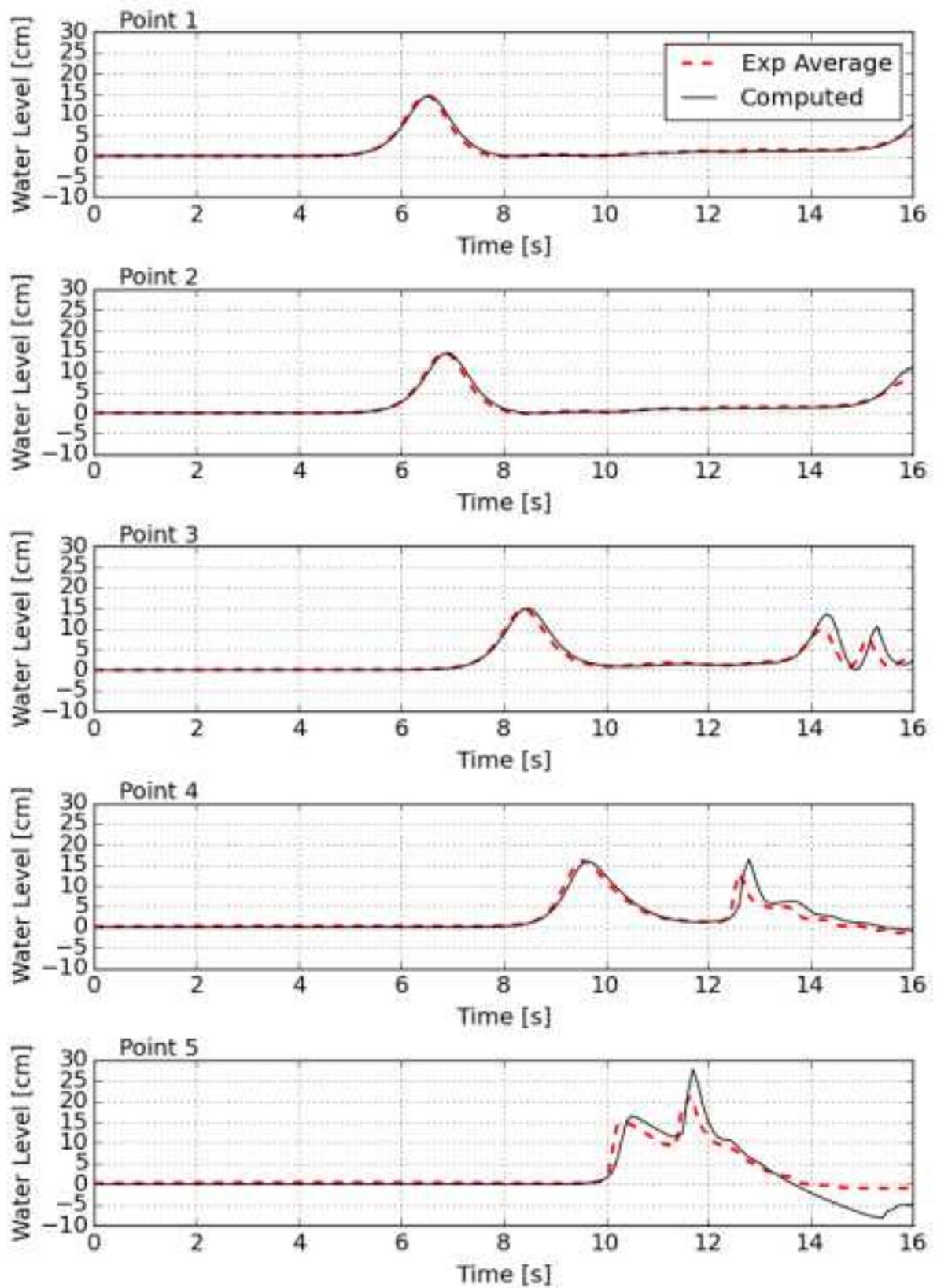


図-3.2.2(3)-28 SL_h60_x0_w15 : 水位時系列の比較

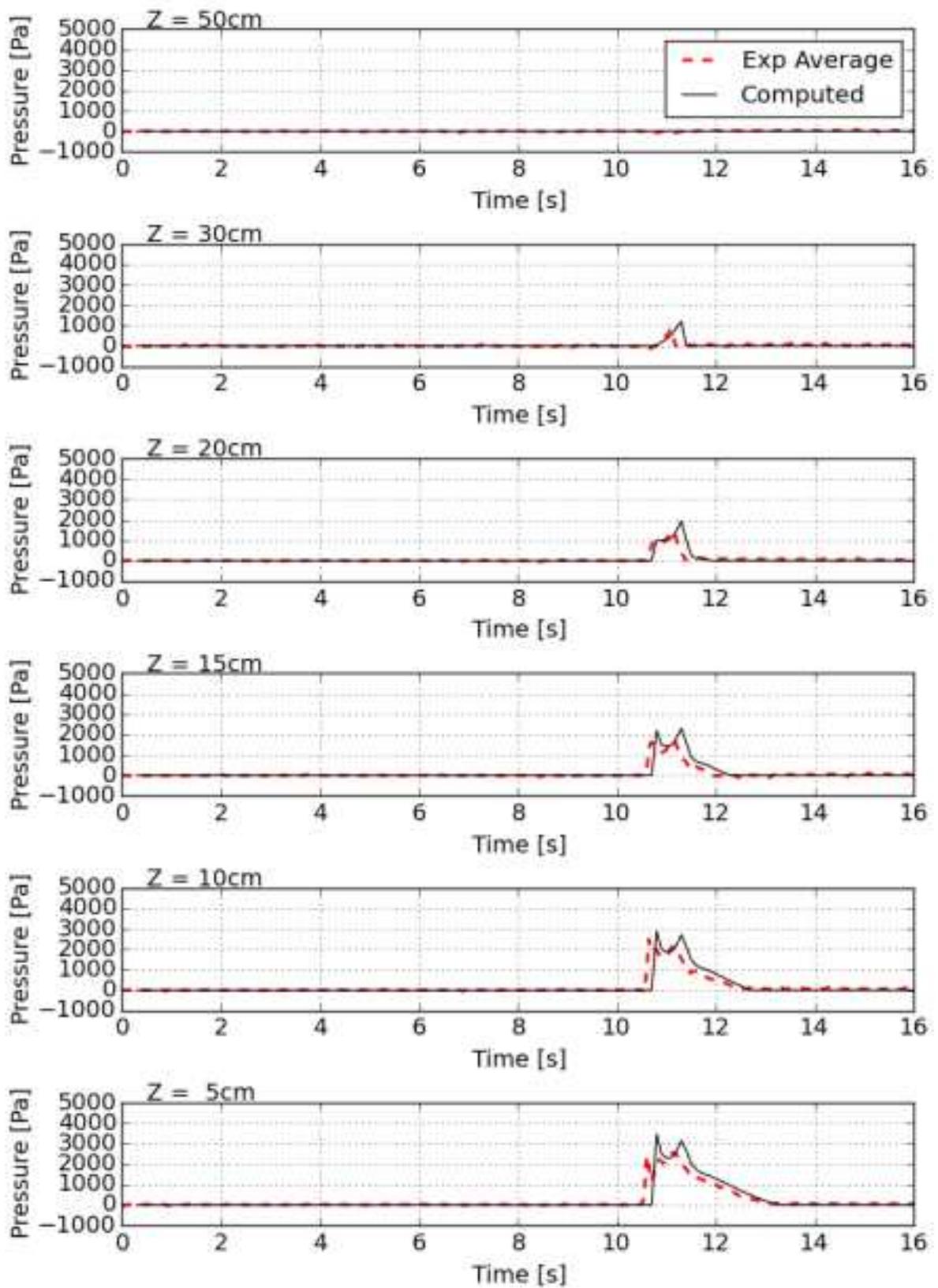


図-3. 2. 2(3)-29 SL_h60_x0_w15 : 波圧時系列の比較

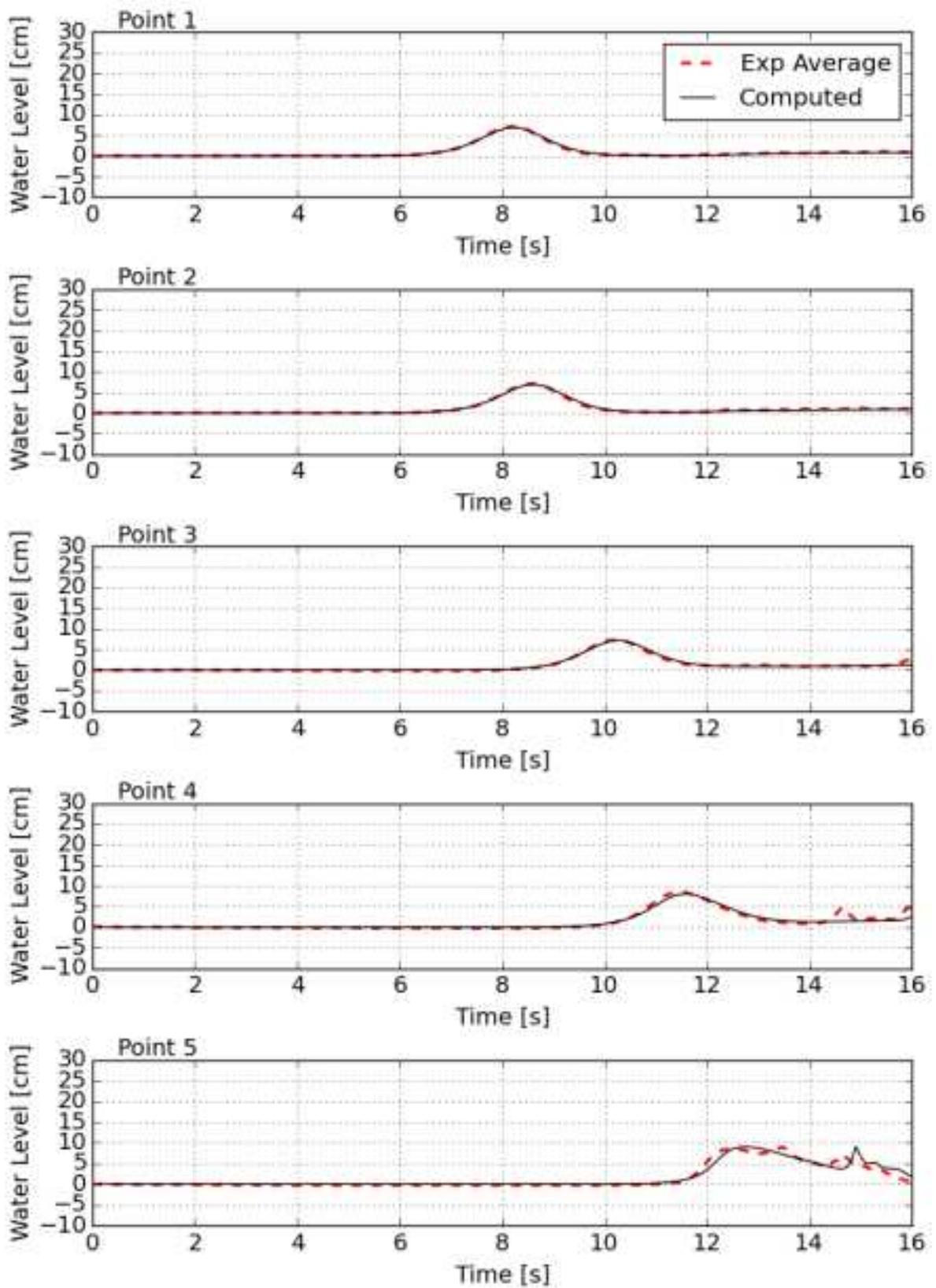


図-3. 2. 2 (3)-30 SL_h60_x60_w07 : 水位時系列の比較

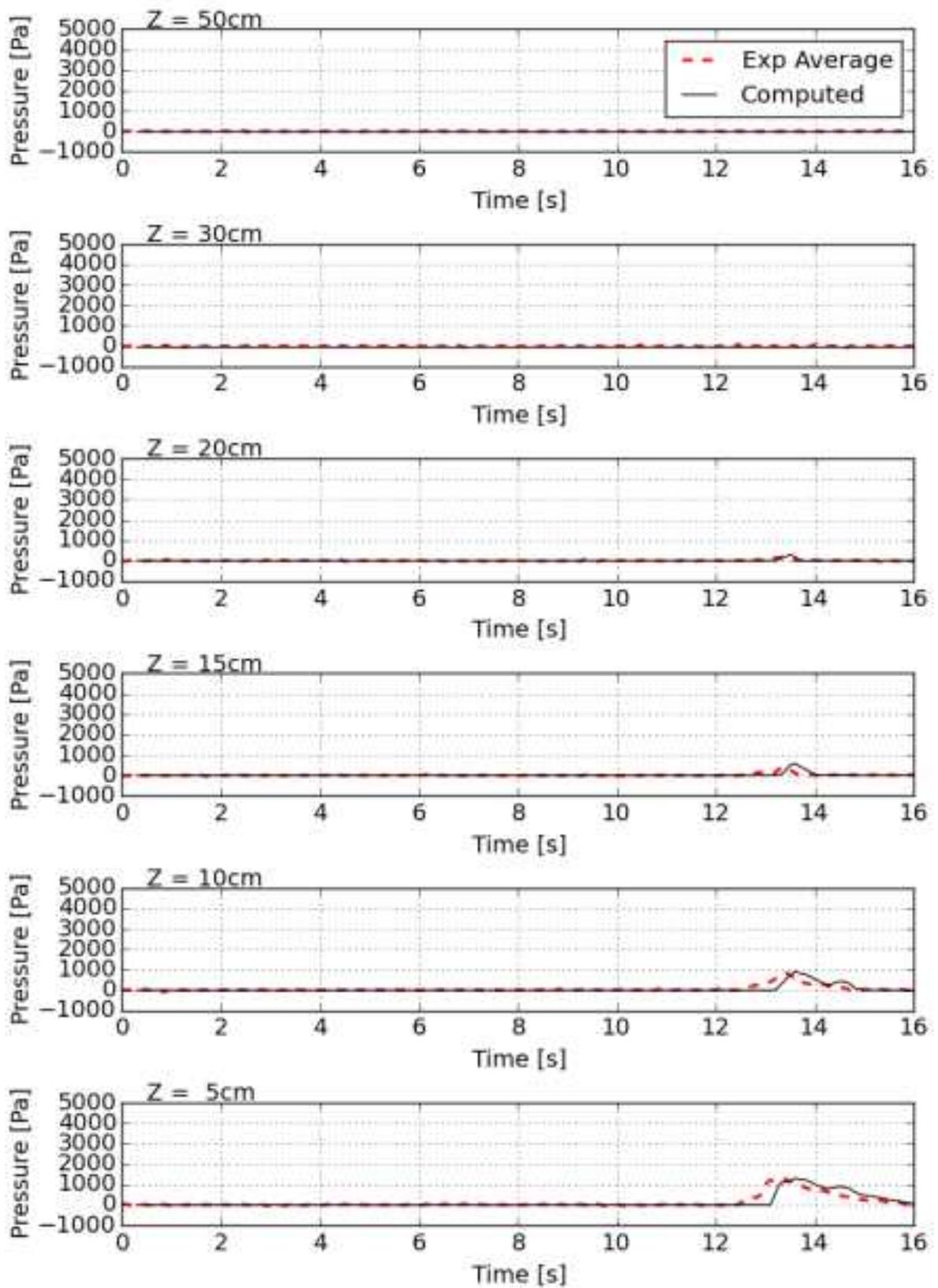


図-3. 2. 2(3)-31 SL_h60_x60_w07 : 波圧時系列の比較

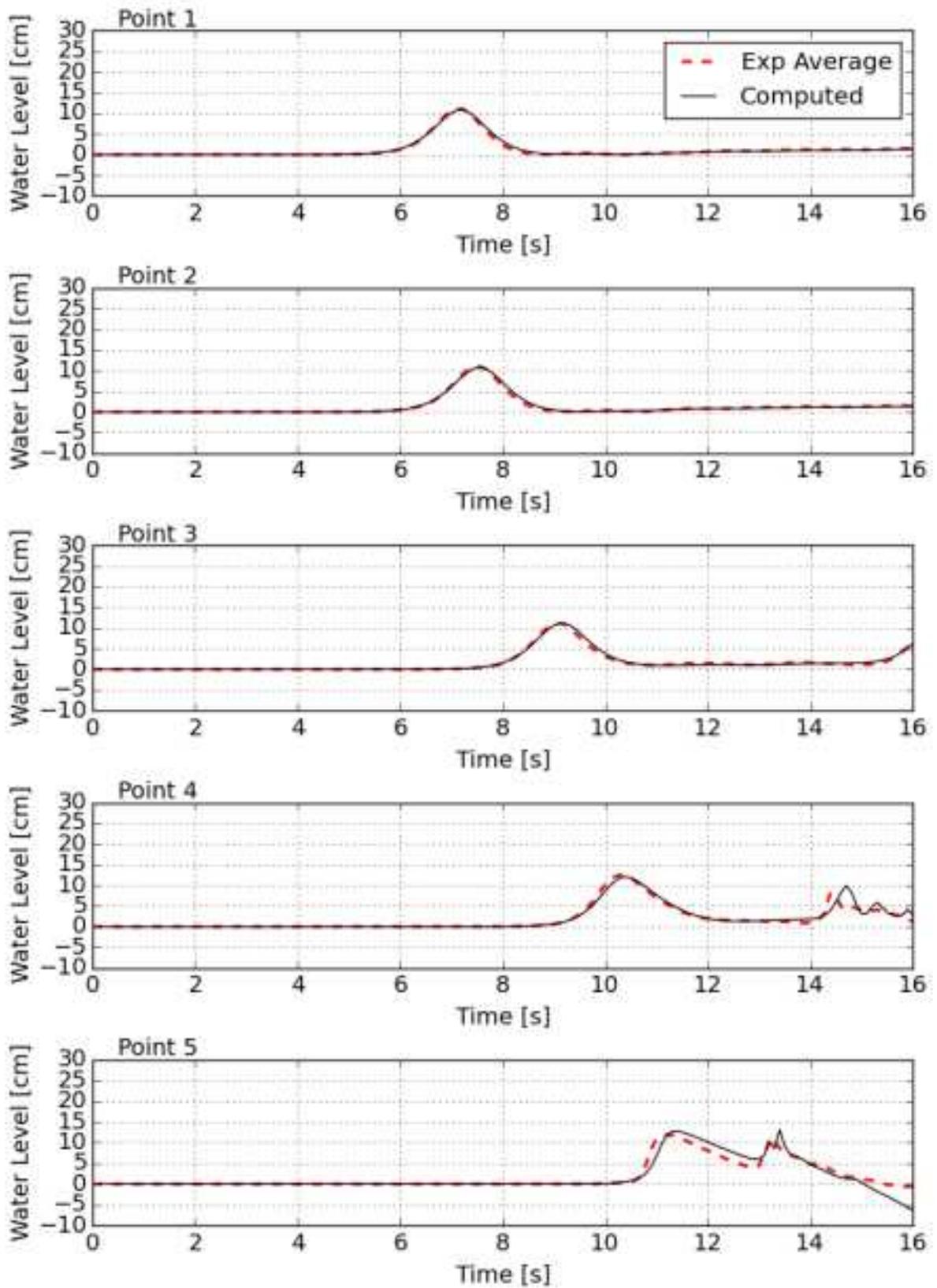


図-3. 2. 2(3)-32 SL_h60_x60_w11 : 水位時系列の比較

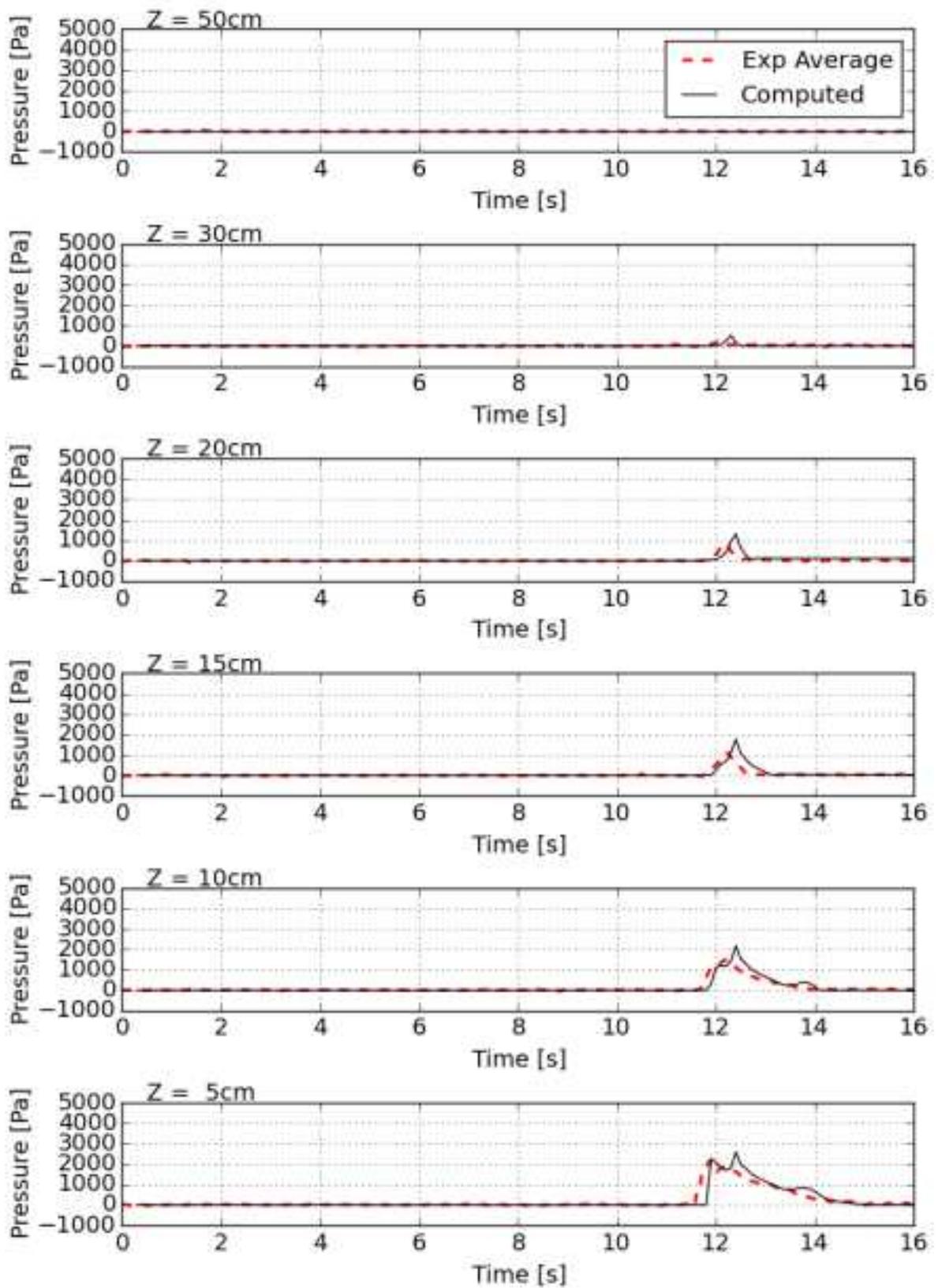


図-3. 2. 2(3)-33 SL_h60_x60_w11 : 波圧時系列の比較

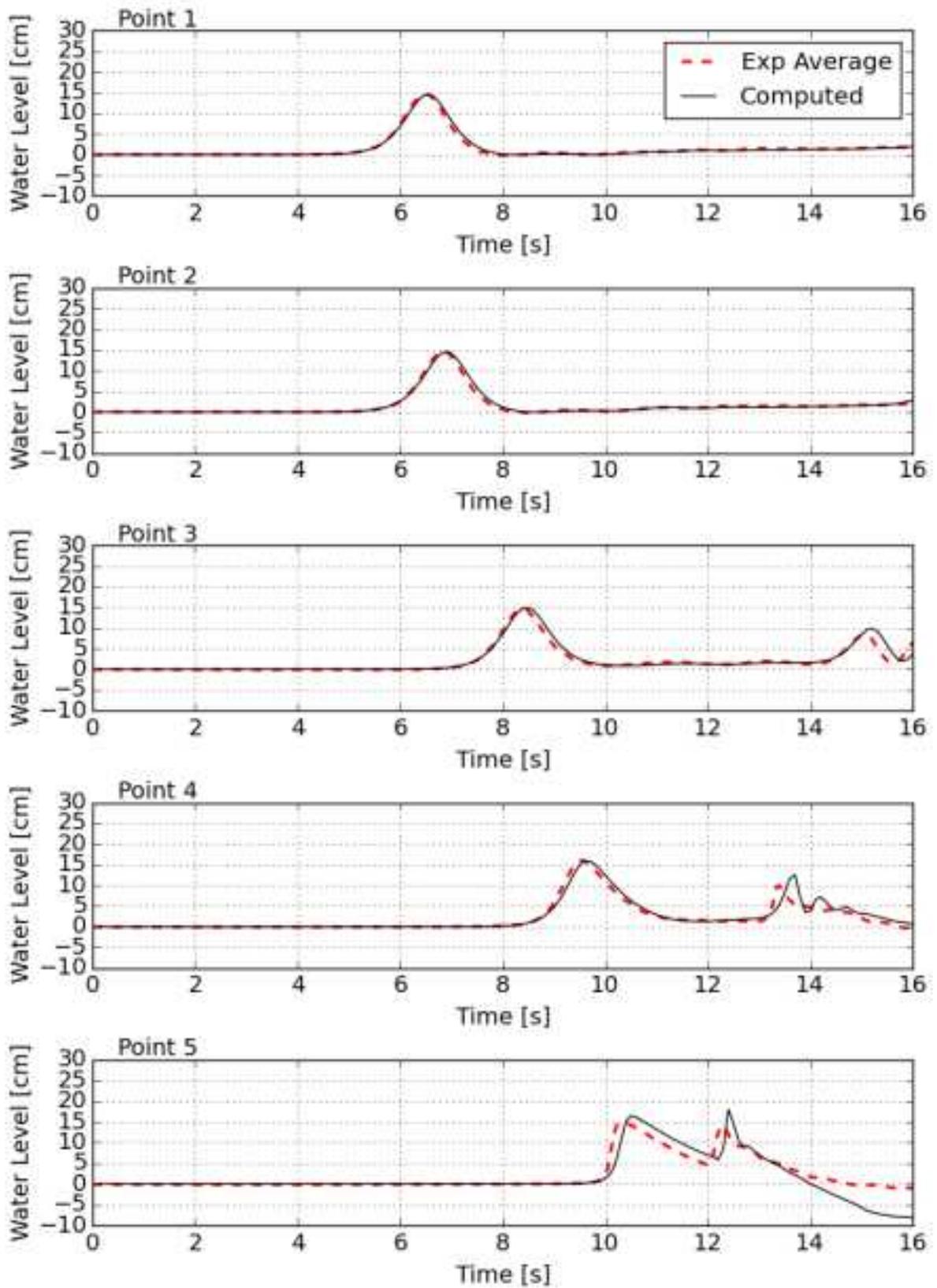


図-3. 2. 2(3)-34 SL_h60_x60_w15 : 水位時系列の比較

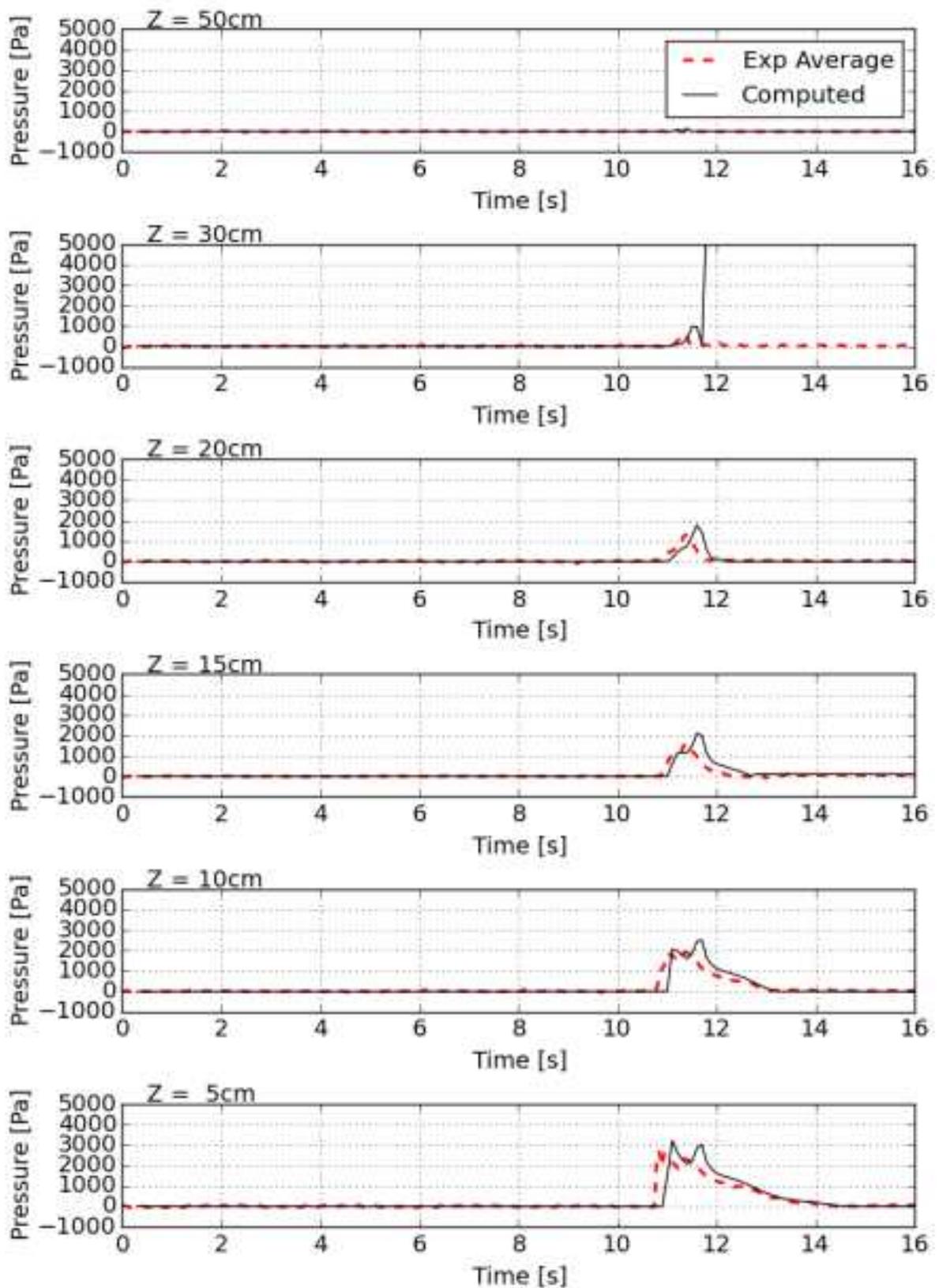


図-3. 2. 2(3)-35 SL_h60_x60_w15 : 波圧時系列の比較

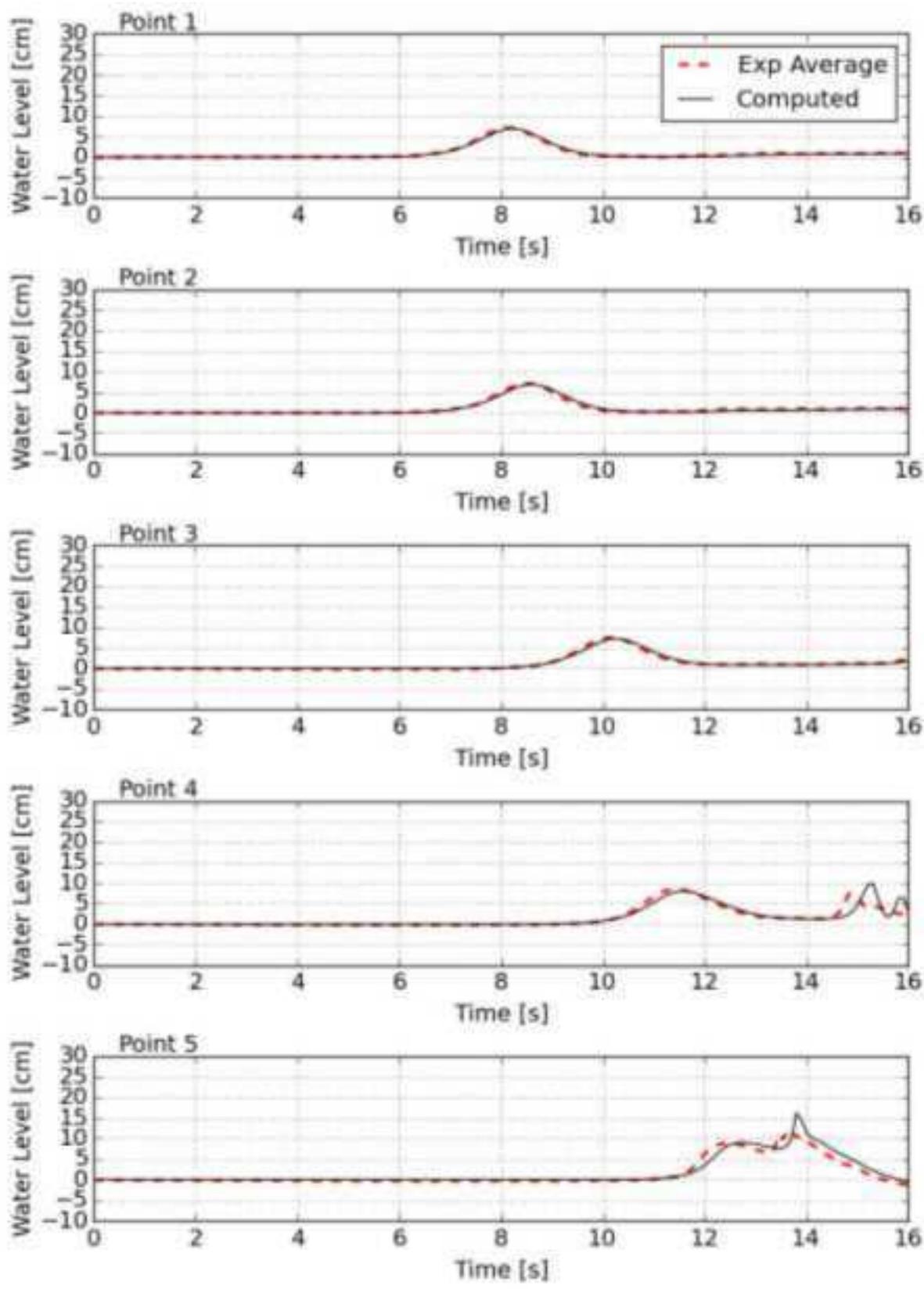


図-3. 2. 2(3)-36 SL_h100_x0_w07 : 水位時系列の比較

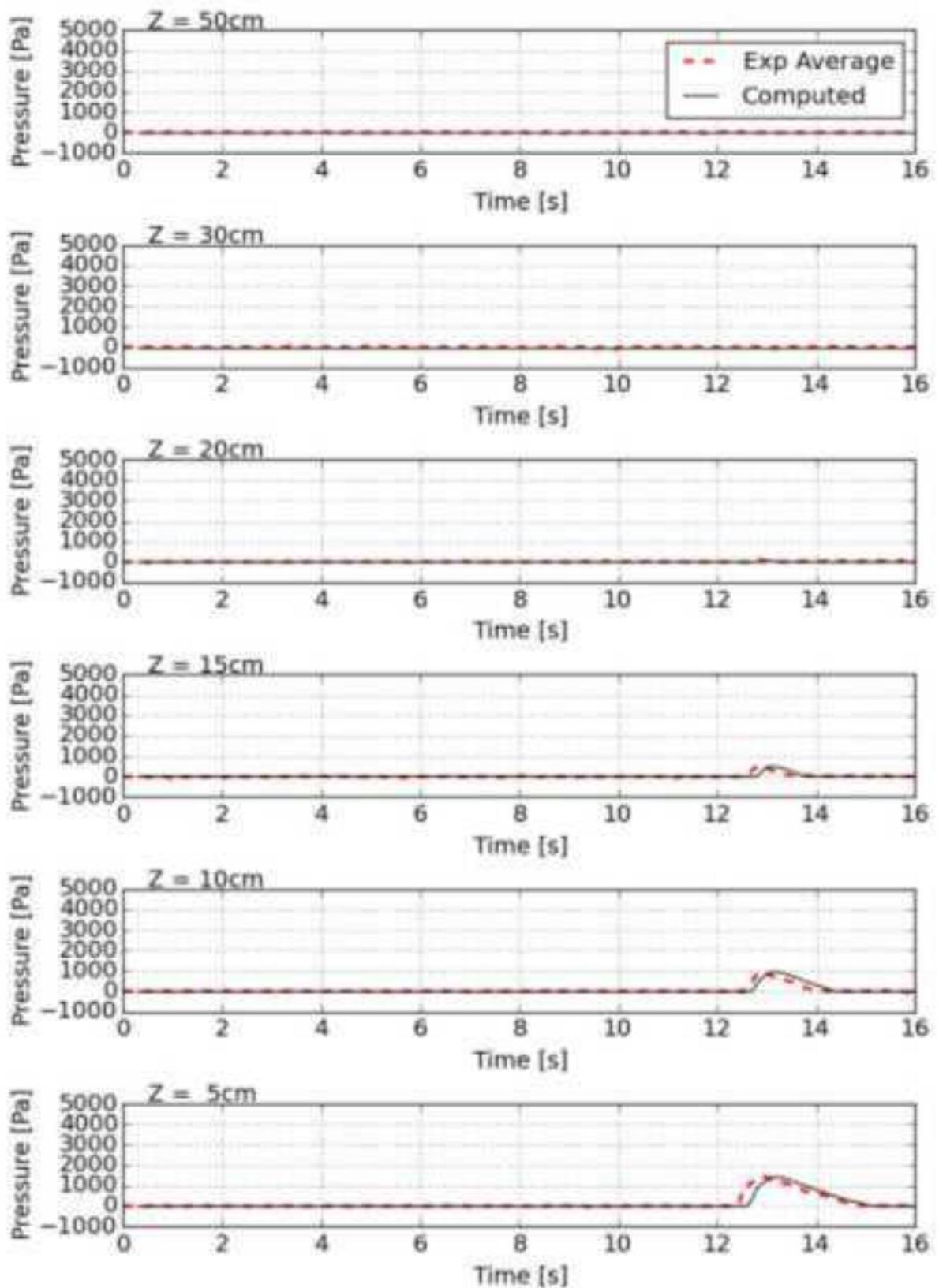


図-3. 2. 2(3)-37 SL_h100_x0_w07 : 波圧時系列の比較

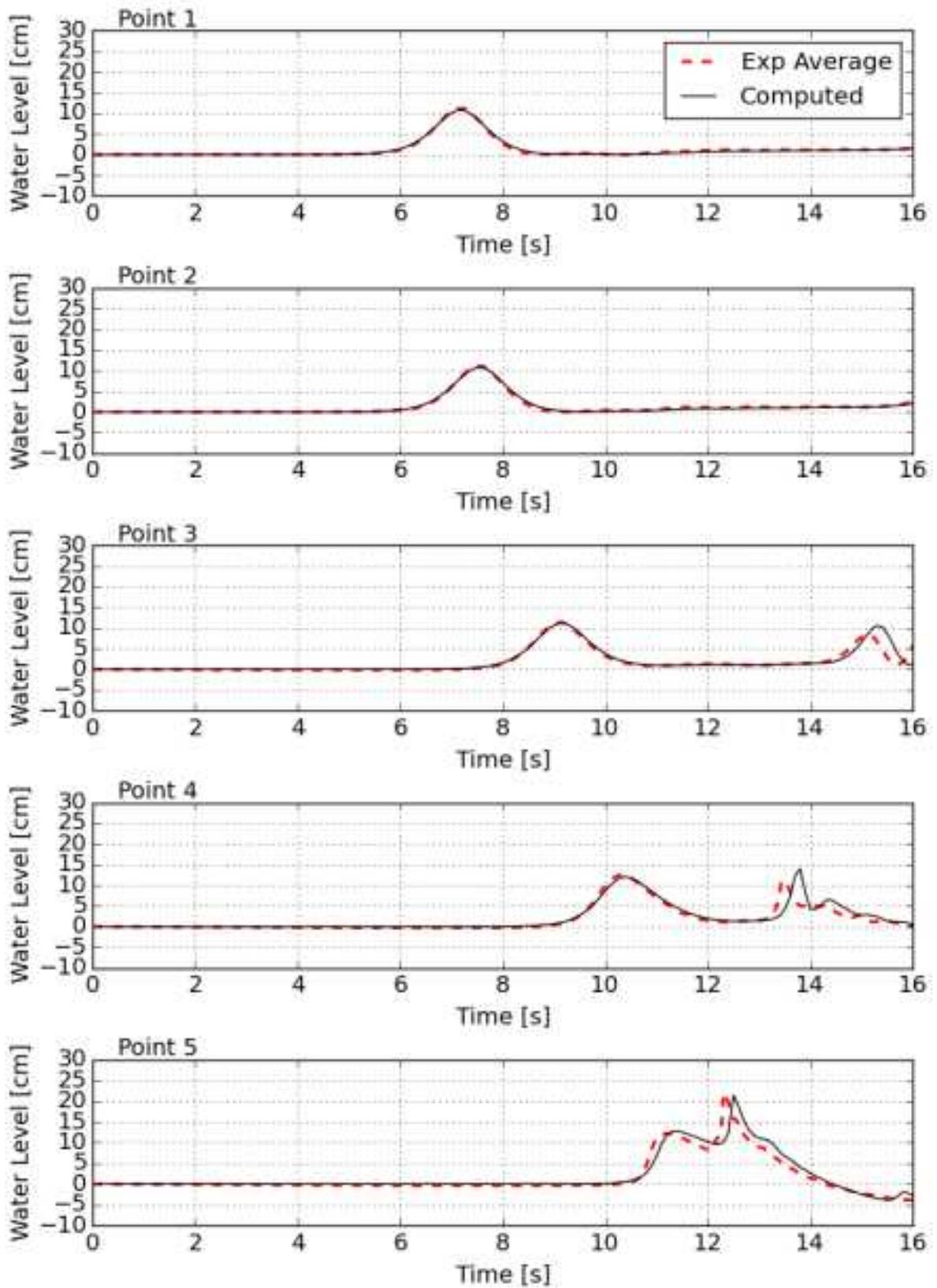


図-3. 2. 2(3)-38 SL_h100_x0_w11 : 水位時系列の比較

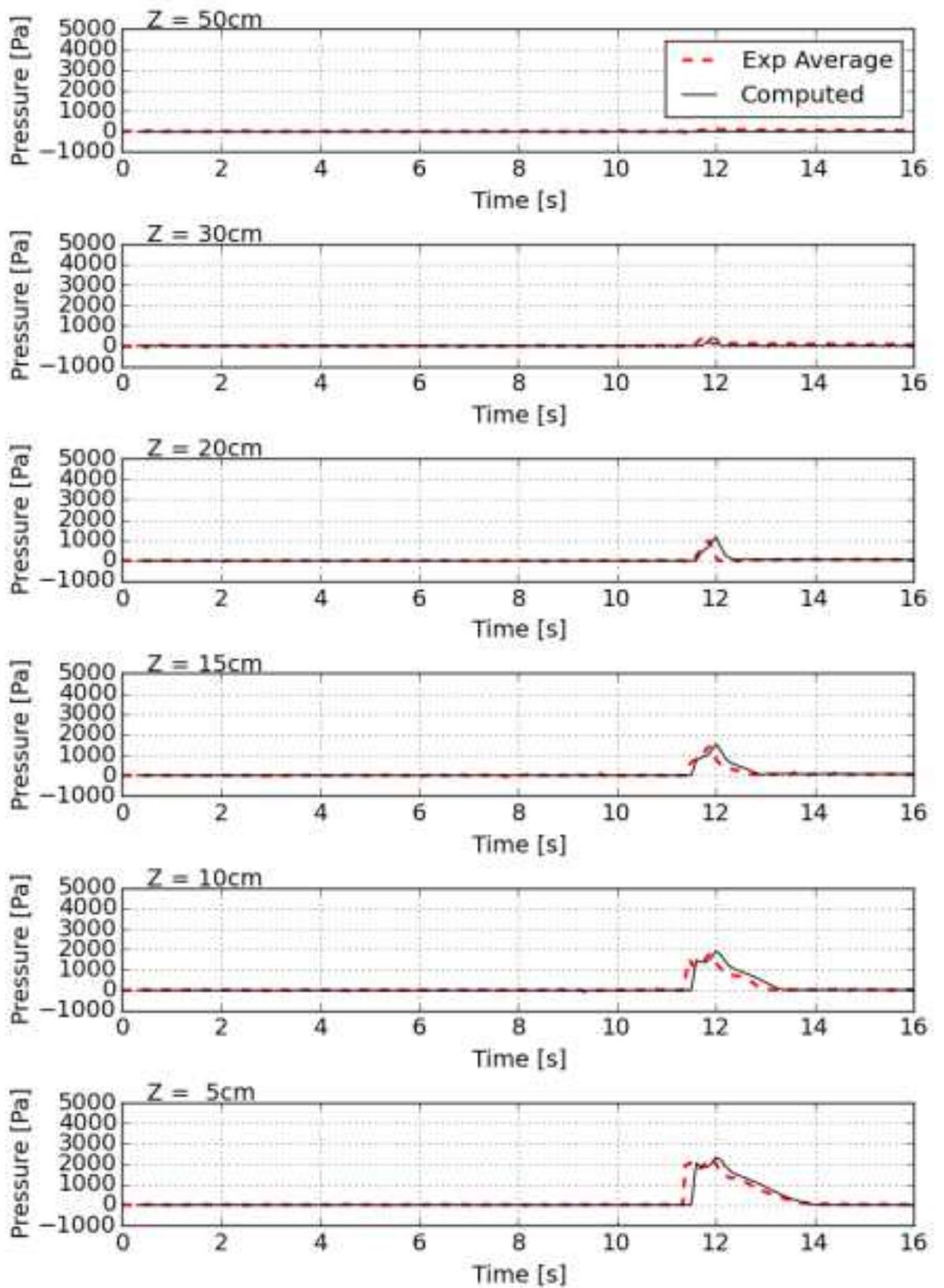


図-3. 2. 2 (3)-39 SL_h100_x0_w11 : 波圧時系列の比較

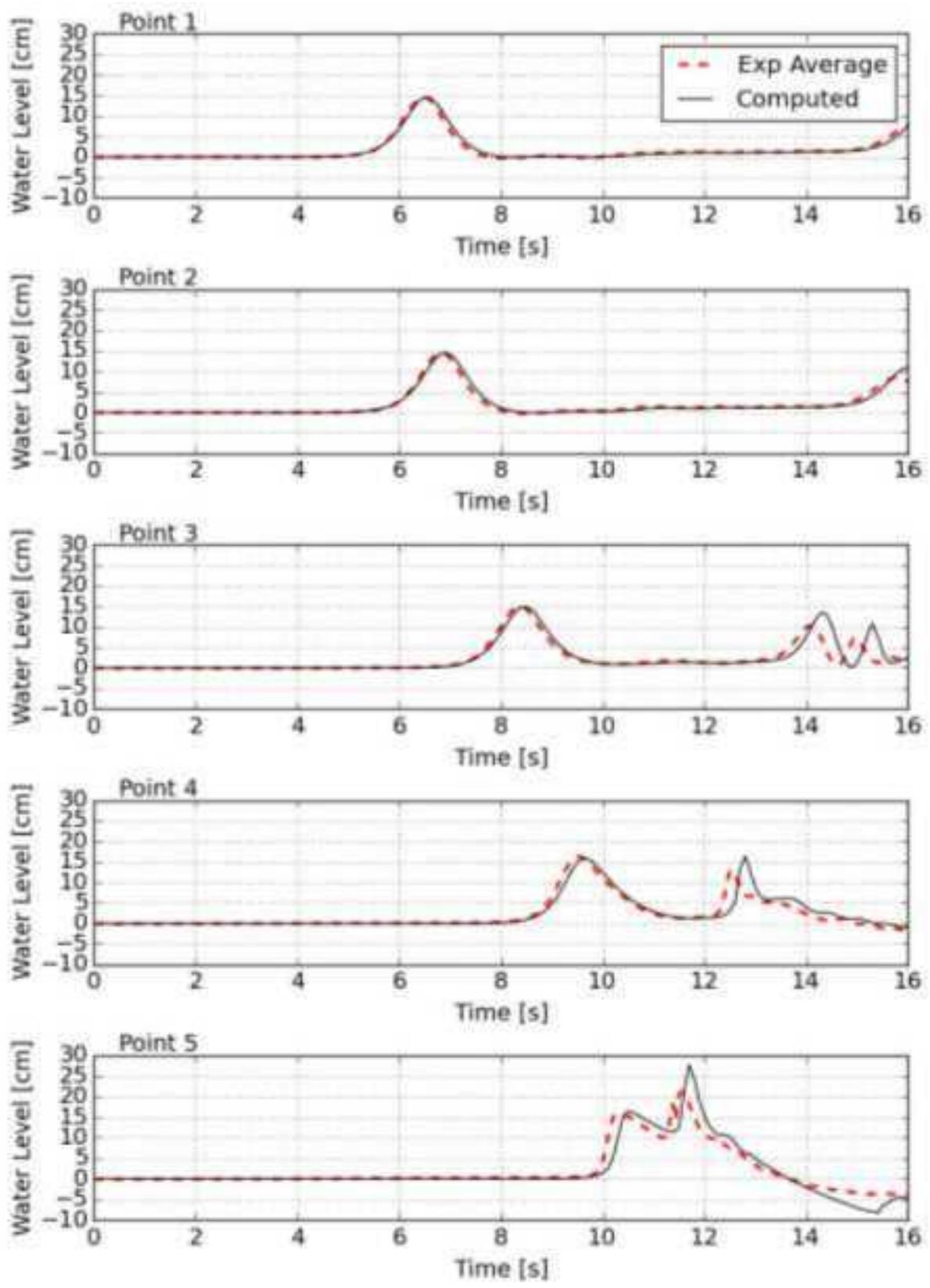


図-3. 2. 2(3)-40 SL_h100_x0_w15 : 水位時系列の比較

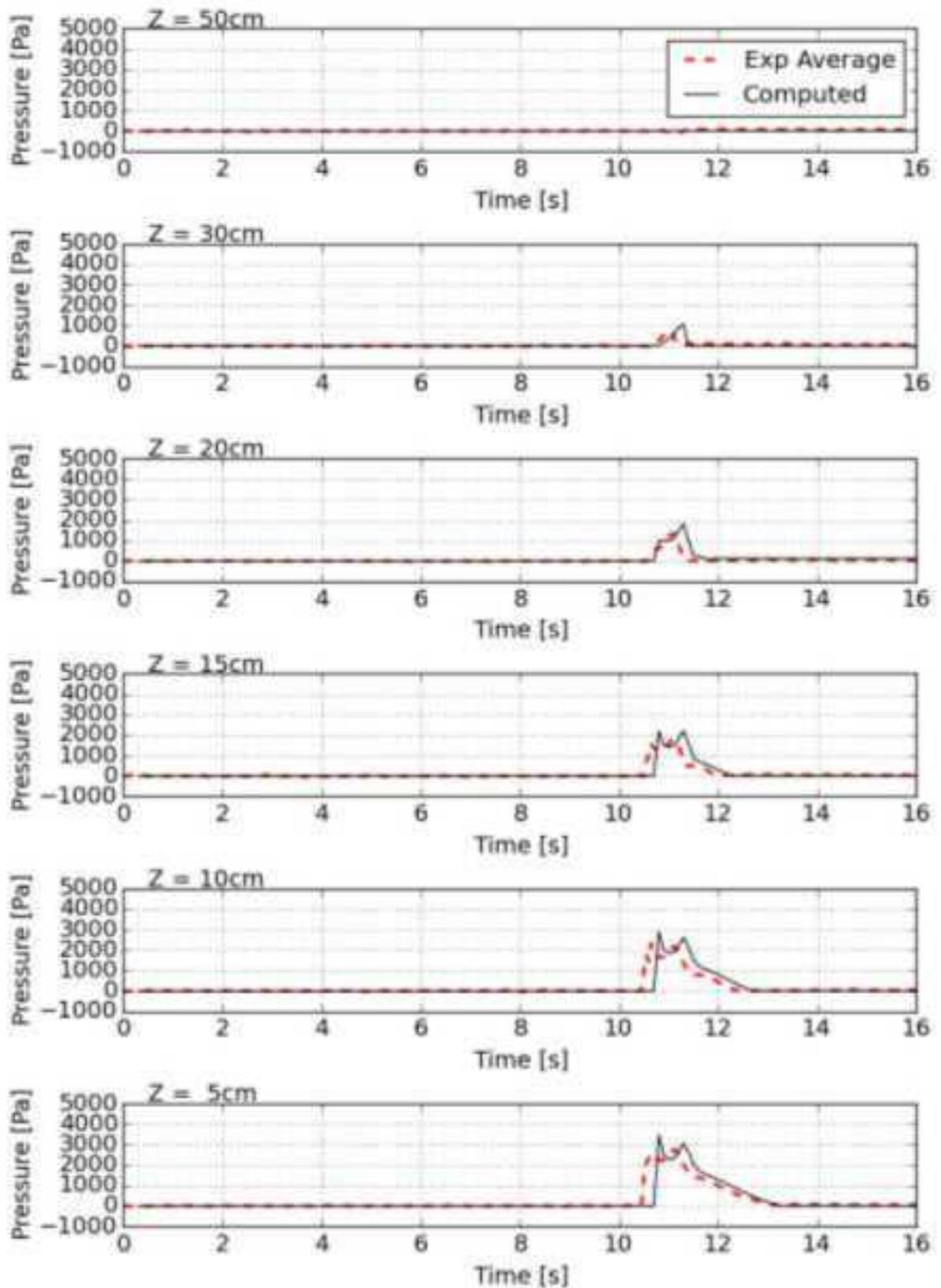


図-3. 2. 2(3)-41 SL_h100_x0_w15 : 波圧時系列の比較

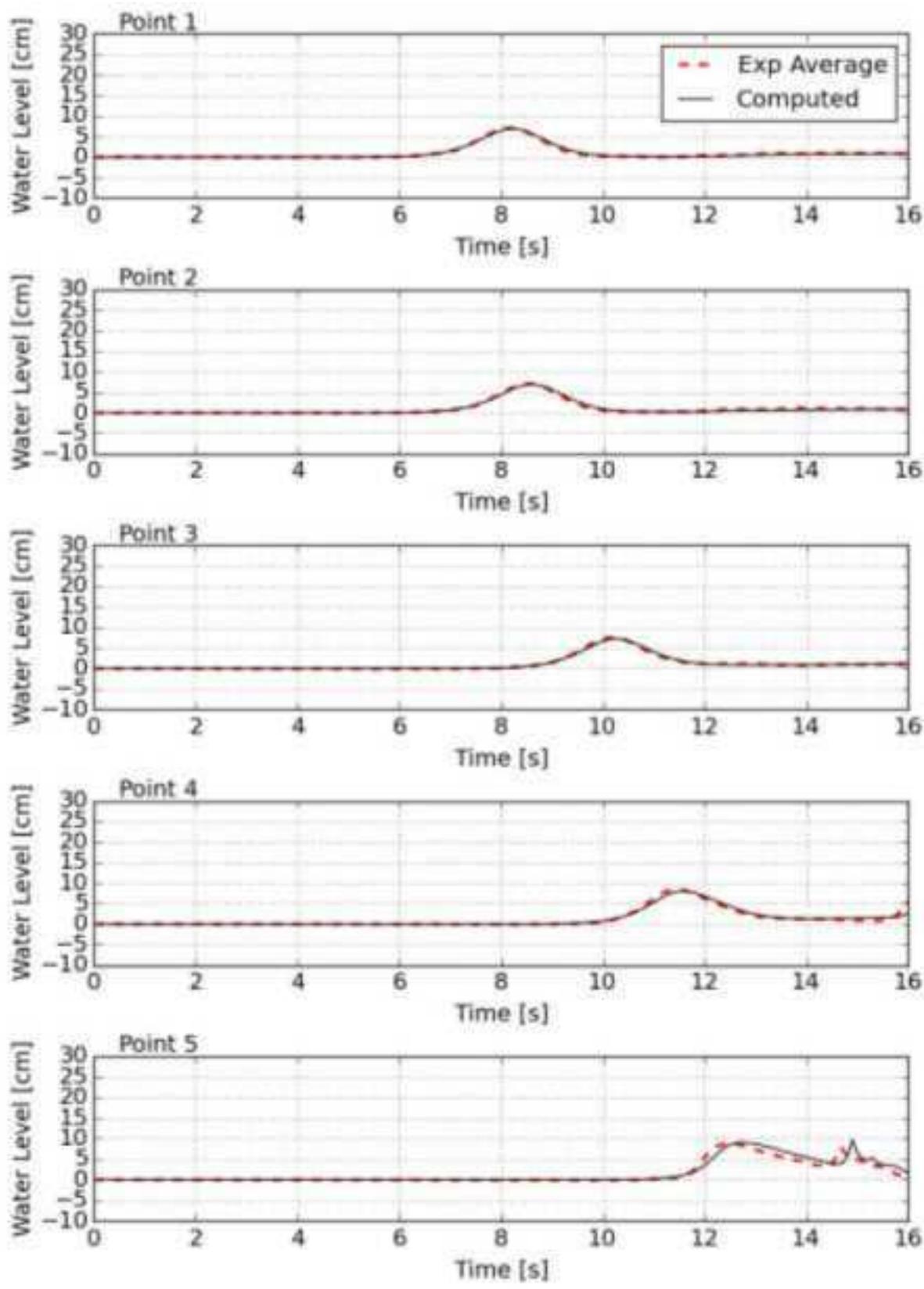


図-3. 2. 2(3)-42 SL_h100_x60_w07 : 水位時系列の比較

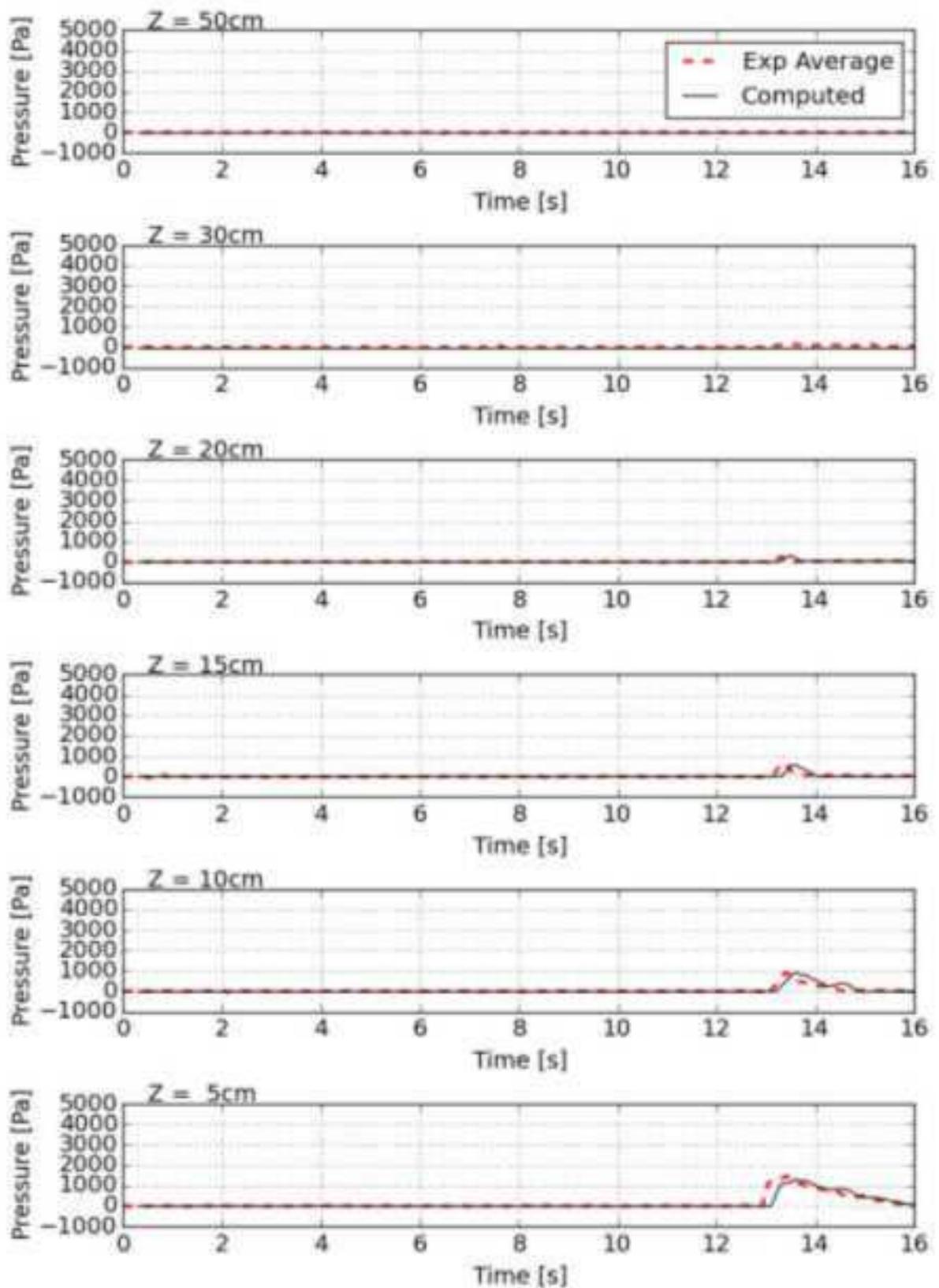


図-3.2.2(3)-43 SL_h100_x60_w07 : 波圧時系列の比較

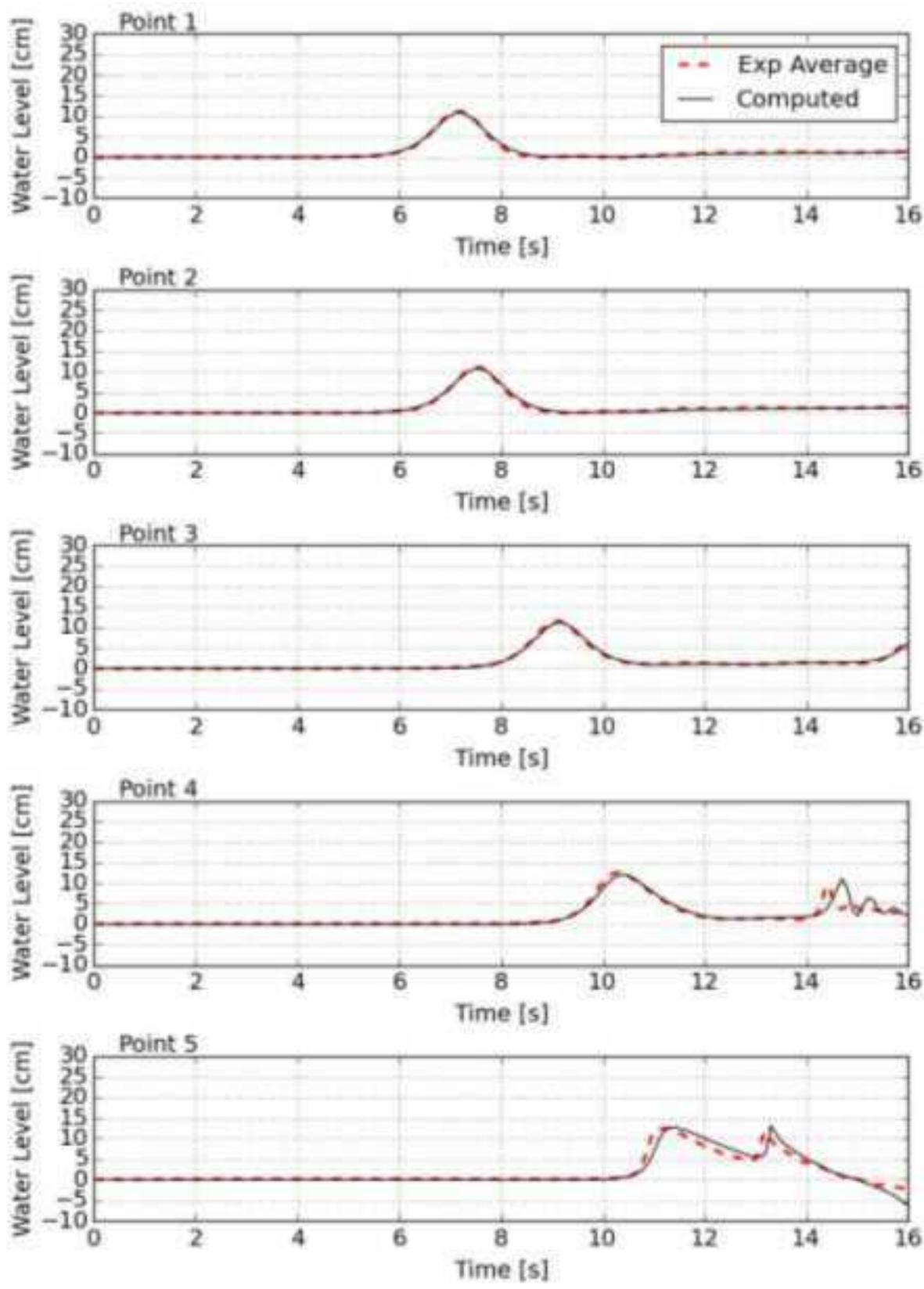


図-3. 2. 2(3)-44 SL_h100_x60_w11 : 水位時系列の比較

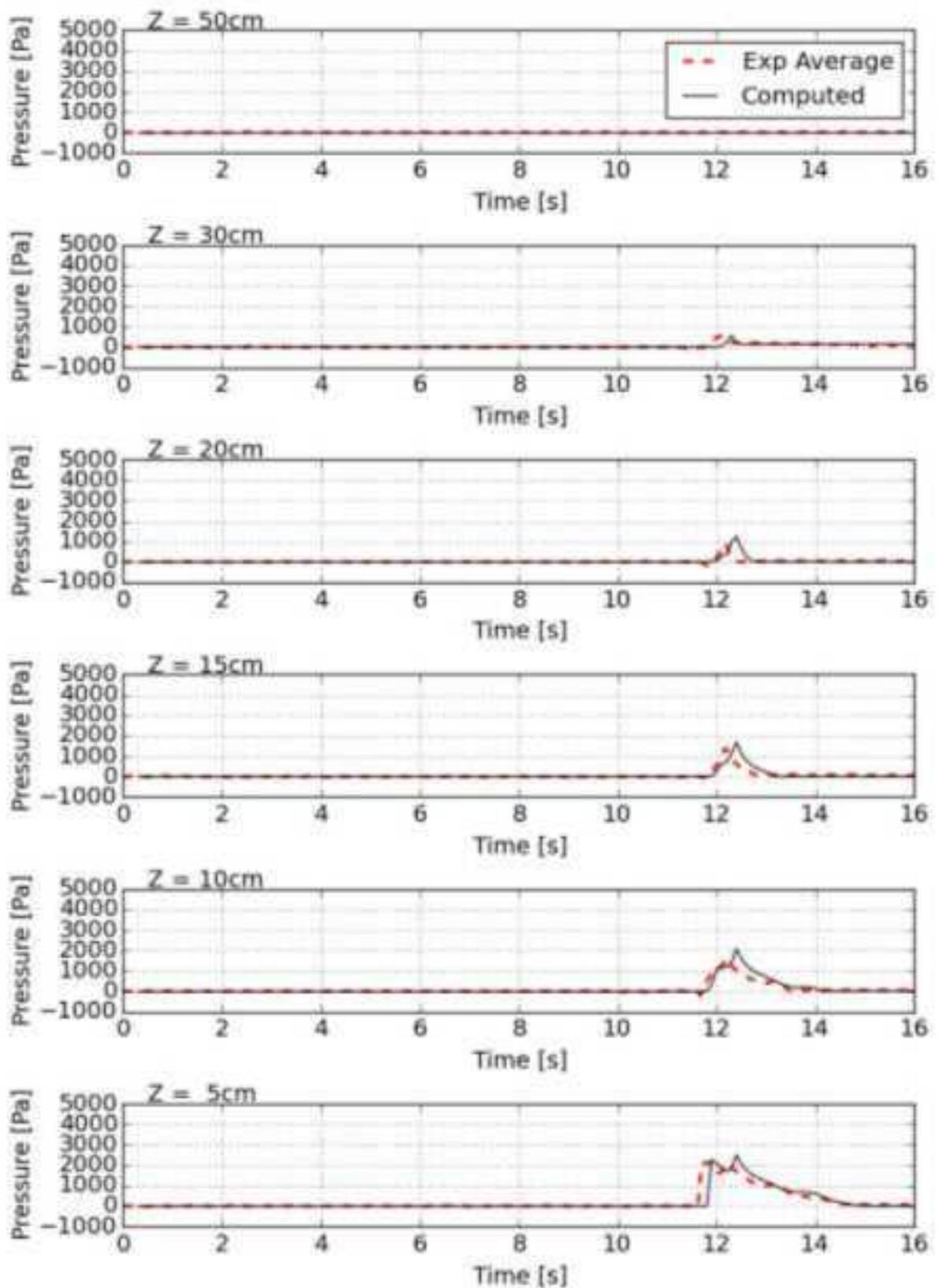


図-3.2.2(3)-45 SL_h100_x60_w11 : 波圧時系列の比較

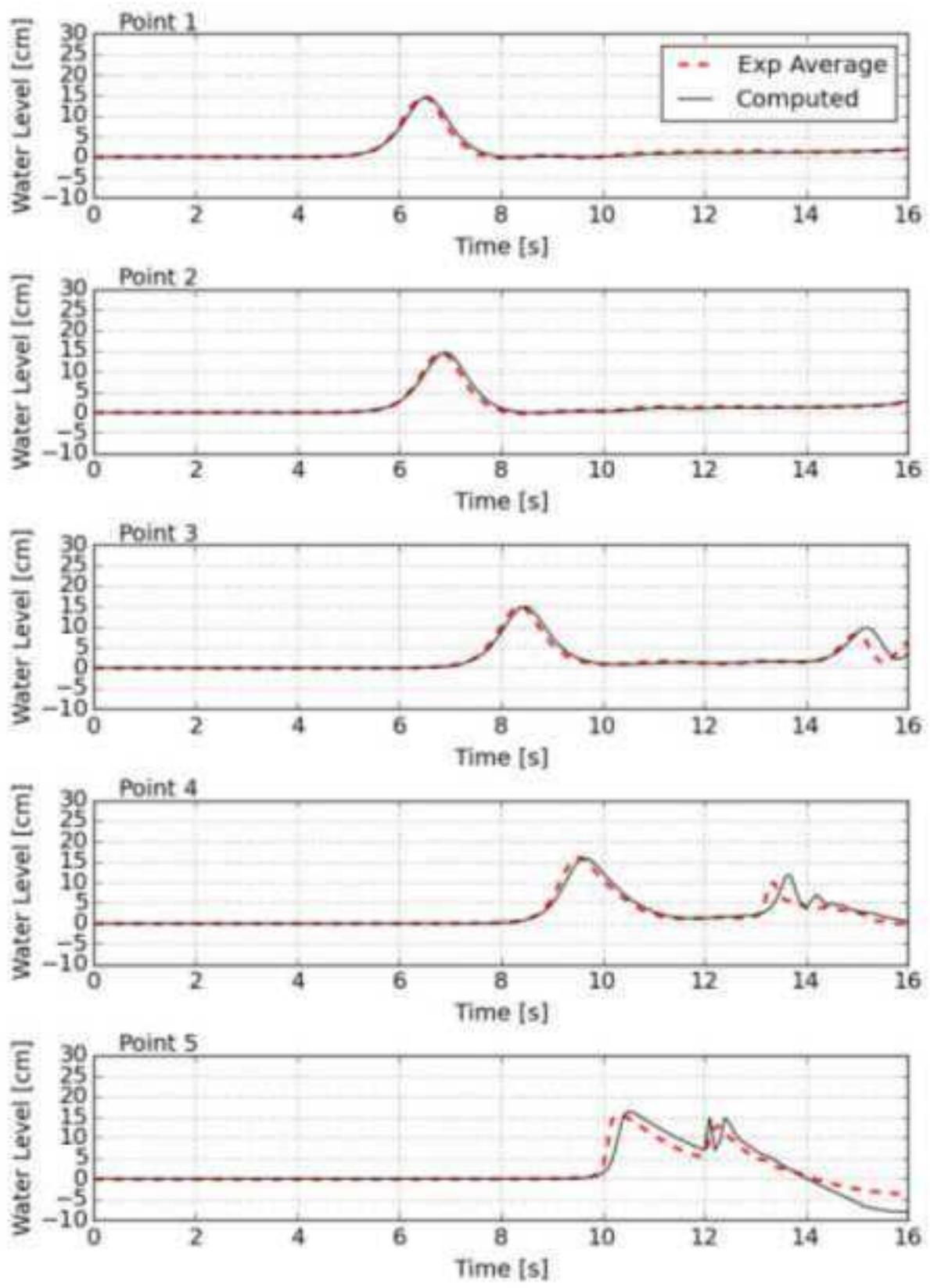


図-3. 2. 2(3)-46 SL_h100_x60_w15 : 水位時系列の比較

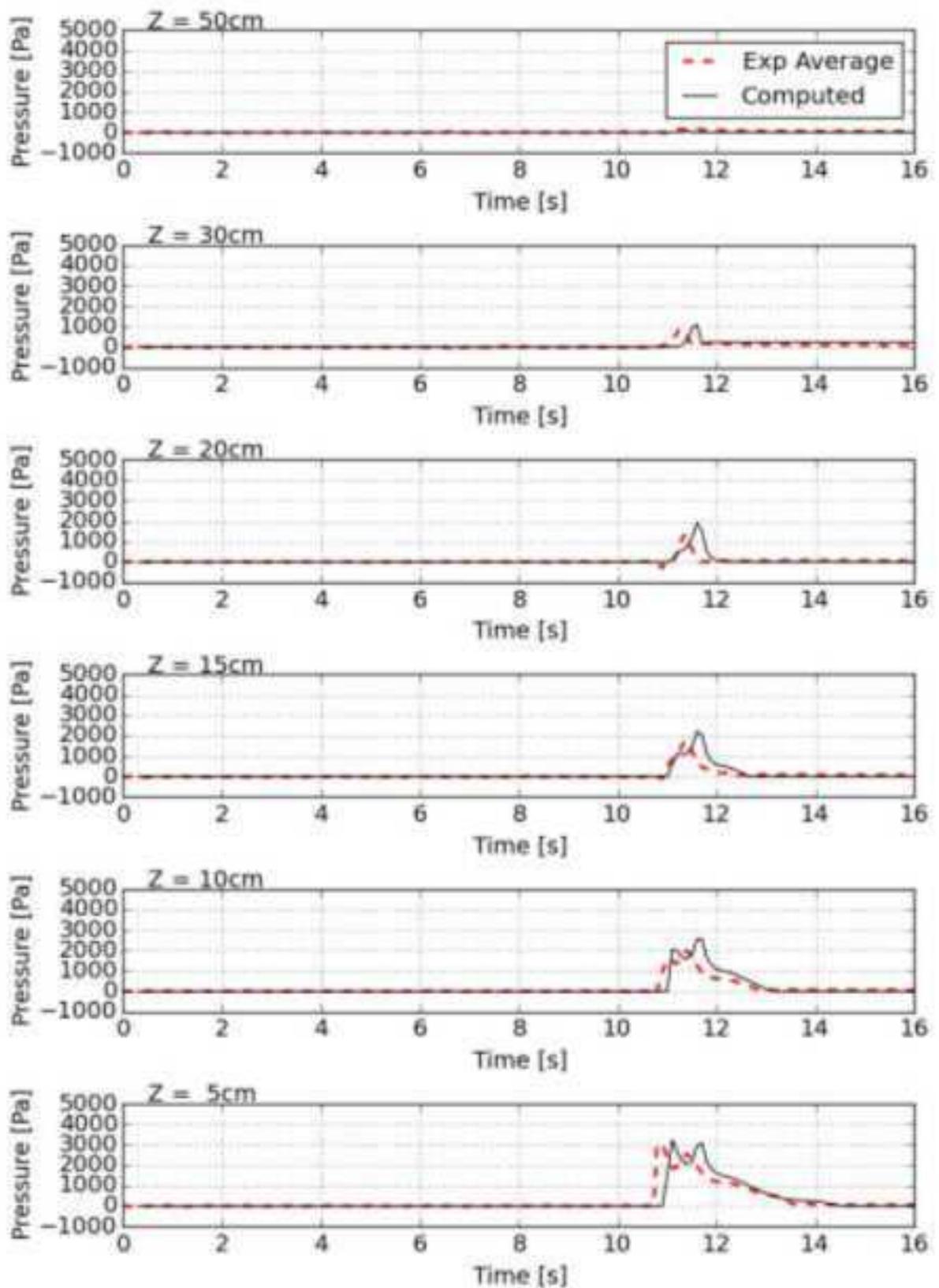


図-3.2.2(3)-47 SL_h100_x60_w15 : 波圧時系列の比較

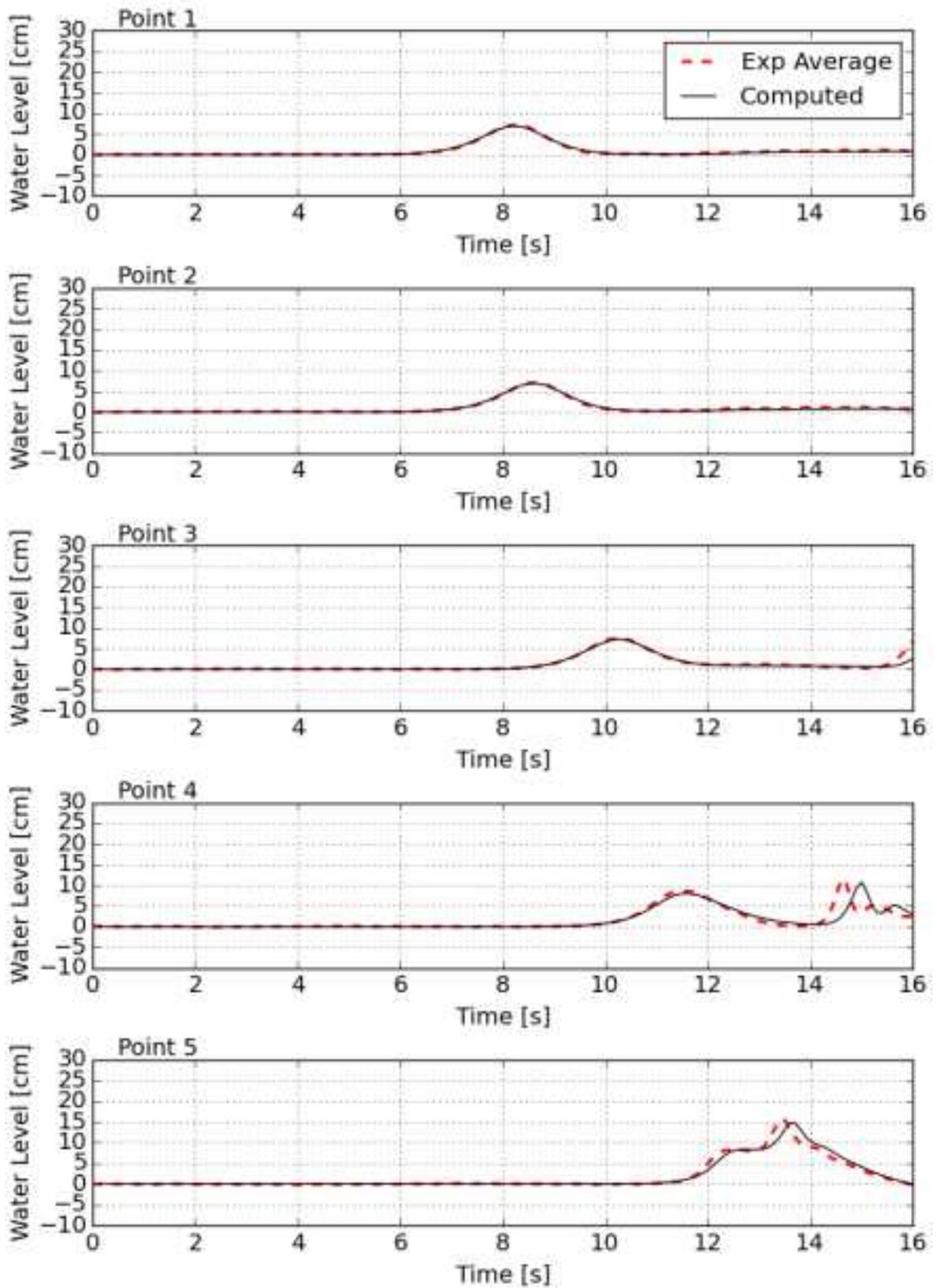


図-3.2.2(3)-48 VR_h60_x0_w07 : 水位時系列の比較

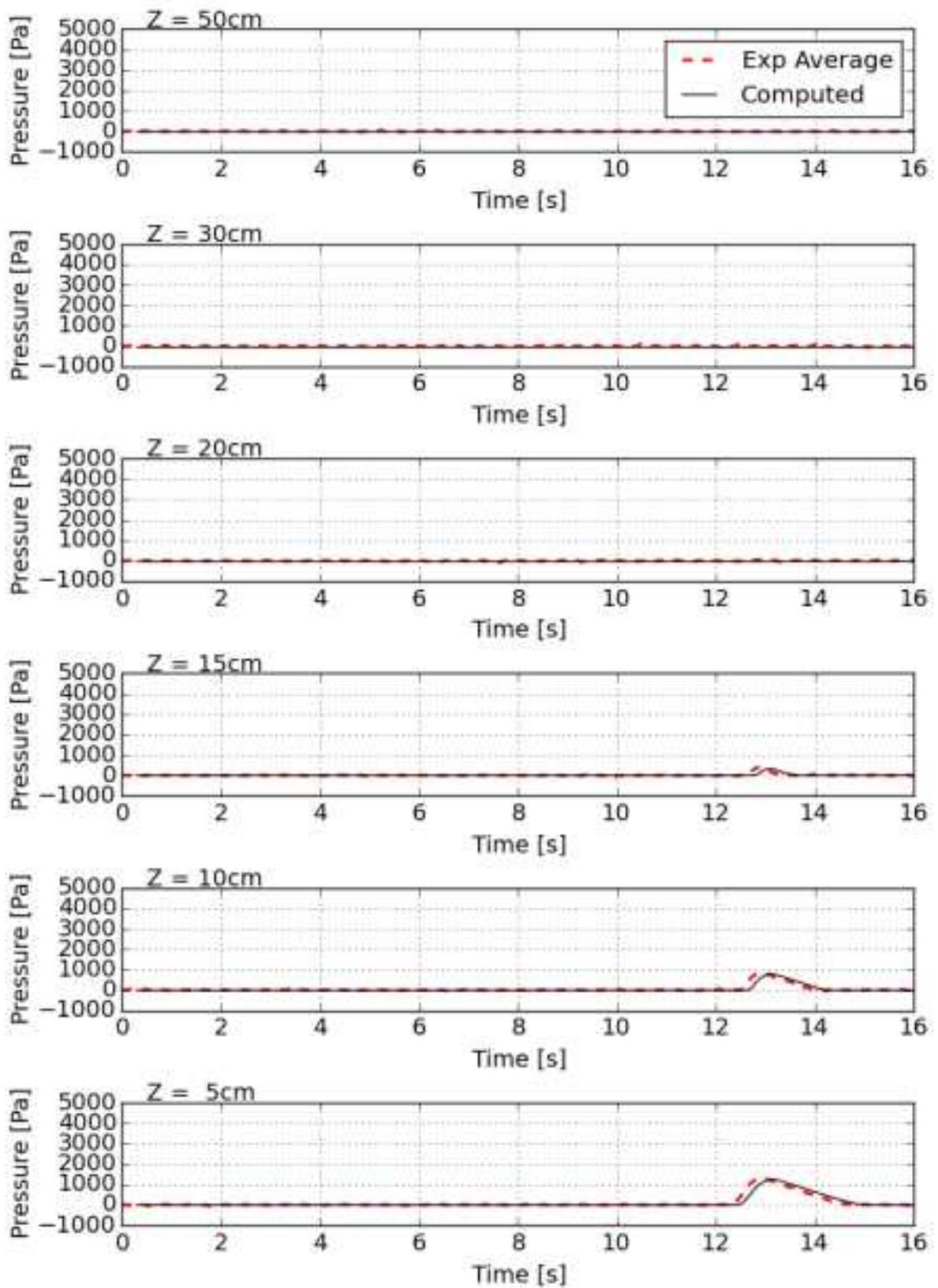


図-3. 2. 2(3)-49 VR_h60_x0_w07 : 波圧時系列の比較

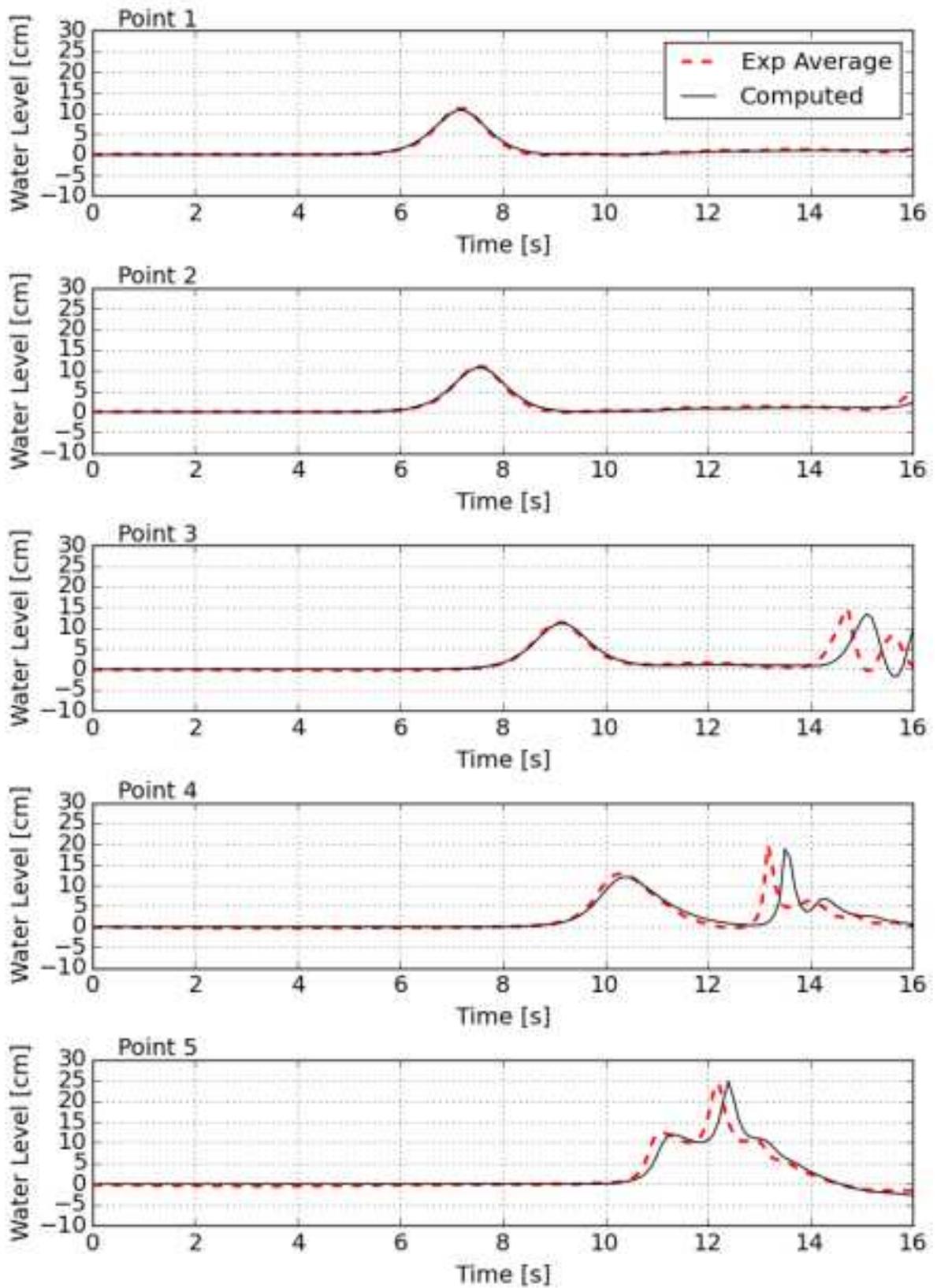


図-3. 2. 2(3)-50 VR_h60_x0_w11 : 水位時系列の比較

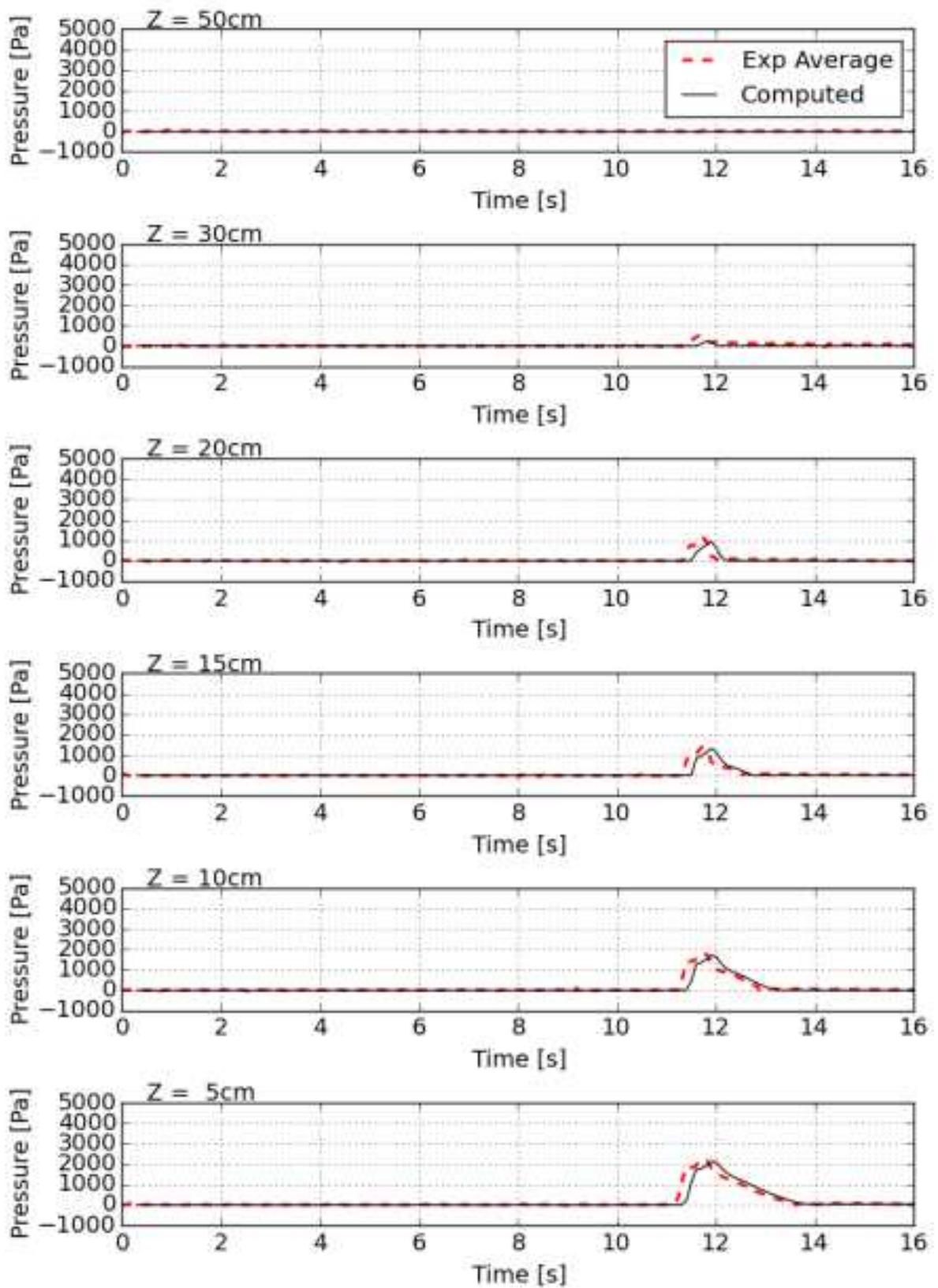


図-3. 2. 2(3)-51 VR_h60_x0_w11 : 波圧時系列の比較

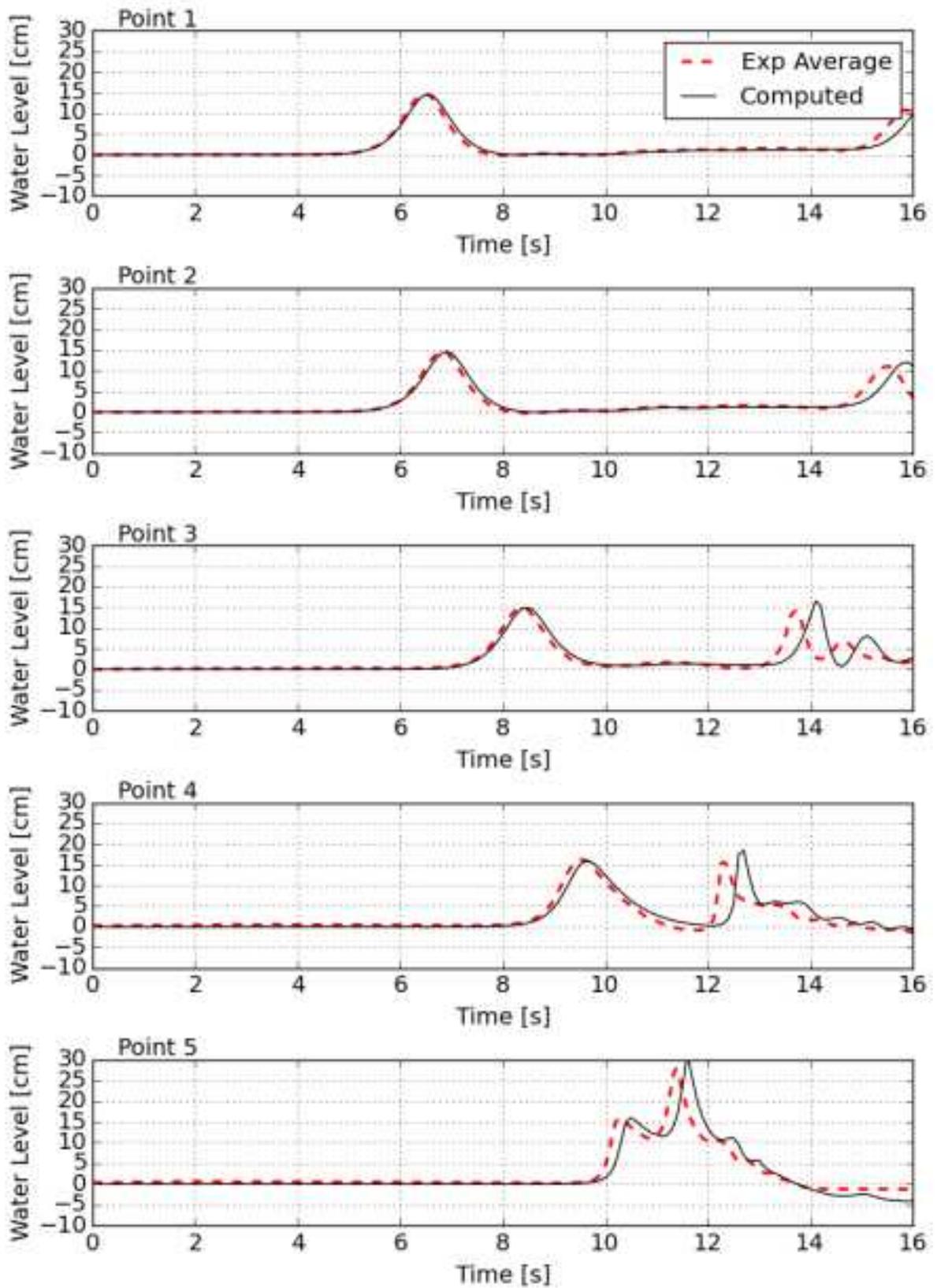


図-3. 2. 2(3)-52 VR_h60_x0_w15 : 水位時系列の比較

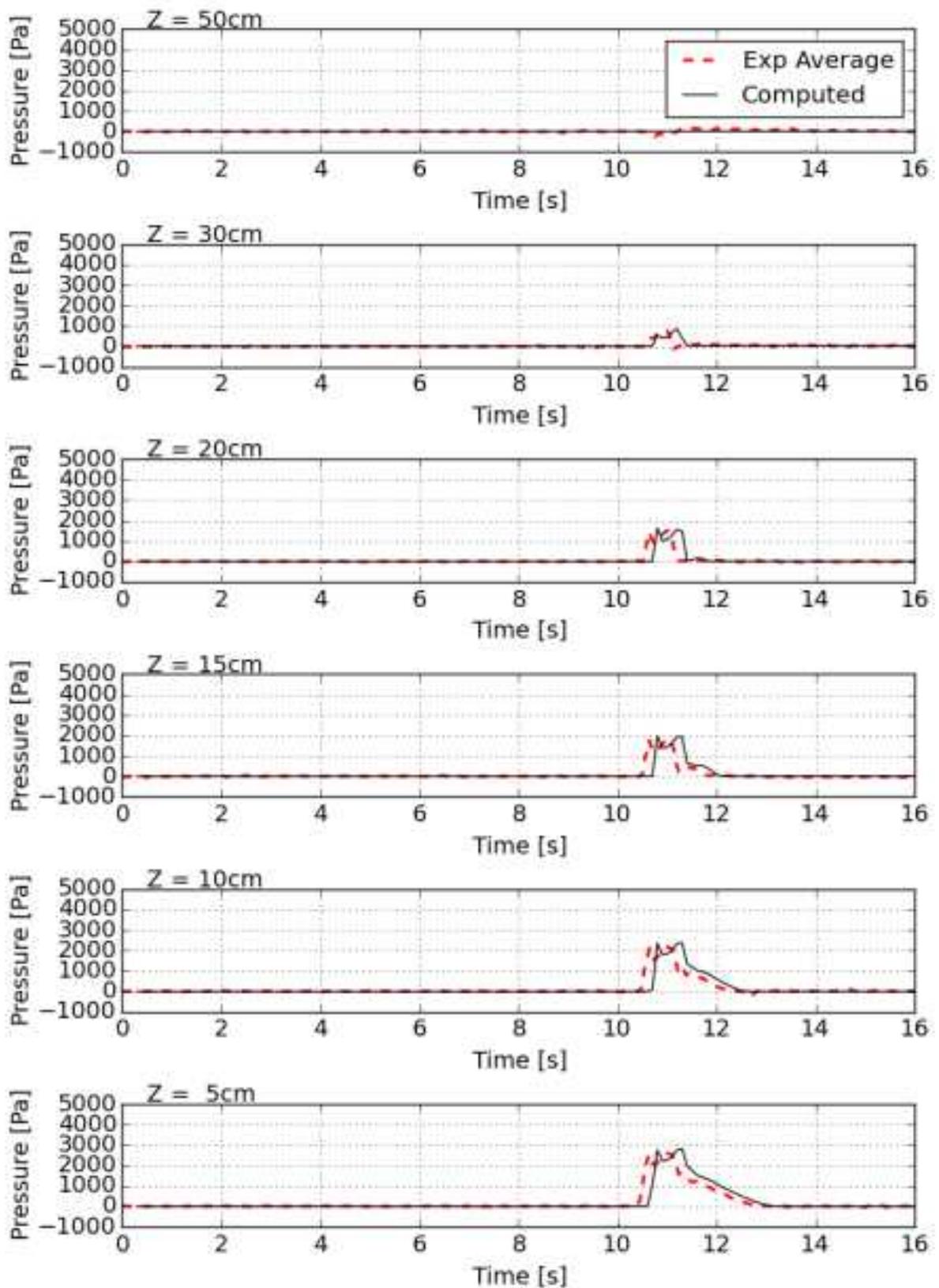


図-3. 2. 2(3)-53 VR_h60_x0_w15 : 波圧時系列の比較

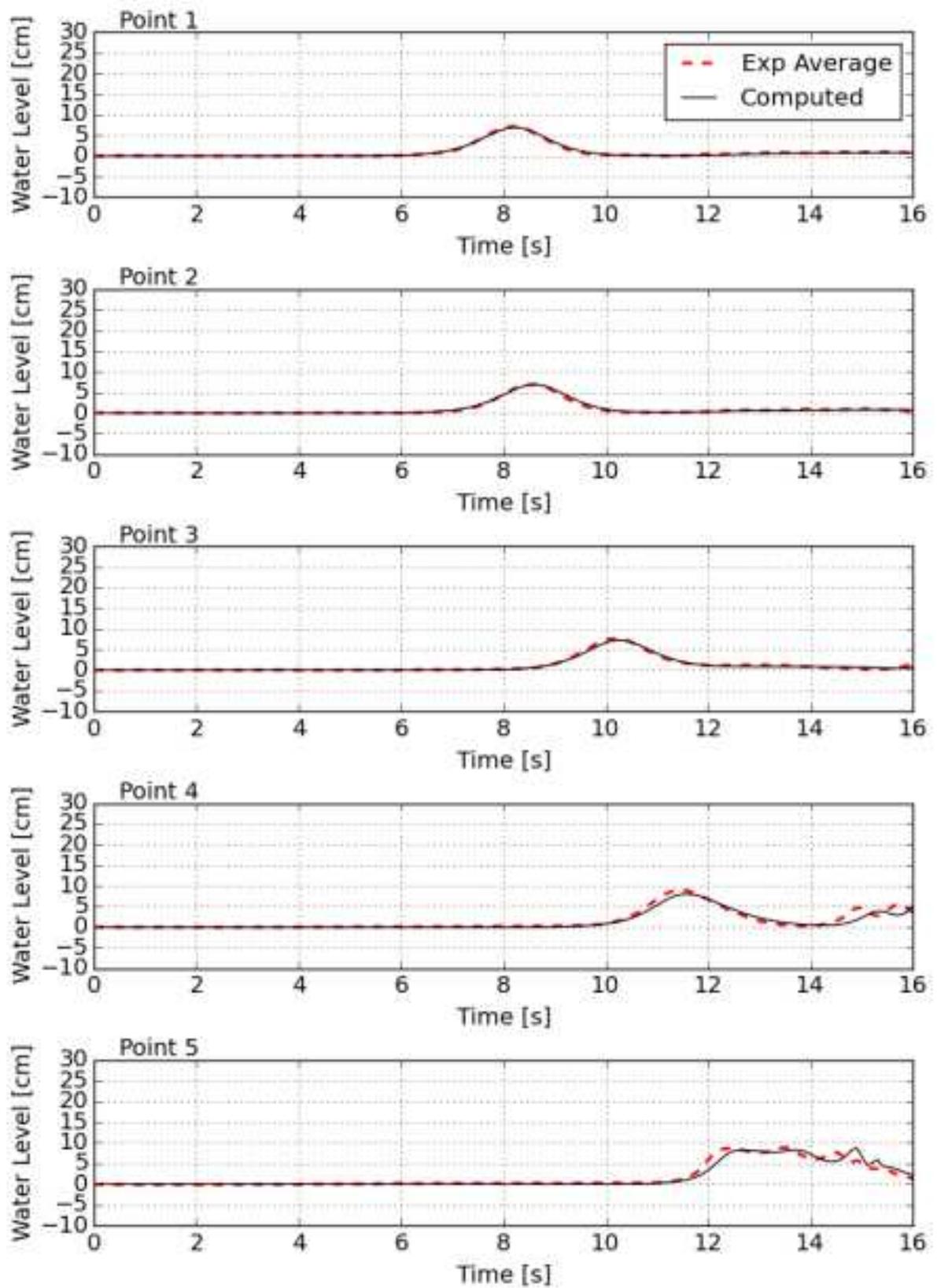


図-3. 2. 2(3)-54 VR_h60_x60_w07 : 水位時系列の比較

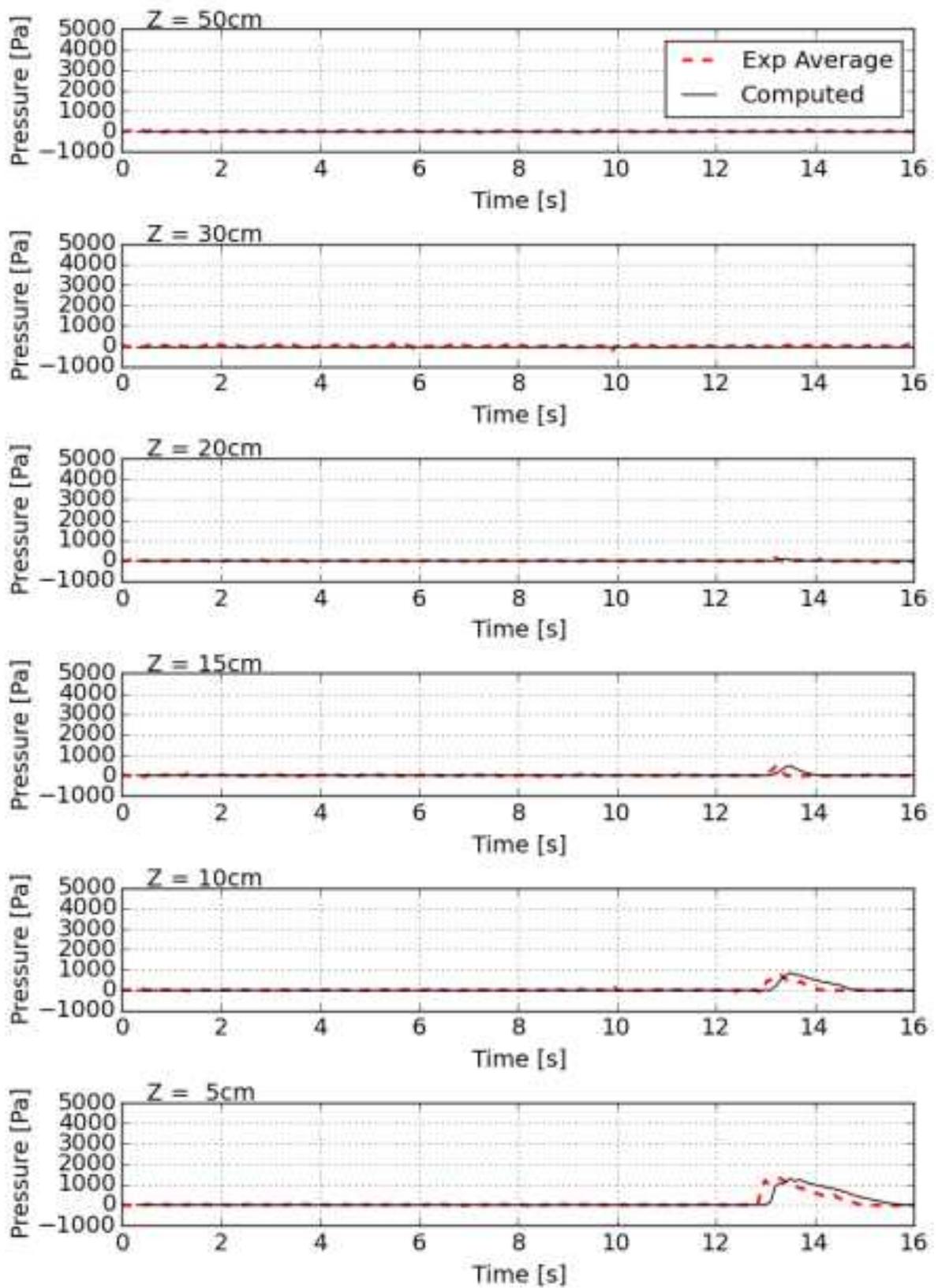


図-3. 2. 2(3)-55 VR_h60_x60_w07 : 波圧時系列の比較

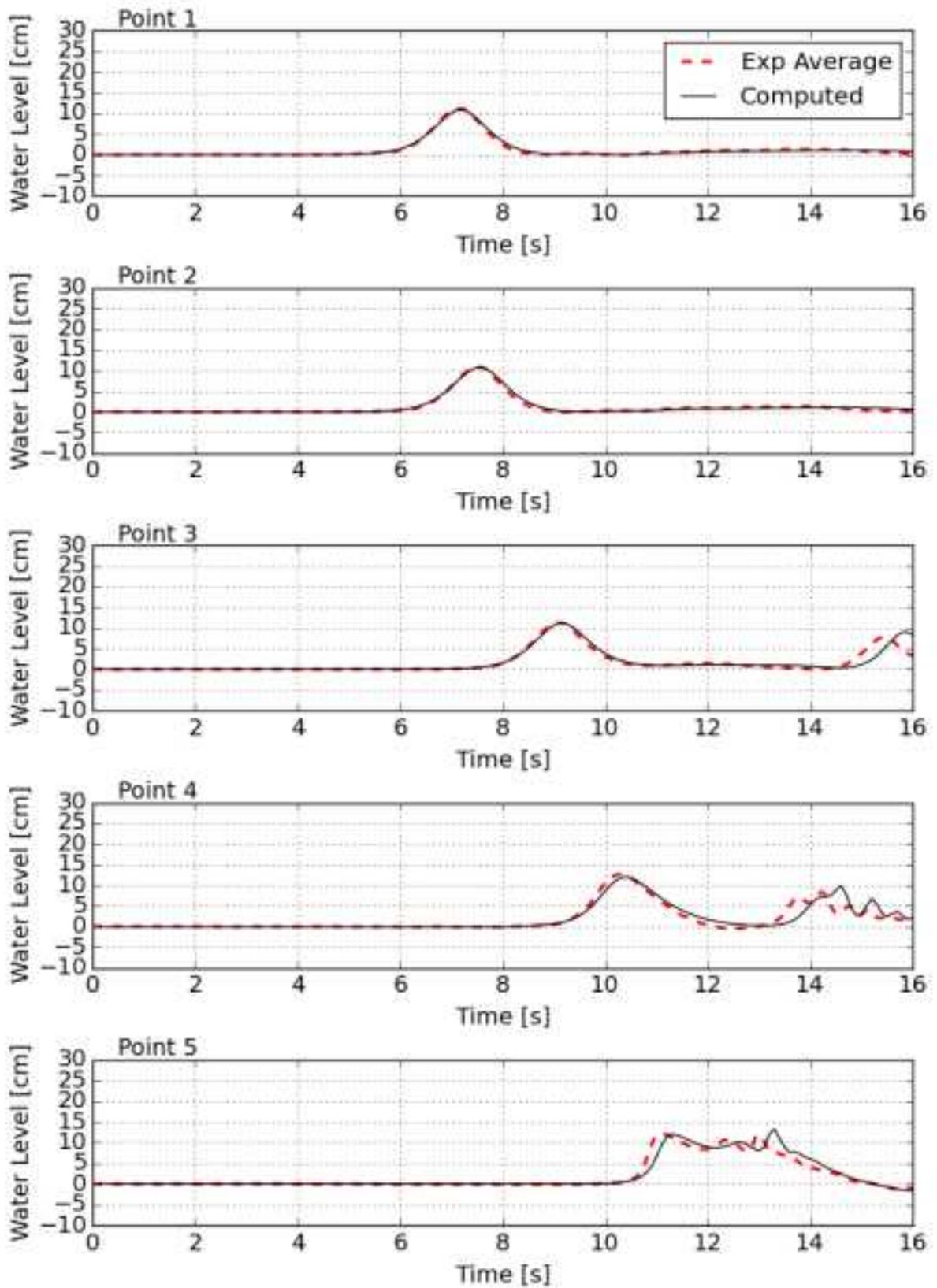


図-3. 2. 2(3)-56 VR_h60_x60_w11 : 水位時系列の比較

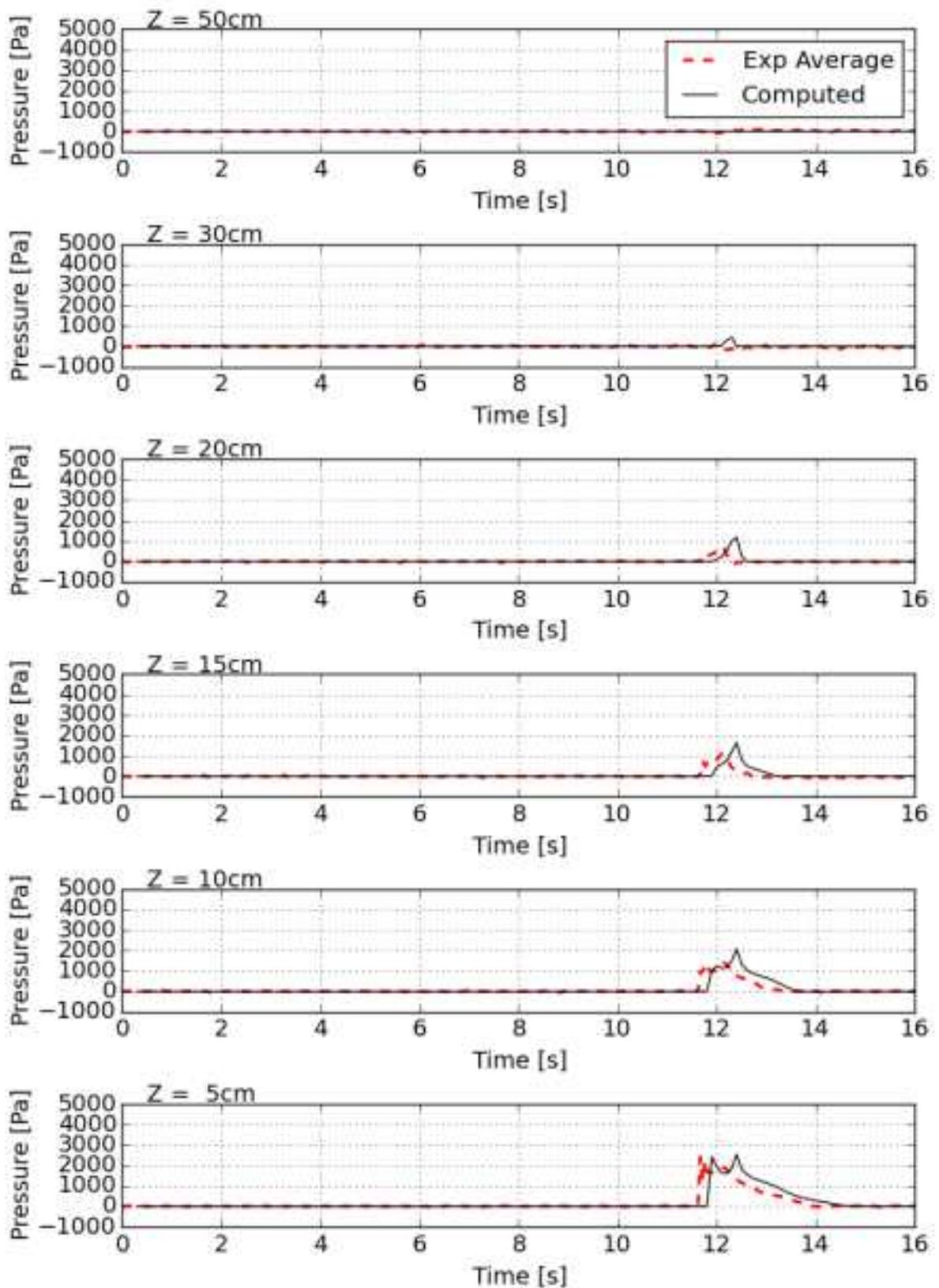


図-3. 2. 2(3)-57 VR_h60_x60_w11 : 波圧時系列の比較

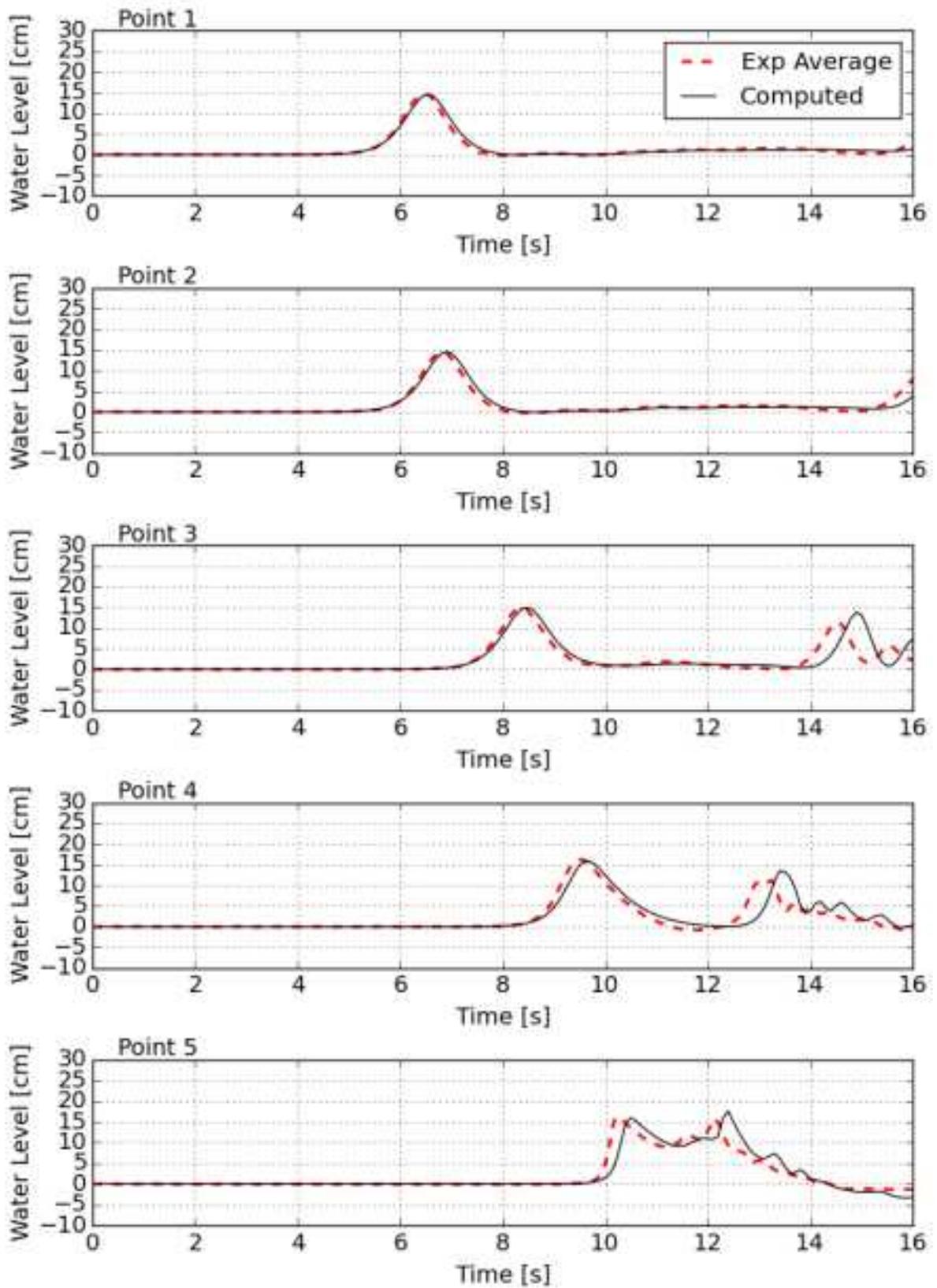


図-3. 2. 2(3)-58 VR_h60_x60_w15 : 水位時系列の比較

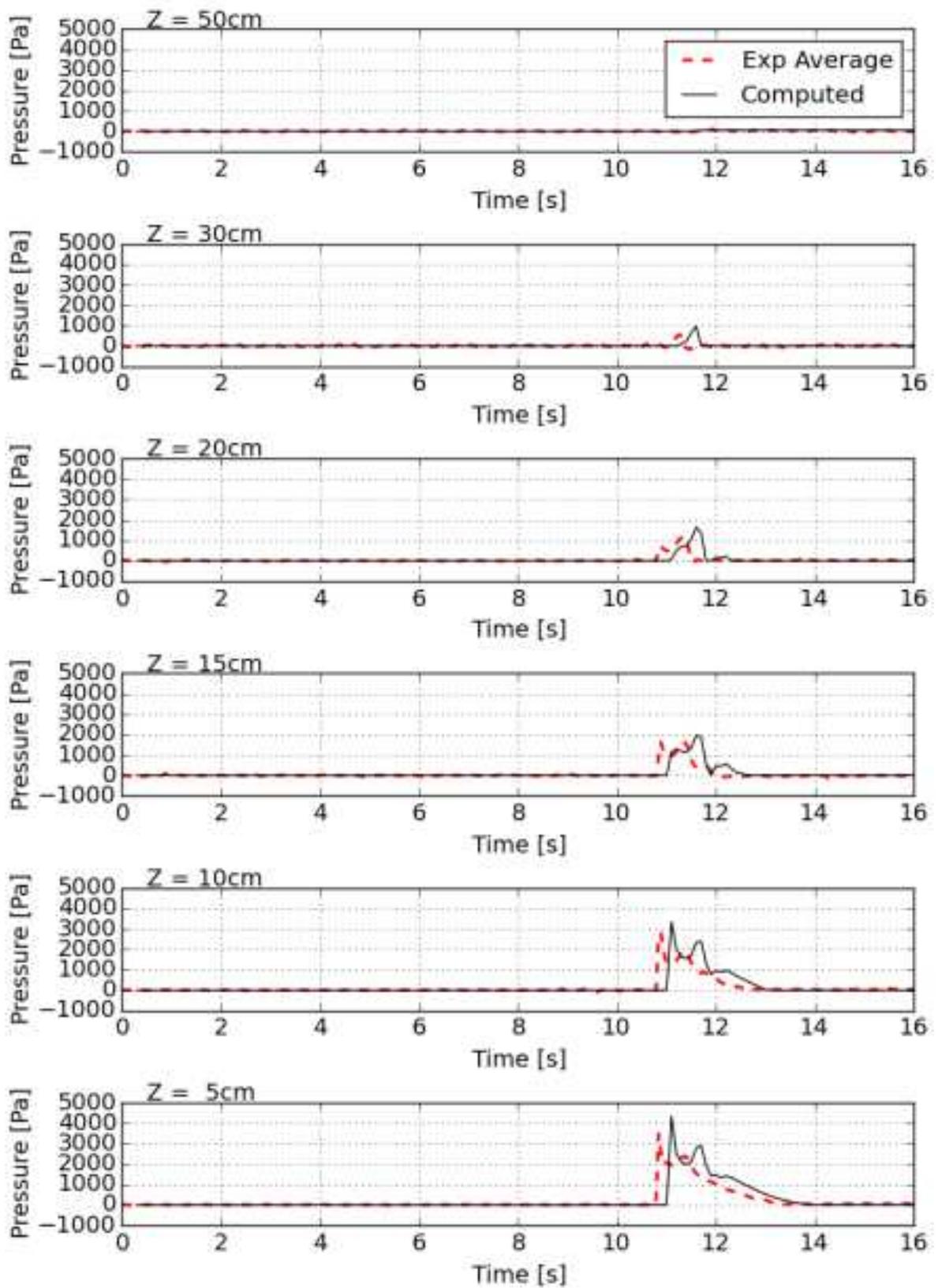


図-3. 2. 2(3)-59 VR_h60_x60_w15 : 波圧時系列の比較

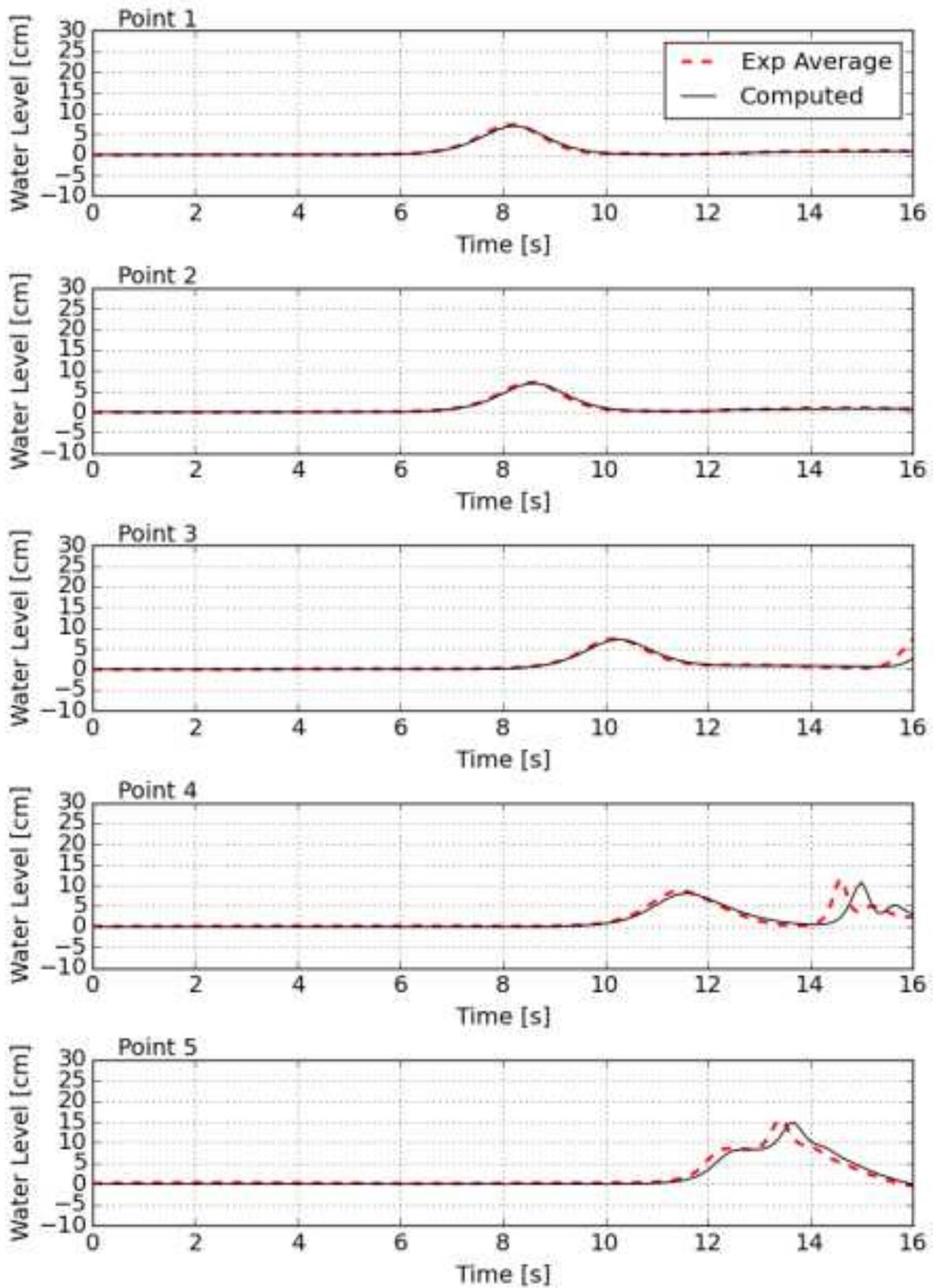


図-3. 2. 2(3)-60 VR_h100_x0_w07 : 水位時系列の比較

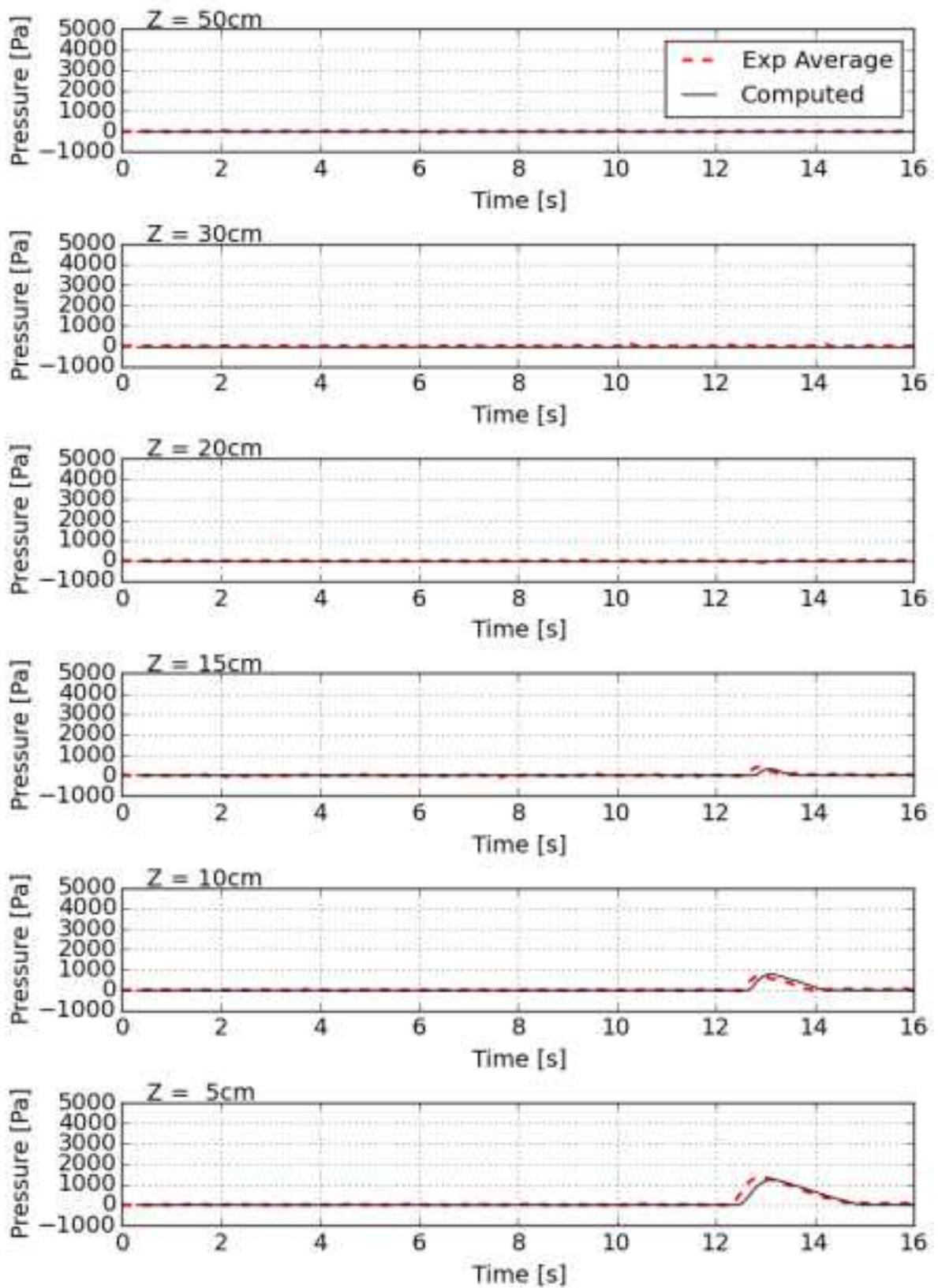


図-3. 2. 2(3)-61 VR_h100_x0_w07 : 波圧時系列の比較

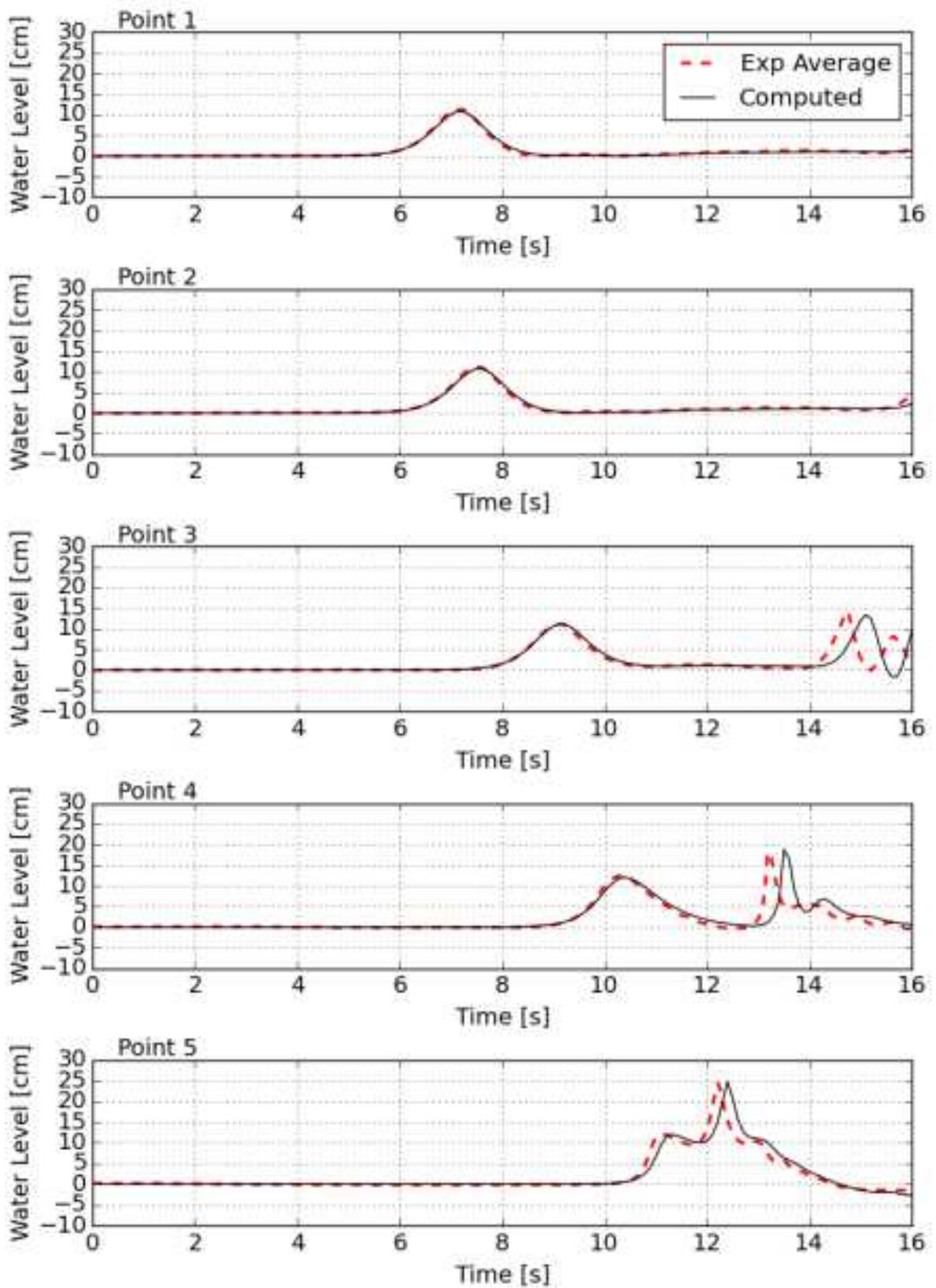


図-3. 2. 2(3)-62 VR_h100_x0_w11 : 水位時系列の比較

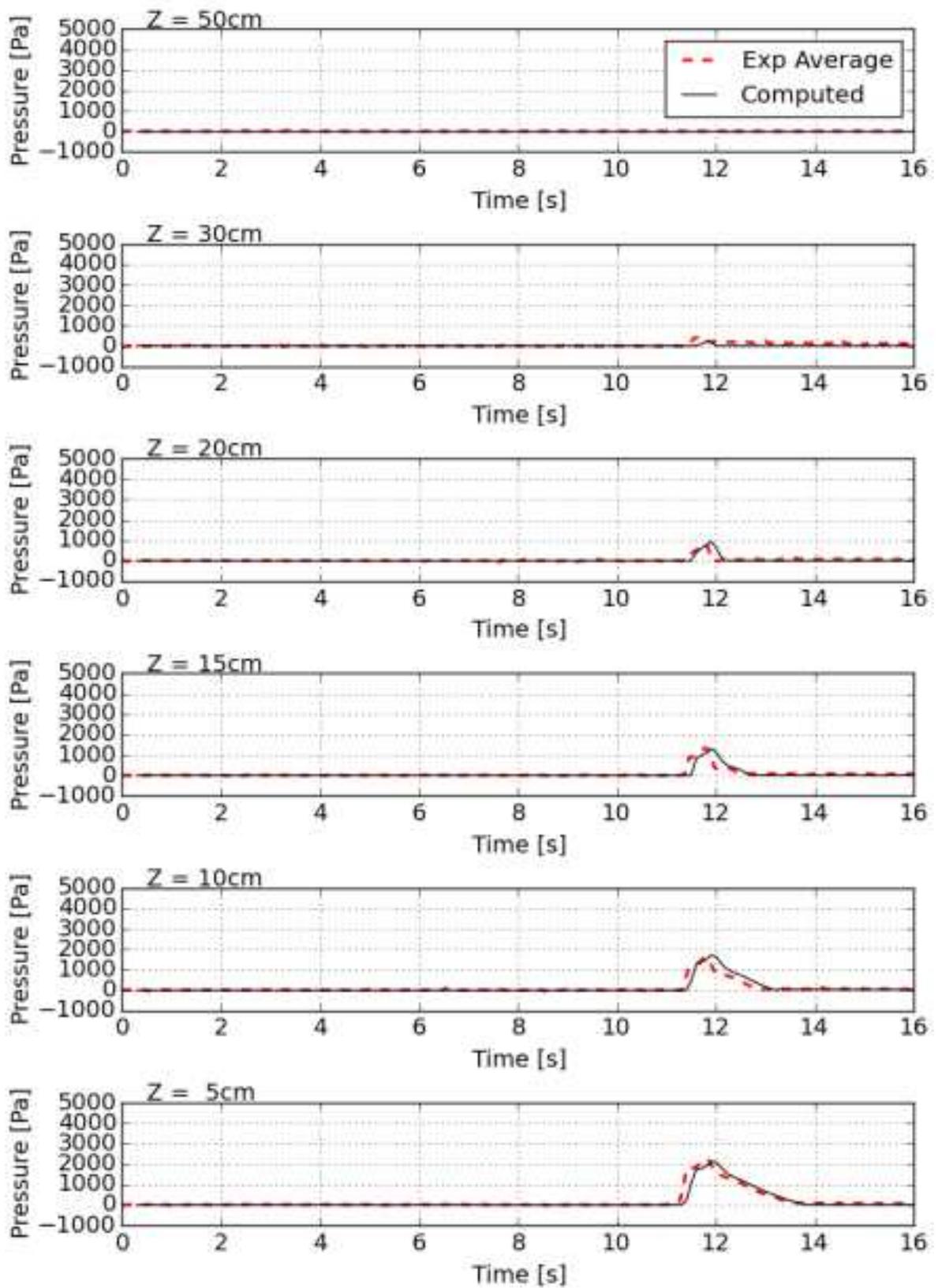


図-3. 2. 2(3)-63 VR_h100_x0_w11 : 波圧時系列の比較

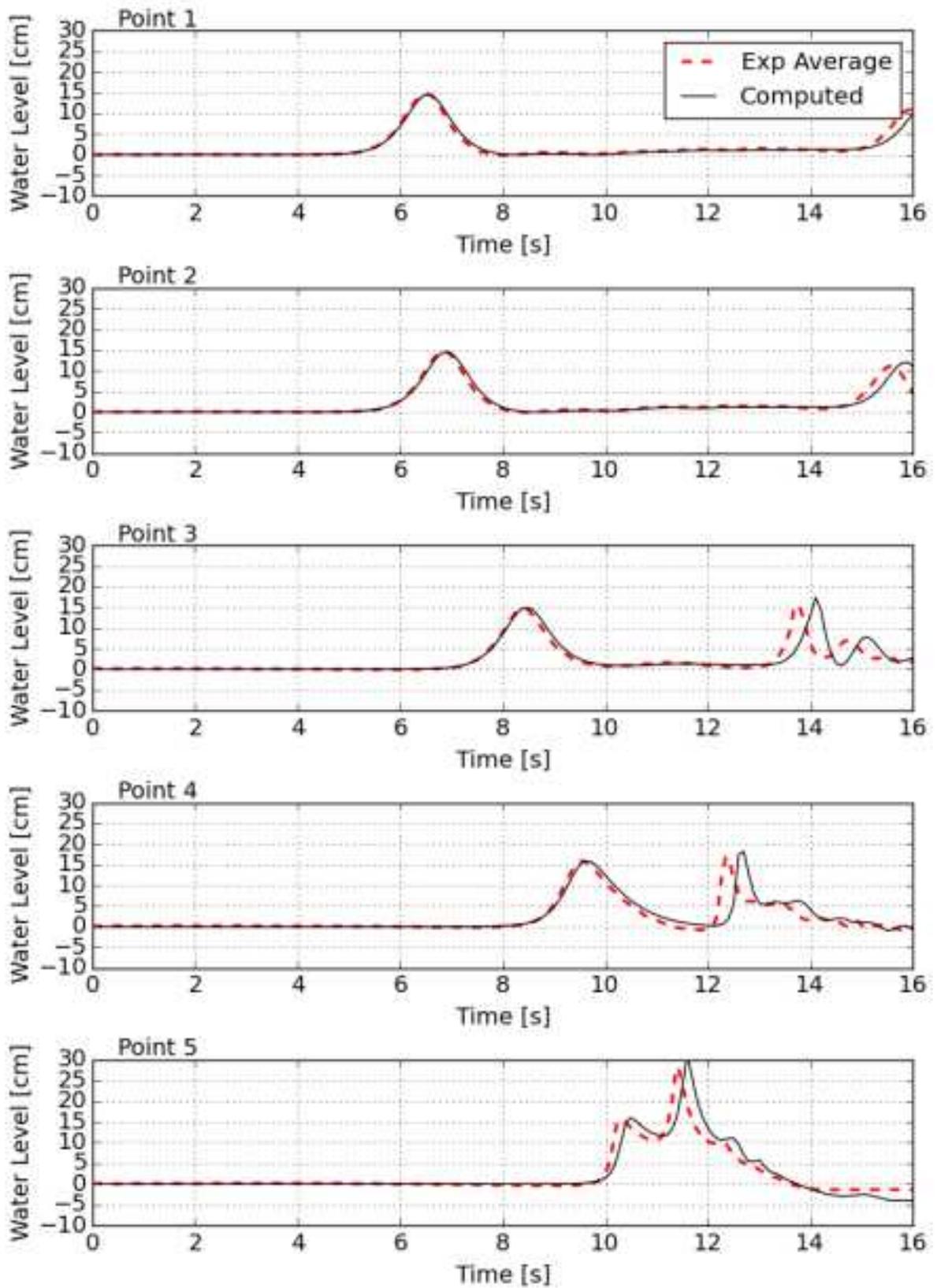


図-3. 2. 2(3)-64 VR_h100_x0_w15 : 水位時系列の比較

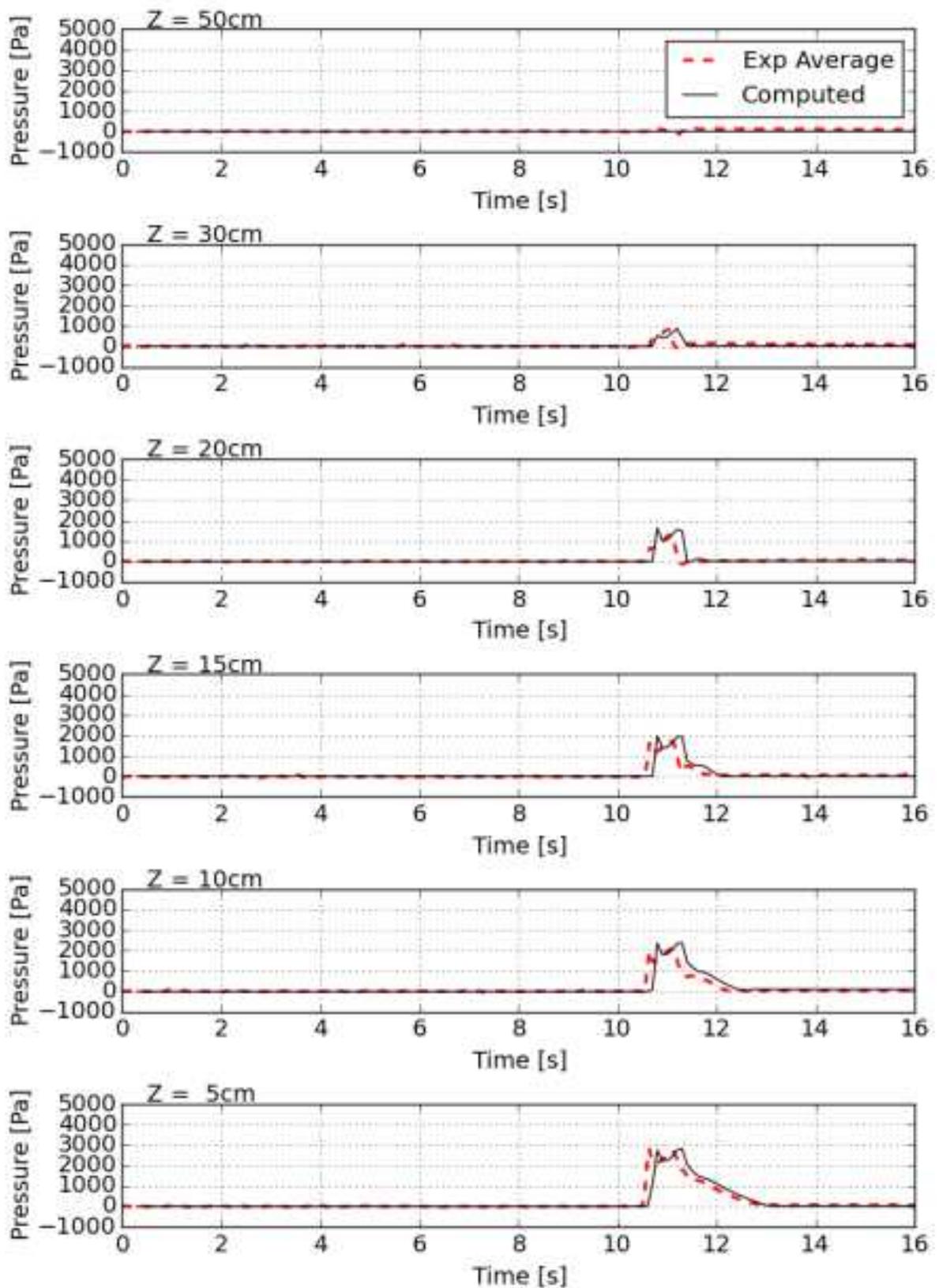


図-3. 2. 2(3)-65 VR_h100_x0_w15 : 波圧時系列の比較

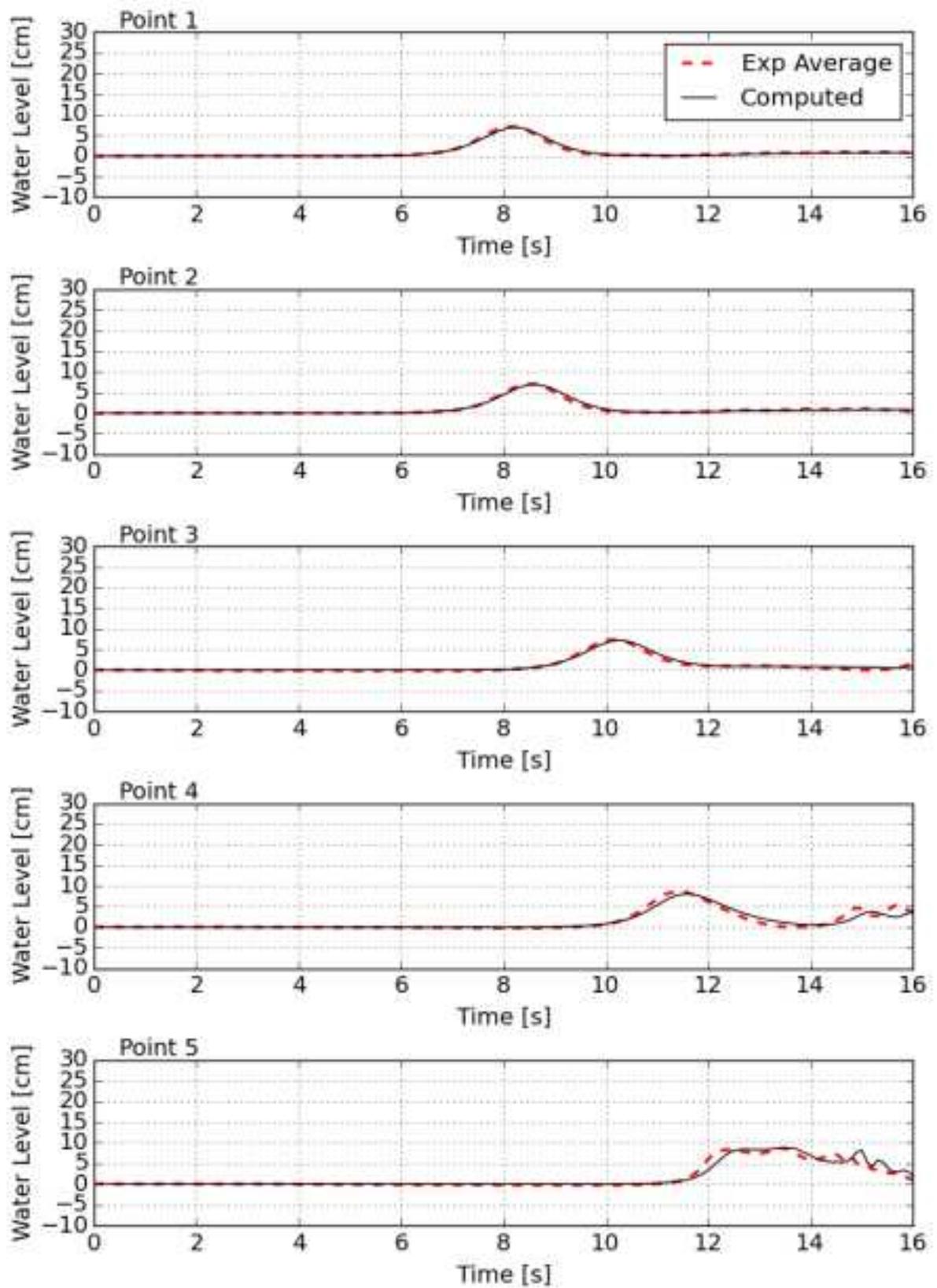


図-3. 2. 2(3)-66 VR_h100_x60_w07 : 水位時系列の比較

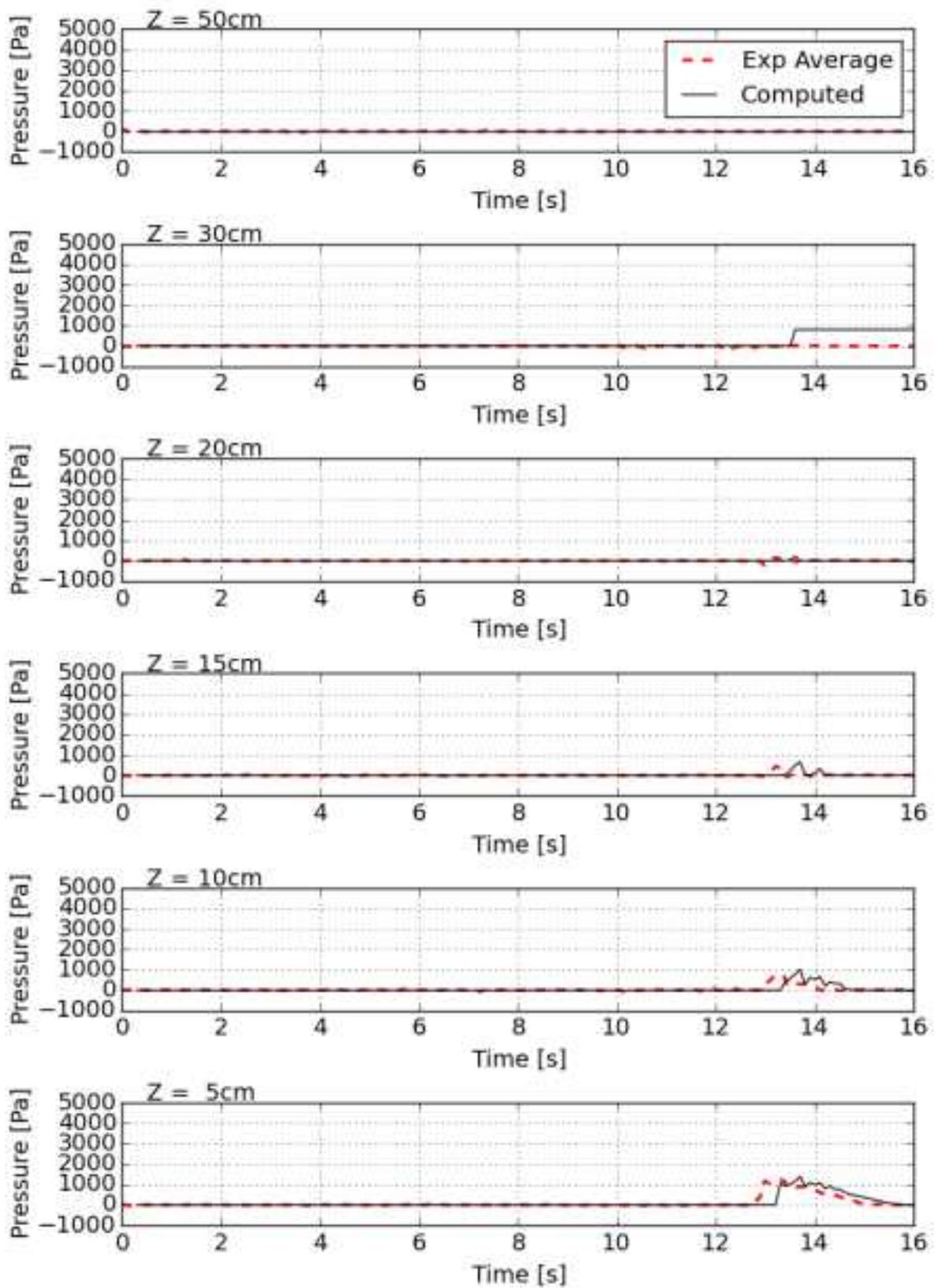


図-3.2.2(3)-67 VR_h100_x60_w07 : 波圧時系列の比較

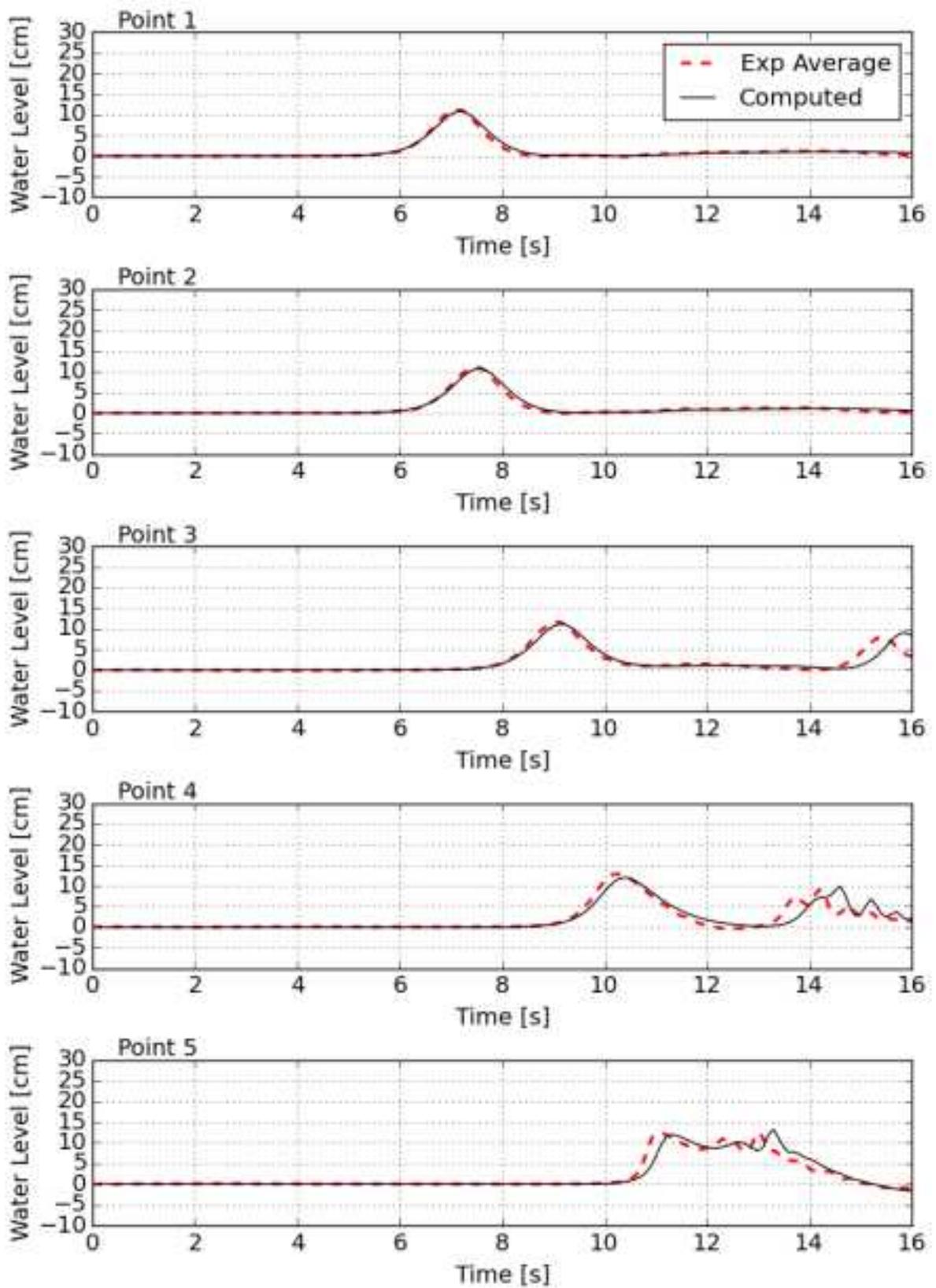


図-3. 2. 2(3)-68 VR_h100_x60_w11 : 水位時系列の比較

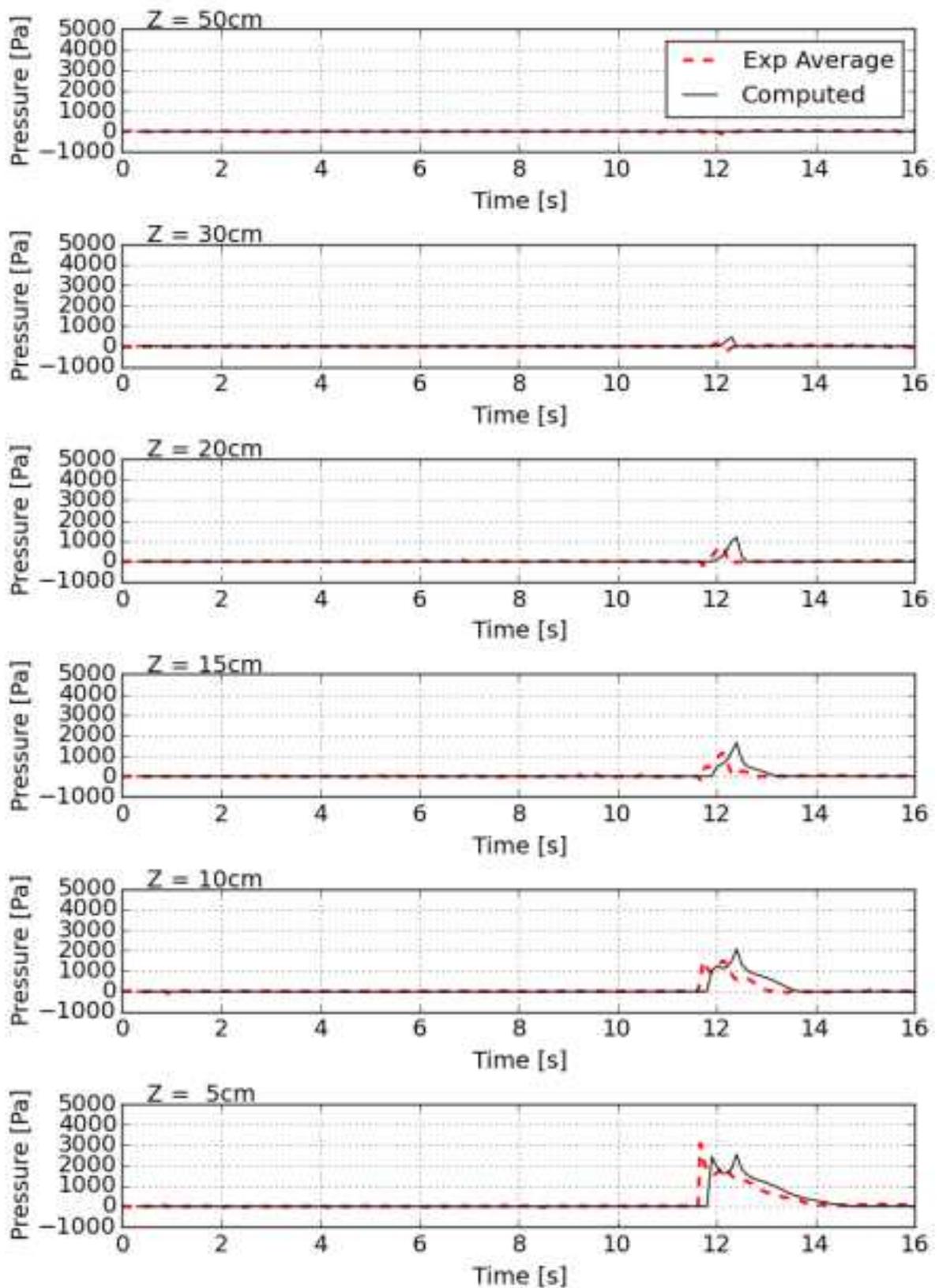


図-3.2.2(3)-69 VR_h100_x60_w11 : 波圧時系列の比較

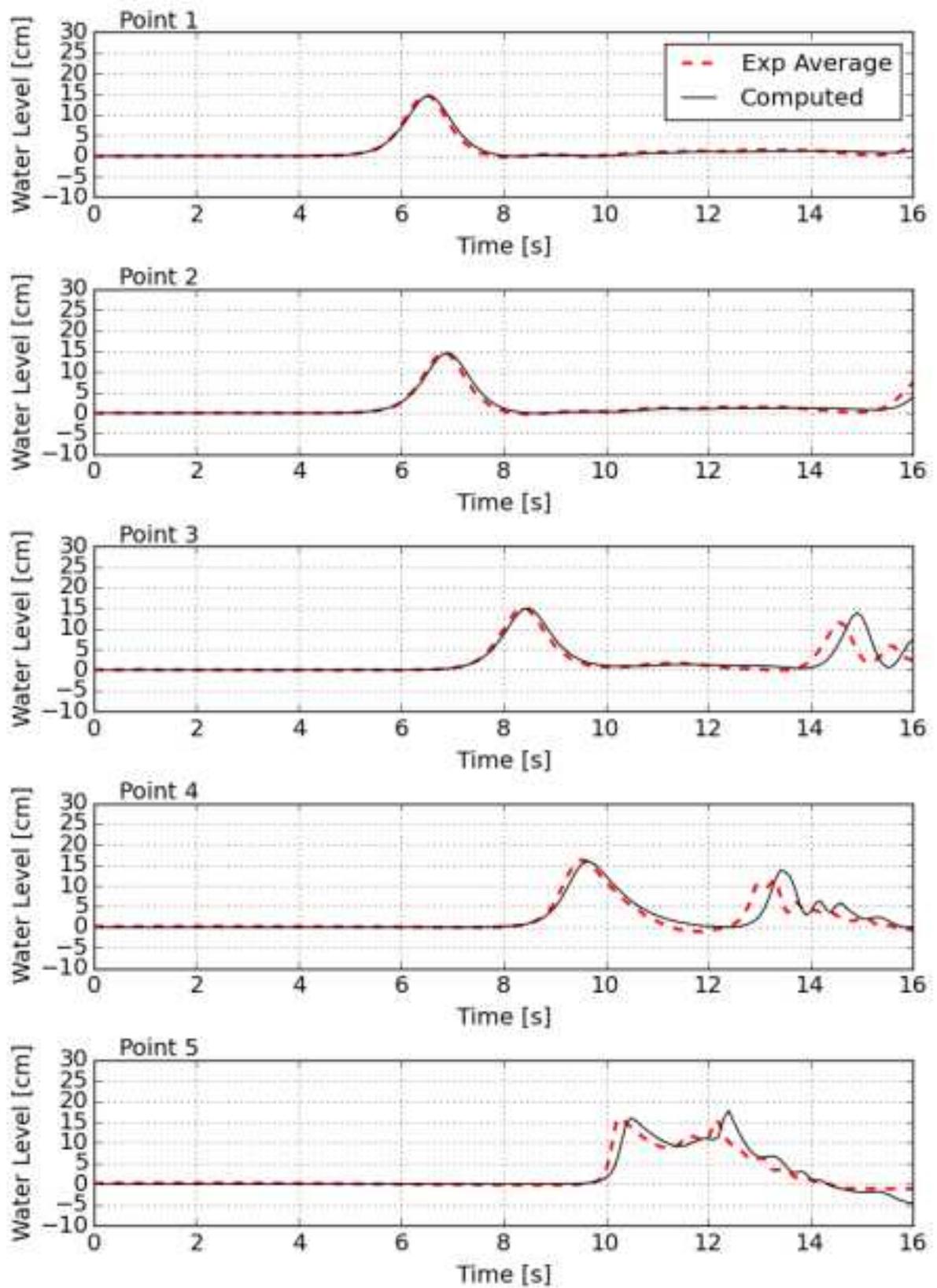


図-3. 2. 2(3)-70 VR_h100_x60_w15 : 水位時系列の比較

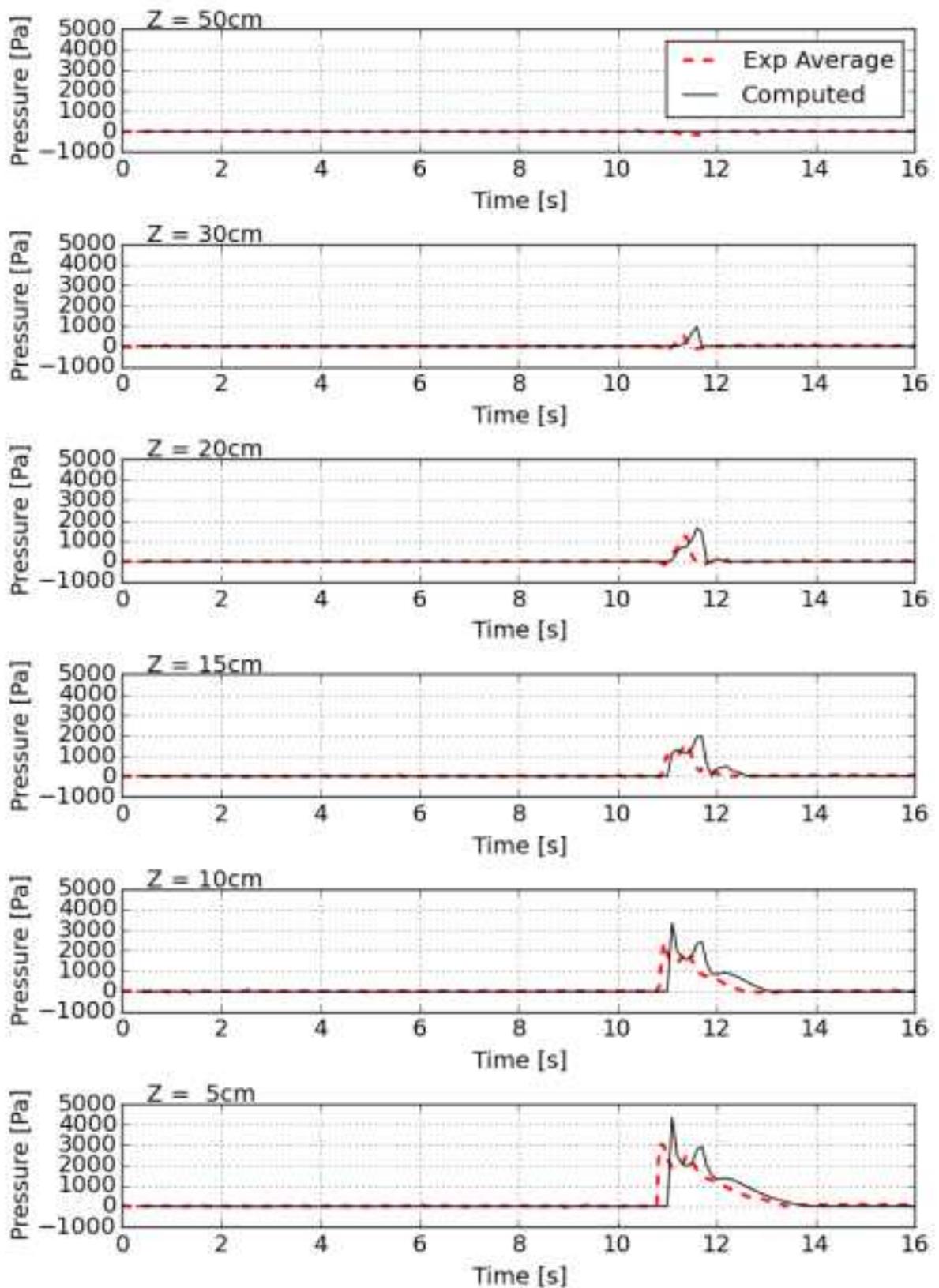


図-3. 2. 2(3)-71 VR_h100_x60_w15 : 波圧時系列の比較

(6) 解析手法の適用範囲の確認及び解析手法の整備

1) 既往文献の確認

a) 対象とする既往文献

本検討における波圧解析は、地形状況としては幅方向に一様で断面 2 次元的事であることから、断面 2 次元モデルにおける既往研究も含めることができる。完全 3 次元流体解析モデルに関する既往研究の実績は多数存在するが、ここでは本検討で用いている解析モデルと同様の VOF 法による流体解析モデルに対する成果がまとめられた次の文献に基づいて適用範囲の確認を検討する。

文献①:「CADMAS-SURF 数値波動水路の研究・開発—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会報告書—」、平成 13 年 10 月、沿岸技術ライブラリー No.12、財団法人沿岸開発技術研究センター。

文献②:「CADMAS-SURF 実務計算事例—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会中間報告書—」、平成 20 年 5 月、沿岸技術ライブラリー No.30、財団法人沿岸開発技術研究センター。

文献③:「CADMAS-SURF/3D 数値波動水路の研究・開発—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会報告書—」、平成 22 年 12 月、沿岸開発技術ライブラリー No.39、財団法人沿岸開発技術研究センター。

文献④:「数値波動水路—砕波波浪計算の深化と耐波設計の革新を目指して—」、平成 24 年 7 月、土木学会。

文献⑤:石田ら、「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」、H26 年 12 月、NRA 技術報告、原子力規制庁長官官房技術基盤グループ

文献⑥:有光ら、陸上構造物を考慮した遡上計算結果を用いた津波波力算定方法の適用性、土木学会論文集 B2(海岸工学)、Vol70、No.2、pp.786-790、2014。

b) 既往文献の概要

文献①:「CADMAS-SURF 数値波動水路の研究・開発—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会報告書—」の概要

対象とするモデルは、VOF 法に基づく断面 2 次元流体解析モデルである。大学、研究機関および民間企業のメンバーから構成される「数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会」により開発された数値波動水路 CADMAS-SURF に関する報告書として取りまとめられた文献である。開発された数値波動水路は、VOF 法に基づく断面 2 次元流体解析モデル(以下、CADMAS-SURF/2D と呼ぶ)である。基礎的なテスト計算結果から耐波設計への適用事例までの結果がまとめられており、モデルの適用限界および問題点・課題等についても検討されている。

文献②:「CADMAS-SURF 実務計算事例—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会中間報告書—」の概要

対象とする流体解析モデルは、前述したVOF法に基づく断面2次元流体解析モデルであるCADMAS-SURF/2Dである。「数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会」の活動報告書として、実務計算例を取りまとめた文献である。多数の実務計算例と同時に、各事例に適用するにあたっての注意点、適用限界および問題点・課題等についても検討されている。

文献③:「CADMAS-SURF/3D 数値波動水路の研究・開発—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会報告書—」の概要

対象とするモデルは、VOF法に基づく完全3次元流体解析モデルである。「数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会」により、本検討における流体解析モデルと同様のVOF法に基づく完全3次元流体解析モデルCADMAS-SURF/3Dの開発に関する活動報告を取りまとめた文献である。多数の適用事例の中には本検討と同様に津波に対する適用事例も含まれている。

文献④:「数値波動水路—砕波波浪計算の深化と耐波設計の革新を目指して—」

土木学会海岸工学委員会数値波動水槽研究小委員会による砕波波浪計算および耐波設計に関連する流体解析モデルのレビューである。VOF法に基づく2次元および3次元流体解析モデルを用いた砕波、波圧および越波・越流に関する解析事例が示されている。

文献⑤:「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」の概要
津波波力評価における水深係数を防潮堤設計へ適用するに当たってのその適用範囲を明確にするために実施された、水理模型実験および水理模型実験の数値シミュレーション解析等の一連の研究成果を取りまとめた報告書となっている。波圧に関する水理模型実験結果に加え、その結果とVOF法を用いた数値シミュレーション結果との比較検討結果等が示されている。

文献⑥:有光ら(土木学会論文集 B2(海岸工学)、Vol70、No.2、pp.786-790、2014)の概要
津波来襲時に陸上構造物の前面および背後に作用する津波波力の評価方法を、水理模型実験および平面2次元・完全3次元数値シミュレーションの両面から検討した研究論文である。完全3次元数値シミュレーションモデルには、VOF法によるCADMAS-SURF/3Dが用いられている。

2) 適用範囲の確認

a) 通過波検定解析における結果の考察・まとめ

通過波検定解析における数値計算結果と水理模型実験結果との比較結果は、次のようにまとめられる。

- Case0-1~6の水位時系列波形の数値計算結果と水理模型実験結果との比較では、砕波帯周辺以外では数値計算における水位時系列波形は水理模型実験結果におけるそれを高い精度で再現している。砕波帯周辺では、数値計算結果におけ

る水位時系列波形と水理模型実験結果におけるそれとは、わずかではあるが相違が見られる。水位時系列波形にわずかな相違が見られる地点は波高計 4 および 5 であるが、波高計 5 における相違がやや大きい。

- Case0-1~6 に対する最高水位の数値計算結果は、水理模型実験結果における最高水位を高い精度で再現している。図-3. 2. 2(3)-15 に示される最高水位の数値計算結果と水理模型実験結果との比較では、回帰式の勾配は 0.96 とほぼ 1 であり、またこのときの決定係数 R^2 は 0.98 であることがそれを示している。

通過波検定解析における水理模型実験結果に対して数値計算結果は高い精度で再現しており、精度としては十分であると考えられる。

既往の文献における VOF 法に基づく流体解析モデルによる斜面上での波浪もしくは津波の伝播計算結果においても、本検討での通過波検定解析と同様の結果が示されている。一様傾斜地形上における規則波の伝播に対する数値計算結果と水理模型実験結果との水位時系列波形の比較結果では(文献①、pp.170-176)では、砕波帯内における最高水位は一致しているが、波形の前傾化に関しては数値計算結果と水理模型実験結果に若干の差が表れている。

図-3. 2. 2(4)-1 に、津波を対象とした水理模型実験結果に対する VOF 法による数値計算結果の水位時系列波形の比較が示されている(参照:文献③、pp.180-194)。このときの水理模型実験における水路の概形および波高計設置地点は、図-3. 2. 2(4)-2 に示されている。斜面沖側の波高計 W2 および 3 では、水理模型実験結果における水位時系列波形と数値計算結果におけるそれに一致が見られる。しかしながら、斜面上へ入射後の波高計 W4 および 5 ではわずかな差が見られるようになっている。砕波後の陸上遡上後である GL6~GL10 では、数値計算結果における水位は水理模型実験結果におけるそれより低い水位になっている。水理模型実験結果における砕波と数値計算結果におけるそれとの差は、鉛直方向の格子サイズの影響として説明されている。

不規則波の場合ではあるが、一様傾斜地形上での砕波は沖波波高が小さな場合には合田の砕波指標に比べ小さな砕波波高になることが報告されている(参照:文献②、pp.97-102;文献④、pp.43-53)。この場合も同様に、水理模型実験結果における砕波と数値計算結果におけるそれとの差は、鉛直方向の格子サイズの影響として説明されている。ただし、水理模型実験結果との比較では、数値計算結果における砕波波高は水理模型実験結果におけるデータのばらつきの範囲内に入っており、十分な再現精度を有していると結論付けている。

本検討における通過波検定解析における数値計算結果と水路模型実験結果との差は、砕波帯付近での水位時系列波形のわずかな差として現れていた。その差はわずかであることから、数値計算における結果は水理模型実験におけるデータのばらつきの範囲内であると推察される。通過波検定解析で用いた数値計算における鉛直方向の格子サイズは十分細かく、本検討で用いた流体解析モデルによる検定結果は水理模型実験結果を十分な精度で再現していると推察される。

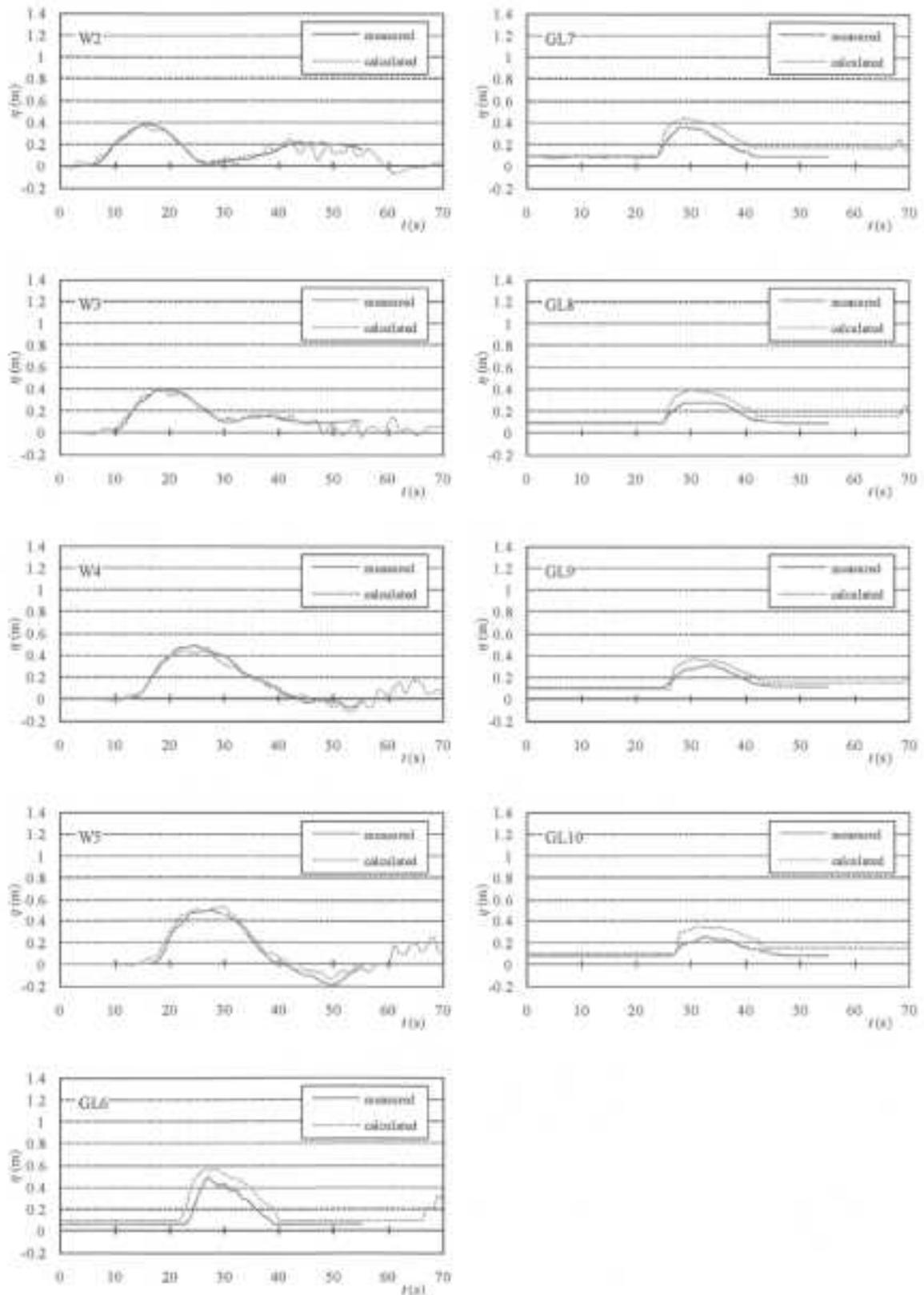


図-3.2.2(4)-1 水位時系列波形の実験結果と計算結果の比較（参照：文献③）

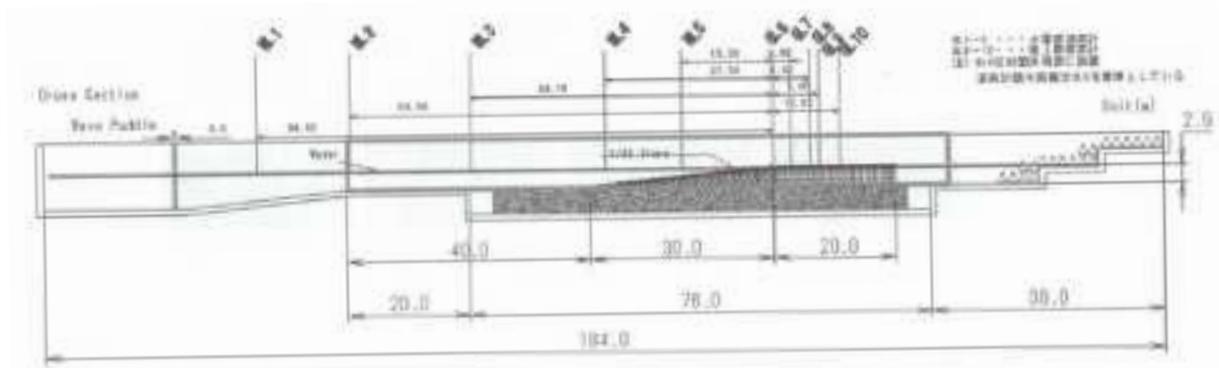


図-3.2.2(4)-2 水路の概形と波高計設置位置（参照：文献③、pp.180～194）

b) 波圧解析における結果の考察・まとめ

波圧解析における数値計算結果と水理模型実験結果との比較結果は、次のようにまとめられる。

- 最大波圧の分布に関しては、実験における波力計測にばらつきを伴うことを考慮すると、全体的にはどのケースに対しても実験結果における最大波圧分布と計算結果におけるそれとの対応は良好である。ただし、細部に着目すると、全体的には計算結果における最大波圧は実験結果におけるそれに比べ全体的にやや小さめに評価されているなど、実験結果と計算結果の間には若干の相違が見られる。

どのケースに対しても、入力波高 7cm の場合には $z=20\text{cm}$ までは計算結果の最大波圧は実験結果におけるそれを良好に再現しているが、 $z=20\text{cm}$ より高い高さでの最大波圧には相違が見られる。入力波高が 7cm と小さなこと、全体的な最大波圧分布形状を考慮すると、計算結果における最大波圧が実験結果のそれより確からしい。入力波高 7cm に対する実験結果における $z=20\text{cm}$ より高い高さでの最大波圧には計測誤差が含まれていると推測される。同様の傾向は、全ケースに対する $z=50\text{cm}$ の高さでの最大波圧に対しても見られる。

また、 $z=5\text{cm}$ での高さでの最大波圧に関しては、特に入射波高 15cm の場合に対して、計算結果における最大波圧は実験結果におけるそれに比べ小さく、過小に評価する傾向が見られる。

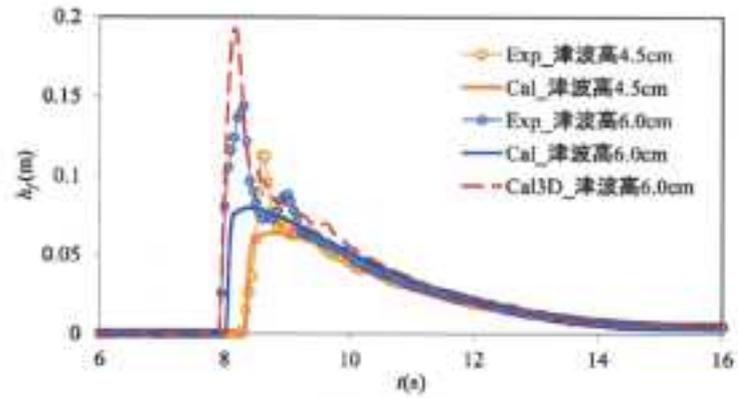
- 水位および波圧時系列の変化に関しては、どのケースに対しても、沖側での計算結果における水位時系列の変化は実験結果におけるそれを良好に再現している。しかしながら、特に最も陸上部に近い Point.5 では、波形は類似しているが、計算結果における水位時系列の変化は、実験結果におけるそれに比べ前傾化の傾向が弱く、またピークの時間もやや遅れる傾向が見られる。同様に、波圧時系列の変化に関しても、計算結果における波圧時系列の変化は、特に $z=5\text{cm}$ の高さにおいて実験結果におけるそれに比べピークの時間がやや遅れる傾向にある。これは、計算結果における碎波波形と実験結果とのそれに若干の相違があるためであると推測される。

既往研究(文献①、pp.204~213;文献②、pp.218~227;文献③、pp.162~174;文献④、) pp.162~165)では、VOF法を用いた構造物への波圧解析では、防波堤などのような海域に建設された構造物を対象にする場合には、一定の精度を有している。ただし、VOF法による計算結果から算定される波圧は、実験結果におけるそれに比べると、若干過小に評価される場合もある。

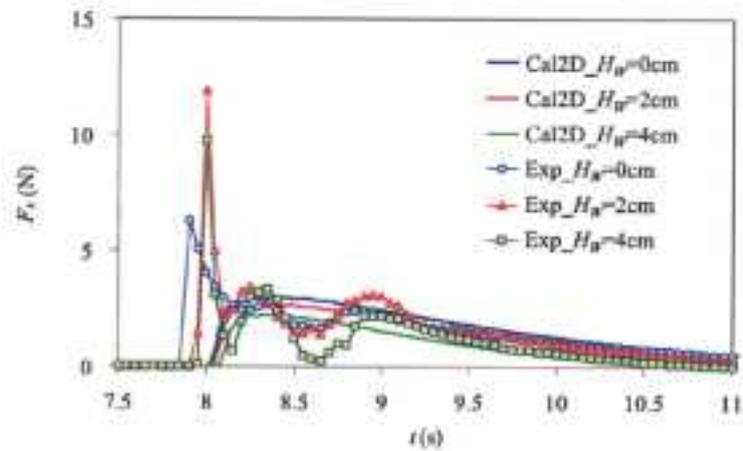
砕波帯内および陸上構造物のように砕波を伴う場合の波圧にはスパイク状の衝撃波圧が作用することが知られている。有光ら(文献⑥)の文献には、平面2次元モデルおよび完全3次元モデル(VOF法)を用いた陸上構造物に対する波圧の計算結果が示されている。平面2次元モデルでは衝撃波圧を評価できないが、完全3次元モデル(VOF法)では陸上構造物に作用する衝撃波圧を評価できることが示されている(図-3.2.2(4)-3参照)。例えば図-3.2.2(3)-57、3.2.2(3)-58に示された直立護岸、越流、汀線60cm、および入力波高15cmのケースでは、水理模型実験結果での水位および波圧時系列の変化にスパイク状の衝撃波圧が現れており、計算結果でのそれらにおいても実験結果との位相は若干異なるが同様の衝撃波圧を再現している。津波遡上域における構造物への波圧の評価に対してはVOF法による数値シミュレーションが有効であると言える。

VOF法による衝撃波圧に関しては、陸上構造物ではない砕波帯内に建設された構造物に対しても、一定の誤差を含むようである。VOF法による砕波帯内の直立護岸に作用する平均波圧強度に関しては、水理模型実験結果および計算結果共にばらつきが大きい、計算結果における平均波圧強度は実験結果におけるその傾向を再現していることが報告されている(文献②、pp.274~287)。

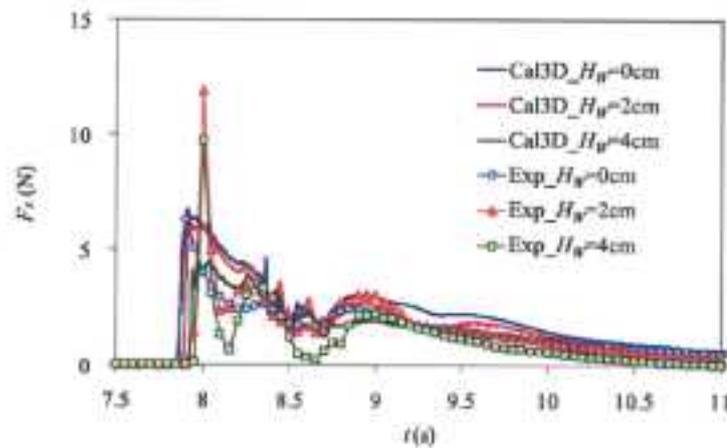
同様に、VOF法による陸上構造物へ作用する波圧に関しても一定のばらつきを伴うようである。図-3.2.2(4)-4は、汀線に設置された直立構造物へ作用する波圧時系列を示したものである(文献④、pp.165~167)。計算結果における波圧時系列の変化は水理模型実験におけるそれを良好に再現しているが、本検討における波圧時系列の変化の計算結果と同様に、細部に着目すると若干の相違が現れている。一方、図-3.2.2(4)-5には、汀線からの位置別の直立構造物に作用する波圧分布を示したものである(文献⑤、pp.20~25)。この図に示されているVOF法による計算結果における波圧分布は、水理模型実験結果におけるそれを良好に再現している。ただし、この図に示されている波圧分布は実験結果における平均値である。図-3.2.2(3)-14~3.2.2(3)-21に示した本検討における波圧分布は、図-3.2.2(4)-5に示したものに比べるとやや精度は落ちる。しかしながら、図-3.2.2(4)-5に示した波圧分布の計算時における特に遡上域での通過波検定結果を確認すると、VOF法による計算結果における水位および流速と水理模型実験結果におけるそれらとは若干の相違が見られる。図-3.2.2(4)-5における波圧分布の再現性の高さは、実験結果の波圧の平均操作により実験誤差を除去した結果であると推測される。これらの考察より、本検討における波圧解析結果は既往文献におけるそれと同程度の再現精度を有しており、十分な再現精度であると考えられる。



(a)水位時系列 (Cal : 平面 2 次元 ; Cal3D : 完全 3 次元)

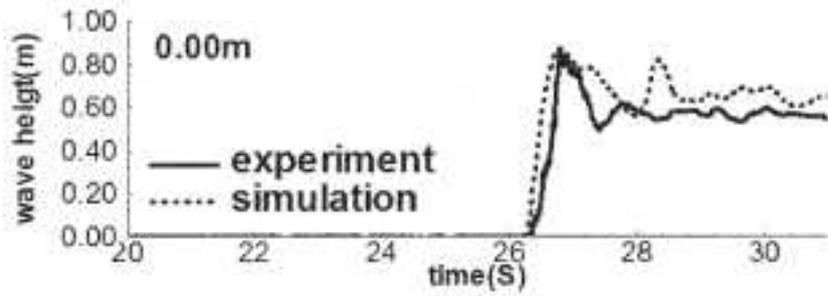


(b)波圧時系列 (Cal2D : 平面 2 次元)

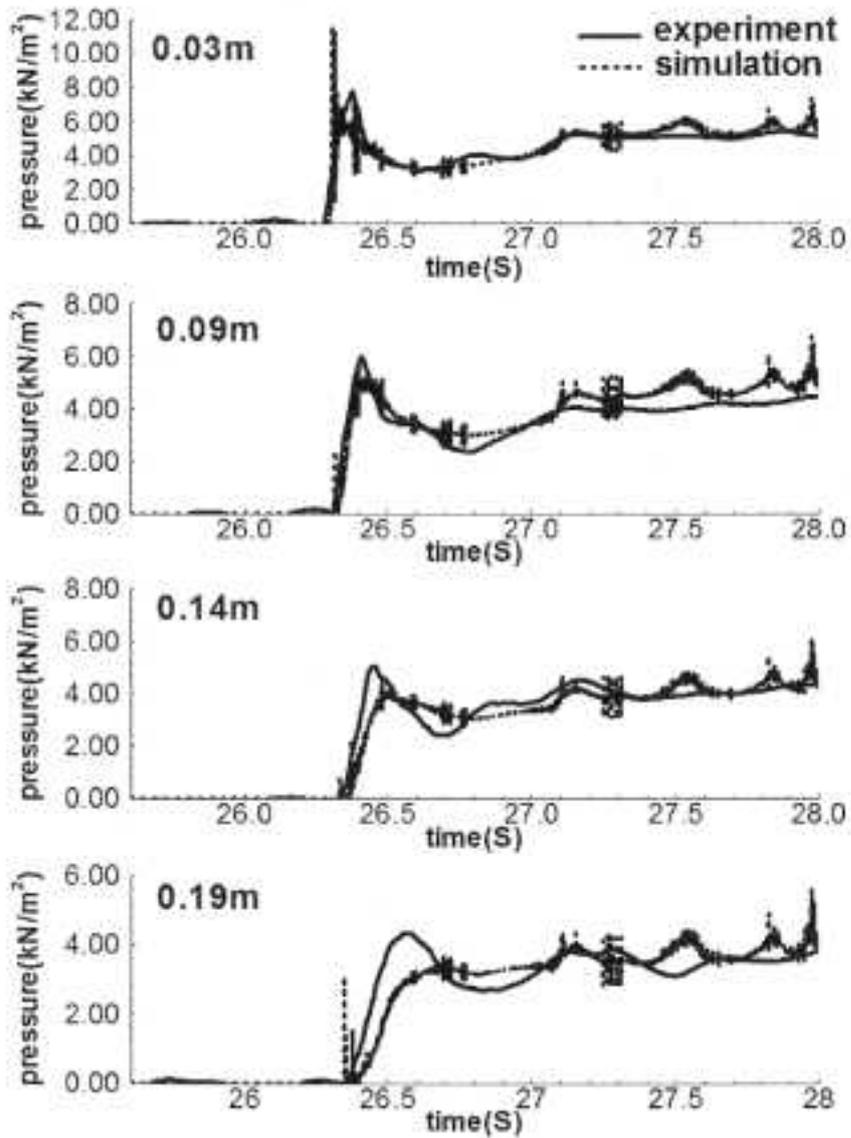


(c)波圧時系列 (Cal3D : 完全 3 次元)

図-3.2.2(4)-3 平面 2 次元・3 次元モデルによる陸上構造物に作用する波圧 (参照 : 文献⑥)



(a) 構造物前面での水位時系列



(b) 波圧時系列 (左上数字は静水面からの高さ)

図-3.2.2(4)-4 VOF 法による陸上構造物へ作用する波圧の計算結果 (参照: 文献④)

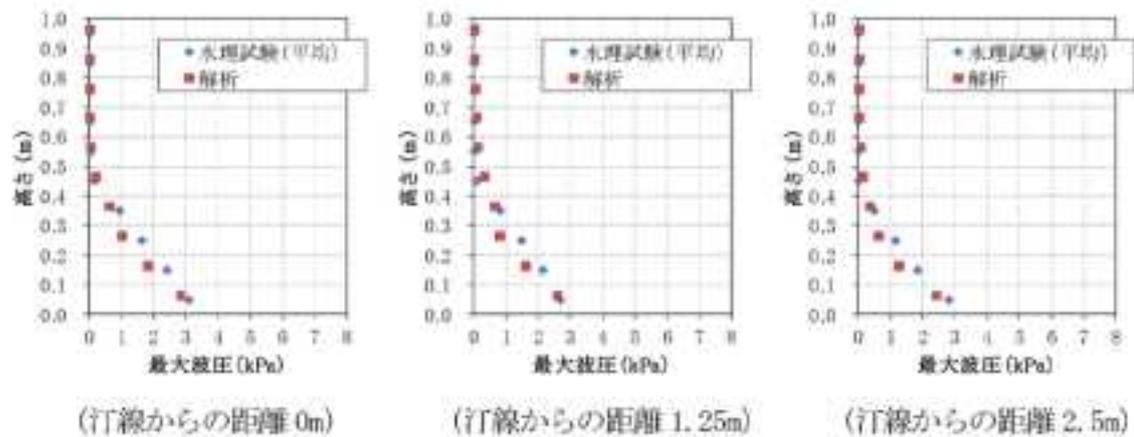


図-3.2.2(4)-5 VOF法による陸上構造物に作用する波圧（参照：文献⑤）

3) 解析手法の整備

本検討における波圧解析結果の課題は、次の2点の改善である。

- 波圧解析における波圧ピーク値の数値計算結果が水理模型実験結果におけるそれを過小に評価する場合があること
- 波圧解析における水位および波圧波形の数値計算結果と水理模型実験結果におけるそれらには、位相差が見られること

これらの問題が生じる原因の一つとしては、数値分散・粘性によって生じる波形のひずみである。これは、数値計算メッシュを細かくすることにより改善することもできるが、特に衝撃波圧のような現象に対しては限界があると推測される。この点を考慮すると、次のような整備方針が提案される。

- 数値スキームの高精度化、特に移流項に対する数値スキームの高精度化

3-3 障害物影響の把握

3-3-1 水理実験

(1) 試験の概要

1) 実験条件

3.3.1 では基本的な造波条件は 3.2.1 と同じであるが、防潮堤前面に障害物を設置することで防潮堤に作用する波圧、波力、モーメントの変化を検討する。特に障害物による力の低減効果を検討する。実験条件を表-3.3.1(1)-1 に示す。地形は傾斜地形のみで、斜面勾配は 1/10 である。波高も同様に 7、11、15cm の 3 種類で、防潮堤設置位置は、汀線から岸側に 30cm 離れた位置(以後、B 点)と汀線から岸側に 60cm 離れた C 点の 2 ケースである。用いた防潮堤は、越波を意識しない高さ 1.1m の非越波防潮堤のみである。沖側の一様水深も 3.2.1 と同様に 0.64m とした。

実験に用いた障害物 a は、材質が木材で高さ 10cm、横 10cm である(図-3.3.1(1)-1)。障害物 b は、材質が木材で高さ 5cm、横 10cm と障害物 a の高さを半分にした形になっている(図-3.3.1(1)-2)。障害物 c は、消波材として用いられる合成樹脂素材の直方体でヘチマロンとして市販されているもので、透水性が高く、反射率が小さい(以下、消波材と呼ぶ)、高さ 10cm、横 10cm の障害物である(図-3.3.1(1)-3)。障害物 d は沖側に高さ 10cm、横 5cm の木材、岸側に高さ 10cm、横 10cm の消波材を複合させた障害物である(図-3.3.1(1)-4)。障害物 e は、沖側に高さ 10cm、横 5cm の消波材、岸側に高さ 10cm、横 5cm の木材を複合させた、障害物 d の左右をひっくり返した障害物である(図-3.3.1(1)-5)。本研究では上記の木材は砂丘を、消波材では樹木林を想定している(Hiraishi et.al, 2003)。いずれの障害物も、形状は水路奥行き方向に一様とし、水路の壁面と障害物との隙間がないようにした。また、障害物をネジによって水槽底面に動かないように固定した。

表-3.3.1(1)-1 実験条件

斜面勾配	1/10
波高 (cm)	7, 11, 15
防潮堤の位置	汀線より30cm, 汀線より60cm
防潮堤の高さ (m)	1.1 (非越波)
地形	傾斜地形
沖の水深 (m)	0.64
障害物	a, b, c, d, e

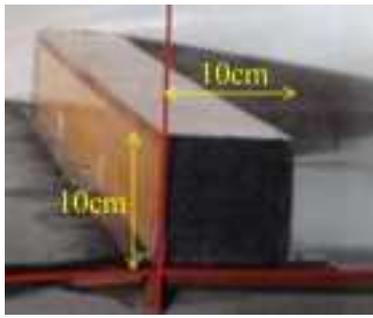


图-3.3.1(1)-1 障碍物 a

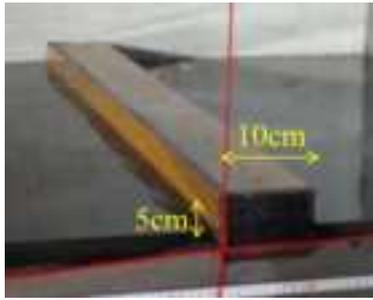


图-3.3.1(1)-2 障碍物 b

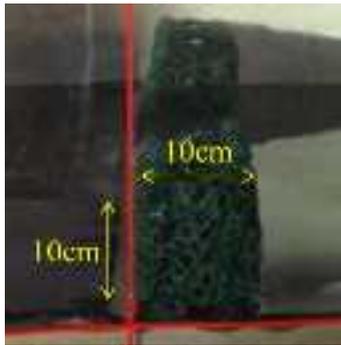


图-3.3.1(1)-3 障碍物 c

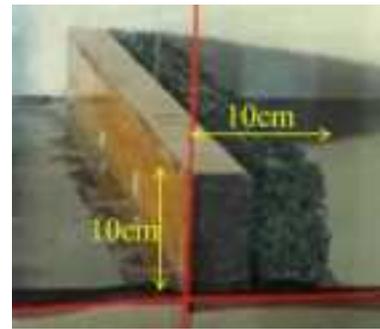


图-3.3.1(1)-4 障碍物 d

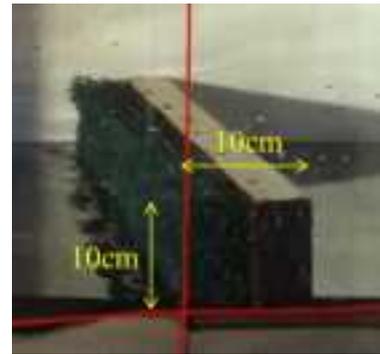


图-3.3.1(1)-5 障碍物 e

2) 波圧の評価

a) 障害物設置による波圧への影響

最初に実験ケースを示す。(表-3.3.1(1)-2)これは、ビデオカメラ解析による障害物周辺の流経観測等に用いる。

各波圧計における3回の平均最大波圧を、障害物を設置したケースと設置しなかったケースとで比較し、検討する。障害物を設置したケースでは、地形、防潮堤高さはそれぞれ傾斜地形、非越波防潮堤であるので、比較対象である障害物なしのケースも、傾斜地形で非越波防潮堤の実験結果を使用する。なお、障害物を汀線位置に設置していることから、防潮堤設置位置は障害物を設置したケースのB点と障害物なしのケースのA点、障害物を設置したケースのC点と障害物なしのケースのC点との最大波圧を比較した。

防潮堤をB点に設置した場合の、各深度の最大波圧分布を図-3.3.1(1)-6、図-3.3.1(1)-7、図-3.3.1(1)-8、図-3.3.1(1)-9、図-3.3.1(1)-10に示す。いずれの障害物においてもすべての波高において、波圧計4、5、6の値が障害物を設置しなかったケースの最大波圧と大差はなく、最大でも500Pa程度の差であった。波高15cmを造波したケースの波圧計1における最大波圧は、障害物a、c、eを設置した場合には1500Pa程度、障害物dでは1000Pa程度の低減効果が確認された。波高15cmのケースの波圧計2における最大波圧は、障害物a、c、d、eでいずれも1000Pa程度の低減効果があった。障害物bでは波高15cmのケースの最大波圧は、障害物を設置していない場合と概ね一致しており差はなかった。木材を含んでいる障害物a、d、eを設置した場合には、波の先端は障害物に衝突した後、勢いよく斜め上方に跳ね上がり、防潮堤の底面から約15cmの位置に衝突する。そのあとに続いて波の先端より速度が遅い波本体が障害物の上面を通過して波圧計1、2付近に衝突する。防潮堤下方の波圧計1、2には勢いの強い波の先端は直接衝突せず、波本体が衝突するため、障害物を設置しなかった場合と比較して小さな波圧が検出される。また障害物cは消波材で構成されているため、波が障害物を通過すると、細かい空気の粒を大量に含み、勢いが減殺されるため、波圧の低減効果が現れたと推察する。一方障害物bは障害物高さが5cmであり、波の先端が障害物を乗り越え、直接防潮堤の下方に設置している波圧計1、2に衝突するため、障害物設置による波圧の低減効果がなかったと考えられる。

表-3. 2. 1(1)-2 通過波実験ケース一覧表

ケース No.	障害物	設定波高 (cm)	波高 (cm)	流速 (cm/sec)	波圧 (cm)	高速ビデオ撮影
Case0-1	a	7cm	7.269	57.138	—	○
Case0-2		11cm	11.155	76.178	—	○
Case0-3		15cm	14.674	91.962	—	○
Case0-4	b	7cm	7.123	56.537	—	○
Case0-5		11cm	11.092	76.810	—	○
Case0-6		15cm	14.737	96.555	—	○
Case0-7	c	7cm	7.164	58.481	—	○
Case0-8		11cm	11.230	81.293	—	○
Case0-9		15cm	14.740	95.773	—	○
Case0-10	d	7cm	7.176	57.031	—	○
Case0-11		11cm	11.147	75.836	—	○
Case0-12		15cm	14.854	87.424	—	○

波高:波高計①の測定値

流速:電磁流速計により測定

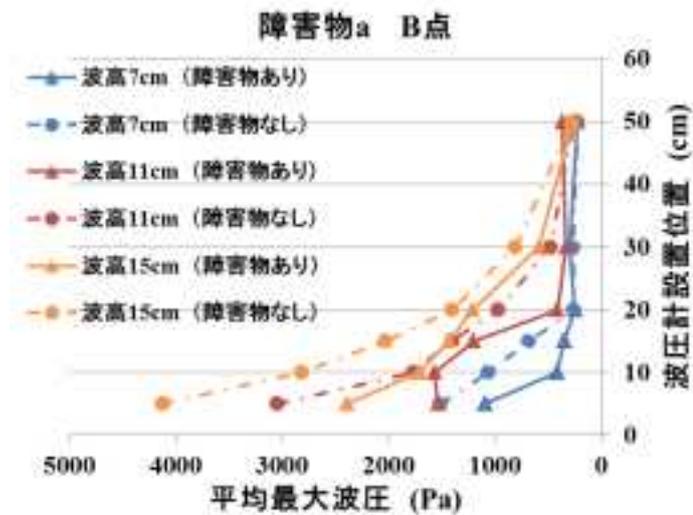


図-3. 3. 1(1)-6 障害物あり・なしの比較 (障害物 a、B 点)

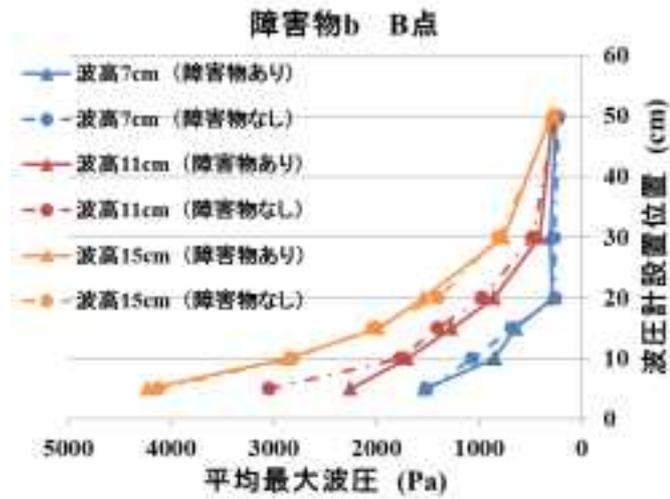


図-3.3.1(1)-7 障害物あり・なしの比較 (障害物b、B点)

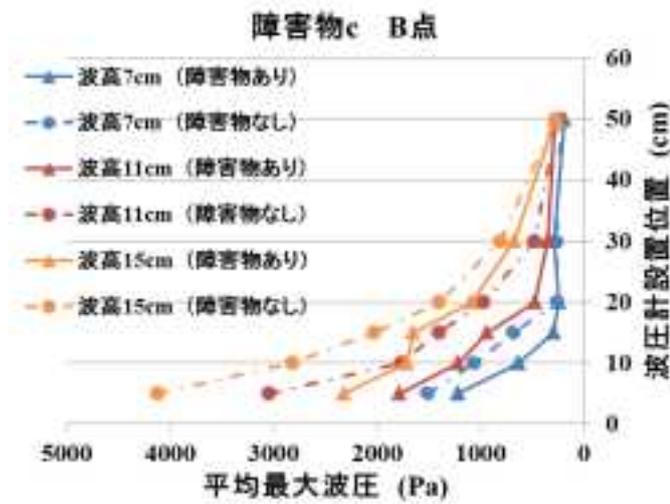


図-3.3.1(1)-8 障害物あり・なしの比較 (c、B点)

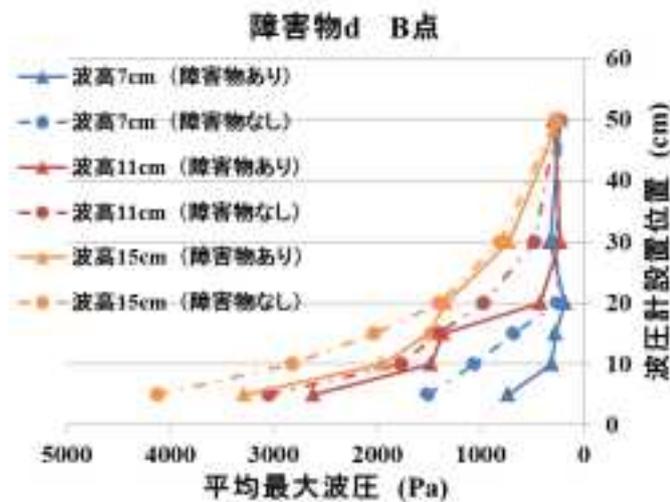


図-3.3.1(1)-9 障害物あり・なしの比較 (d、B点)

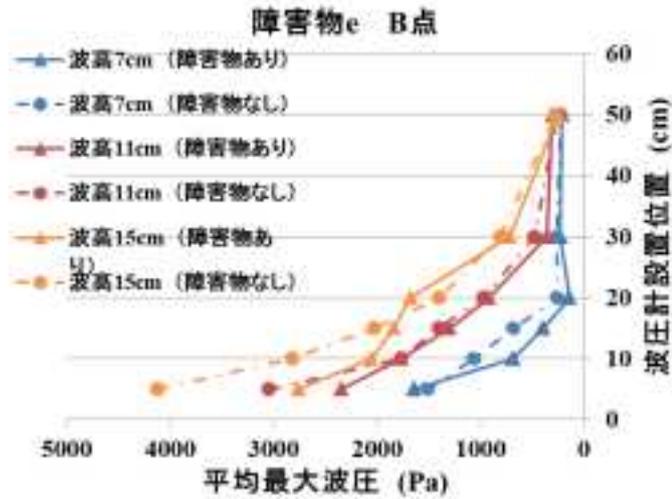


図-3.3.1(1)-10 障害物あり・なしの比較 (e、B点)

次に、防潮堤 C 点設置のケースにおける各深度の最大波圧分布を図-3.3.1(1)-11、図-3.3.1(1)-12、図-3.3.1(1)-13、図-3.3.1(1)-14、図-3.3.1(1)-15 に示す。障害物高さの小さい障害物 b でもすべてのケースで 0~300Pa 程度の低減効果が確認される。また、障害物 a、c、d、e ではすべてのケースで波圧計 1、2、3、4、5 において 500~1000Pa 程度の低減効果があった。

防潮堤を B 点に設置した場合では、障害物なしの場合と比較して、防潮堤上方の波圧は一致していたが、下方の波圧計 1、2 で大きく波圧の低減が確認された。また防潮堤を C 点に設置した場合では、障害物なしの場合と比較してすべての波圧計で低減効果があり、特に上方の波圧計の低減効果が大きかった。下方の波圧計 1、2 の低減効果が B 点設置時よりも小さかった。

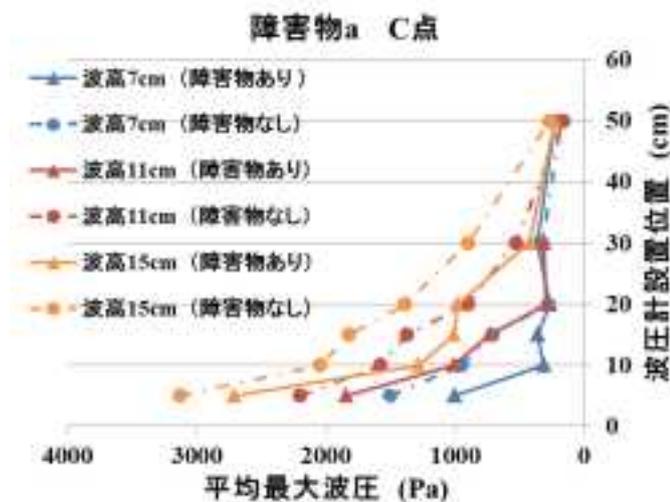


図-3.3.1(1)-11 障害物あり・なしの比較 (a、C点)

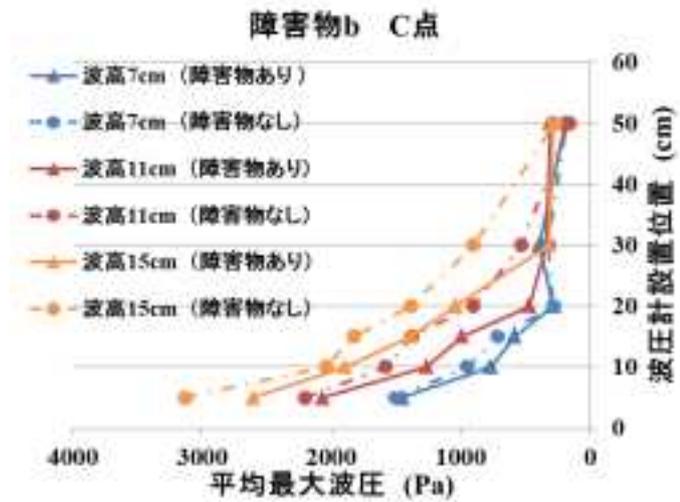


図-3.3.1(1)-12 障害物あり・なしの比較 (b、C点)

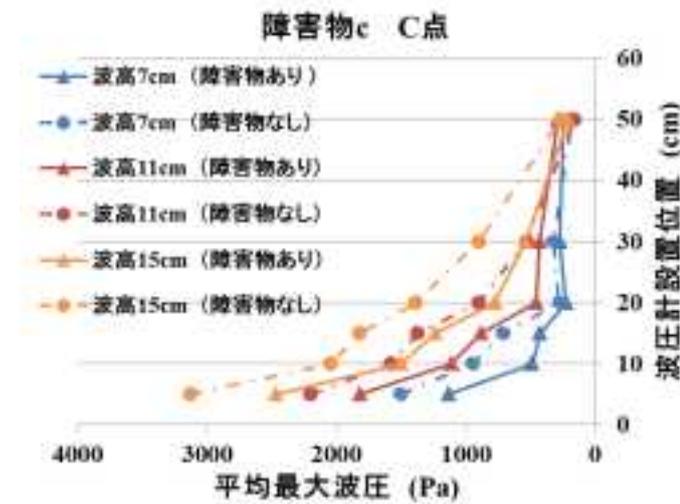


図-3.3.1(1)-13 障害物あり・なしの比較 (c、C点)

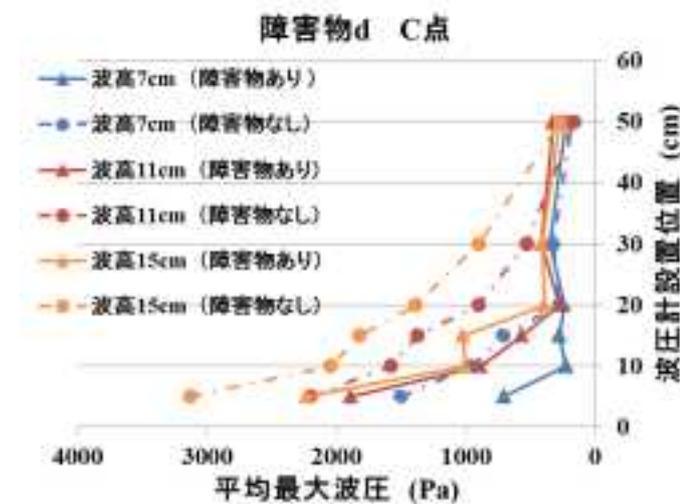


図-3.3.1(1)-14 障害物あり・なしの比較 (d、C点)

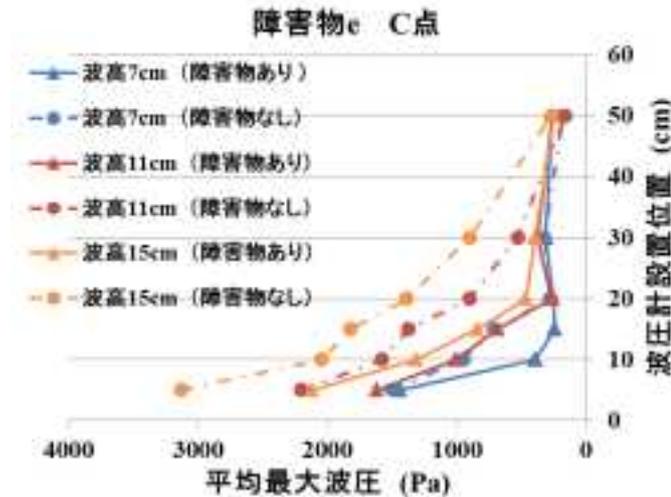


図-3.3.1(1)-15 障害物あり・なしの比較 (e、C点)

(2) 試験結果の分析

1) 障害物設置による波力への影響

3.1.1 で求めた、障害物を設置しなかったケースの波力と、防潮堤前面に障害物を設置した時の波力で比をとり、障害物設置による波力の低減効果を検証した。なお、障害物なしのケースとありのケースでは防潮堤設置位置が異なるが、防潮堤設置位置 B 点と A 点で比較した。

防潮堤を B 点に設置した場合の波力の比を図-3.3.1(2)-1 に示す。防潮堤を B 点に設置した場合は、すべての波高において障害物 a、c、d で波力の低減効果が現れている。障害物 b、e は、障害物を設置しなかった場合と比べて低減効果が小さい。障害物 b は高さが低いため、波が障害物を乗り越えて、防潮堤位置での水深が大きくなり、重複波圧が障害物を設置していない場合と差が生じないためだと考えられる。しかし、障害物 e では、低減効果が生じた障害物 a、c、d と投影面積は同じ条件であるが効果に差が生じている。障害物 e を設置した場合に波力の低減効果が小さかった理由を障害物 a、c、d を設置した場合と比較して以下に述べる。障害物 a、d を設置した場合における、波が障害物に衝突した瞬間の様子をそれぞれ写真-3.3.1(2)-1、写真-3.3.1(2)-2 に示す。障害物 a、障害物 d は前面が木材となっており、衝突した波の先端は堅い木材に衝突した後、斜め上方に広がって勢いよく飛び出す。後に来る波本体が重複波圧を作用する時にも、上に飛散した波は空中にある。障害物 c を設置した場合における、波の先端が障害物に衝突した瞬間の様子を写真-3.3.1(2)-3 に示す。障害物 c はすべて消波材で構成されており、波が通過すると空気を多量に含み、見かけの作用高さより実質の作用高さが空気の分小さくなるため、障害物 a や障害物 d と同様に波力が小さくなると考えられる。

障害物 e を設置した場合における、波が障害物に衝突した瞬間の様子を写真-3.3.1(2)-4 に示す。障害物 e を設置した場合、波の先端が前面の消波材で勢いを減殺された後に、背面の木材に衝突する。波の先端は、勢いが消波材によって失われている分、

上方には飛ばず、地面と水平に飛び出し防潮堤に衝突する。波の先端が防潮堤に衝突し、落下する時に、後にやってきた波の本体が重複波圧を生じる。よって、障害物 a、d を設置した場合と比較して、波本体が重複波圧を生じる時の水量が、波先端の水量分多くなるため、障害物 e を設置した場合に波力が大きくなったと推察した。

また図-3.3.1(2)-2より、防潮堤をC点に設置した場合にはすべての障害物で波力の低減効果が見られるが、特に障害物 a、d、e がすべてのケースで波力が約 70% 低減されている。防潮堤をB点に設置した場合には、障害物 b と障害物 e で波力比が大きかったが、防潮堤をC点した設置場合では障害物 b と障害物 c で波力比が大きくなっている。先ほどの防潮堤をB点に設置した場合には、波の先端が障害物に衝突して間もなく波が重複波圧を生じる。その際、後方の波が十分に水を供給している状態であった。一方防潮堤C点設置時では防潮堤と障害物の距離が大きくなったことで、波の先端が障害物に衝突してから重複波圧を生じるまでの時間が長い。波力は防潮堤位置での作用高さが大きいほど大きくなる。作用高さが大きくなるには、水の供給量が影響してくる。本実験で造波した津波の周期が短いこともあり、供給される水量の大小を決める条件として、障害物の透水性の他に反射率も関係している。これは、重複波圧を生じる前に、波が一部障害物で反射して、越流量が小さくなるためである。障害物 a、障害物 d、障害物 e では前面または背面のいずれかが材木で構成されているため、透水を許容せず、反射率が大きいため越流量、透水量は小さく、作用高さも小さくなる。一方障害物 c はすべて消波材で構成されているため、反射せず、より多くの水が越流、透水し防潮堤側へと供給され、大きな重複波圧を生じると考えられる。

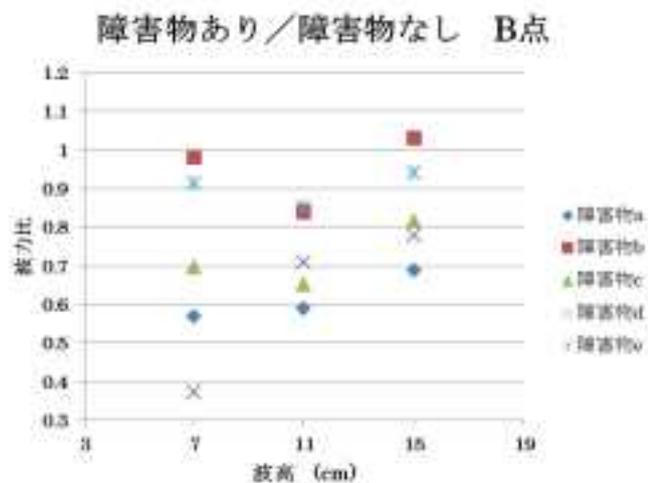


図-3.3.1(2)-1 B点における障害物の有無による波力比

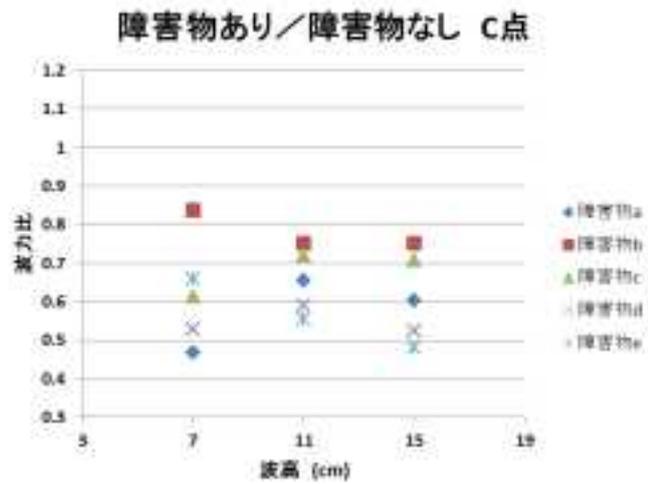


図-3.3.1(2)-2 C点における障害物の有無による波力比

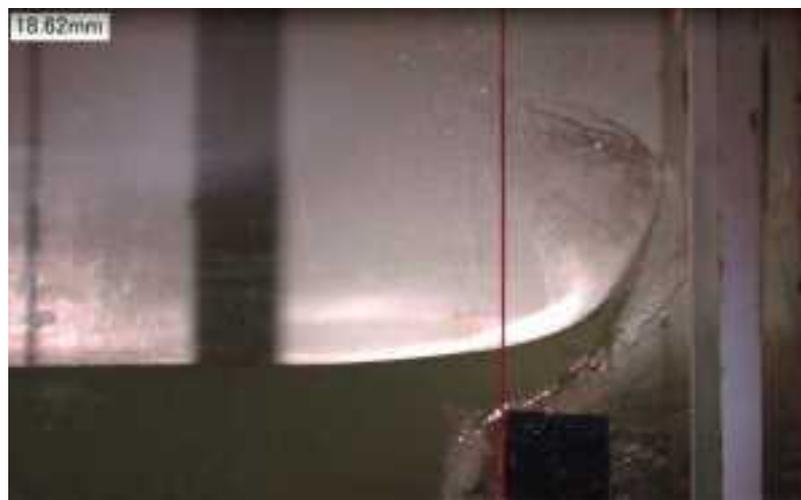


写真-3.3.1(2)-1 aに津波が作用した瞬間



写真-3.3.1(2)-2 dに津波が作用した瞬間



写真-3.3.1(2)-3 cに津波が作用した瞬間



写真-3.3.1(2)-4 eに津波が作用した瞬間

2) モーメントの評価

波力と同様、障害物を設置した場合と設置しなかった場合でモーメントを比較した。今回も障害物を汀線位置に設置している都合で、防潮堤設置位置が B 点と A 点で比をとった。防潮堤設置位置ごとのモーメントの比較を図-3.3.1(2)-3、図-3.3.1(2)-4 に示す。

防潮堤 B 点設置時では波力ほどばらつきはなく、それぞれの障害物ごとの差は小さくなっている。障害物高さが小さい障害物 b 以外では、モーメント比は 1 以下となり低減効果が現れている。障害物ごとのモーメント比の大小は波力比と似た傾向となっている。

防潮堤 C 点設置時でも、それぞれの障害物ごとの差は小さくなっている。波力比と比較すると、モーメントでは障害物 b を上回り、障害物 c の比が大きくなっている。波高 11cm と波高 15cm では障害物 c のモーメント比が一番大きい。

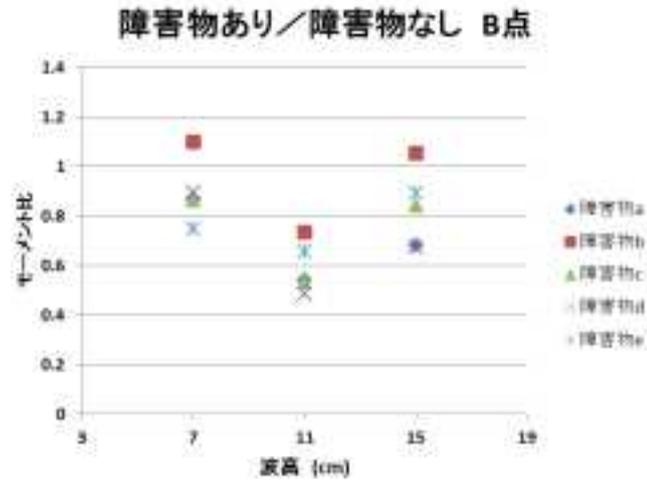


図-3.3.1(2)-3 B 点に防潮堤を設置した場合のモーメントの比較

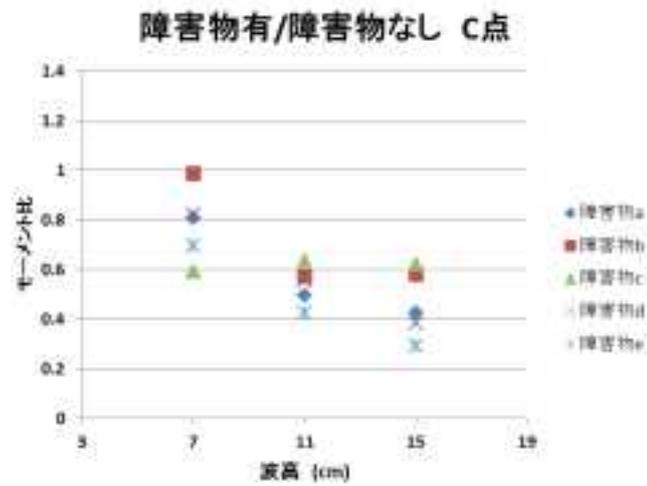


図-3.3.1(2)-4 C 点に防潮堤を設置した場合のモーメントの比較

3-3-2 水理実験のシミュレーション

(1) 解析の概要

対津波設計・フラジリティ評価手法の高度化に資することを目的に、別途実施される水理模型実験結果を対象とした完全3次元流体解析モデルによる数値シミュレーションを実施することで、津波波力特性への障害物影響の解析を実施する。

(2) 計算条件

以下に設定した計算条件について説明する。

4) 計算区間

津波造波装置から直線部、一様勾配斜面、遡上区間を含む一連の水理模型実験水路をモデル化した。

5) 計算メッシュ

計算メッシュは、実験水路の形状を適切に表現できるように作成した。

水路縦断方向のメッシュ分割について、遡上時の津波の変形・伝播過程を詳細に検討できるように、計算メッシュサイズを1cmに設定した。横断方向のメッシュ分割について、津波の横断方向の変化が少ない事を勘案し、計算メッシュサイズを1mに設定した。

鉛直方向のメッシュ分割について、解析対象となる津波波形の形状を表現する為に、計算メッシュサイズを1cmに設定した。

総メッシュ数は縦断方向 2772 × 横断方向 4 × 鉛直方向 116 = 1286, 208 となった。

実験水路の寸法を図-3.3.2(2)-1に、作成した計算メッシュを図-3.3.2(2)-2に示す。

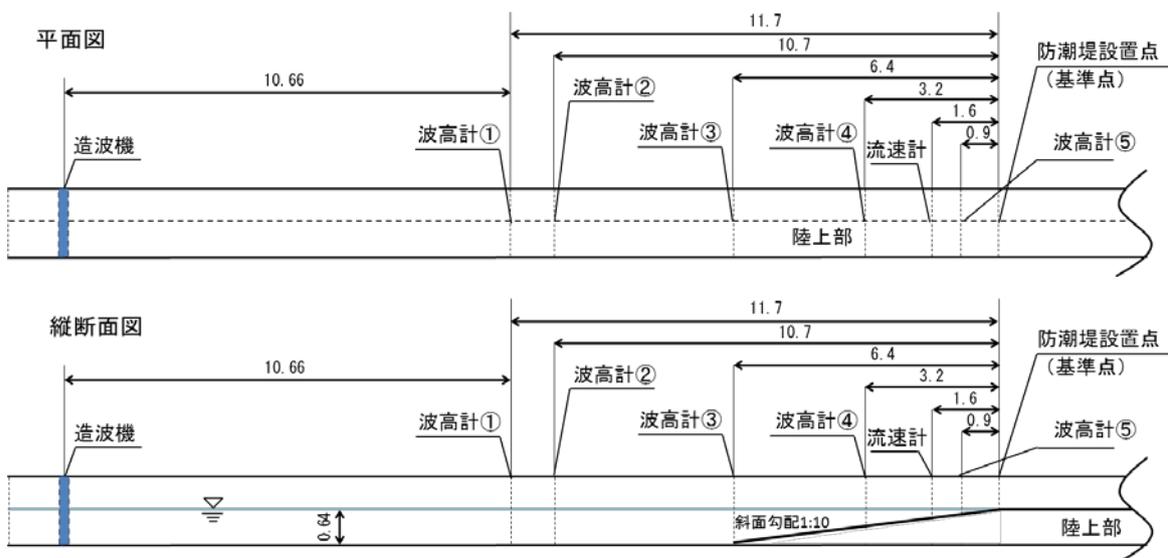


図-3.3.2(2)-1 水理模型実験水路寸法

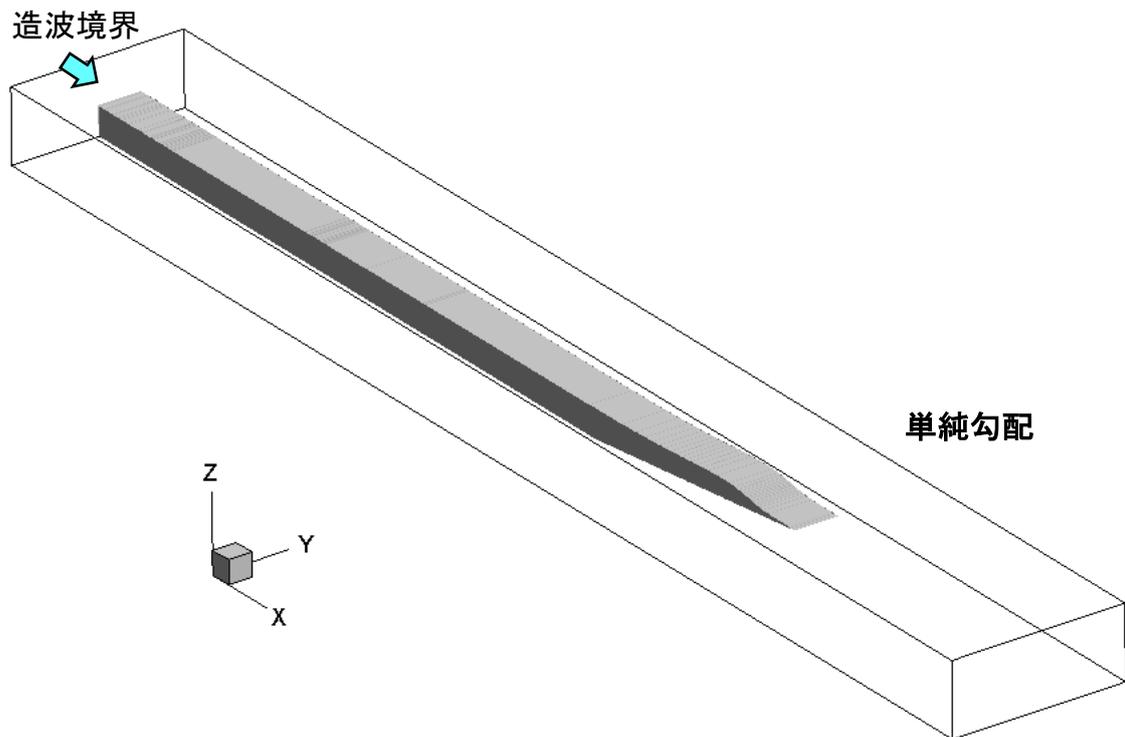


図-3.3.2(2)-2 計算メッシュ

6) 障害物

障害物は、図-3.3.2(2)-3に示す4種類の障害物を解析対象としてモデル化した。障害物は汀線0cmの位置に設置した。

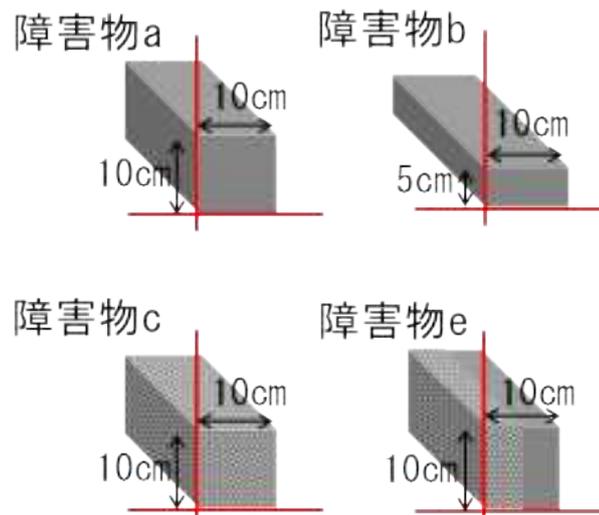


図-3.3.2(2)-3 障害物の種類

7) 防潮堤

高さ 95cm の防潮堤を、汀線から 30cm および 60cm の位置に設置する条件とした。

8) 入力波

波高 7cm、11cm、15cm の孤立波を入力波として与えた。

9) 実施ケース

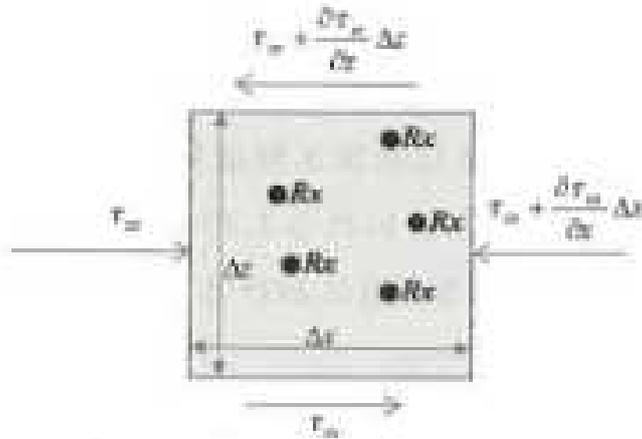
実施した解析ケースを表-3.3.2(2)-1 に示す。解析ケース数は、障害物 4 × 防潮堤位置 2 × 入力波 3 の 24 ケースとなった。初期条件は、静水状態(水深 64.0cm)とした。

表-3.3.2(2)-1 解析ケース一覧

ケース No.	障害物	防潮堤位置 (汀線から : cm)	入力波高 (cm)
CaseA_x3_w07	A	30	7
CaseA_x3_w11	A	30	11
CaseA_x3_w15	A	30	15
CaseA_x6_w07	A	60	7
CaseA_x6_w11	A	60	11
CaseA_x6_w15	A	60	15
CaseB_x3_w07	B	30	7
CaseB_x3_w11	B	30	11
CaseB_x3_w15	B	30	15
CaseB_x6_w07	B	60	7
CaseB_x6_w11	B	60	11
CaseB_x6_w15	B	60	15
CaseC_x3_w07	C	30	7
CaseC_x3_w11	C	30	11
CaseC_x3_w15	C	30	15
CaseC_x6_w07	C	60	7
CaseC_x6_w11	C	60	11
CaseC_x6_w15	C	60	15
CaseE_x3_w07	E	30	7
CaseE_x3_w11	E	30	11
CaseE_x3_w15	E	30	15
CaseE_x6_w07	E	60	7
CaseE_x6_w11	E	60	11
CaseE_x6_w15	E	60	15

10) 植生の抵抗項

障害物 C、E における植生の抗力項の概念を図-3.3.2(2)-4 に示す。また、植生の分類を表-3.3.2(2)-2 に示す。



$$R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - r_x) \rho \sqrt{u^2 + v^2 + w^2}$$

$$R_y = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta y} (1 - r_y) \rho \sqrt{u^2 + v^2 + w^2}$$

$$R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - r_z) \rho \sqrt{u^2 + v^2 + w^2}$$

R_x, R_y, R_z : 抗力

r_x, r_y, r_z : 面積透過率

$\Delta x, \Delta y, \Delta z$: 格子間隔

u, v, w : 流速

C_D : 抵抗係数

図-3.3.2(2)-4 植生の抗力項

表-3.3.2(2)-2 植生の分類

植生タイプ	群のみ	群+葉	葉のみ
密度(本数/m ²)	20		
直径D(m)	0.3		
投影面積率 A ₀ /A			0.85
注疏率 V _a /V			0.04
抗力係数C _H	$C_H = 8.4(V_a/V) + 0.66$		1.0
慣性力係数C _M			1.7
グリーンベルトの配置	種		
	50m		20m
一帯配置			
千鳥配置			
ギャップ配置			

(3) 計算結果

1) 障害物波力検定に対する考察

a) 最大波圧

障害物が存在するときの波圧は、存在しないときに比べ若干数値不安定を伴っているようである。それらの数値不安定を伴っていると判断される結果を除けば、どのケースも計算結果における最大波圧の分布は水理模型実験結果におけるそれを傾向的には再現している。例えば、障害物 A および防潮堤位置 60cm の場合における入射波高 15cm のケースでは、計算結果における高さ 20cm までの最大波圧分布とそれより高い位置でのそれとでは傾向が異なり、高さ 20cm での最大波圧はその上の高さ 30cm でのそれに比べ小さくなっている。これは障害物による波圧の減衰効果の影響であると推測される。このケースでは、実験結果における最大波圧分布においても、計算結果におけるそれほど極端ではないが、類似した傾向が見られる。

全体的には、障害物 B および E のように高さの低い障害物に対する計算結果は、障害物 A および C のように高さの高い障害物の場合より再現性が高くなる傾向があるようである。また、特に入射波高の大きなケースにおいては、計算結果における最大波圧は実験結果におけるそれを過大に評価する傾向が見られる。

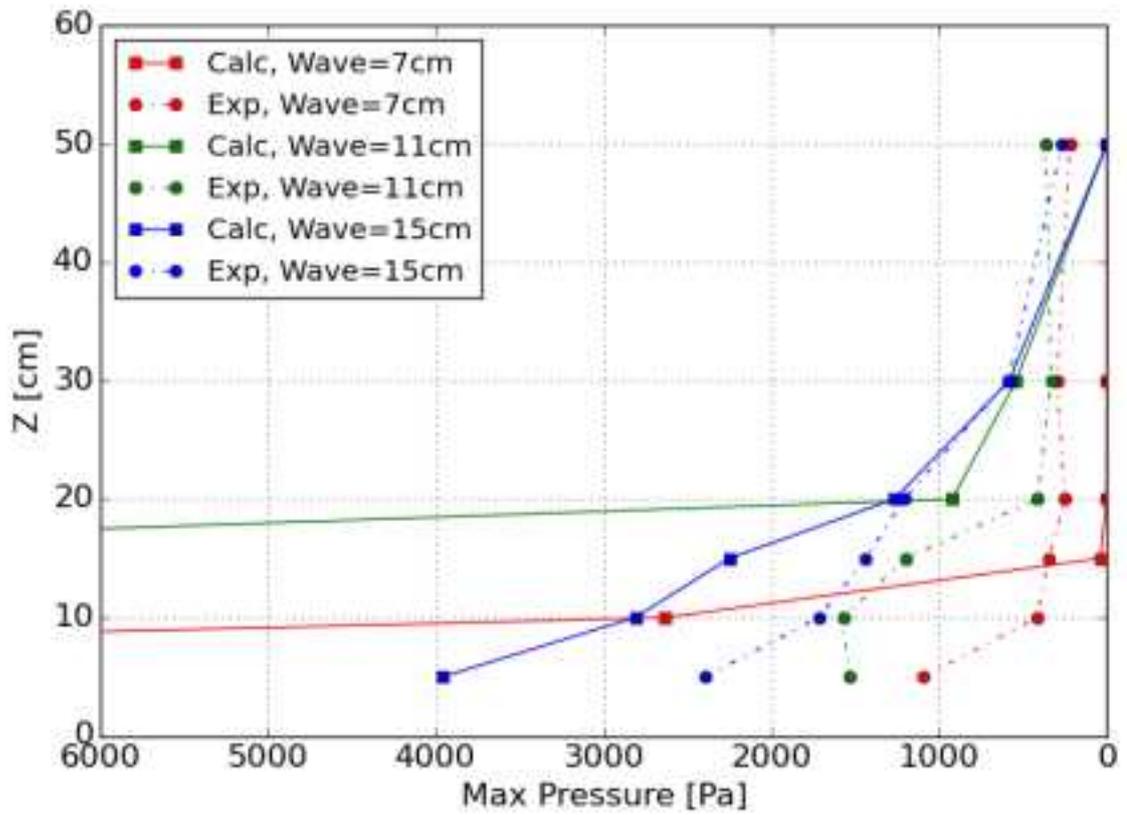


図-3.3.2(3)-1 障害物 A、防潮堤位置 30cm の最大波圧

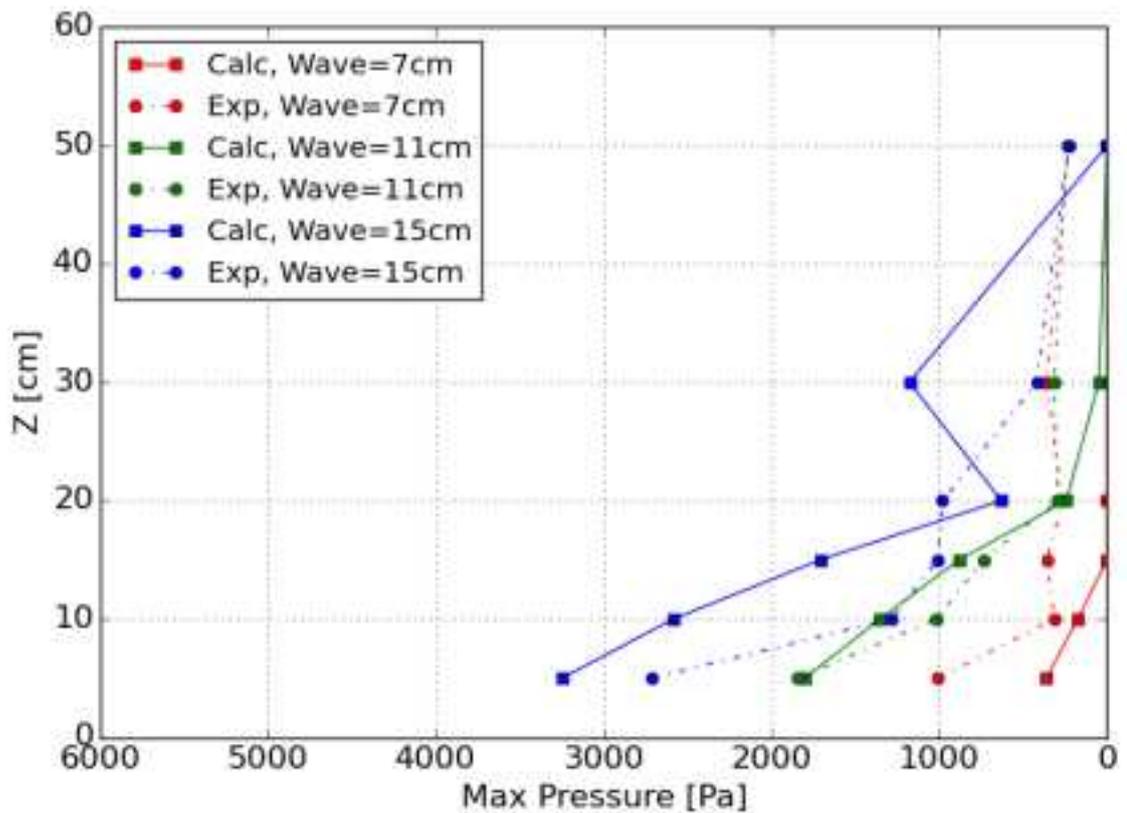


図-3.3.2(3)-2 障害物 A、防潮堤位置 60cm の最大波圧

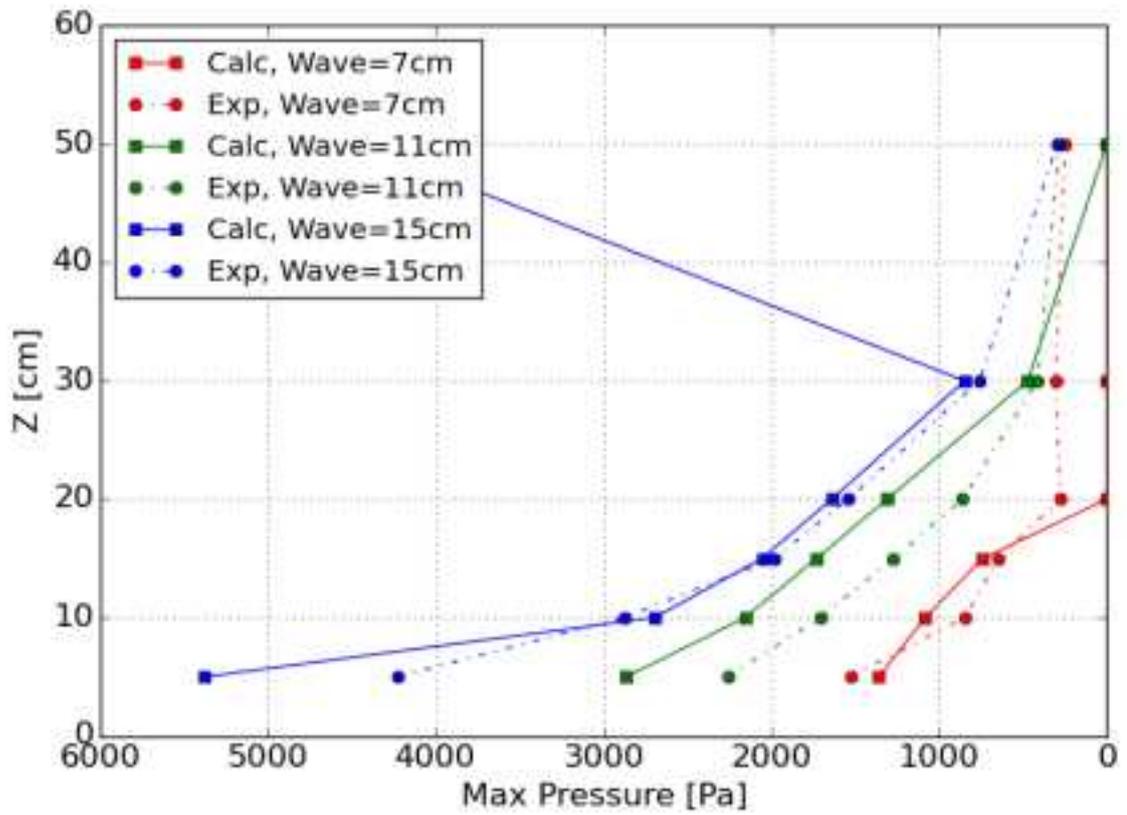


図-3.3.2(3)-3 障害物B、防潮堤位置30cmの最大波圧

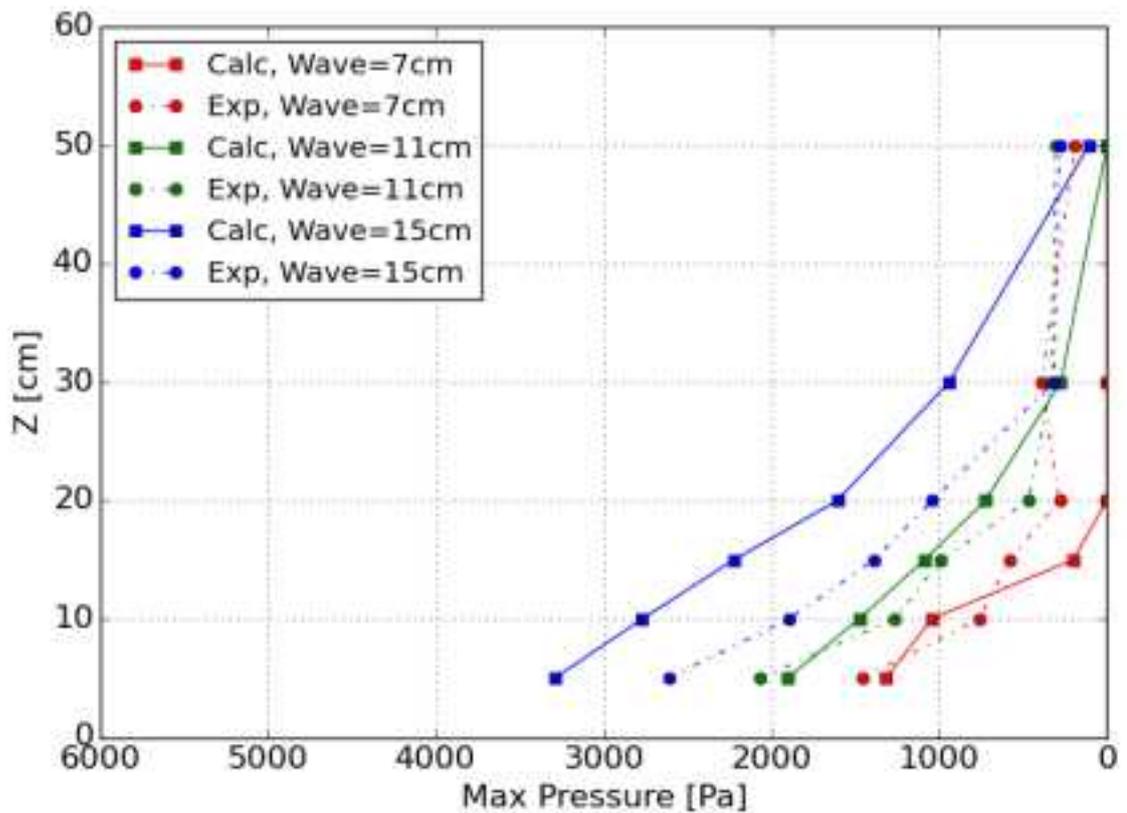


図-3.3.2(3)-4 障害物B、防潮堤位置60cmの最大波圧

b) 水位および波圧時系列の変化

水位時系列の変化に関しては、計算結果における水位時系列は水理模型実験結果におけるそれを良好に再現している。ただし、どのケースにおいても岸側に近づくに従ってピークに位相差が生じているなど、若干の相違が見られる。この相違は波圧検定においても見られた傾向である。

波圧時系列の変化に着目すると、計算結果における波圧時系列の変化には、障害物 A、防潮堤位置 30cm および入力波高 7cm のケースに現れているように、若干の数値不安定の影響であると推測されるスパイクノイズが見られる。それを除けば全体的には計算結果における波圧時系列の変化は実験結果におけるその傾向を再現している。どのケースにおいても同様であるが、計算結果における波圧時系列は実験結果におけるそれに比べスパイク状になる傾向が見られる。これは障害物の存在による影響であると推測され、計算結果では実験結果に比べ障害物の存在の影響が若干極端に現れているようである。

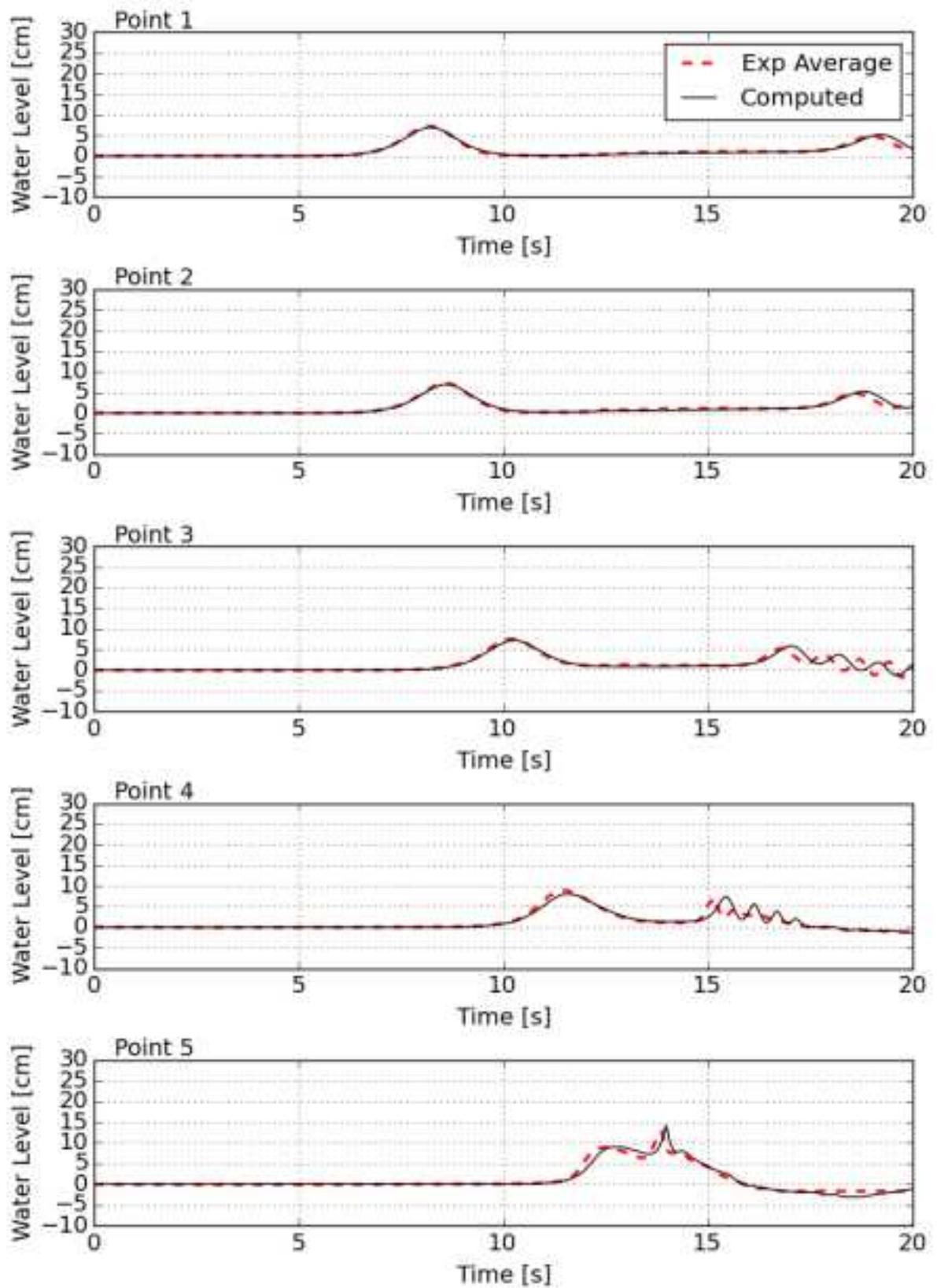


図-3.3.2(3)-5 CaseA_x3_wave07 : 水位時系列の比較

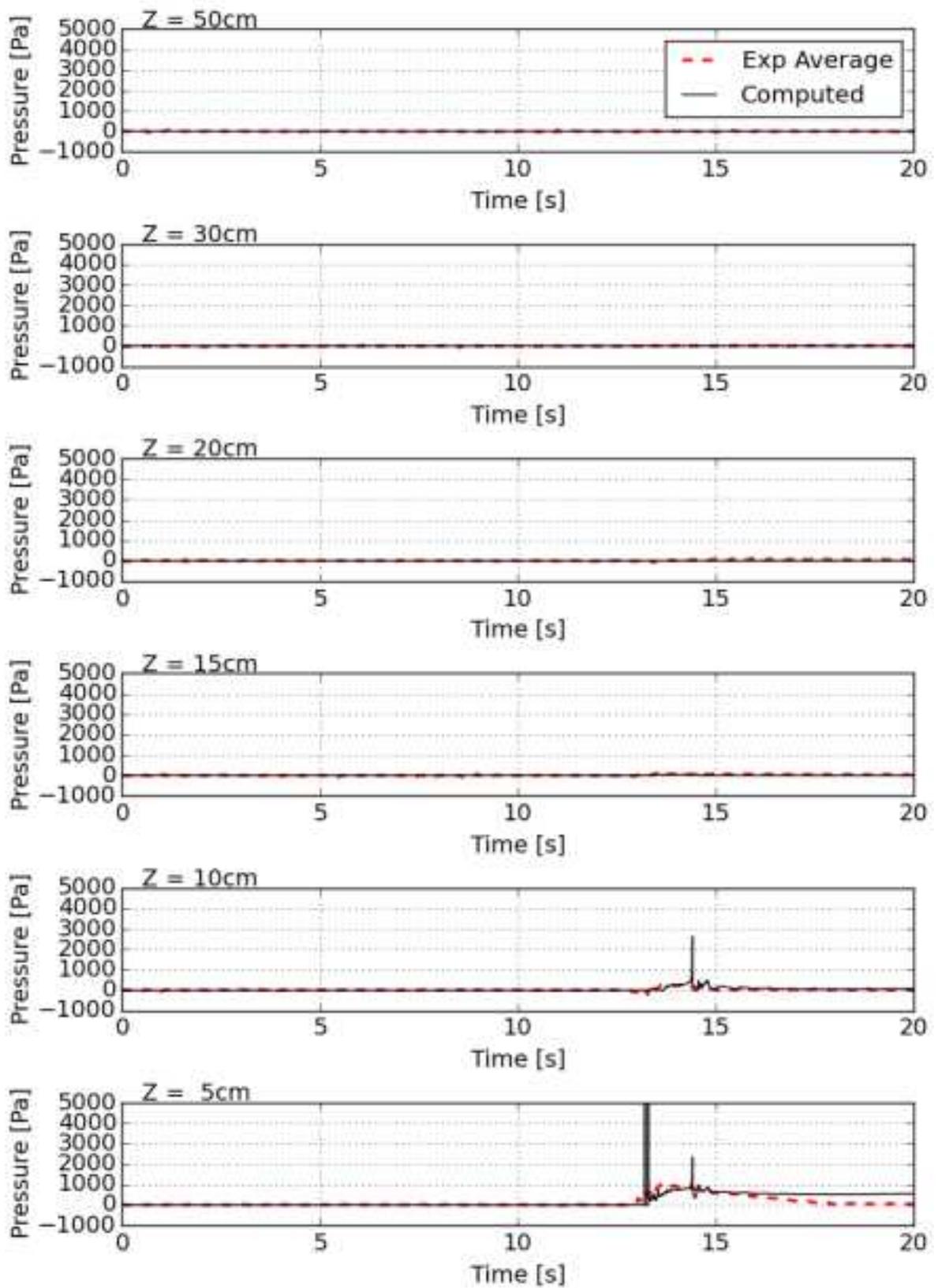


図-3.3.2(3)-6 CaseA_x3_wave07 : 波圧時系列の比較

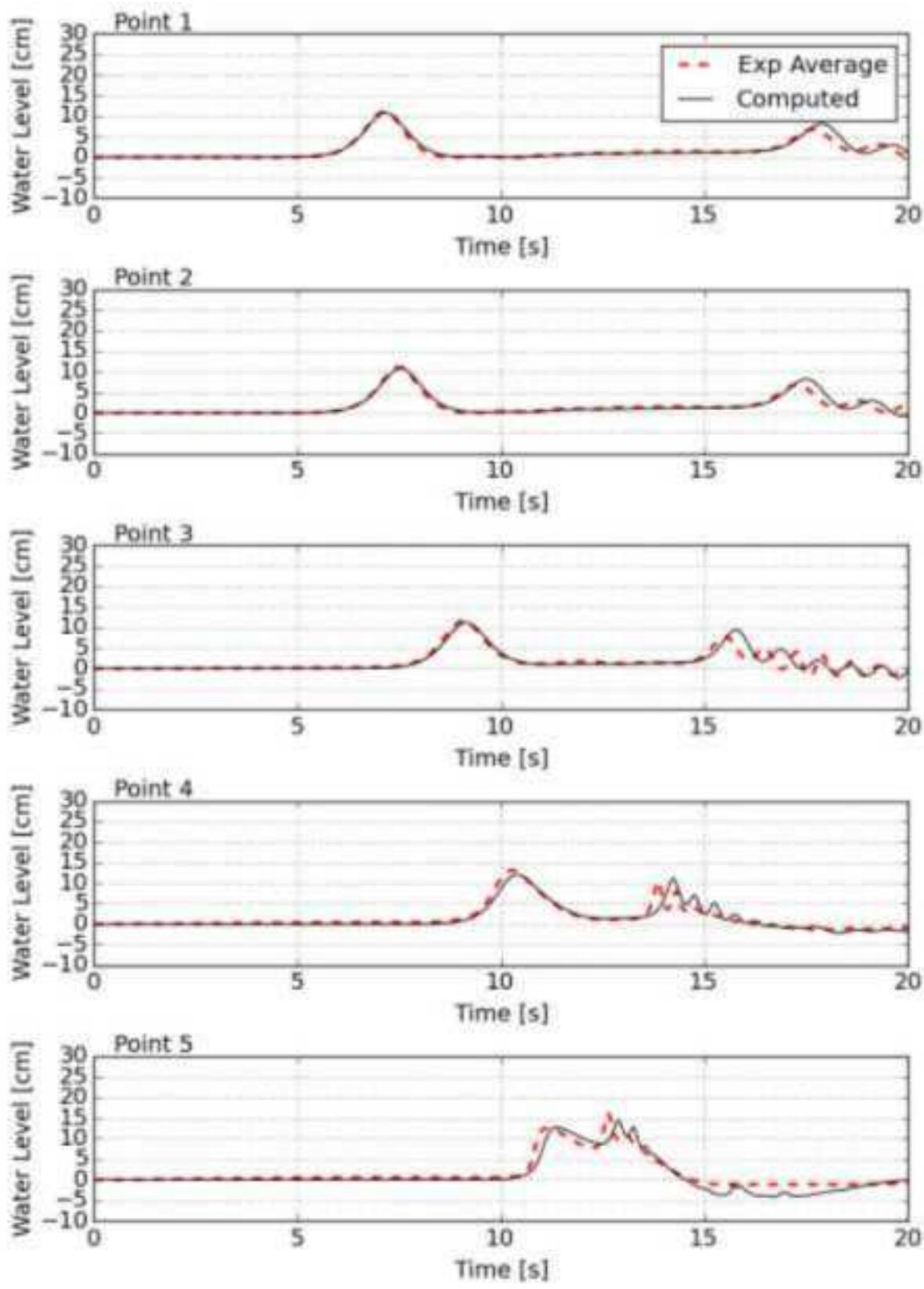


図-3.3.2(3)-7 CaseA_x3_wave11 : 水位時系列の比較

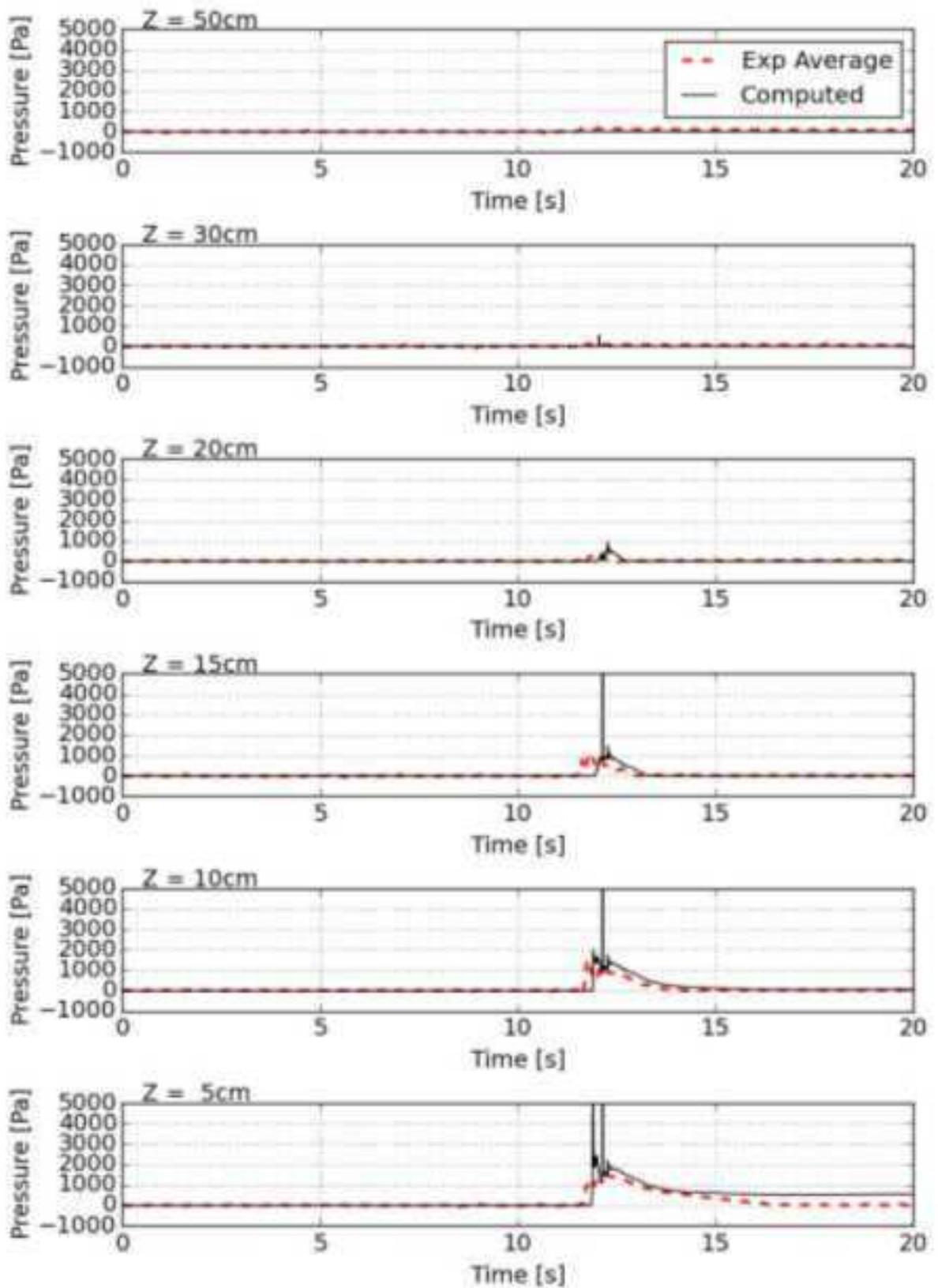


図-3.3.2(3)-8 CaseA_x3_wave11 : 波圧時系列の比較

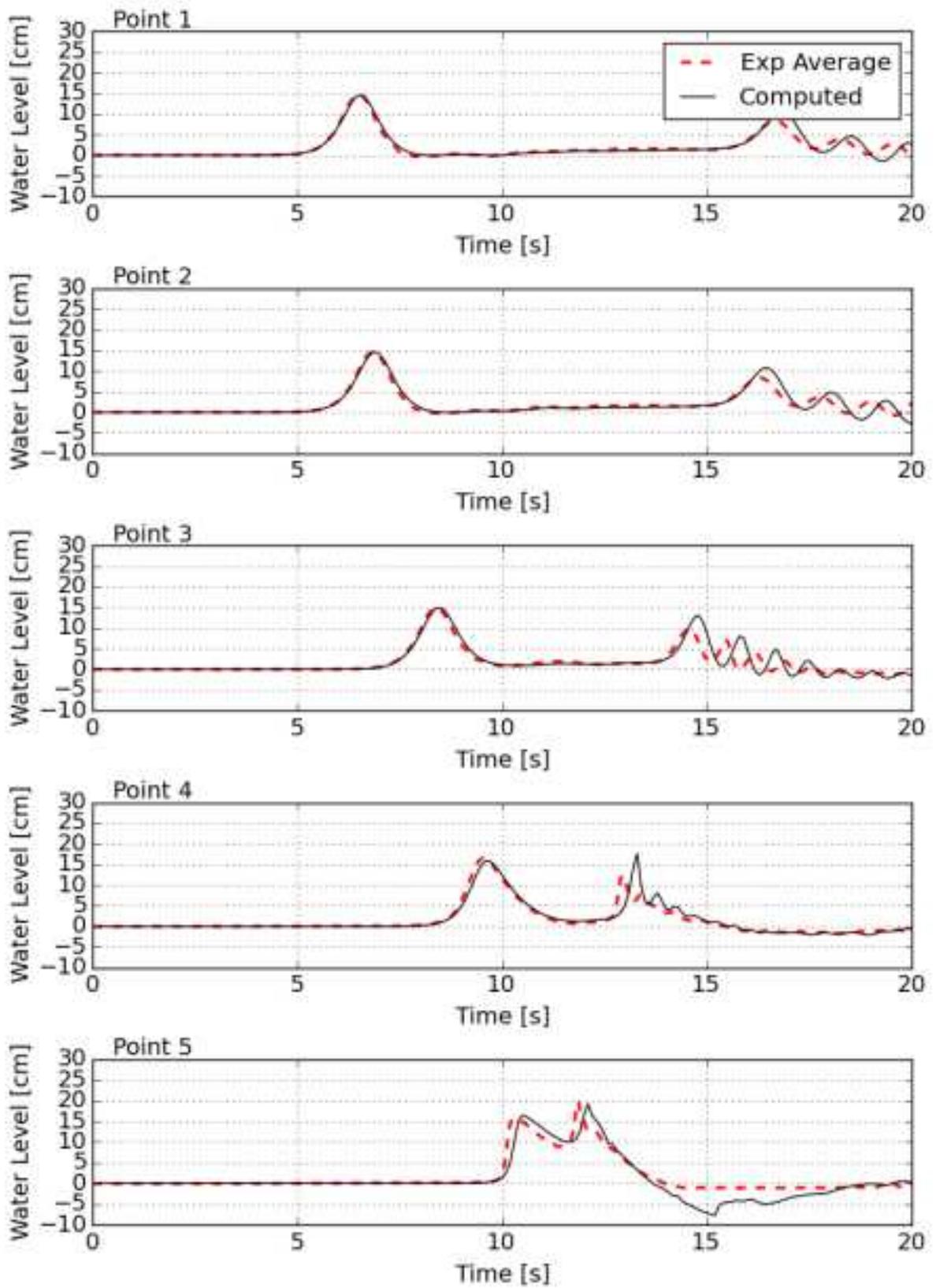


図-3.3.2(3)-9 CaseA_x3_wave15 : 水位時系列の比較

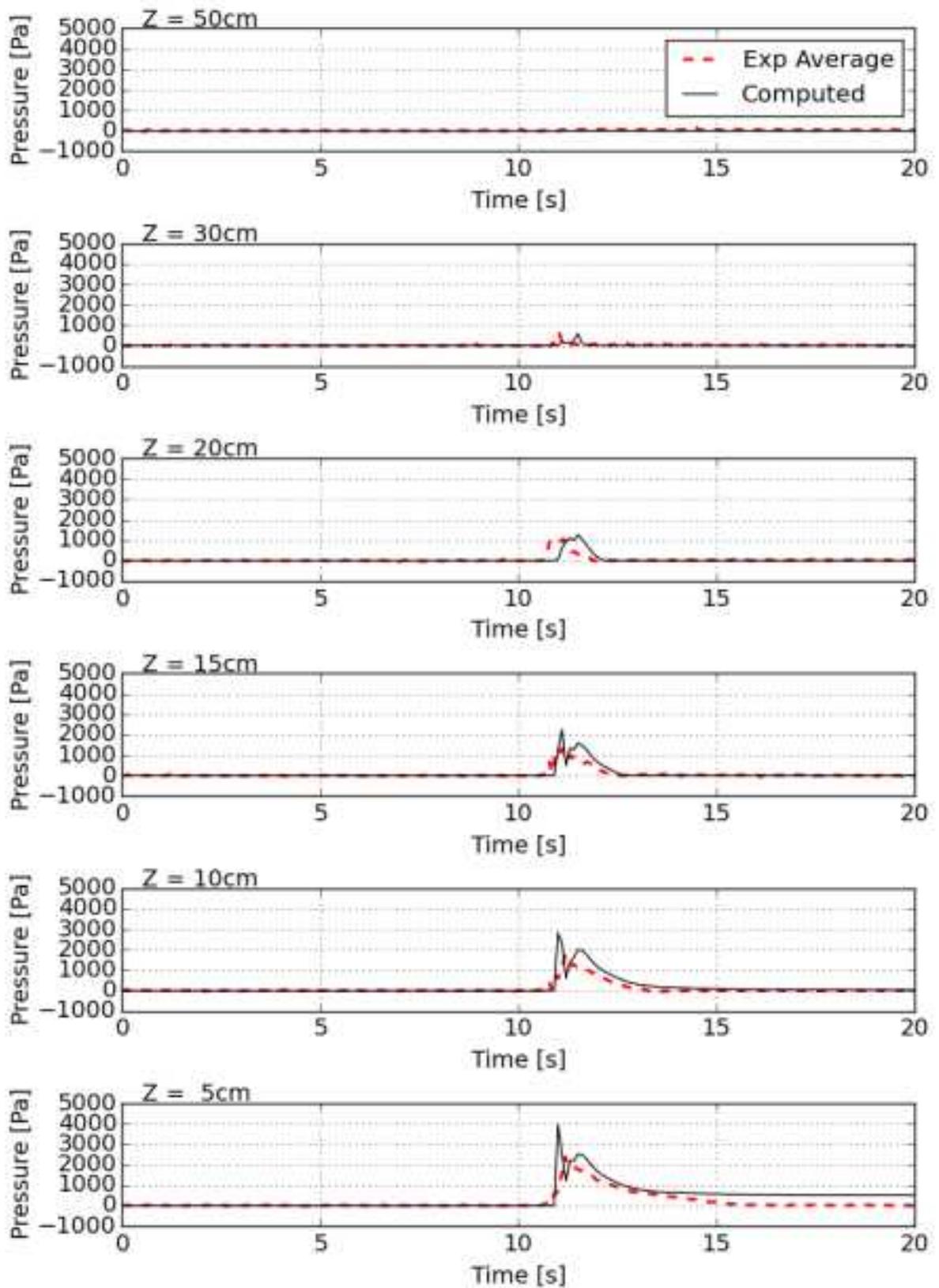


図-3.3.2(3)-10 CaseA_x3_wave15 : 波圧時系列の比較

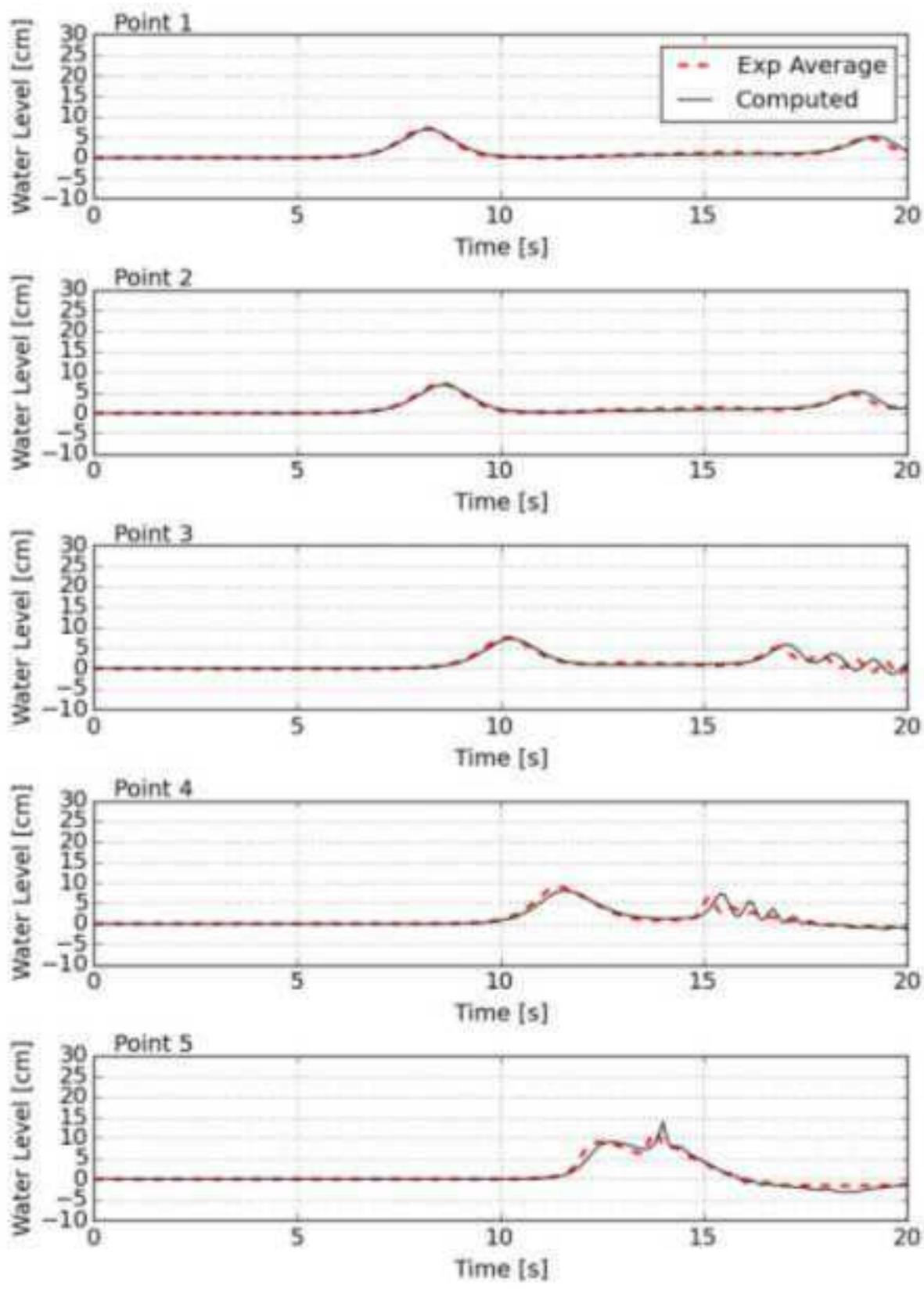


図-3.3.2(3)-11 CaseA_x6_wave07 : 水位時系列の比較

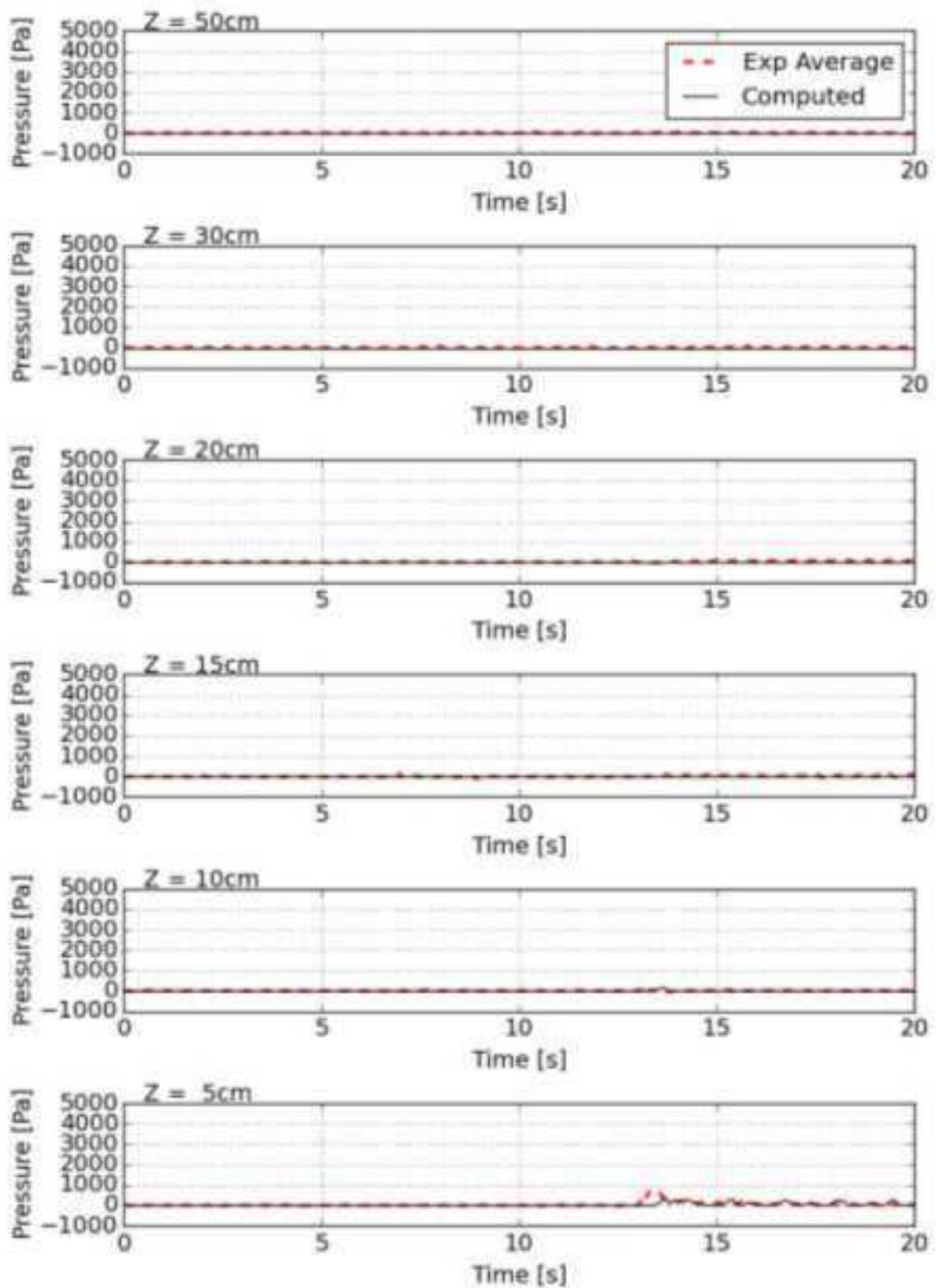


図-3.3.2(3)-12 CaseA_x6_wave07 : 波圧時系列の比較

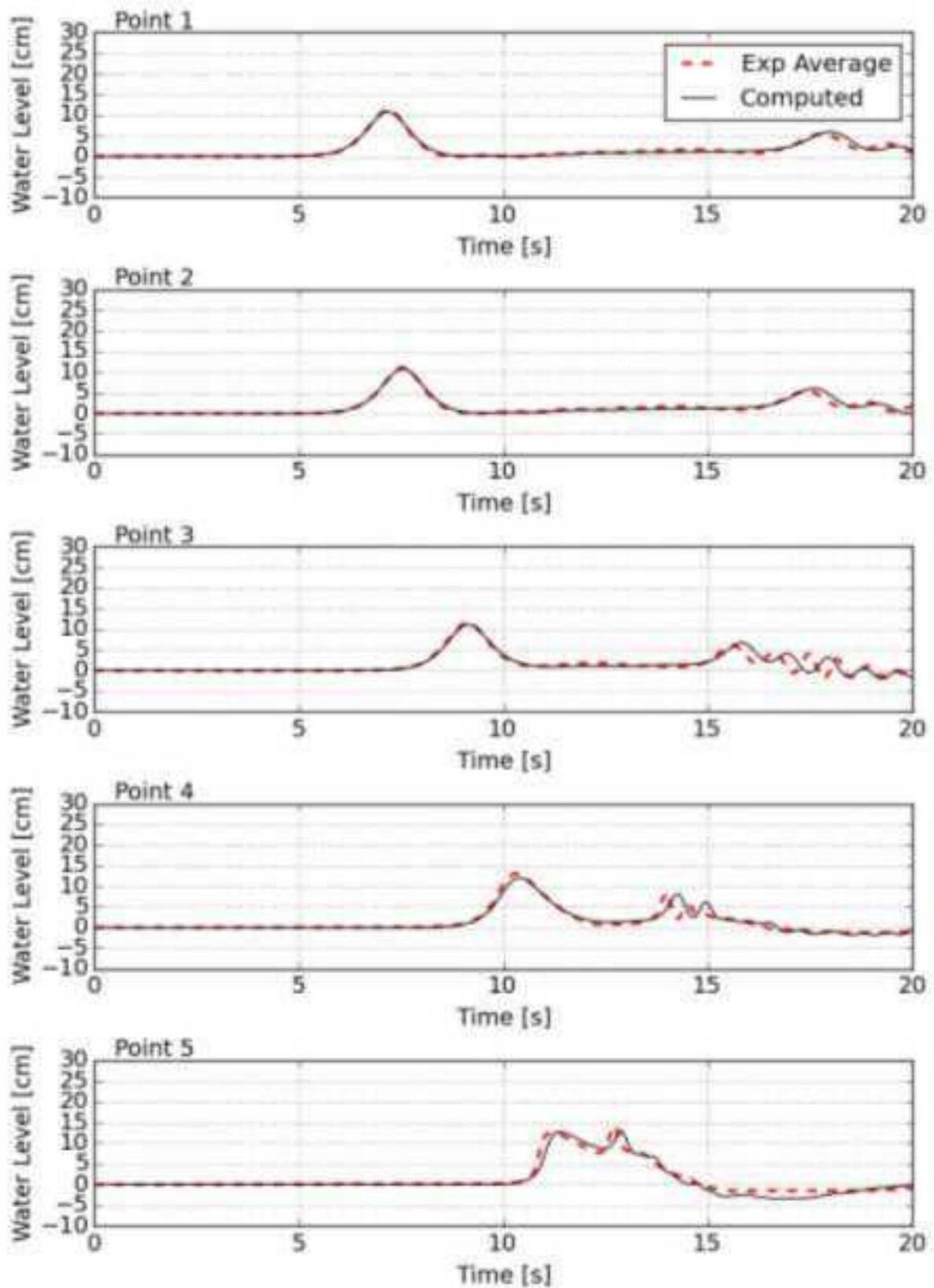


図-3.3.2(3)-13 CaseA_x6_wave11 : 水位時系列の比較

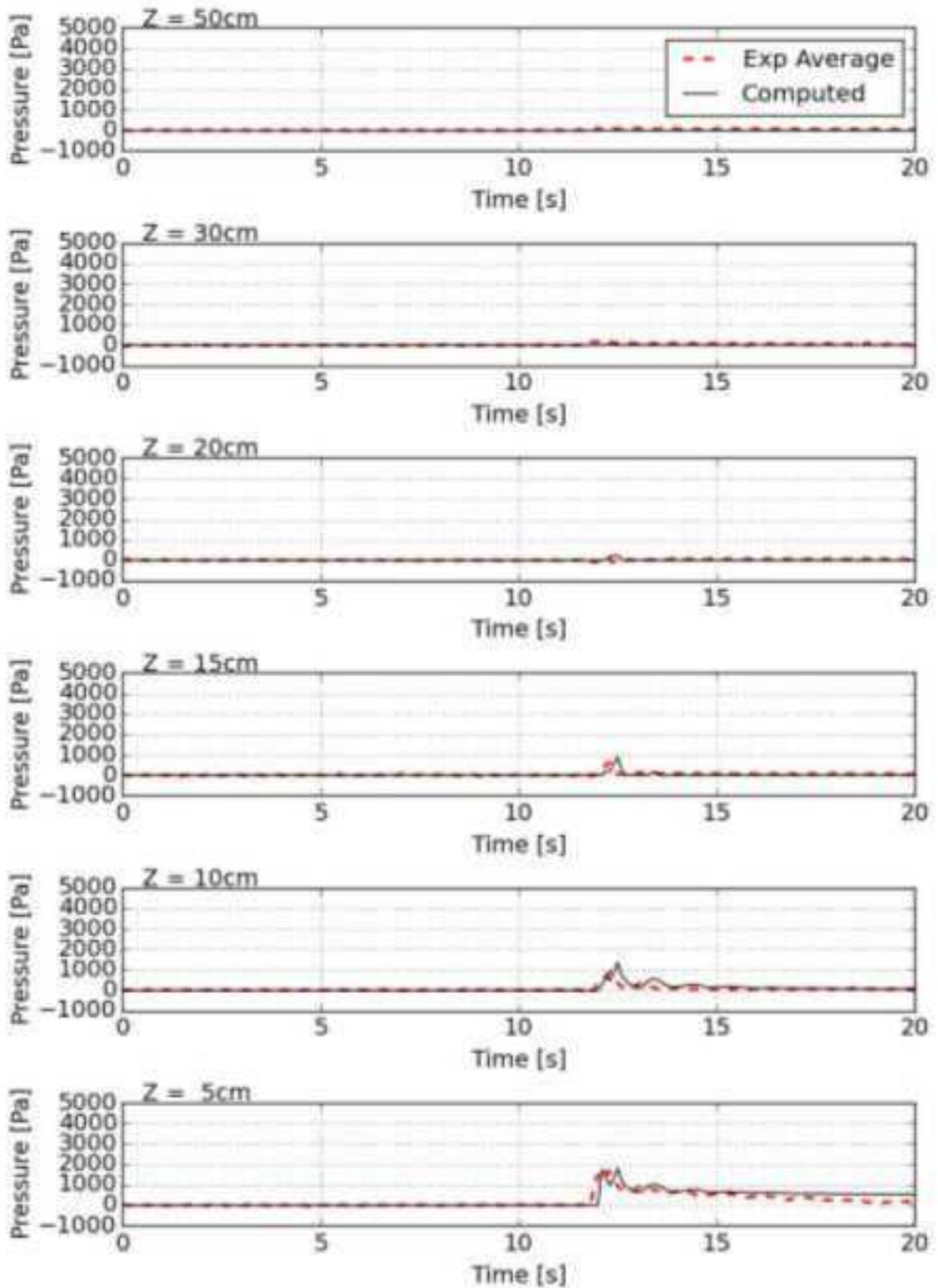


図-3.3.2(3)-14 CaseA_x6_wave11 : 波圧時系列の比較

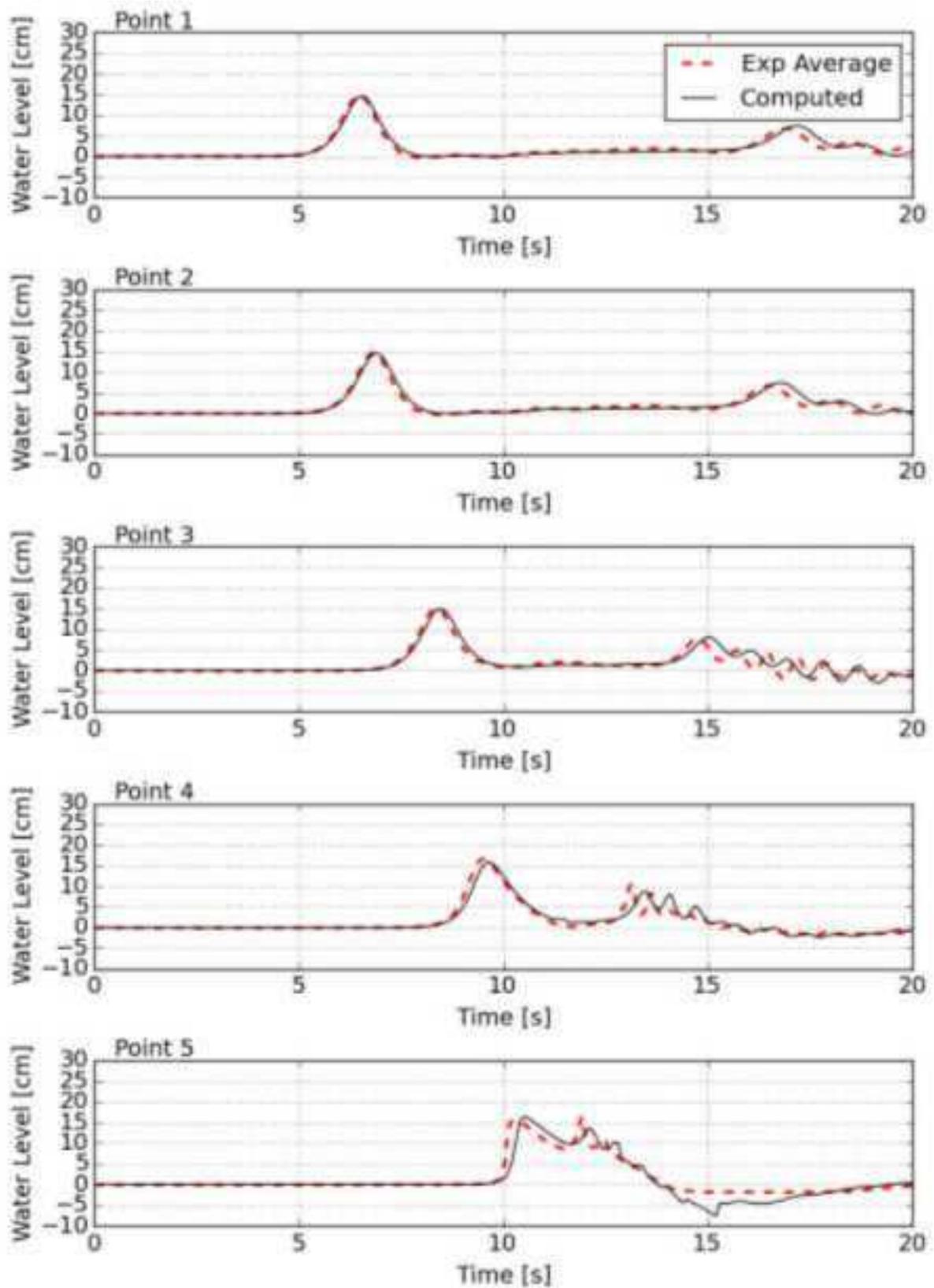


図-3.3.2(3)-15 CaseA_x6_wave15 : 水位時系列の比較

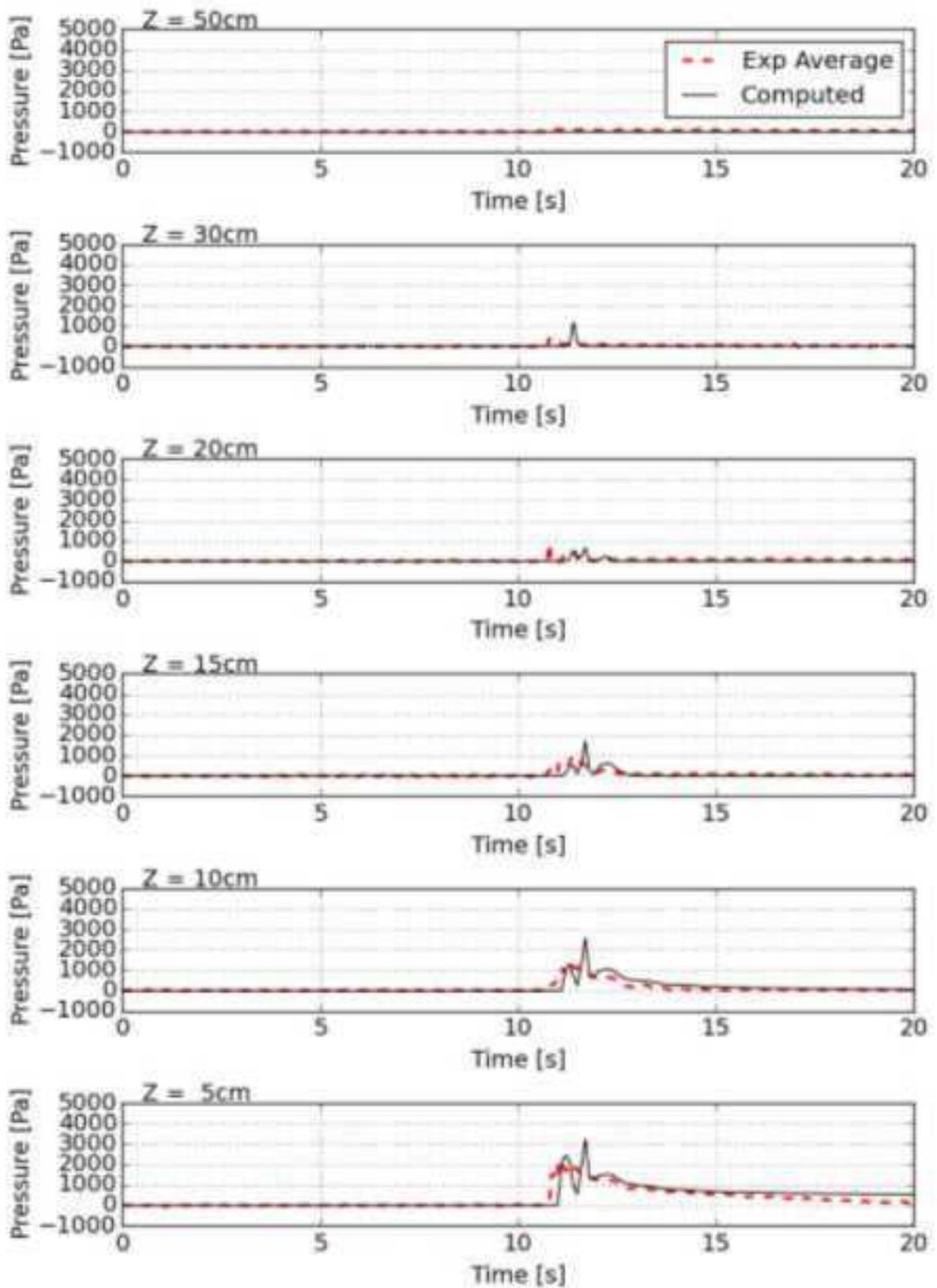


図-3.3.2(3)-16 CaseA_x6_wave15 : 波圧時系列の比較

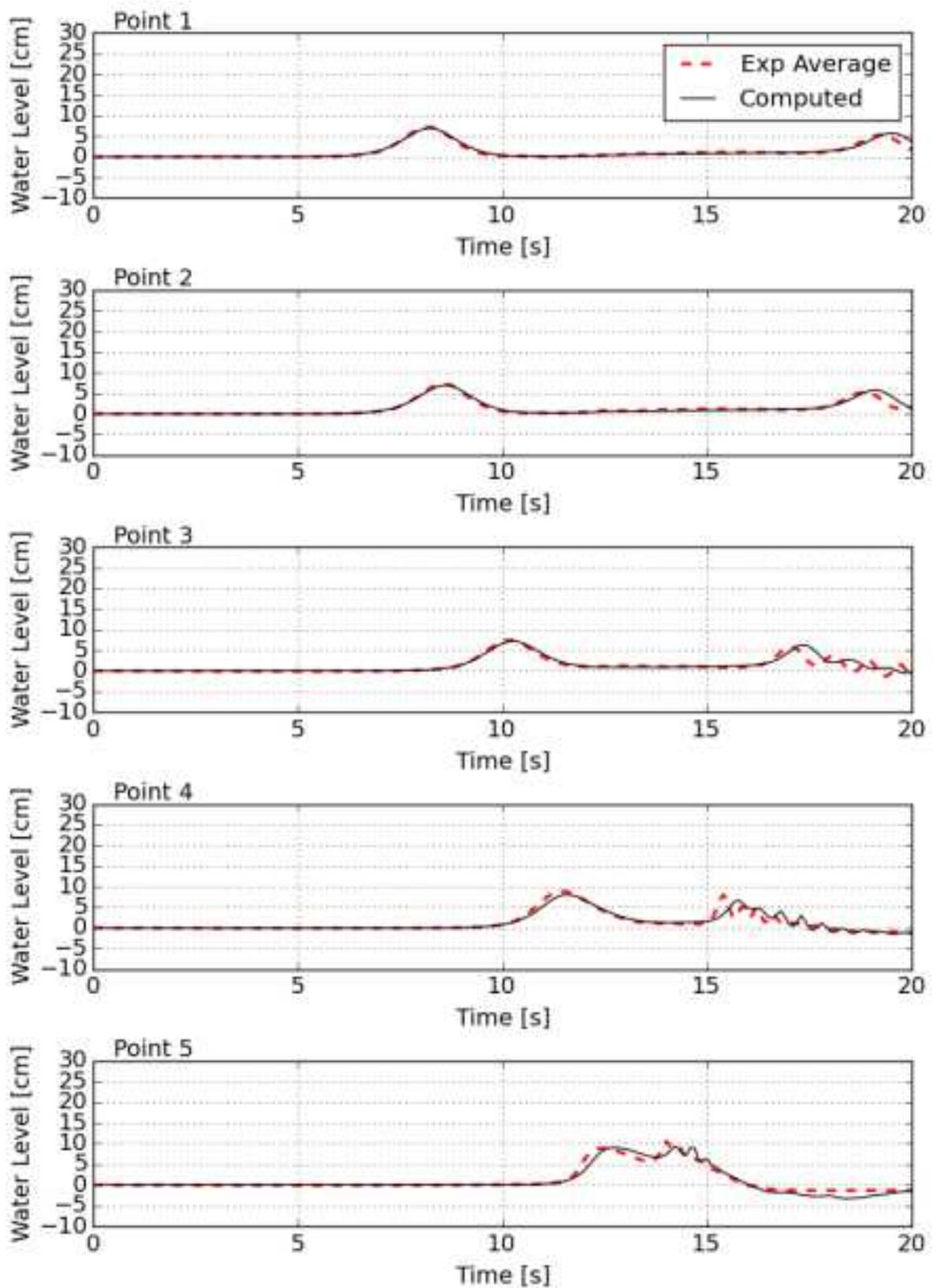


図-3.3.2(3)-17 CaseB_x3_wave07 : 水位時系列の比較

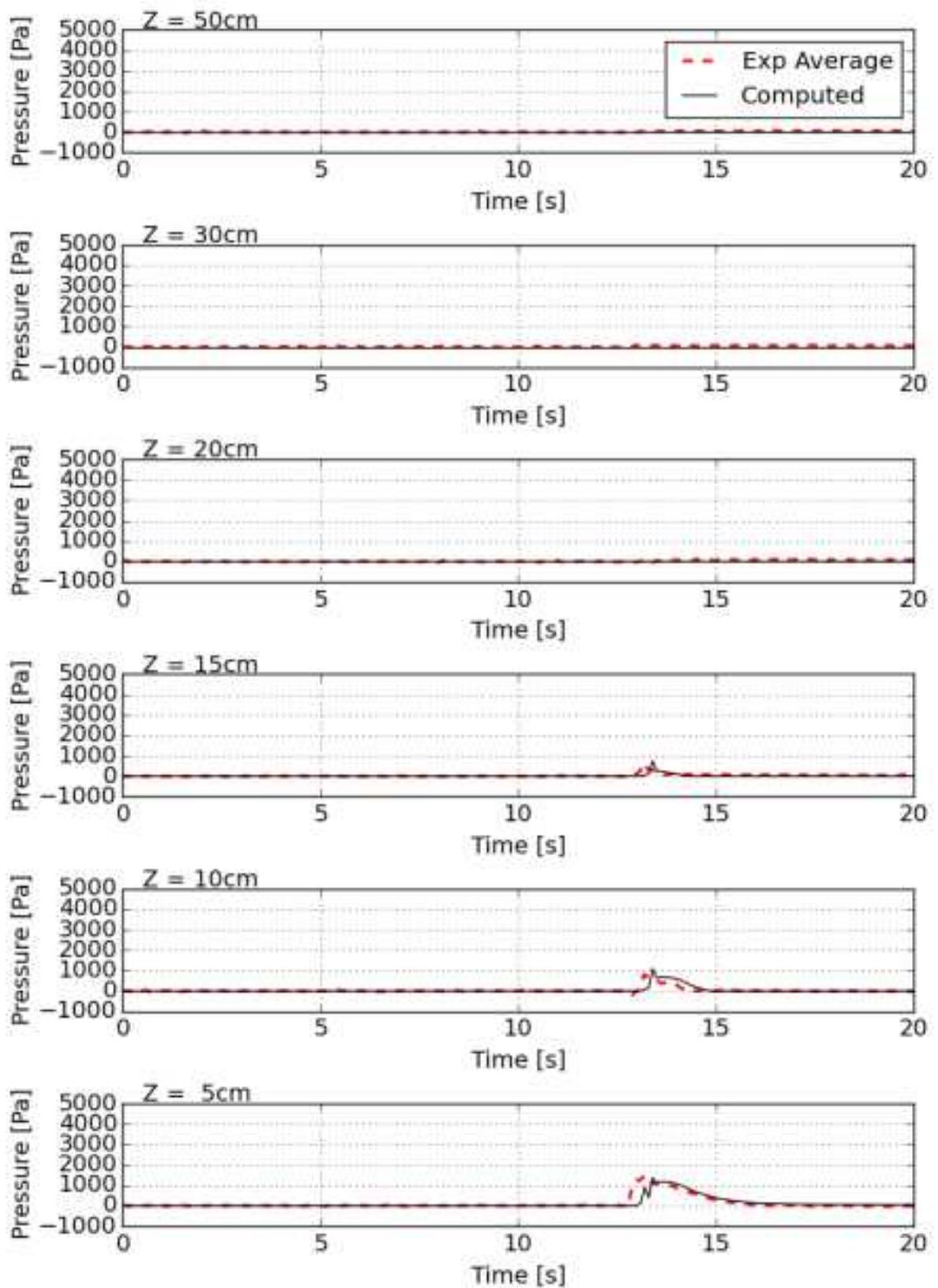


図-3.3.2(3)-18 CaseB_x3_wave07 : 波圧時系列の比較

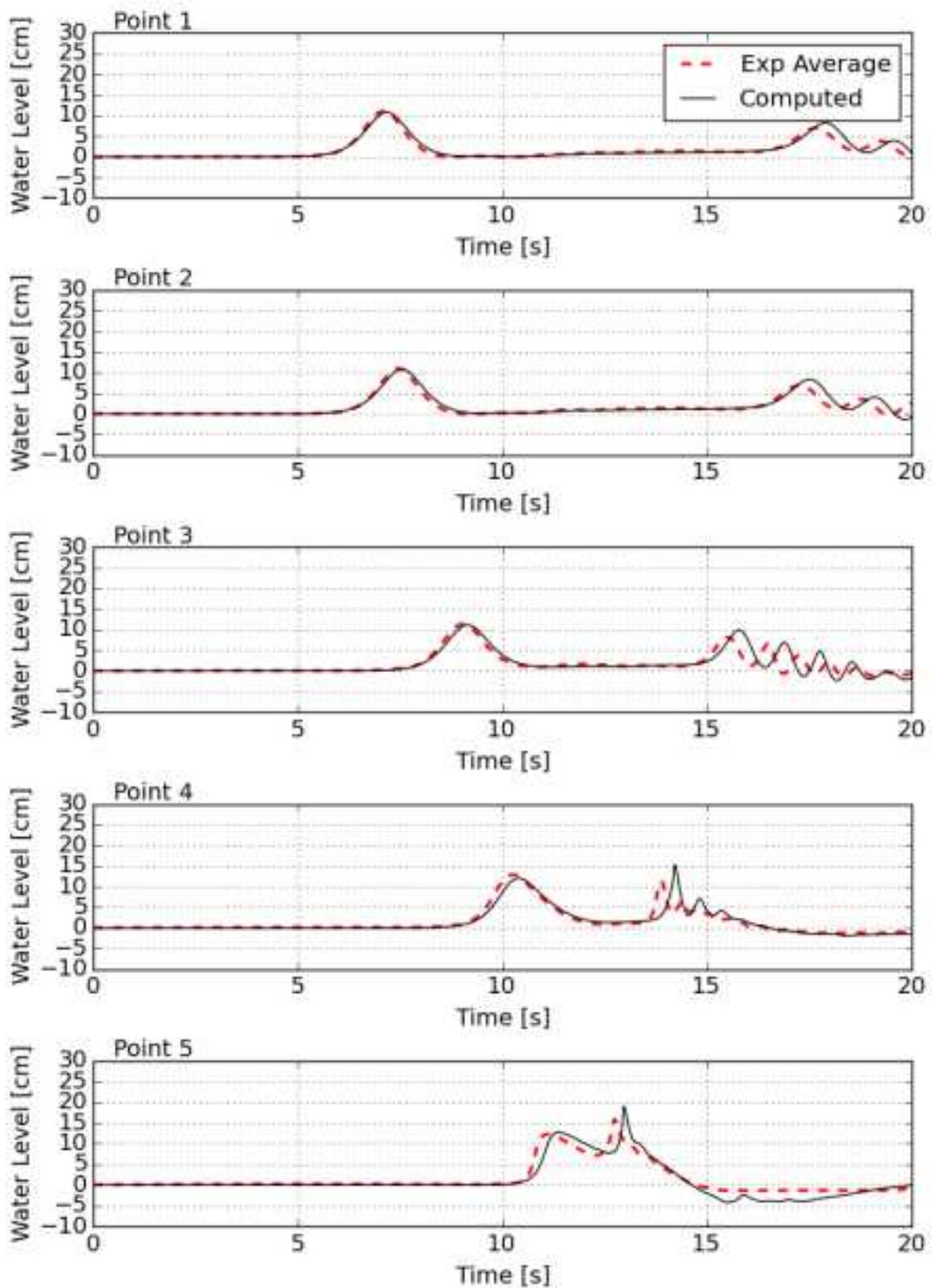


図-3.3.2(3)-19 CaseB_x3_wave11 : 水位時系列の比較

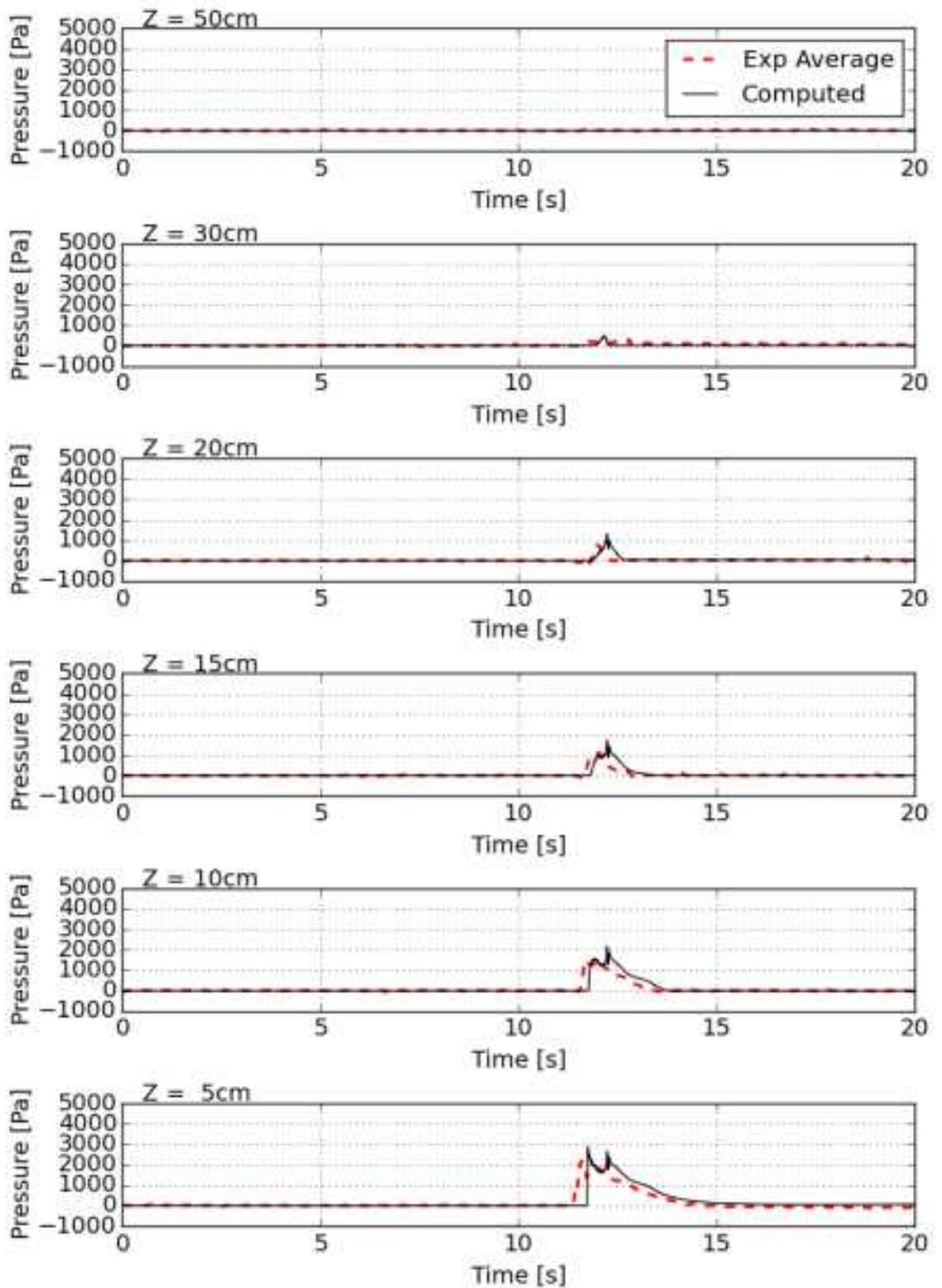


図-3.3.2(3)-20 CaseB_x3_wave11 : 波圧時系列の比較

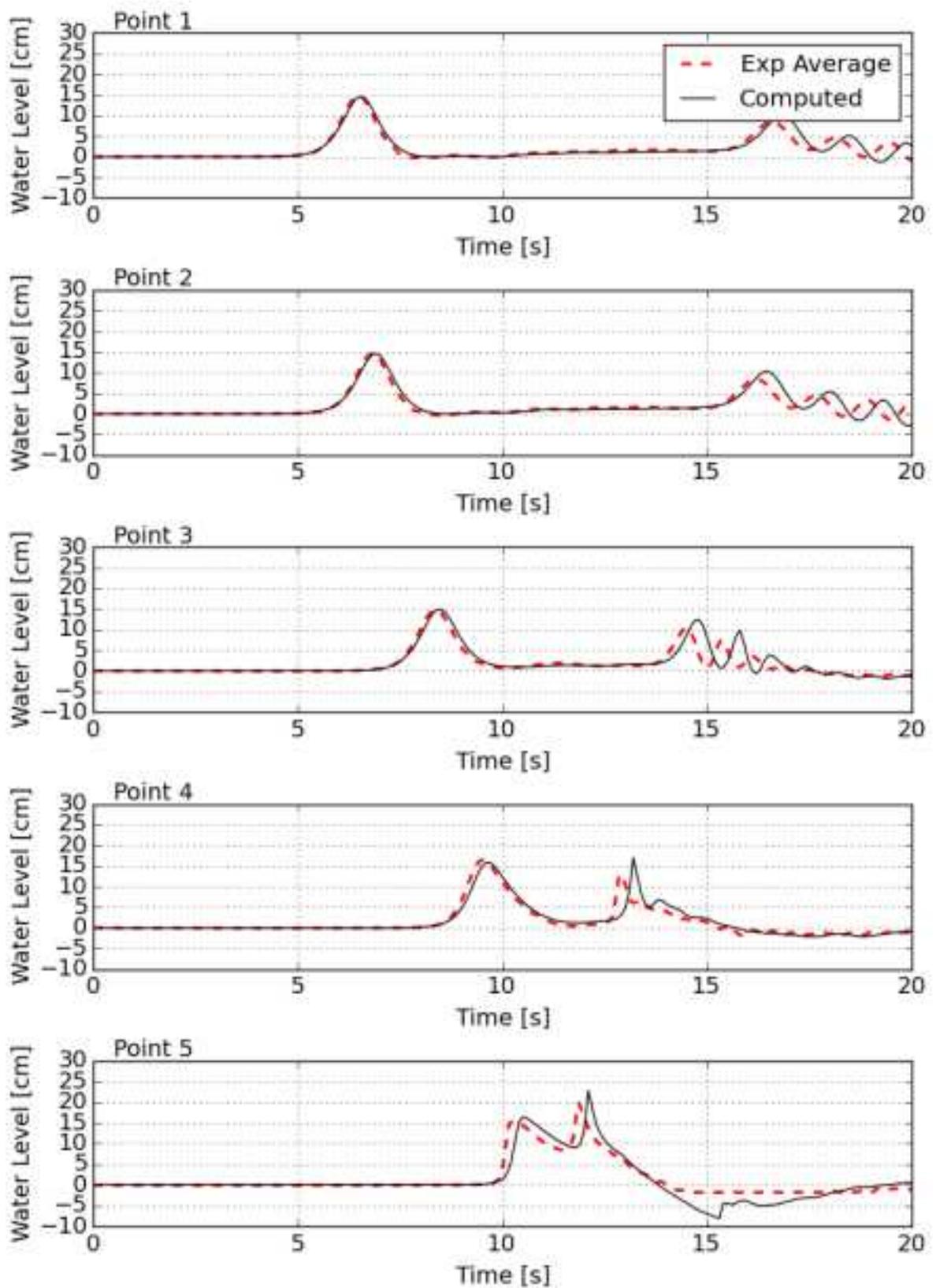


図-3.3.2(3)-21 CaseB_x3_wave15 : 水位時系列の比較

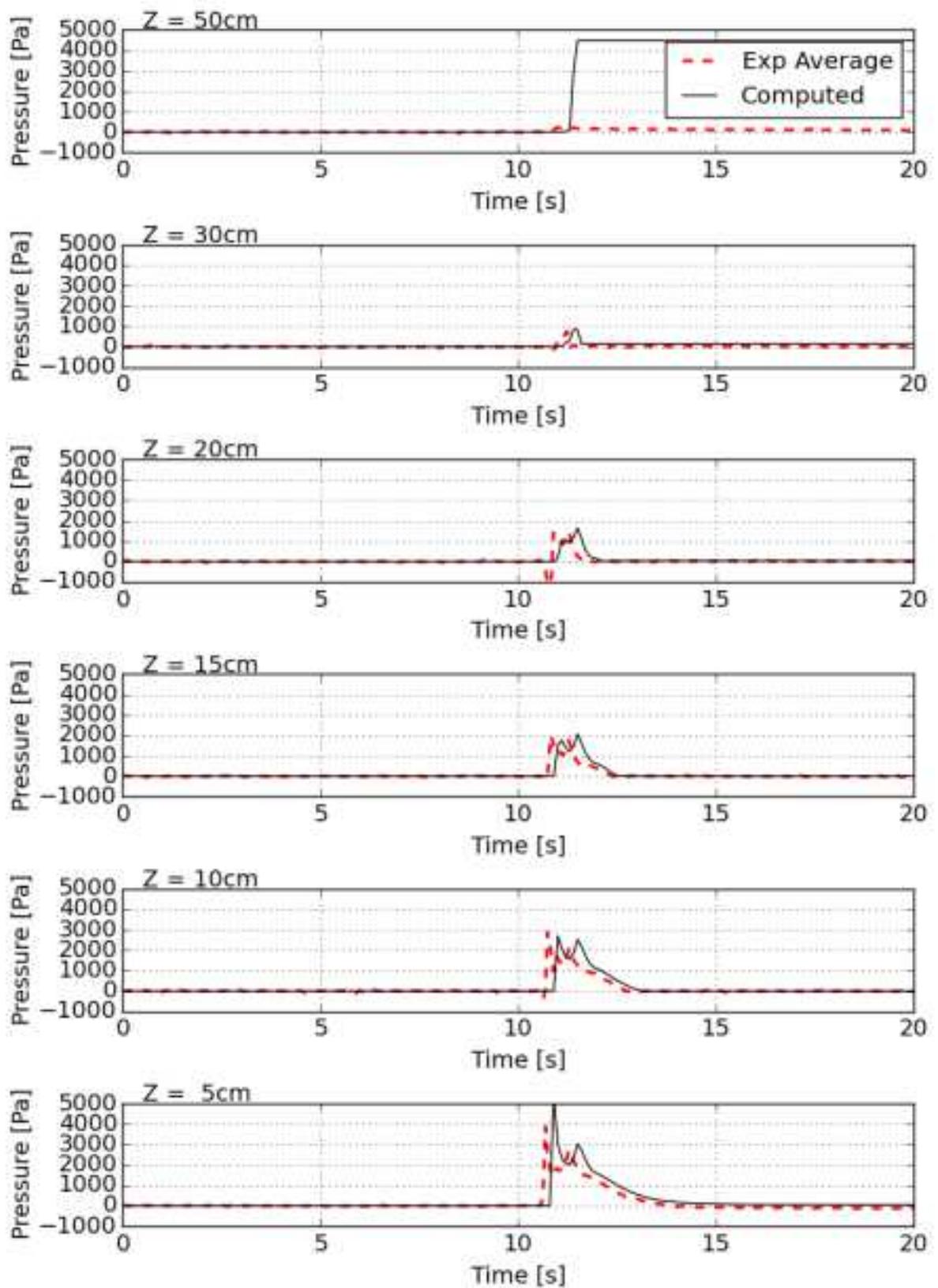


図-3.3.2(3)-22 CaseB_x3_wave15 : 波圧時系列の比較

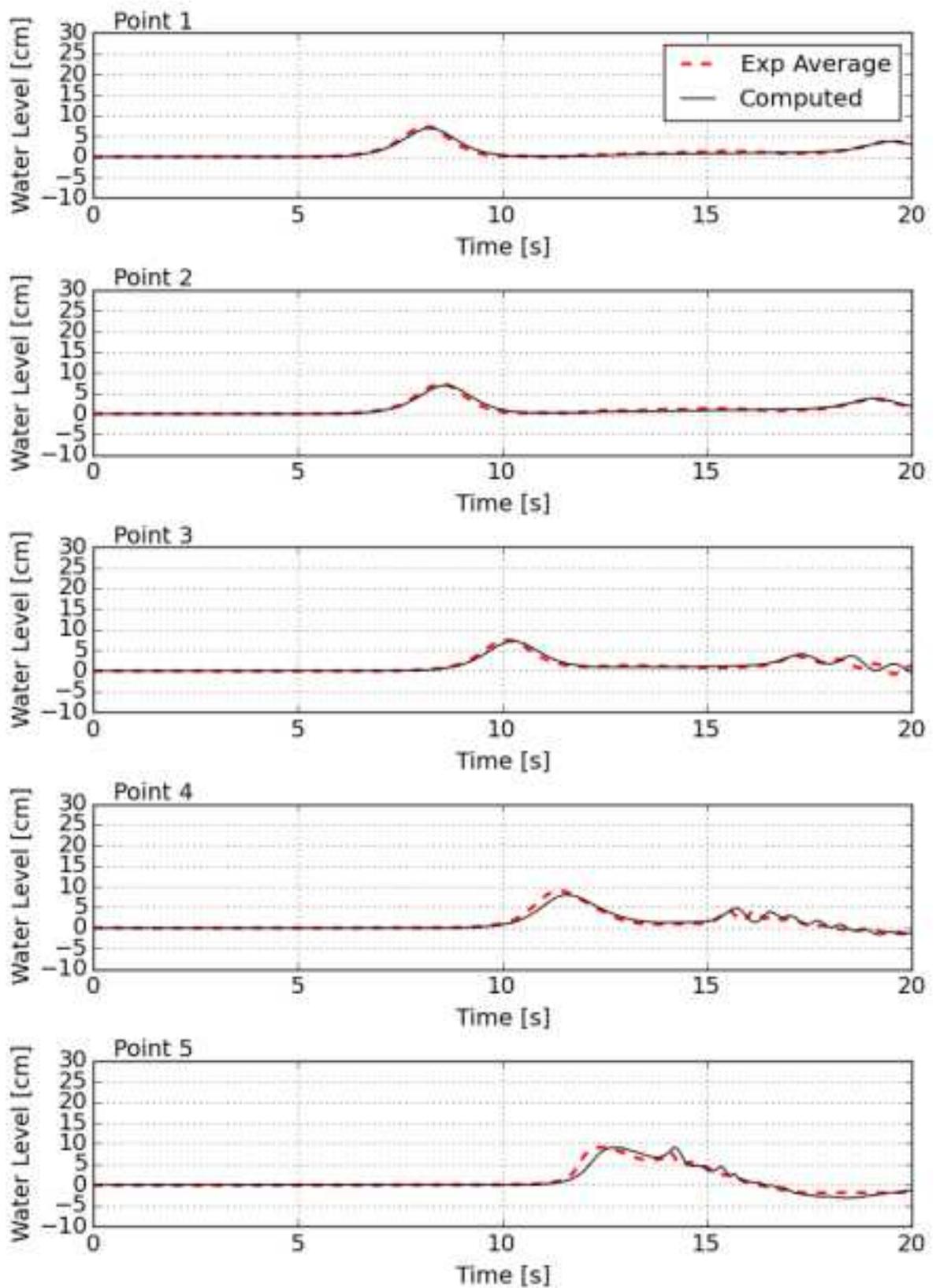


図-3.3.2(3)-23 CaseB_x6_wave07 : 水位時系列の比較

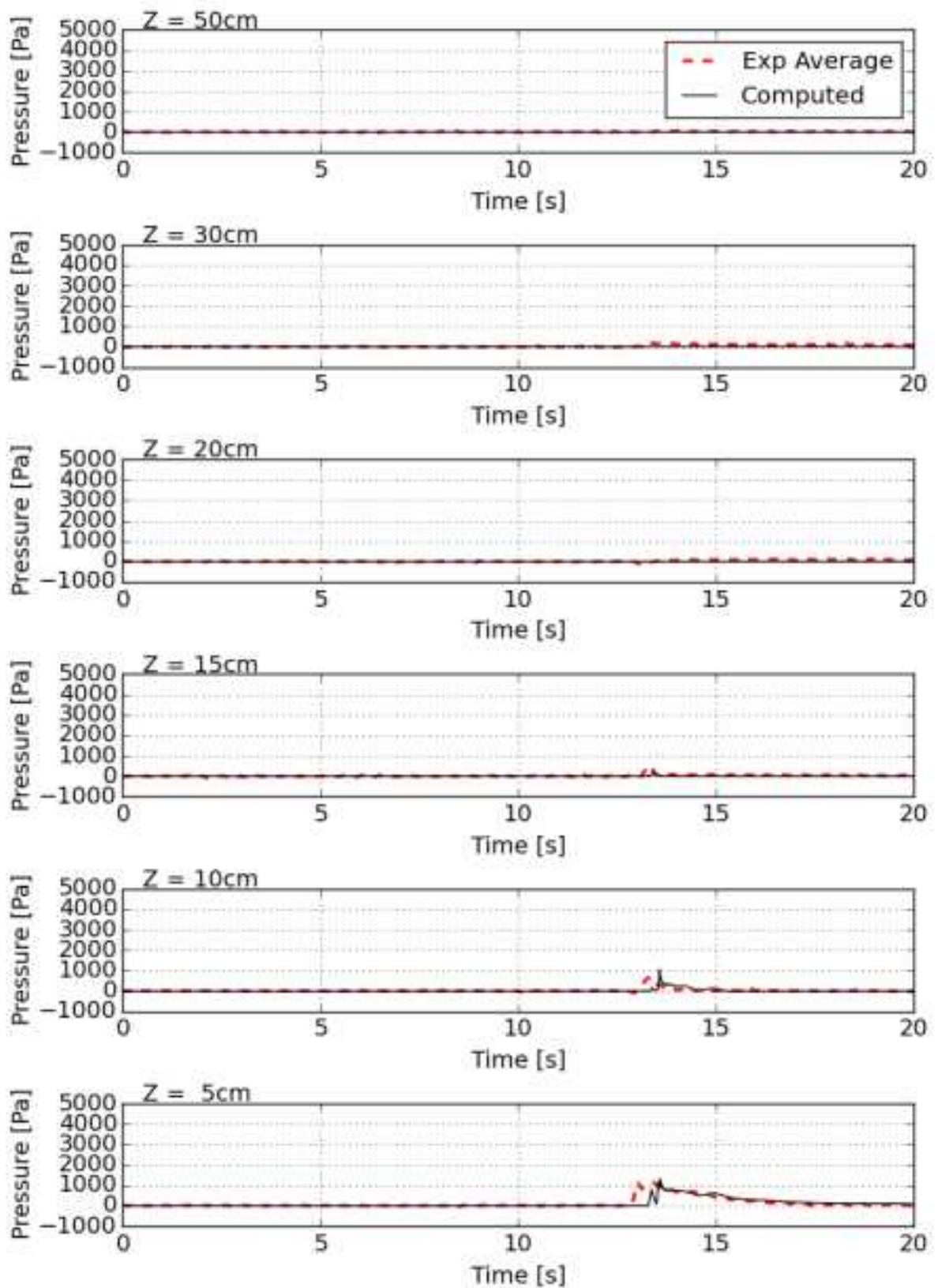


図-3.3.2(3)-24 CaseB_x6_wave07 : 波圧時系列の比較

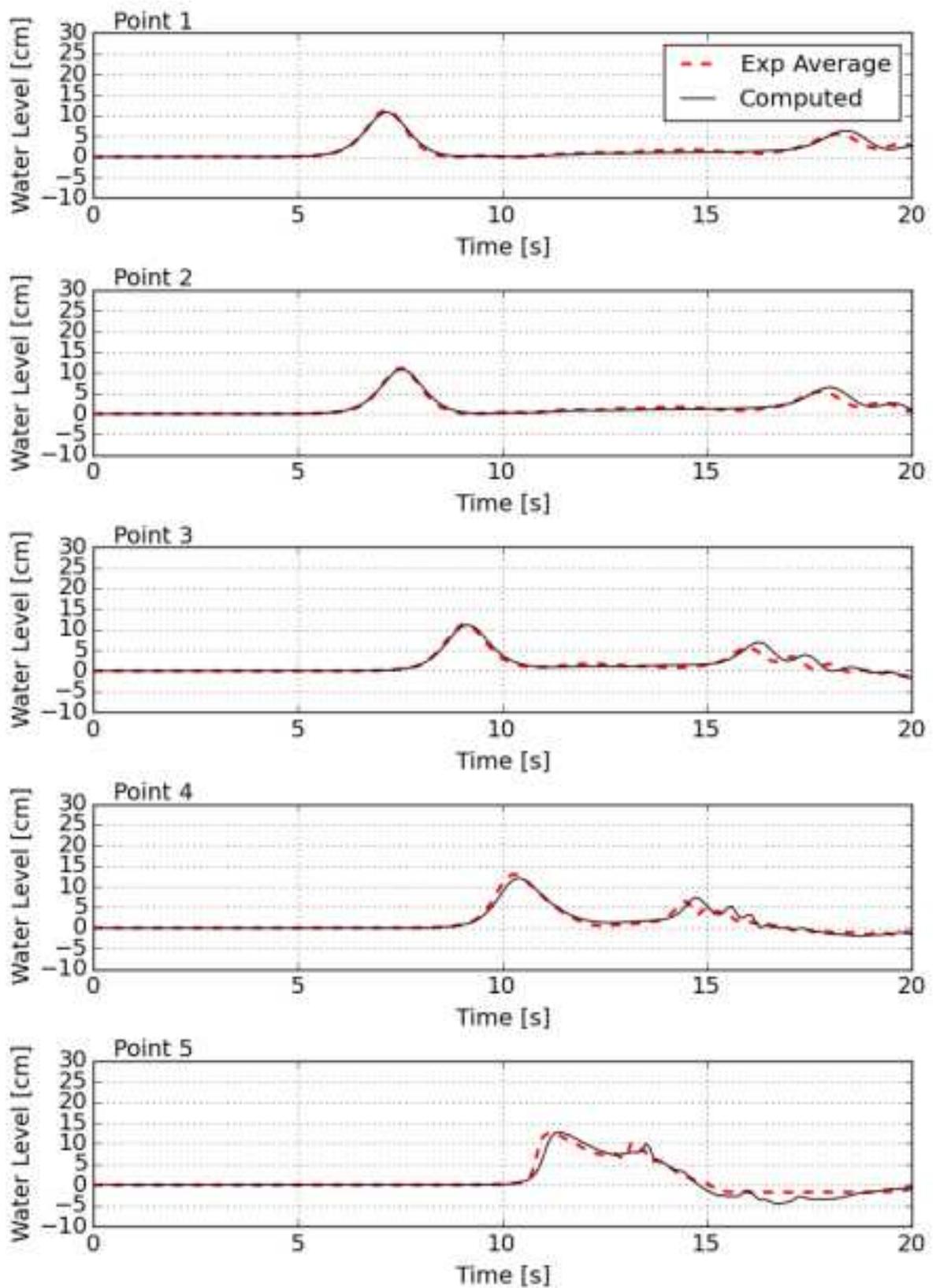


図-3.3.2(3)-25 CaseB_x6_wave11 : 水位時系列の比較

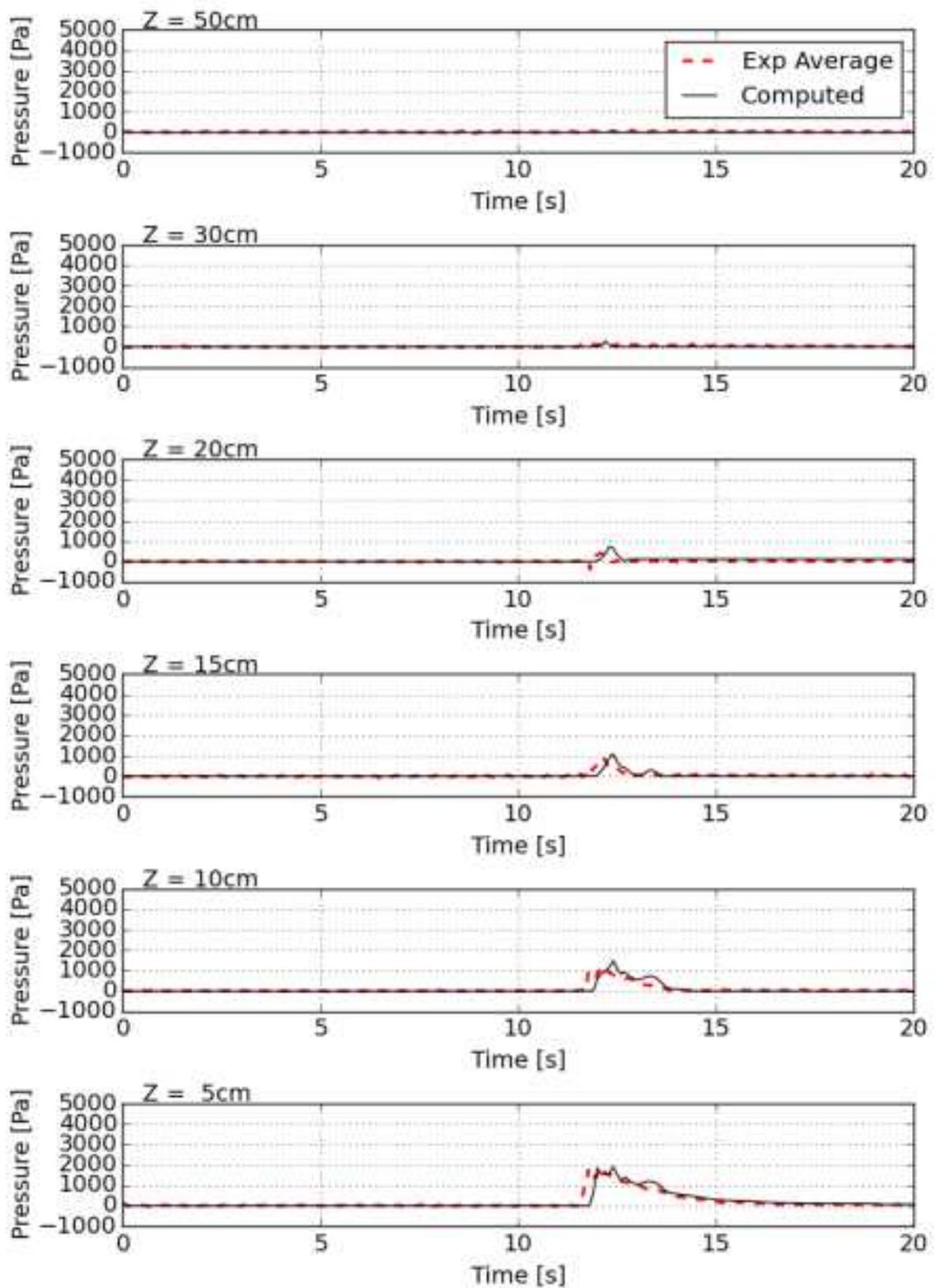


図-3.3.2(3)-26 CaseB_x6_wave11 : 波圧時系列の比較

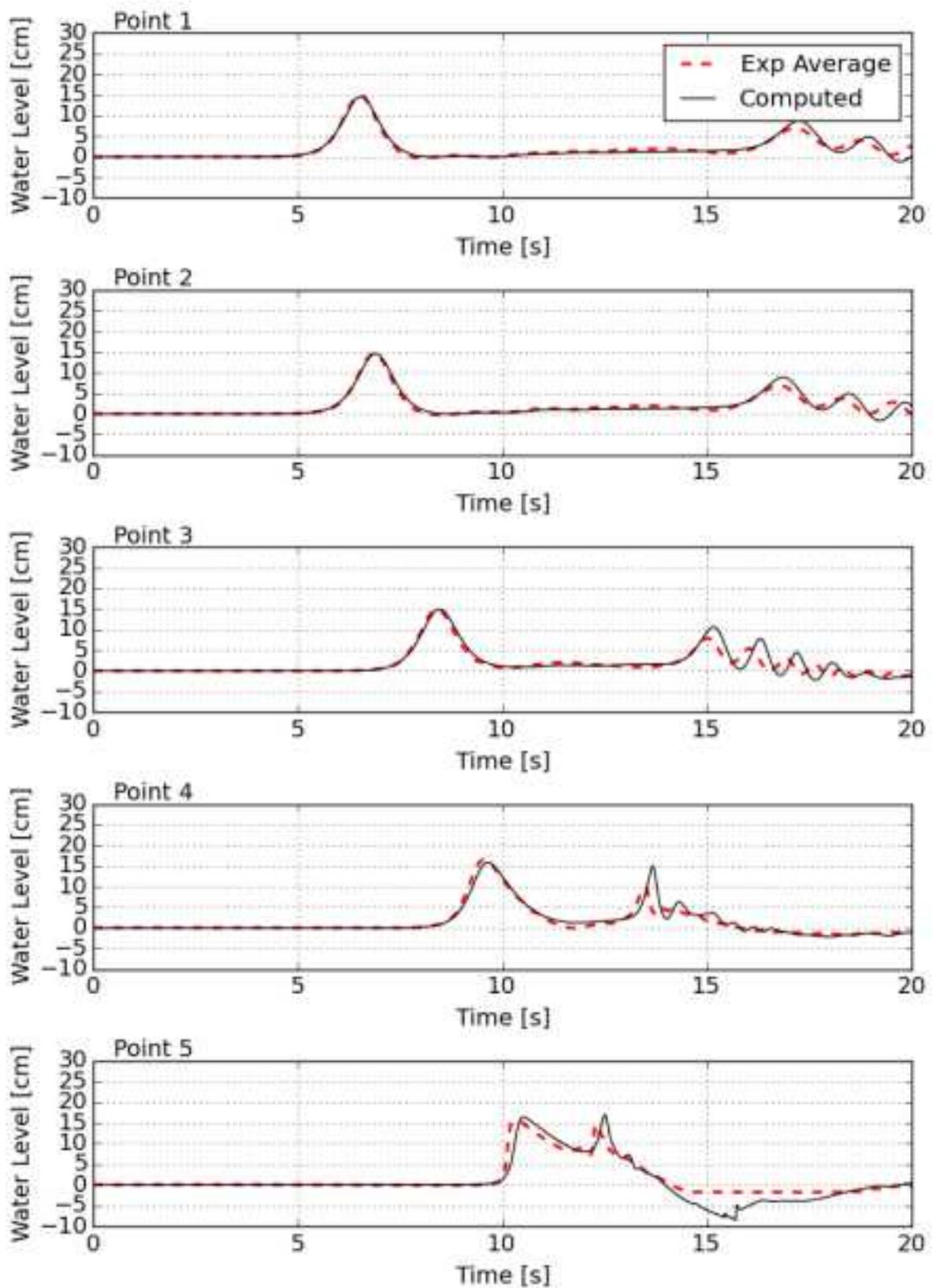


図-3.3.2(3)-27 CaseB_x6_wave15 : 水位時系列の比較

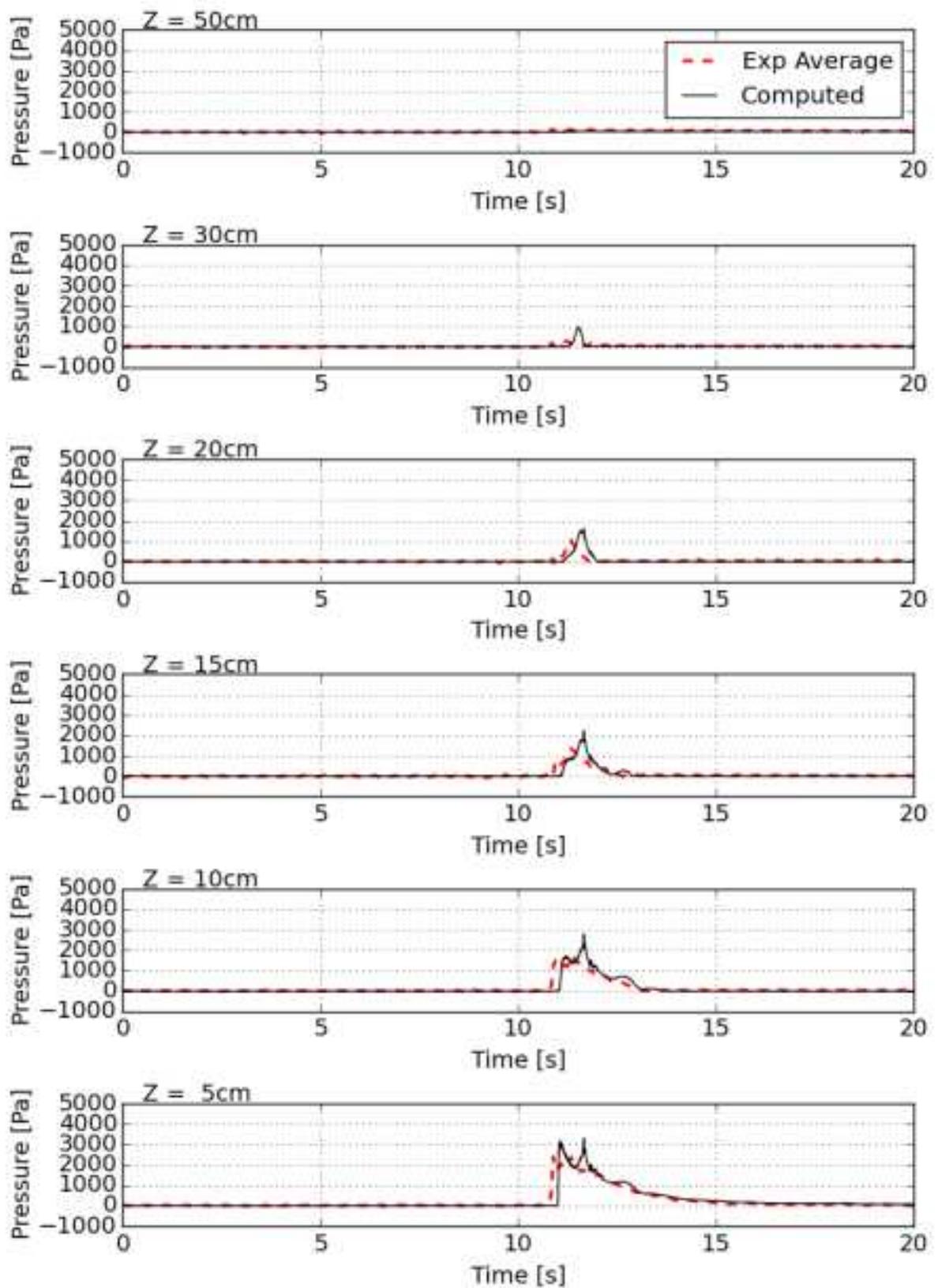


図-3.3.2(3)-28 CaseB_x6_wave15 : 波圧時系列の比較

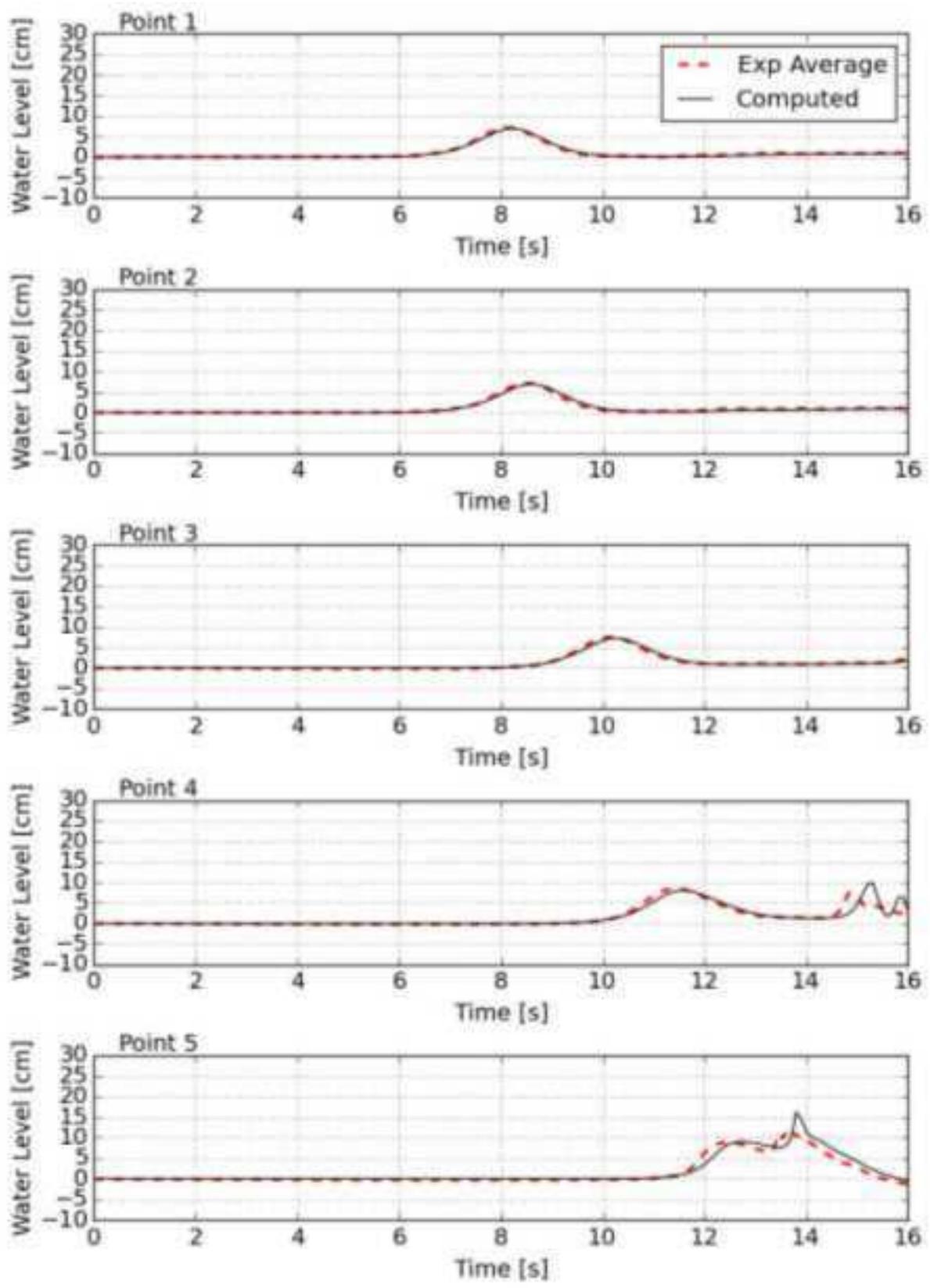


図-3.3.2(3)-29 CaseC_x3_wave07 : 水位時系列の比較

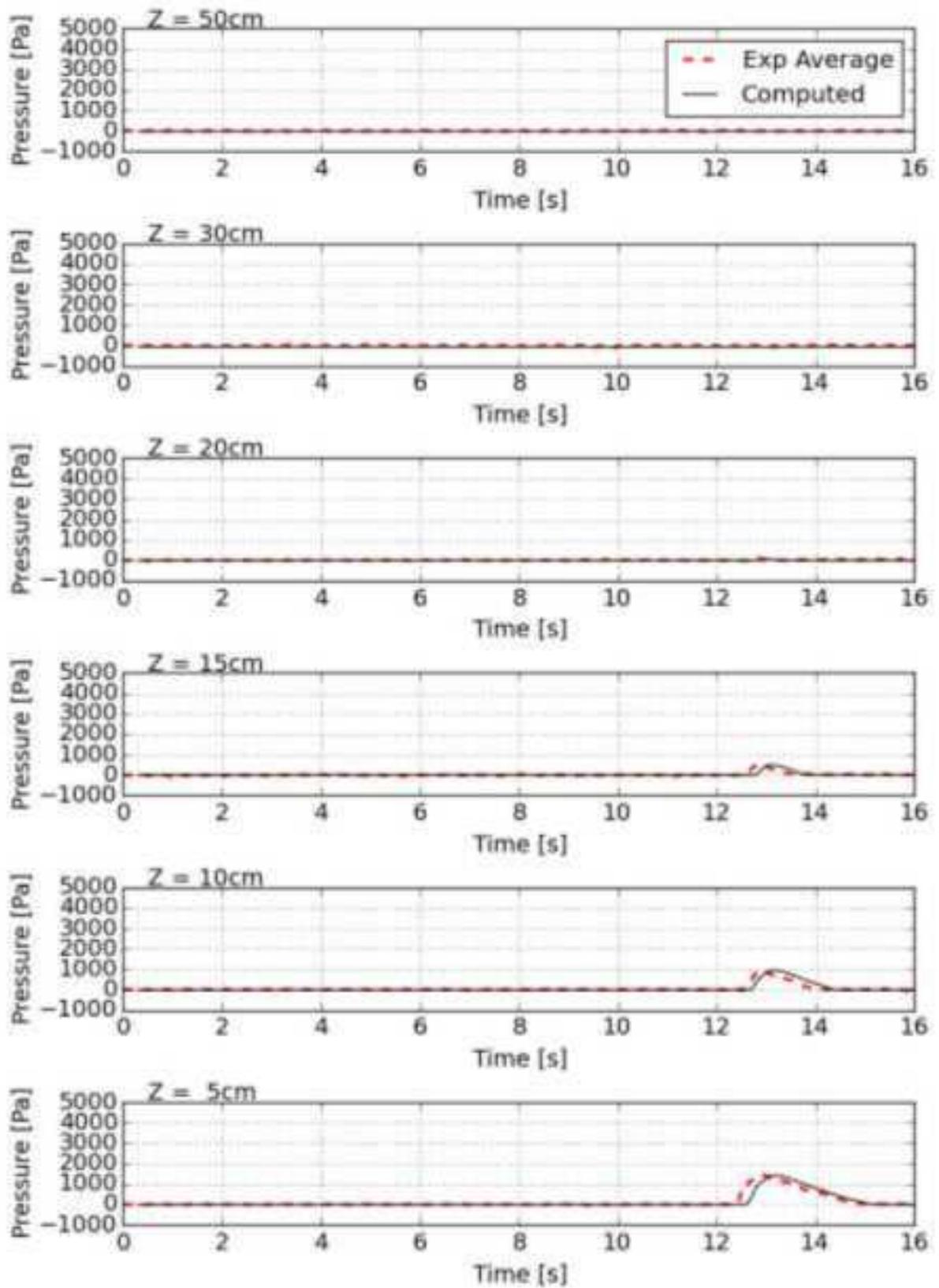


図-3.3.2(3)-30 CaseC_x3_wave07 : 波圧時系列の比較

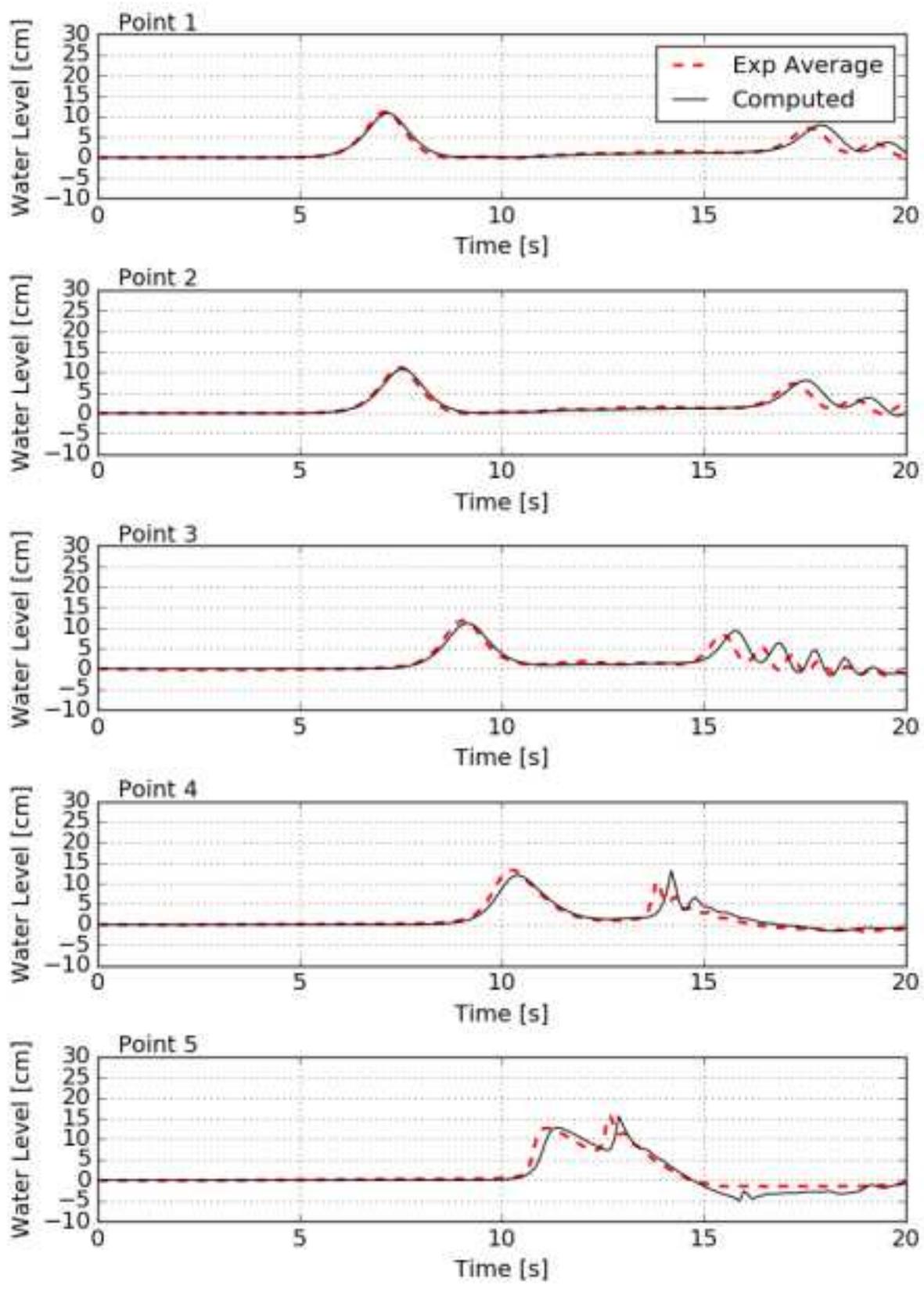


図-3.3.2(3)-31 CaseC_x3_wave11 : 水位時系列の比較

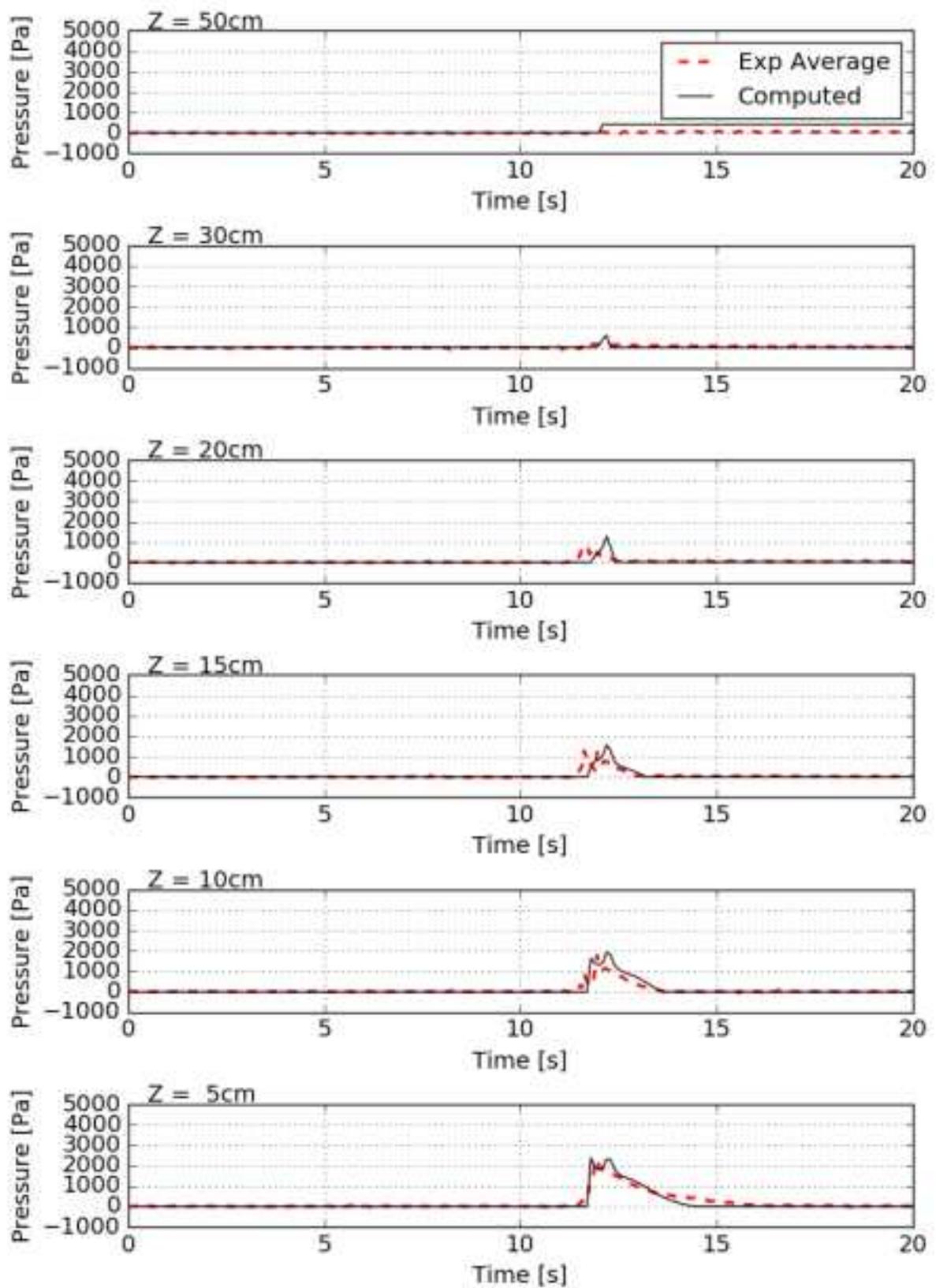


図-3.3.2(3)-32 CaseC_x3_wave11 : 波圧時系列の比較

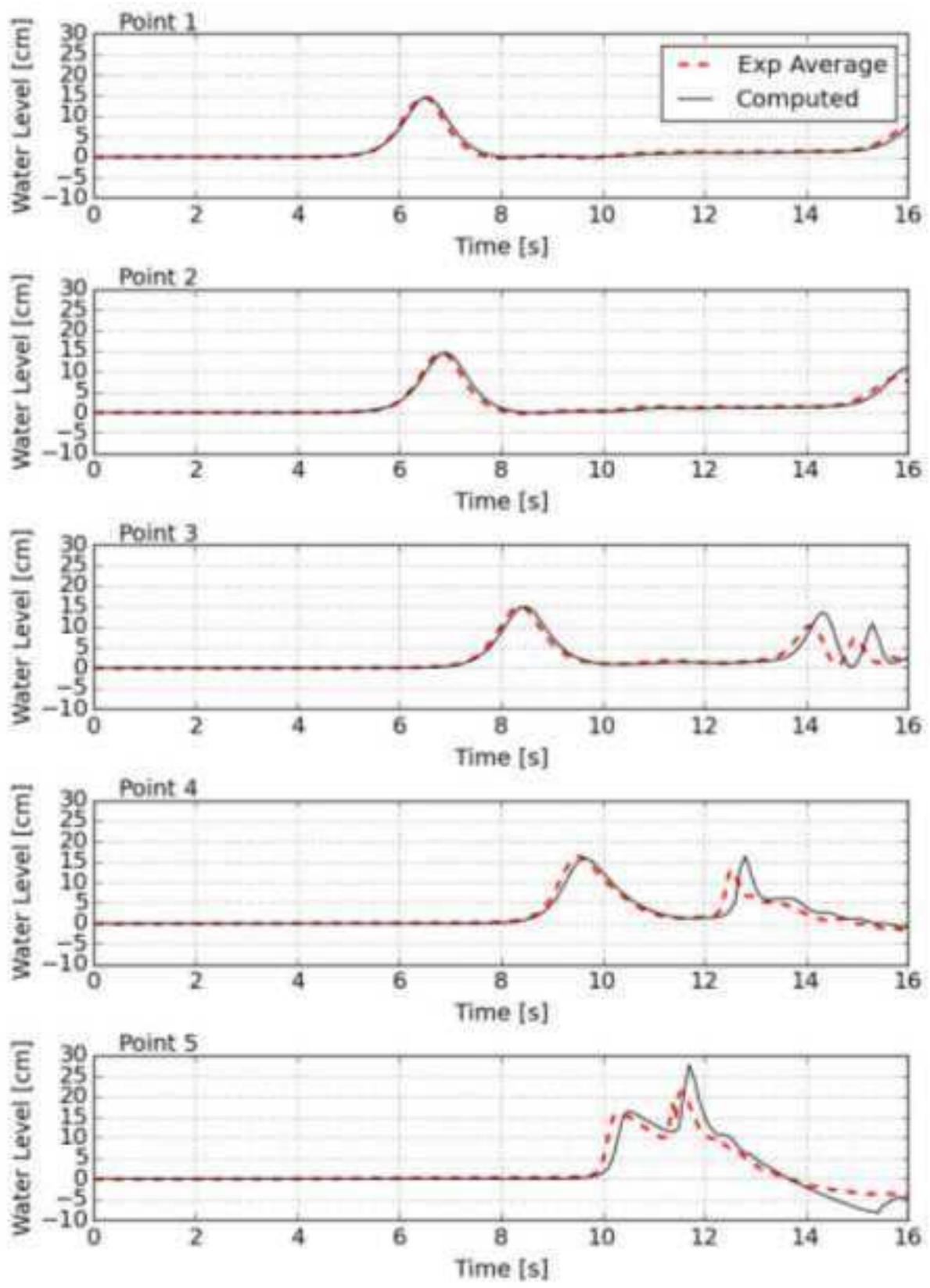


図-3.3.2(3)-33 CaseC_x3_wave15 : 水位時系列の比較

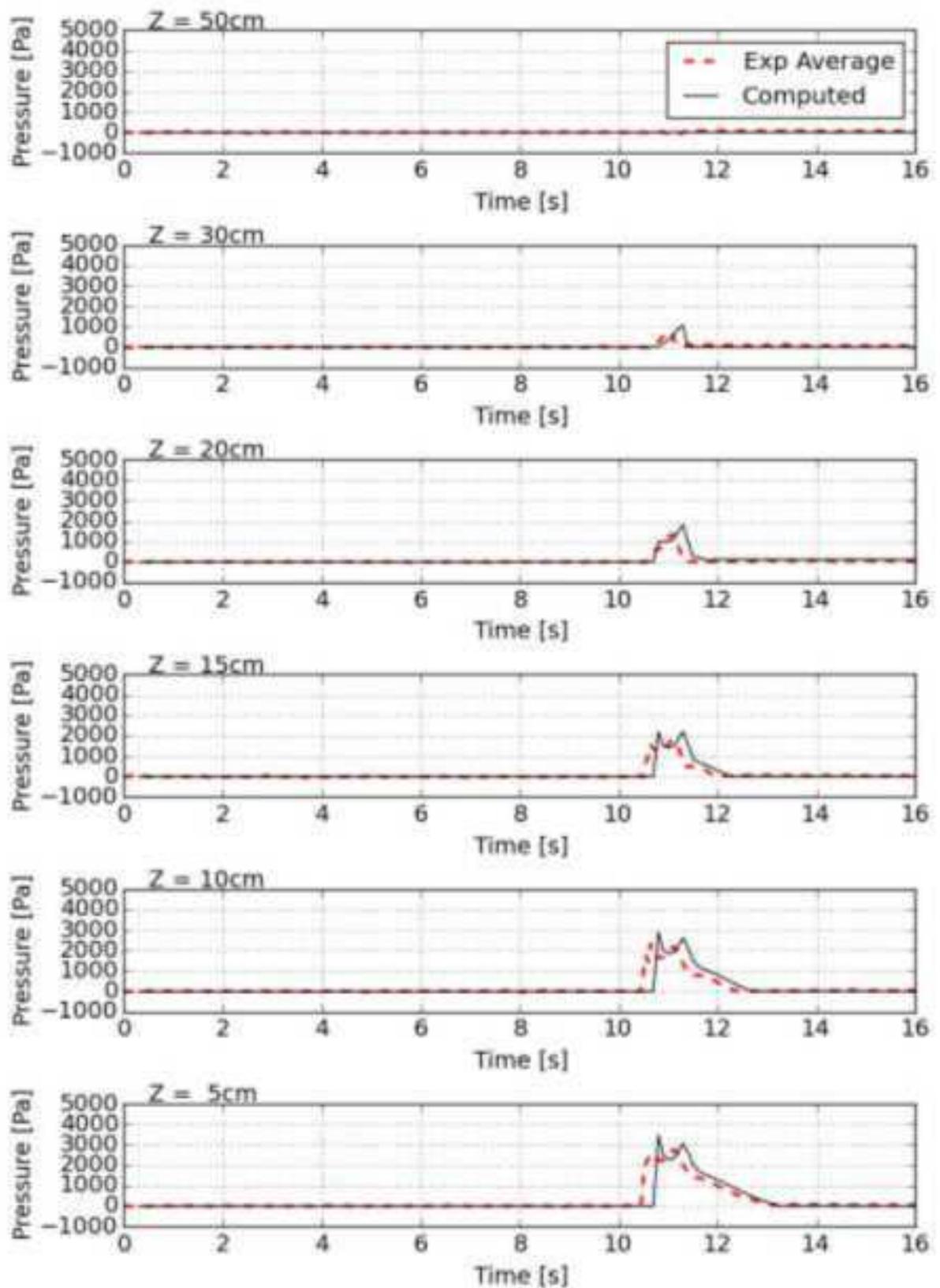


図-3.3.2(3)-34 CaseC_x3_wave15 : 波圧時系列の比較

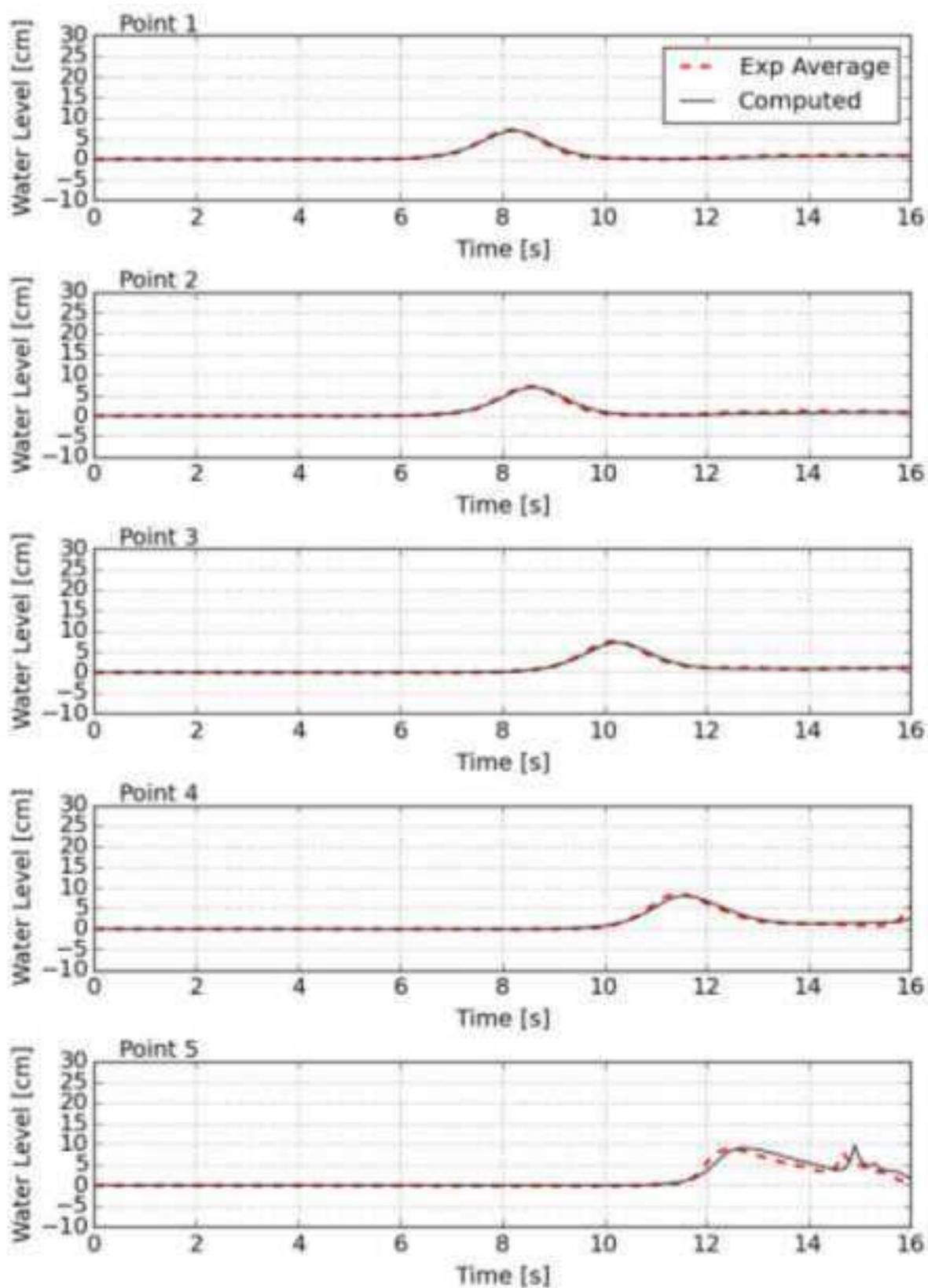


図-3.3.2(3)-35 CaseC_x6_wave07 : 水位時系列の比較

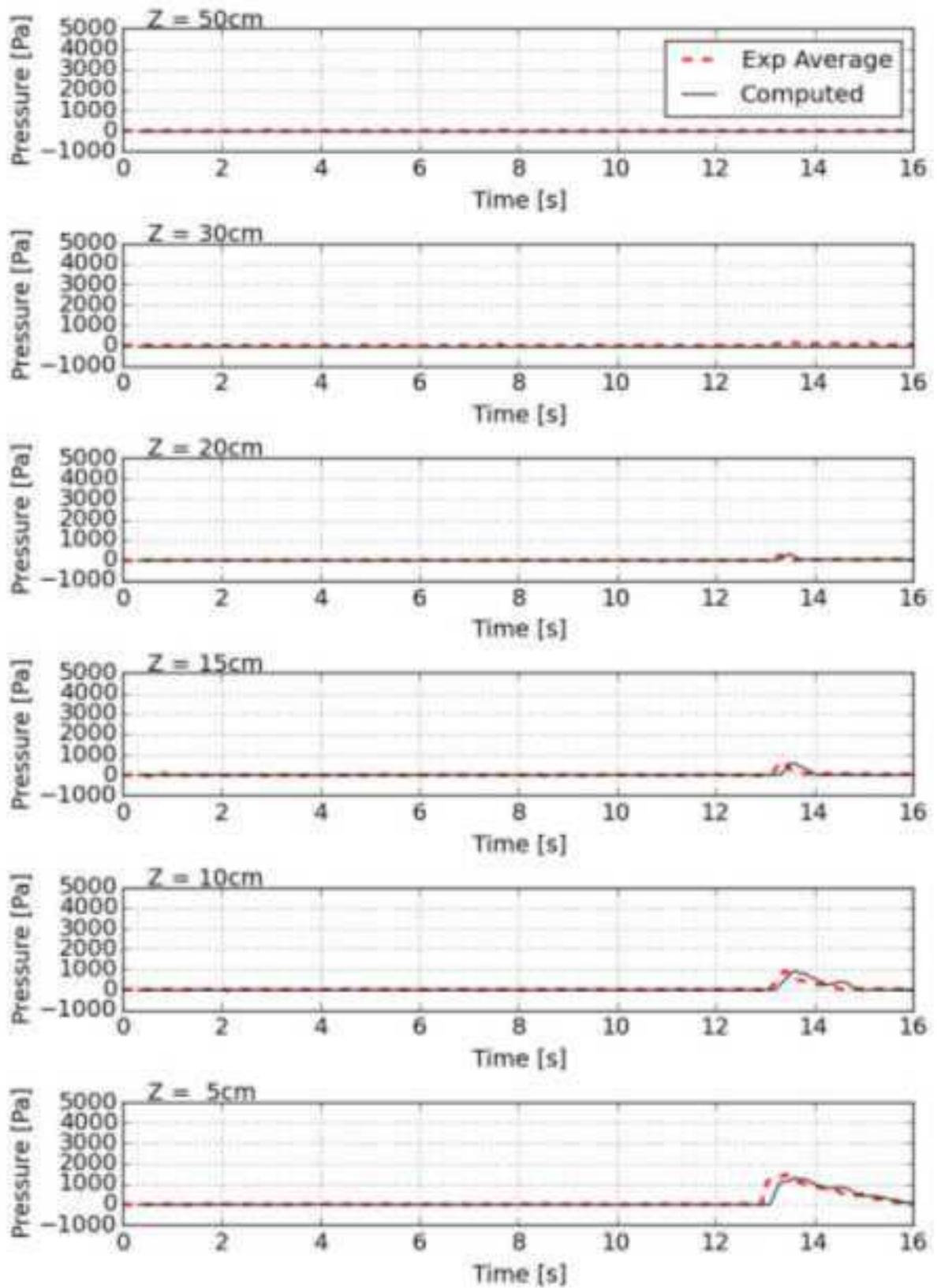


図-3.3.2(3)-36 CaseC_x6_wave07 : 波圧時系列の比較

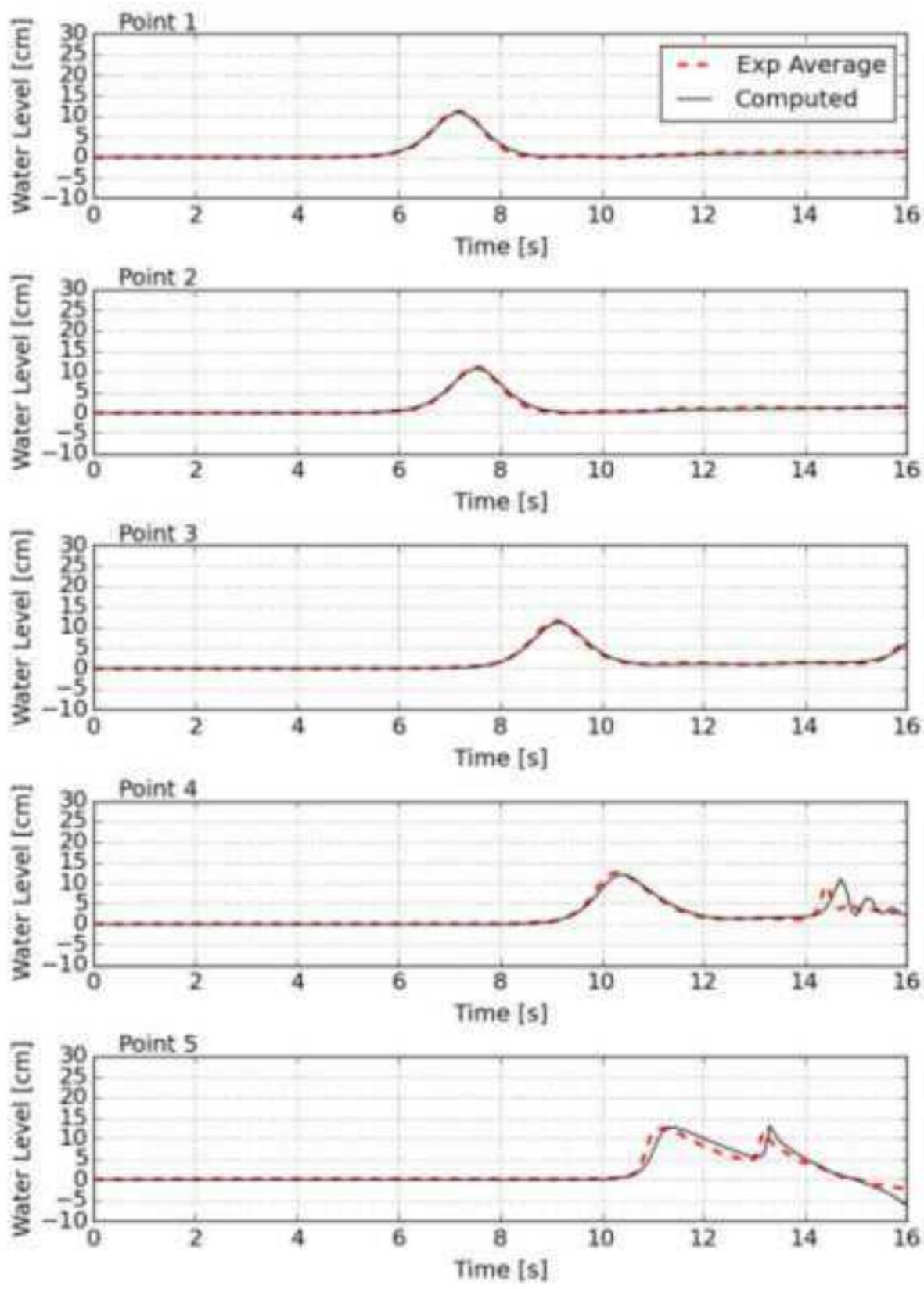


図-3.3.2(3)-37 CaseC_x6_wave11 : 水位時系列の比較

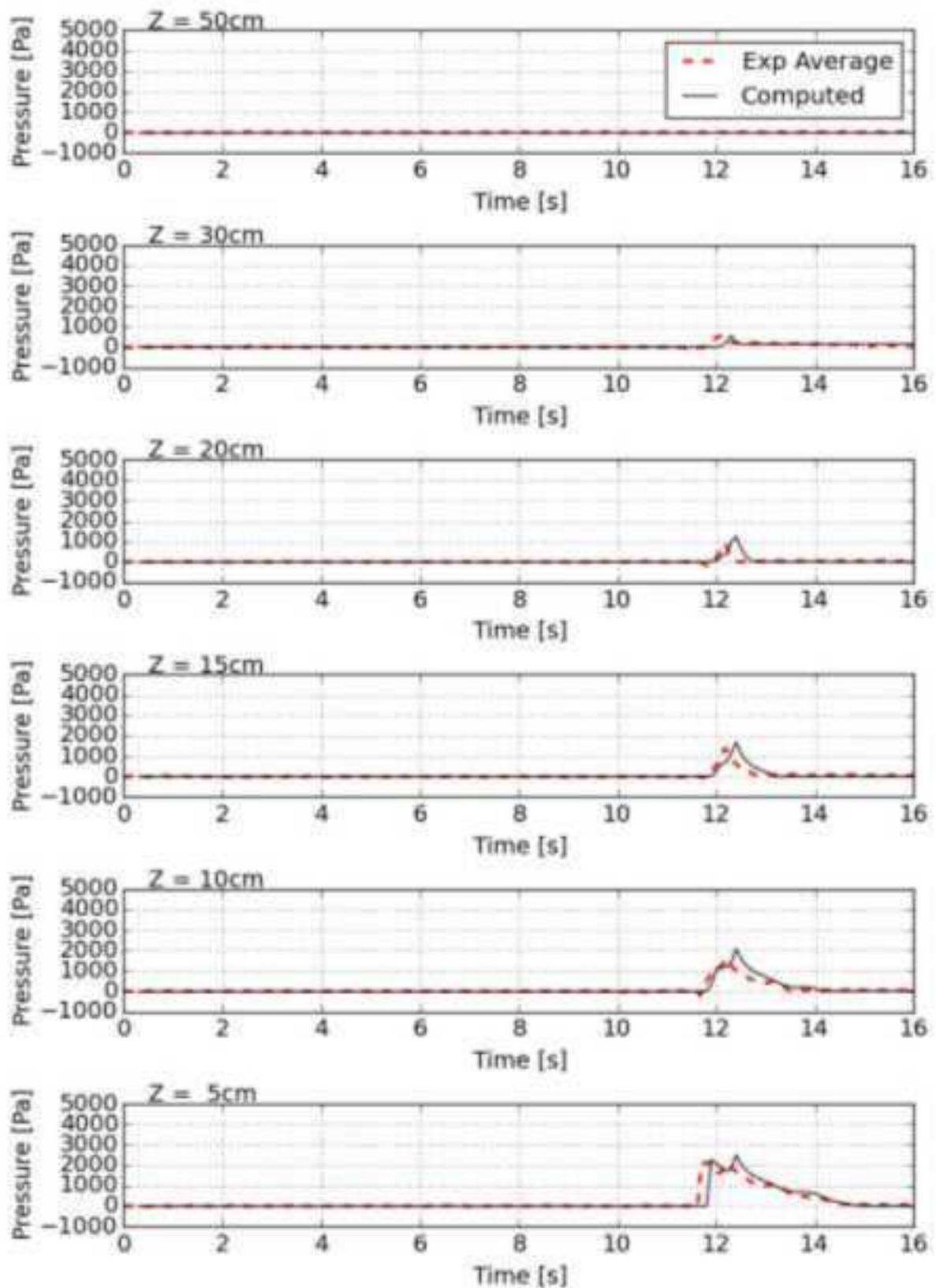


図-3.3.2(3)-38 CaseC_x6_wave11 : 波圧時系列の比較

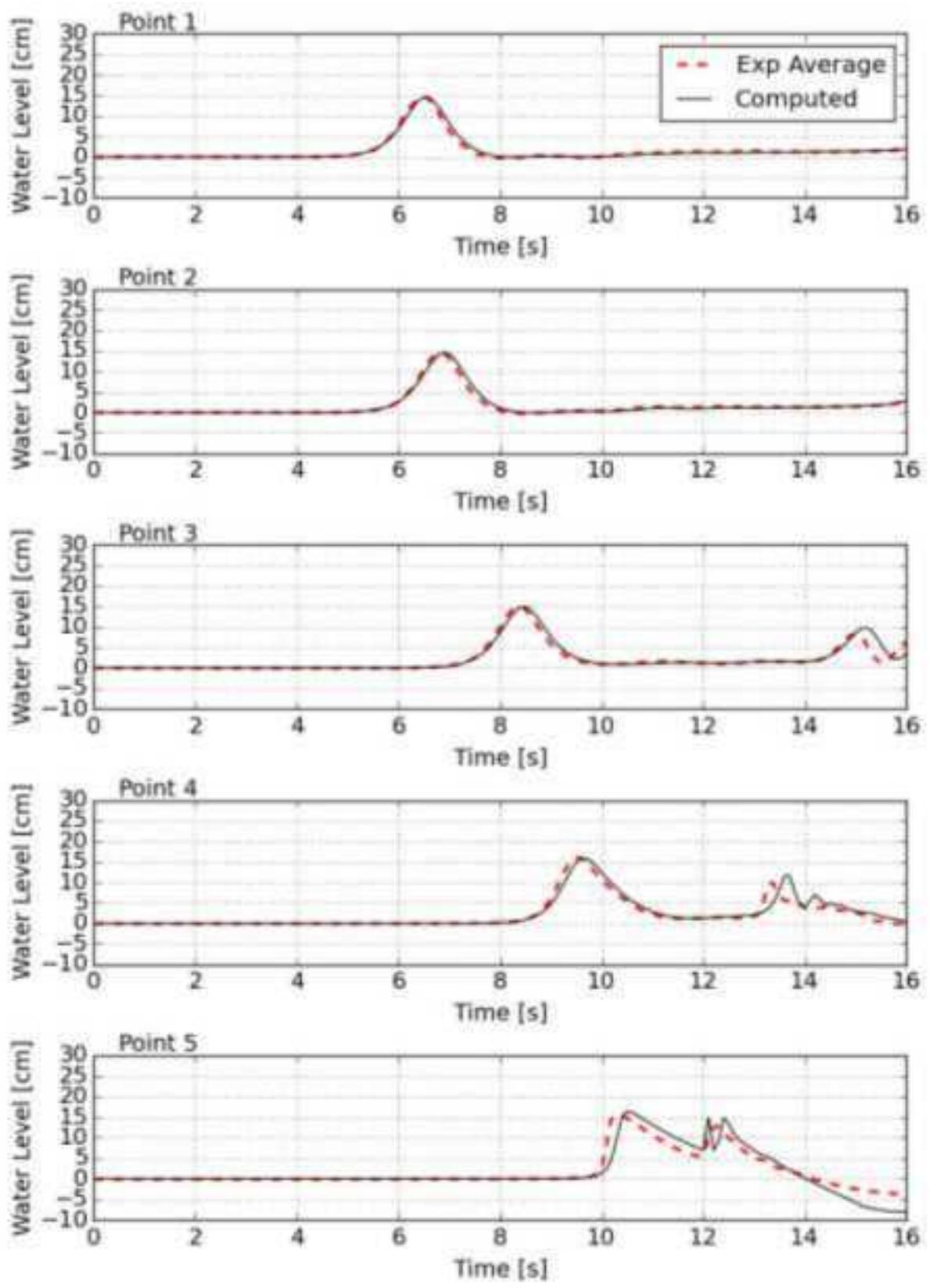


図-3.3.2(3)-39 CaseC_x6_wave15 : 水位時系列の比較

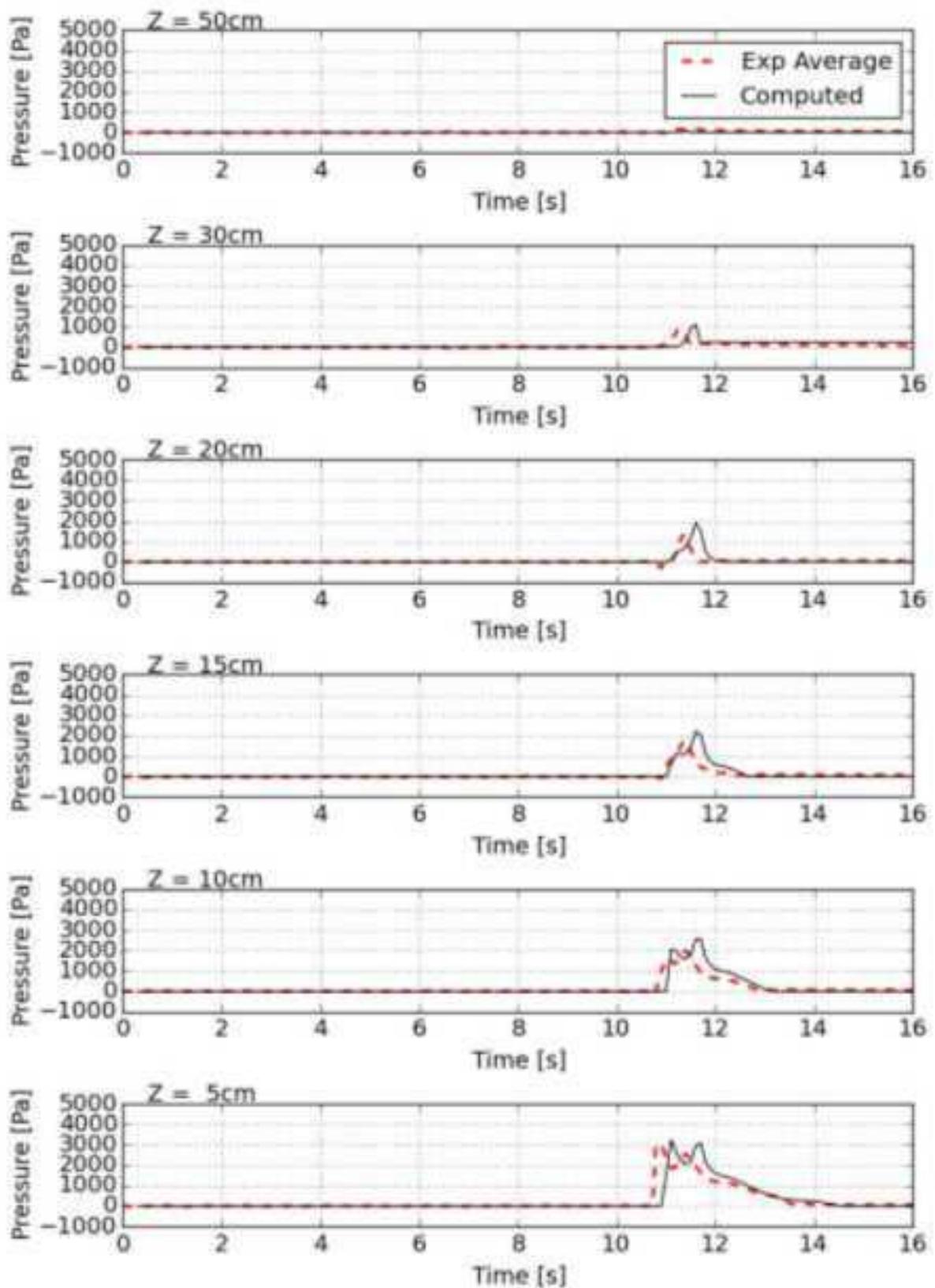


図-3.3.2(3)-40 CaseC_x6_wave15 : 波圧時系列の比較

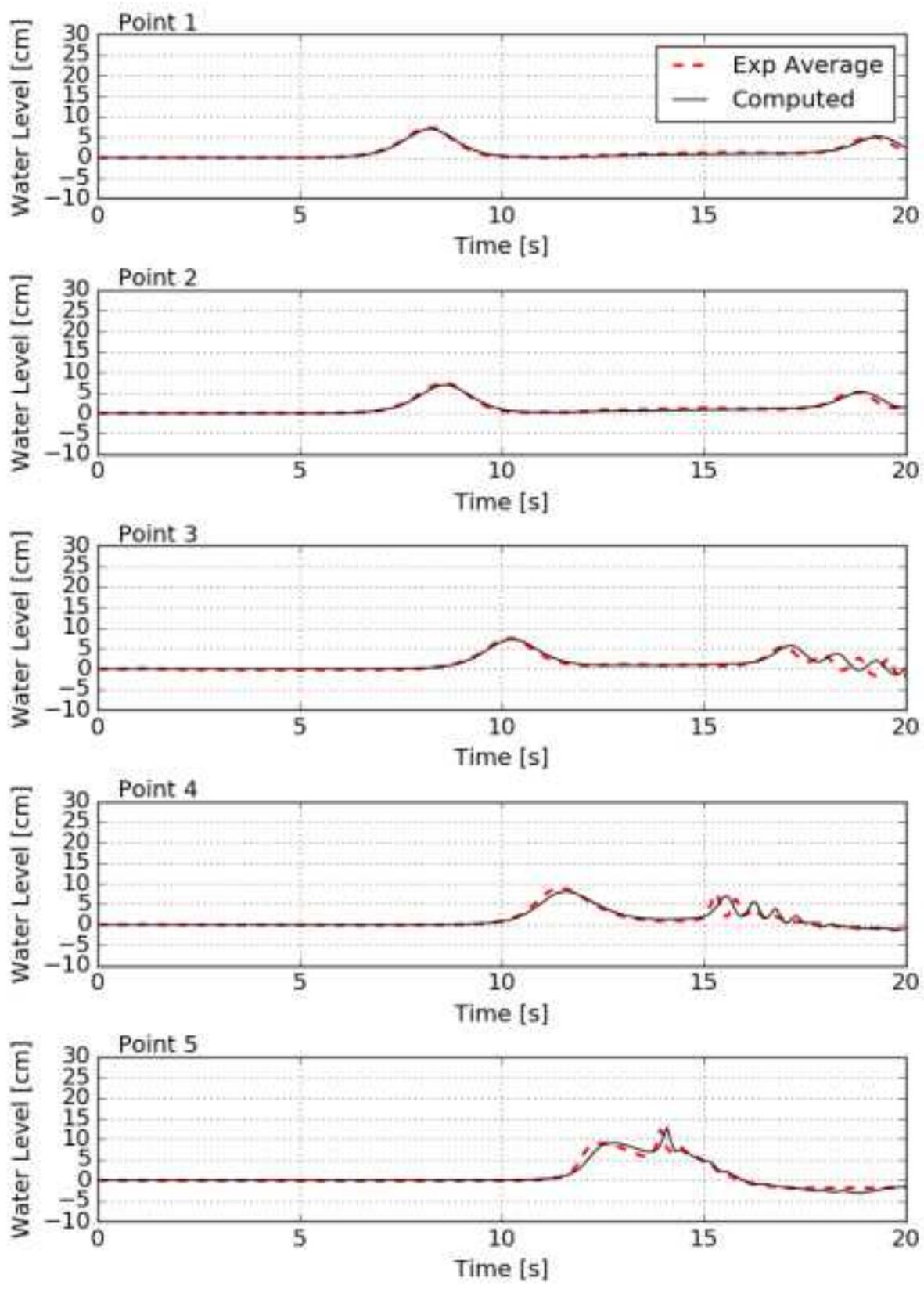


図-3.3.2(3)-41 CaseE_x3_wave07 : 水位時系列の比較

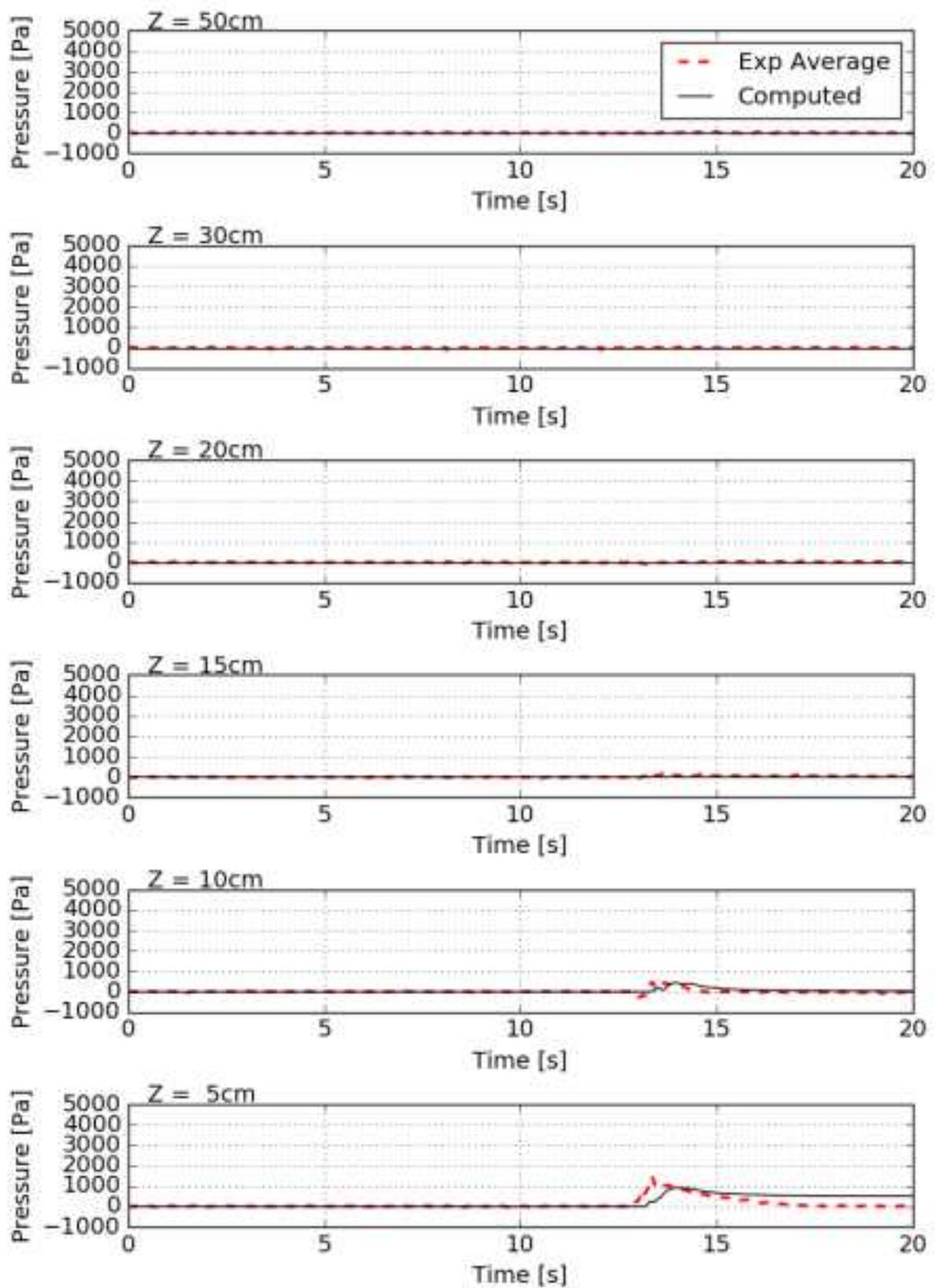


図-3.3.2(3)-42 CaseE_x3_wave07 : 波圧時系列の比較

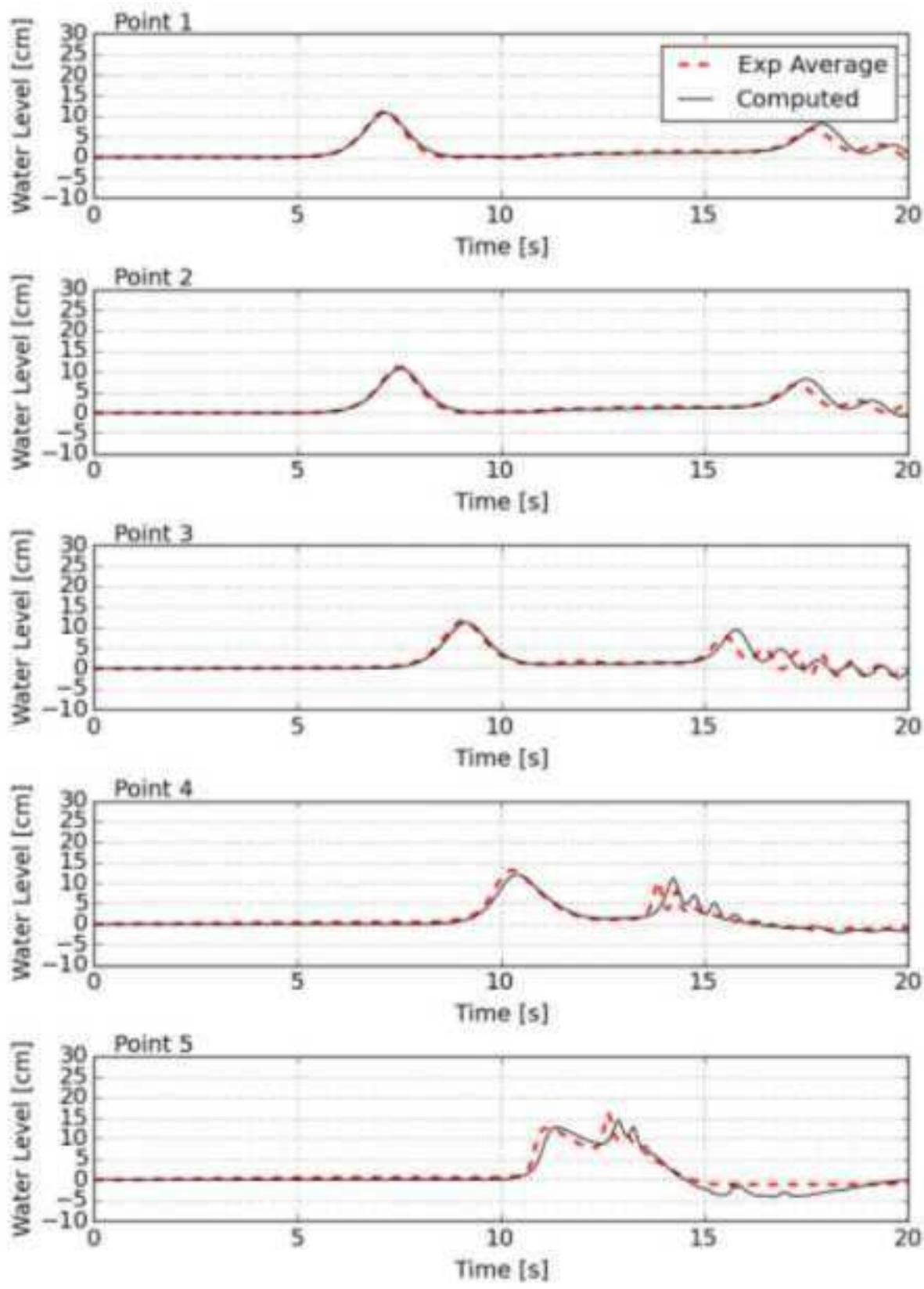


図-3.3.2(3)-43 CaseE_x3_wave11 : 水位時系列の比較

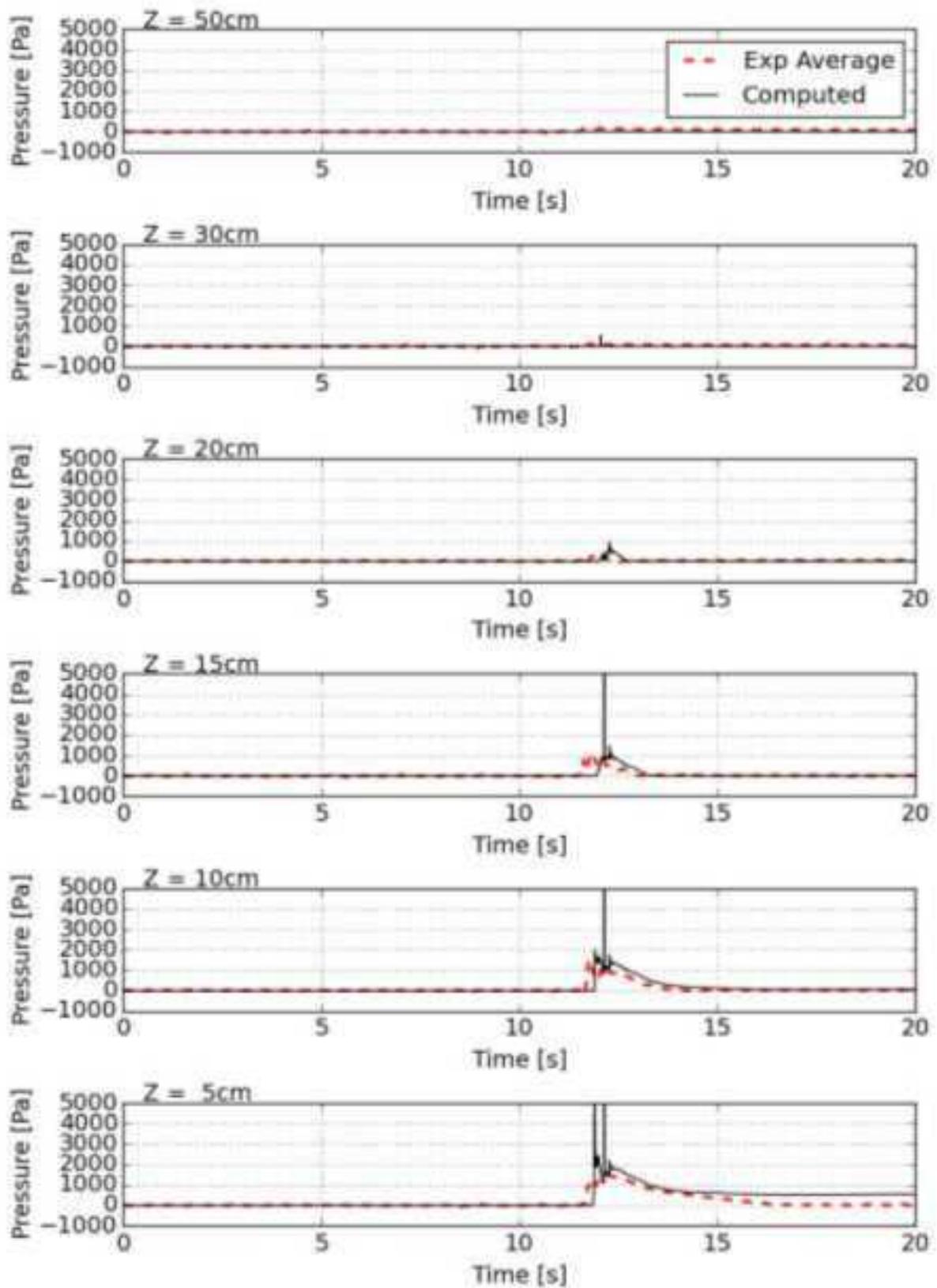


図-3.3.2(3)-44 CaseE_x3_wave11 : 波圧時系列の比較

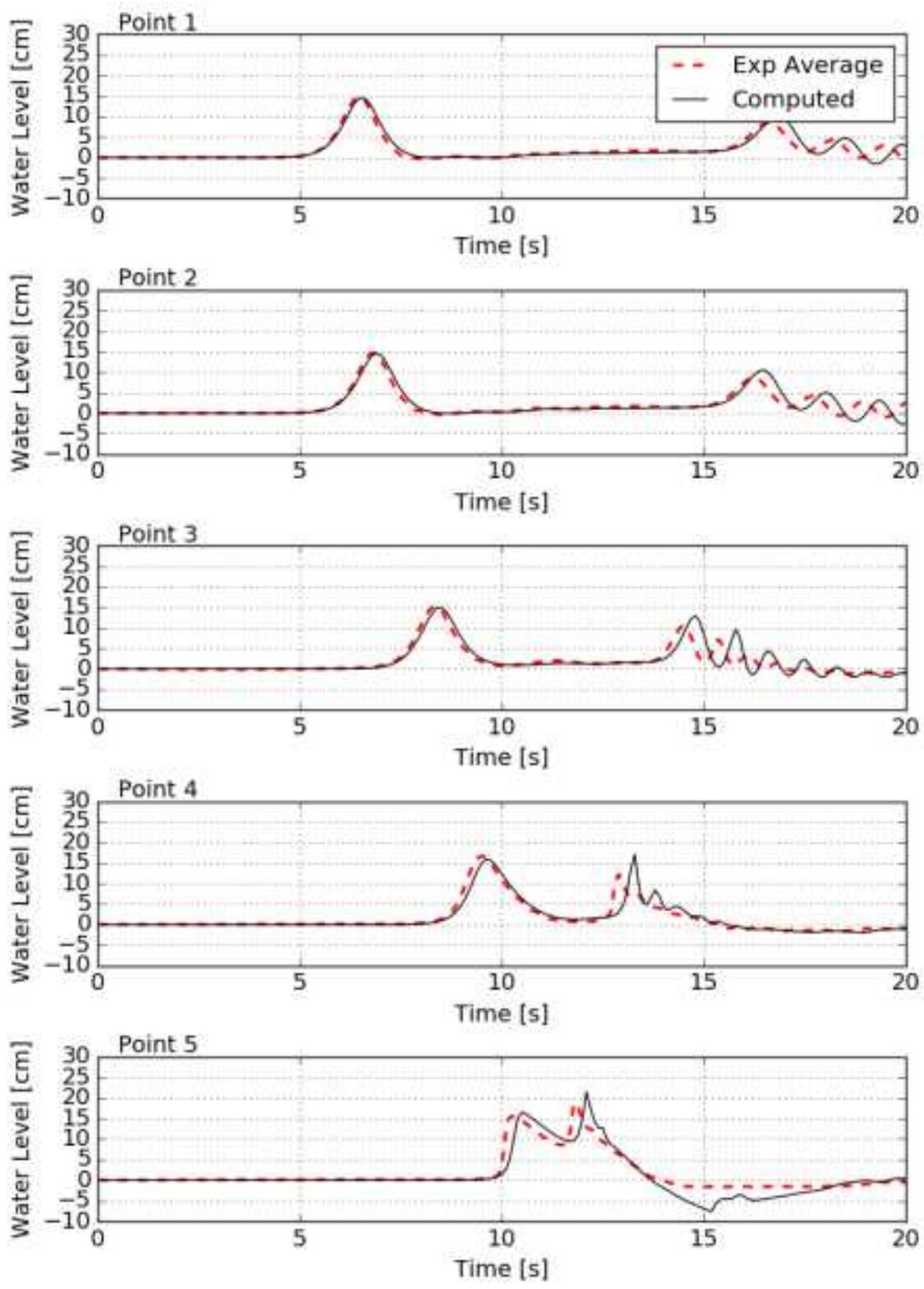


図-3.3.2(3)-45 CaseE_x3_wave15 : 水位時系列の比較

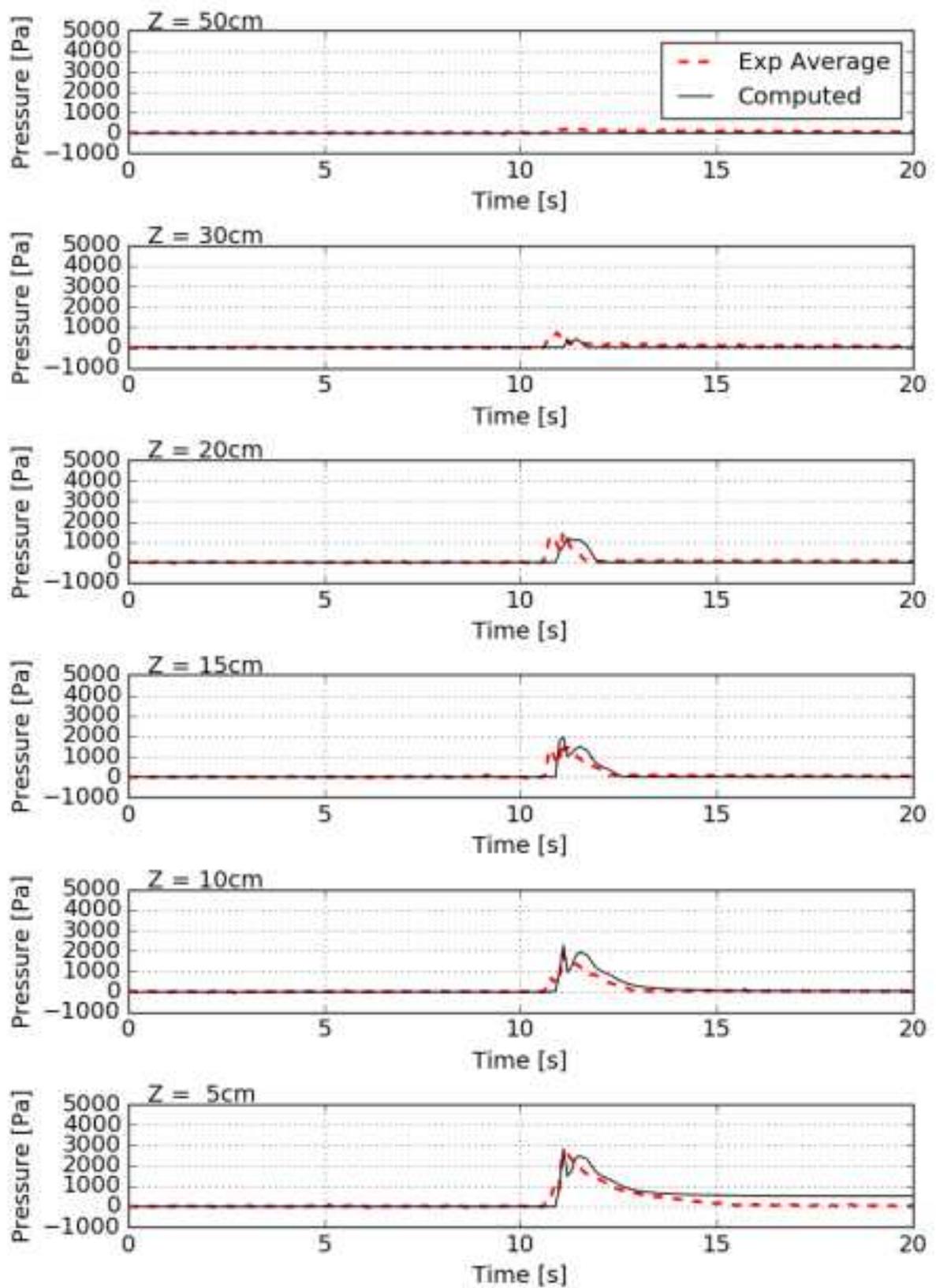


図-3.3.2(3)-46 CaseE_x3_wave15 : 波圧時系列の比較

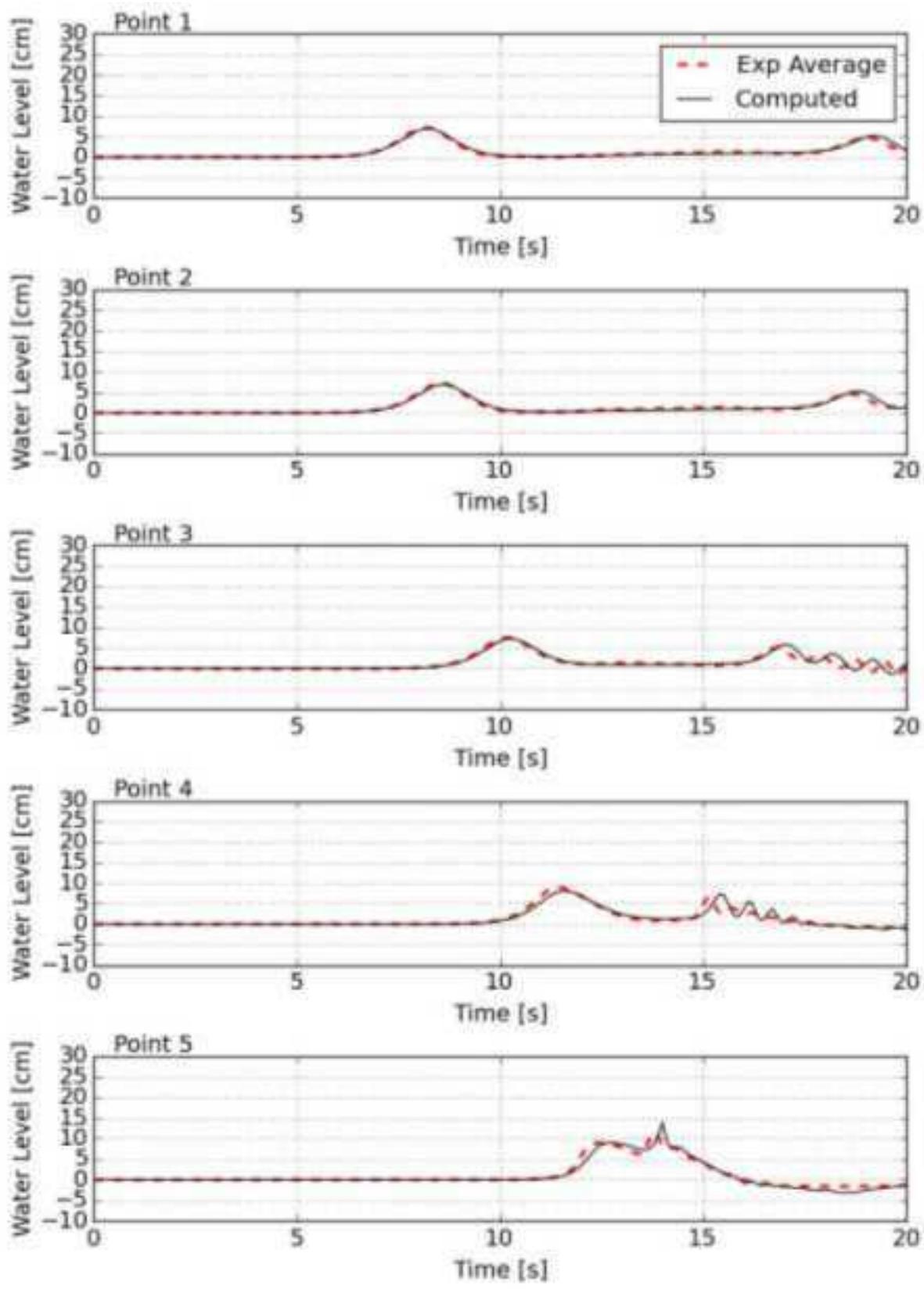


図-3.3.2(3)-47 CaseE_x6_wave07 : 水位時系列の比較

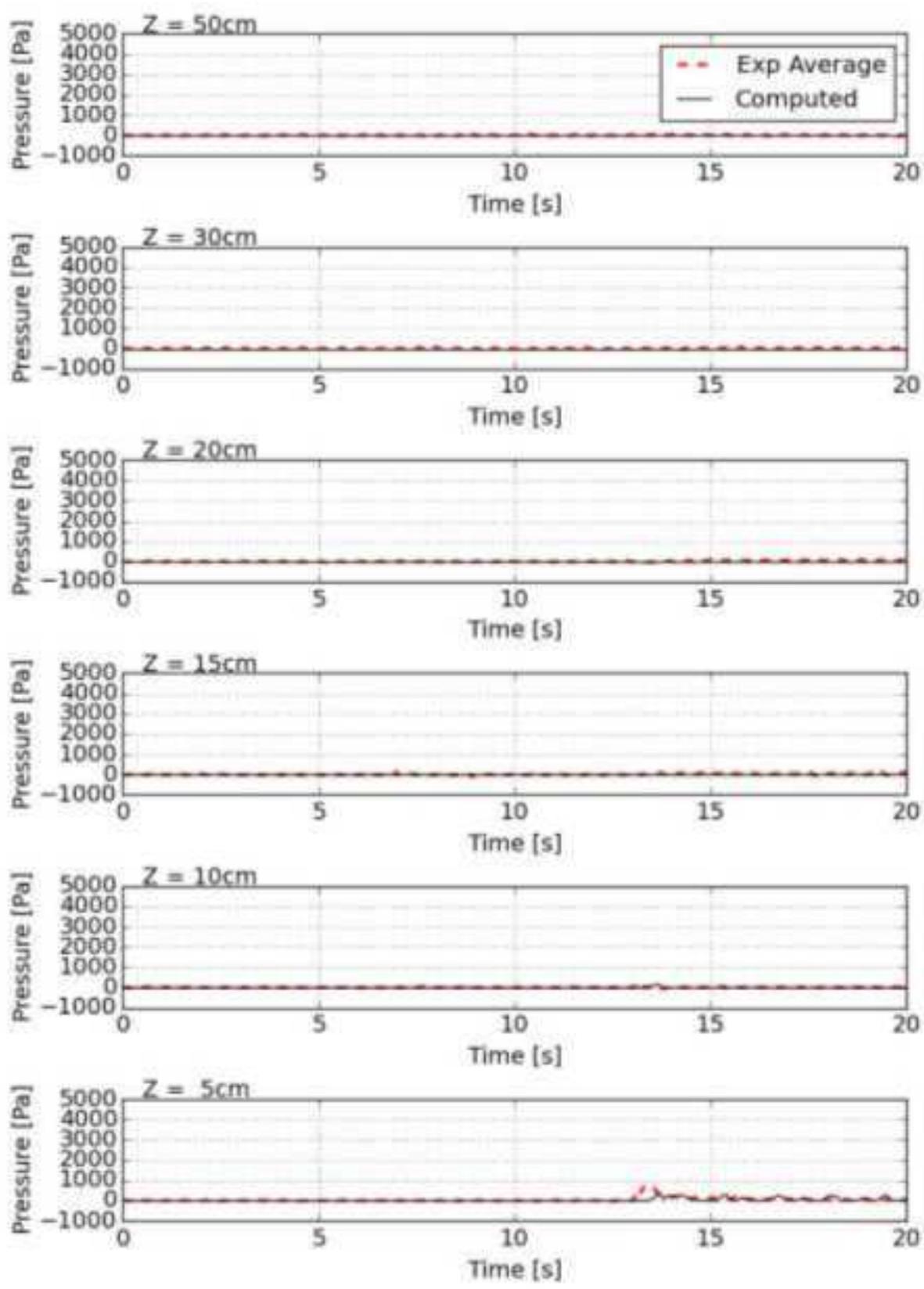


図-3.3.2(3)-48 CaseE_x6_wave07 : 波圧時系列の比較

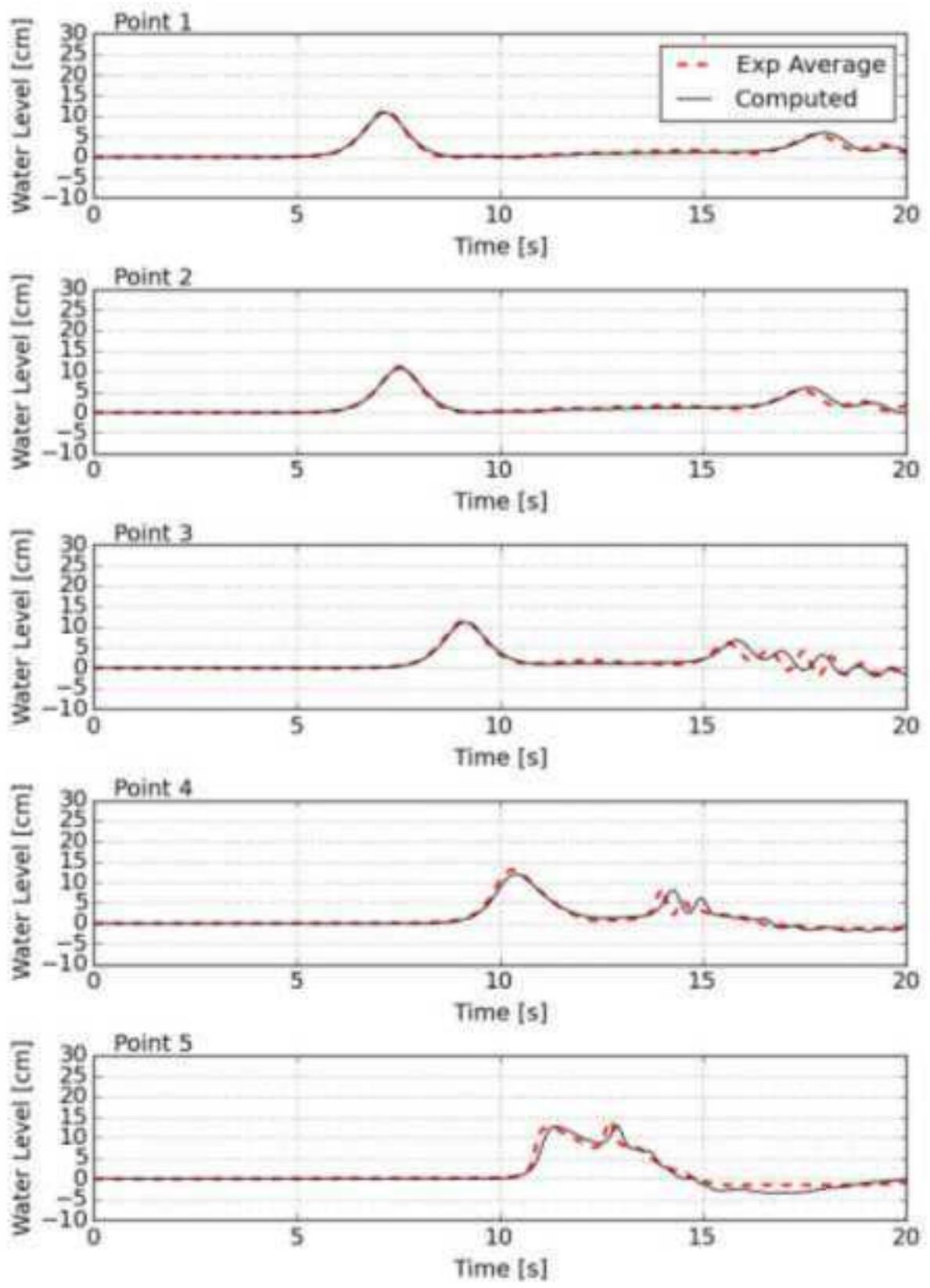


図-3.3.2(3)-49 CaseE_x6_wave11 : 水位時系列の比較

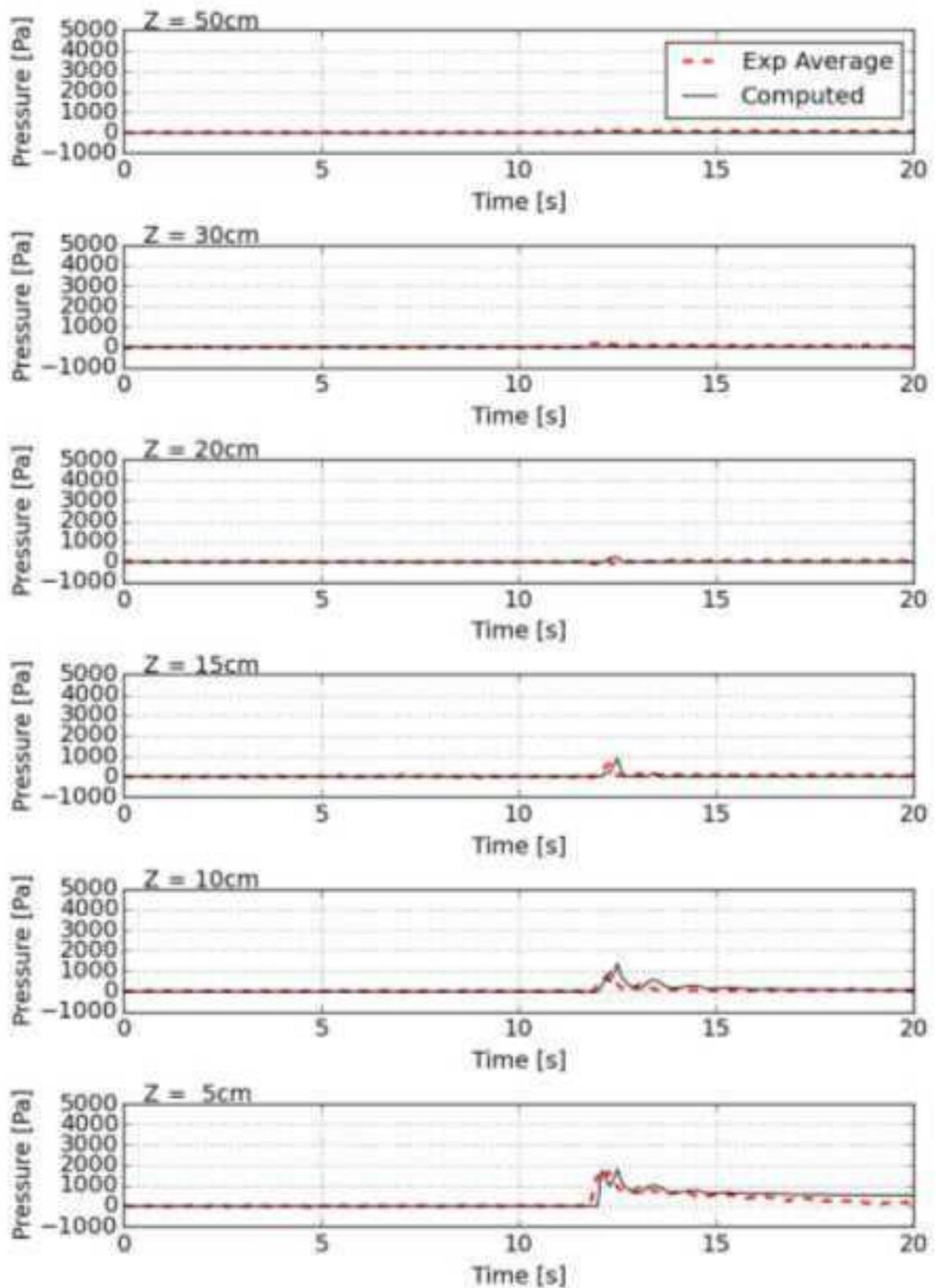


図-3.3.2(3)-50 CaseE_x6_wave11 : 波圧時系列の比較

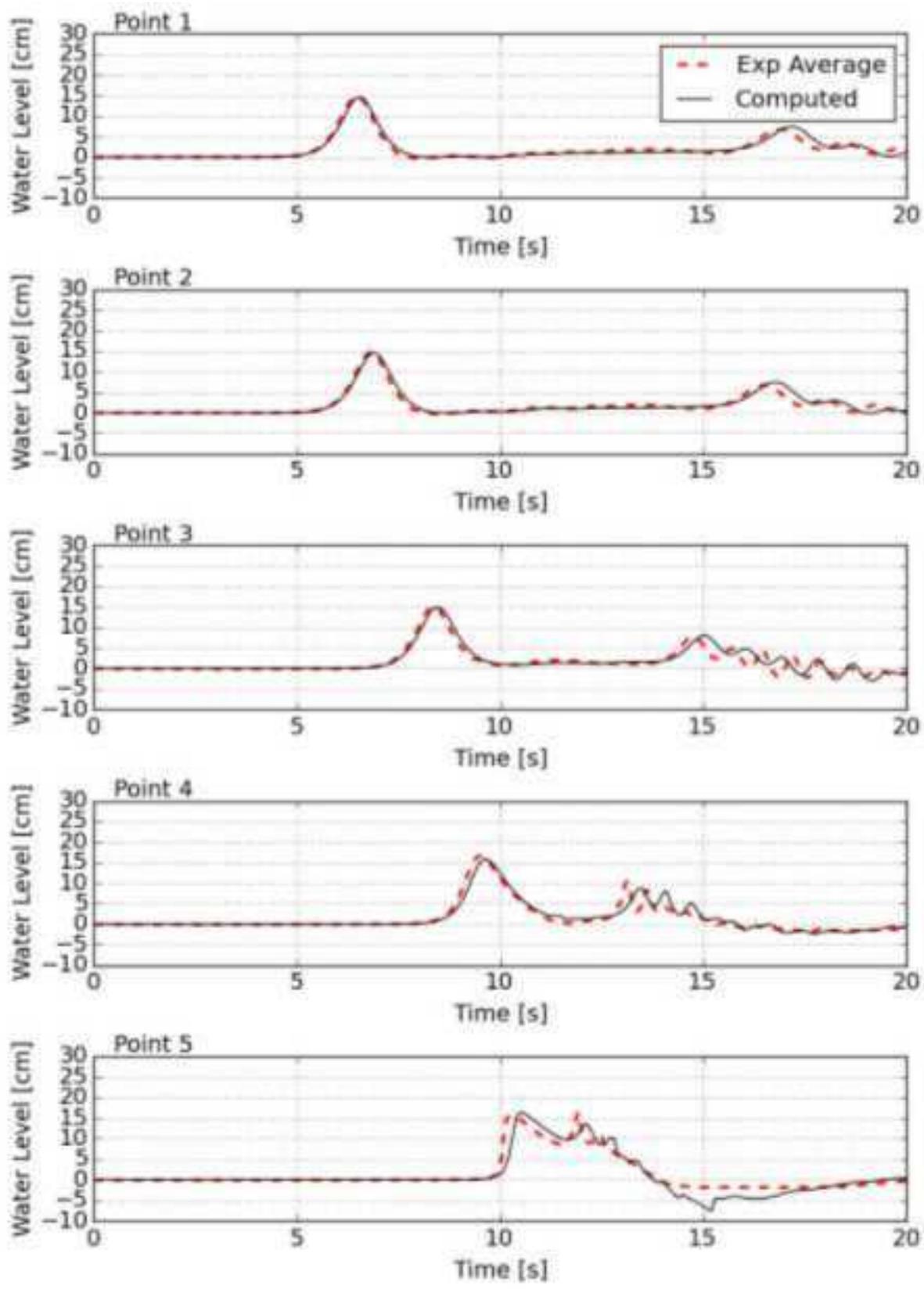


図-3.3.2(3)-51 CaseE_x6_wave15 : 水位時系列の比較

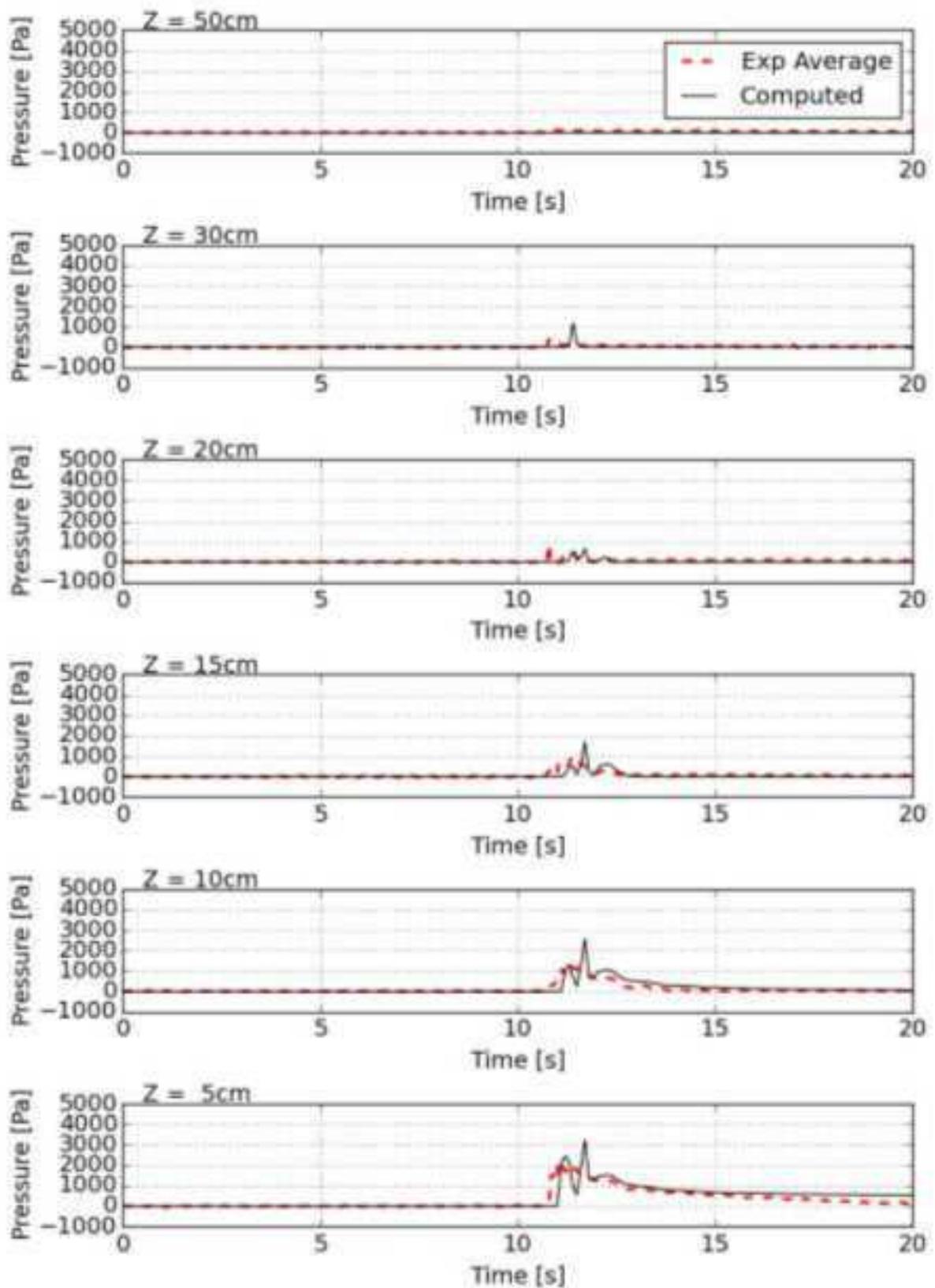


図-3.3.2(3)-52 CaseE_x6_wave15 : 波圧時系列の比較

(4) 解析手法の適用範囲の確認及び解析手法の整備

1) 既往文献の確認

a) 対象とする既往文献

本検討における障害物波力検定は、地形状況としては幅方向に一様で断面 2 次元であることから、断面 2 次元モデルにおける既往研究も含めることができる。完全 3 次元流体解析モデルに関する既往研究の実績は多数存在するが、ここでは本検討で用いている解析モデルと同様の VOF 法による流体解析モデルに対する成果がまとめられた次の文献に基づいて適用範囲の確認を検討する。

文献①:「CADMAS-SURF 実務計算事例—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会中間報告書—」、平成 20 年 5 月、沿岸技術ライブラリーNo.30、財団法人沿岸開発技術研究センター。

文献②:「数値波動水路—砕波波浪計算の深化と耐波設計の革新を目指して—」、平成 24 年 7 月、土木学会。

文献③:石田ら、「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」、H26 年 12 月、NRA 技術報告、原子力規制庁長官官房技術基盤グループ

文献④:有光ら、陸上構造物を考慮した遡上計算結果を用いた津波波力算定方法の適用性、土木学会論文集 B2(海岸工学)、Vol70、No.2、pp.786-790、2014。

文献⑤:シマモラら、建物群に作用する津波波力に関する水理実験、海岸工学論文集、Vol.54、pp.831-835、2007。

文献⑥:嶋原ら、実務的手法による津波波力の評価—直立構造物に作用する波力の数値計算—、第 30 回土木学会地盤工学研究発表会論文集、6-0003、2009。

文献⑦:中村ら、遡上津波の変形と陸上構造物に作用する津波波力に関する 3 次元数値シミュレーション、第 23 回数値流体力学シンポジウム、G7-3、2009。

b) 既往文献の概要

文献①:「CADMAS-SURF 実務計算事例—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会中間報告書—」の概要

対象とする流体解析モデルは、前述した VOF 法に基づく断面 2 次元流体解析モデルである CADMAS-SURF/2D である。「数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会」の活動報告書として、実務計算例を取りまとめた文献である。多数の実務計算例と同時に、各事例に適用するにあたっての注意点、適用限界および問題点・課題等についても検討されている。

文献②:「数値波動水路—砕波波浪計算の深化と耐波設計の革新を目指して—」

土木学会海岸工学委員会数値波動水槽研究小委員会による砕波波浪計算および耐波設計に関連する流体解析モデルのレビューである。VOF 法に基づく 2 次元および 3 次元流体解析モデルを用いた砕波、波圧および越波・越流に関する解析事例が示されている。

文献③:「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」の概要
津波波力評価における水深係数を防潮堤設計へ適用するに当たってのその適用範囲を明確にするために実施された、水理模型実験および水理模型実験の数値シミュレーション解析等の一連の研究成果を取りまとめた報告書となっている。波圧に関する水理模型実験結果に加え、その結果とVOF法を用いた数値シミュレーション結果との比較検討結果等が示されている。

文献④:有光ら(土木学会論文集 B2(海岸工学)、Vol70、No.2、pp.786-790、2014)の概要
津波来襲時に陸上構造物の前面および背後に作用する津波波力の評価方法を、水理模型実験および平面2次元・完全3次元数値シミュレーションの両面から検討した研究論文である。完全3次元数値シミュレーションモデルには、VOF法によるCADMAS-SURF/3Dが用いられている。

文献⑤:シマモラら(海岸工学論文集、Vol.54、pp.831-835、2007)の概要
水理模型実験を実施することにより、建物群に作用する津波波圧とその近傍の水位、流速および護岸からの距離との関係について検討されている。津波波圧の減衰効果には、護岸からの距離よりも前面での建物の存在の有無の影響が大きなことなどが結論付けられている。

文献⑥:嶋原ら(第30回土木学会地盤工学研究発表会論文集、6-0003、2009)の概要
直立構造物に対して作用する津波波力の評価方法に係る検討として、建物群に作用する津波の水理実験に対して数値計算を実施し、実務的手法として提案されている既往の波力推定手法の適用性について検討されている。浅水理論計算に基づく2次元平面モデルでは陸上遡上津波の再現性に問題があり、提案されている波力推定式を利用するとほとんどの場合において過小評価となることが示されている。

文献⑦:中村ら(第23回数値流体力学シンポジウム、G7-3、2009)の概要
構造物の設置によりその陸側の構造物に作用する津波力が低減されること示したシマモラらによる複数個の構造物が設置されている場合に対する水理実験を対象に、3次元数値計算モデルを用いた数値シミュレーションにより津波の遡上過程および構造物への津波波圧に関する検討が行われている。

2) 適用範囲の確認

a) 障害物解析における結果の考察・まとめ

障害物波力検定における数値計算結果と水理模型実験結果との比較結果は、次のようにまとめられる。

-
- 障害物が存在するときの波圧は、存在しないときに比べ若干数値不安定を伴っているようである。それらの数値不安定を伴っていると判断される結果を除けば、どのケースも計算結果における最大波圧の分布は水理模型実験結果におけるそれを傾向的には再現している。例えば、障害物 A および防潮堤位置 60cm の場合における入射波高 15cm のケースでは、計算結果における高さ 20cm までの最大波圧分布とそれより高い位置でのそれとでは傾向が異なり、高さ 20cm での最大波圧はその上の高さ 30cm でのそれに比べ小さくなっている。これは障害物による波圧の減衰効果の影響であると推測される。このケースでは、実験結果における最大波圧分布においても、計算結果におけるそれほど極端ではないが、類似した傾向が見られる。

全体的には、障害物 B および E のように高さの低い障害物に対する計算結果は、障害物 A および C のように高さの高い障害物の場合より再現性が高くなる傾向があるようである。また、特に入射波高の大きなケースにおいては、計算結果における最大波圧は実験結果におけるそれを過大に評価する傾向が見られる。

- 水位時系列の変化に関しては、計算結果における水位時系列は水理模型実験結果におけるそれを良好に再現している。ただし、どのケースにおいても岸側に近づくに従ってピークに位相差が生じているなど、若干の相違が見られる。この相違は波圧検定においても見られた傾向である。

波圧時系列の変化に着目すると、計算結果における波圧時系列の変化には、障害物 A、防潮堤位置 30cm および入力波高 7cm のケースに現れているように、若干の数値不安定の影響であると推測されるスパイクノイズが見られる。それを除けば全体的には計算結果における波圧時系列の変化は実験結果におけるその傾向を再現している。どのケースにおいても同様であるが、計算結果における波圧時系列は実験結果におけるそれに比べスパイク状になる傾向が見られる。これは障害物の存在による影響であると推測され、計算結果では実験結果に比べ障害物の存在の影響が若干極端に現れているようである。

砕波帯内および遡上域での構造物に作用する波圧は衝撃波圧になり、スパイク状の波圧が作用することが知られている(文献①～文献④)。遡上域において前面の障害物を越流した後に構造物へ作用する波圧は、障害物が存在しない場合に比べてより衝撃波圧になりやすく、本検討での図-3.3.2(3)-10 などに示されている計算結果における波圧時系列の変化にも、構造物へのそのような衝撃波圧の作用の存在が示されている。

嶋原ら(文献⑥)は、陸上構造物が前後に並んだ場合に対する構造物へ作用する波圧の水理模型実験結果に対して、平面 2 次元および完全 3 次元モデル(VOF 法)の両者のモデルによる波圧の計算結果と比較している(図-3.3.2(4)-1 参照)。平面 2 次元モデルによる計算結果における波圧は実験結果におけるそれよりかなり小さく、平面 2 次元モデルでは障害物が存在する場合に対する波圧をかなり過小に評価してしまうことが示されている。一方、完全 3 次元モデル(VOF 法)での計算結果における波圧は、実験結果におけるそれを良好に再現しており、特にスパイク状の衝撃波圧の特性が再現されている。本検討におけ

る VOF 法による計算結果における波圧時系列の変化(例えば図-3.3.2(3)-10)においても、実験結果における波圧時系列の変化の傾向を再現しており、障害物が存在する場合に対する波圧の予測には VOF 法が適していることが示されている。

図-3.3.2(4)-1に示されている鳴原らによる結果では、計算結果における波圧時系列の変化は実験結果におけるそれよりもスパイク状の衝撃波圧の特性が極端に現れる傾向が見られる。これは、本検討での計算結果における波圧時系列の変化に見られる傾向と一致している。

シマモラら(文献⑤)は陸上に縦3棟×横3棟に配置された陸上構造物群に作用する波圧に関する水理模型実験を実施しており、その実験結果に対する3次元VOF法による計算結果との比較が中村ら(文献⑦)により実施されている。シマモラらによる水理模型実験結果では、

- 津波来襲方向の前面に建物が存在することで、背後の津波波力が低減される。津波波力の減勢効果は、護岸からの距離よりも前面での建物存在の有無の方が大きく影響する。
- 建物間の配置間隔が小さい場合、前面の建物が流れをせき止めるため背後の流速は小さくなり、波力は低減される。間隔が大きい場合、背後の建物に到達するまでに流れが回復するため、波力は大きくなる。建物が存在しても、前面が開けている配置の場合は逆の傾向になる。建物群の配置の違いで、波力の特性が異なってくる。

ことなどが結論付けられている。

中村らによる計算結果では、シマモラらによる実験結果における波圧時系列の変化の傾向が良好に再現されており(図-3.3.2(4)-2 および 3.3.2(4)-3 参照)、障害物の存在による波圧の減衰の傾向も再現されている。ただし、細部に着目すると若干の相違が見られ、特に波圧時系列のピークの時間には実験結果におけるそれと若干の違いが見られる。このような傾向は、本検討での計算結果における波圧時系列の変化と同様の傾向である。

本検討での障害物波圧検定の結果は、計算結果に数値不安定の影響と推測されるノイズの存在を除けば、既往文献における結果と同程度の精度を有していると考えられる。

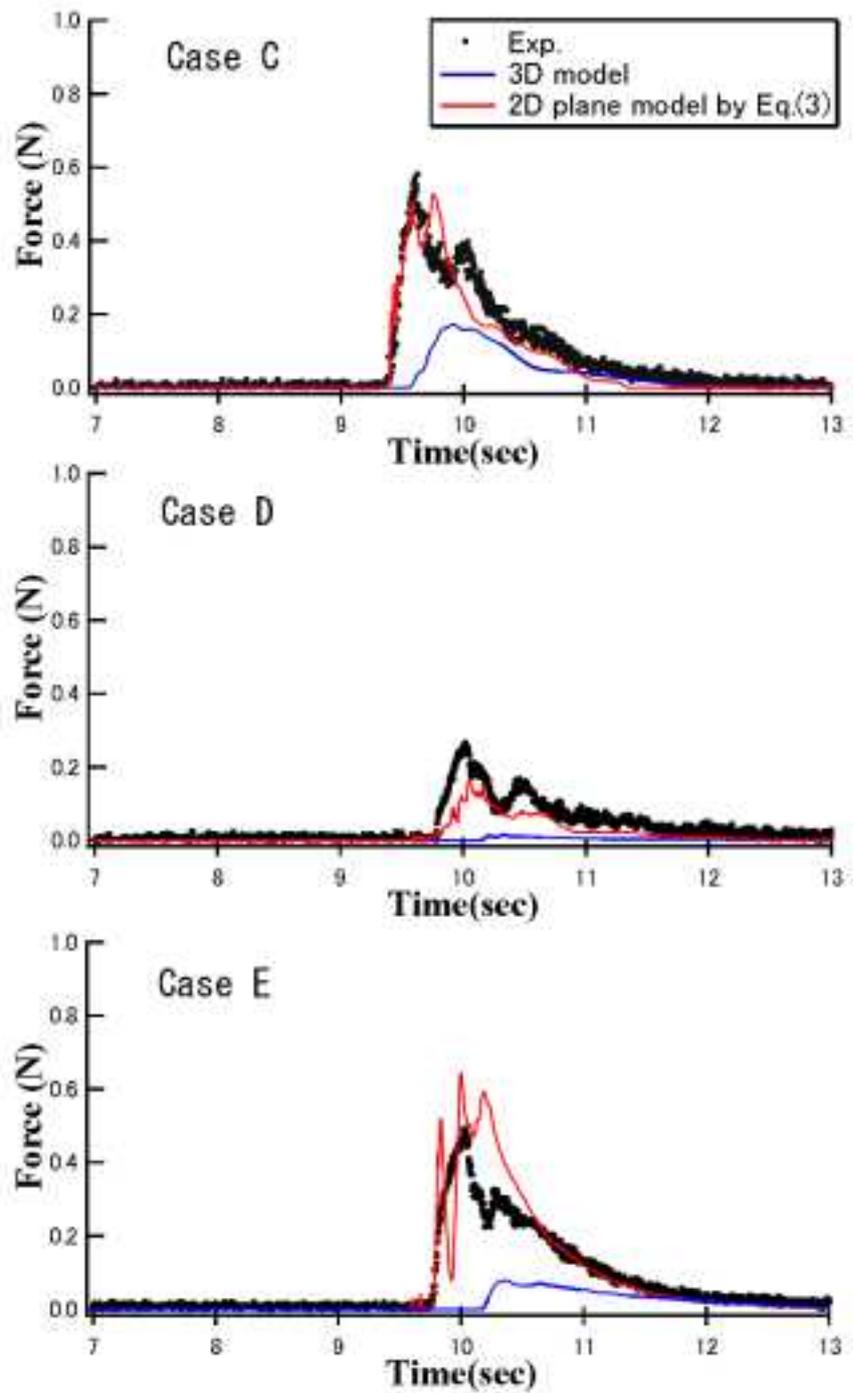
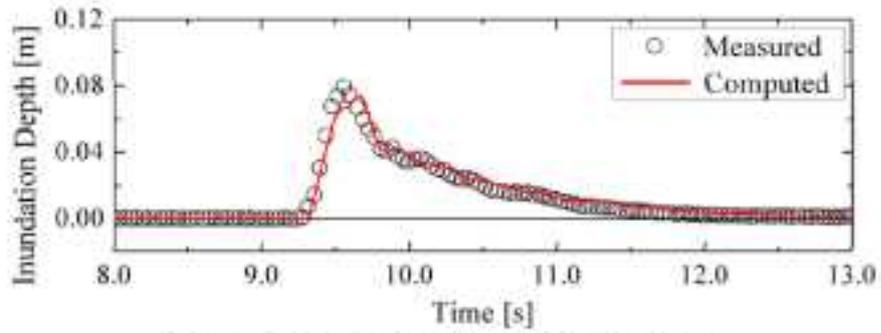
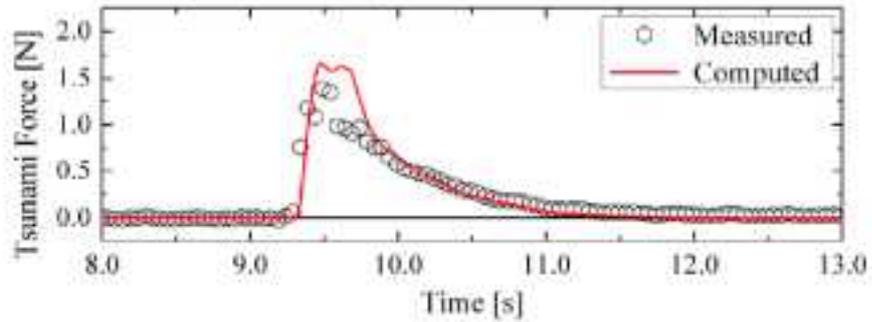


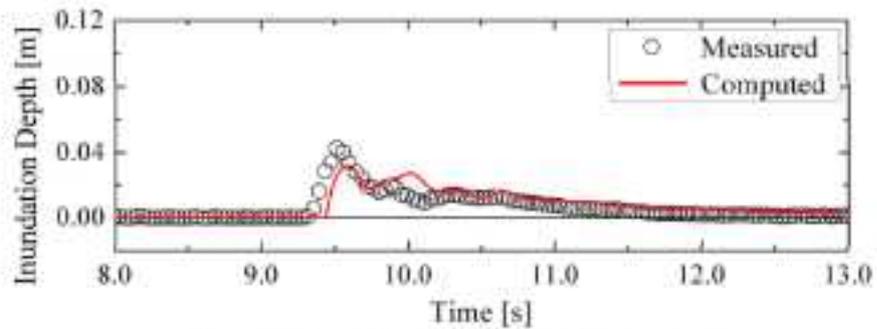
図-3.3.2(4)-1 建物群に対する平面2次元・完全3次元モデル (VOF法) による波圧の計算結果 (文献⑥)



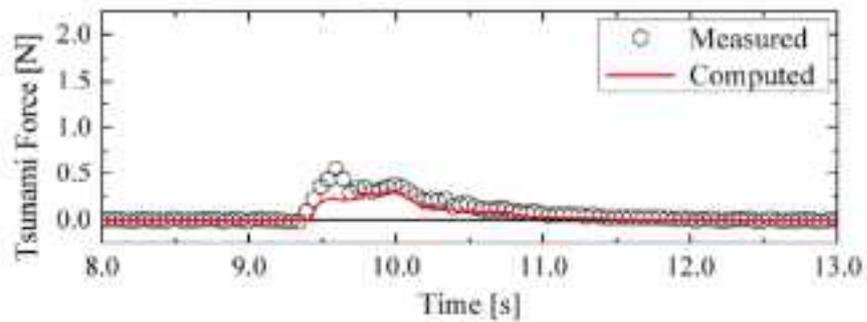
(a) Inundation depth in front of the structure



(a) 障害物無し

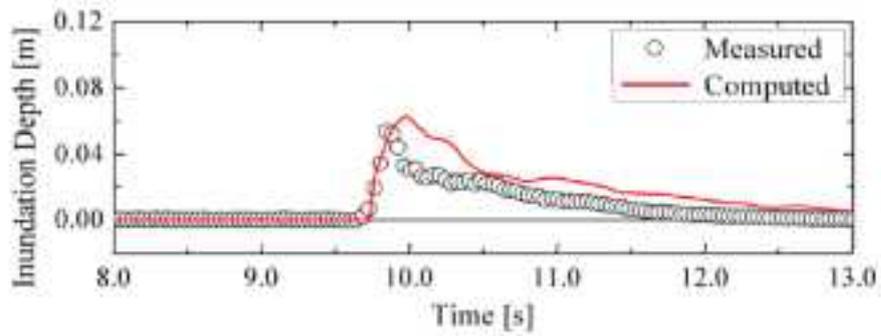


(a) Inundation depth in front of the structure

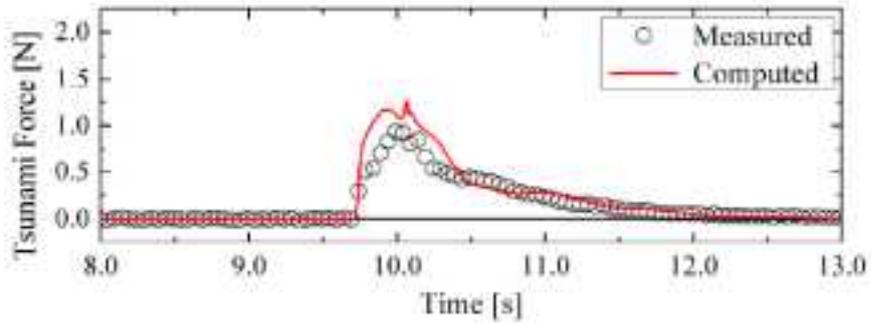


(b) 障害物有り

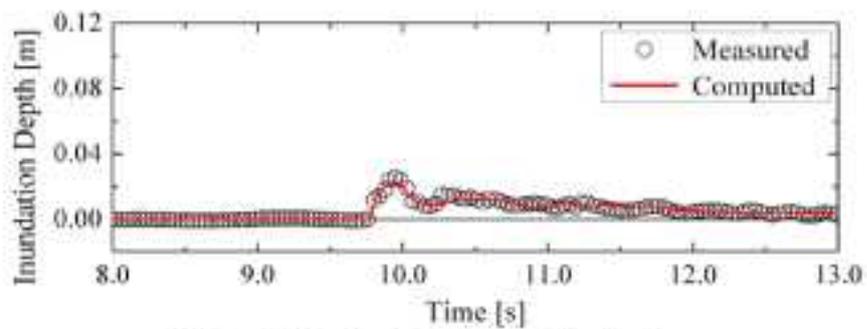
図-3.3.2(4)-2 入射波高20cmに対する障害物の存在の有無に対する計算結果の比較 (文献⑦)



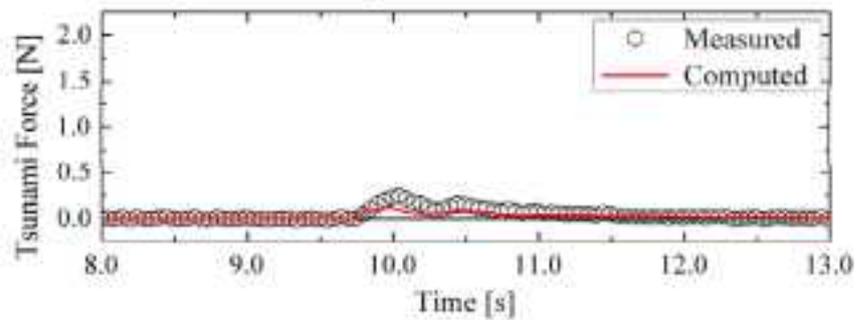
(a) Inundation depth in front of the structure



(a) 障害物無し



(a) Inundation depth in front of the structure



(b) 障害物有り

図-3.3.2(4)-3 入射波高 60cm に対する障害物の存在の有無に対する計算結果の比較 (文献⑦)

3) 解析手法の整備

本検討における障害物波力検定結果の課題は、次の3点の改善である。

- 障害物波力検定における水位および波圧波形の数値計算結果と水理模型実験結果におけるそれらには、波圧解析の場合と同様に、位相差が見られること
- 障害物波力検定における波圧は、障害物が高くなるほど水理模型実験結果におけるその再現性が悪くなること
- 障害物がない場合に比べて数値不安定を起こしやすくなること

これらの問題が生じる原因としては、

- 津波波高に対して相対的に障害物が高くなると越流水深に対する天端上でのメッシュ解像度が相対的に悪くなるために生じて精度が低下する可能性があること
- 障害物の存在により衝撃波圧になりやすく、数値不安定を引起しやすくなること

などが想定される。これらは、

- 障害物周りでの空間メッシュの工夫
- 数値スキームの高精度化、特に移流項に対する数値スキームの高精度化

などにより改善されることが予測される。

3-4 漂流物特性の把握

3-4-1 水理実験

(1) 実験の概要

前節までは、津波自体による防潮堤に作用する力に着目したが、本設では津波で押し寄せられる漂流物による防潮堤に作用する衝突力を測定した。実験条件を表-3.4.1(1)-1に示す。沖の水深は一律で0.64mとし、前面傾斜は1/10とした。水路の地形条件は3.3の障害物実験と同じである。

防潮堤は、A点とC点に設置する2パターンで行った。波高も7、11、15cmの3種類である。漂流物として用いた模型は、図-3.4.1(1)-1、図-3.4.1(1)-2に示す流木を意識した模型と図-3.4.1(1)-3、図-3.4.1(1)-4に示す船舶を意識した模型の2種類である。

流木模型は1本では断面積が小さく、衝突力が検出されにくいいため、3本の模型を水路内に設置した。三本の模型はNo1、No2、No3と番号を振り、質量は順に20g、19g、19gとなっている。三本の模型を同一の形状に作る過程でNo1だけ20gと重くなってしまい、一つだけ重量が異なる意図はない。船舶模型は断面積が大きく、衝突力が検出されやすいため、質量80gの模型1つを用いた。流木模型、船舶模型のいずれも材質は木材であり、吸水による質量変動を避けるため、模型表面に防水塗装を施した。流木模型は熱帯性のラミン材、船舶模型は北洋材で作成した。

漂流物の衝突力はロードセルによって測定した。衝突力の測定に使用したロードセルを図-3.4.1(1)-5に示す。ロードセル全体でも直径10.5mmであり、中心位置にある力を受感する部分は直径3.2mmととても小さく、衝突力を検出するのは非常に困難である。実際に数個のロードセルを防潮堤に直接貼り付けて実験を行ったが、ピンポイントでロードセルの中心に衝突することは少なく、検出されることはほとんどなかった。

ロードセルに直接漂流物を当てることは難しかったので、図-3.4.1(1)-6、図-3.4.1(1)-7に示しているようにロードセルと漂流物の間に支持棒を設けた装置を用いた。これはアクリル板にロードセルを貼り付け、その上に覆いかぶさるように鉄板がついた支持棒が衝突力を受け、ロードセルの中心に力を伝える装置である。ロードセルと支持棒のセットを3組設置し衝突力検出の確率を上げている。この装置の設置状況を図-3.4.1(1)-8に示す。防潮堤にアクリル板を貼り付け、その上にこの装置を設置した。波高や漂流物の違いによる衝突位置のずれに対応して、防潮堤底面より鉛直方向に25mm～215mmの範囲を自在に動かせるようになっている。

それぞれの条件での流木の設置位置を図-3.4.1(1)-9に、実際に漂流物を設置した様子を写真-3.4.1(1)-1に示した。流木は水槽底面に差し込んだ、ゴルフで使用されるティーの上に置いている。また、それぞれの条件での船舶模型の設置位置を図-3.4.1(1)-10に、実際に船舶模型を設置した様子を写真-3.4.1(1)-2に示す。船舶も流木と同様、水槽底面に差し込んだ串の上に置いて安定させている。

また、漂流物の衝突速度は、水路に直行するようにレンズを向けた高速度カメラを用いて、防潮堤位置と防潮堤より10cm沖側に離れた位置の2枚の写真から、距離を時間で除して漂流物衝突直前の平均速度を求めた。なお、衝突荷重のピークは短時間で、サンプリング周波数は1000Hzである。

表-3. 4. 1(1)-1 漂流物実験のケース表

斜面勾配	1/10
波高 (cm)	7, 11, 15
防潮堤の位置	汀線より 0cm, 汀線より 60cm
地形	傾斜地形
沖の水深 (m)	0.64
漂流物	流木, 船舶



図-3. 4. 1(1)-1 流木模型の断面図



図-3. 4. 1(1)-2 流木模型の平面図



図-3. 4. 1(1)-3 船舶模型の断面図



図-3.4.1(1)-4 船舶模型の平面図



図-3.4.1(1)-5 実験に用いたロードセル

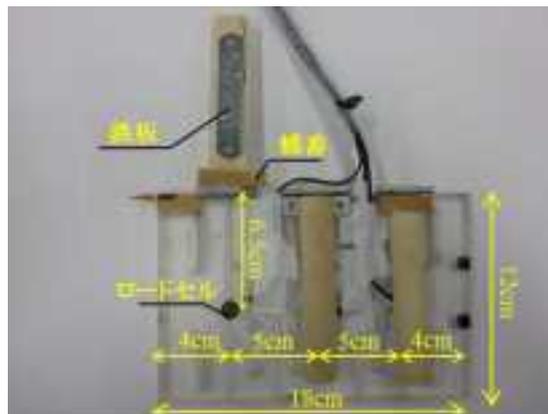


図-3.4.1(1)-6 ロードセルへの力の伝達機構



図-3.4.1(1)-7 ロードセルへの力の伝達機構完成図



図-3.4.1(1)-8 ロードセル機構を取り付けた防潮堤

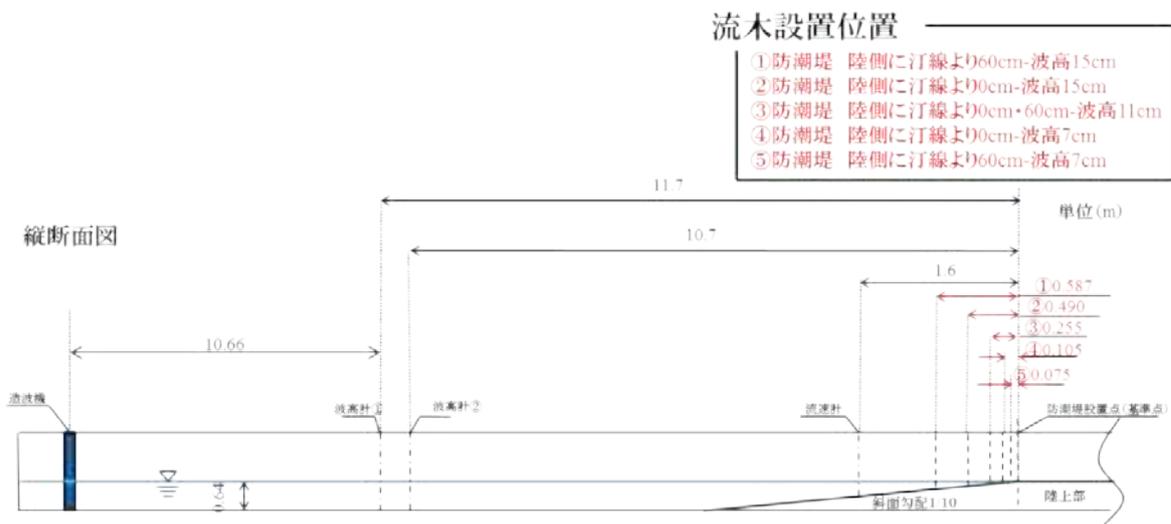


図-3.4.1(1)-9 流木模型の設置位置 (初期位置)



写真-3.4.1(1)-1 流木模型設置状況

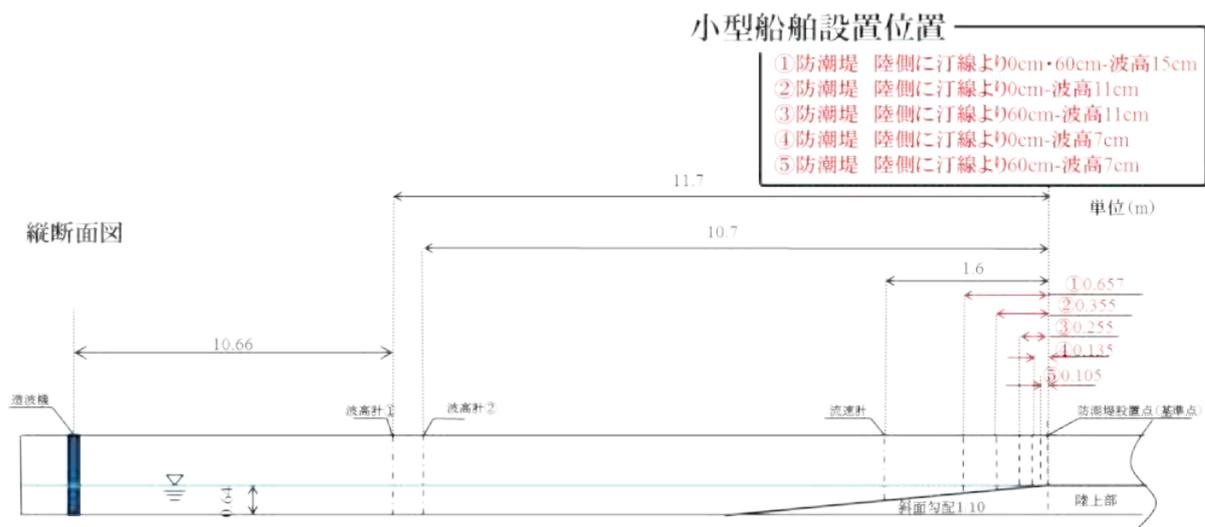


図-3. 4. 1 (1)-10 船舶模型の設置位置 (初期位置)



写真-3. 4. 1 (1)-2 船舶模型の設置の様子

(2) 実験結果の分析

前節までは、津波自体による防潮堤に作用する力に着目するが、本節では津波によって流された漂流物による防潮堤に作用する衝突力を測定する。衝突力を評価する際に3つの式を基準とした。運動量式、松富の式(松富、1999)、池野らの式(池野ら、2003)の3式である。運動量式は以下のようなになる。

$$F = Mv/dt \quad (3)$$

- F : 漂流物の衝突力
 M : 漂流物の質量
 v : 漂流物の衝突直前の速度
 dt : 衝突作用時間

運動量式で衝突力を算出する際、衝突直後の漂流物の速度は 0 とした。運動量式の衝突力は、速度のみの関数として表わされる。しかし、これは空中での衝突を考えたときであり、水の影響を考慮していない。例えば、漂流物が津波に押されて衝突する際、押している

流体だけ見かけの質量が増加することになる。これは速度ではなく漂流物の断面積、つまり漂流物の高さや長さに影響されることになる。そこで運動量式のほかに、さまざまなパラメーターを導入している式として、松富の式と池野らの式でも実験値を比較する。松富の式を以下に示す。

$$F/(\gamma D^2 L) = 1.6 C_M \{v_{A0}/(gD)^{0.5}\}^{1.2} \cdot (\sigma_t/\gamma L)^{0.4} \quad (4)$$

- F : 漂流物の衝突力
- γ : 漂流物の単位体積重量
- D : 漂流物の直径
- L : 漂流物の長さ
- C_M : 質量係数
- v_{A0} : 漂流物の衝突直前の速度
- g : 重力加速度
- σ_t : 漂流物の降伏応力

松富の式は流木を対象とした式である。運動量式と比べて、漂流物の衝突直前の速度のほかに、漂流物の直径、長さ、降伏応力も考慮された式である。質量係数は段波では 1.7、サージでは 1.9 となる。

池野らの式を以下に示す。

$$F/(gM) = S \cdot C_{MA} \cdot \{V_H/(g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})\}^{2.5} \quad (5)$$

- F : 漂流物の衝突力
- g : 重力加速度
- M : 漂流物の質量
- S : 係数(= 5)
- C_{MA} : 付加質量係数(円柱縦向き 2.0)
- V_H : 漂流物の衝突直前の速度
- D : 漂流物の代表高さ
- L : 漂流物の代表長さ

池野らの式は円柱、角柱、球を漂流物の対象としている。係数は 5 である。付加質量係数は、漂流物の種類と向きによって変化し、円柱縦向きは 2.0 である。

衝突力の評価を運動量式、松富の式、池野らの式の計 3 式で評価する。前述の池野らの式は円柱、角柱、球を対象にしているが、松富の式は流木のみを対象としているため船舶は運動量式と池野らの式の二式のみで評価を行った。松富の式に関して、木材

の降伏応力は圧縮強度とほとんど同じであるため(松富、1999)、ラミンの圧縮強度 67MPa(日本木材総合情報センター、2016)を用いて衝突力を算出した。また、船舶模型は前面の角が削られ、丸みを帯びているが池野らの式における角材として扱った。角材の質量係数は横向きではないが、池野らの実験では円柱と角柱の縦向きの衝突力に大きな違いがなかったと結論付けられていることから、船舶模型の質量係数は円柱と同じ 2.0 を採用した。

流木の衝突力を図-3.4.1(2)-1 に示す。松富の式で算出された値は実験値よりはるかに大きな衝突力と算定された。漂流物速度が大きくなるほど実験値との差異は大きくなり、最大で約 500N の差が生じた。

松富の式は受圧壁の開度(受圧壁の縦切抜き幅/水路幅)を変化させ、構造物にとって最も厳しい条件での質量係数を採用している。松富の実験によって示された受圧壁の開度と質量係数の関係を図-3.4.1(2)-2 に示す。受圧壁の開度が大きいほど質量係数は大きく、最大で 1.7 となり、開度が小さいほど質量係数も小さくなり最小で 0.5 となる。これは空中で物体が衝突するときと異なり、水などの流体と物体と一緒に衝突するとき、その流体の影響が作用することで質量係数が変化するためである。流体とともに漂流物が運動する際、漂流物を押している流体の質量が漂流物の質量に加わるため、見かけの質量が増加する。よって、流体とそれによって運動する物体は大きな衝突力を生じることが予想できるが、開度を変化させることで他の影響も関係する。これは衝突時、流体が漂流物よりも先に衝突して上方に投げ出されることで働く緩衝作用である。つまり、開度が小さい場合には緩衝機能がより大きく影響することで質量係数が小さくなり、開度が大きい場合には緩衝機能は小さく質量係数は増加する。本実験では、防潮堤の幅と水路幅は一致しており開度は 0 である。

そこで、質量係数を 0.5 として改めて衝突力を比較した。修正後の衝突力を図-3.4.1(2)-3 に示す。修正後は防潮堤を A 点に設置した場合の衝突力と松富の式で算出される値が整合性の高い結果となった。防潮堤を C 点に設置した場合には、漂流物速度が 2m/s 以下では池野らの式と運動量式で算出した値と整合性が高く、漂流物速度が 2m/s 以上では松富の式より小さく、池野らの式と運動量式より大きい値となった。漂流物速度 2m/s 付近に着目すると、同じ速度であるのに防潮堤の設置位置の違いで衝突力に差が出ている。これは前述した流体の影響が考えられる。防潮堤を A 点に設置した場合には、波の先端に漂流物は押し流され、防潮堤に衝突するが(写真-3.4.1(2)-1)、防潮堤を C 点に設置した場合には、碎波後の波の先端のやや後方で押し流されて防潮堤に衝突する(写真-3.4.1(2)-2)。防潮堤を C 点に設置した場合の方が、漂流物より先に流れる水量が多いため緩衝作用の働きも大きく、衝突力の差が生じたと推察される。

次に船舶模型の衝突力を図-3.4.1(2)-4 に示す。防潮堤を C 点に設置した場合の漂流物速度が最も大きいケースを除くと、池野らの式と運動量式で算出される値を実験値は 50~100N 上回っている。

流木

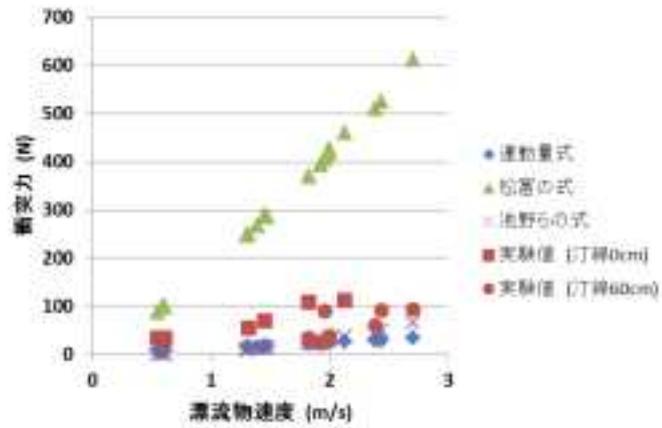
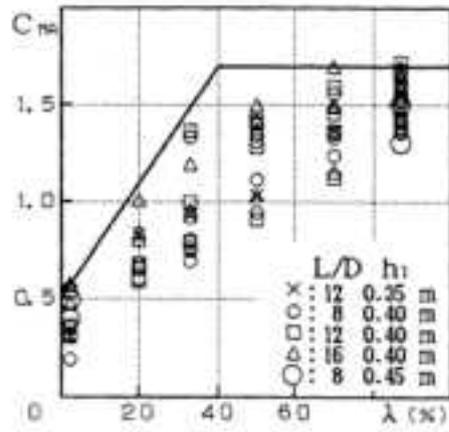


図-3.4.1(2)-1 流木の衝突力（理論式と実験値の比較）



(a)段 被

図-3.4.1(2)-2 開度と質量係数の関係

流木

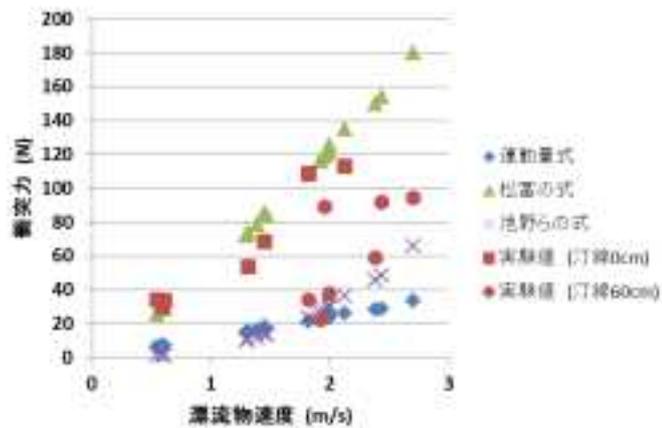


図-3.4.1(2)-3 修正した流木の衝突力と理論式の関係



写真-3.4.1(2)-1 防潮堤をA点に設置した場合の衝突直前の様子（波高15cm）



写真-3.4.1(2)-2 防潮堤をC点に設置した場合の衝突直前の様子（波高15cm）

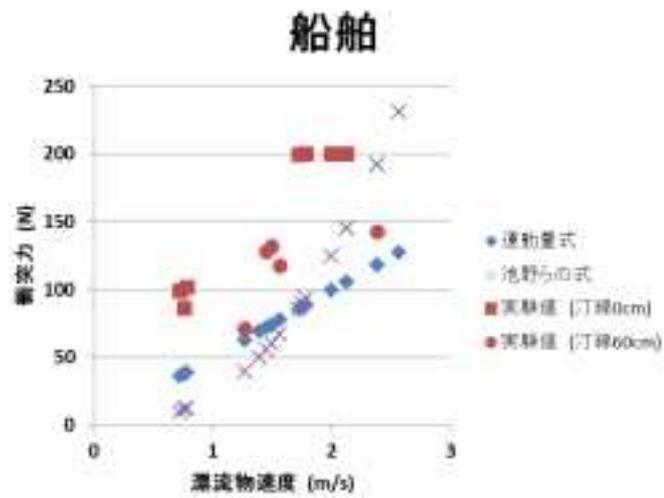


図-3.4.1(2)-4 船舶模型の衝突力

参考文献

- 朝倉良介・岩瀬浩二・池谷 毅・高尾 誠・金戸俊道・藤井直樹・大森政則(2000):護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 47 巻, 911-915.
- 池野正明・田中寛好(2003):陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp.721-725.
- 原子力安全・保安院(2012):「津波に対する安全性に関する審査の手引き(設計基準津波に関する検討方法等)」について(議論のたたき台).
- 国土交通省港湾局(2013):防波堤の耐津波設計ガイドライン.
- 東京電力福島第一原発原子力発電所 1~3 号機の事故の経過の概要のページ:
http://www.tepco.co.jp/nu/fukushima-np/outline/2_1-j.html , 参照日 2015 年 12 月 14 日.
- 日本木材総合情報センター木材の種類と特性のページ:
<http://www.jawic.or.jp/woods/sch.php?nam0=ramin> , 参照日 2016 年 1 月 12 日.
- 平石哲也・米山望・馬場康之・森信人・東良慶・安田誠宏・間瀬肇(2011):宮城県沿岸における 2011 東北太平洋沖地震津波による津波被災について, 土木学会論文集 B2(海岸工学), VOL. 67, No2, pp. I 1306- I 1310.
- Tetsuya Hiraishi, Kenji HARADA(2003):Greenbelt Tsunami Prevention in South-Pacific Region, REPORT OF THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE Vol. 42, No.2
- 松富英夫(1999):流木漂流物の実用的な評価式と変化特性, 土木学会論文集, No621/ II -47, pp. 111-127.

3-4-2 水理実験のシミュレーション

(1) 解析の概要

本業務では、津波伝播を精度良く再現可能な解析手法を用いて、別途実施される水理模型実験結果を対象とするシミュレーション解析を行うことにより、解析手法の適用範囲を確認すると同時に解析手法を整備する。

(2) 計算条件

以下に設定した計算条件について説明する。

1) 計算区間

津波造波装置から直線部、一様勾配斜面、遡上区間を含む一連の水理模型実験水路をモデル化した。

2) 計算メッシュ

計算メッシュは、実験水路の形状を適切に表現できるように作成した。

水路縦断方向のメッシュ分割について、遡上時の津波の変形・伝播過程を詳細に検討できるように、計算メッシュサイズを1cmに設定した。横断方向のメッシュ分割について、津波の横断方向の変化が少ない事を勘案し、計算メッシュサイズを1mに設定した。

鉛直方向のメッシュ分割について、解析対象となる津波波形の形状を表現する為に、計算メッシュサイズを1cmに設定した。

総メッシュ数は縦断方向 2772 × 横断方向 4 × 鉛直方向 116 = 1286, 208 となった。

実験水路の寸法を図-3.4.2(2)-1 に、作成した計算メッシュを図-3.4.2(2)-2 に示す。

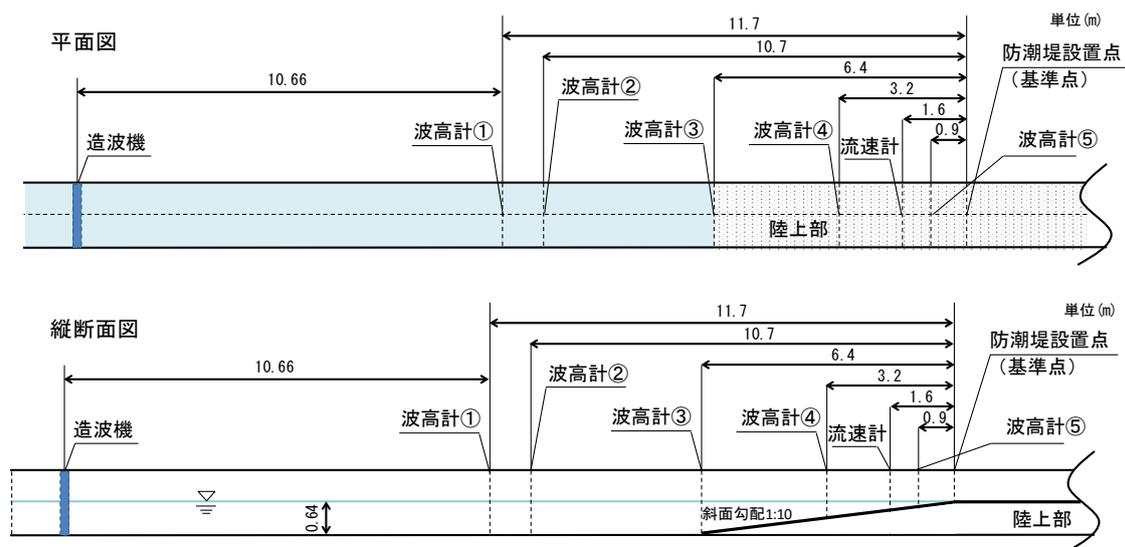


図-3.4.2(2)-1 水理模型実験水路寸法

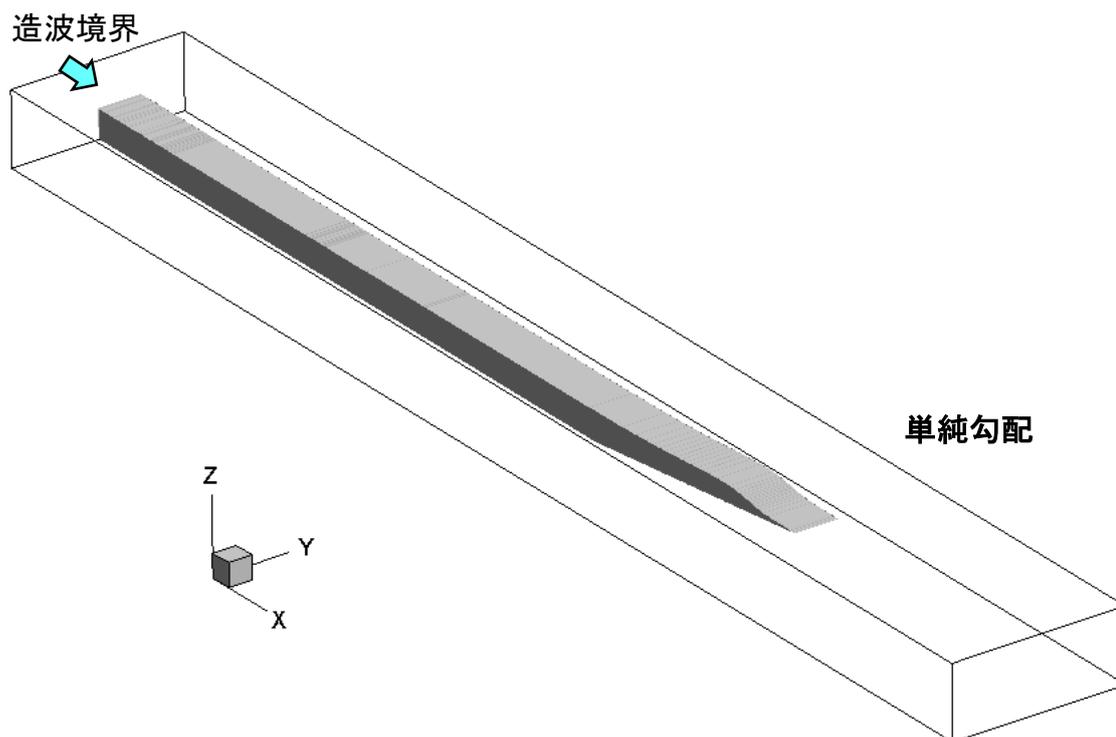


図-3.4.2(2)-2 計算メッシュ

3) 初期条件

初期条件は、静水状態(水深 64.0cm)とし、検討ケース毎に次項に示す波高の孤立波を造波させた。

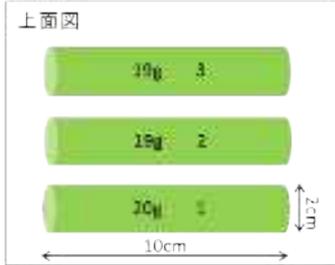
4) 入力波

孤立波の設定波高について、7cm～15cm の計 3 ケースの波高を設定した。

5) 漂流物条件

漂流物は、流木および小型船舶の 2 通りとし、作用させる波高によって、それぞれ汀線から沖に向かって異なる 5 地点に配置し、漂流物の解析を行った。各漂流物の実験模型および設置位置をそれぞれ図-3.4.2(2)-3、図-3.4.2(2)-4 に示す。

流木型



流木設置位置

- ①防潮堤汀線60cm・波高15cm
- ②防潮堤汀線0cm・波高15cm
- ③防潮堤汀線0cm・60cm・波高11cm
- ④防潮堤汀線0cm・波高7cm
- ⑤防潮堤汀線60cm・波高7cm

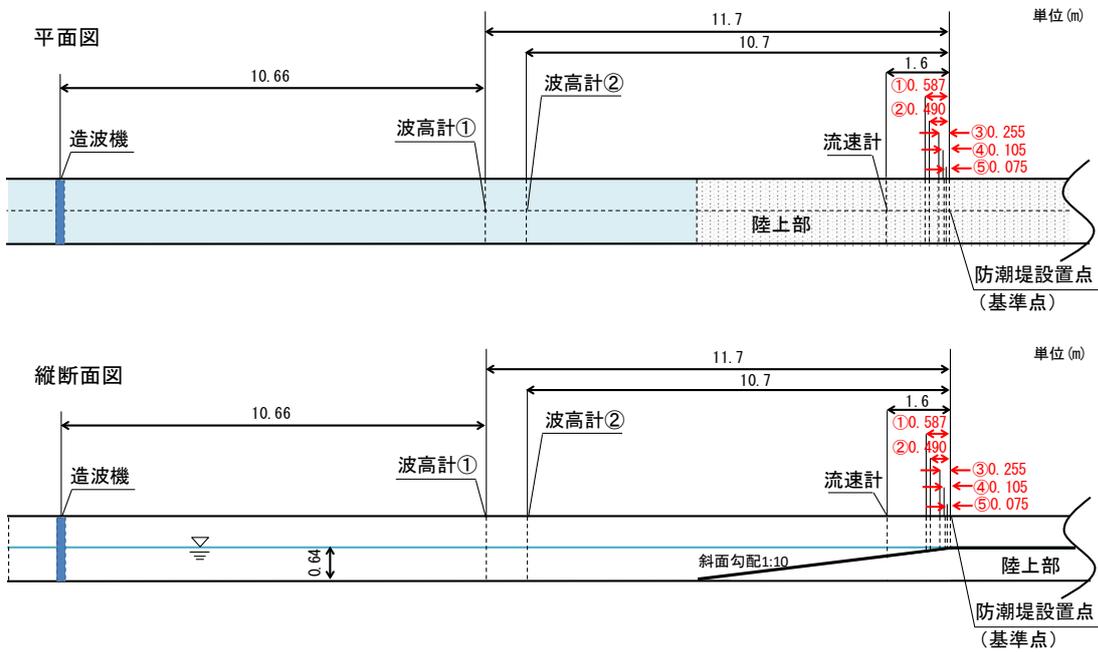


図-3.4.2(2)-3 漂流物の実験模型および設置位置 (流木)

小型船舶型

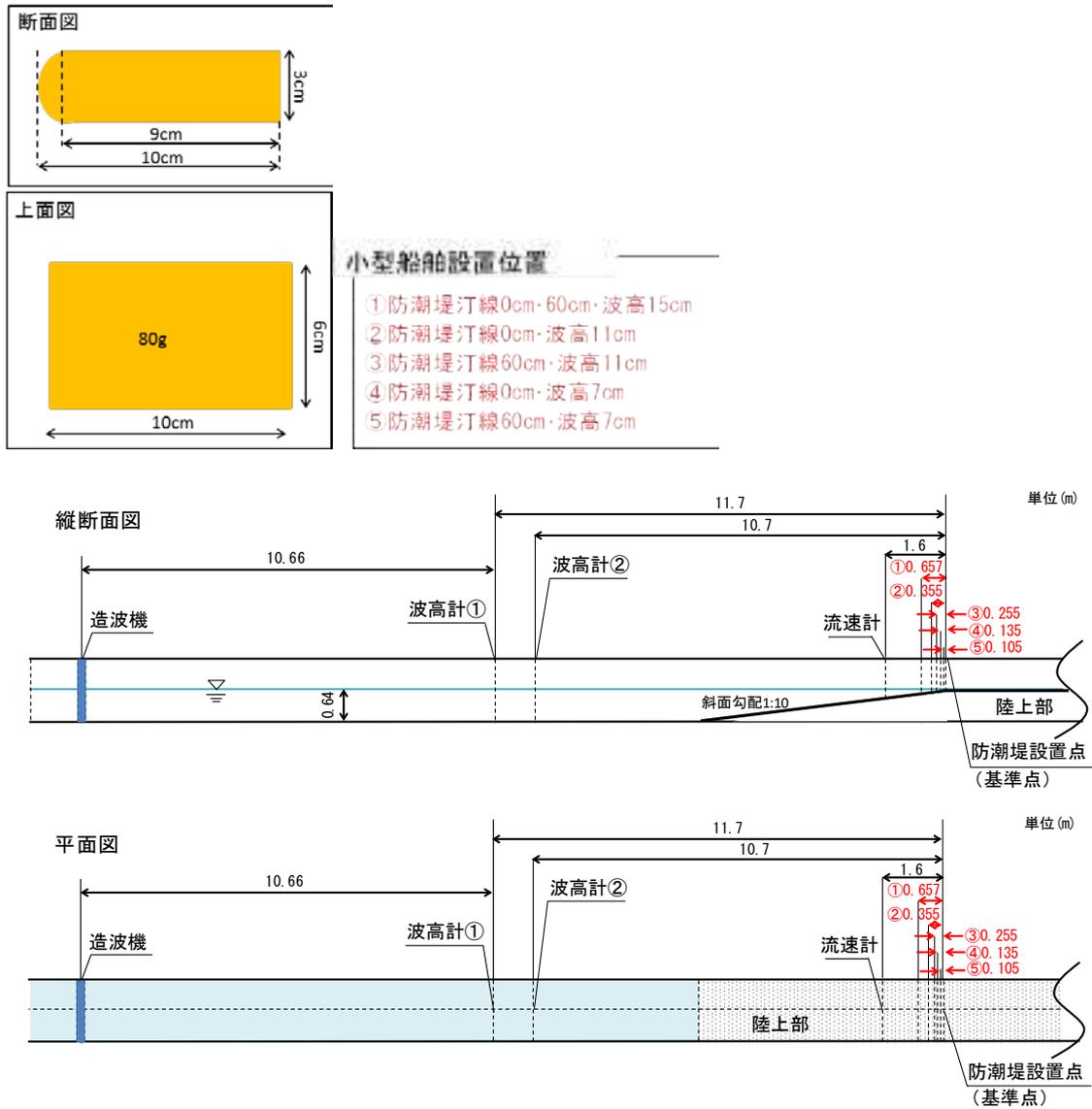


図-3.4.2(2)-4 漂流物の実験模型および設置位置 (小型船舶)

6) 実施ケース

実施した解析ケースを表-3.4.2(2)-1に示す。解析ケース数は、漂流物種類2×防潮堤位置2×入力波3の12ケースとなった。衝突力は画像解析とロードセルの2通りの方法で計測された。

表-3.4.2(2)-1 設定波高一覧

ケースNo.	設定波高 (cm)	防潮堤 設置位置	衝突流速 (m/sec)	衝突力(画像解析) (N)	衝突力(ロードセル値) (N)
Case3-1	7.00	汀線 0cm	0.58	6.98	32.44
Case3-2	11.00		1.38	16.61	61.17
Case3-3	15.00		1.98	23.78	110.78
Case3-4	7.00	汀線 -60cm	1.53	18.00	34.24
Case3-5	11.00		2.10	25.16	39.88
Case3-6	15.00		2.37	28.44	91.82
Case3-7	7.00	汀線 0cm	0.75	37.45	95.60
Case3-8	11.00		1.75	87.07	199.88
Case3-9	15.00		2.09	103.46	200.28
Case3-10	7.00	汀線 -60cm	1.38	68.60	101.50
Case3-11	11.00		1.59	78.83	122.85
Case3-12	15.00		2.44	121.17	142.58

(3) 計算結果

1) 漂流物影響解析に対する考察

a) 流木型

水理模型実験における流木型漂流物による構造物への衝突力の結果は、次のようにまとめられる。

- 構造物へ作用する衝突力は、入射波高が大きくなるに従って大きくなる傾向にあり、衝突力は入射波高に対してほぼ線形に増加している。
- 構造物の位置が汀線よりも汀線から 60cm 陸側位置する場合の方が構造物へ作用する衝突力は大きくなる傾向にある。

計算結果における流木型漂流物による構造物への衝突力は、実験結果における衝突力と同様に、入射波高が大きくなるに従い大きくなる傾向にある。また、汀線に構造物がある場合に比べ、汀線より 60cm 陸側に位置する場合の方が衝突力は大きくなる傾向にある。これら結果は、実験結果における構造物へ作用する衝突力の変化傾向に一致する。しかしながら、計算結果における漂流物による構造物への衝突力は、どのケースにおいても、実験結果における衝突力の半分以下になっている。計算結果における漂流物による構造物への衝突力は、実験結果におけるそれを過小に評価する傾向にある。

表-3.4.2(3)-1 漂流物解析の計算結果

ケースNo.	漂流物	防潮堤位置	設定波高	実験結果			計算結果	
				衝突速度 (m/s)	衝突力 ($F=MV/Dt$)	ロードセル値 (N)	衝突速度 (m/s)	衝突力 ($F=MV/Dt$)
Case3-1	流木	汀線0cm	7cm	0.582	6.981	32.442	0.116	1.391
Case3-2			11cm	1.385	16.606	61.173	0.599	7.198
Case3-3			15cm	1.982	23.781	110.783	0.817	9.828
Case3-4		汀線-60cm	7cm	1.529	18.002	34.236	0.573	6.884
Case3-5			11cm	2.101	25.159	39.879	1.000	12.027
Case3-6			15cm	2.368	28.441	91.822	1.046	12.576
Case3-7	小型船舶	汀線0cm	7cm	0.755	37.447	95.595	0.235	11.646
Case3-8			11cm	1.755	87.071	199.875	0.747	37.056
Case3-9			15cm	2.085	103.464	200.283	0.783	38.848
Case3-10		汀線-60cm	7cm	1.382	68.596	101.498	0.794	39.384
Case3-11			11cm	1.589	78.833	122.847	1.000	49.625
Case3-12			15cm	2.442	121.172	142.575	1.066	52.890

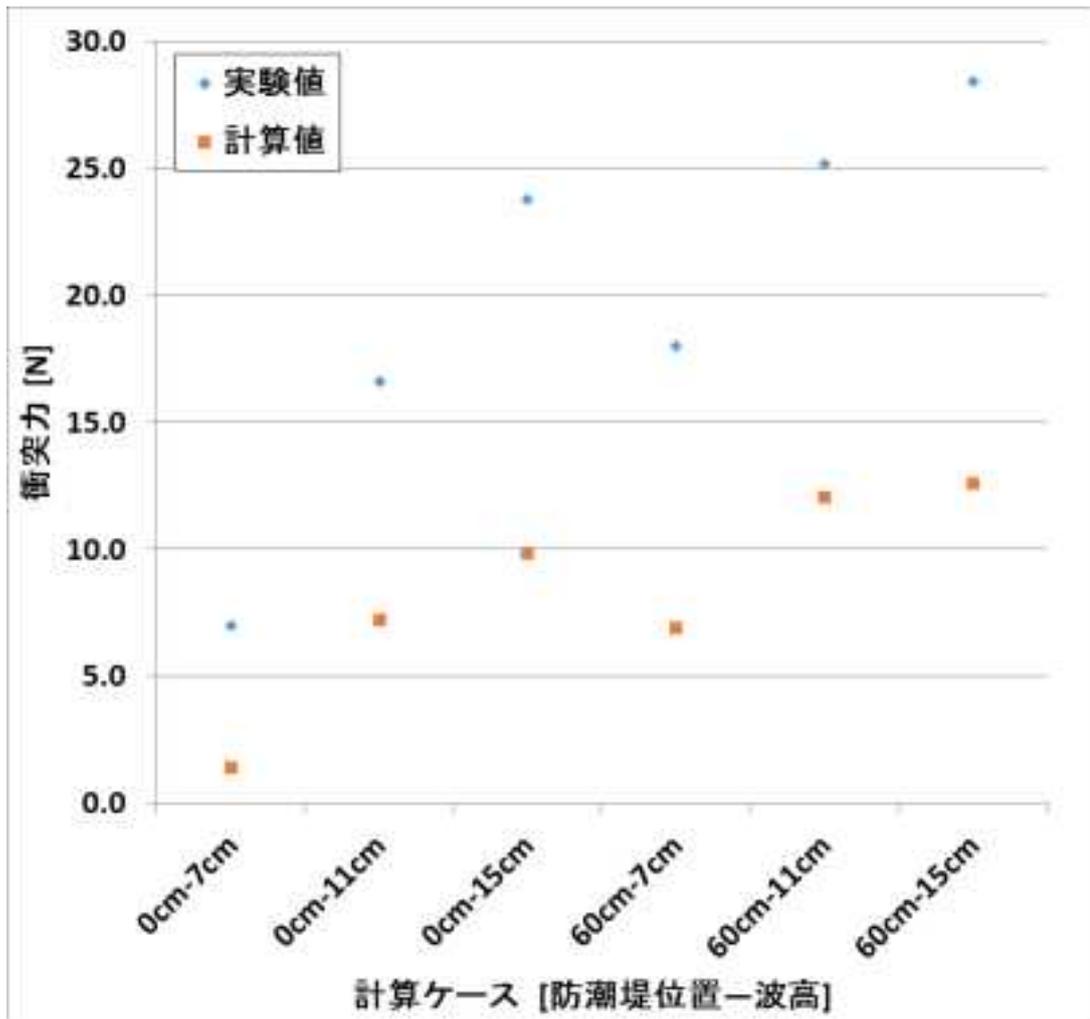


図-3.4.2(3)-1 衝突力の比較 (流木型)

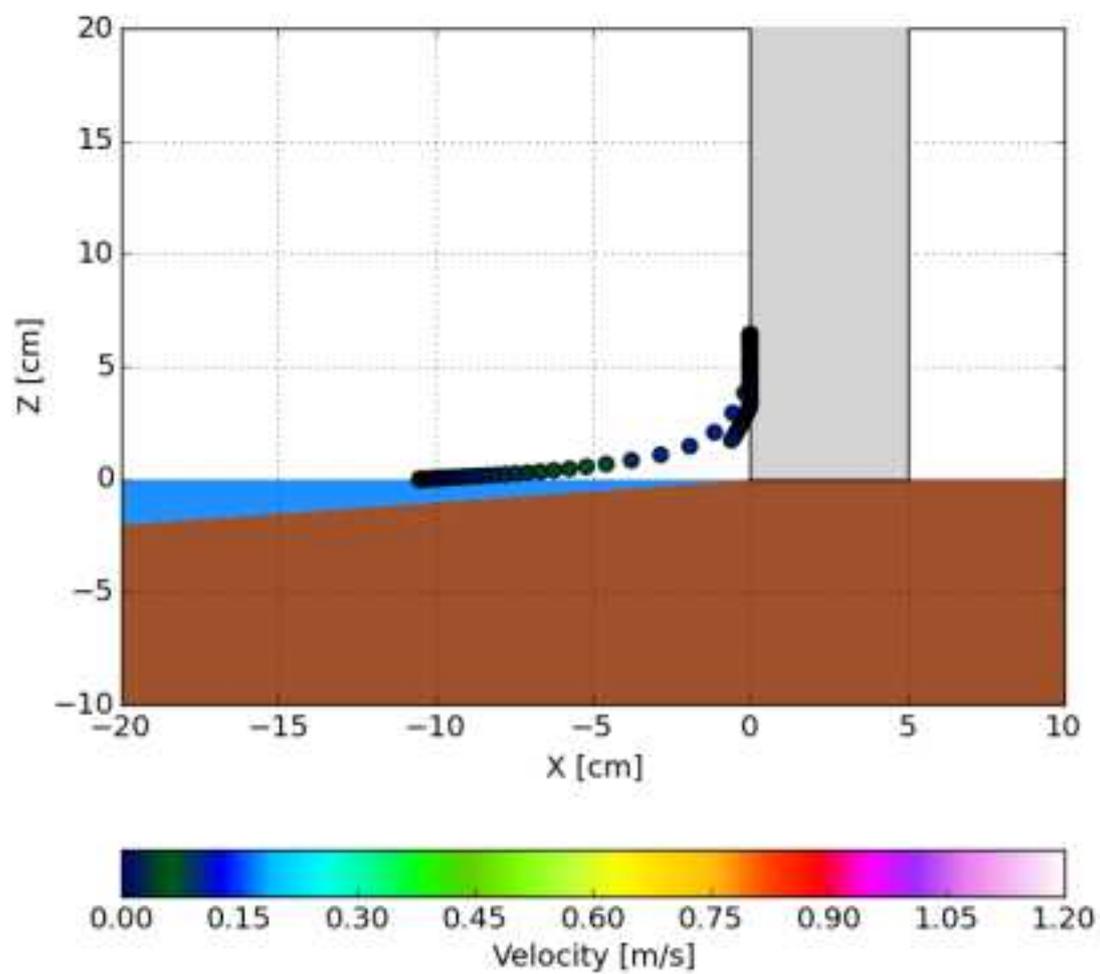


図-3.4.2(3)-2 Case3-1 : 漂流物の軌跡

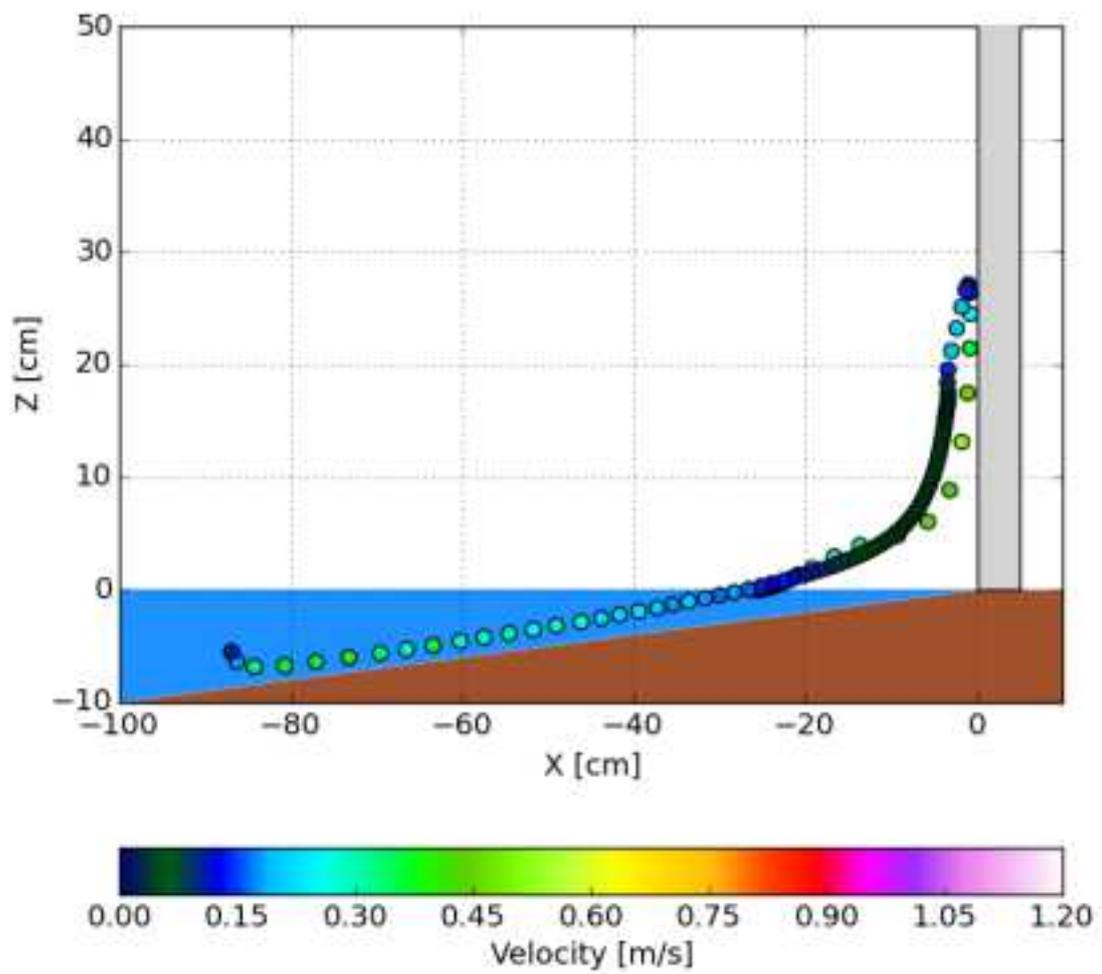


図-3.4.2(3)-3 Case3-2 : 漂流物の軌跡

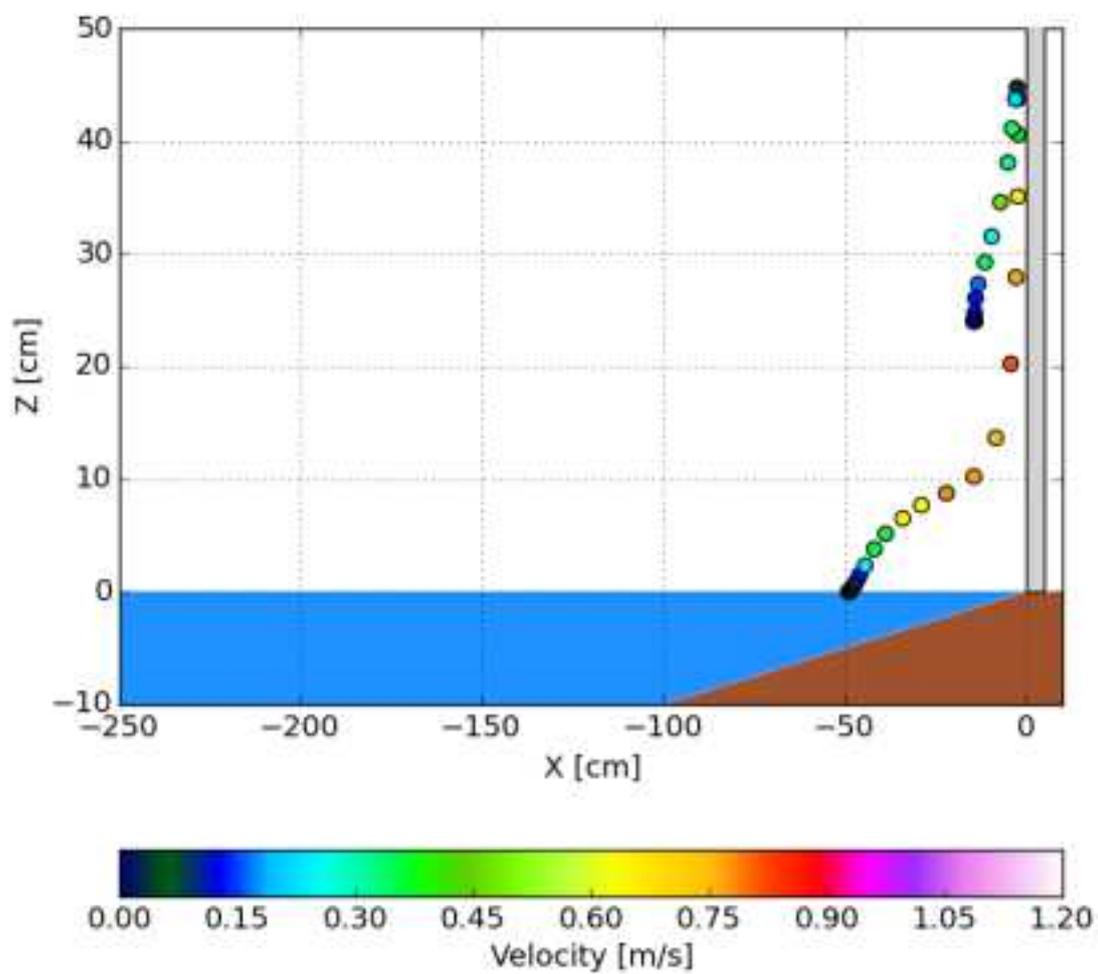


図-3.4.2(3)-4 Case3-3 : 漂流物の軌跡

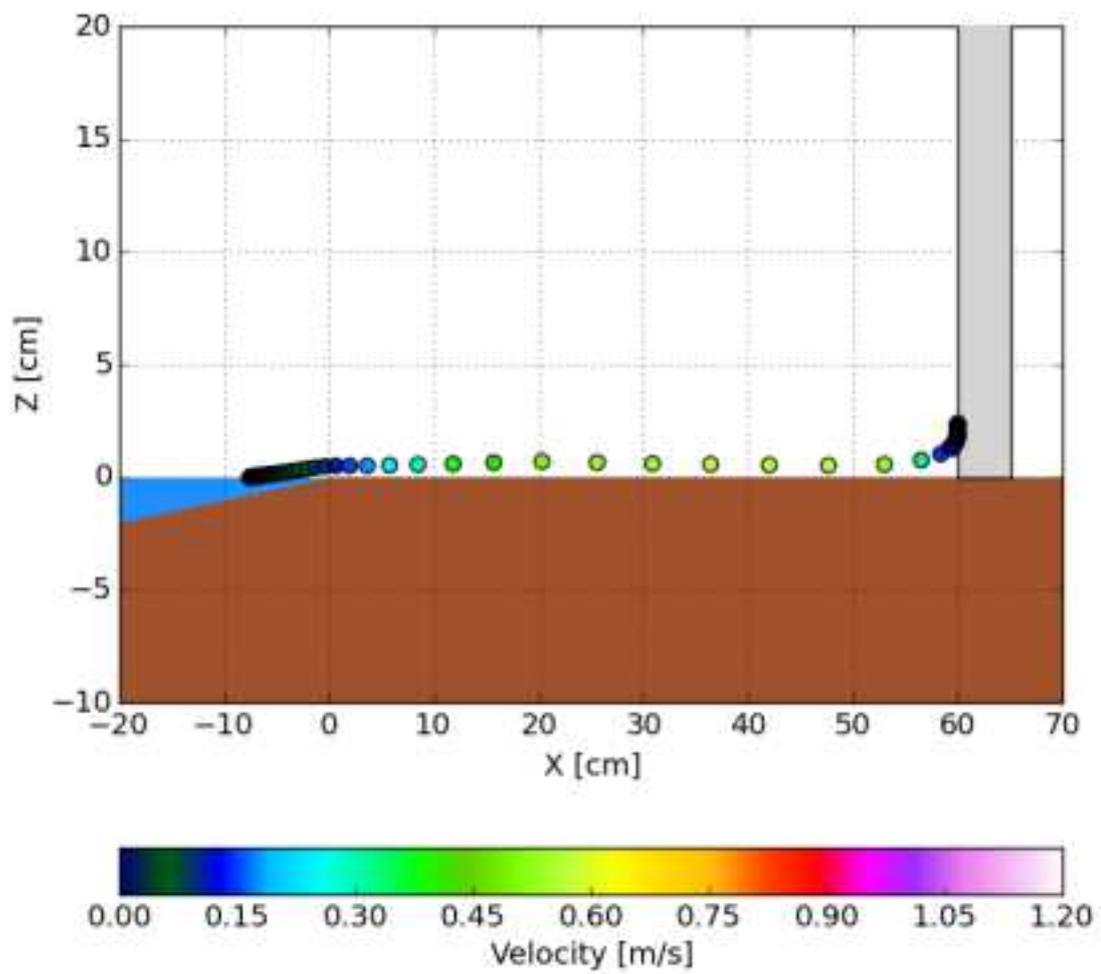


図-3.4.2(3)-5 Case3-4 : 漂流物の軌跡

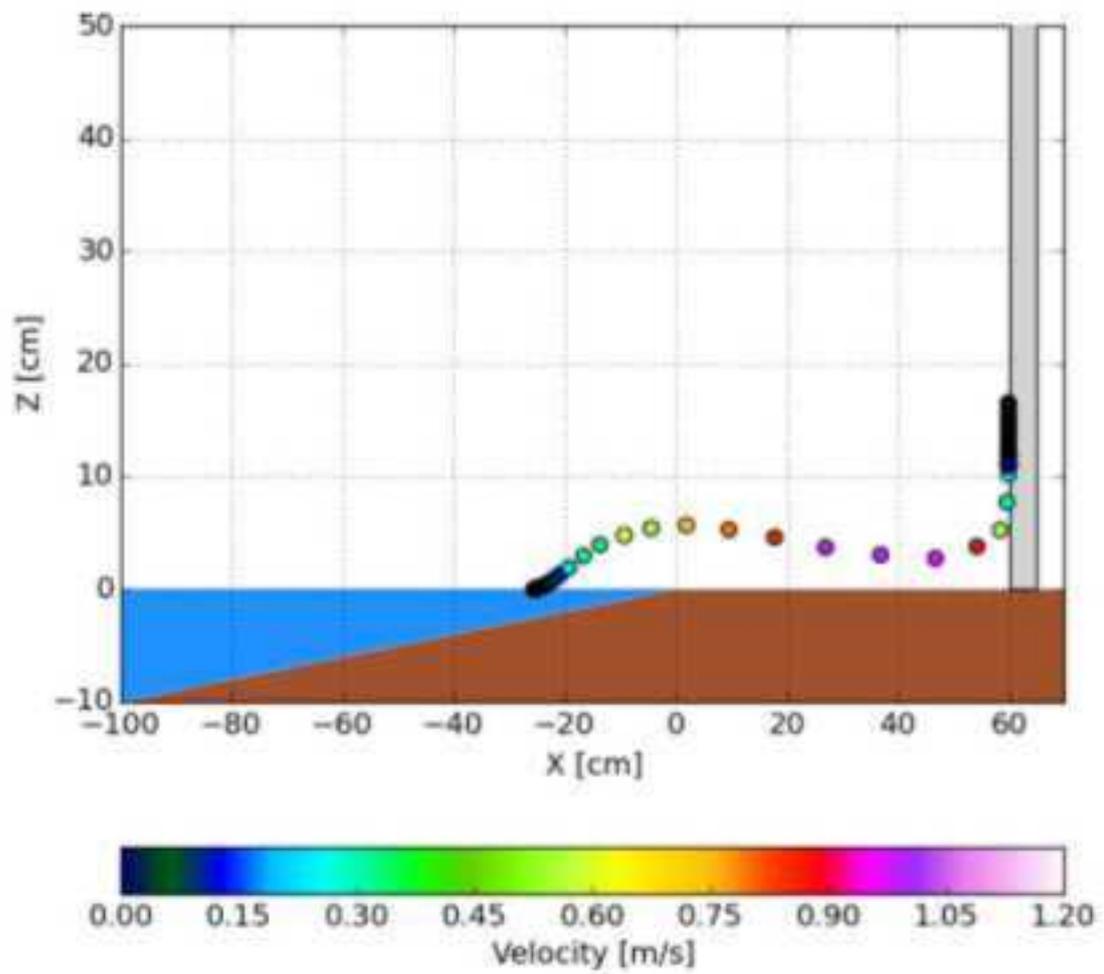


図-3.4.2(3)-6 Case3-5 : 漂流物の軌跡

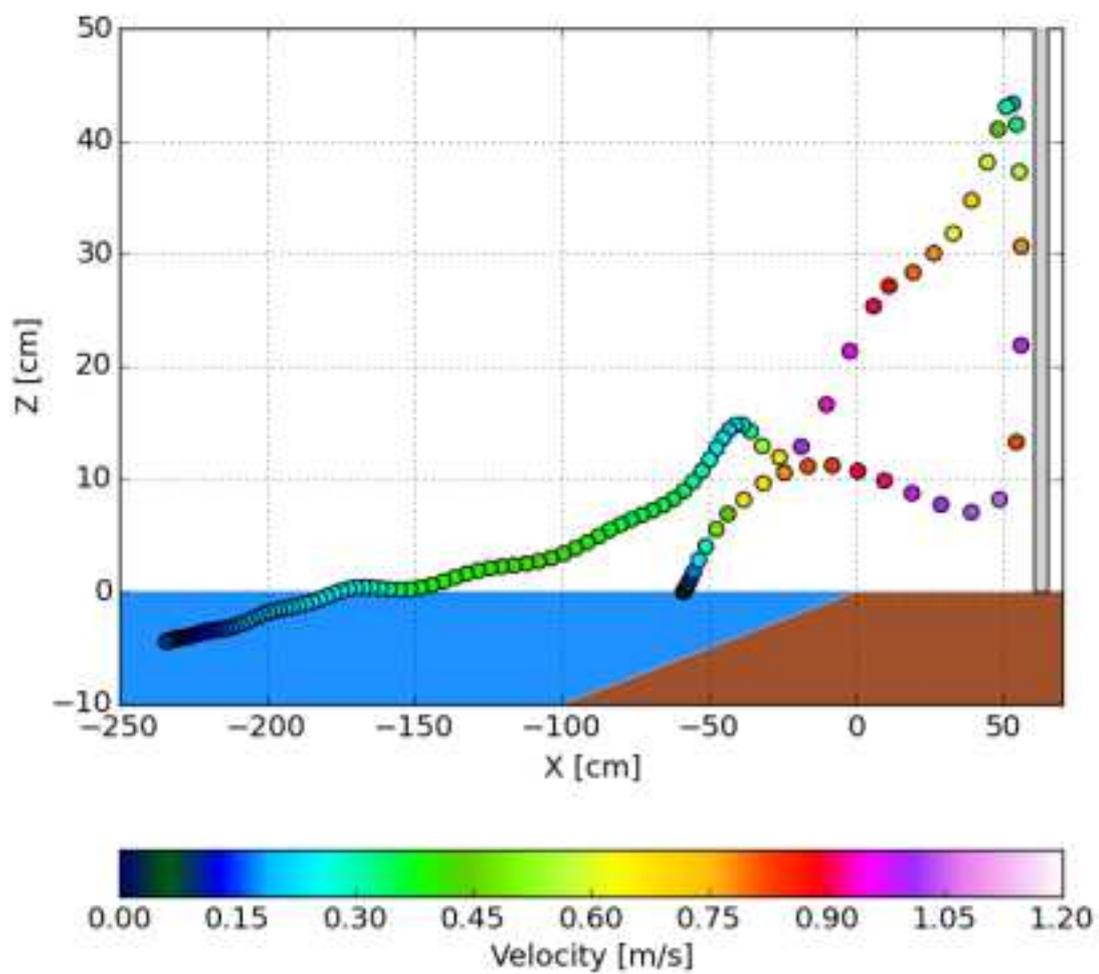


図-3.4.2(3)-7 Case3-6 : 漂流物の軌跡

b) 小型船舶型

水理模型実験における小型船舶型漂流物による構造物への衝突力の結果は、次のようにまとめられる。

- 構造物へ作用する衝突力は、流木型漂流物の場合と同様に、入射波高が大きくなるに従って大きくなる傾向にあり、衝突力は入射波高に対してほぼ線形に増加している。
- 漂流物の衝突力へ及ぼす構造物の位置の影響に関しても、流木型漂流物の場合と同様に、構造物の位置が汀線よりも汀線から 60cm 陸側位置する場合の方が構造物へ作用する衝突力は大きくなる傾向にある。
- 構造物へ作用する衝突力は、流木型漂流物に比べ 3~8 倍程度大きくなる

計算結果における小型船舶型漂流物による構造物への衝撃力は、汀線に位置する構造物に対しては入射波高 7 および 11cm のケースに対しては実験結果におけるそれと同様の傾向にあるが、入射波高 15cm のケースに関しては入射波高 11cm のケースとほぼ同程度の衝突力になっており、実験結果における衝突力とは異なる傾向にある。一方、汀線から 60cm 陸側の構造物に対する衝突力の計算結果に関しては、汀線に位置するケースに比べ衝突力が大きくなる傾向は実験結果における衝突力の変化と同様の傾向であるが、入射波高の増加に伴う衝突力の増加率は実験結果におけるそれに比べ緩やかになっている。

また、流木型漂流物の場合と同様に、計算結果における小型船舶型漂流物に対する構造物への衝突力は、実験結果におけるそれをかなり過小に評価する傾向にある。

表-3.4.2(3)-2 漂流物解析の計算結果 (3.4.2(3)-1 再掲)

ケースNo.	漂流物	防潮堤位置	設定波高	実験結果			計算結果	
				衝突速度 (m/s)	衝突力 (F=MV/Dt)	ロードセル値 (N)	衝突速度 (m/s)	衝突力 (F=MV/Dt)
Case3-1	流木	汀線0cm	7cm	0.582	6.981	32.442	0.116	1.391
Case3-2			11cm	1.385	16.606	61.173	0.599	7.198
Case3-3			15cm	1.982	23.781	110.783	0.817	9.828
Case3-4		汀線-60cm	7cm	1.529	18.002	34.236	0.573	6.884
Case3-5			11cm	2.101	25.159	39.879	1.000	12.027
Case3-6			15cm	2.368	28.441	91.822	1.046	12.576
Case3-7	小型船舶	汀線0cm	7cm	0.755	37.447	95.595	0.235	11.646
Case3-8			11cm	1.755	87.071	199.875	0.747	37.056
Case3-9			15cm	2.085	103.464	200.283	0.783	38.848
Case3-10		汀線-60cm	7cm	1.382	68.596	101.498	0.794	39.384
Case3-11			11cm	1.589	78.833	122.847	1.000	49.625
Case3-12			15cm	2.442	121.172	142.575	1.066	52.890

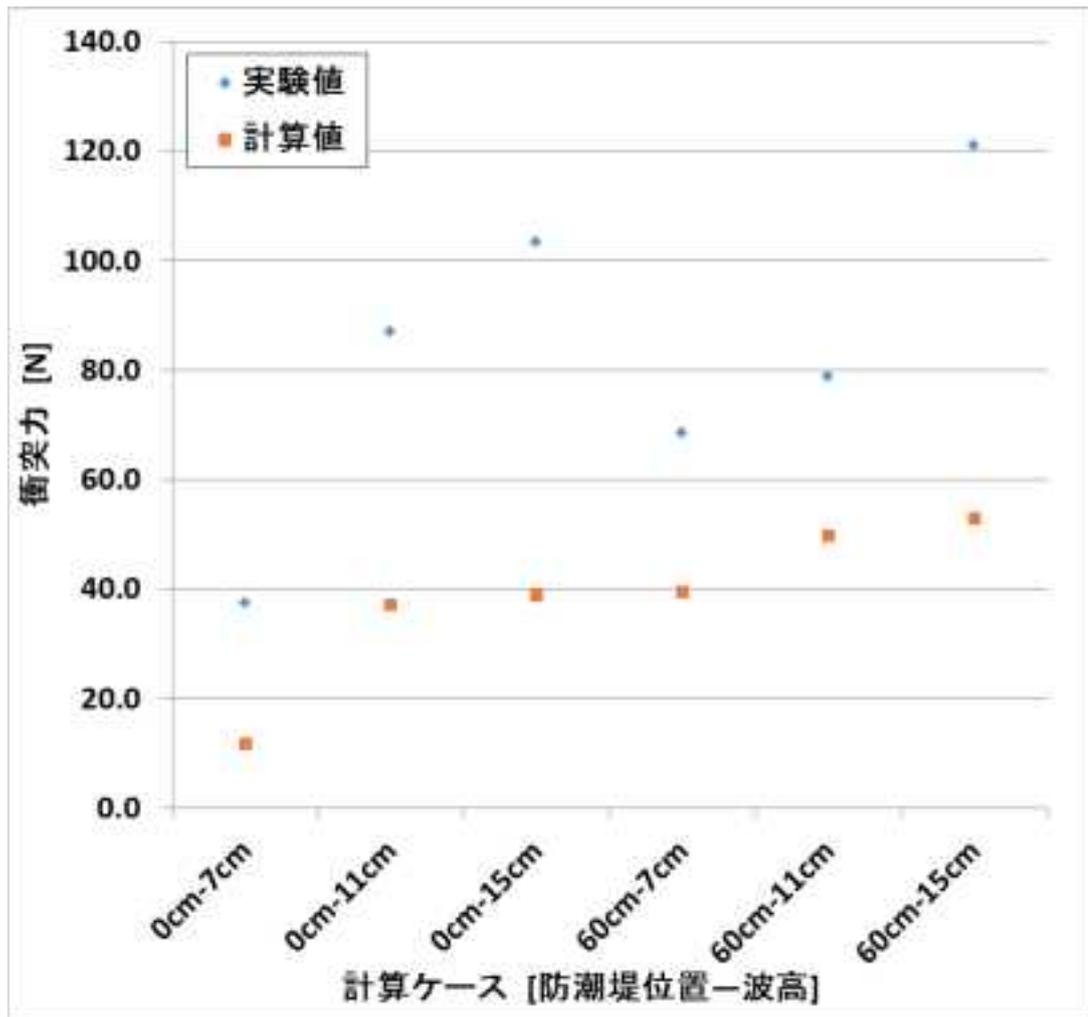


図-3.4.2(3)-8 衝突力の比較 (小型船舶型)

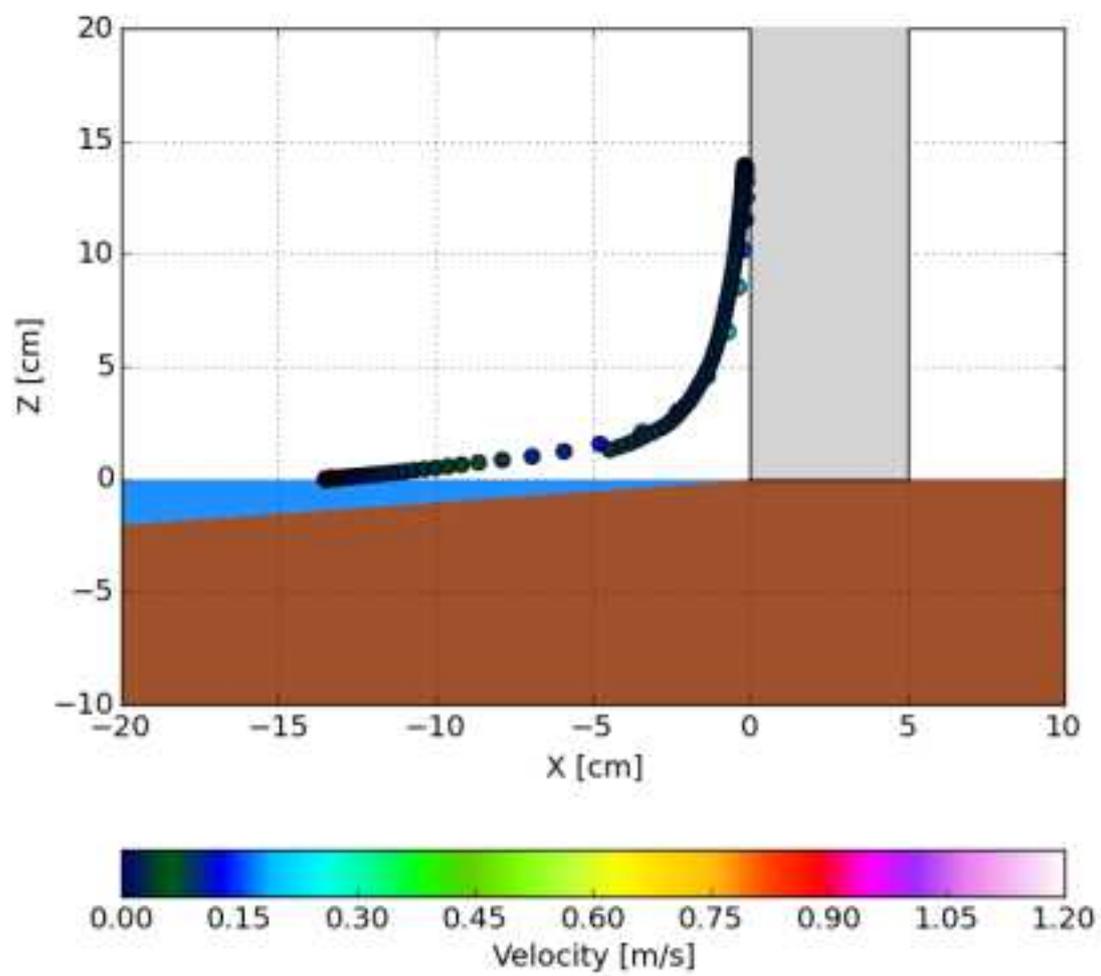


図-3.4.2(3)-9 Case3-7 : 漂流物の軌跡

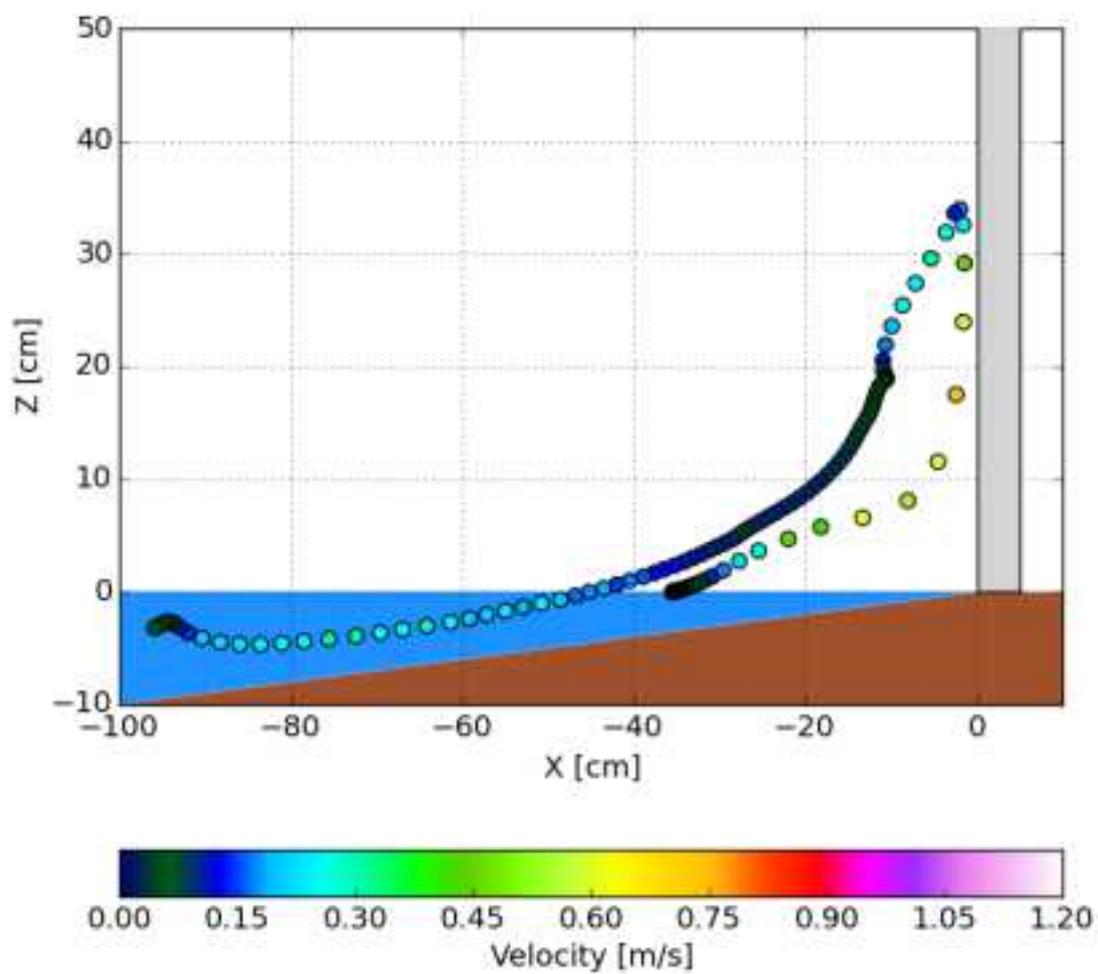


図-3.4.2(3)-10 Case3-8 : 漂流物の軌跡

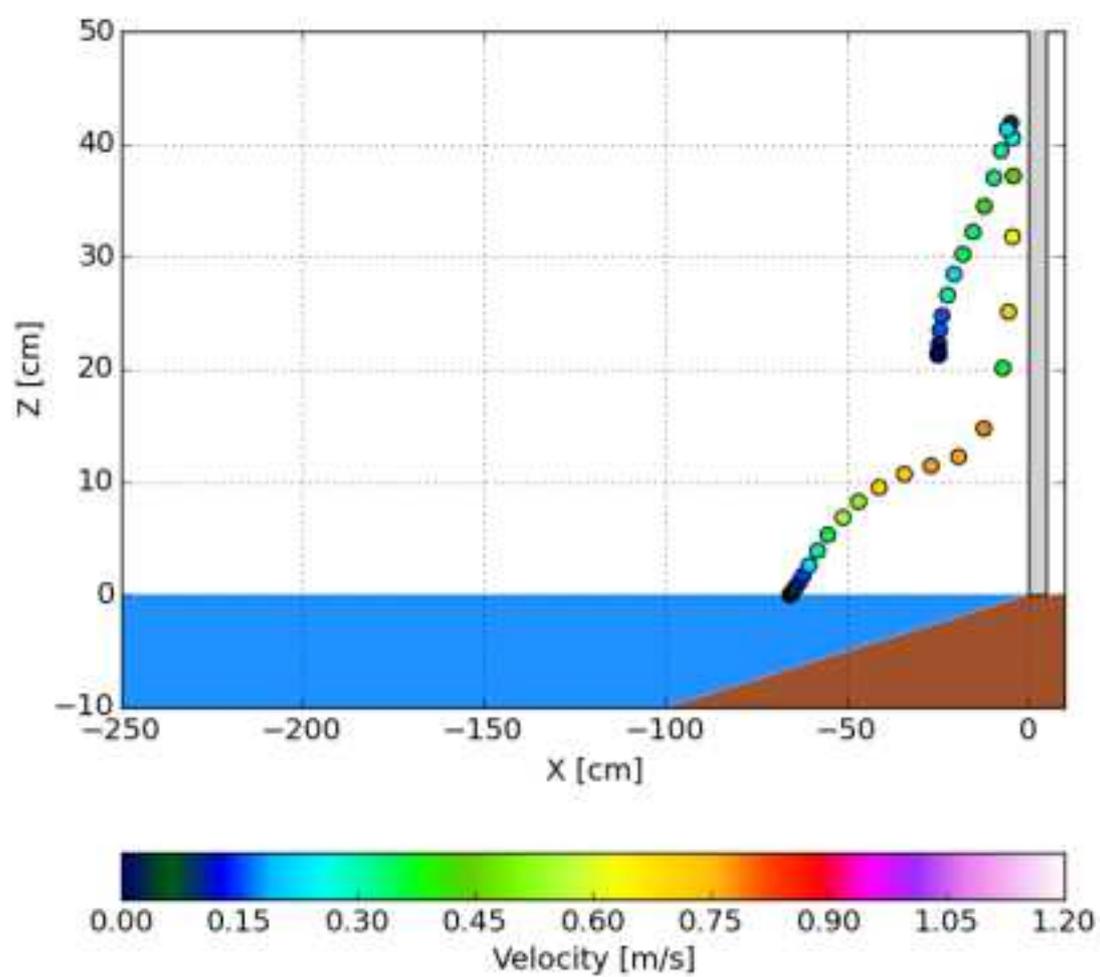


図-3.4.2(3)-11 Case3-9 : 漂流物の軌跡

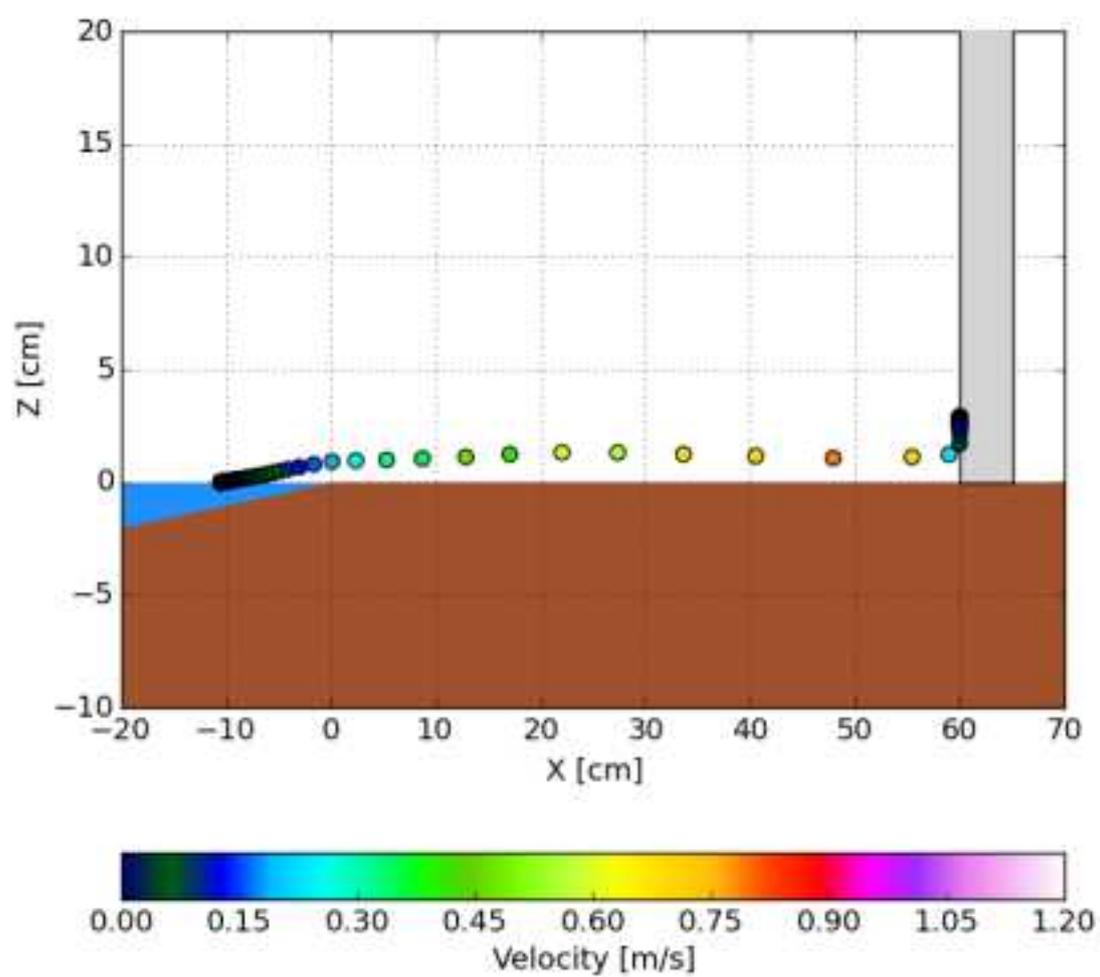


図-3.4.2(3)-12 Case3-10 : 漂流物の軌跡

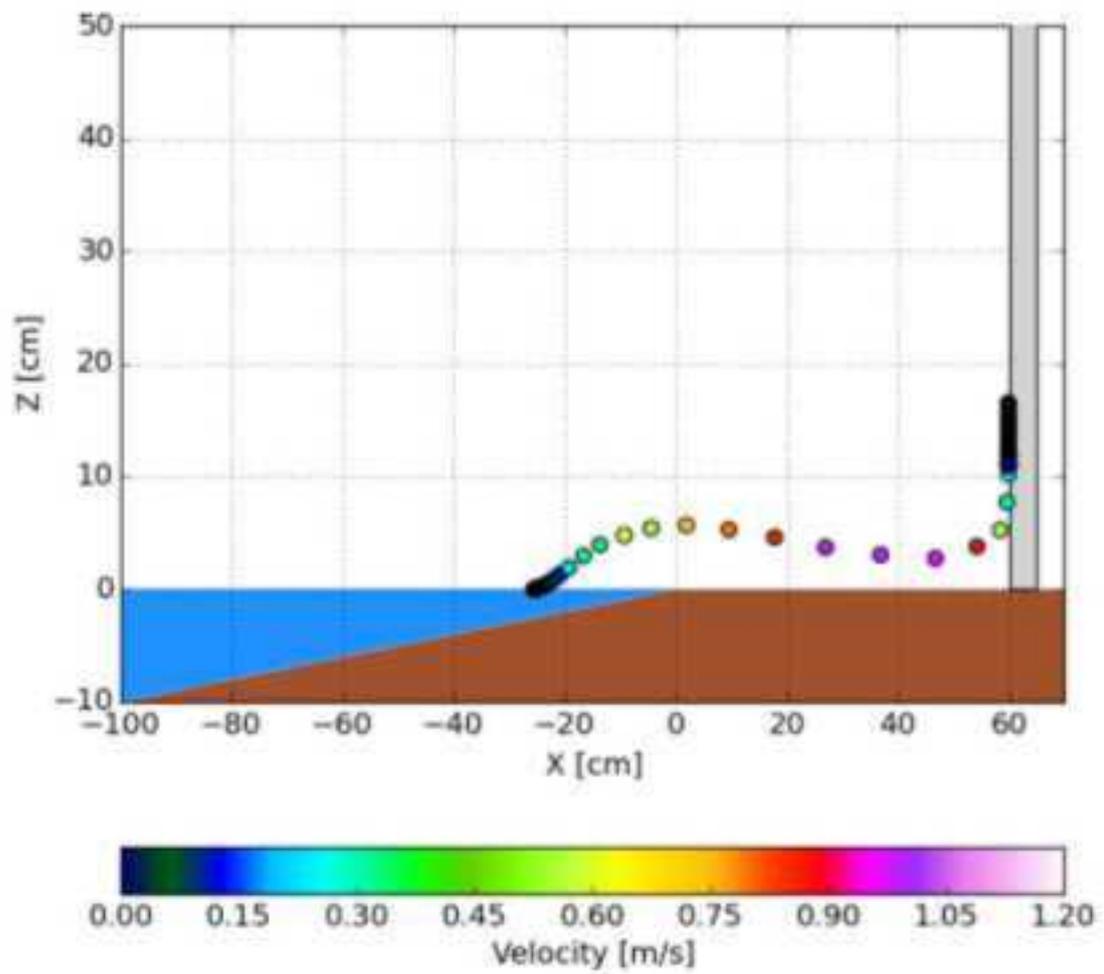


図-3.4.2(3)-13 Case3-11 : 漂流物の軌跡

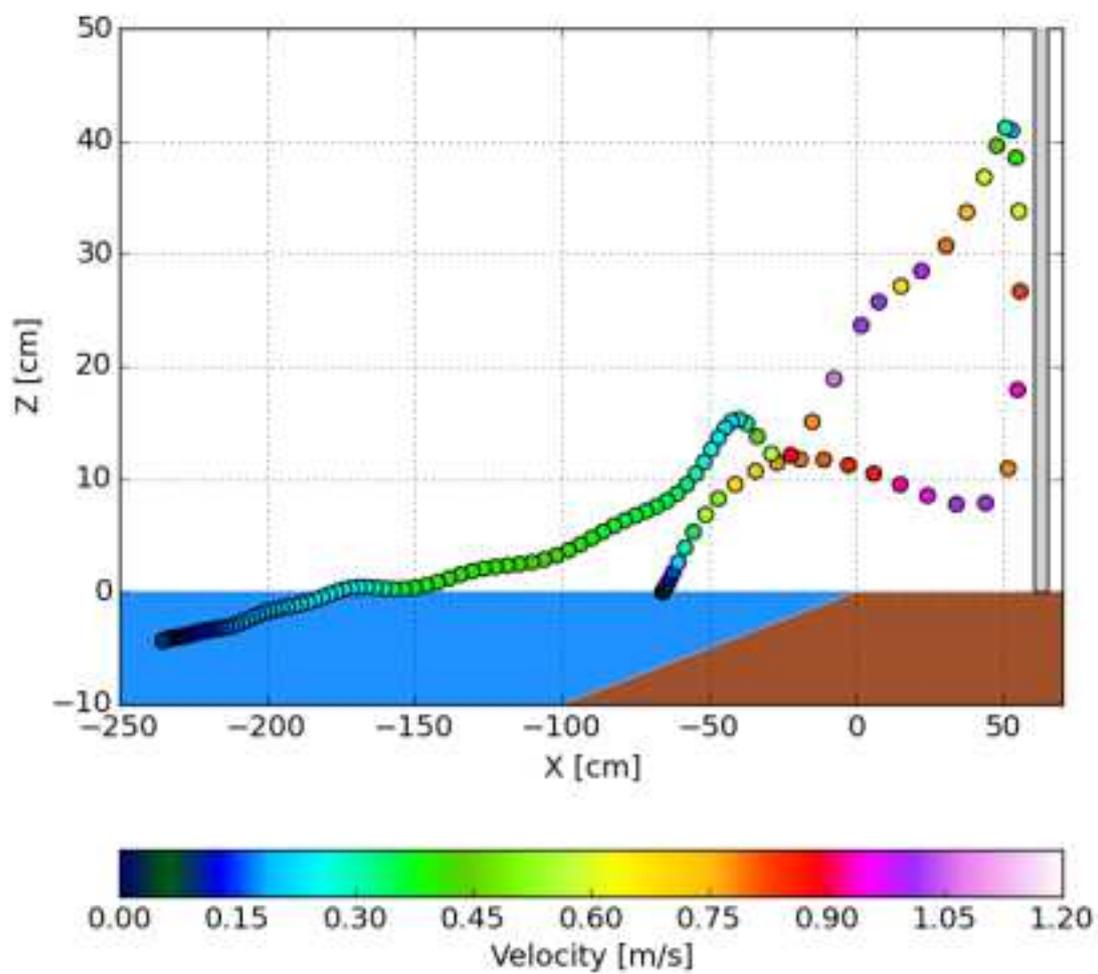


図-3.4.2(3)-14 Case3-12 : 漂流物の軌跡

(4) 解析手法の適用範囲の確認及び解析手法の整備

1) 既往文献の確認

c) 対象とする既往文献

ここでは本検討で用いている解析モデルと同様の VOF 法による流体解析モデルを用いた漂流物解析の成果がまとめられた次の文献に基づいて適用範囲の確認を検討する。

文献①: 米山ら、津波来襲時の漂流物挙動解析手法の開発、海岸工学論文集、第 55 巻、pp.886-890、2008。

文献②: 米山ら、津波漂流物挙動の三次元数値解析、計算工学講演会論文集、Vol.14、pp.749-752、2009。

文献③: 水谷ら、陸上津波によるコンテナの漂流と漂流衝突力に関する研究、第 20 回海洋工学シンポジウム、日本海洋工学会・日本船舶海洋工学会、2008。

d) 既往文献の概要

文献①: 米山ら(海岸工学論文集、第 55 巻、pp.886-890、2008)の概要

漂流物は剛体として取り扱い、空気の解析を行わない手法として、漂流物を移動する境界と見なした漂流物挙動予測手法の適用性に関して検討されている。津波漂流物挙動の水理模型実験への適用では、細かな速度変動は再現できなかったが、漂流物の大まかな速度変化や最大移動速度は十分な精度で再現できたことなどが示されている。

文献②: 米山ら(計算工学講演会論文集、Vol.14、pp.749-752、2009)の概要

文献①におけるモデルに対して、並進 3 自由度および回転 3 自由度を考慮した漂流物の複雑な挙動が解析可能な三次元数値解析手法の開発に関する検討結果が示されている。水面に浮かぶ漂流物が津波によって流され、鉛直壁に衝突してはね返る挙動が概ね再現でき、漂流物位置の時間変化もほぼ一致する結果が得られたことなどが示されている。

文献③: 水谷ら(第 20 回海洋工学シンポジウム、日本海洋工学会・日本船舶海洋工学会、2008)の概要

波が陸上を遡上し、コンテナに作用する段階から漂流したコンテナが背後施設と衝突するまでの一連のプロセスについて、水理模型実験による津波の陸上遡上特性やコンテナの漂流挙動の把握と、VOF 法に基づく数値計算による遡上津波の変形や作用波力の再現、さらにその数値計算手法を発展させ、コンテナが衝突に至るまでの漂流挙動の再現を試みている。さらに、水理実験や数値計算から得られた衝突直前のコンテナ移動速度やコンテナに作用する付加質量を考慮しながら、コンテナの衝突現象を非線形衝突応答モデル LS-DYNA3D を利用した再現を試みている。加えて、それらをまとめてコンテナの漂流・衝突についても検討されている。

2) 適用範囲の確認

a) 漂流物解析における結果の考察・まとめ

漂流物解析における数値計算結果と水理模型実験結果との比較結果は、次のようにまとめられる。

- 計算結果における流木型漂流物による構造物への衝突力は、実験結果における衝突力と同様に、入射波高が大きくなるに従い大きくなる傾向にある。また、汀線に構造物がある場合に比べ、汀線より 60cm 陸側に位置する場合の方が衝突力は大きくなる傾向にある。これら結果は、実験結果における構造物へ作用する衝突力の変化傾向に一致する。しかしながら、計算結果における漂流物による構造物への衝突力は、どのケースにおいても、実験結果における衝突力の半分以下になっている。計算結果における漂流物による構造物への衝突力は、実験結果におけるそれを過小に評価する傾向にある。
- 計算結果における小型船舶型漂流物による構造物への衝撃力は、汀線に位置する構造物に対しては入射波高 7 および 11cm のケースに対しては実験結果におけるそれと同様の傾向にあるが、入射波高 15cm のケースに関しては入射波高 11cm のケースとほぼ同程度の衝突力になっており、実験結果における衝突力とは異なる傾向にある。一方、汀線から 60cm 陸側の構造物に対する衝突力の計算結果に関しては、汀線に位置するケースに比べ衝突力が大きくなる傾向は実験結果における衝突力の変化と同様の傾向であるが、入射波高の増加に伴う衝突力の増加率は実験結果におけるそれに比べ緩やかになっている。

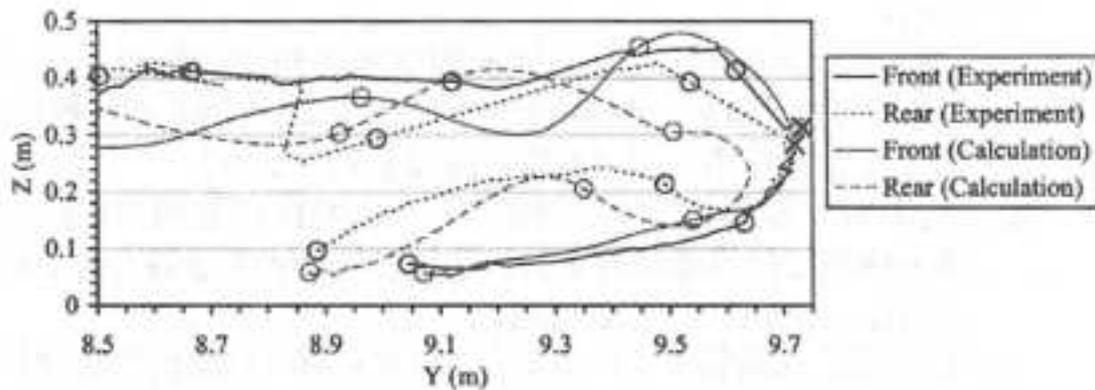
また、流木型漂流物の場合と同様に、計算結果における小型船舶型漂流物に対する構造物への衝突力は、実験結果におけるそれをかなり過小に評価する傾向にある。

米山ら(文献①、②)は、津波による漂流物解析が可能な数値モデルを開発して、漂流物の軌跡等に関する水理模型実験結果との比較を行っている。図-3.4.2(4)-1 に米山らによる津波漂流物の軌跡に関する計算結果と実験結果との比較を示す。計算結果における津波漂流物の軌跡は、実験結果におけるそれをほぼ再現できたことを報告している。しかしながら、計算結果における漂流物の衝突時の速度は実験結果のそれとあまり一致しなかったことを今後の課題としている。

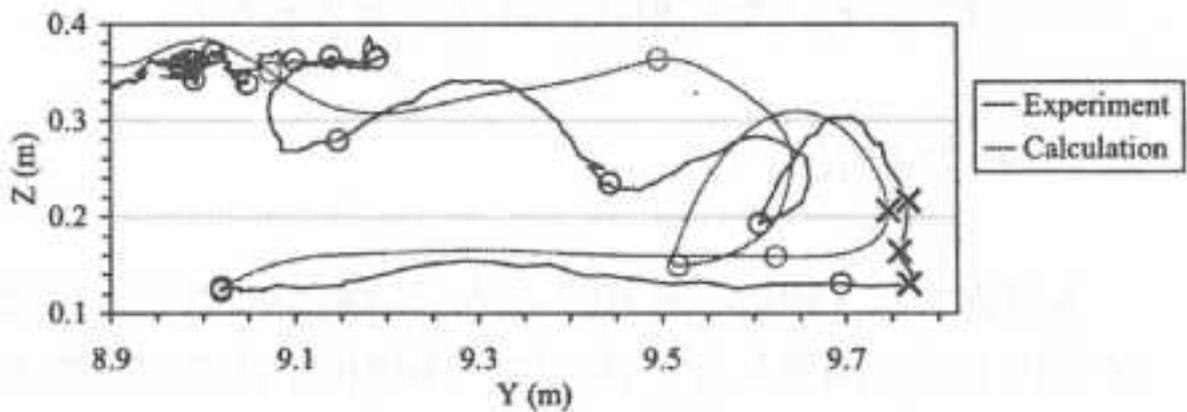
水谷ら(文献③)は、陸上コンテナの漂流を対象とする津波による漂流物の水理模型実験を行い、その結果と 3 次元流体解析および漂流物モデルを用いた計算結果との比較を行うことにより、津波による陸上コンテナの漂流の挙動および漂流物による構造物への衝突力等の検討を行っている。中村らの漂流物による構造物への衝突力に関する実験結果と計算結果との比較では、漂流物による衝突力の評価では付加質量の影響が大きなことが示されている。図-3.4.2(4)-2 には、中村らによる漂流物の衝突力に関する実験結果と計算結果との比較が示されている。漂流物に対して付加質量を考慮していない場合の構造物への衝突力は、実験結果における衝突力をかなり過小に評価している。一方、付加質量を考慮した漂流物による構造物への衝突力は、実験結果における衝突力のピーク値をほぼ

再現している。ただし、衝突力の時系列変化に対しては相違が見られる。中村らによる漂流物の付加質量の影響に関する衝突力の実験結果と計算結果との比較では、モデルによる数値シミュレーションにおける漂流物の付加質量を100%、70%および50%と変化させることにより、実験結果の再現性の高い付加質量を選択している。

本検討における流木型および小型船舶型漂流物に対する構造物への衝突力の計算結果は、実験結果における衝突力をかなり過小に評価していた。中村らが指摘する漂流物の付加質量の影響も含め、今後詳細に検討する必要がある。

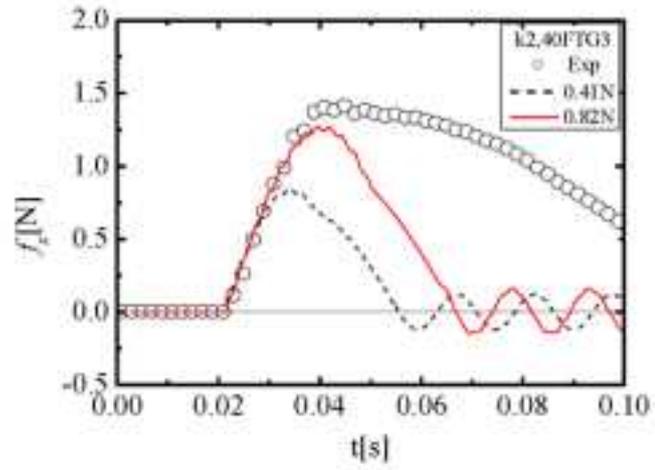


(a) 漂流物先端と後端

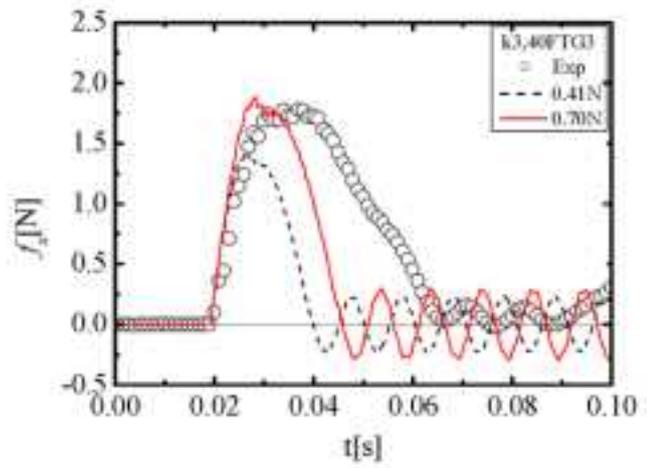


(b) 漂流物重心

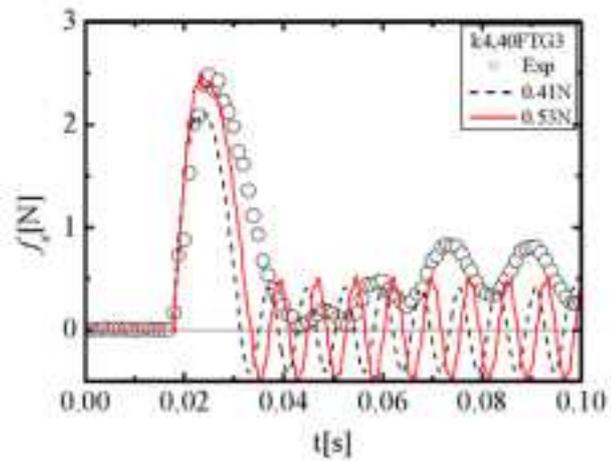
図-3.4.2(4)-1 漂流物の軌跡 (参照: 文献②)



(a)受圧板 2mm



(b)受圧板 3mm



(c)受圧板 4mm

図-3.4.2(4)-2 漂流物衝突力 (参照：文献③；赤線：付加質量を考慮)

3) 解析手法の整備

本検討での漂流物解析結果に対する最も大きな課題は、次の点の改善である。

- 漂流物解析における漂流物による波圧の評価結果は、水理模型実験結果におけるそれをか過小に評価すること

流木および小型船舶を想定した球体ではない漂流物の運動に関しては水理模型実験および数値計算共に挙動が不安定となることを考慮しても、構造物間での接触力の評価に課題があることが想定される。瞬間的な固体物体間での接触応力の評価は時間ステップを小さくするほど精度は向上されるはずであるが、それ以外でも固体物体自体の扱いによっても精度は異なってくる。漂流物および構造物に関しては次のような扱いでの比較を行うことにより精度検定を行う必要があると考えられる。

- 剛体としての漂流物および構造物
- 離散剛要素法のような粘弾塑性体としての漂流物および構造物

津波による漂流物の衝突時には、漂流物および構造物自体が変形・破壊することを考慮すると、粘弾塑性体としての漂流物および構造物の扱いが、より現実に近いと推測される。

3-5 洗掘影響の把握

3-5-1 水理実験

(1) 試験の概要

本章の実験は傾斜地形で行った。津波が十分越流しなければ防潮堤背面において洗掘が起こらないため、波圧実験や衝突力実験で用いた防潮堤より高さの低い防潮堤を採用した。用いた防潮堤を、圧力センサーの設置位置とともに図-3.5.1(1)-1、図-3.5.1(1)-2に示す。側点①、測定②、側点③および側点④の位置に設置した圧力センサーは波圧を、側点⑤、側点⑥の位置に設置している圧力センサーは地中の間隙水圧を測定している。防潮堤の高さは15cm、防潮堤の幅は水槽の横幅と同じで透水を許容していない。防潮堤を側面から見ると台形になっている。防潮堤前面が水槽底面に対して垂直に切り立ち、防潮堤天端から陸側に水平に15cm続いた後、1/1勾配で水槽底面へと達する形になっている。

波高と防潮堤設置位置をそれぞれ変えて、計6ケースで実験を行った。正確なデータを得るため各ケース3回試行を行った。実験ケースを表-3.5.1(1)-1に示す。

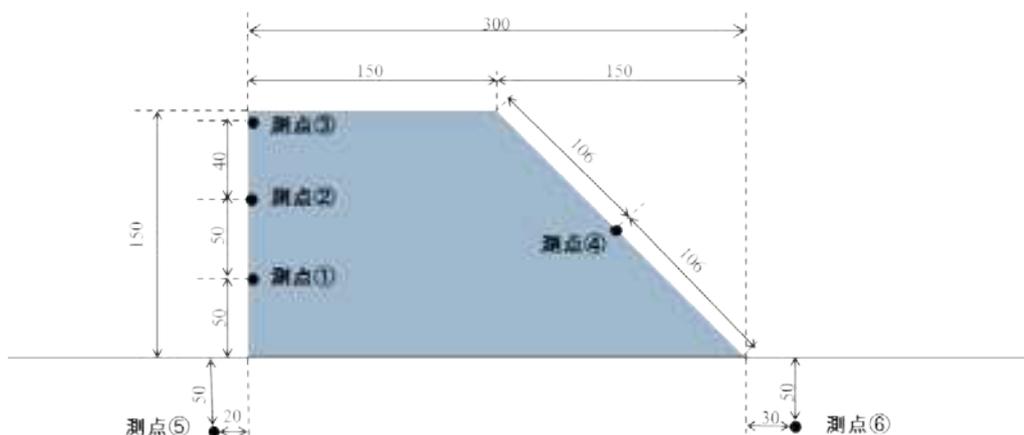


図-3.5.1(1)-1 防潮堤の側面図

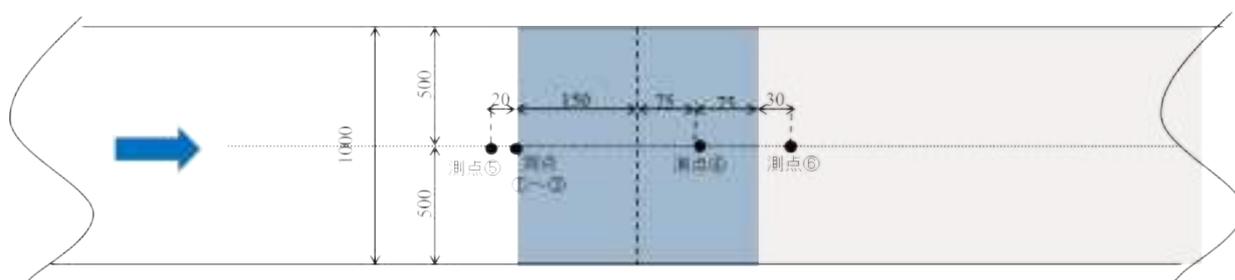


図-3.5.1(1)-2 防潮堤の平面図

表-3.5.1(1)-1 実験ケース

Case-	孤立波高	堤体位置	堤体高さ
507N、507F	7cm	0cm、60cm	15cm
511N、511F	11cm	0cm、60cm	15cm
511N、511F	15cm	0cm、60cm	15cm

(2) 試験結果の分析

1) 洗掘深と洗掘面積の測定

洗掘水深の測定位置を図-3.5.1(2)-1に示す。最大洗掘深の測定方法は、a点、b点、c点において、洗掘が終了し水槽から水を排出した後、細長い棒状のものを各位置に差し込み、先端にはじめて抵抗を感じた地点と水槽底面との距離を測定する。また、図には掲載していないが、水槽側方に設置し、水槽に垂直にレンズを向けた高速度カメラから観測した、最も洗掘深が大きい場所をd点とした。よってd点は水槽壁面位置であり、防潮堤からの距離はケースごとによって変わる。

洗掘面積は目視により、実験水槽壁面に設定した初期海岸高以下になった部分を洗掘範囲とした。左岸、右岸間は目視による形状判断が困難なため直線とし、洗掘面積を算出した。

【実験結果】

それぞれのケースにおける圧力計の時系列データを図-3.5.1(2)-2、図-3.5.1(2)-3、図-3.5.1(2)-4、図-3.5.1(2)-5、図-3.5.1(2)-6、図-3.5.1(2)-7に示す。これらは、それぞれのケースの3回の試行のうち1回目のデータである。測点⑤と測点⑥に設置した間隙水圧計は、圧力が正負逆転して出力される。すべてのケースにおいて、防潮堤背面の地中に設置した測点⑥において2秒程度負圧がかかっている。負圧がかかることで、地中から地上に向かって水や砂が吸い寄せられるので、負圧が生じ始めたときに洗掘が始まり、約2秒間洗掘が起こり続けたと推察される。

越流水深と洗掘最大深との関係を図-3.5.1(2)-8、図-3.5.1(2)-9に示す。ばらつきはあるが、直線近似をした際、測点a、測点b、測点cそれぞれの決定係数は0.47、0.51、0.67となり、越流水深と最大洗掘深の相関関係が強く比例関係にあった。測点dでは、ばらつきが測点a、b、cと比較して大きく、直線近似をした際の決定係数も0.31と相関関係が小さかった。測点dは高速度カメラの画像解析によって最大洗掘深を測定しているため、水槽壁面の位置である。水槽壁面は摩擦が大きいため、砂が付着し正確な最大洗掘深が測定できず、結果にばらつきが生じたと考えられる。

波高と越流水深の関係を図-3.5.1(2)-10に示す。波高と越流水深が比例関係にあることは明らかであり、上記の結果を併せると波高と洗掘最大深も比例関係にあること

が考えられる。また波高が大きいほど、測点⑥における最大負圧は大きくなっていることから、洗掘最大深は最大負圧の大きさに起因していると推察される。

各実験ケースの洗掘面積を図-3.5.1(2)-11に示す。波高が大きいほど洗掘面積が大きくなる。

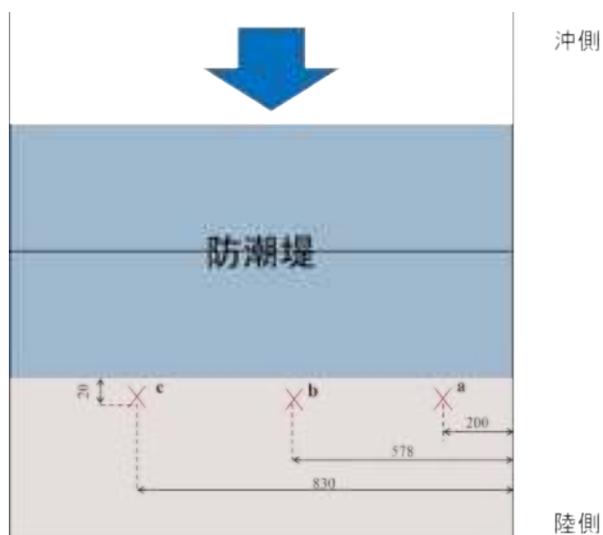


図-3.5.1(2)-1 洗掘深の測定位置

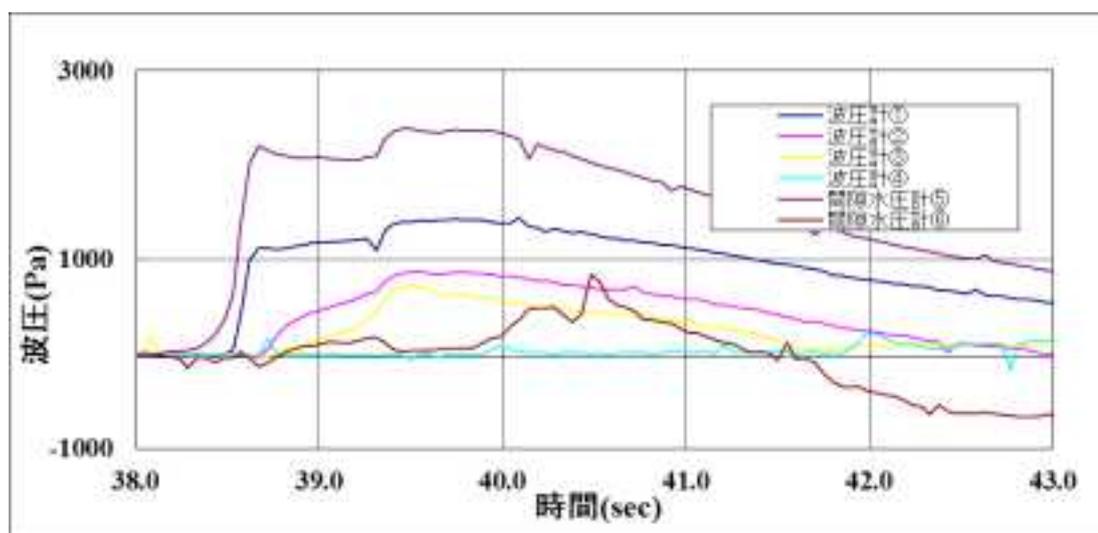


図-3.5.1(2)-2 圧力計の時系列データ (507F)

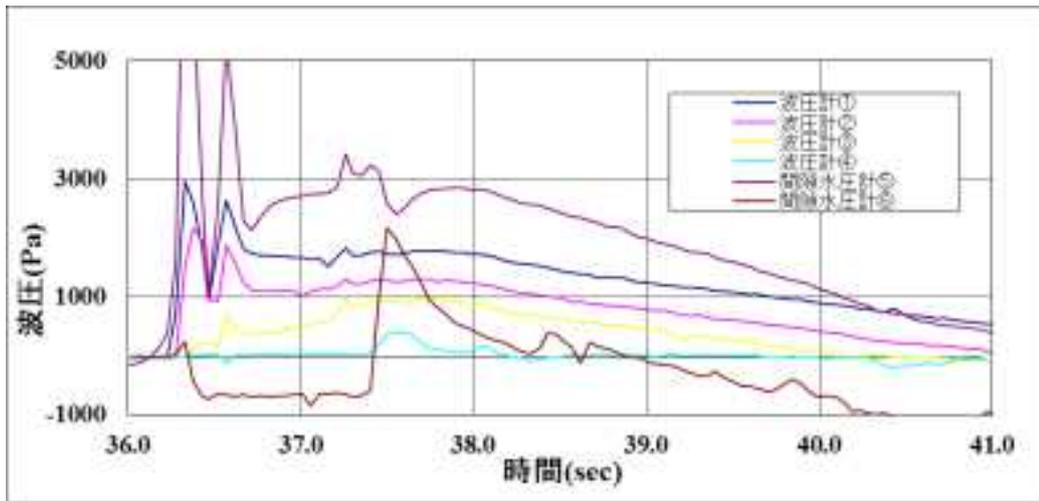


図-3.5.1(2)-3 圧力計の時系列データ (511F)

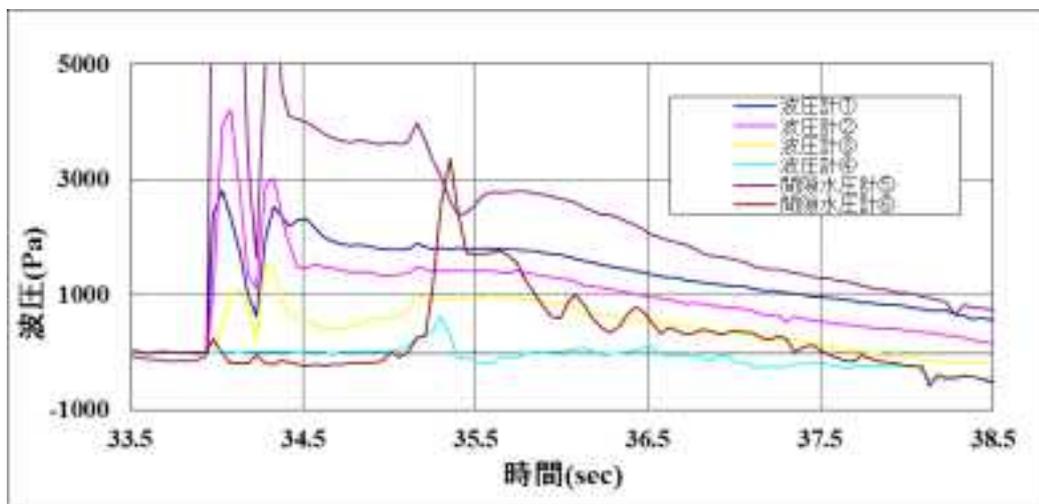


図-3.5.1(2)-4 圧力計の時系列データ (515F)

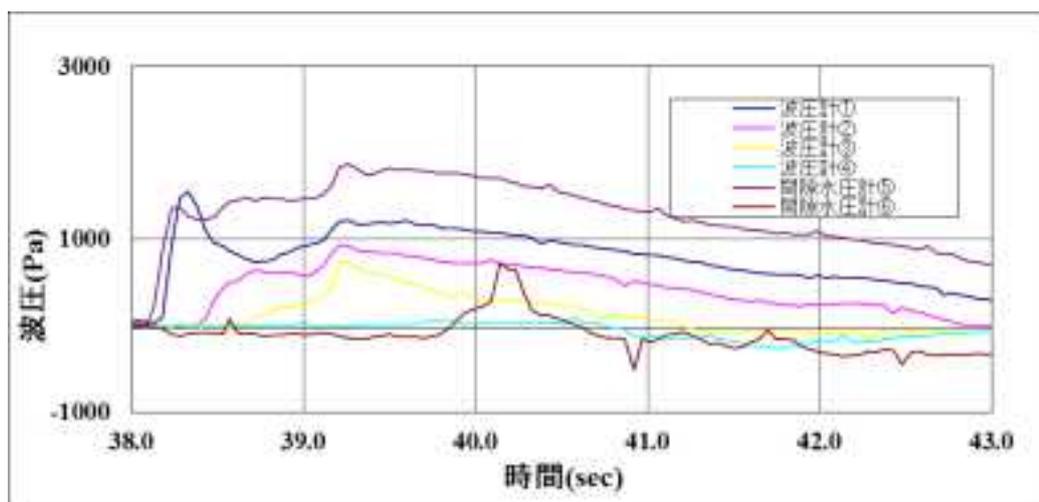


図-3.5.1(2)-5 圧力計の時系列データ (507N)

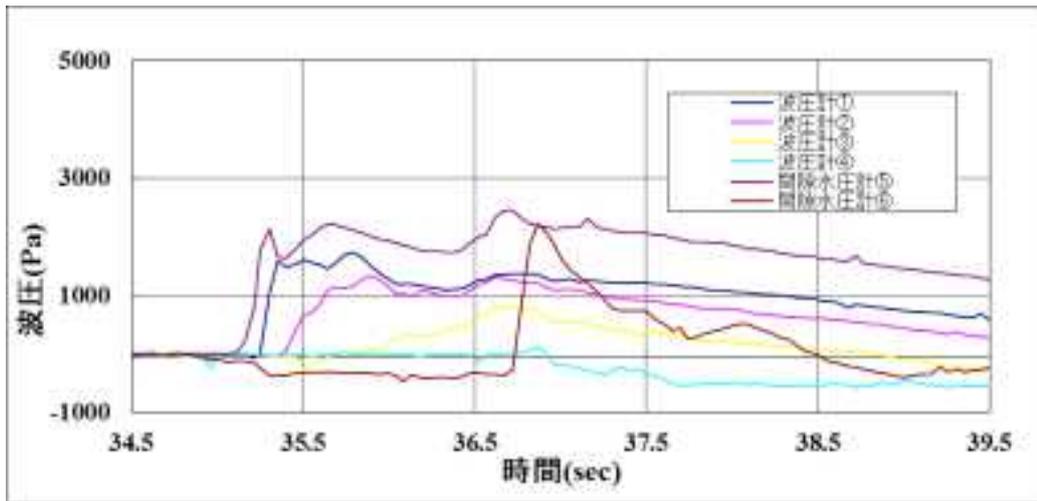


図-3.5.1(2)-6 圧力計の時系列データ (511F)

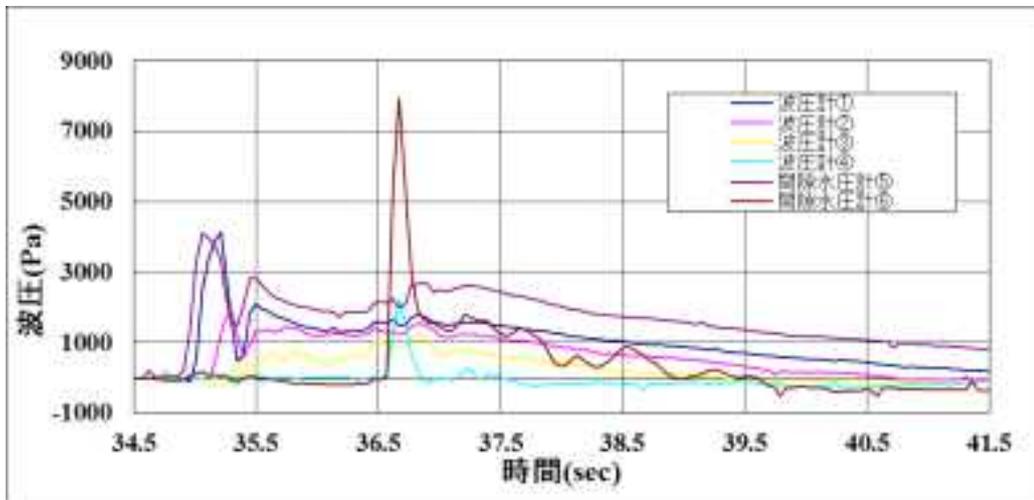


図-3.5.1(2)-7 圧力計の時系列データ (515N)

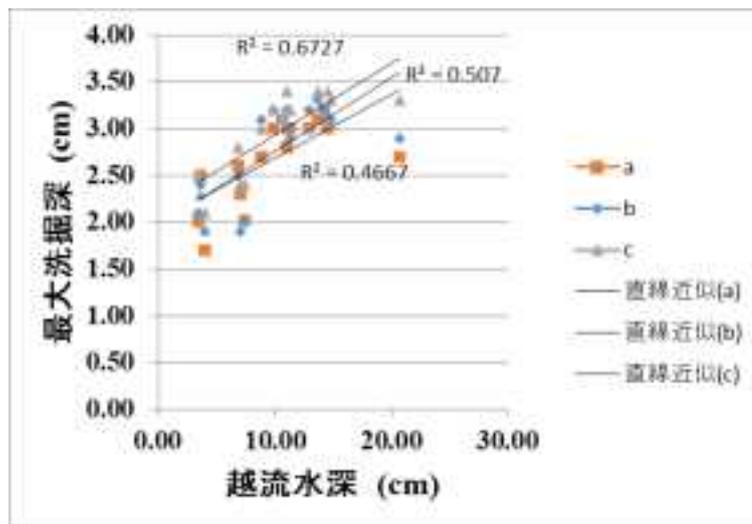


図-3.5.1(2)-8 越流水深と最大洗掘深の関係

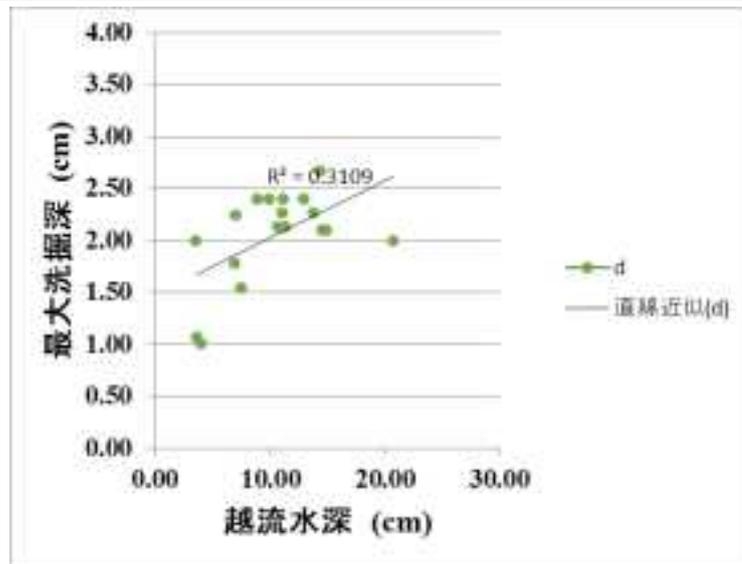


図-3.5.1(2)-9 越流水深と最大洗掘深の関係

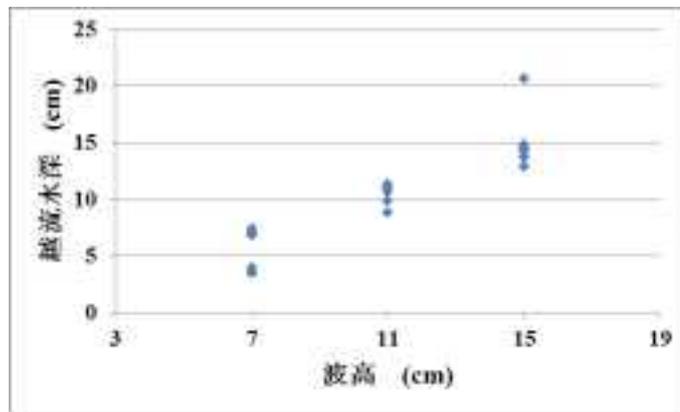


図-3.5.1(2)-10 波高と越流水深の関係

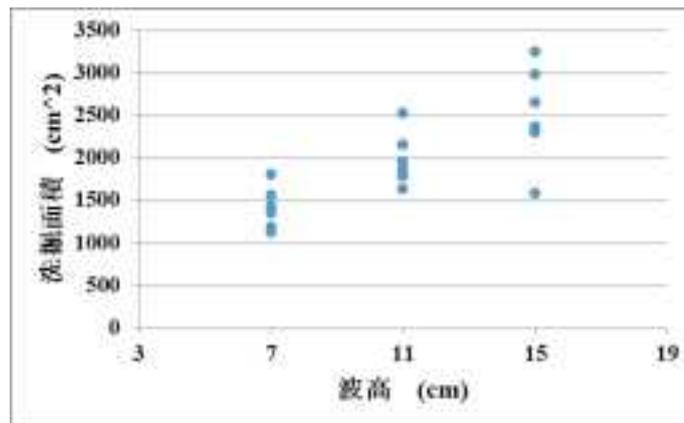


図-3.5.1(2)-11 洗掘面積と波高の関係

3-5-2 水理実験のシミュレーション

(1) 解析の概要

対津波設計・フラジリティ評価手法の高度化に資することを目的に、別途実施される水理模型実験結果を対象とした完全3次元流体解析モデルによる数値シミュレーションを実施することで、防潮堤周辺における洗掘時の流況解析を実施する。

(2) 計算条件

以下に設定した計算条件について説明する。

1) 計算区間

津波造波装置から直線部、一様勾配斜面、遡上区間を含む一連の水理模型実験水路をモデル化した。本解析では、単純勾配の1種類の地形を対象とする。

2) 計算メッシュ

計算メッシュは、実験水路の形状を適切に表現できるように作成した。

水路縦断方向のメッシュ分割について、遡上時の津波の変形・伝播過程を詳細に検討できるように、計算メッシュサイズを1cmに設定した。横断方向のメッシュ分割について、津波の横断方向の変化が少ない事を勘案し、計算メッシュサイズを1mに設定した。

鉛直方向のメッシュ分割について、解析対象となる津波波形の形状を表現する為に、計算メッシュサイズを1cmに設定した。

総メッシュ数は縦断方向 $2772 \times$ 横断方向 $4 \times$ 鉛直方向 $116 = 1,286,208$ となった。実験水路の寸法を図 3.5.2-1 に、防潮堤の拡大図を図 3.5.2-2 に、作成した計算メッシュを図 3.5.2-3 に示す。

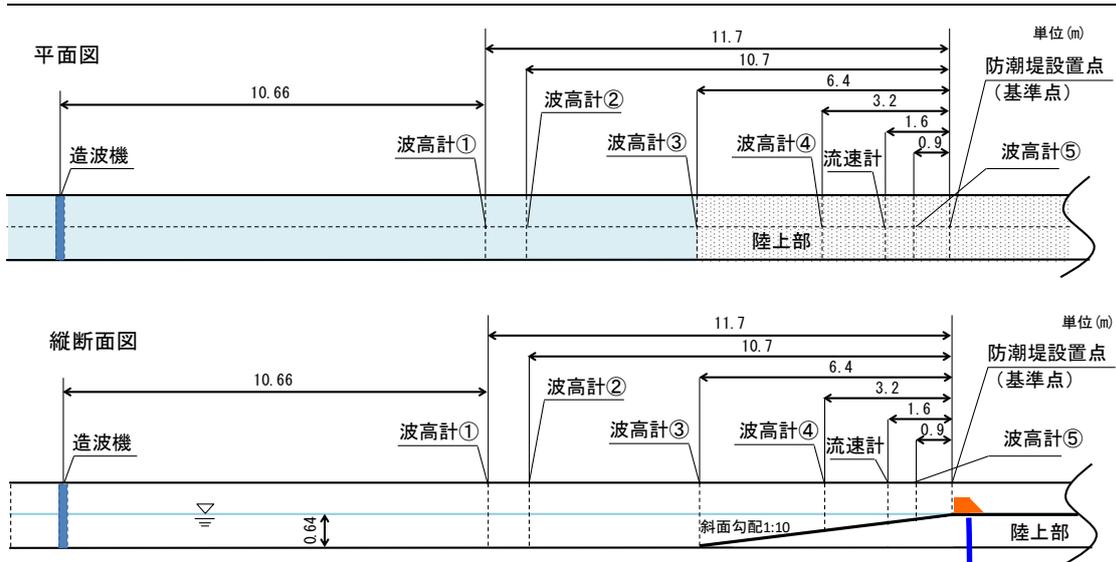


图 3.5.2-1 水理模型実験水路寸法

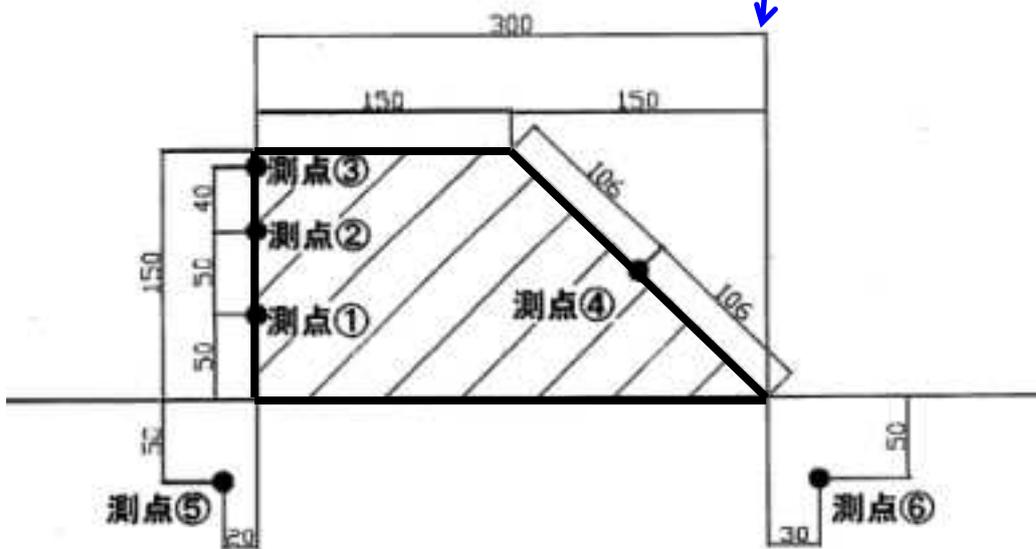


图 3.5.2-2 防潮堤拡大図

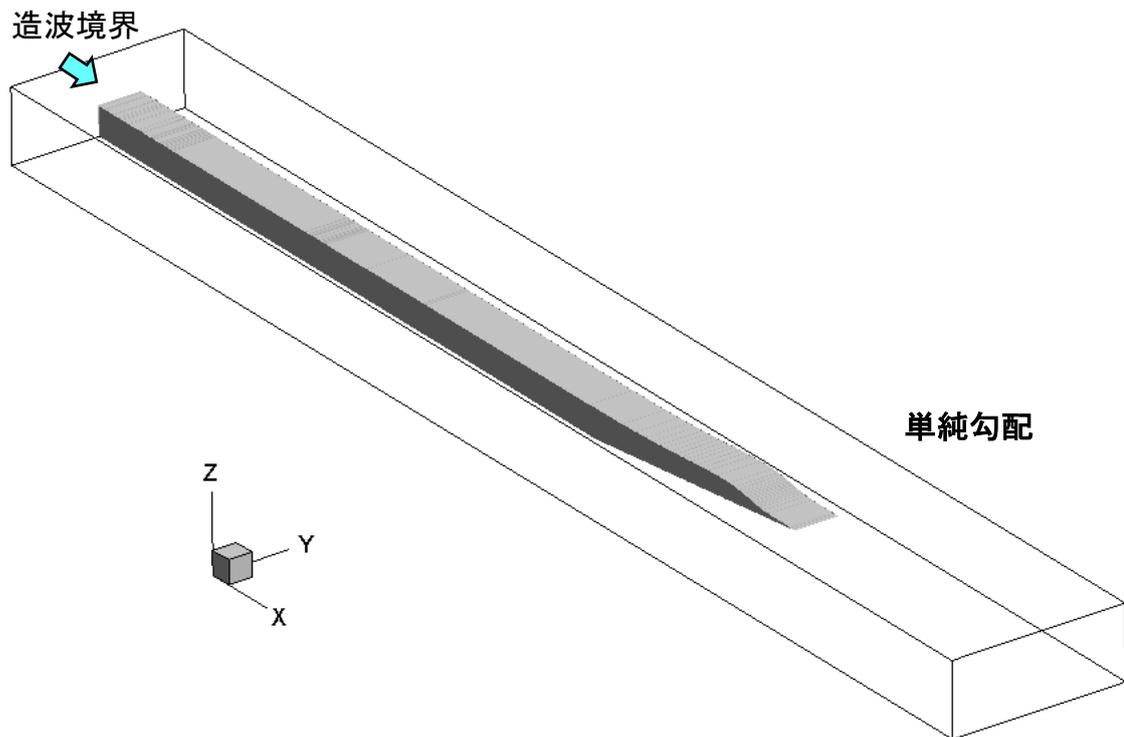


図 3.5.2-3 計算メッシュ

3) 防潮堤

図 3.5.2-2 に示す台形の防潮堤を、汀線から 0cm ないし -60cm の位置に設置する条件で解析を実施した。

4) 入力波

波高 7cm、15cm の孤立波を入力波として与えた。

5) 実施ケース

実施した解析ケースを 3.5.2-1 に示す。解析ケース数は、地形 1 × 防潮堤位置 2 × 入力波 2 の計 4 ケースとなった。初期条件は、静水状態（水深 64.0cm）とした。

表 3.5.2-1 解析ケース一覧

ケース No.	地形	防潮堤高さ (cm)	防潮堤位置 (汀線から : cm)	入力波高 (cm)
Case507N	単純勾配	15 (越流)	0	7
Case515N				15
Case507F			-60	7
Case515F				15

6) 実験との比較

a) 越流水深および越流速度

水理模型実験と同様に、下記の方法で越流速度および越流水深を算出し、比較検証を行った(図 3.5.2-4 参照)。

1. 越流速度:

防潮堤前面を 0cm とし、前面-10cm から洗掘開始地点となる前面-40cm までの 30cm の間を波が通過した時間で割って算出。

2. 越流水深:

防潮堤前面を 0cm とし、洗掘開始地点となる前面-40cm に波が到達した瞬間の防潮堤前面の越流部の水深を抽出。

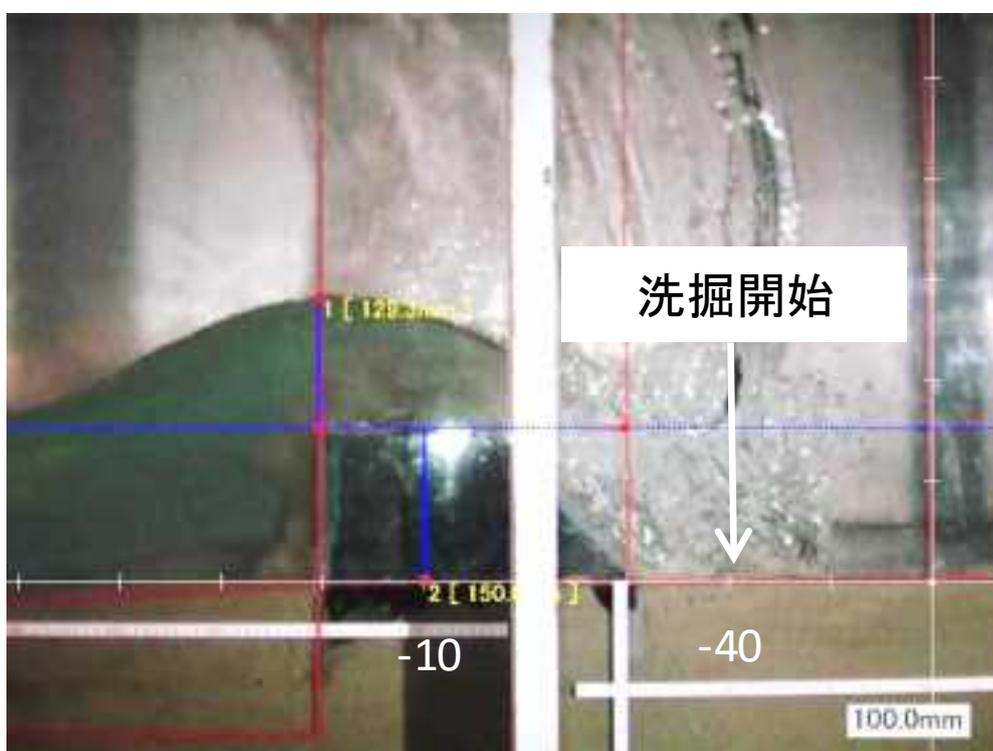


図 3.5.2-4 水理模型実験における越流速度・越流水位の算出 (515N : 実験 2 回目)

b) 波圧

下記の波圧実験における水位・波圧の測定地点での比較検証を行った。

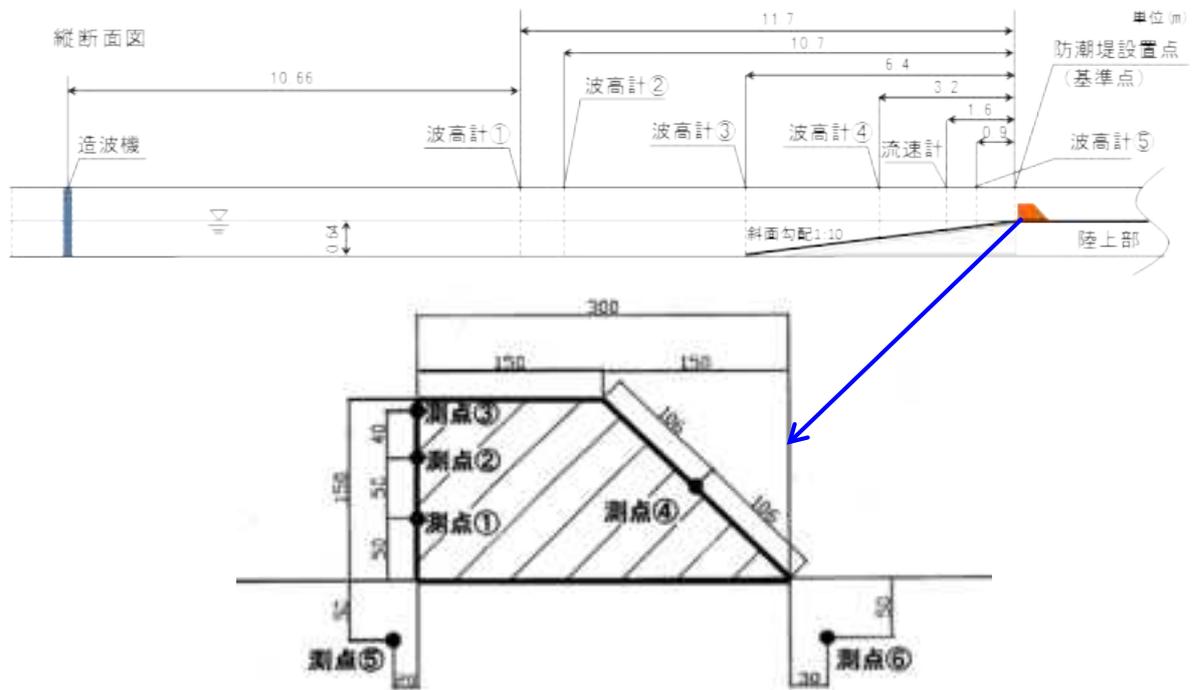


図 3.5.2-4 水理模型実験における水位・波圧測定的位置

(3) 計算結果

1) 洗掘解析に対する考察

a) 越流水深および越流速度

汀線位置における防潮堤に対する越流水深と越流速度との関係では、水理模型実験結果における越流水深と計算結果におけるそれに関してはほぼ一致しており、再現性も良好である。越流速度に関しては、入射波高 15cm のケースでの計算結果における越流速度は実験結果におけるそれを良好に再現しているが、入射波高 7cm のケースに関しては計算結果における越流速度は実験結果におけるそれをかなり過小に評価している。しかしながら、実験結果における越流速度は入射波高 7cm のケースの方が入射波高 15cm のケースより速く、計算結果における越流速度の方がより確からしいと推測される。

一方、汀線より陸側 60cm に位置する防潮堤に対する結果では、入射波高 15cm に対する越流水深および越流速度は両者共に計算結果および実験結果の値はほぼ一致している。しかしながら、入射波高 7cm のケースに関しては計算結果における越流速度は実験結果におけるそれと一致しているが、計算結果における越流水深は実験結果におけるそれより若干小さな値になっている。

b) 最大波圧の変化

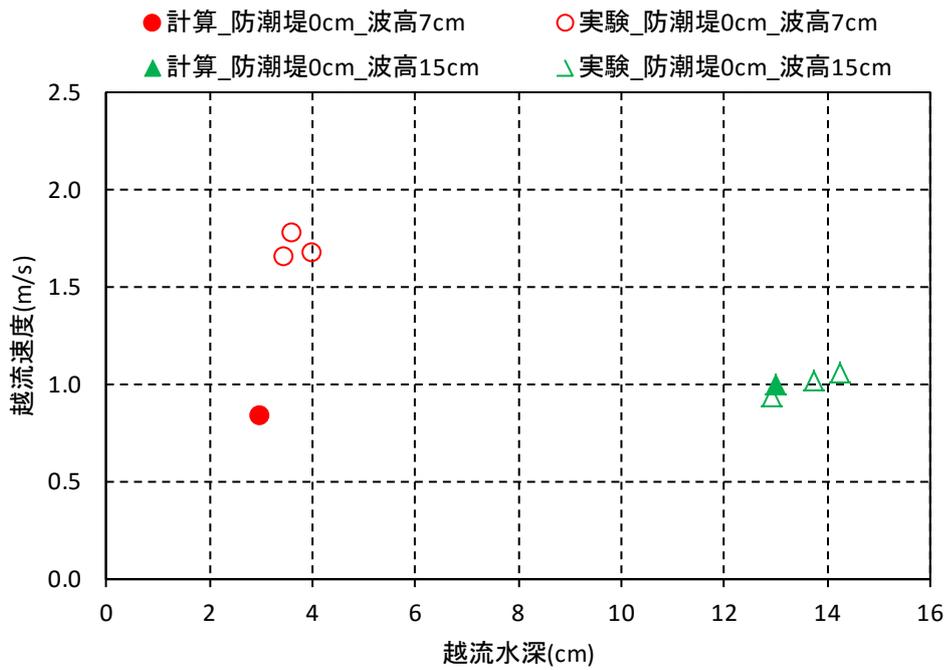
防潮堤前面に作用する最大波圧の分布は、計算結果および実験結果でほぼ一致している。しかしながら、特に入射波高 15cm のケースにおける高さ 5cm での最大波圧では、計算結果と実験結果とに相違が見られる。

c) 波圧時系列の変化

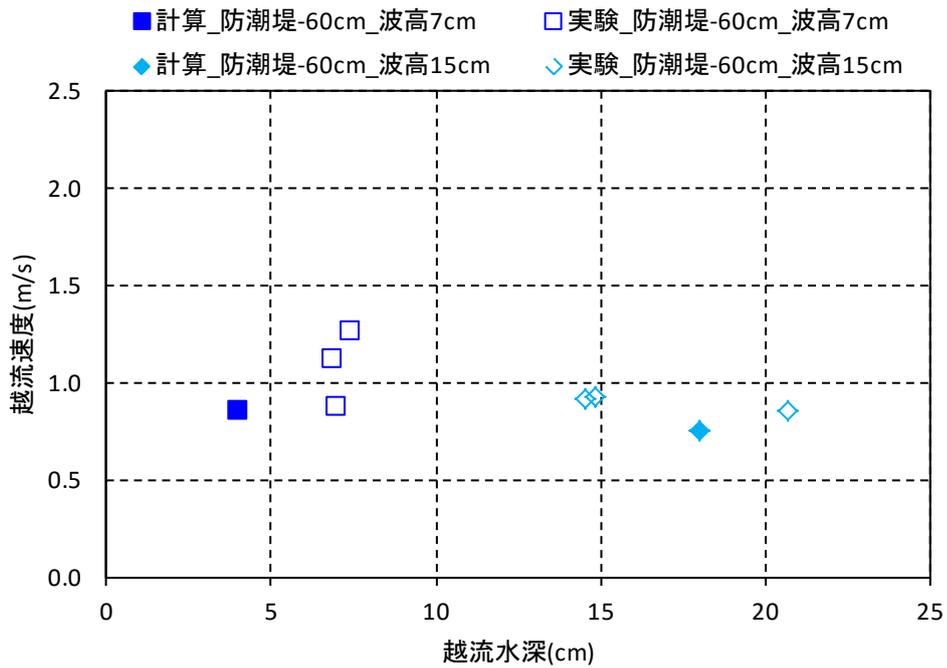
計算結果における波圧時系列の変化は、実験結果におけるそれと比較すると、位相のずれを除けば波形には類似傾向が見られる。全体的に計算結果における波圧時系列の変化の位相は、実験結果におけるそれより位相が速くなっている。また、特に入射波高 15cm のケースにおいて、計算結果における波圧時系列に変化には、実験結果に比べスパイク状の衝撃波圧が顕著に現れる傾向が見られる。

d) 洗掘の可能性

計算結果の防潮堤法尻部付近の流速は 0.7m/s 程度であった(表 3.5.2-1 および図 3.5.2-8 参照)。対象となる砂の粒径を用いて岩垣式による移動限界摩擦速度を算出し、計算結果の有効摩擦速度と比較したところ、移動限界摩擦速度を大きく上回る結果となった。このことから、防潮堤法尻背面で洗掘が発生すると考えられる。

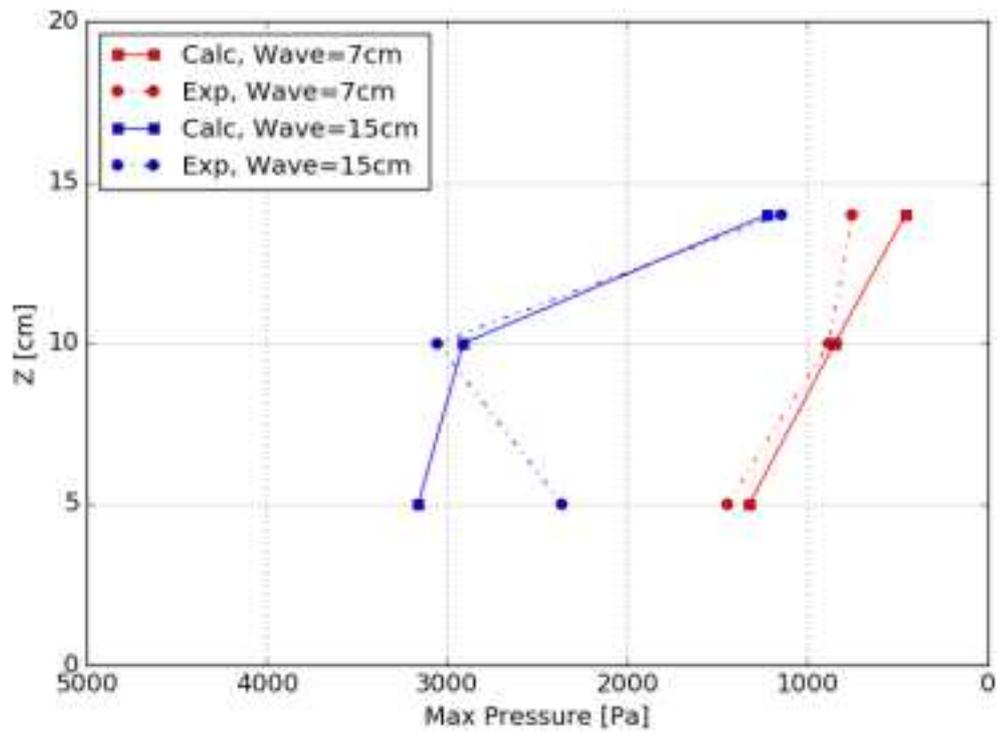


(a) 防潮堤位置：汀線 0m

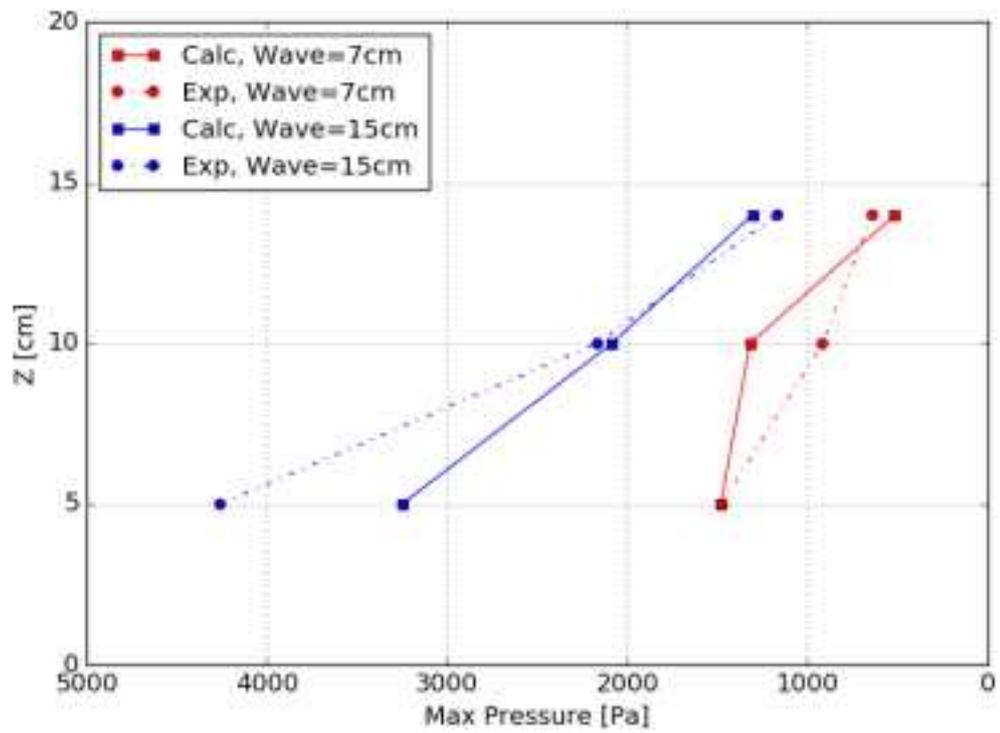


(b) 防潮堤位置：汀線-60m

図 3. 5. 2-5 越流水深および越流速の比較



(a) 防潮堤位置：汀線 0m



(b) 防潮堤位置：汀線-60m

図 3.5.2-6 最大波圧の比較

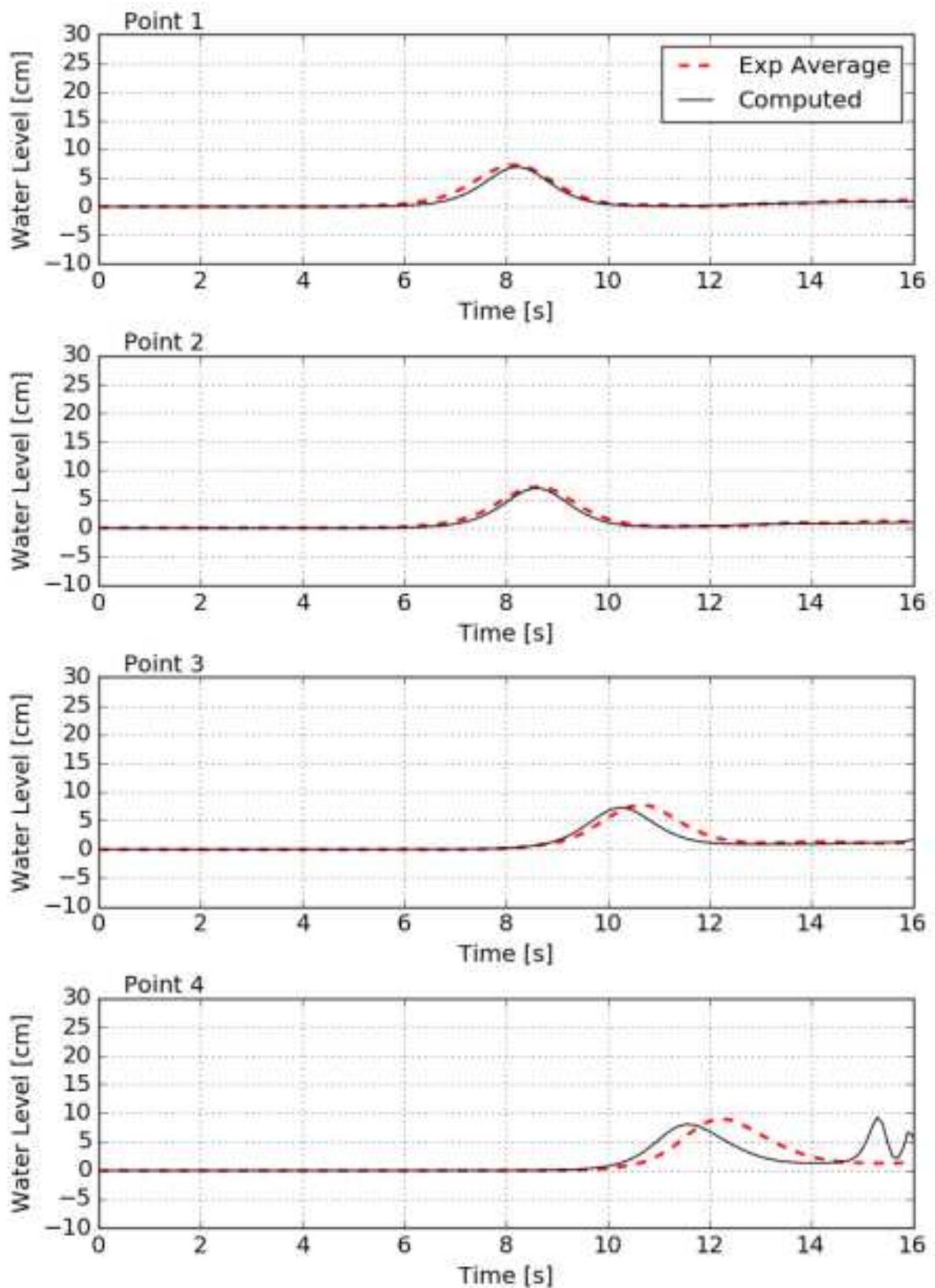


図 3.5.2-7(a) 水位時系列の比較

Case507N : 単純勾配、防潮堤位置汀線 0cm、入力波高 7cm

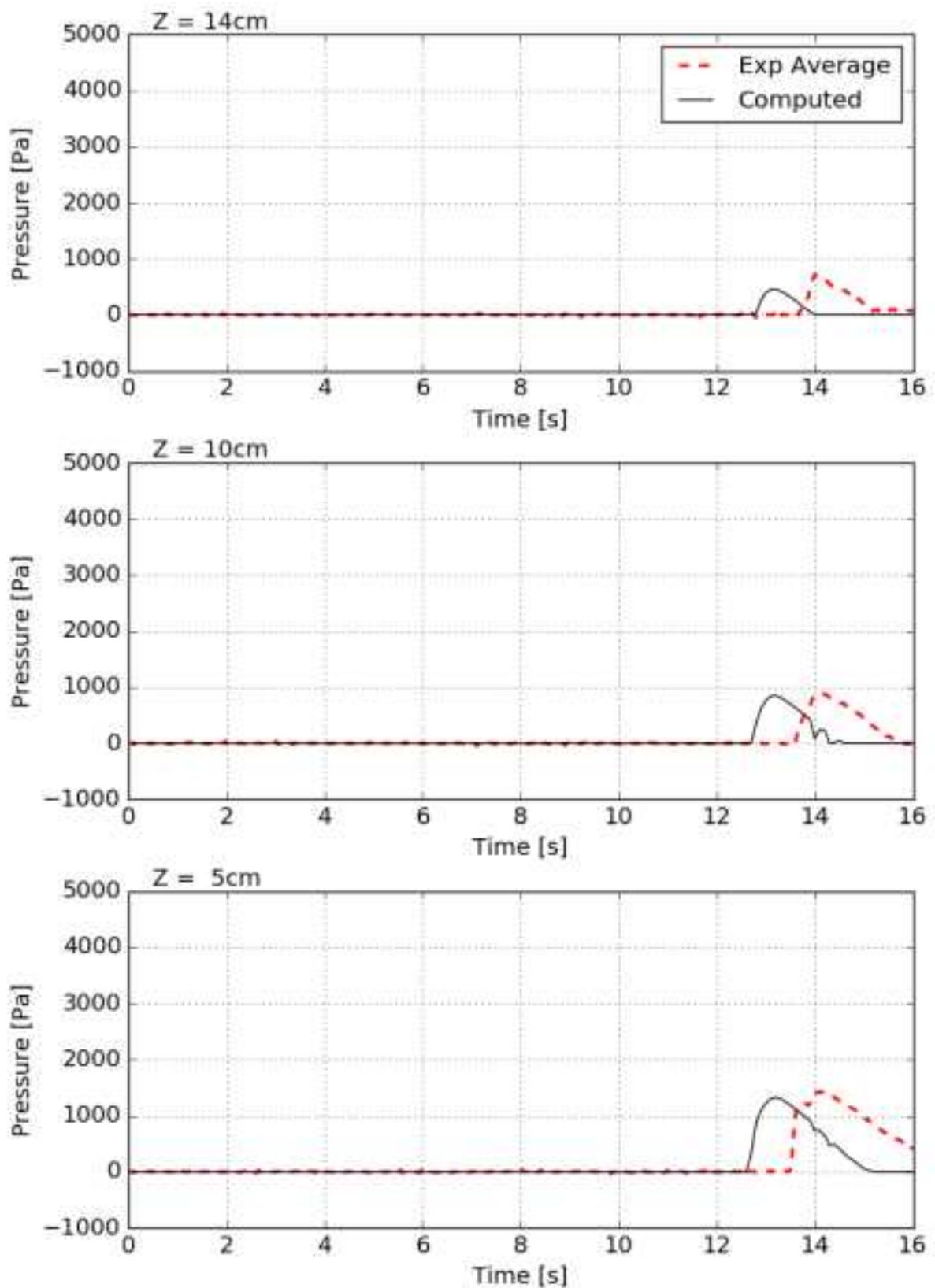


図 3.5.2-7(b) 波圧時系列の比較

Case507N : 単純勾配、防潮堤位置汀線 0cm、入力波高 7cm

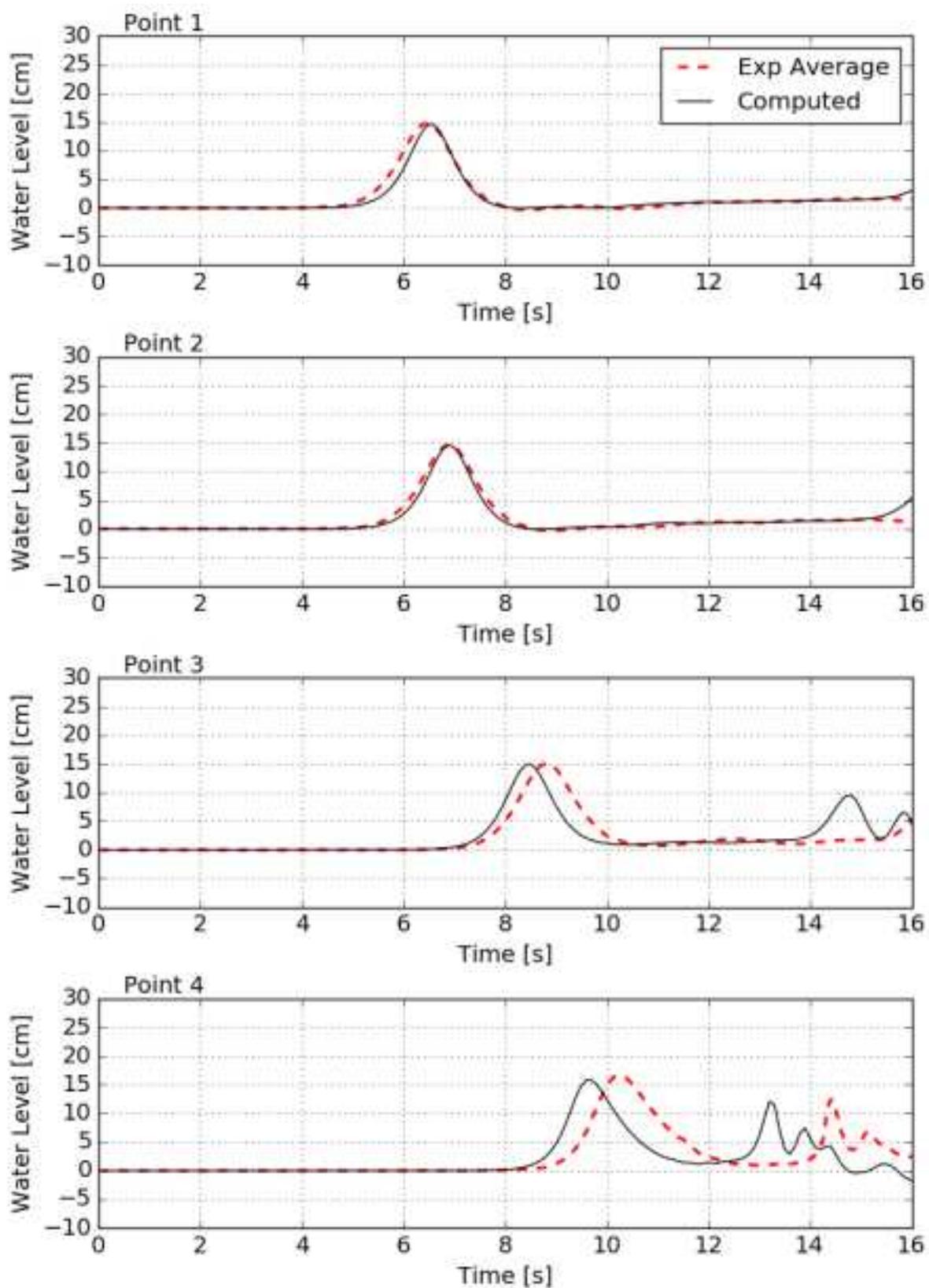


図 3.5.2-7(c) 水位時系列の比較

Case515N : 単純勾配、防潮堤位置汀線 0cm、入力波高 15cm の計算結果

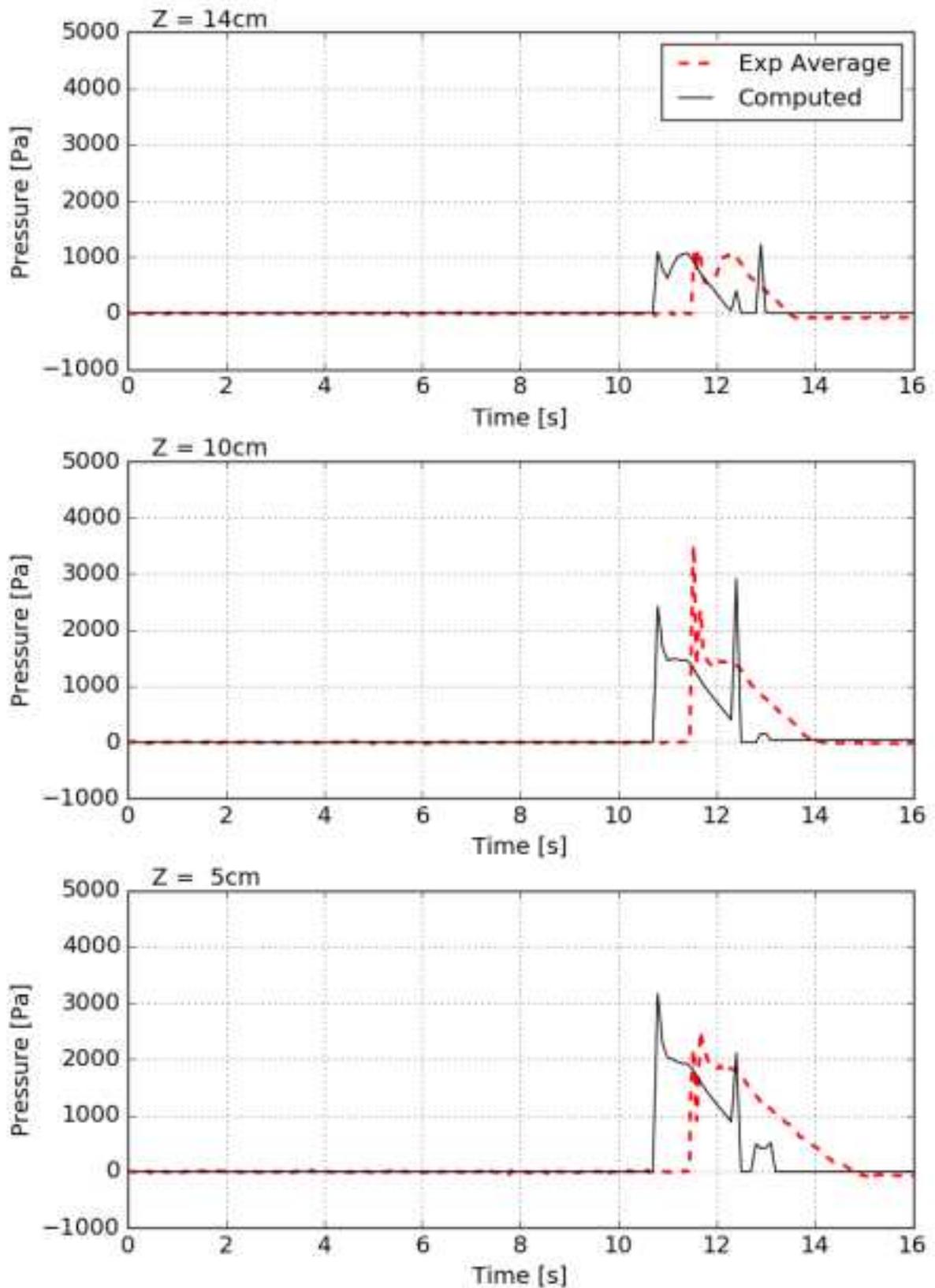


図 3.5.2-7(d) 波圧時系列の比較

Case515N : 単純勾配、防潮堤位置汀線 0cm、入力波高 15cm の計算結果

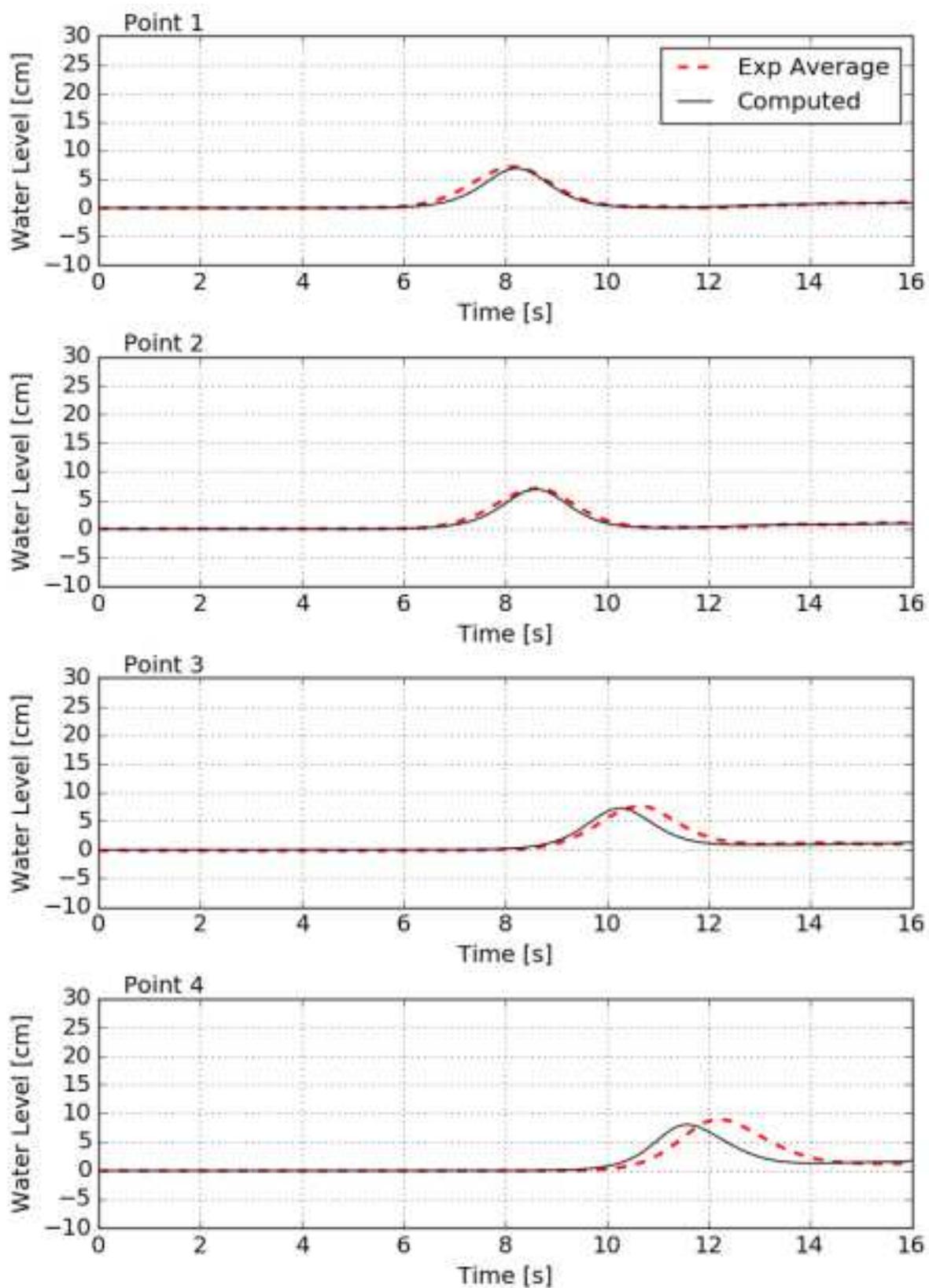


図 3.5.2-7(e) 水位時系列の比較

Case507F : 単純勾配、防潮堤位置汀線 60cm、入力波高 7cm の計算結果

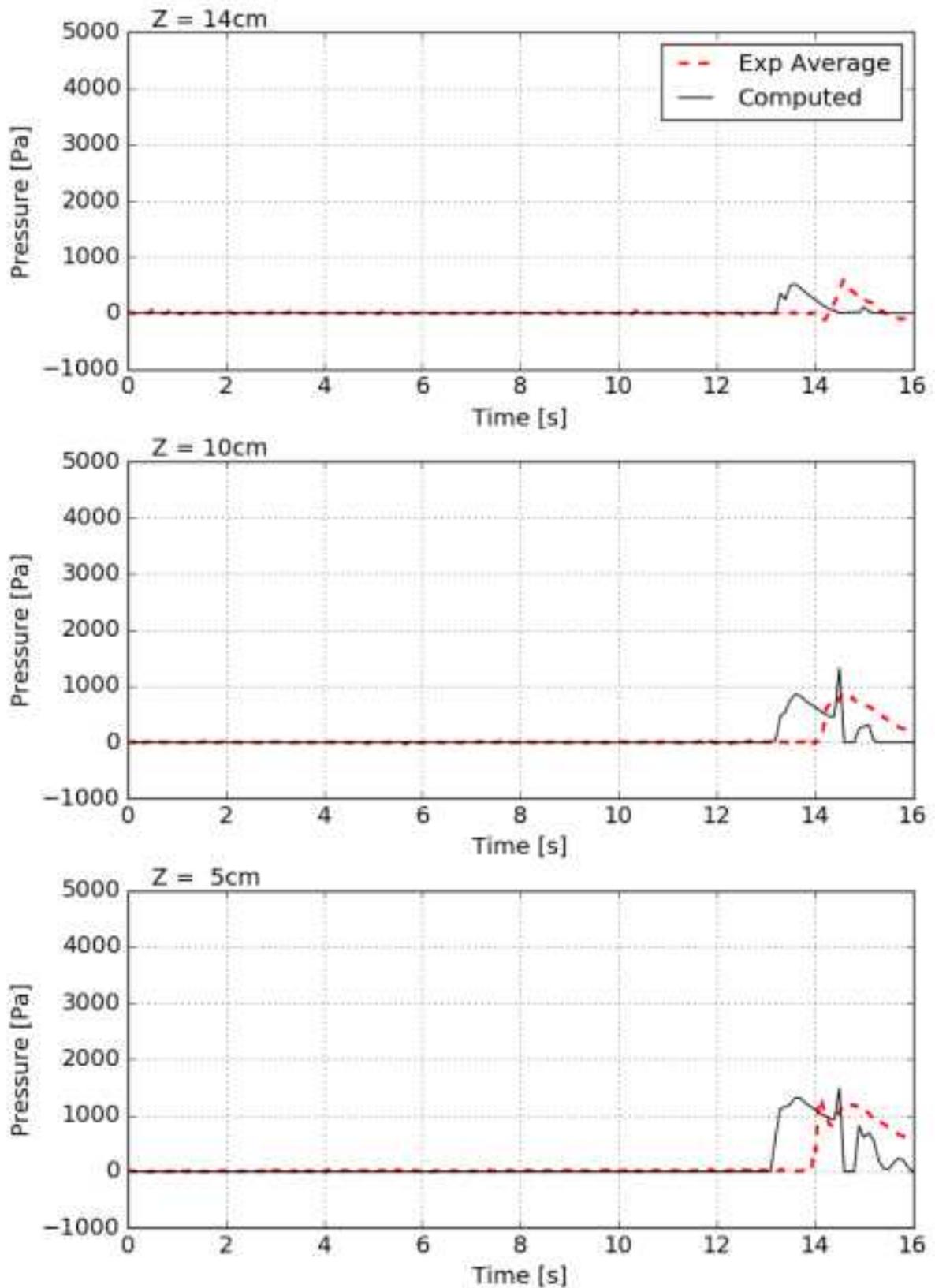


図 3.5.2-7(f) 波圧時系列の比較

Case507F : 単純勾配、防潮堤位置汀線 60cm、入力波高 7cm の計算結果

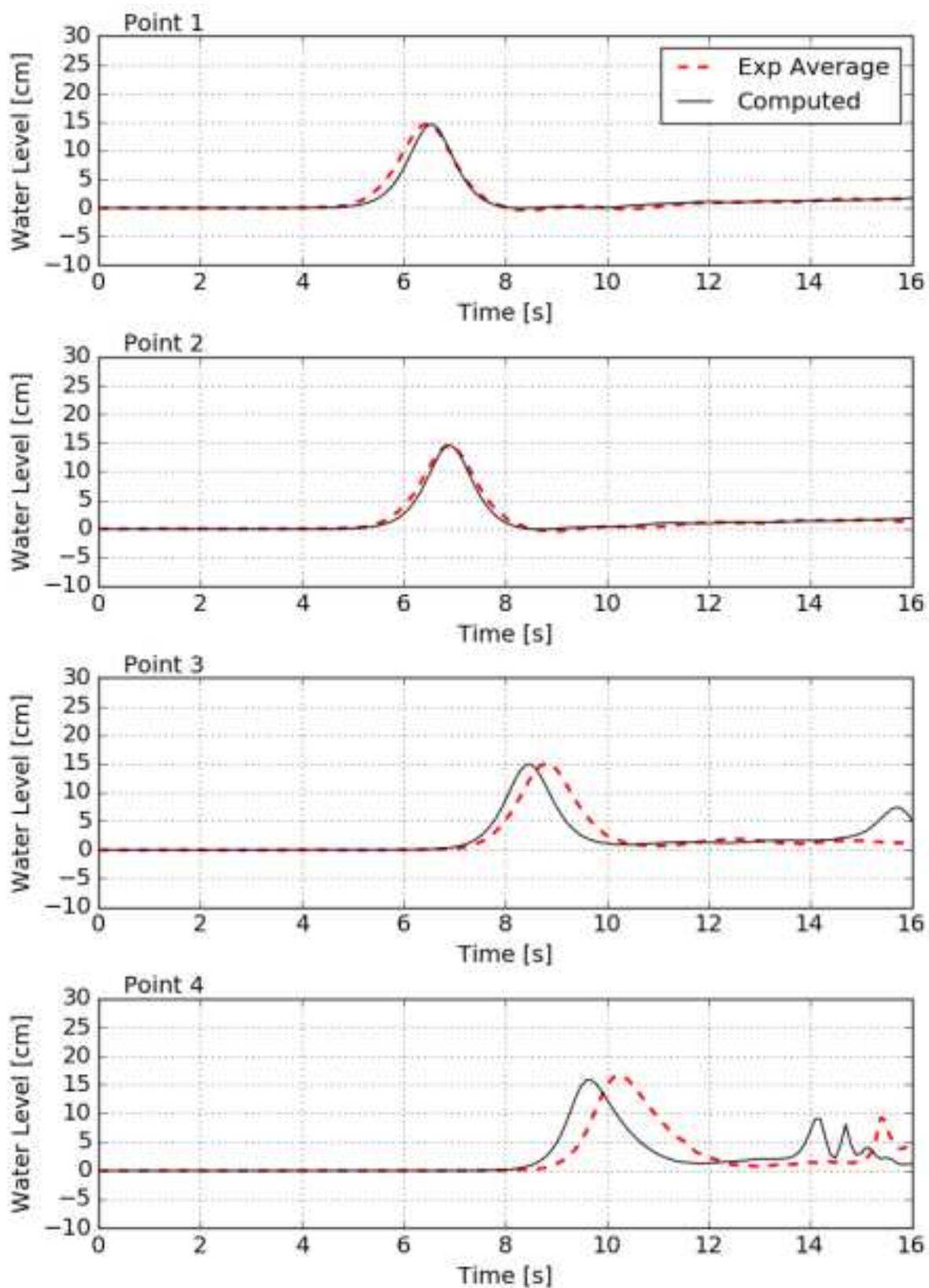


図 3.5.2-7(g) 水位時系列の比較

Case515F : 単純勾配、防潮堤位置汀線 60cm、入力波高 7cm の計算結果

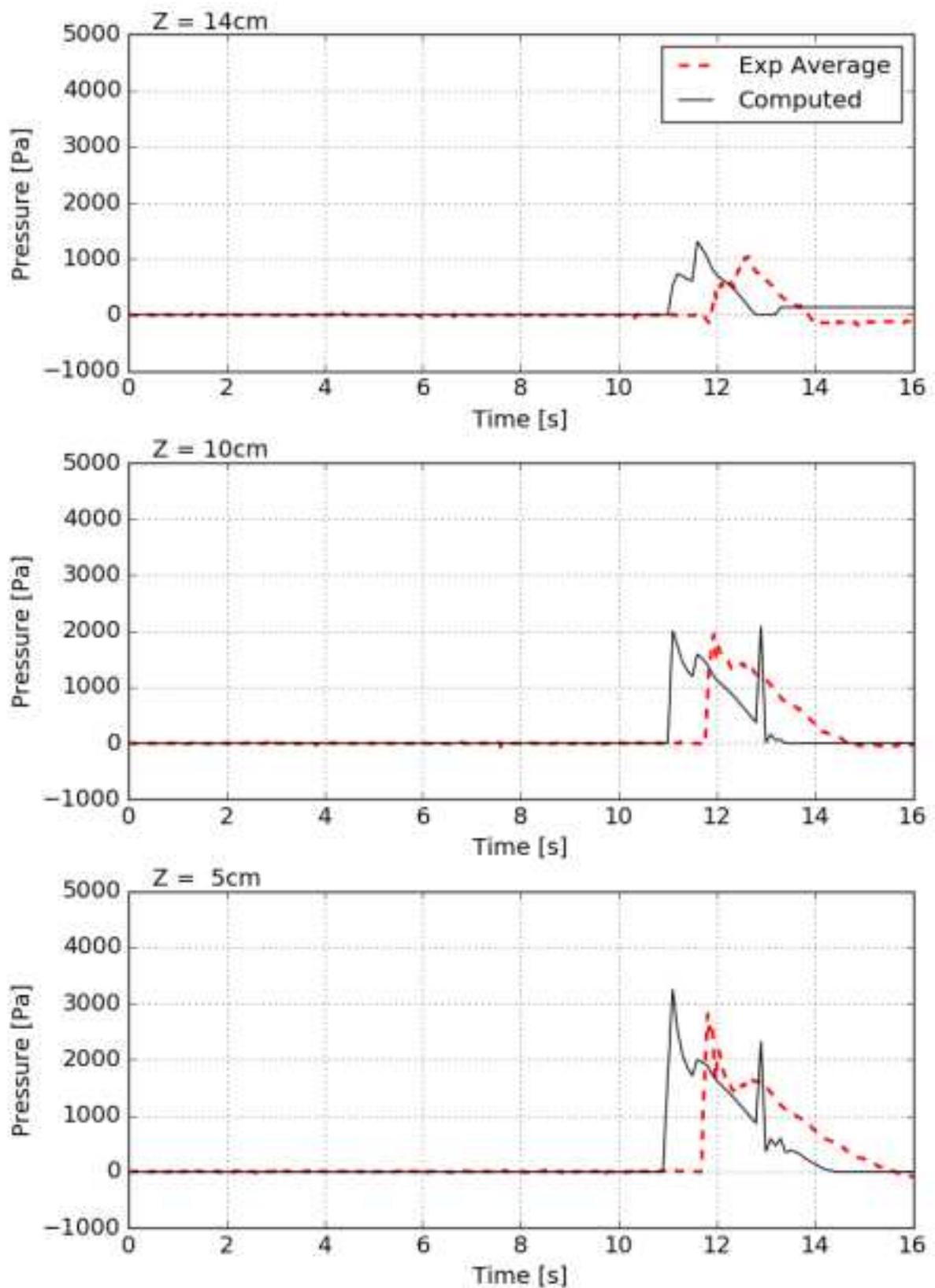


図 3.5.2-7(h) 波圧時系列の比較

Case515F : 単純勾配、防潮堤位置汀線 60cm、入力波高 7cm の計算結果

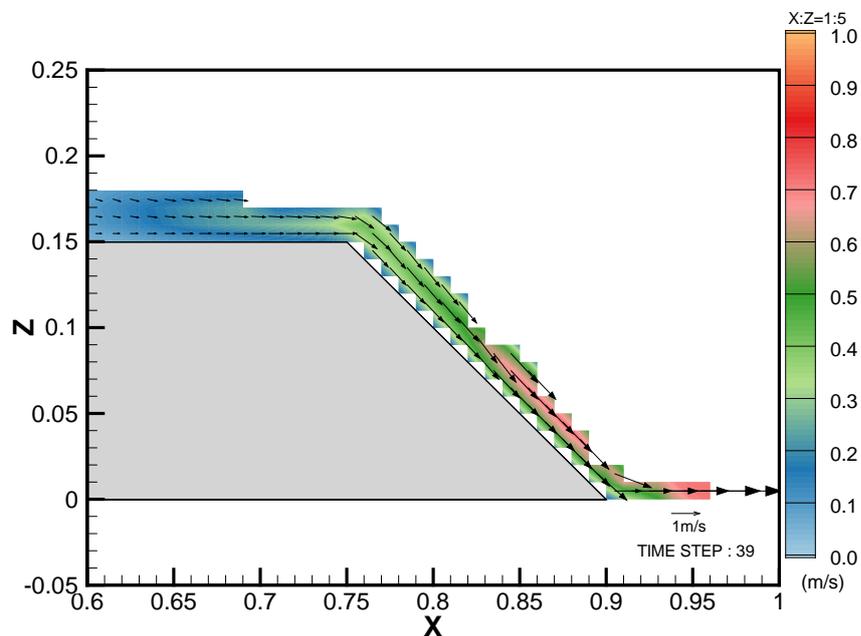
表 3.5.2-1 防潮堤法尻到達時流速に対する土砂移動判定

粒径 (mm)	0.1
移動限界摩擦速度	0.013
計算結果	
法尻到達時流速	0.7
摩擦速度	0.23
有効摩擦速度	0.13

(移動限界摩擦速度：下記の岩垣式により算出)

$\sigma/\rho = 2.65$, $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ (20.3° c), $g = 980 \text{ cm}/\text{s}^2$ のとき、

$$\begin{cases} D_m \geq 0.3030 \text{ cm} & u_{*cm}^2 = 80.9 D_m \\ 0.1180 \leq D_m \leq 0.3030 \text{ cm} & u_{*cm}^2 = 134.6 D_m^{31/22} \\ 0.0565 \leq D_m \leq 0.1180 \text{ cm} & u_{*cm}^2 = 55.0 D_m \\ 0.0065 \leq D_m \leq 0.0565 \text{ cm} & u_{*cm}^2 = 8.41 D_m^{11/32} \\ D_m \leq 0.0065 \text{ cm} & u_{*cm}^2 = 226 D_m \end{cases}$$



(a) 防潮堤法尻付近拡大

図 3.5.2-8 堤体越流時の流速コンター・ベクトル縦断面図

Case515N：単純勾配、防潮堤位置汀線 0cm、入力波高 15cm

(4) 解析手法の適用範囲の確認及び解析手法の整備

1) 既往文献の確認

a) 対象とする既往文献

ここでは本検討で用いている解析モデルと同様の VOF 法による流体解析モデルに対する成果がまとめられた次の文献に基づいて適用範囲の確認を検討する。

文献①:「CADMAS-SURF 実務計算事例—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会中間報告書—」、平成 20 年 5 月、沿岸技術ライブラリーNo.30、財団法人沿岸開発技術研究センター。

文献②:「数値波動水路—砕波波浪計算の深化と耐波設計の革新を目指して—」、平成 24 年 7 月、土木学会。

文献③:石田ら、「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」、H26 年 12 月、NRA 技術報告、原子力規制庁長官官房技術基盤グループ

文献④:有光ら、陸上構造物を考慮した遡上計算結果を用いた津波波力算定方法の適用性、土木学会論文集 B2(海岸工学)、Vol70、No.2、pp.786-790、2014。

文献⑤:松山ら、盛土を越流する津波に対する防波壁に効果に関する数値解析、土木学会論文集 B2(海岸工学)、Vol.67、No.2、pp.201-205、2011。

文献⑥:中村ら、遡上津波による非固定陸上構造物周辺の洗掘現象への流体・構造・地形変化連成数値計算モデルの適用、土木学会論文集 B3(海洋開発)、Vol.69、No.2、pp.503-508、2013。

b) 既往文献の概要

文献①:「CADMAS-SURF 実務計算事例—数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会中間報告書—」の概要

対象とする流体解析モデルは、前述した VOF 法に基づく断面 2 次元流体解析モデルである CADMAS-SURF/2D である。「数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会」の活動報告書として、実務計算例を取りまとめた文献である。多数の実務計算例と同時に、各事例に適用するにあたっての注意点、適用限界および問題点・課題等についても検討されている。

文献②:「数値波動水路—砕波波浪計算の深化と耐波設計の革新を目指して—」土木学会海岸工学委員会数値波動水槽研究小員会による砕波波浪計算および耐波設計に関連する流体解析モデルのレビューである。VOF 法に基づく 2 次元および 3 次元流体解析モデルを用いた砕波、波圧および越波・越流に関する解析事例が示されている。

文献③:「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」の概要津波波力評価における水深係数を防潮堤設計へ適用するに当たってのその適用範囲を明確にするために実施された、水理模型実験および水理模型実験の数値シミュレーション解析等の一連の研究成果を取りまとめた報告書となっている。波圧に関する水理模型実験結

果に加え、その結果とVOF法を用いた数値シミュレーション結果との比較検討結果等が示されている。

文献④：有光ら(土木学会論文集 B2(海岸工学)、Vol.70、No.2、pp.786-790、2014)の概要
津波来襲時に陸上構造物の前面および背後に作用する津波波力の評価方法を、水理模型実験および平面2次元・完全3次元数値シミュレーションの両面から検討した研究論文である。完全3次元数値シミュレーションモデルには、VOF法によるCADMAS-SURF/3Dが用いられている。

文献⑤：松山ら(土木学会論文集 B2(海岸工学)、Vol.67、No.2、pp.201-205、2011)の概要
津波来襲時に陸上構造物の前面および背後に作用する津波波力の評価方法を、水理模型実験および平面2次元・完全3次元数値シミュレーションの両面から検討した研究論文である。完全3次元数値シミュレーションモデルには、VOF法によるCADMAS-SURF/3Dが用いられている。

文献⑥：中村ら(土木学会論文集 B3(海洋開発)、Vol.69、No.2、pp.503-508、2013)の概要
遡上津波の作用と基礎地盤の洗掘により変位が生じる可能性のある非固定の陸上構造物を取扱い、その周囲に生じる洗掘現象に津波・構造物・地形変化の相互作用が解析可能な3次元数値計算モデルを適用し、同モデルの再現性を検証するとともに地形変化に与える構造物の移動の影響について検討している。

2) 適用範囲の確認

a) 洗掘解析における結果の考察・まとめ

洗掘時の解析における数値計算結果と水理模型実験結果との比較結果は、次のようにまとめられる。

- 汀線位置における防潮堤に対する越流水深と越流速度との関係では、水理模型実験結果における越流水深と計算結果におけるそれに関してはほぼ一致しており、再現性も良好である。越流速度に関しては、入射波高15cmのケースでの計算結果における越流速度は実験結果におけるそれを良好に再現しているが、入射波高7cmのケースに関しては計算結果における越流速度は実験結果におけるそれをかなり過小に評価している。しかしながら、実験結果における越流速度は入射波高7cmのケースの方が入射波高15cmのケースより速く、計算結果における越流速度の方がより確からしいと推測される。

一方、汀線より陸側60cmに位置する防潮堤に対する結果では、入射波高15cmに対する越流水深および越流速度は両者共に計算結果および実験結果の値はほぼ一致している。しかしながら、入射波高7cmのケースに関しては計算結果における越流速度は実験結果におけるそれと一致しているが、計算結果における越流水深は実験結果におけるそれよりかなり小さな値になっている。

-
- 防潮堤前面に作用する最大波圧の分布は、計算結果および実験結果でほぼ一致している。しかしながら、特に入射波高 15cm のケースにおける高さ 5cm での最大波圧では、計算結果と実験結果とに相違が見られる。

計算結果における波圧時系列の変化は、実験結果におけるそれと比較すると、位相のずれを除けば波形には類似傾向が見られる。全体的に計算結果における波圧時系列の変化の位相は、実験結果におけるそれより位相が速くなっている。また、特に入射波高 15cm のケースにおいて、計算結果における波圧時系列に変化には、実験結果に比べスパイク状の衝撃波圧が顕著に現れる傾向が見られる。

砕波帯内および遡上域での構造物に作用する波圧は衝撃波圧になり、スパイク状の波圧が作用することが知られている(文献①～文献④)。遡上域における構造物へ作用する波圧は衝撃波圧になりやすく、本検討における計算結果における波圧時系列の変化にも、構造物へのそのような衝撃波圧の作用の存在が示されている。

陸上構造物のように砕波を伴う場合の波圧にはスパイク状の衝撃波圧は、平面 2 次元モデルでは衝撃波圧を評価できないが、完全 3 次元モデル(VOF 法)では陸上構造物に作用する衝撃波圧を評価できることが示されている(文献④)。本検討での計算結果における水位および波圧時系列の変化においても、水理模型実験結果での水位および波圧時系列の変化にスパイク状の衝撃波圧が現れており、計算結果でのそれらにおいても実験結果との位相に相違はあるが同様の衝撃波圧を再現している。津波遡上域における構造物への波圧の評価に対しては VOF 法による数値シミュレーションが有効であり、陸上構造物周辺での津波による洗掘にはこのような衝撃波圧の効果が考慮できることが重要であると推測される。

図 3.5.2-9 および図 3.5.2-10 は、松山ら(文献⑤)による防波壁に津波が到達直後における津波挙動のスナップショットおよび波圧の時間変化を示したものである。本検討における構造物周辺での津波挙動のスナップショットおよび構造物前面での最大波圧分布も松山らの結果と類似した傾向が表れている。

完全 3 次元流況解析モデルをベースとした津波による構造物周辺での洗掘に関する数値シミュレーションは、中村ら(文献⑥)により行われている。中村らによる数値シミュレーションは、津波による構造物の移動の影響まで考慮可能なモデルによる数値シミュレーションモデルによるものである。結論として、津波の作用により構造物周辺が洗掘されるとともに構造物が沈下しつつ沖側へ傾くこと、洗掘の範囲に構造物の移動の影響が現れたことなどが記載されている。しかしながら、洗掘に関する実験結果と計算結果との比較結果は示されていないことから、洗掘に関する定量的の精度に関しては不明確である。津波による陸上構造物周辺での洗掘に関する数値シミュレーションモデルの精度は、現状でも定性的なものであると推測される。

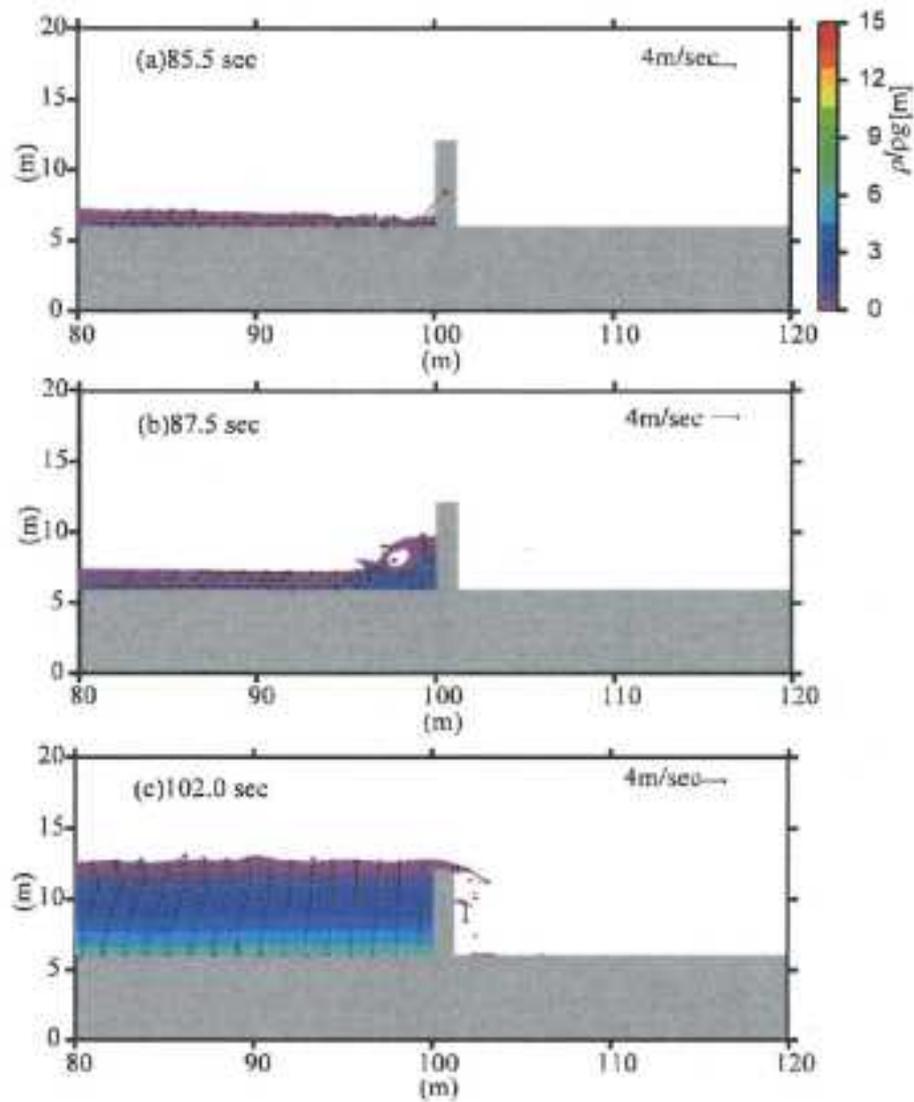


図 3.5.2-9 防波壁に到達した津波挙動のスナップショット（参照：文献⑤）

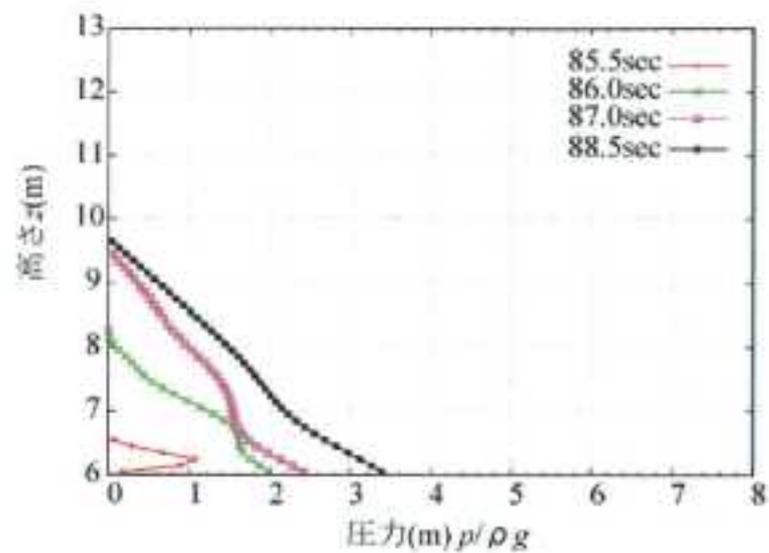


図 3.5.2-10 津波防波壁到達直後の波圧の時間変化（参照：文献⑤）

3) 解析手法の整備

津波による洗掘影響としての構造物周りでの局所洗掘に関しては、完全 3 次元流体シミュレーションモデルによる精度の高い 3 次元的な構造物周りでの流況場の予測と同時に、その流況場の精度に対応した土砂移動および地形変化モデルが必要となる。特に、局所洗掘に関しては局所的に深い洗掘深となる場合もあり、このような場合に対する洗掘影響を高精度で評価できるようにするためには、勾配等のような局所的な地形状況が反映された土砂移動量の評価式の導入が必要である。津波による洗掘影響の精度向上を図るためには、

- 津波による局所洗掘の評価に適した土砂移動量の評価式の構築と導入を図る必要がある。

【添付資料 1】 有識者との意見交換会

1. 有識者名: 京都大学防災研究所沿岸災害研究部門 教授 間瀬 肇 博士
2. 面談日時: 平成 27 年 3 月 11 日(金) 16:00~18:00
3. 面談場所: 京都大学防災研究所 間瀬教授室
4. 面談者: 平石哲也、米山 望
5. 面談内容:
 - 1) 障害物実験の 30,60 は、障害物の位置か? 防潮堤を動かしています。汀線からの離間距離を示します。
 - 2) 漂流物実験での流速の定義は? 高速度カメラの映像から解析しています。他の実験式では、流速計の値を用いており、流速値自体の誤差も影響を及ぼしていると思います。
 - 3) 米国でも流木については、実スケールに近い実験を行っており、文献調査をして、参考にしてほしい。
 - 4) 流木や船舶が横向きに衝突した時など、異なる角度での衝突についての考察や実験も必要である。
 - 5) 津波衝突力全体については、米国の基準書があるので、WEB 等で調べて、比較検討してみてはどうか?
 - 6) 洗掘については、場所と洗掘深分布の傾向は、現実と一致するであろう。より危険側の値が出現していると思う。
 - 7) 数値計算については、津波波形はよく表わされている。砕波直前の波形もよく再現ができています。

以上

【添付資料 2】 三次元シミュレーションモデル概要

(1) 基礎方程式

津波に評価するために、密度変化を伴う非圧縮性流体解析手法にしたがって流動を予測する。

ここで、圧縮性流体解析と非圧縮性流体解析の区別は、運動によって生じる圧力変化に伴って密度が変化する効果(圧縮性の効果)を考慮するか否かである。本解析では密度を水温のみの関数として圧縮性の効果を無視している。すなわち清水の密度 ρ_0 と水温 T の関係は物性値表から近似した次式で与える。

$$\rho_0(T) = 4.0704 \times 10^{-5} T^3 - 7.7617 \times 10^{-3} T^2 + 5.5301 \times 10^{-2} T + 999.91 \quad (2)$$

流速の各方向成分 u_i [m/s], 圧力 p [N/m²], 水温 T および濁質濃度 C の瞬時の挙動は、

・運動方程式 ($i = 1, 2, 3$)

$$\frac{\partial \rho u_i}{\partial t} + \frac{\partial \rho u_i u_j}{\partial x_j} = \rho G_i - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (3)$$

・質量保存方程式

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho u_j}{\partial x_j} = 0 \quad (6)$$

によって記述することができる。ここで、 G_i [m/s²]: 単位質量あたり外力の各方向成分、 ν [m²/s]: 動粘性係数であり、

$$\tau_{ij} = \rho \nu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} - \delta_{ij} \frac{2}{3} \frac{\partial u_k}{\partial x_k} \right) \quad (7)$$

である。

ここで、 $\delta_{i,k}$ はクロネッカーのデルタであり、 i, j, k について各方程式の同一項内で 2 度同じ記号が現れるものに対しては、1, 2, 3 にわたり総和を取るものとする。

次に、これらを用いて乱流解析を行うため平均操作を施す。式(1), 式(4), 式(5)および式(8)は、変数 u_i , ρ , T , C を

$$u_i = \overline{u_i} + u_i' \quad (9)$$

等とレイノルズ平均量とその変動量にわけた後、式全体をレイノルズ平均する。ここで、 $\overline{\quad}$:レイノルズ平均, $'$:レイノルズ平均変動量である。

式(3)および式(6)は、流速 u_i を

$$u_i = \tilde{u}_i + u_i'' \quad (10)$$

として、ファール平均量とその変動量に、圧力 p をレイノルズ平均量とその変動量にわけたあと式全体をレイノルズ平均する。ここで、 $\tilde{\quad}$:ファール平均, $''$:ファール平均変動量である。

ファール平均は密度加重平均とも呼ばれ、

$$\tilde{u}_i = \frac{\overline{\rho u_i}}{\rho} \quad (11)$$

と表される⁵⁾。 $\overline{\rho u_i}$ は、流速 u_i にファール平均を適用すれば、式(11)を変形して

$$\overline{\rho u_i} = \bar{\rho} \cdot \tilde{u}_i \quad (12)$$

となり、密度 ρ を平均変動量と変動量にわけないため、式を簡略化できる。

式(1), 式(3)～式(6)を上記の手順で平均操作すると、

・平均操作した運動方程式 ($i = 1, 2, 3$)

$$\frac{\partial \bar{\rho} \tilde{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho} \tilde{u}_i \tilde{u}_j}{\partial x_j} = \bar{\rho} G_i - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{\tau}_{ij} - \bar{\rho} \tilde{u}_i'' \tilde{u}_j'') \quad (14)$$

ここで、上式を導く際に、式(3)の左辺第二項に関して、以下のような変形を用いている。

$$\overline{\rho u_i u_j} = \overline{\rho \tilde{u}_i \tilde{u}_j} + \overline{\rho \tilde{u}_i u_j''} + \overline{\rho u_i'' \tilde{u}_j} + \overline{\rho u_i'' u_j''} = \bar{\rho} \tilde{u}_i \tilde{u}_j + \bar{\rho} \tilde{u}_i'' \tilde{u}_j'' \quad (15)$$

・平均操作した水温 T の移流拡散方程式

$$\frac{\partial \bar{T}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\bar{T} \cdot \bar{u}_j - \alpha \frac{\partial \bar{T}}{\partial x_j} + \overline{T u_j'} \right) = 0 \quad (16)$$

・平均操作した質量保存方程式

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho} \tilde{u}_j}{\partial x_j} = 0 \quad (18)$$

また、乱流エネルギー ($k = \overline{pu_i''u_i''}/2\bar{\rho}$) 方程式は、

$$\frac{\partial \bar{\rho}k}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho}\tilde{u}_j k}{\partial x_j} = -\frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\bar{\rho}v + \frac{\bar{\rho}v_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \bar{\rho}\tilde{u}_i u_j'' \frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j} - \bar{\rho}\varepsilon \quad (20)$$

乱流エネルギー散逸率 ($\varepsilon \equiv \nu \overline{\rho u_{i,j}'' u_{i,j}''}$) 方程式は、

$$\frac{\partial \bar{\rho}\varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho}\tilde{u}_j \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\bar{\rho}v + \frac{\bar{\rho}v_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{\varepsilon 1} \bar{\rho} \frac{\varepsilon}{k} \tilde{u}_i u_j'' \frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j} - C_{\varepsilon 2} \bar{\rho} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (21)$$

と表される⁵⁾。ここで、

$$\bar{\tau}_{ij} = \bar{\rho}v \left(\frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \tilde{u}_j}{\partial x_i} - \delta_{ij} \frac{2}{3} \frac{\partial \tilde{u}_k}{\partial x_k} \right) \quad (22)$$

$$-\bar{\rho}\tilde{u}_i u_j'' = \bar{\rho}v_t \left(\frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \tilde{u}_j}{\partial x_i} - \delta_{ij} \frac{2}{3} \frac{\partial \tilde{u}_k}{\partial x_k} \right) - \frac{2}{3} \bar{\rho}k \delta_{i,j} \quad (23)$$

$$v_t = \begin{cases} \frac{C_\mu}{1+0.1B} \frac{k^2}{\varepsilon} & (B > 0) \\ C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} & (B \leq 0) \end{cases} \quad (24)$$

$$-\overline{T'u_j'} = \frac{v_t}{\text{Pr}_T} \frac{\partial \bar{T}}{\partial x_j} \quad (25)$$

$$-\overline{C'u_j'} = \frac{v_t}{\text{Pr}_C} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x_j} \quad (26)$$

また、 $\text{Pr}_T = 1./16^1)$, $\text{Pr}_C = 1./1.2^2)$, $\sigma_k = 1.0$, $\sigma_\varepsilon = 1.3$, $C_{\varepsilon 1} = 1.45$, $C_{\varepsilon 2} = 1.92$,

$C_\mu = 0.09$ とした。

これらの平均操作に際し、変動成分の高次の相関項は無視している。

式(20)、式(21)、式(23)および式(24)では密度変化がない場合とほぼ同一の形式を用いているが、急激な平均密度の変化がない流れではその正当性が認められている⁵⁾。

式(24)中の B は密度成層度の渦動粘性係数: ν_t への影響を考慮した係数であり、次節において述べる。

以上の式(2)、式(13)～式(26)を必要に応じて維散化して用いる。

(2) 密度成層度の渦動粘性係数 ν_t への影響

乱れエネルギーに対する密度成層の強さを表す無次元数として、局所 Richardson 数

$$Ri = -\frac{g}{\rho} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x_3} / \left(\frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_3} \right)^2 \quad (27)$$

がよく用いられる。これは、浮力による乱流エネルギーの消滅と剪断力による乱流エネルギーの生成の比を密度勾配、流速勾配で表したものである。

牛島¹⁾は式(24)中の B を

$$B = 25Ri = -25 \frac{g}{\rho} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x_3} / \left(\frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_3} \right)^2 \quad (28)$$

とすると渦動粘性係数 ν_t が牛島が実施した実験結果¹⁾をよく再現することを明らかにしている。しかし、本手法に式(28)を適用したところ同式中の流速勾配が大きく変動し、安定に計算できなかった。一方、Launder³⁾は、 $\partial \bar{u}_1 / \partial x_3$ の代わりに同じ次元を持つ ε / k を用いて

$$B = -\frac{g}{\rho} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x_3} / \left(\frac{\varepsilon}{k} \right)^2 \quad (29)$$

とする式を提案している(ただしこの場合は、 $k = \overline{u'_i u'_i} / 2$ 、 $\varepsilon = \nu \overline{u'_{i,j} u'_{i,j}}$ である)。この式も牛島の実験結果をよく再現する¹⁾、式(29)に2.(1)で定義した k 、 ε を代入して用いたところ安定に計算できたため、本手法ではこの方法を用いた。

(3) 圧力誤差方程式

本予測手法では SIMPLE 法⁴⁾に基づいた流動解析を行っている。その際、流速・圧力の修正に用いられる圧力誤差方程式は以下のように導出される。なお、以下の説明では

$$\tilde{u}_i (i=1,2,3) \rightarrow U, V, W \quad \bar{\rho} \rightarrow \rho \quad \bar{p} \rightarrow p \quad (30)$$

と表し、添え字ルールを以下のようにした。

- ・計算セル C を考え C の中心で定義される値には添え字 C で表す。
- ・計算セル C から見て、東西南北上下方向の隣接する計算セルを C_E 、 C_W 、 C_N 、 C_S 、

C_T 、 C_B と表し、これらのセルの中心で定義される値にも同じ大文字添え字をつけて表す。

- ・計算セル C と隣接する計算セルの境界面で定義される値には、隣接する計算セルの添え字を小文字にして表す.
- ・計算セル C の間隔を (x 方向の場合) Δx_c と表し、計算セル C の中央と隣接する計算セルの中央間の距離を (隣接するセルが C_E の場合), Δx_e と表す.

地下河川水の運動方程式(式(14))の流速 U_e に関する離散化式は、

$$\rho_e U_e = \rho_e^0 U_e^0 + \frac{P_C - P_E}{\Delta x_e} \Delta t + [\text{移流項その他}]^0 \Delta t \quad (31)$$

計算セル C の質量保存方程式(式(18))の離散化式は

$$0 = \frac{\rho_C - \rho_C^0}{\Delta t} + \frac{\rho_e U_e - \rho_w U_w}{\Delta x_c} + \frac{\rho_n V_n - \rho_s V_s}{\Delta y_c} + \frac{\rho_t W_t - \rho_b W_b}{\Delta z_c} \quad (32)$$

と書ける. ここで上付き添え字 0 は Δt 秒前の値であることを示す.

流速値および圧力値は誤差を含んだ推定値 \hat{U} , \hat{p} と考えられ、推定値を真値に誤差 U''' ,

P''' を加えたものと定義すると、

$$\hat{U} = U + U''' \quad (33)$$

$$\hat{p} = p + p''' \quad (34)$$

と書ける. 推定値を用いて求めた質量保存方程式(式(32))の誤差を D とすれば、式(32)は以下のように書き換えられる.

$$D = \frac{\rho_C - \rho_C^0}{\Delta t} + \frac{\rho_e \hat{U}_e - \rho_w \hat{U}_w}{\Delta x_c} + \frac{\rho_n \hat{V}_n - \rho_s \hat{V}_s}{\Delta y_c} + \frac{\rho_t \hat{W}_t - \rho_b \hat{W}_b}{\Delta z_c} \quad (35)$$

式(35)から式(32)を辺々引き算すると

$$D = \frac{\rho_e U_e''' - \rho_w U_w'''}{\Delta x_c} + \frac{\rho_n V_n''' - \rho_s V_s'''}{\Delta y_c} + \frac{\rho_t W_t''' - \rho_b W_b'''}{\Delta z_c} \quad (36)$$

が得られる.

同様に、離散化した運動方程式(式(31))を推定値および真値で表し辺々引き算すると、

$$\rho_e U_e''' = \frac{P_C''' - P_E'''}{\Delta x_e} \Delta t \quad (37)$$

となるので、式(37)を式(36)に代入して整理すると圧力誤差方程式

$$A_c P_C''' + A_e P_E''' + A_w P_W''' + A_n P_N''' + A_s P_S''' + A_t P_T''' + A_b P_B''' = D / \Delta t \quad (38)$$

が得られる. ここで、

$$A_e = \frac{-1}{\Delta x_C \Delta x_e}, A_w = \frac{-1}{\Delta x_C \Delta x_w}, A_n = \frac{-1}{\Delta y_C \Delta y_n}$$

$$A_s = \frac{-1}{\Delta y_C \Delta y_s}, A_t = \frac{-1}{\Delta z_C \Delta z_t}, A_b = \frac{-1}{\Delta z_C \Delta z_b}$$

$$A_c = (-1) \times (A_e + A_w + A_n + A_s + A_t + A_b)$$

(4) 水面の取り扱い

水面形状および水面変形の解析には Hirt らが開発した VOF 法⁵⁾に改良を加えたものを三次元化して用いている^{6), 7)}. VOF 法は各計算セル毎に流体充填率 F (液体セルは $F = 1$, 気体セルは $F = 0$, 共存セルは $0 < F < 1$) を定義して水面形状を表現し, 水面の移動は F 値の移流で表現する.

F の移流は計算セル C の場合, 式(18)に基づいた次式で算定する.

$$0 = (F_C^n \rho_C^n - F_C \rho_C) \Delta x_C \Delta y_C \Delta z_C$$

$$+ [Q_F]_e - [Q_F]_w + [Q_F]_n - [Q_F]_s + [Q_F]_t - [Q_F]_b \quad (39)$$

ここで, Q_F は計算セルの各境界面を Δt 間に横切る質量である. また, 上付き添え字 n は, Δt 秒後の値であることを示す.

長期の継続計算では F の値に誤差が蓄積して液体セルの F 値が 1 から離れることがある. これを放置すると計算領域内全体が影響を受け質量保存が成り立たなくなることもある. 本予測手法では以下に示す方法で F 値を補正した.

Δt 秒前における液体セル C の流体充填率を F_C^0 ($\neq 0$) とすると, 液体セル C のこの時点における質量過不足 E_F は,

$$E_F = \rho_C^0 (1 - F_C^0) \Delta x_C \Delta y_C \Delta z_C \quad (40)$$

となる. この過不足を Δt 秒間で解消するために, 質量保存方程式(式(35))の左辺に

$E_F / \Delta t \Delta x_C \Delta y_C \Delta z_C$ を加えた次式

$$D = \frac{\rho_C - F_C^0 \rho_C^0}{\Delta t} + \frac{\rho_e \hat{U}_e - \rho_w \hat{U}_w}{\Delta x_C} + \frac{\rho_n \hat{V}_n - \rho_s \hat{V}_s}{\Delta y_C} + \frac{\rho_t \hat{W}_t - \rho_b \hat{W}_b}{\Delta z_C} \quad (41)$$

で求めた D を圧力誤差方程式(式(38))に代入した. これにより, (不足の場合) 周囲から多めに質量が流入することとなり, 流速値の誤差と同時に質量の過不足を解消することができる.

(5) 漂流物解析の概要

粒子の移動について、津波による移流・拡散を考慮する。水平・鉛直方向における粒子の移動量は次式により計算される。

$$dx = dx_{drift} = \left(u + \frac{\partial D_H}{\partial x} \right) dt + \sqrt{2D_H dt}$$

$$dy = dy_{drift} = \left(v + \frac{\partial D_H}{\partial y} \right) dt + \sqrt{2D_H dt}$$

$$dz = dz_{drift} = \left(w + \frac{\partial D_V}{\partial z} \right) dt + \sqrt{2D_V dt}$$

ここに、 dt : 時間間隔

dx, dy, dz : 粒子の移動量

$\vec{V} = (u, v, w)$: 津波の流速ベクトル

D_H : 水平拡散係数, D_V : 鉛直拡散係数 (※本検討では $D_H = D_V = 0.0001 \text{m}^2/\text{s}$)

$dx_{drift}, dy_{drift}, dz_{drift}$ は流れによる粒子の移流・拡散を示している。

時間発展は以下に示す 4 次の Runge-Kutta 法により計算される。

$$x_{n+1} = x_n + \frac{1}{6}(\Delta x_1 + 2\Delta x_2 + 2\Delta x_3 + \Delta x_4)$$

$$y_{n+1} = y_n + \frac{1}{6}(\Delta y_1 + 2\Delta y_2 + 2\Delta y_3 + \Delta y_4)$$

$$z_{n+1} = z_n + \frac{1}{6}(\Delta z_1 + 2\Delta z_2 + 2\Delta z_3 + \Delta z_4)$$

ここで、

$$\Delta x_1 = \Delta t u(t_n, x_n, y_n, z_n)$$

$$\Delta x_2 = \Delta t u(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_1, y_n + 0.5\Delta y_1, z_n + 0.5\Delta z_1)$$

$$\Delta x_3 = \Delta t u(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_2, y_n + 0.5\Delta y_2, z_n + 0.5\Delta z_2)$$

$$\Delta x_4 = \Delta t u(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_3, y_n + 0.5\Delta y_3, z_n + 0.5\Delta z_3)$$

$$\Delta y_1 = \Delta t v(t_n, x_n, y_n, z_n)$$

$$\Delta y_2 = \Delta t v(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_1, y_n + 0.5\Delta y_1, z_n + 0.5\Delta z_1)$$

$$\Delta y_3 = \Delta t v(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_2, y_n + 0.5\Delta y_2, z_n + 0.5\Delta z_2)$$

$$\Delta y_4 = \Delta t v(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_3, y_n + 0.5\Delta y_3, z_n + 0.5\Delta z_3)$$

$$\Delta z_1 = \Delta t w(t_n, x_n, y_n, z_n)$$

$$\Delta z_2 = \Delta t w(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_1, y_n + 0.5\Delta y_1, z_n + 0.5\Delta z_1)$$

$$\Delta z_3 = \Delta t w(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_2, y_n + 0.5\Delta y_2, z_n + 0.5\Delta z_2)$$

$$\Delta z_4 = \Delta t w(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_3, y_n + 0.5\Delta y_3, z_n + 0.5\Delta z_3)$$

(6) 河床変動モデル概要

本検討で用いた 3 次元の非静水圧解析モデルをベースとし、今後導入が望まれる河床変動モデルの概要を以下に示す。河川・海岸への適用を考え、土砂の分級過程および河床の粗粒化や、細粒化現象を表現できるように、混合砂礫モデルを導入し、粒径毎に流砂量を計算する。

流砂の移動については、掃流砂、浮遊砂、Wash load を考慮する。浮遊砂・Wash load については、浮上・沈降および非定常の 3 次元移流拡散方程式を解く非平衡モデルとする。掃流砂量については式(1)に示す芦田・道上式⁹⁾により評価する。

$$\frac{q_{bk}}{\sqrt{sgd_k^3}} = 17P_{bk} \times \tau_{*ek}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}}}\right) \dots(1)$$

ここに、 s : 河床材料の水中比重 (=1.65), g : 重力加速度,

添字 k : 粒径階, d_m : 河床材料の平均粒径, P_{bk} : 河床表層の粒径階 d_k の含有率, τ_{*k} , τ_{*ek} , τ_{*ck} : 粒径階 d_k に対する無次元掃流力と無次元有効掃流力, 無次元限界掃流力 である。

τ_{*ek} を算定する為の有効摩擦速度 u_{*e} は次の式(2)で与えられる。

$$u_{*e} = \frac{u}{6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{D_m (1 + 2\tau_{*m})}} \dots(2)$$

浮遊砂については、浮上・沈降過程および非定常の 3 次元移流拡散方程式を解く非平衡モデルとする。浮遊砂の浮上量 E_{sk} は、次の式(3)で与えられる。

$$E_{sk} = W_{sk} C_{ek} \dots(3)$$

ここに、 W_{sk} : 粒径階 d_k に対する沈降速度, C_{ek} : 粒径階 d_k に対する浮遊砂の平衡基準面濃度である。

粒径毎の沈降速度 W_{sk} は次式の Rubey 式によって与えられる。

$$W_{sk} = \sqrt{sgd_k} \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd_k^3}} \right) \dots(4)$$

ここに, ν :水の動粘性係数である.

また, 平衡基準面濃度については, 式(5)に示す芦田・道上式¹⁰⁾による平衡基準面濃度式により評価する.

$$C_{ek} = P_{bk} k_0 \left\{ \frac{g(\xi_0)}{\xi_0} - G(\xi_0) \right\} \dots(5)$$

ただし, $g(\xi_0), G(\xi_0)$ は次のように与えられる.

$$g(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_0^2\right)$$

$$G(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi$$

ここに, k_0 :比例定数(=0.025), $\xi_0: W_{sk}/\sigma_P$, $\xi: W_P/\sigma_P$, W_P :砂礫の鉛直方向の変動速度, $\sigma_P: W_P$ の標準偏差(=0.75 u^*)

河床高の変化については, 各粒径毎, 流砂形態毎に求められた流砂量を用いて式(6)に示す流砂の連続式により計算する.

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{-1}{(1-\lambda)} \sum_k \left\{ \frac{\partial q_{bzk}}{\partial x} + \frac{\partial q_{byk}}{\partial y} + (E_{sk} - D_{sk}) \right\} \dots(6)$$

ここに, z_b :河床高,

q_{bzk} : x 方向の粒径階 k の単位幅掃流砂量,

q_{byk} : y 方向の粒径階 k の単位幅掃流砂量,

E_{sk}, D_{sk} : 粒径階 の浮遊砂の浮上量と沈降量

である。

河床材料変化については、侵食と堆積が繰り返される場合には、河床材料は複雑な多層構造となる。このような場合に、河床表面に限らず河床の深さ方向における粒度分布の時間変化を計算する必要がある。そこで本研究では、混合層の概念に遷移層と堆積層の概念を導入し、粒度分布の鉛直方向の変化を考慮した芦田・江頭・劉らの多層モデル¹¹⁾を用いる。

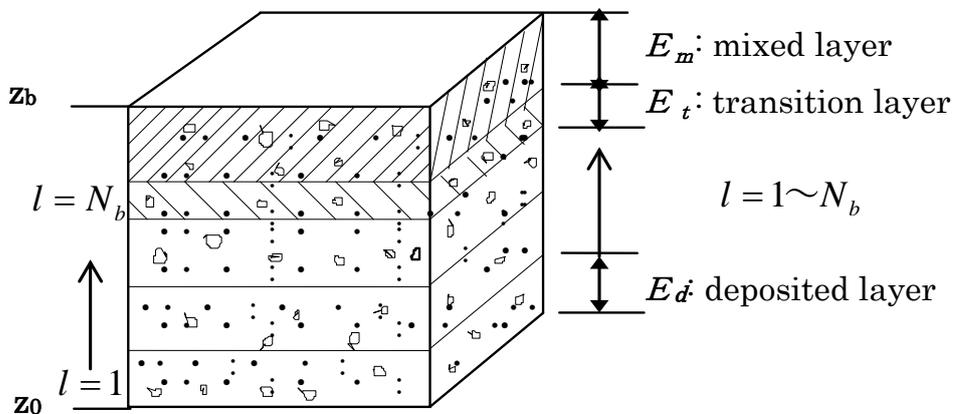


図 1 河床材料の粒度分布変化モデル模式図

図 2 に示すように、河床をある基準面 Z_0 から河床面 Z_b まで鉛直に多数の層に区分する。最上層は交換層(mixed layer)で、その厚さは E_m である。そのすぐ下の層は遷移層(transition layer)で、厚さは E_t である。その他の下層領域は堆積層(deposited layer)と呼ばれ、厚さは全て E_d である。上記の変数を用いて、河床の構成は次式で表される。

$$z_b = E_m + E_t + N_b \times E_d + z_0$$

ここに、 N_b は堆積層の総数である。 E_d は常に一定値とするが、 E_t は河床変動に伴い変化し、次式に示すような制限を受ける。

$$0 < E_t \leq E_d$$

河床表層における河床材料の各粒径階の含有率の変化は次の式(7)により評価する.

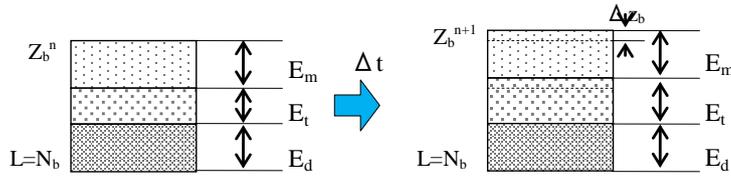
$$\frac{\partial P_{bk}}{\partial t} - \frac{1}{E_m} \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{E_m} \frac{\partial z_b}{\partial t} (\eta P_{bk} + (1-\eta) P_{bko}) = 0 \quad \dots(7)$$

ここに, λ : 河床材料の空隙率, P_{bk} : 交換層の粒径階 D_k の含有率, P_{bko} : 交換層の下層における粒径階 D_k の含有率, E_m は交換層の厚さである. また, η は係数で, 侵食のとき $\eta = 0$, 堆積のとき $\eta = 1$ である.

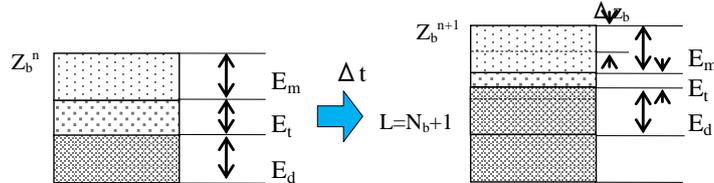
河床に土砂が堆積していく場合, 堆積高が設定している河床材料層厚を上回った時点で遷移層の粒度分布を堆積層第 1 層目に繰り下げる処理を行う. 逆に河床が侵食される場合, 侵食高が河床材料層厚を上回った時点で堆積層第 1 層の粒度分布を遷移層に繰り上げる処理を行う. このような処理により, 河床の深さ方向の粒度分布の変化を計算・記憶していく. 図 3 に堆積過程, 図 4 に侵食過程の模式図を示す.

① $\Delta z_b > 0$ (Deposition) :

(①-1) : $E_t^n + \Delta z_b \leq E_d$



(①-2) : $E_t^n + \Delta z_b > E_d$



$$P_{bk}^{n+1} = \left(1 - \frac{\Delta z_b}{E_m}\right) P_{bk}^n + \frac{\Delta z_b}{E_m} P_{bk}^n$$

$$E_t^{n+1} = \begin{cases} E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ E_t^n + \Delta z_b - E_d & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases}$$

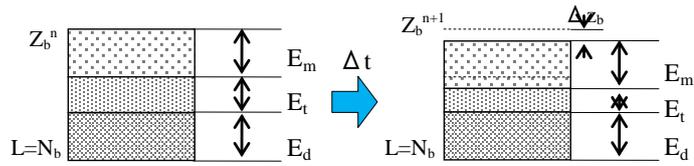
$$P_{tk}^{n+1} = \begin{cases} \frac{E_t^n}{E_t^{n+1}} P_{tk}^n + \frac{\Delta z_b}{E_t^{n+1}} P_{bk}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ P_{tk}^n & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases}$$

$$N_b^{n+1} = \begin{cases} N_b^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ N_b^n + 1 & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases}$$

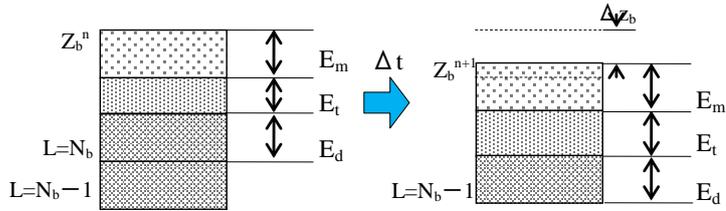
$$P_{N_b,k}^{n+1} = \begin{cases} P_{N_b,k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ \frac{E_t^n}{E_d} P_{tk}^n + \left(1 - \frac{E_t^n}{E_d}\right) P_{bk}^n & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases}$$

図2 堆積過程の粒度分布計算方法および模式図

② $\Delta z_b < 0$ (Erosion) :



(②-2) : $E_t^n + \Delta z_b \leq 0$



$$P_{bk}^{n+1} = \begin{cases} P_{bk}^n - \frac{\Delta z_b}{E_m} P_{tk}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ P_{bk}^n + \frac{E_t^n}{E_m} P_{tk}^n - \frac{E_t^n + \Delta z_b}{E_m} P_{N_b k}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases}$$

$$E_t^{n+1} = \begin{cases} E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ E_d + E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases}$$

$$P_{tk}^{n+1} = \begin{cases} P_{tk}^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ P_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases}$$

$$N_b^{n+1} = \begin{cases} N_b^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ N_b^n - 1 & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases}$$

$$P_{N_b k}^{n+1} = \begin{cases} P_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ P_{(N_b-1)k}^n & E_t^n + \Delta z_b < 0 \end{cases}$$

図3 侵食過程の粒度分布計算方法および模式図

参考文献

- 1) 牛島省: 温度成層流における乱流現象のモデル化とその適用性に関する研究, 学位論文, 京都大学, 1989.
- 2) 細田尚: 開水路流れにおける乱流拡散機構に関する水理学的研究, 学位論文, 京都大学, 1990.
- 3) Launder, B.E.: On the Effects of a Gravitational Field on the Turbulent Transport of Heat and Momentum, *Journal of Fluid Mech*, Vol.67, 1975.
- 4) Patankar, S.V. and Spalding, D.B.: A Calculation Procedure for Heat, Mass and Momentum, Transfer in Three-Dimensional Parabolic Flow, *Journal of Heat Mass Transfer*, Vol.15, 1972.
- 5) Hirt, C.W. and Nichols, B.D.: Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries, *Journal of Computational Physics*, Vol.39, 1981.
- 6) 米山望, 守屋祥一: VOF法を用いた自由液面の数値解析手法, *水工学論文集*, 第39巻, 1995.
- 7) 米山望, 角湯正剛: 自由液面解析コード(FRESH)の開発-三次元化と並列化-, *電中研報告* U95063, 1996.
- 8) 禰津家久, 中川博次: 修正 $k-\varepsilon$ モデルによる開水路乱流の数値計算, *土木学会論文集*, No.387, 125-134, 1987.
- 9) 芦田和男・道上正規, “移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究”, *土木学会論文報告集*, 第206号, 1972.
- 10) 芦田和男・道上正規, “浮遊砂に関する研究(1)—河床付近の濃度—”, *京都大学防災研究所年報*, 第13号, B, 1970.
- 11) Bing-Yi Liu: Study on Sediment Transport and Bed Evolution in Compound Channels, 京都大学学位論文, 1991.

(この印刷にはエコマーク認定プリンタを使用しています。)