

土 木 研 究 所 資 料

津波遡上に関する実験報告書

—構造物の効果を中心として—

昭和62年 3 月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright ©(1987)by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

津波遡上に関する実験報告書

— 構造物の効果を中心として —

海岸研究室 室長 宇 多 高 明

研究員 小 俣 篤

横 山 揚 久

要 旨

遠浅海岸を变形しつつ伝播する津波は、非線形効果により段波となって海岸に来襲する。本報では砕波段波を対象として砂丘等の自然地形や護岸、消波堤等の海岸構造物が津波遡上に与える影響を明らかにする。具体的には、①津波による中小河川護岸の倒壊、②海岸地形・構造物の津波遡上抑制効果、③離岸堤の津波遡上抑制効果、④津波遡上の数値計算と実験との比較、について水理模型実験を中心に検討を行った。

実験の結果、①津波による護岸の倒壊は堤内地形と戻り流れによる堤脚部洗掘に支配される。②海岸地形・構造物は、津波遡上時にその背後で剥離によるエネルギー損失が生じるとき抑制効果が高くなる。③開口部を有する離岸堤では堤高に比べ波高が小さいとき1割程度遡上高を小さくする。④非線型長波の式を基礎式とした単純なモデルによって実用に耐えうる遡上計算を行うことができる。ことがわかった。

キーワード：津波，砕波段波，護岸倒壊，遡上抑制効果，津波数値計算

目 次

1. ま え が き	1
2. 研究の目的	2
3. 実 験 施 設	3
4. 津波による中小河川護岸の倒壊	6
4.1 日本海中部地震津波による海岸および河川構造物の被害	6
4.2 津波による中小河川護岸の倒壊に関する実験的検討	18
5. 海岸地形・構造物の津波遡上抑制効果	28
5.1 研究の目的	28
5.2 実 験 方 法	29
5.3 実 験 結 果	31
5.4 結 論	36
6. 離岸堤の津波遡上抑制効果	37
6.1 研究の目的	37
6.2 実 験 条 件	37
6.3 実 験 結 果	40
6.4 結 論	49
7. 津波遡上数値計算との比較	50
7.1 研究の目的	50
7.2 計算モデル	50
7.3 実験と計算との比較	51
7.4 ま と め	62
8. 結 び	74

9. 参考文献	75
付図－Ⅰ 水位，流速時間波形（5章）	77
付図－Ⅱ 等水位線，流速ベクトル図（6章）	89
付図－Ⅲ 平面計算結果（7章）	105
付図－Ⅳ 等水位線，流速ベクトルの時間変化（7章）	111

1. ま え が き

我が国は四方を海に囲まれており、海底地震によって発生する津波の被害を過去に何回も受けて来た。特に 1983 年 5 月に東北地方の日本海沿岸部に多大な被害をもたらした日本海中部地震津波が記憶に新しい。このときの津波は段波となり海岸に來襲した。このような津波の被害を防止するためには、沿岸部における津波の挙動を明らかにし、効果的な対策を施す必要がある。

本報告書は、遠浅の海岸に來襲する津波について、その遡上特性と構造物の効果に関する実験の結果を取りまとめたものである。

2. 研究の目的

日本海中部地震を原因として発生した津波は段波となり海岸に来襲した。その1つの特徴として、段波の先端に短周期成分の波が形成され、波状段波となっているものもあった。このような津波は、遠浅の海岸を伝播し変形したことによってもたらされたものと考えられる。日本の沿岸には九十九里海岸など同様な地形を持つところが少なくない。そのため、遠浅海岸を伝播し変形して段波となった津波の遡上特性を明らかにすることは防災上重要である。本研究では特に砕波段波を対象とし、これまであまり検討されていなかった、海岸の砂丘等の自然地形や護岸、消波堤等の海岸構造物が津波遡上に与える影響を明らかにする。特に離岸堤については、その諸元と津波遡上抑制効果の関係を明らかにする。

具体的には以下に示す4項目について水理模型実験を中心に検討を行った。

① 津波による中小河川護岸の倒壊

津波の河川遡上に伴う護岸周辺の洗掘過程を把握し、洗掘から倒壊へといった機構を実験により検討する。

② 海岸地形・構造物の津波遡上抑制効果

海岸において斜面、砂丘等の自然地形や護岸、離岸堤等の海岸構造物がある場合の津波の遡上特性を実験により明らかにする。

③ 離岸堤の津波遡上抑制効果

離岸堤の諸元と津波の遡上抑制効果の関係や、離岸堤周辺の津波の挙動を実験により明らかにする。

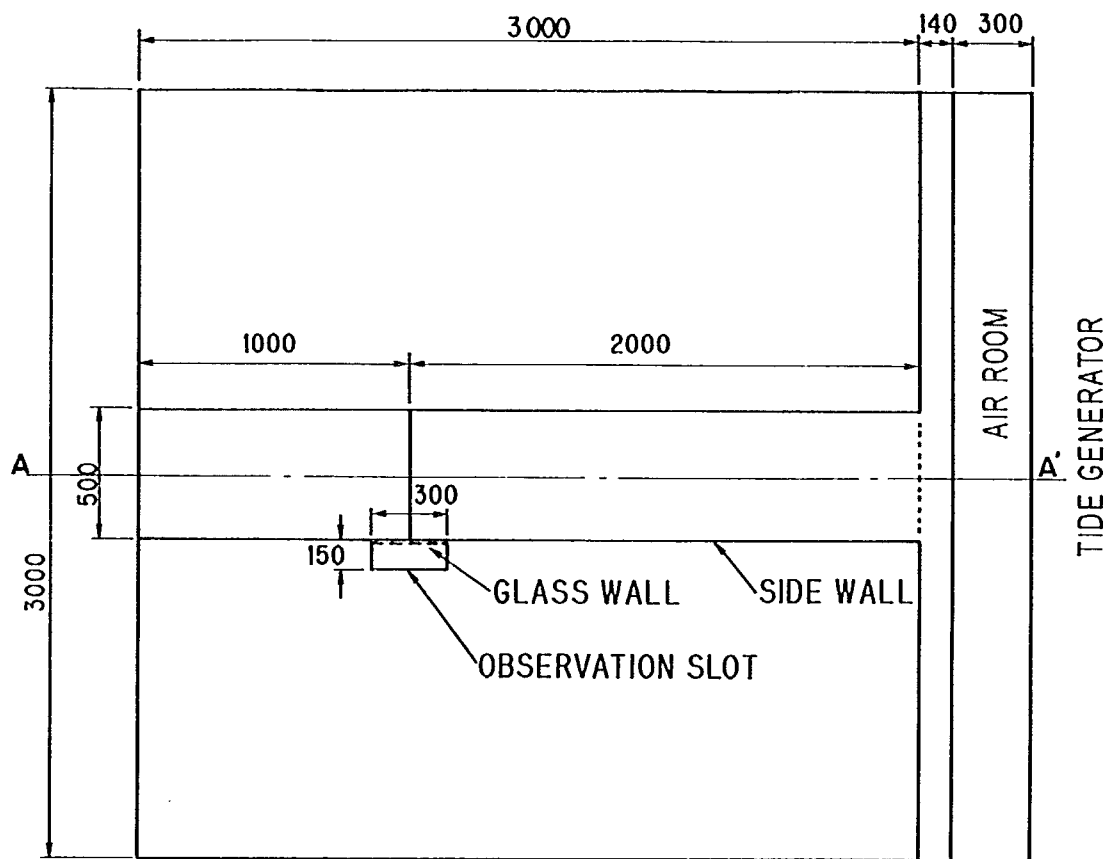
④ 津波遡上の数値計算と実験との比較

浸水予測等を目的とした津波遡上の数値計算について、水理実験との比較によりその妥当性を検討する。

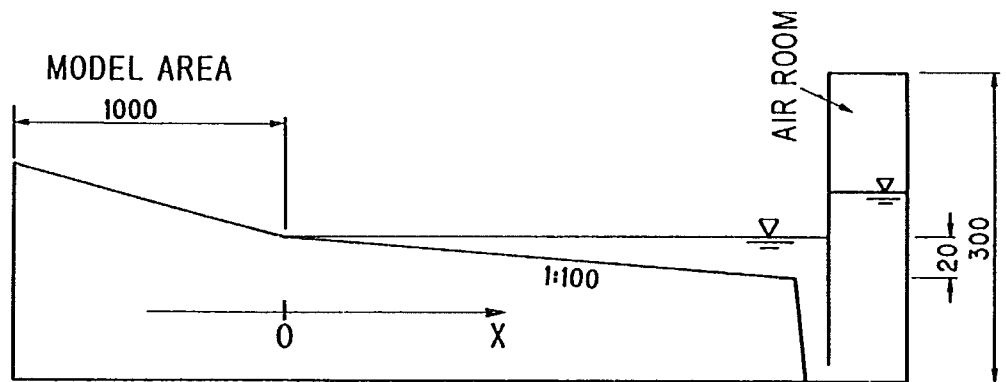
3. 実験施設

本研究に用いた実験施設の概要を述べる。

実験に用いた水槽は建設省土木研究所海洋沿岸実験施設に設置してある津波実験水槽である。津波実験水槽は図-3.1 に示したように $30\text{ m} \times 30\text{ m}$ 、床勾配 $1/100$ のモルタル製の固定床平面水槽と $30\text{ m} \times 3\text{ m} \times 3\text{ m}$ の空気室を持つ起潮装置とからなる。実験において $5\sim 10\text{ cm}$ 程度の段波波高が得られるように平面水槽の



a) 平面図



b) 断面図 (A-A')

UNIT : cm

図-3.1 津波実験水槽

中央部を幅 5 m に仕切って使用した。起潮装置はニューマチックタイプのものである（写真-3.1）。なお、実験では 1/100 勾配斜面の開始地点から 20 m の位置を原点とし、図-3.1 に示すように岸沖方向の座標を定めた。

津波の発生は超低周波発信器の制御により送風機を駆動し、起潮装置空気室内の空気圧を増減させることにより行われる。超低周波発信器からの出力信号は図-3.2 に示すようなパルス波を用いた。このパルス波の初期設定圧(Pf)、振幅(Hp)、および周期(Tp)を設定することにより津波の条件を与える。計器盤を写真-3.2 に示す。

このパルス波により、津波は起潮装置より孤立波として発生される。Pf としては -200 mm Aq と -400 mm Aq、Hp としては 600~1,400 mm Aq を用いた。ここに mm Aq は水柱圧単位である。孤立波は起潮装置より 15 m 程度進行した後に先端が 2~3 波分裂する。分裂後すぐに碎波し、碎波段波として模型に到達する。起潮装置前面および 15 m 進行地点での波形例を図-3.3 に示す。パルス波の Pf、Hp、Tp を広く変えてみたが、津波の入射波形は全ての波条件で同じ形態を示し、波形勾配を広く変えることはできなかった。よって実験データは全て波高で整理した。

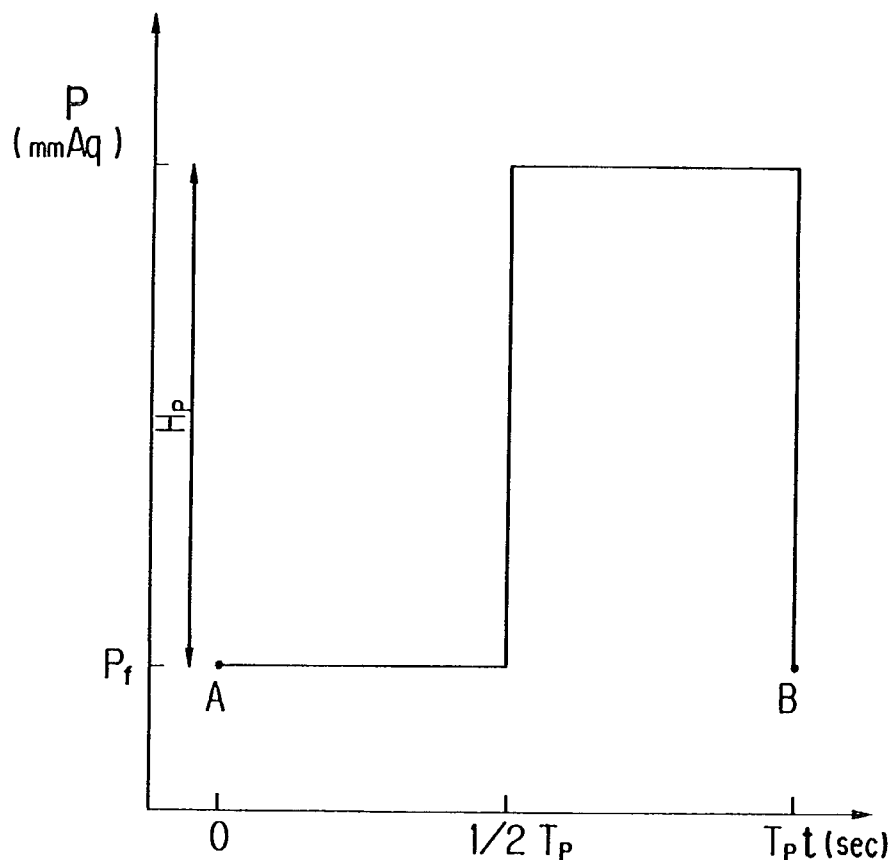
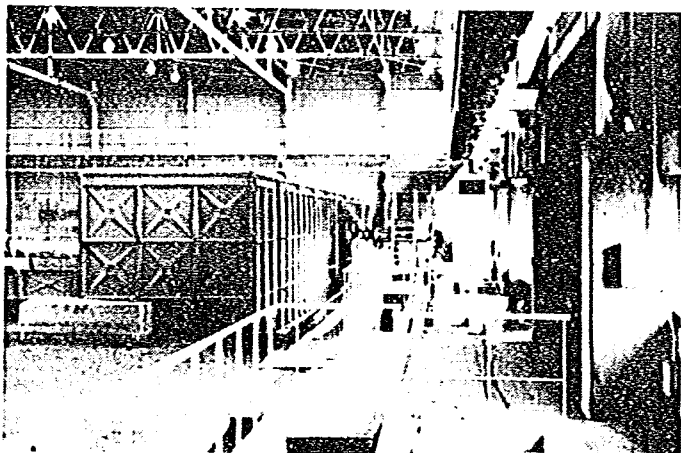
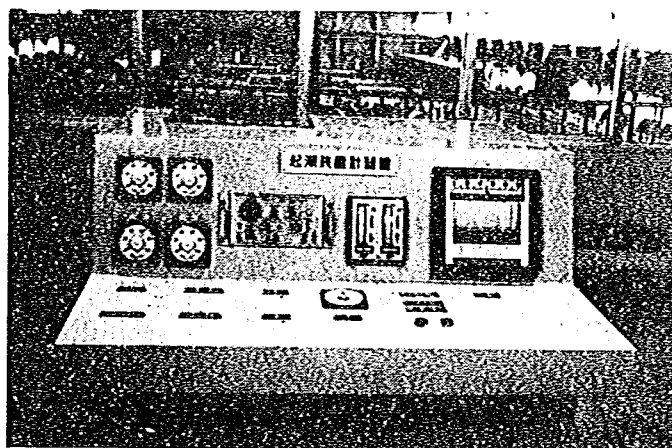


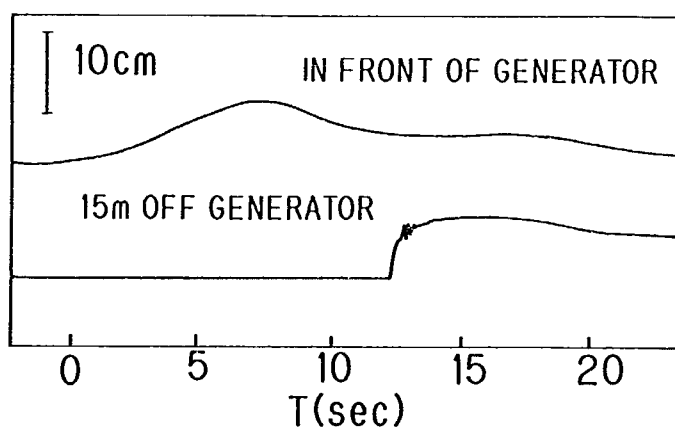
図-3.2 出力信号



写真—3.1 起測装置



写真—3.2 計器盤



図—3.3 波 形 例

4. 津波による中小河川護岸の倒壊

4.1 日本海中部地震津波による海岸および河川構造物の被害

4.1.1 調査の目的

1983年5月26日正午に発生した日本海中部地震津波は、日本海沿岸に多くの被害をもたらした。この津波では海岸保全施設や河川管理施設に数多くの被害が生じたが、今後の津波対策を考える上でこれら構造物の被害状況を分類整理しておくことが有効である。このため本節では被害形態の典型例を表わす写真を収集し、次にそれらをもとに被災パターンの分類を試みた。

調査の対象としては、図-4.1に示すように大きな被害がみられた能代沿岸を選んだ。対象とする構造物は海岸保全施設と河川管理施設である。海岸保全施設に関しては、能代港および琴浜海岸の海岸護岸、八森海岸の離岸堤、峰浜海岸の消波堤等を典型例として取り上げる。一方河川については、北部の水沢川、塙川、竹生川、米代川および南部の鮎川川を取り上げて堤防・護岸の被災状況を調べた。対象河川は北部と南部とに分かれた。その理由は次のようである。すなわち、米代川より琴浜海岸までの範囲は海岸に沿って砂丘が広がっているために直接海へ流れ込む河川は存在せず、河川遡上に関する津波の被害はなかった。これより南側では崖が男鹿半島まで続いているが、所々崖が途切れそこに小河川が流入している。その河口周辺には低平地が広がっており、そこで被害が生じた。鮎川川はそのような特徴を持った河川の一つである。

以下、4.1.2、4.1.3では構造物の被災状況を写真を用いて説明し、4.1.4において構造物の被災パターンの分類を行う。

4.1.2 海岸構造物の被災状況

ここでは海岸保全施設の津波被災状況の把握を行う。被害のあった施設としては、護岸、離岸堤、消波堤等がある。これらの被害は多数あり、被害状況の全てを記述することは困難なので、代表的な被災例について調べることにする。

護岸の被災例としては、能代港海岸（落合地区）の階段護岸工の被害があげられる。当海岸は能代港の港湾区域に属しており、米代川右岸にある。写真-4.1は階段護岸工の被災状況を示す。護岸継目端部で陥没が生じ、階段部分と天端との間に大きな割れ目できた。また、津波により基礎が洗掘されている。したがって、被災原因としては地震動と津波の両者が関係していたと考えられる。

第2の例は、琴浜海岸の階段護岸の被災例である。写真-4.2は階段護岸背面の被害状況を示す。護岸天端は厚さ20cmのコンクリート製である。したがって、写真-4.2は階段護岸天端が落下した状況を表わしている。この位置にはもともと小さな排水口があったが、護岸を遡上した津波の戻り流れが排水口に集中した。このため周囲の土砂が吸い出されて空洞化し、その結果天端部分が陥没したものと考えられる。

日本海中部地震津波における被害の特徴の1つに、離岸堤や消波堤の異形ブロック散乱の問題がある。これらの被害の全体概要は既に前報¹⁾で明らかにしたので、ここでは被害状況を写真を用いて説明する。まず写

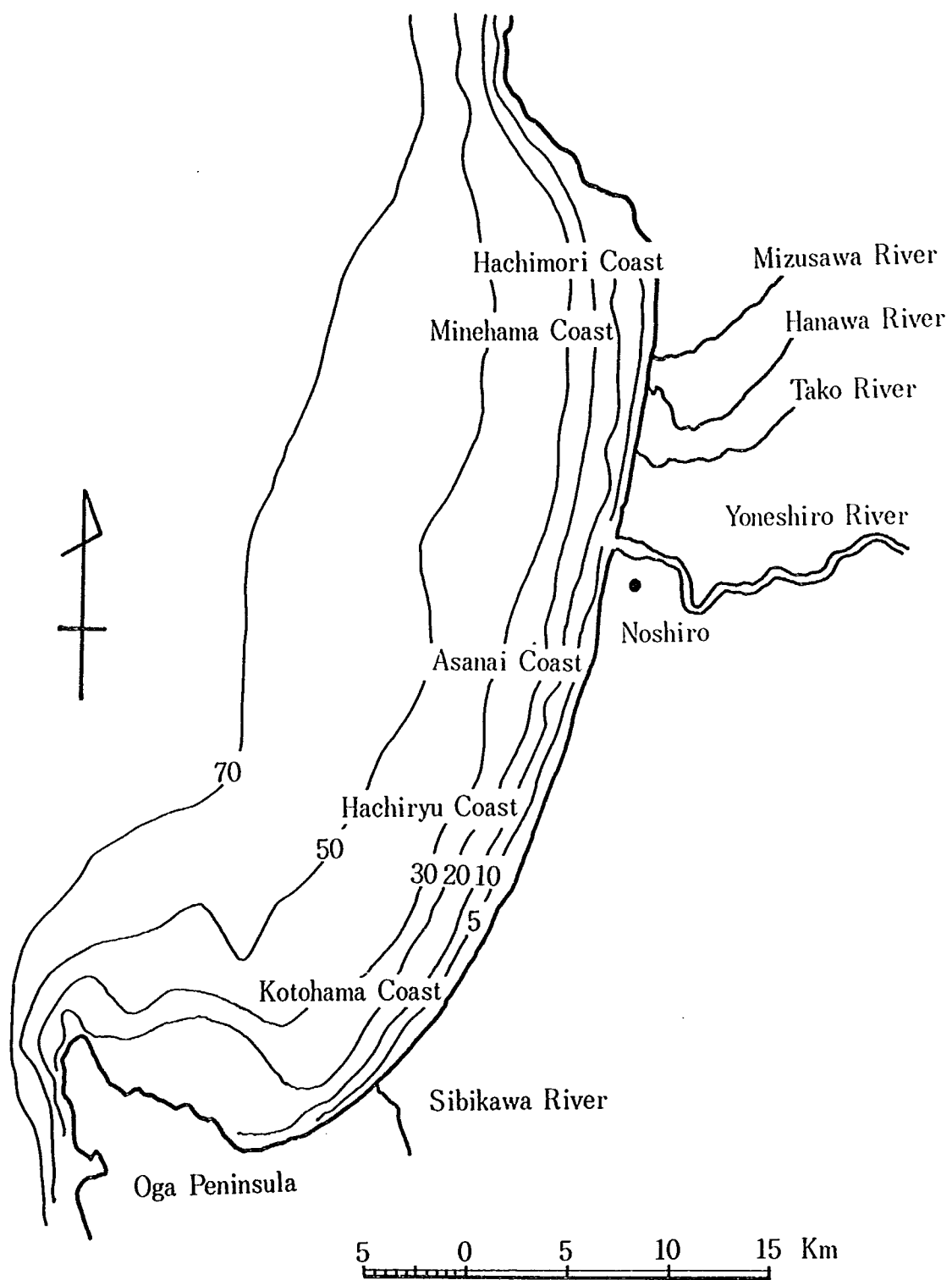
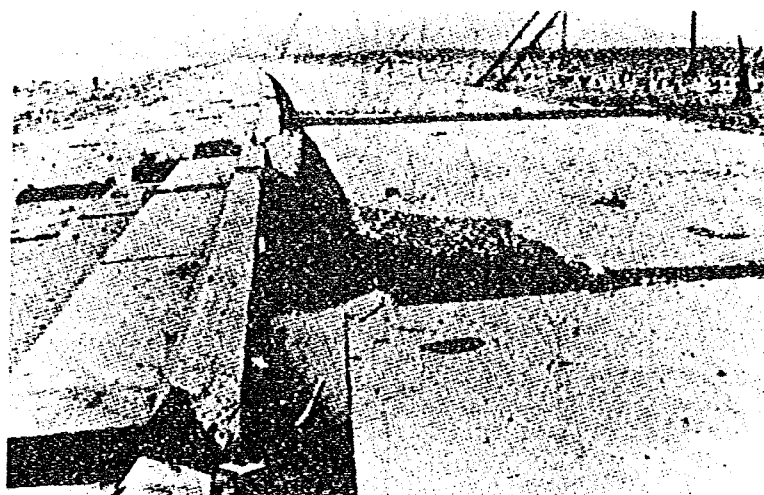
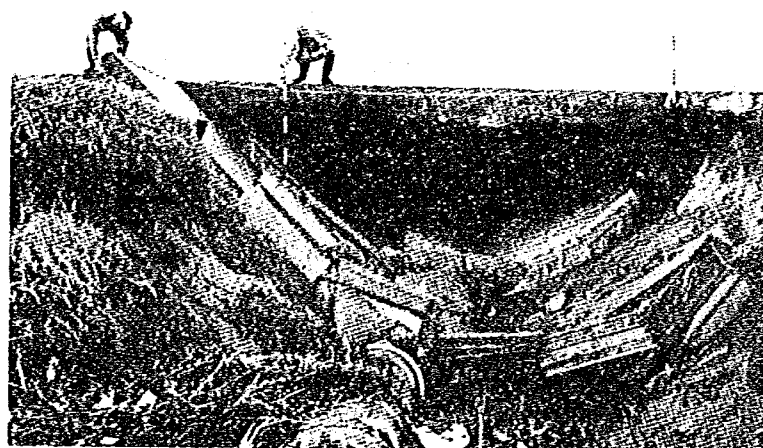


図-4.1 河川，海岸の位置図



写真－4.1 能代港海岸（落合地区）の階段護岸工の被害



写真－4.2 琴浜海岸階段護岸背面の被災状況



写真—4.3 第1波津波来襲直後の状況（八森海岸）

真一4.3は八森海岸の離岸堤周辺で撮影された第1波津波来襲後の状況を示す。引き波によって離岸堤周辺では異形ブロックの散乱が見られる。写真一4.4はブロックの散乱状況を更に詳しく示したものである。8tの六脚ブロックが多数岸側に散乱したことがわかる。

次に消波堤の被災状況を示す。なお、離岸堤と消波堤の相違は設置位置の違いにある。汀線付近に設置されるのが消波堤である。写真一4.5は峰浜海岸での散乱状況を示す。4tの異形ブロックが砂丘を乗り越えて保安林区域へ散乱し、保安林に大きな被害を与えた。しかし保安林はブロックや他の浮遊物が陸側へ深く侵入するのを阻止している。津波の戻り流れはしばしば1ヶ所に集中したが、戻り流れが集中した場所では写真に示すように砂丘が大きく洗掘された。

以上に述べた離岸堤・消波堤の異形ブロックの散乱に関しては、原因は十分明らかになっている訳ではないが、津波の水位上昇に伴う浮力と津波先端部の流れが重要な効果を持っていたのではないかと推定される²⁾。特に今回の津波は図一4.1に示したように緩勾配海岸に津波が来襲したため、波状段波となり先端部に短周期成分を有していた。そのため構造物に作用する衝撃力が大きかったと考えられる。

4.1.3 河川構造物の被災状況

ここでは河川構造物の被害状況を示す。調査対象河川は、図一4.1に示した水沢川、塙川、竹生川、鮎川川の5河川である。以下、各河川ごとに被害状況を説明する。

水沢川の左岸、河口より300mの位置にあった河川護岸が延長148mにわたり被災した。この護岸はブロック練積であったが、法面覆工が倒壊するとともに、覆工の裏側が大きく洗掘された。また、護岸前面にあった根固工が流失した。写真一4.6は護岸の被災状況を下流側より撮影したものであり、護岸背後の土砂の流失状況が明らかである。写真一4.6において、手前側の護岸は完全に倒壊している。また、その上流側の護岸が倒壊していない部分についても、越流によって護岸背後が洗掘されていることがわかる。護岸は津波来襲時の遡上流れによってその背後が洗掘され、護岸の安定性が失われるとともに、戻り流れによって倒壊したものと推定される。

塙川においても被害が出ている。塙川左岸、河口より直線距離で250mの位置にはブロック空積の河川護岸があったが、これが延長202mにわたって被災した。被災形態としては、法面覆工の崩壊と堤体の洗掘である。写真一4.7は堤防の被災状況を示す。同写真は被災状況を下流側より望んだものである。河口に近く、かつ河川が蛇行している場所において特に激しく堤防が破壊されていることがわかる。連結ブロックは1ヶ所に集まっている。堤体は土構造物であったため容易に破壊され、そのあとは大きく掘られている。

竹生川は海へ注ぐ少し手前で反時計回りに大きく蛇行している。蛇行部には護岸が設置されてあったが、海に直面する部分は破壊された。写真一4.8は河口部より上流方向を望んだ写真である。河川堤防は写真中央よりやや右側の地点と、左側の地点において破壊された。特に写真中央の位置での被災が激しく、河川を横断する橋梁も流失した。河川堤防の法面には連結ブロックでできた護岸があったが、これらは破壊された。写真一4.9は河川堤防の背後の状況を示す。写真に示すように河川堤防背後には津波の流動により大きな洗掘穴が形成された。洗掘穴の規模としては最大長さが55m、護岸との接点での幅が18m、最大深さは2.5mであった。写真一4.10は写真一4.9において左側に位置する橋台の基礎の洗掘状況を示す。写真に示すよう



写真-4.4 八森海岸離岸堤の被災状況

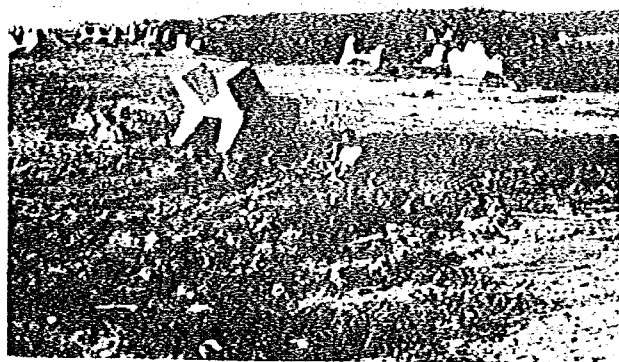


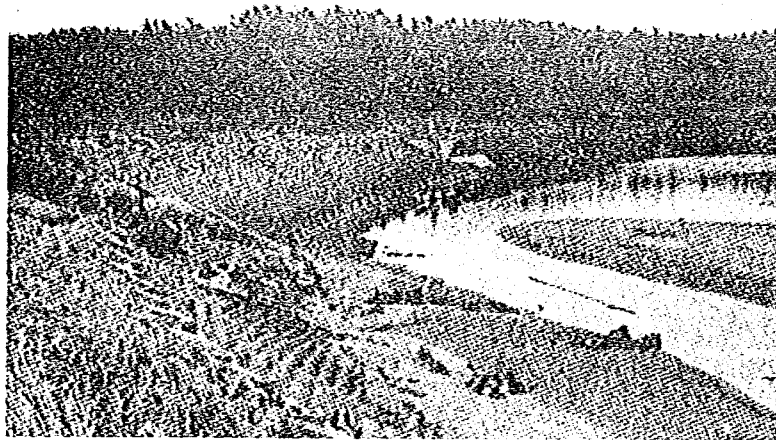
写真-4.5 峰浜海岸の消波堤の散乱状況



写真-4.6 水沢川の護岸被災状況（上流方向を望む）



写真-4.7 塙川の堤防被災状況



写真—4.8 竹生川の堤防被災状況



写真—4.9 竹生川，河川堤防背後の洗掘穴



写真—4.10 竹生川，右岸橋台背後の洗掘

に基礎部分が約0.7m えぐり取られている。

米代川では、河口より約600m上流の右岸側に位置する落合護岸において、津波による流動と地震動によって護岸が壊れた。写真-4.11に落合護岸の被災状況を示す。コンクリート格子張護岸が前方に崩れるとともに、天端が洗掘された。この被災原因は十分明らかにされている訳ではないが、まず地震動によって部分的な破壊が生じ、その後来襲した津波によって更に洗掘沈下が進んだのではないかと推定される。また、この付近では写真-4.12に示すように連結ブロックで作られた高水敷護岸がめくり取られ流失した。この原因は主として遡上時の津波の流水力によるものと考えられる。

最後に鮎川川の河川護岸の被災状況を説明する。鮎川川は図-4.1に示したように他の被災のあった河川と比較すると南部に位置している。この河川の河口部の地形は両側が高く、河口部のみ低地を形成していた。このため津波は北側より河口内へ激しく侵入し、河川護岸を越流して周囲の水田を破壊した。河川に沿って天端が約3mの河川護岸があったが、この護岸は相当激しく破壊された。護岸の被災は特に左岸側で著しかった。写真-4.13は右岸より左岸方向を望んだ写真である。護岸の転倒および中詰めの流出状況より判断すると、被災の主な要因は津波の戻り流れと推定される。

4.1.4 津波による構造物の被災パターンの分類

前項までにおいて、海岸保全施設と河川構造物の被災状況を写真を用いて説明した。ここではこれらの構造物の被災パターンと推定される被災外力について論ずる。なお、分類をできるだけ一般化するために、今回観測されなかった被災パターンも分類に含めることとする。

まず最初に、海岸堤防・護岸の被災パターンを表-4.1に示す。津波の戻り流れが主因となるものとしては、基礎の洗掘、護岸の前傾・倒壊、構造物背後の洗掘、および波返し工の破損等がある。津波の遡上波が原因となるものとしては、護岸の上部工や波返し工の破損等がある。これらは上部工との堤体の間に鉄筋がなく、構造上の弱点がある場合よく見られた。

以上は津波が直接の外力となるものであるが、そのほか地震動と津波とが作用することによって生じた被災例もある。能代港で生じた海岸護岸の被災等がその例である。



写真-4.11 米代川、落合護岸被災状況

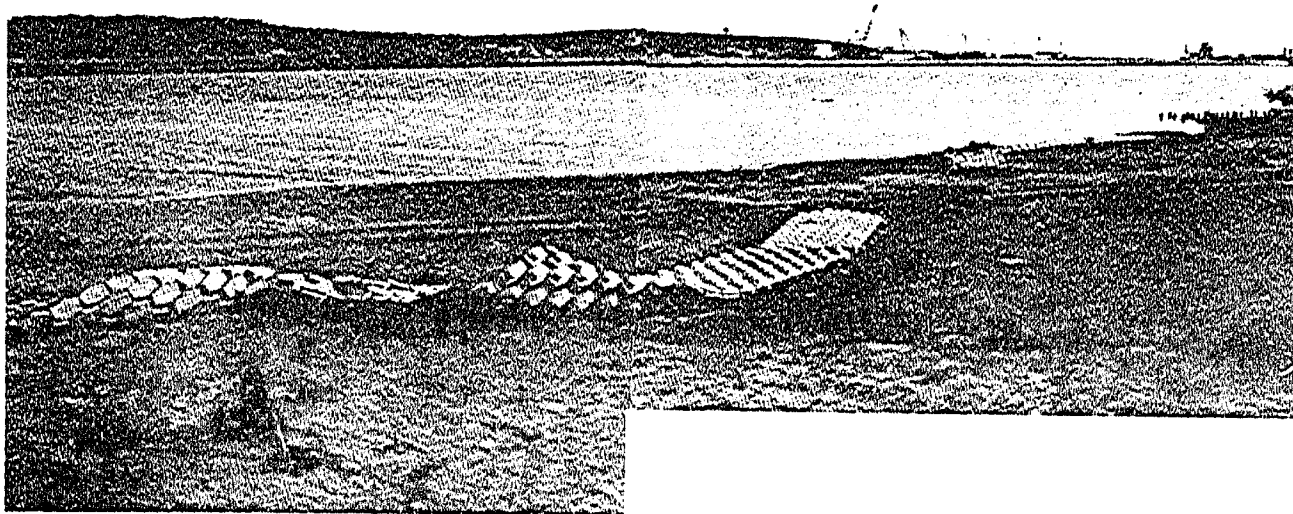


写真-4.12 連結ブロックの流失状況

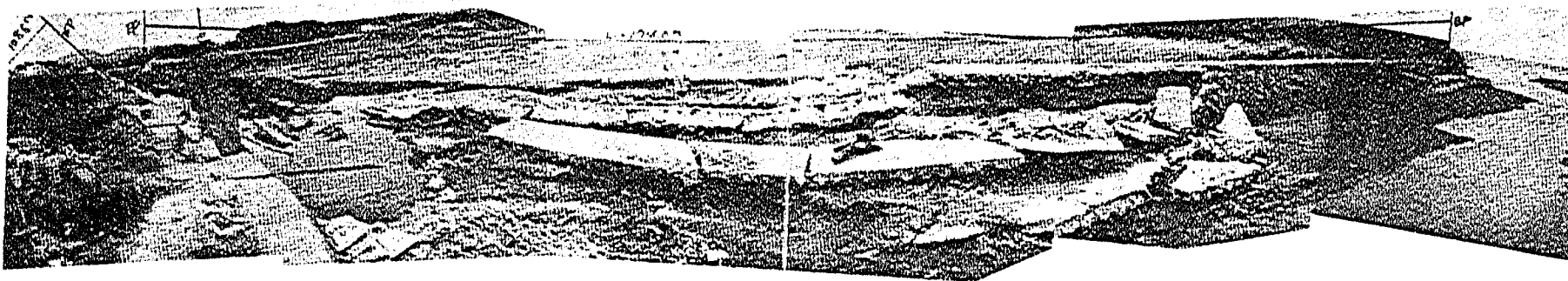
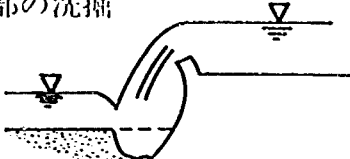
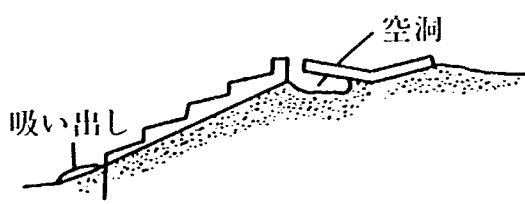


写真-4.13 鮎川河川護岸の被災状況

表-4.1 海岸堤防・護岸の被災パターン

外 力	被 災 形 態
津 波 (戻り流れ)	堤脚部の洗掘 
	護岸の前傾  (例, 男鹿海岸)
	前倒し倒壊  (例, 小泊漁港)
	パラペットの被災 
津 波 (遡 上)	海岸堤防 上部工の落下  (例, 岩館漁港)
	パラペットの被災  (例, 峰浜海岸)
地震と津波	階段護岸の被災  (例, 能代港)

離岸堤や消波堤ではその構造体である異形ブロックの散乱が著しかった。このような被災形態は日本海中部地震津波による被災の特徴の一つである。またブロックの沈下もかなり見られた。表-4.2はこれらの被災形態を取りまとめたものである。ブロックの沈下は相当多数見られた。しかし、ブロックの沈下が津波によって生じたのか、あるいは津波来襲以前に生じていたのかについては今回の調査だけでは判断できなかった。

次に河川管理施設の被災パターンを同様にしてまとめたものが表-4.3である。津波による河川管理施設の被災は、河道湾曲部における流向変化や河道縮小部での流速増加などのように平面的な地形条件にも支配される。このように被災原因としては3次元的な現象として取り扱うべきであるが、ここではまず構造物に直角に入射する津波の流体力について整理し、断面的な被災形態についてまとめた。被災施設の種類としては、堤体、護岸および根固工がある。これらのうち堤体の被災については、河口付近において地震動が原因となって生ずる法面崩壊も含めてある。堤体の被災ではその他に法面の洗掘や破堤等がある。護岸の被災形態としては、低水護岸の法肩の崩落、護岸の前傾・倒壊、背後地盤の洗掘、および法面覆工の崩壊等がある。これらの推定される被災原因は次のようである。まず護岸の倒壊・傾斜に関しては、津波が護岸を越流し、また戻り流れとなって流れる際に洗掘が生じ、構造物が不安定となったところで浮力および流水力によって破壊が生じたと推定される。また連結ブロック等を利用した護岸では法面覆工が津波の流水力によってめくり取られるようにして流失したと推定される。

最後に表-4.4は、全ての被災パターンごとに被災件数をまとめたものである。なお、同一地点で2種類の被害が生じた場合、各々を1件と数えた。海岸保全施設と河川管理施設の被災件数の合計は各々63件、12件となる。

表-4.2 離岸堤・消波堤の被災パターン

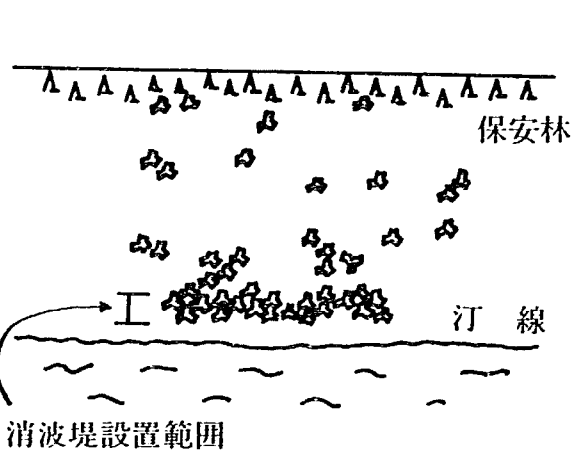
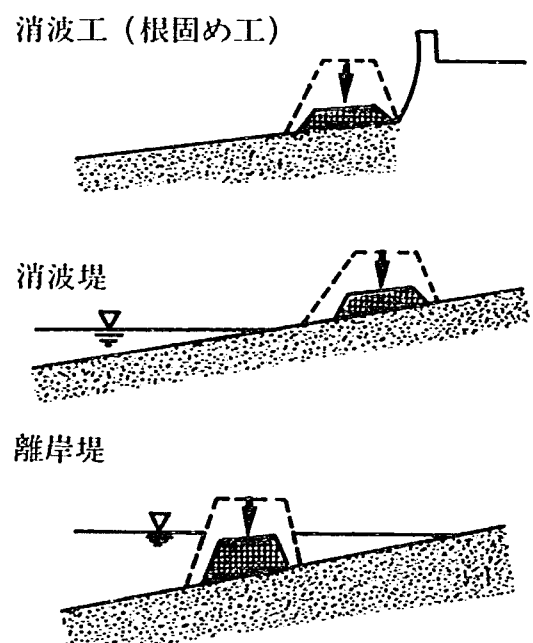
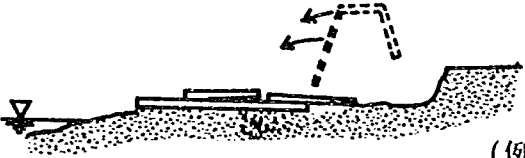
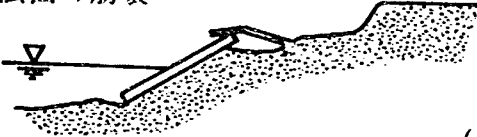
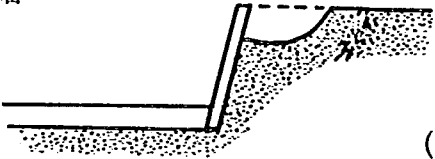
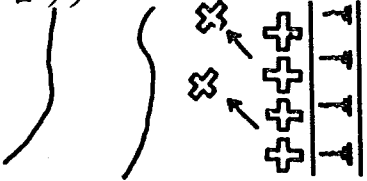
ブ ロ ッ ク の 散 乱	ブ ロ ッ ク の 沈 下
 消波堤ブロックが津波により 陸上部へ運ばれ散乱した。	

表-4.3 河川構造物の被災パターン

構 造 物	被 害 形 態
堤 防 本 体	法面崩壊  (例, 米代川)
	天端と裏法の洗掘  (例, 米代川)
	破 壊  (例, 鮎川川)
護 岸	低水路護岸法面の崩壊  (例, 米代川)
	護岸背後の洗掘  (例, 米代川)
	前 傾  (例, 米代川)
	倒 壊  (例, 水沢川)
	法面被覆工の崩壊  (例, 稿 川)
根 固 め 工	コンクリートブロック の散乱  (例, 水沢川)

表一4.4 被災パターン総括表

	外 力*	施 設	被 災 形 態	件 数
海 岸 保 全 施 設	津 波 (戻り流れ)	護岸・堤防	堤 脚 洗 掘	3
			護 岸 の 前 傾	2
			前 方 倒 壊	3
			パ ラ ベ ッ ト の 被 災	1
	津 波 (遡 上)		海岸堤防上部工の後方落下	2
			パ ラ ベ ッ ト の 被 災	1
	地震・津波		階 段 護 岸 の 被 災	2
	津 波	消 波 工 (根固め工)	ブ ロ ッ ク の 散 乱	5
			ブ ロ ッ ク の 沈 下	14
		消 波 堤	ブ ロ ッ ク の 散 乱	6
			ブ ロ ッ ク の 沈 下	1
		離 岸 堤	ブ ロ ッ ク の 散 乱	17
			ブ ロ ッ ク の 沈 下	6
河 川 管 理 施 設	津 波	堤 防 本 体	法 面 崩 壊	1
			天端および裏法面の洗掘	1
			破 壊	3
		護 岸	低水路護岸法面の崩壊	1
			護 岸 背 後 の 洗 掘	1
			前 傾	1
			倒 壊	1
			法 面 被 覆 工 の 崩 壊	2
			根 固 め 工	コンクリートブロックの散乱

* 被災原因と推定される外力

4.2 津波による中小河川護岸の倒壊に関する実験的検討

4.2.1 実験の目的

4.1節で述べたように、日本海中部地震津波により多くの河川堤防、護岸が被災した。その被災状況から判断すると津波の遡上や戻り流れにより護岸周辺部が洗掘を受け、崩壊したものと考えられる。津波による護岸の洗掘については西村らの研究³⁾が挙げられるだけであり、特に碎波段波による洗掘に関する研究は皆無と言ってよい。本研究では碎波段波による護岸周辺の洗掘過程を把握し、洗掘から倒壊へといった機構を検討した。

4.2.2 実験方法

実験では津波実験水槽の横断方向全体に護岸を設置して2次元水路として用いた(図一4.2)。段波は護岸に直角に入射することになるが、これは特に河川の河口湾曲部を想定しているためである。実験に用いた護

岸模型を図-4.3に示す。模型は縮尺 1/100 を想定しており、護岸部分は厚さ 4 mm, 比重 1.9 のセメントボードを用いた。地形条件は図-4.4に示すように堤内および堤外を固定床または移動床としたものを組合わせて設定した。堤内勾配 ($\tan \beta$) は 1/20 と 1/50 に変え、各々堤内に境界壁を設置したものと設置しないものとに分けた。境界壁は、 $\tan \beta=1/20$ では護岸より 1.5 m, $\tan \beta=1/50$ では 2 m の位置に設置した。移動床の材料は中央粒径 0.28 mm の砂である。

実験ではパルス波周期を 4 ケース変え、表-4.5 に示す波の条件を用いた。この条件のもとで図-4.3 に示した P1~P9 の測点で水位と流速を測定した。水位と流速の測定には容量式波高計とプロペラ式流速計を用いた。

流速計は P1 では底面から 1.5 cm と 4 cm の 2 点に設置し、その他の地点では床から 5 mm の高さに設置した。来襲時の時間波形と護岸周辺の洗掘過程を調べるために水路側面よりビデオを用いて撮影を行った。さらに移動床部分については実験終了後、最終地形の測定を行った。

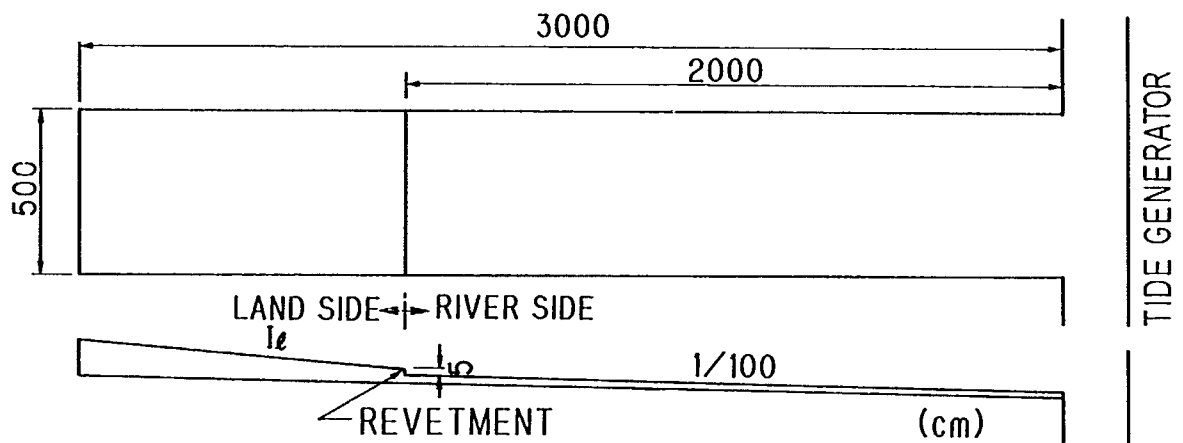


図-4.2 実験水路

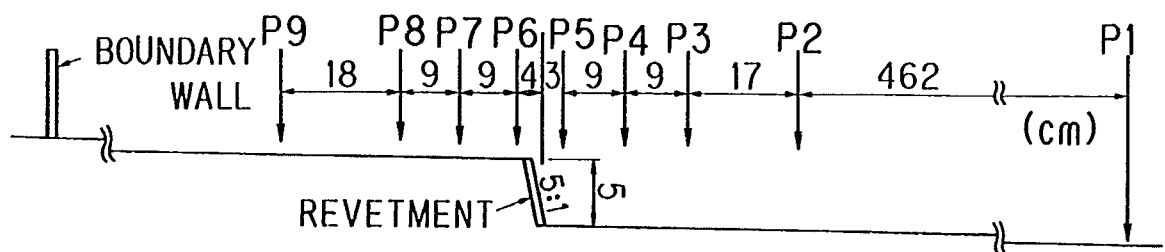
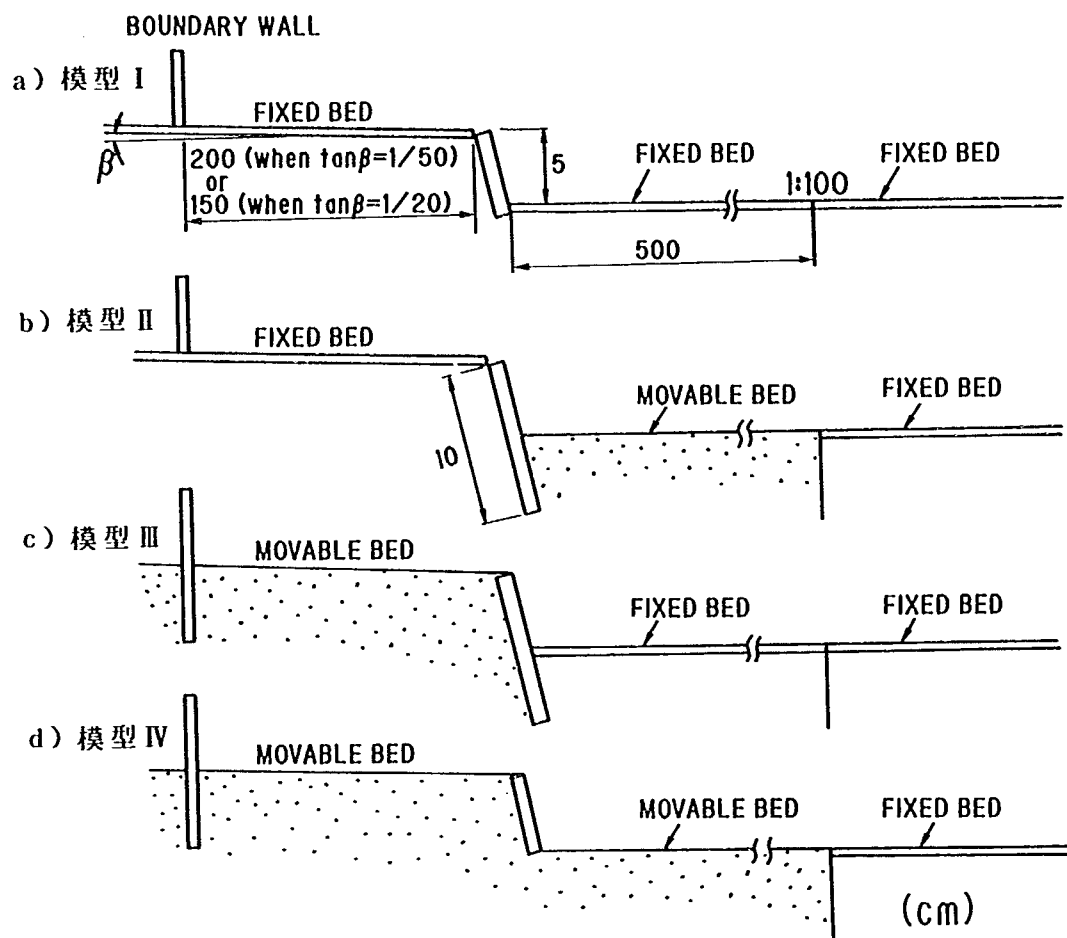


図-4.3 護岸模型



図—4.4 地形条件

表—4.5 波の条件

パルス波周期 $T_p(\text{sec})$	起潮装置前面波高 $H_o(\text{cm})$
8	4.1
10	5.1
12	6.1
16	7.3

4.2.3 実験結果

実験は地形条件と波の条件を組み合わせで 48 ケース行った。これらのうち、図-4.5 に固定床で $\tan \beta = 1/50$, $H_o = 7.3 \text{ cm}$, 境界壁無しの場合の水位時間波形を示す。P1 の初期波形には小さな分裂波が見られるがすぐに碎波し、碎波段波として護岸に到達する。段波は護岸によりかなり反射される。P6 における初期の振動は護岸に衝突し鉛直方向に打ち上がった水塊によるものである。

図-4.6 は遡上時の最大流速 V_u と戻り時の最大流速 V_d の分布を示したものである。a) は上記のケースであり、これと比較するため、b) には境界壁有りの場合、c) には $\tan \beta = 1/20$, 境界壁無しの場合の結果を示した。流速は段波の到達と共に最大値を示し以後徐々に小さくなる。そのため、流速計の応答性が悪く初期の流速変動に追従出来ない場合には V_u を過小評価する。図-4.6 においても護岸直下の P5 および直上の P6, P7 で V_u が小さめとなっている。この点を考慮すると、a) では V_u , V_d 共ほぼ 100 cm/s で一定の値となっていると言って良い。次に b) を見ると a) に比べて V_u には大きな差異は無いが、 V_d は堤内で約 $1/2$, 堤外では約 $1/4$ に減少している。これは境界壁により遡上距離が制約され、戻り時に十分な水面勾配が出来ないためである。c) では V_u は P8, P9 でやや減少し、 V_d は堤内で約 $1/3$, 堤外で約 $1/6$ となっている。これは堤内勾配が急になったために遡上距離が短くなり、堤外水位が十分に下がらないうちに戻り流れが生じ、水面勾配が小さくなったためである。

模型 II, III での実験後の最終地形形状により H_o と堤内、堤外の洗掘深 h_c の関係を求めたものが図-4.7 である。ここで h_c は砂の粒径 d で、 H_o は護岸高 h_d で無次元化してある。堤外での洗掘は境界壁が有る場合

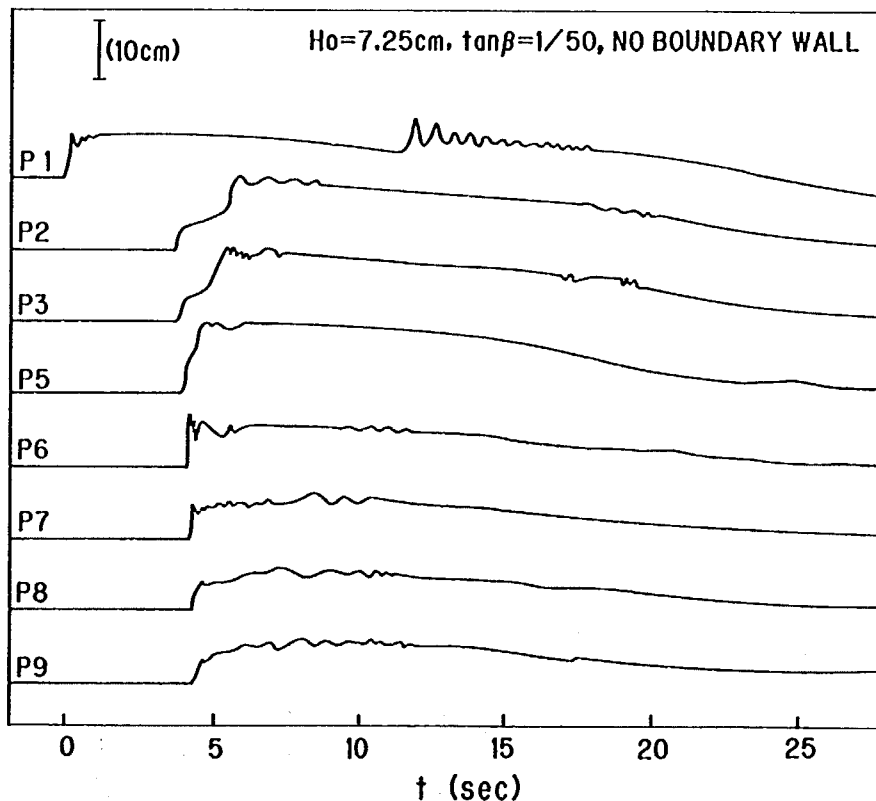


図-4.5 水位時間波形

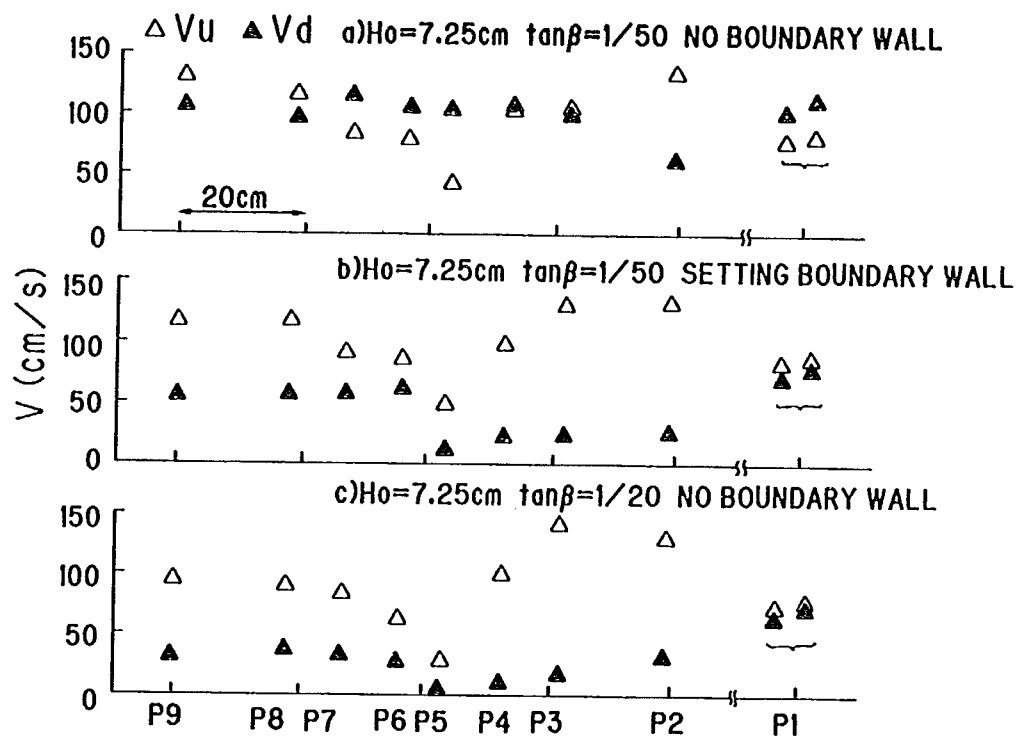


図-4.6 遡上時及び戻り時の最大流速分布

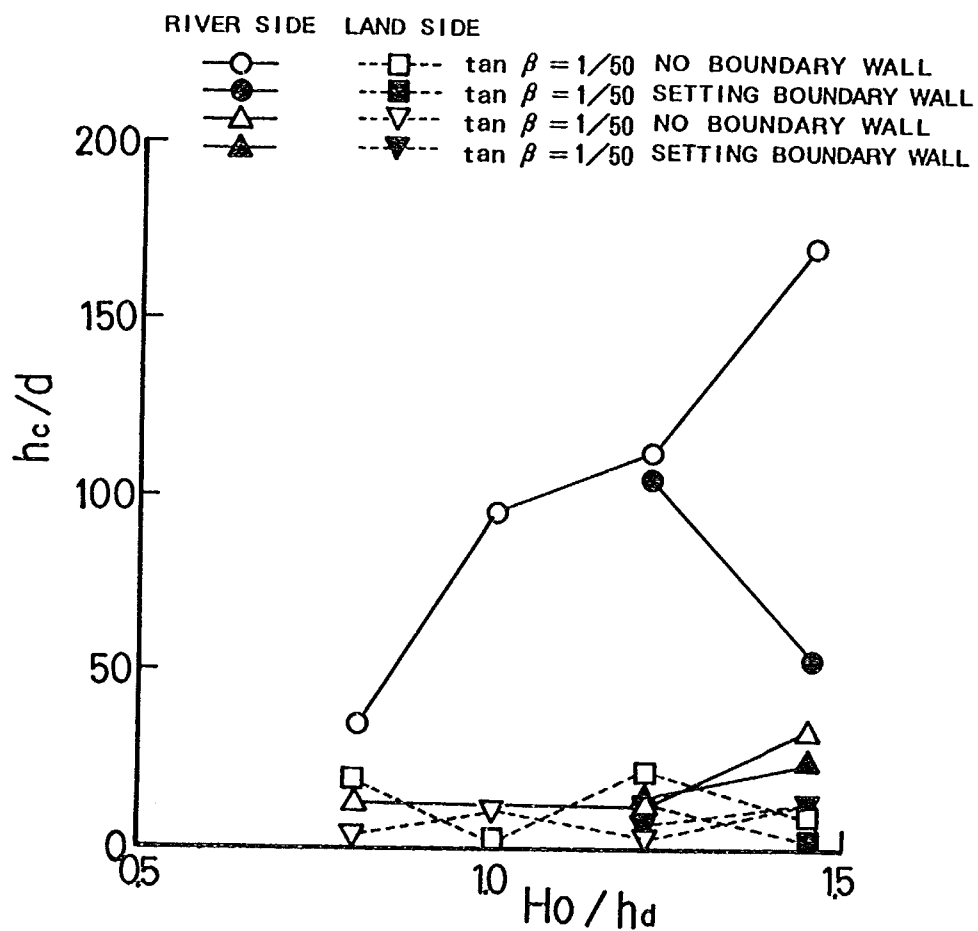


図-4.7 洗掘深

は無い場合よりも小さく、堤内勾配が急な場合は更に小さくなる。これは図-4.6に見られる V_d の分布の堤内地形による変化と同様な傾向を示しており、 V_d の分布と堤外の洗掘深には明瞭な相関が見られる。 V_d の分布には堤内地形が大きな影響を持つことから、堤外の洗掘も堤内地形に強く支配されるものと考えられる。これに対して堤内の洗掘はほぼ一様であり、堤外洗掘に比べ小さくなる結果が出ている。そこで、これら堤内、堤外の洗掘が護岸の倒壊に対してどのような影響をもつかを見る。

図-4.8 は模型床条件別の護岸部分の洗掘過程を示したものである。波の条件は図-4.5 と同様である。図-4.8 a), b) では護岸は固定されている。a) では戻り流れの発生に伴い洗掘が始まるが、初期の洗掘箇所は護岸沖の 5~10 cm の地点である。戻り流量の減少に伴い洗掘箇所も護岸に近付くが、最終形状で見ると最大洗掘深は護岸法先より 4 cm 程度先となる。b) では遡上時に洗掘が生じ、戻り時には流れが護岸を裏側から押すように作用する。c) では津波遡上中の洗掘過程は b) と同様であるが、戻り流れが激しくなった数秒後に護岸が前倒しとなり堤内地が崩壊した。d) は c) の模型条件で、堤内勾配が $1/20$ になったものである。津波遡上時の堤内洗掘は c) に比べ初期洗掘が早くかつ広範囲にわたっているが、護岸倒壊後の堤内の崩壊範囲は比較的小さいものとなっている。このように、護岸は戻り流れにより押され前倒しに倒壊した。堤内勾配が急な場合や境界壁がある場合には戻り流れが弱く、崩壊範囲が小さくなるものと考えられる。

現地においては多くの護岸や堤防表法が、表面を上にして倒壊していた。この原因としては次のようなことが推察される。

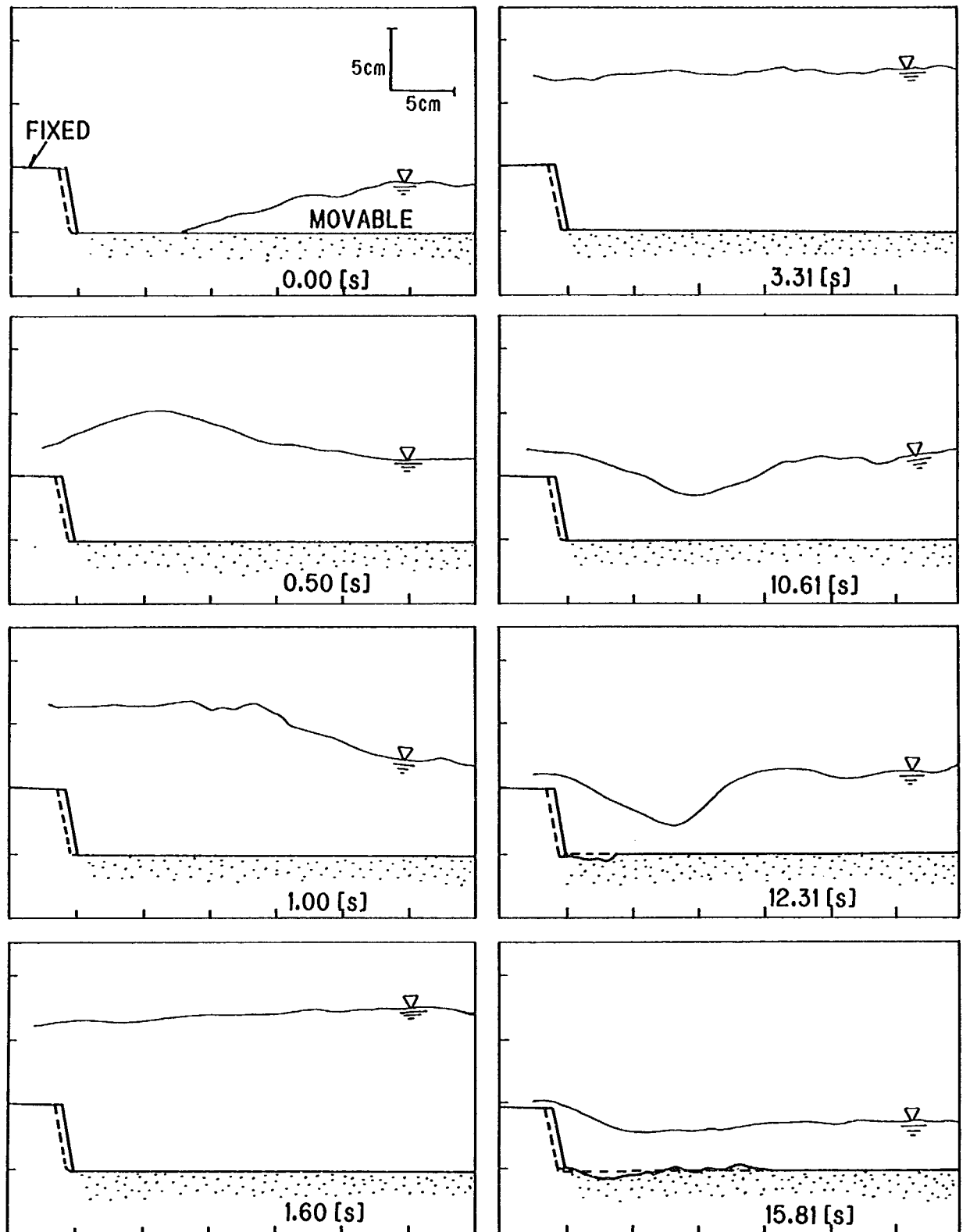
- ① 護岸基部(堤外側)での戻り流れ初期の洗掘は a) で述べたように 5~10 cm 沖で生じる。そのため、護岸直下が洗掘される前に戻り流れにより押し倒された。現地においては底質(hc/d)が 1~2 オーダー大きく、戻り流れ初期に堤脚部が著しく洗掘されることが考えられる。この場合、表法背後の土砂が吸い出され、護岸表面を上へ滑り倒れるものと考えられる。
- ② 現地では堤内側、表法背後の土砂は締め固められている場合が多く、植生も存在する。また河床は砂礫床であり流水によって移動しやすい。このことから、堤内側はあまり洗掘されず堤脚部の洗掘が大きくなることが考えられる。
- ③ 津波の遡上は3次元적であり、法線方向の流れにより堤脚部が洗掘されることが考えられる。さらに浮力と流れにより表法がまくり取られるものと考えられる。

4.2.4 結 論

護岸法線に垂直な一次元津波遡上における洗掘について実験により検討した。一次元津波遡上における護岸の洗掘から倒壊へと至る過程について、次のことがわかった。

護岸周辺の洗掘は堤内の地形に強く支配される。堤内での遡上領域が限られている場合や堤内勾配が急な場合には、戻り流れが遅く護岸基部の洗掘は小さい。そのため、堤内が洗掘されると護岸は戻り流れにより押し倒され前倒しに倒壊する。戻り流れが速くなる場合には、戻り流れ初期の護岸基部洗掘の程度に応じて、護岸は表法を上にして滑り倒れるか、前倒しに倒壊するものと考えられる。特に堤内地が締め固められ、洗掘しにくい場合では、堤脚部の洗掘により護岸が被災するものと考えられる。

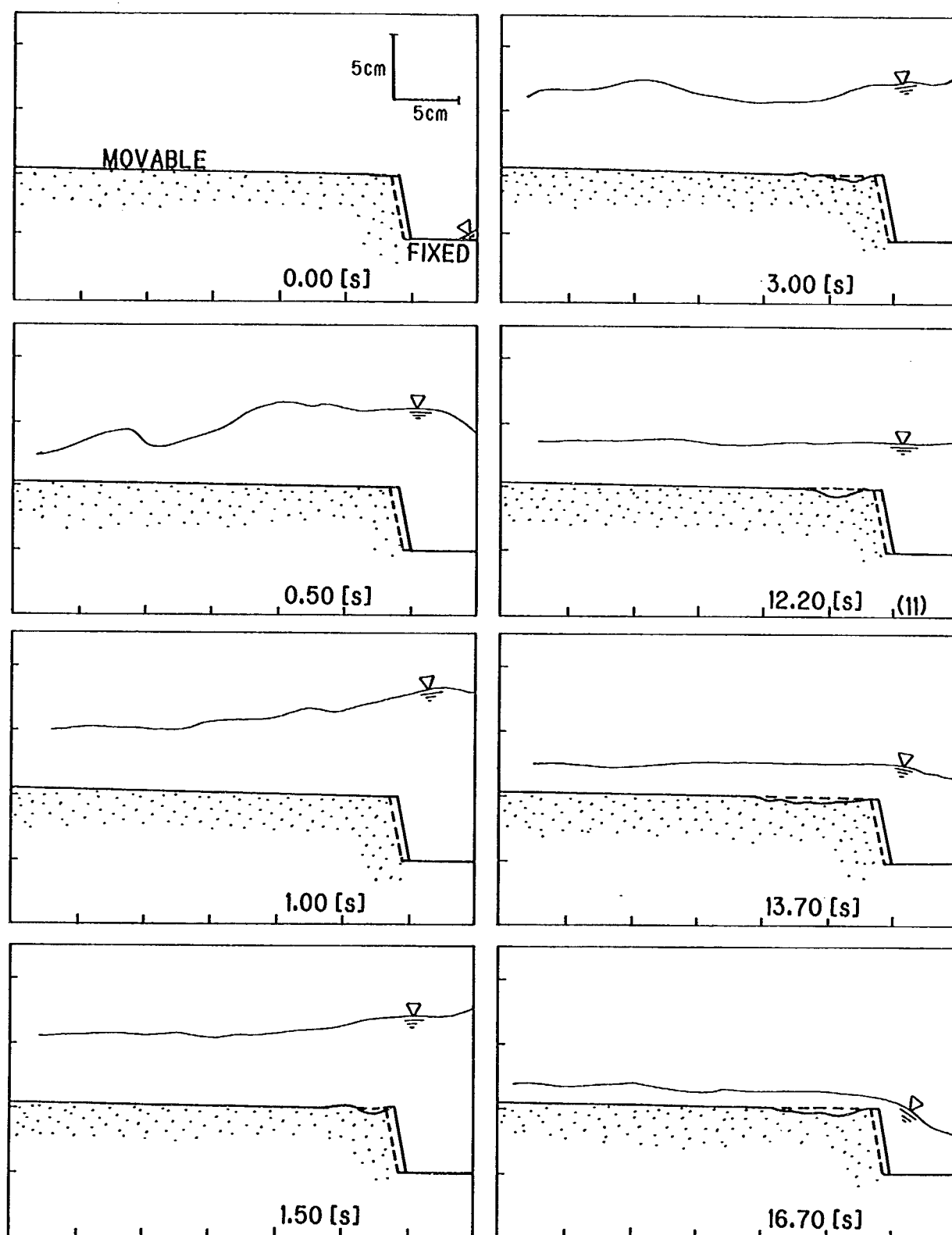
$H_0=7.3\text{cm}$, $\tan\beta=1/50$, NO BOUNDARY WALL



a) 堤内：固定床，堤外：移動床

圖—4.8 洗掘過程

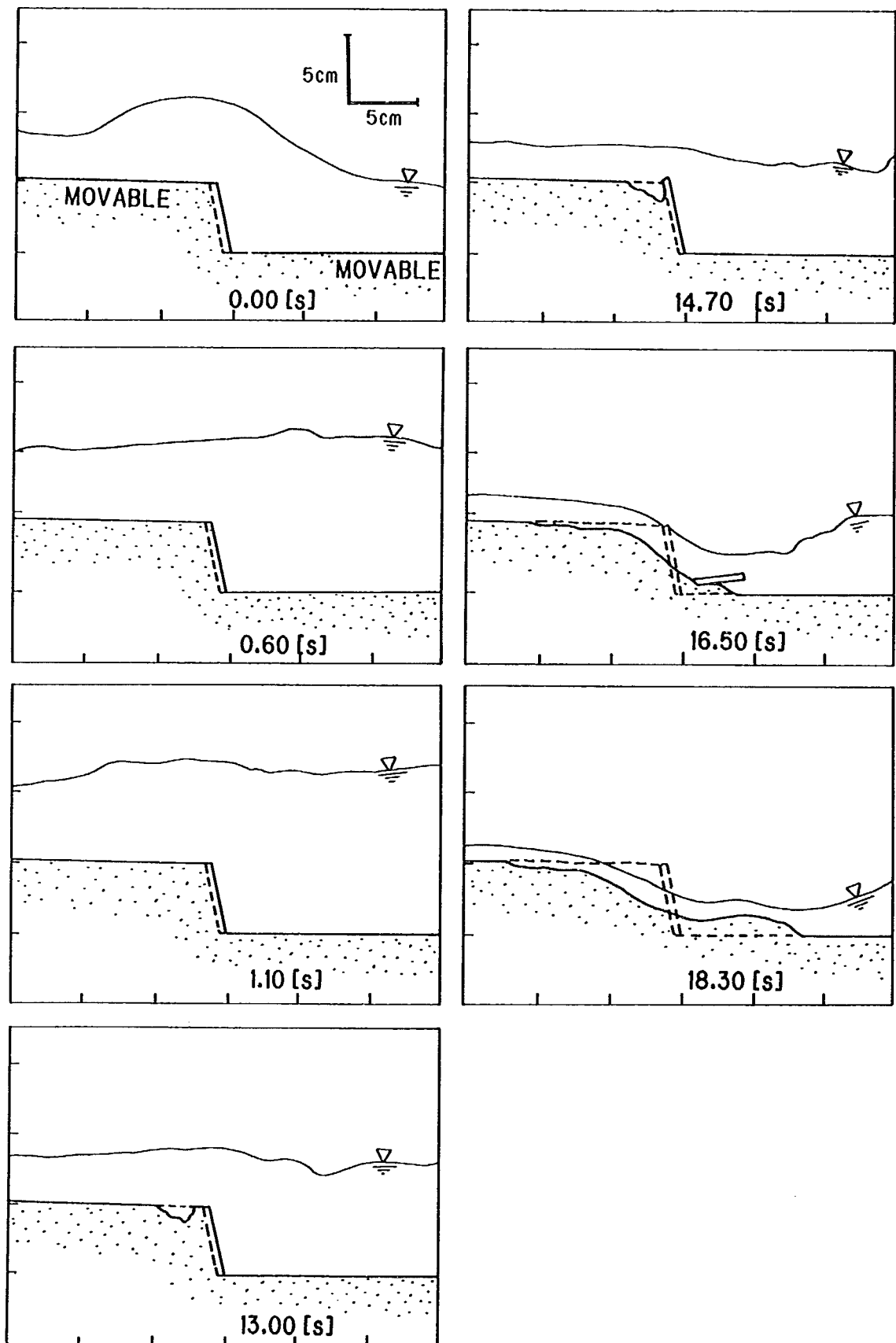
$H_0=7.3\text{cm}$, $\tan\beta=1/50$, NO BOUNDARY WALL



b) 堤内：移動床，堤外：固定床

図-4.8

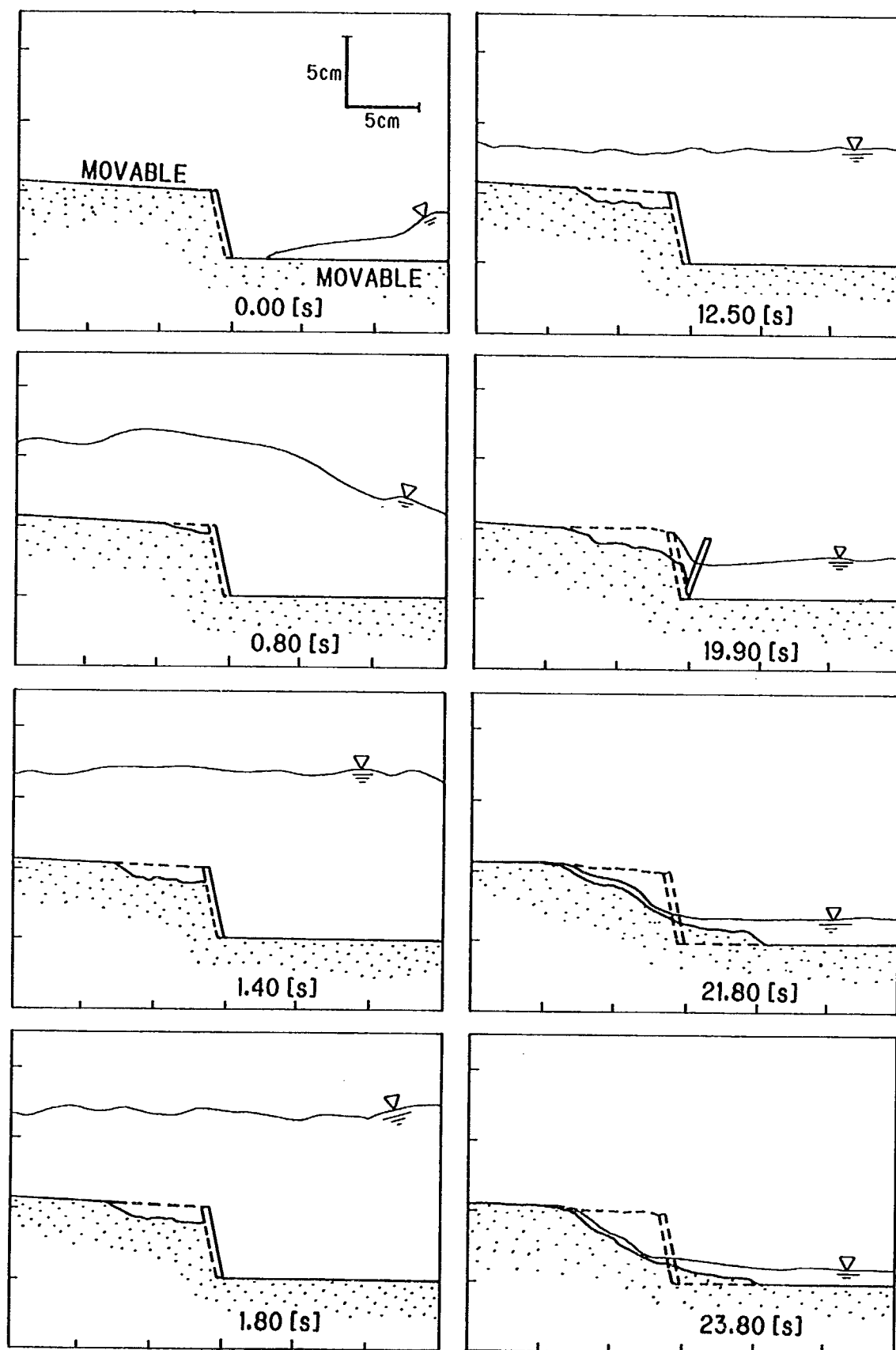
$H_0=7.3\text{cm}$, $\tan\beta=1/50$, NO BOUNDARY WALL



c) 堤内：移動床，堤外：移動床

図—4.8

$H_0=7.3\text{cm}$, $\tan\beta=1/20$, NO BOUNDARY WALL



d) 堤内：移動床，堤外：移動床

図—4.8

5. 海岸地形・構造物の津波遡上抑制効果

5.1 研究の目的

海岸での津波の遡上を考えると、斜面、砂丘等の自然地形や護岸、離岸堤等の海岸構造物の抑制効果は重要な要素となる。そこで、緩斜面を進行する碎波段波の1次元遡上における、海岸の地形および海岸構造物の抑制効果を把握することを目的として実験を行った。

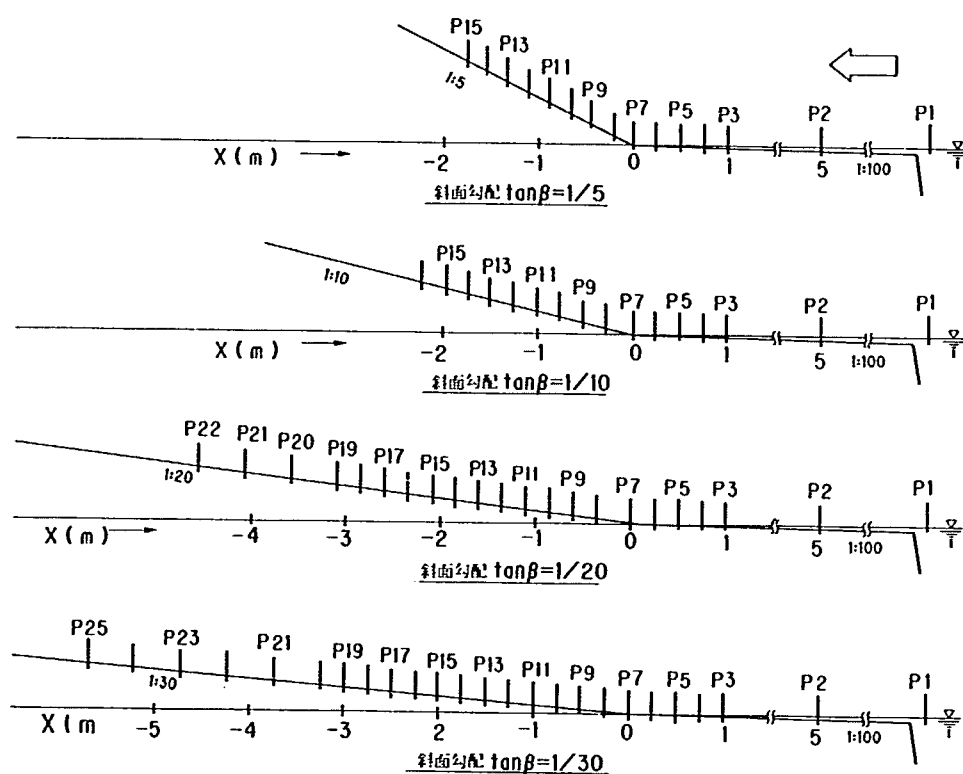
表一5.1 模型種類および波の条件

模型種類	地 形 条 件	パルス 波周期 Tp(s)	起潮装置 前面波高 Ho(cm)
一様斜面	斜面勾配 $\tan \beta = 1/5$	12 15 18	6.0 7.5 8.4
	$\tan \beta = 1/10$	12 15 18	5.8 7.7 8.5
	$\tan \beta = 1/20$	12 15 18	6.5 7.7 8.4
	$\tan \beta = 1/30$	12 15 18	6.0 7.6 8.6
砂 丘	砂丘高さ $d = 4 \text{ cm}$	12 15 18	6.7 8.0 8.9
	$d = 6 \text{ cm}$	12 15 18	6.5 7.8 8.6
	$d = 9 \text{ cm}$	12 15 18	6.4 7.8 8.7
	$d = 12 \text{ cm}$	12 15 18	6.5 7.7 9.0
護 岸	直立護岸 護岸高さ $d = 4 \text{ cm}$	12 15 18	6.7 7.8 8.7
	傾斜護岸 勾配 1:1 $d = 4 \text{ cm}$	12 15 18	6.6 7.8 8.8
消波堤	不透過連続堤 堤体高 $d = 5 \text{ cm}$ 汀線より50cm陸に設置	12 15 18	6.7 7.8 8.8
離岸堤	不透過連続堤 $d = 5 \text{ cm}$ 汀線より50cm沖に設置	12 15 18	6.1 7.8 8.8

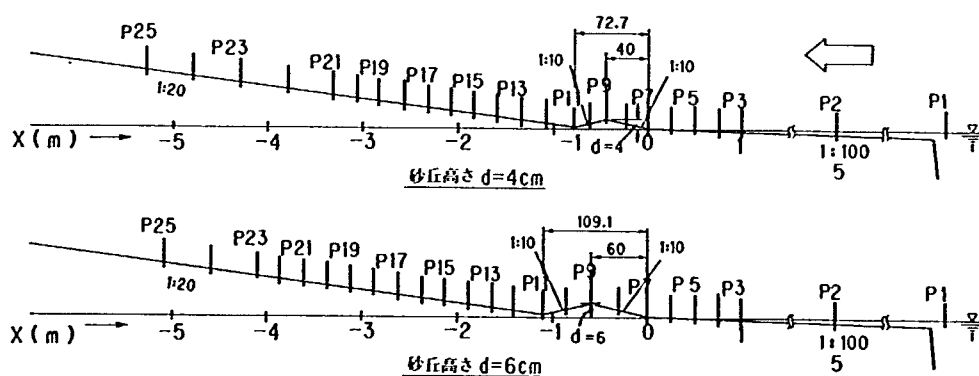
5.2 実験方法

実験模型は表-5.1に示す一様斜面、砂丘、護岸、消波堤、離岸堤の5種類12ケースの地形および構造物を想定したものである。実験では同表に示す条件の波を各模型に入射させて、水位および流速を測定した。模型形状および測定地点を図-5.1に示す。各模型は縮尺1/100を想定し、横断方向に一様に設置した。砂丘斜面は現地データを基に1/10勾配とした。

測定には容量式波高計とプロペラ式流速計を用いた。流速計は床から5mmの地点に設置してある。また、水路中央部でケース毎に最大遡上高を測定した。

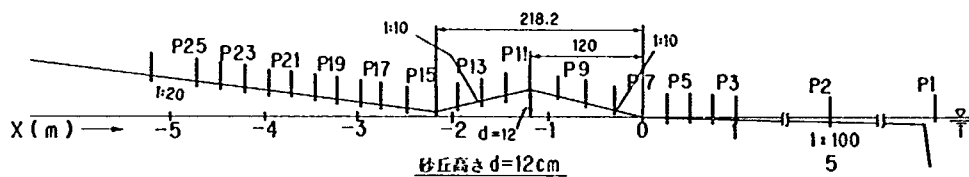
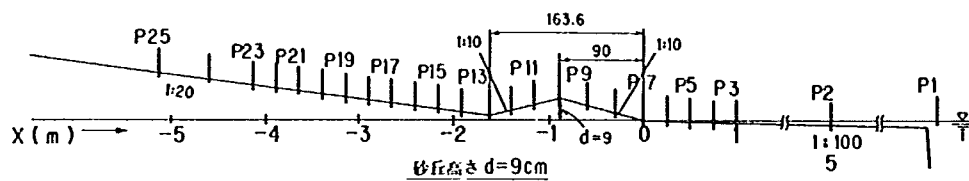


a) 一様斜面

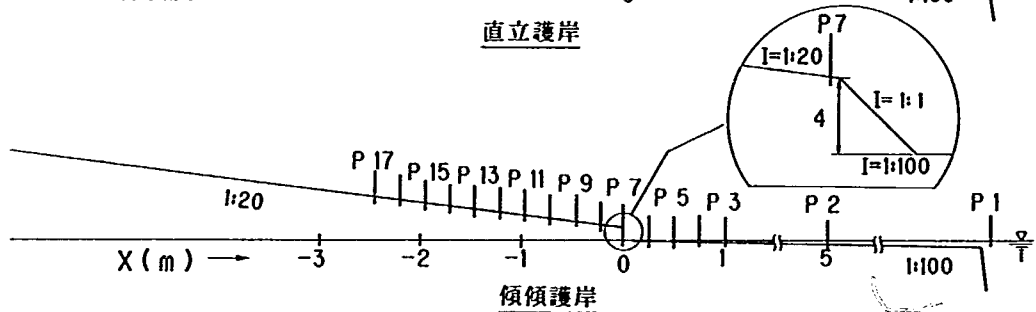
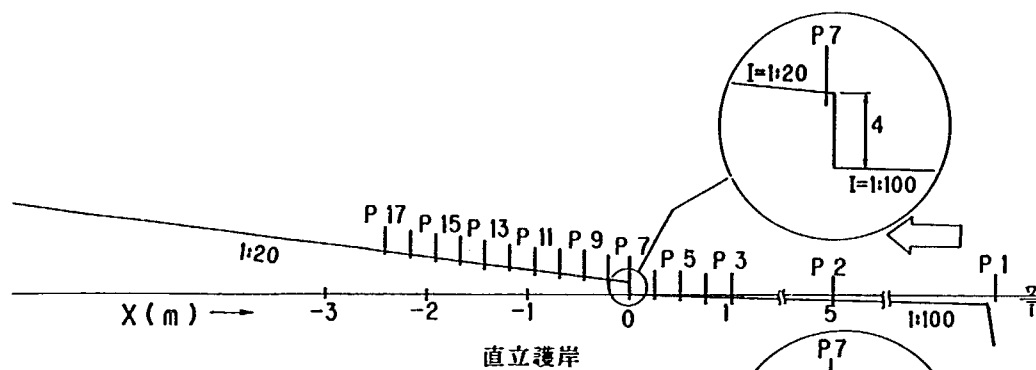


b) 砂丘

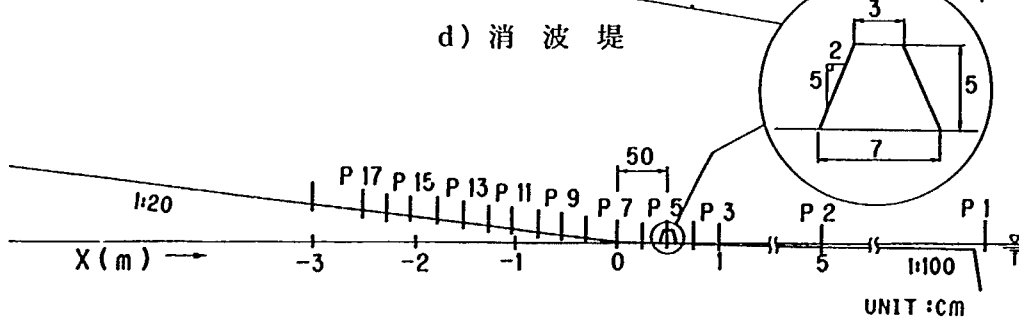
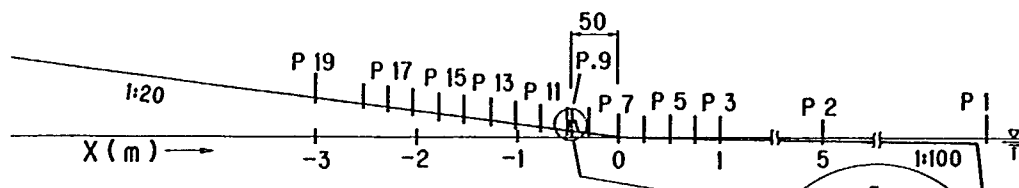
図-5.1 模型形状および測定地点



b) 砂 丘



c) 護 岸



e) 離 岸 堤

図—5.1

5.3 実験結果

実験の結果を整理する前に、用いた津波の条件の位置付けを明らかにしておく。図-5.2は富樫によってまとめられた水平床と一様斜面を組み合わせた時の R/H' と ℓ/L の関係⁹⁾である。ここに R は遡上高である。他の記号の定義は図-5.3に示した。実験データでは、津波周期として起潮装置のパルス波周期 T_p を用いて $L = T_p \sqrt{gh}$ を算定し、 ℓ としては 1/100 勾配斜面の長さ 20 m を用いてプロットした。 h は 1/100 勾配斜面末端部の水深であり、20 cm に固定されている。図中には本実験で得られた一様斜面での結果をプロットしている。これより実験結果は、砕波領域における過去の実験結果とほぼ同様な値を示していることがわかる。

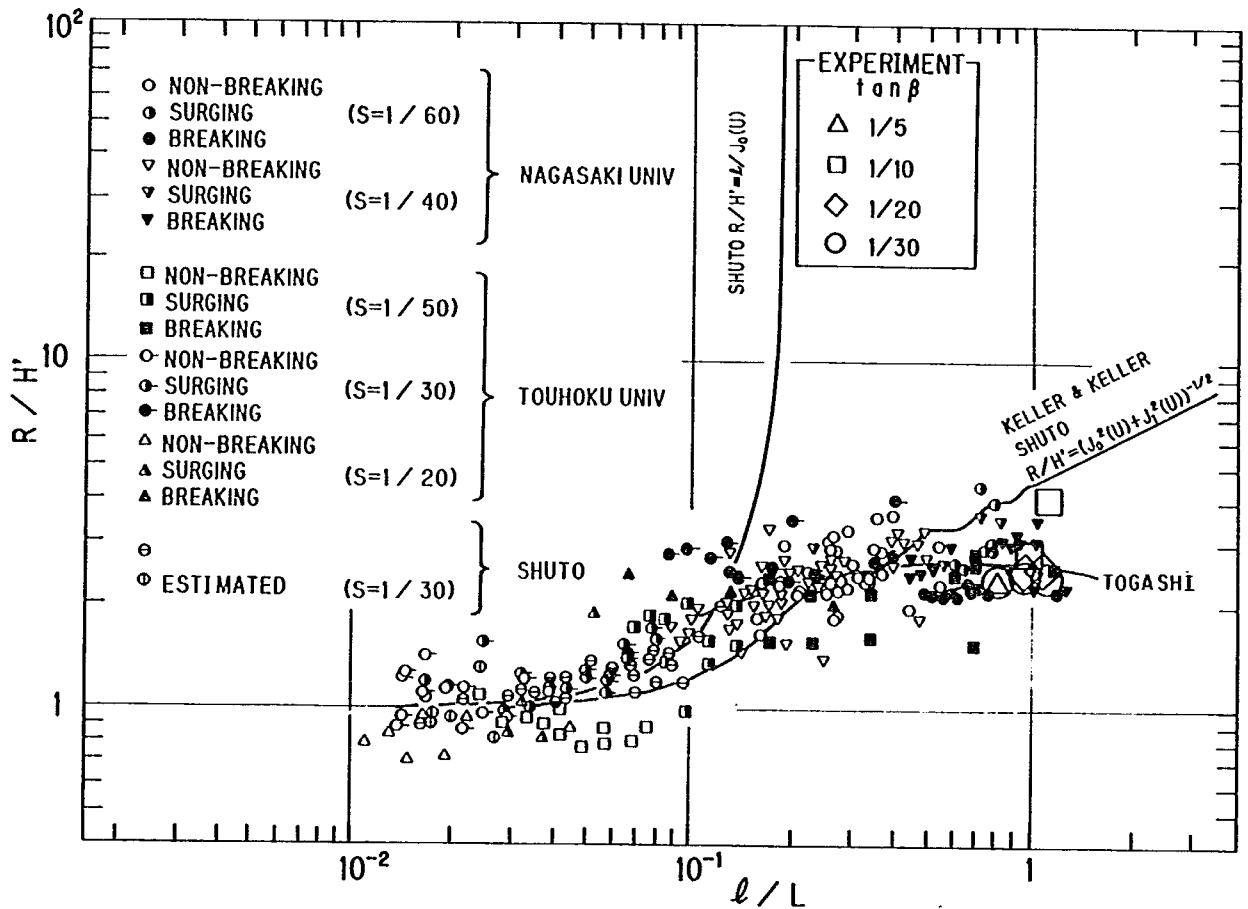


図-5.2 $R/H' \sim \ell/L$

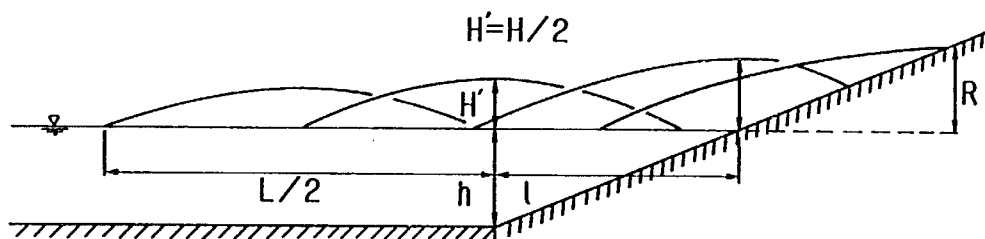


図-5.3 記号の定義

5.3.1 遡上高

海浜地形ごとの遡上高 (R) を示したのが図-5.4 である。縦軸は R を起潮装置前面の入射波高 (H_o) で除した相対遡上高 R/H_o であり、横軸は H_o を h で無次元化したものである。ここで H_o は図-5.1 中測点 P1 で測定された波高ではないが、水深 h での波高とほとんど変わらないため、 H_o を水深 h での入射波高とした。

(1) 一様斜面

図-5.4 a) に一様斜面での結果を示す。1/30~1/10 勾配斜面では斜面勾配が急になるほど遡上高が高くなる傾向を示す。また波高が大きくなると、斜面勾配による R/H_o の差は小さくなる。1/5 勾配では 1/10 勾配より遡上高が小さくなり、斜面勾配で見ると遡上高は 1/10 勾配でピークを示す。これは 5.3.2 に述べる遡上波形の変化と対応している。

砂丘、護岸等の模型では汀線の陸側は全て 1/20 一様斜面としてあり、相対遡上高の比較には 1/20 一様斜面の結果を用いる。

(2) 砂丘

図-5.4 b) に示す砂丘地形の場合では、一様斜面に比べて R/H_o が小さくなり、遡上抑制効果が高いことがわかる。砂丘高 d が高くなると R/H_o は減少し、その効果は d が大きいほど大きくなる。また、同じ砂丘高の場合、 H_o が小さい時に特に遡上抑制効果が高い。

(3) 護岸

図-5.4 c) に示す護岸がある場合では、1/20 一様斜面と比較して直立護岸、傾斜護岸共にほとんど相違が見られない。護岸近くの津波波高が 10 cm 程度であるのに対し護岸の高さは 4 cm と小さい。よって、津波の遡上時には護岸前面が死水域となり、段差の効果が無くなったものと考えられる。直立と傾斜での差が見られないのもこのためと考えられる。

(4) 消波堤・離岸堤

図-5.4 d) に示した結果より見ると、消波堤、離岸堤を設置した場合では 1/20 一様斜面と比較して 2 割程度 R/H_o が減少する。これは $d=6\sim9$ cm の砂丘と同程度の効果である。消波堤・離岸堤の高さは 5 cm であり護岸高と大差無い。堤前面では津波遡上時に護岸の場合と同様に死水域となり遡上高に影響しないと考えられる。一方、堤背後では剝離部分で混合によりエネルギー損失が生じる。このことにより、遡上高が減少するものと考えられる。消波堤は汀線より陸側に設置される。よって、斜面によりある程度減衰した波が来襲するため、特に H_o の小さいとき離岸堤に比べ遡上抑制効果が高くなると考えられる。

5.3.2 遡上波形

各測点の水位時間波形(付図 I) より遡上波形を求めると図-5.5~5.8 となる。ここに示した結果は $T_p=18$ sec の波条件のケースである。同図に示した時間は P2 への段波到達時刻を基準としている。

(1) 一様斜面

一様斜面での遡上波形を図-5.5 a)~d) に示す。これらの図から、1/5 勾配斜面と 1/10~1/30 勾配斜面では遡上の形態が異なることがわかる。1/5 勾配斜面の場合、汀線に達した津波は沖水深とほぼ同一の水位を

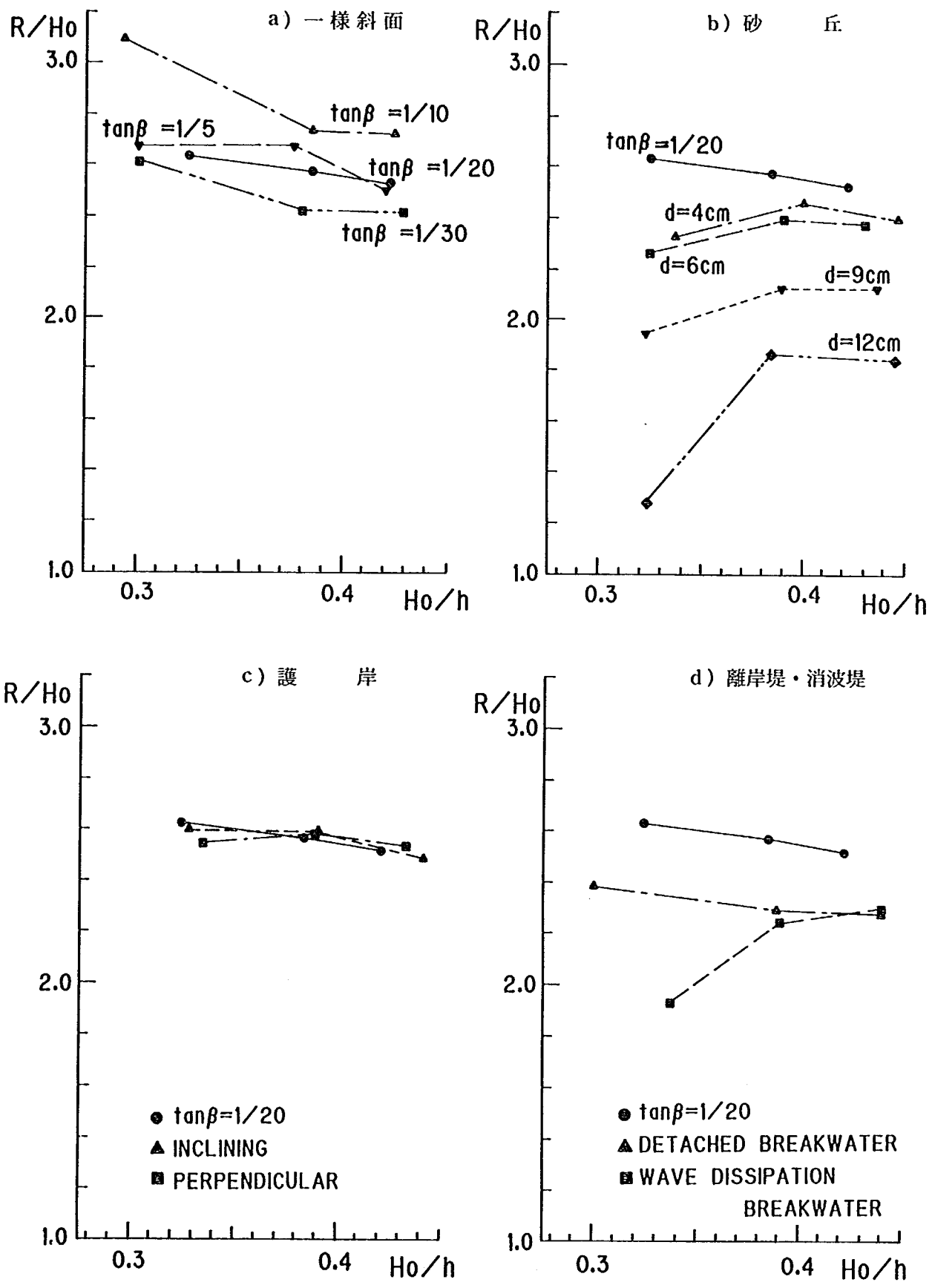
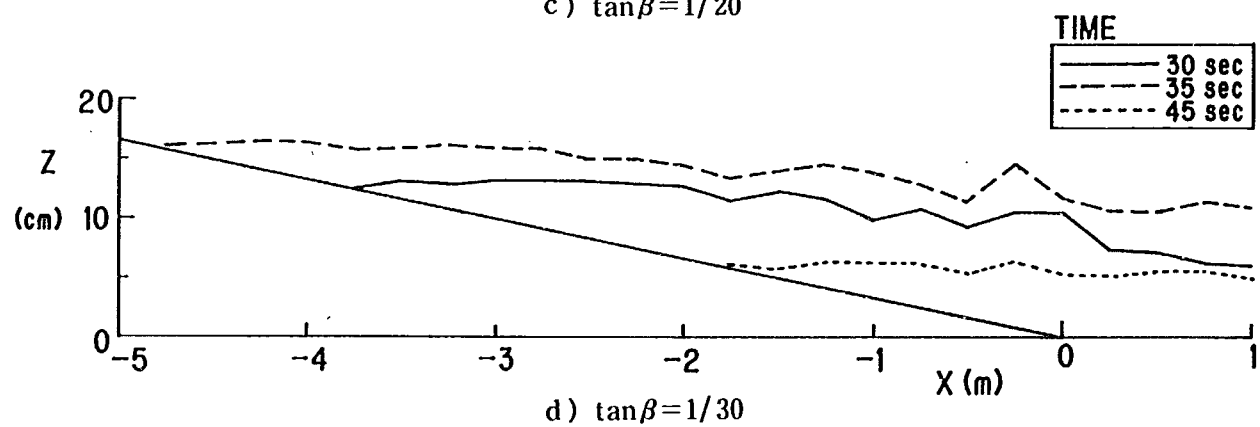
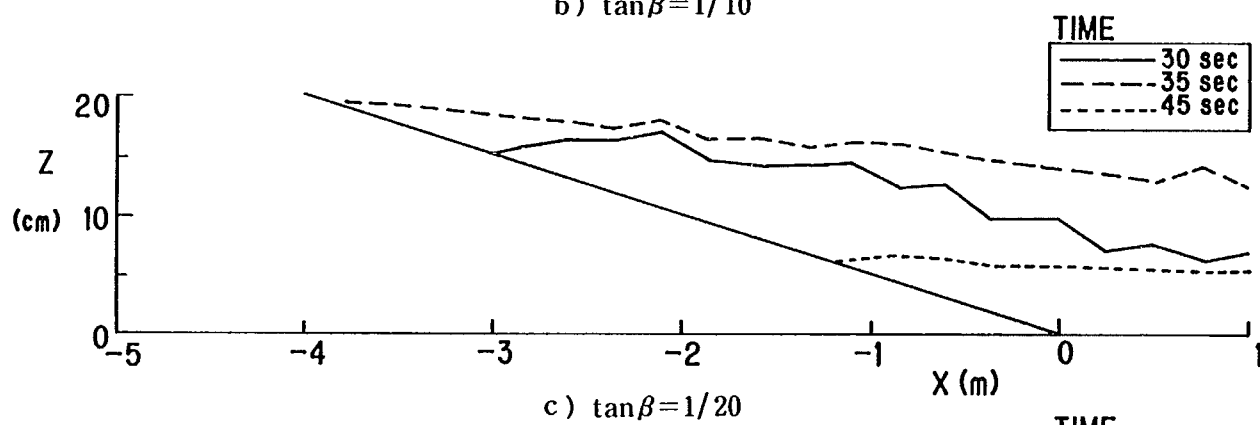
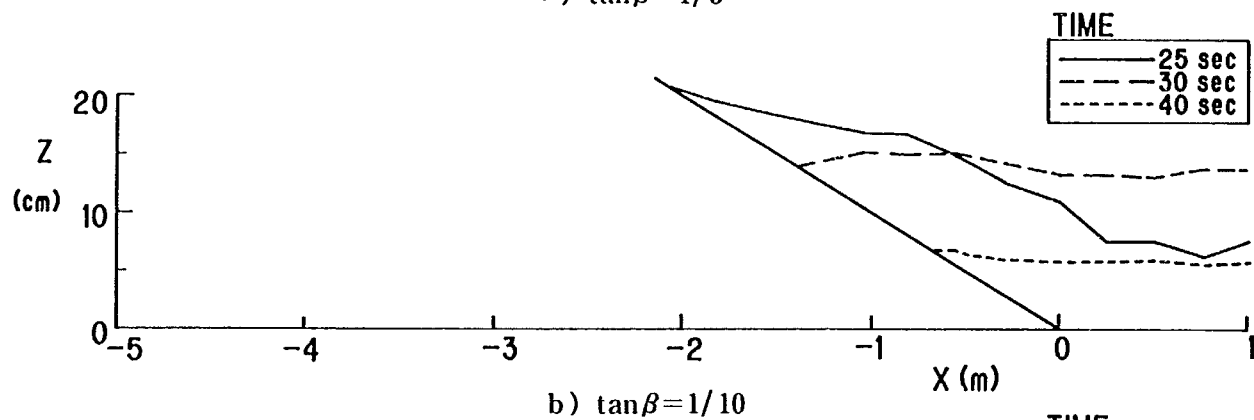
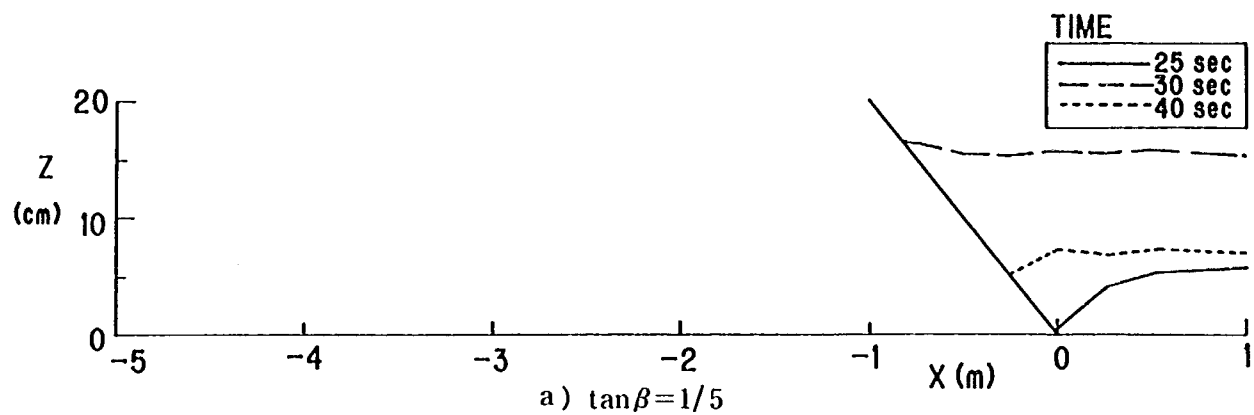


図-5.4 $R/H_o \sim H_o/h$



図—5.5 遡上波形（一樣斜面）

保ちつつ急激に水位を上昇させる。これは、斜面勾配が急なため反射が顕著となることによる。そのため 5.3.1 の遡上高も減少するものと考えられる。一方、 $1/10 \sim 1/30$ 勾配斜面では、斜面勾配の違いは遡上距離の違いとなる。遡上距離が短いと遡上時のエネルギー損失も小さくなる。そのため、斜面勾配が急な程遡上高が大きくなる。

(2) 砂 丘

図-5.6 a), b) に砂丘高 $h_d = 6 \text{ cm}$ と 12 cm での遡上波形を示す。遡上波形は砂丘高によって大きく変わらないが、砂丘高によって砂丘からの反射波や砂丘を越流する水脈の厚さに変化が生じる。a), b) の 30 sec の波形のように、砂丘を下る水脈の水深は小さく流速が大きい(付図 I-5~8 参照)。そして $1/20$ 勾配斜面上で跳水を生じる。この部分では、砂丘斜面を下る水脈と $1/20$ 勾配斜面からの反射波がぶつかり、激しい混合が生じる。砂丘の遡上抑制効果は砂丘面での反射、頂部での剝離および砂丘を越流する水脈の $1/20$ 勾配斜面上での混合によるものである。

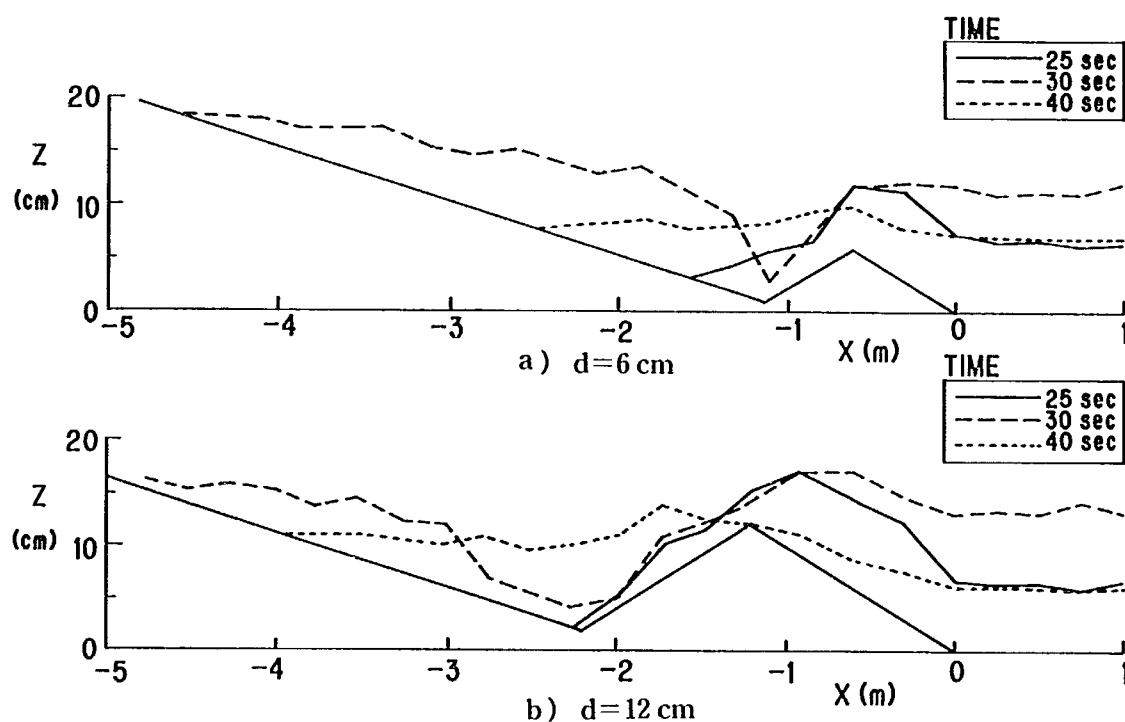


図-5.6 遡上波形 (砂丘)

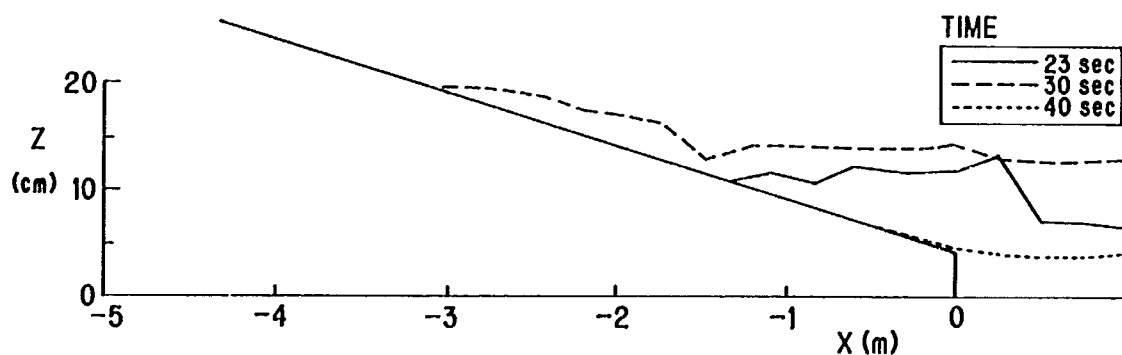


図-5.7 遡上波形 (直立護岸)

(3) 護 岸

図-5.7 が直立護岸の場合の遡上波形である。傾斜護岸の場合もほとんど同じであった。津波遡上の初期には護岸により波が打ち上がるが、40 sec の波形では護岸による影響はほとんど見られない。これは、前述のように護岸前面が死水域となったためであり、護岸での損失はごく初期のみに限られるものと考えられる。

(4) 消波堤・離岸堤

図-5.8 a), b) がそれぞれ消波堤, 離岸堤の場合の遡上波形である。ビデオ撮影の結果からも、両者の遡上形態に大きな差は見られない。図-5.8 は H_0/h の大きなケースの結果であり、遡上高にも差はない。消波堤, 離岸堤では堤体が堰となり、初期は完全越流状態で 1/20 勾配斜面を薄く速い流れがはいあがる (図-5.8 a), b) の 25 sec, 付図 I-11, 12 参照)。斜面からの反射波が堤体に達する頃に戻り流れに移り、堤体は潜り堰となる。消波堤と離岸堤では斜面からの反射波の様子が少し異なる。消波堤では反射波が早く堤体に達するのに対し、離岸堤の方がやや遅れるため、図-5.8 a), b) に示す 30 sec の波形の差が生じることになる。

5.4 結 論

砂丘では反射と砂丘背後の混合により、離岸堤および消波堤では反射と堤体での剝離により一様斜面に比べ遡上高が小さくなることがわかった。また、護岸では一様斜面と遡上高が変わらず、同じ高さの砂丘の方が遡上高は小さくなる。このように、海岸地形や構造物に津波が来襲し剝離によるエネルギー損失混合が生じると、遡上高抑制効果が現われることがわかる。

実験では 1 波のみの入射波を与えたが、現地のように第 2 波、第 3 波が来襲した場合、消波堤や砂丘背後には第 1 波時の津波が湛水している。そのため、地形背後で剝離による混合が弱まり、遡上抑制効果は減少すると思われる。

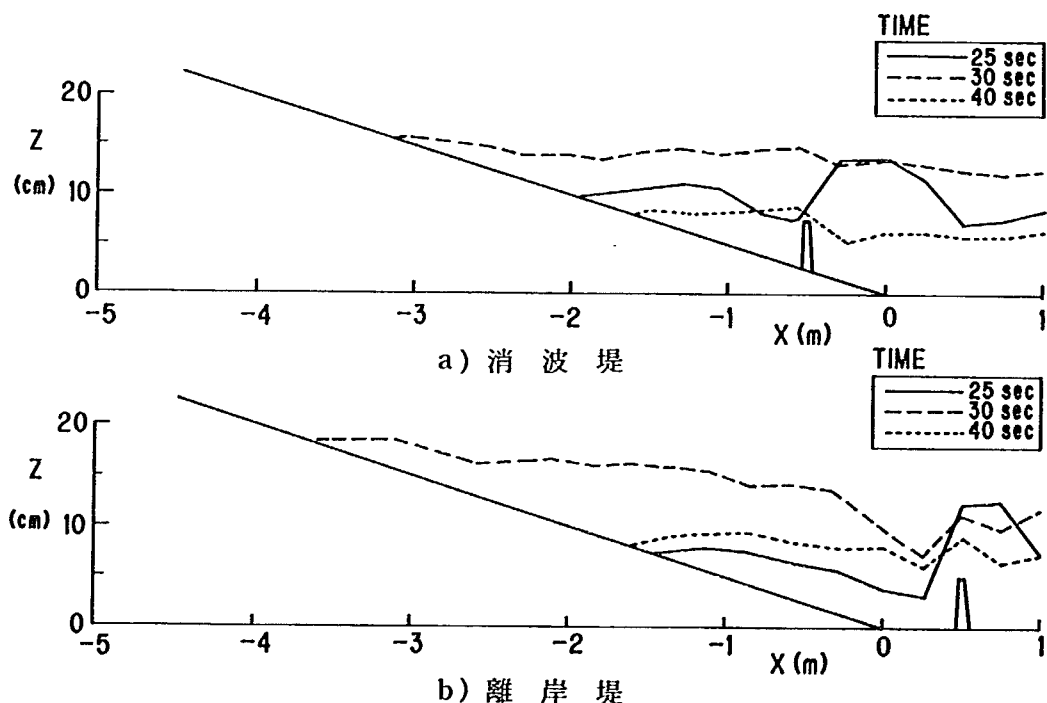


図-5.8 遡上波形 (消波堤, 離岸堤)

離岸堤模型は透過性による効果を求めるために、モルタルで製作した不透過堤と異形ブロックで製作した透過堤の2種類とした(図-6.2 参照)。なお、異形ブロックは散乱を防ぐためおのおの固定されている。また、開口部を有するものについては開口幅 W と堤長 B の比を変えた。模型条件を表-6.1 に示す。開口部が有る場合の模型は図-6.1 に示すように3基設定した。津波条件としてはパルス波振幅と周期を変え、表-6.2 に示すように12 ケース設定した。津波の遡上抑制効果は遡上高 R により判断する。遡上高の測定は、連続堤の場合では模型中央部1箇所で、開口部を有する場合は堤体と開口部の各中心線上の2箇所で行った。また、津波の遡上形態を知るため、A と K の津波ケースについて、離岸堤周辺の波高測定を図-6.1 に破線で示す範囲で行った。波高測定には容量式波高計を、流速測定にはプロベラ式流速計を用いた。プロベラ式流速計では流向がわからないため、岸向き方向・沿岸方向を別々に測定し、流速ベクトルを求めた。さらに、離岸堤周辺での流況を知るため染料を用いて流況測定を行った。

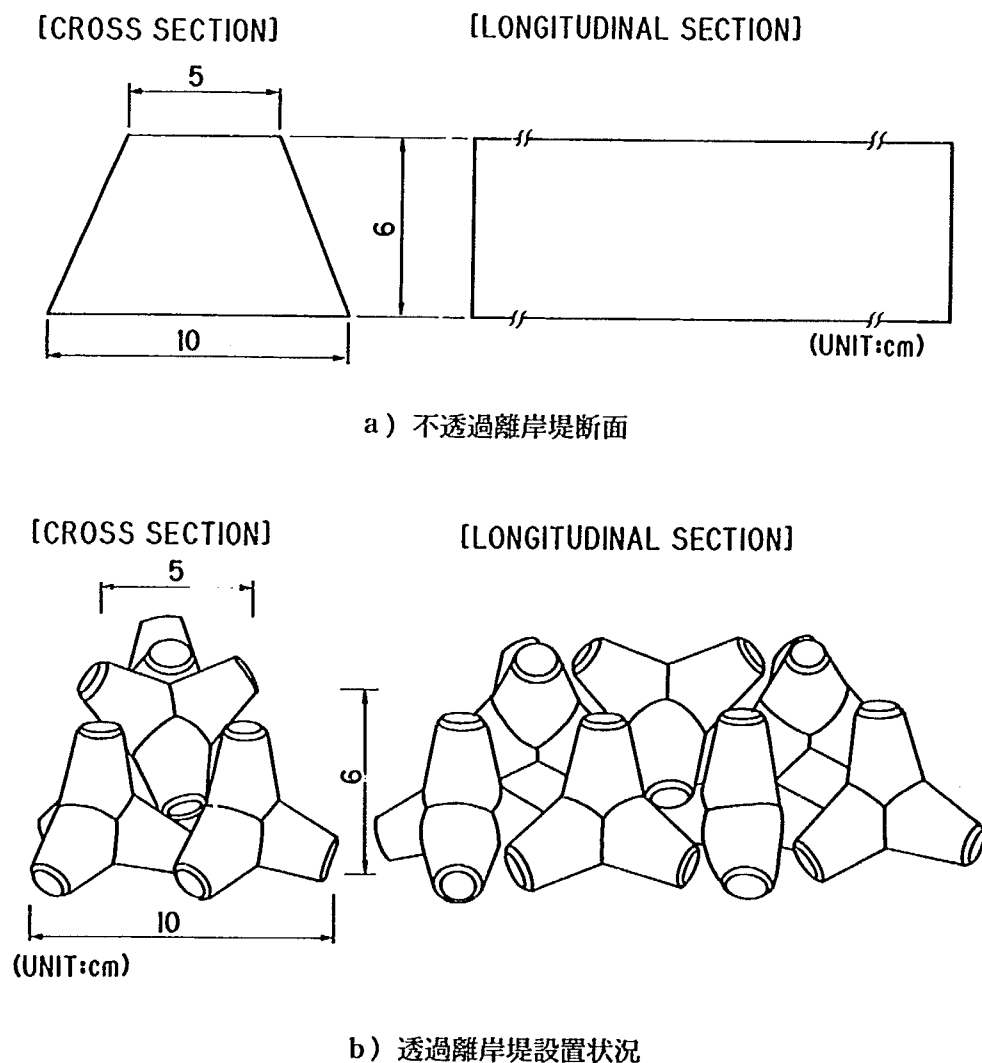


図-6.2 離岸堤模型

表-6.1 模型条件

ケースNo	模型条件	模 型 諸 元	堤高(d)
1	離岸堤無し	1 / 20斜面のみ	5.5 cm
2	不透過堤	モルタル製 開口部無し	
3	〃	開口部有り $B = 1.00 \text{ m}$ $W = 0.67 \text{ m}$ $B/W = 1.5$	
4	透過堤	2 層 積 み 開口部無し	
5	〃	開口部有り $B = 1.11 \text{ m}$ $W = 0.56 \text{ m}$ $B/W = 2.0$	
6	〃	開口部有り $B = 1.00 \text{ m}$ $W = 0.67 \text{ m}$ $B/W = 1.5$	
7	〃	開口部有り $B = 0.83 \text{ m}$ $W = 0.83 \text{ m}$ $B/W = 1.0$	
8	〃	3 層 積 み 開口部有り $B = 1.00 \text{ m}$ $W = 0.67 \text{ m}$ $B/W = 1.5$	7.0 cm

表-6.2 波の条件

津波ケース	パルス波振幅 $H_p(\text{mmAq})$	パルス波周期 $T_p(\text{sec})$	起湖装置 前 面 波 高 $H_o(\text{cm})$	水位・流速 測定ケース
A	600	8	3.2	○
B	600	12	4.4	
C	600	16	5.4	
D	600	20	6.0	
E	1000	12	5.5	
F	1000	16	6.9	
G	1000	20	7.8	
H	1200	12	6.4	
I	1200	16	7.9	
J	1400	8	4.5	
K	1400	12	7.2	○
L	1400	16	9.5	

6.3 実験結果

6.3.1 離岸堤の遡上抑制効果

実験に用いた津波は前章と同様なもので、砕波段波として離岸堤に達する。実験では周期の効果はみられず、 R のデータは起潮装置前面の波高 H_o で整理できた。これは、入射波波形勾配の範囲が限られていることや、全ケース共波形がほぼ等しく、離岸堤には砕波段波が到達することによるものと考えられる。

離岸堤の透過性による遡上抑制効果を見るため、連続堤の場合の相対遡上高 R/H_o と $1/100$ 勾配斜面末端での波高水深比 H_o/h の関係を図-6.3 に示す。離岸堤無しの場合 1 では H_o/h の増加に伴い R/H_o はほぼ一定率で減少する右下がりの傾向を示す。離岸堤を設置した場合 2, 4 では、 H_o/h の増加に伴い R/H_o も増加する右上がりの傾向を示し、波高の低いときに遡上抑制効果が高くなる。ケース 2, 4 は共に堤高 d が 6 cm と等しいが、不透過堤 (ケース 2) は透過堤 (ケース 4) に比べて R/H_o が小さく、透過性の有無により遡上抑制効果に違いがあることがわかる。 H_o/h の増加に伴い両ケースの差は小さくなり、 $H_o/h=0.4$ 以上で R/H_o は両ケース共にケース 1 に一致する。このことから、砕波段波では波高が堤高に比して大きくなり、ほぼ $H_o/d > 1.3$ ($H_o/h=0.4$, 離岸堤位置の入射波高 H_d では $H_d/d > 1.2$) では離岸堤の効果がほとんどなくなることがわかる。

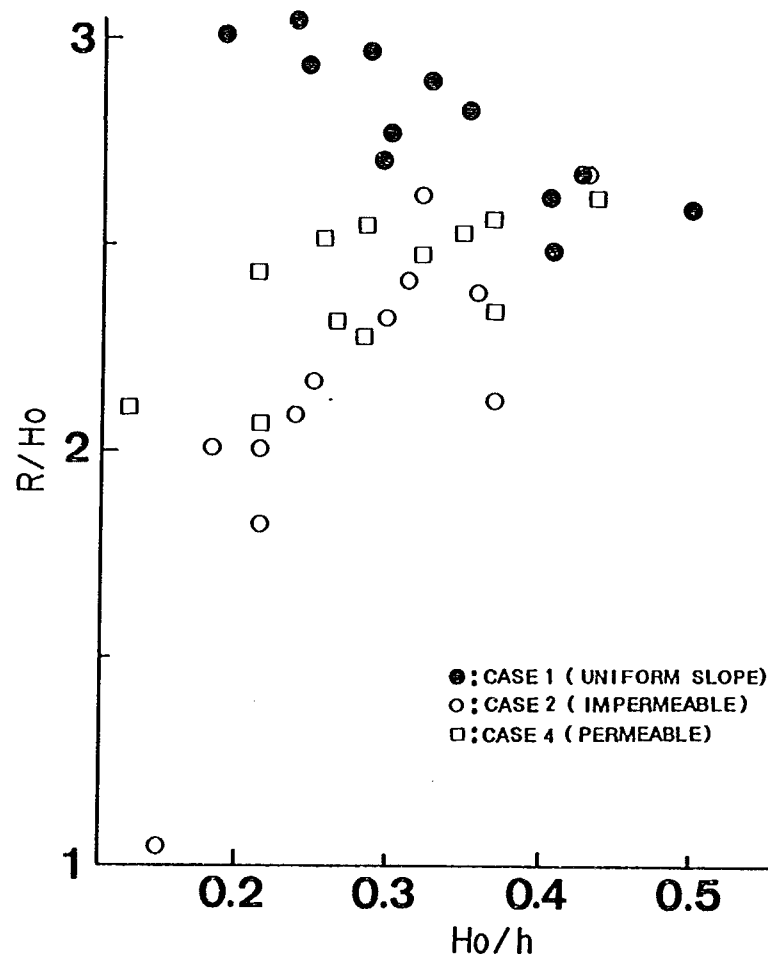


図-6.3 $R/H_o \sim H_o/h$

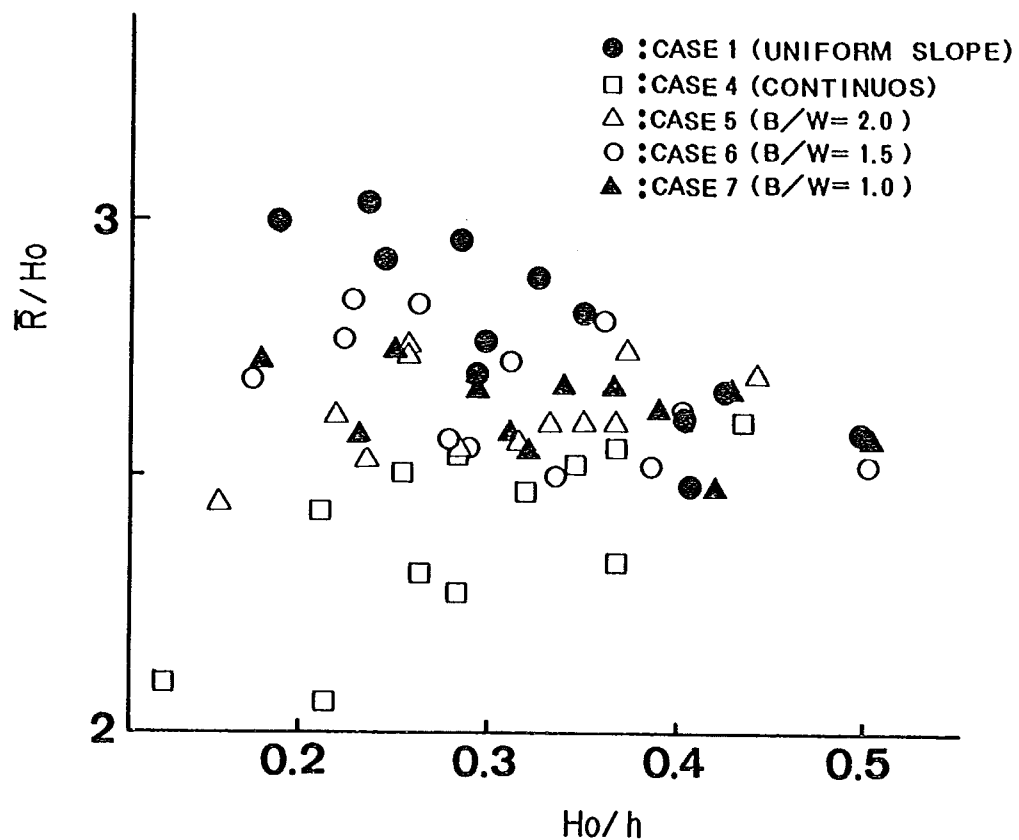


図-6.4 $\bar{R}$ で見た開口部の効果

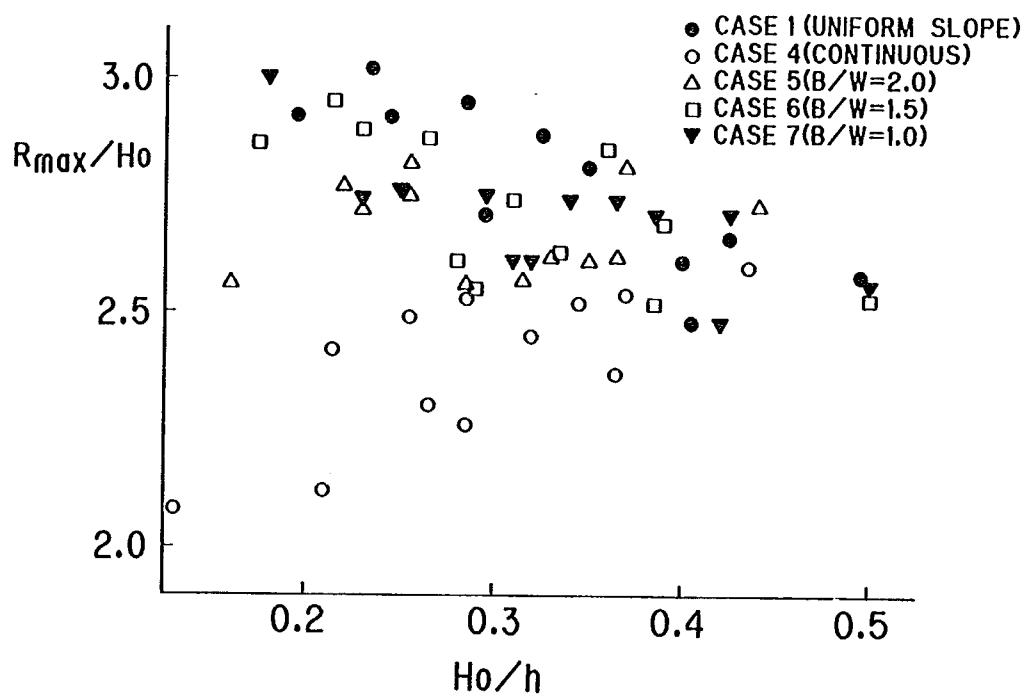


図-6.5 $R_{\max}$ で見た開口部の効果

開口部を有する離岸堤の遡上抑制効果を見るために $\bar{R}/H_o$ と H_o/h の関係を図-6.4 に示した。ここに $\bar{R}$ は堤体と開口部背後の遡上高の平均である。開口部のあるケース 5, 6, 7 ではケース 4 に比べて遡上抑制効果がかなり落ちることがわかる。また、 B/W が小さい程 $\bar{R}/H_o$ は大きくなる傾向にあるが、その効果の程度は実験結果からは顕著に見られない。開口部の影響による遡上抑制効果の減少は透過性より顕著であり、 $B/W < 1.5$ ではあまり遡上抑制効果は見られない。

図-6.4 により $\bar{R}$ による平均的な遡上抑制効果がわかった。現地においては最大遡上高 R_{max} が問題となる場合が多い。そこで、ここでは $R_{max}/H_o \sim H_o/h$ の関係を図-6.5 に示す。図-6.4 の結果を比べるとさらにデータにばらつきが見られるが、離岸堤を設置しない場合の値を越えるデータはほとんど無い。また、全体的には B/W が小さいほど R_{max}/H_o が大きくなっており、ほぼ $\bar{R}$ と R_{max} は同じ傾向を示す。離岸堤を設置することにより部分的にも遡上高が高くなるということはない。

開口部のある場合 $B/W = 1.5$ について、離岸堤を 2 層積みと 3 層積みにした場合の実験結果を図-6.6 に示す。図には同じ B/W の不透過堤のデータも載せてある。横軸には離岸堤の堤高 d で H_o を無次元化した H_o/d を用いている。3 層積みの場合、 d が大きくなると堤体の幅も広くなる。図より、3 層積みでの遡上高は不透過堤と同程度になることがわかる。これは、堤幅が広がったことにより堤体を通過する流れが弱まり不透過堤の条件に近付いたためと考えられる。現地での離岸堤のほとんどが実験模型より密に積まれていることを考慮すると、透過性は遡上高に余り影響しないものと考えられる。不透過堤と透過堤の開口部の効果を比較するため、連続堤と $B/W = 1.5$ の場合の $\bar{R}/H_o$ の比をとったものが図-6.7 である。図からは、両者の違いはほとんど認められず、透過性の違いにより開口部の影響による遡上抑制効果は変わらないことがわかる。

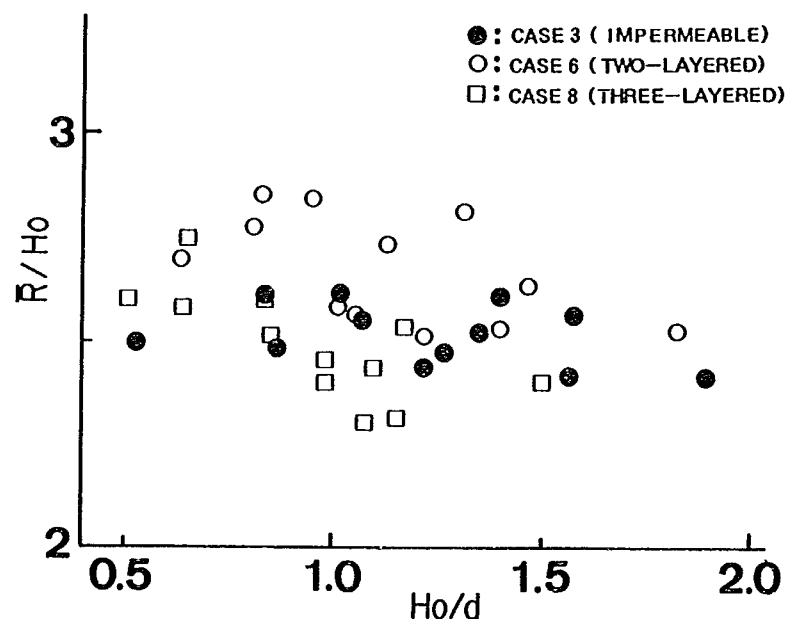


図-6.6 透過性の効果

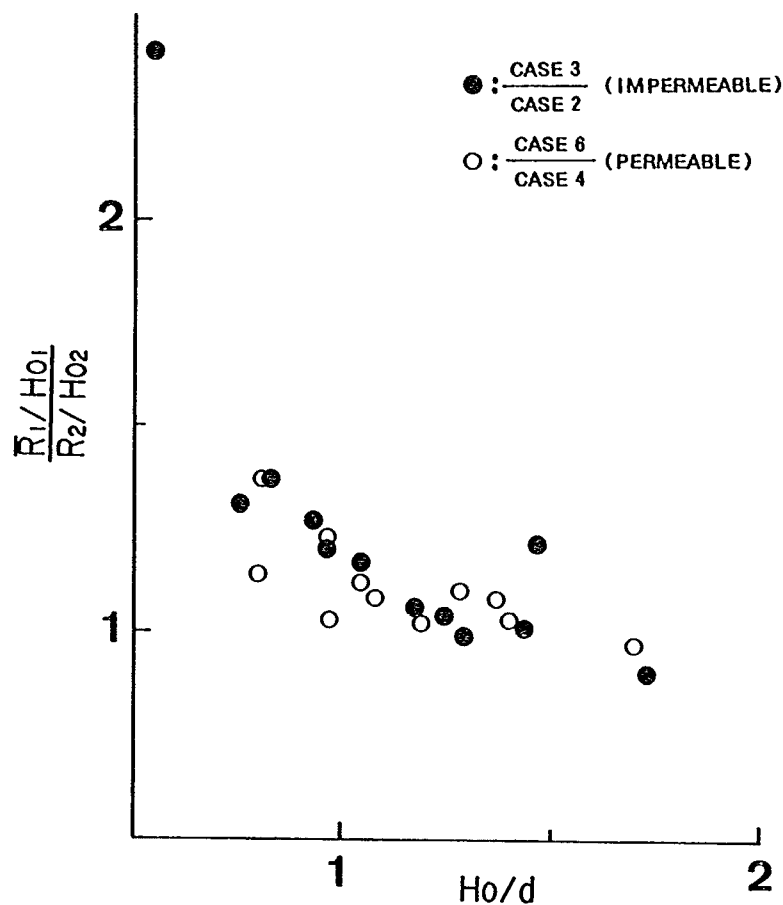


図-6.7 透過性による開口部の効果の違い

6.3.2 離岸堤背後の遡上高分布

これまでの結果から、離岸堤の津波遡上抑制効果は透過性よりも開口部による影響の方が重要である事がわかった。開口部がある場合、開口部背後と離岸堤背後では遡上高が異なる。ここでは離岸堤背後と開口部背後での遡上高の差 ΔR と波高との関係を見る。 $\Delta R/H_o \sim H_o/d$ の関係を図-6.8 に示す。実験の範囲では $\Delta R/H_o$ に対して透過性や開口幅の変化はほとんど見られず、 H_o/d について同一の傾向を示す。すなわち、 $H_o/d < 1$ では離岸堤背後の遡上高が大きく、 H_o/d が 1 に近づく程 ΔR は小さくなる。 $H_o/d > 1$ だと遡上高は開口部背後で大きくなり、さらに H_o/d が大きくなると、逆に ΔR は 0 に近付いていく。 H_o/d が無限に大きくなると離岸堤の効果は無くなり $\Delta R=0$ となる。このことは図-6.8 の傾向を裏付けている。 $B/W=0$, ∞ の時に ΔR は波高に関係なく 0 となるから、 $\Delta R/H_o$ に対して B/W は効果を持つはずであるが、実際に施工される離岸堤の B/W は実験範囲程度に限られており、 B/W により $\Delta R/H_o$ が受ける影響は小さいと思われる。

波高と堤高の比によっては、離岸堤の背後の方が遡上高が高くなることは興味深い。次にはこの点について、離岸堤周辺での津波の挙動をもとに明らかにする。

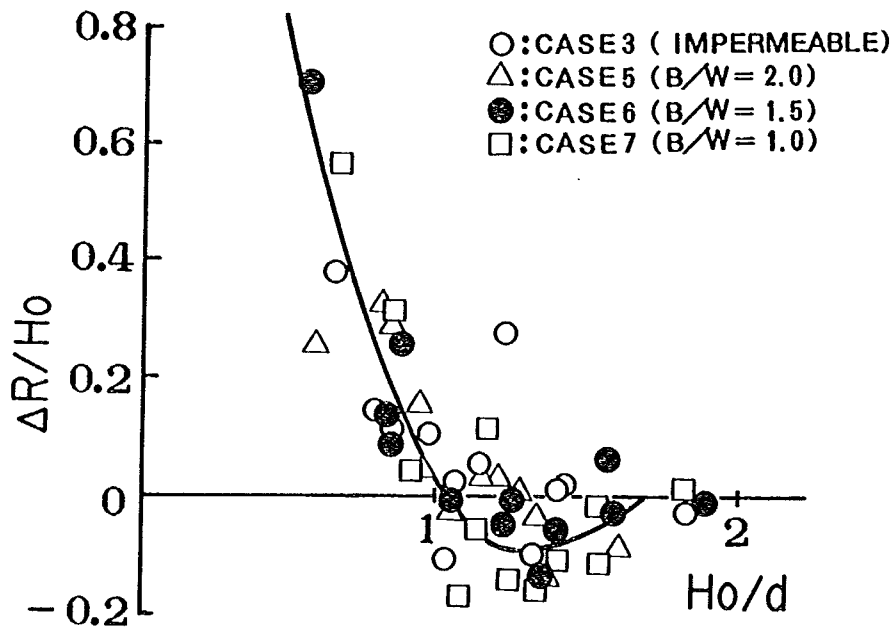


図-6.8 $\Delta R/Ho \sim Ho/d$

6.3.3 津波の遡上形態

開口幅の変化が $\Delta R/Ho$ にあまり影響しないように、遡上形態にも離岸堤諸元による大きな変化は見られなかった。ここでは代表としてケース 6 を取り上げその結果を示す。

図-6.1 に示した離岸堤中央から開口部中央までの測定範囲における測定結果より等水位線の経時変化を示したものが図-6.9 である。図中に示す値は静水面を基準とした水位であり、1/20 斜面部では斜面上の水深を表わしている。時間は段波が堤体に到達した時刻を基準としたものである。図にはビデオより読み取った反射波と回折波の波峰線を太い実線で示した。図-6.9 a) が $Ho/d=0.67$ (津波ケース A) の場合であり、図-6.9 b) が $Ho/d=1.42$ (津波ケース K) の場合である。a) では、離岸堤に到達した段波は離岸堤で反射し、開口部から離岸堤背後へと回折する (a-1)。隣の離岸堤 (図下方) からの回折波が離岸堤背後に進行し (a-2,3)、図上方からの回折波と重なる (a-4)。更に、その回折波が図下方へと進行するが (a-5) その波峰は余り明確ではない。この図から、反射波や回折波の進行が水位の分布を支配していることがわかる。b) ではこのことがよりはっきりとしている。また b) は波高が大きいため、図中波線で示した部分では堤体を越流した水脈が跳水を生じており (b-1,2)、回折波の進行に伴い、越流水脈と回折波がぶつかり激しい混合が行われる (b-3,4)。この場合でも b-5 に至ると、波峰ははっきりとしなくなる。

離岸堤周辺での津波の挙動は、段波の平面的な進行形態に支配されるものと考えられる。そこで、ビデオ撮影の結果より離岸堤に対する津波の遡上形態を説明し、離岸堤背後の遡上高分布の成因を明らかにする。遡上形態の模式図を図-6.10 に示す。前述のように回折波が離岸堤背後を進行し、2つの回折波が重複域を生じる (図中斜線部)。この重複域は開口部背後と離岸堤背後で交互に発生し、ここで水位が高くなり遡上高も大きくなる。図-6.9 (a-5), (b-5) で述べたように、回折波は進行に伴い次第にはっきりしなくなる。すなわち Ho が大きいと第 4 段階にまで達し、この時開口部背後で遡上高が最大となるが、 Ho が小さいと第

4段階にまで達せず第3段階で遡上高が最大となる。このことから図-6.8に示した傾向が生じる。このように、離岸堤背後での津波遡上高は平面的な段波の進行に支配され、数値計算を行う場合でも、この点を充分モデルに取り入れなければならない。また、越流が顕著な場合は混合によるエネルギー損失を的確に取り込む必要がある。

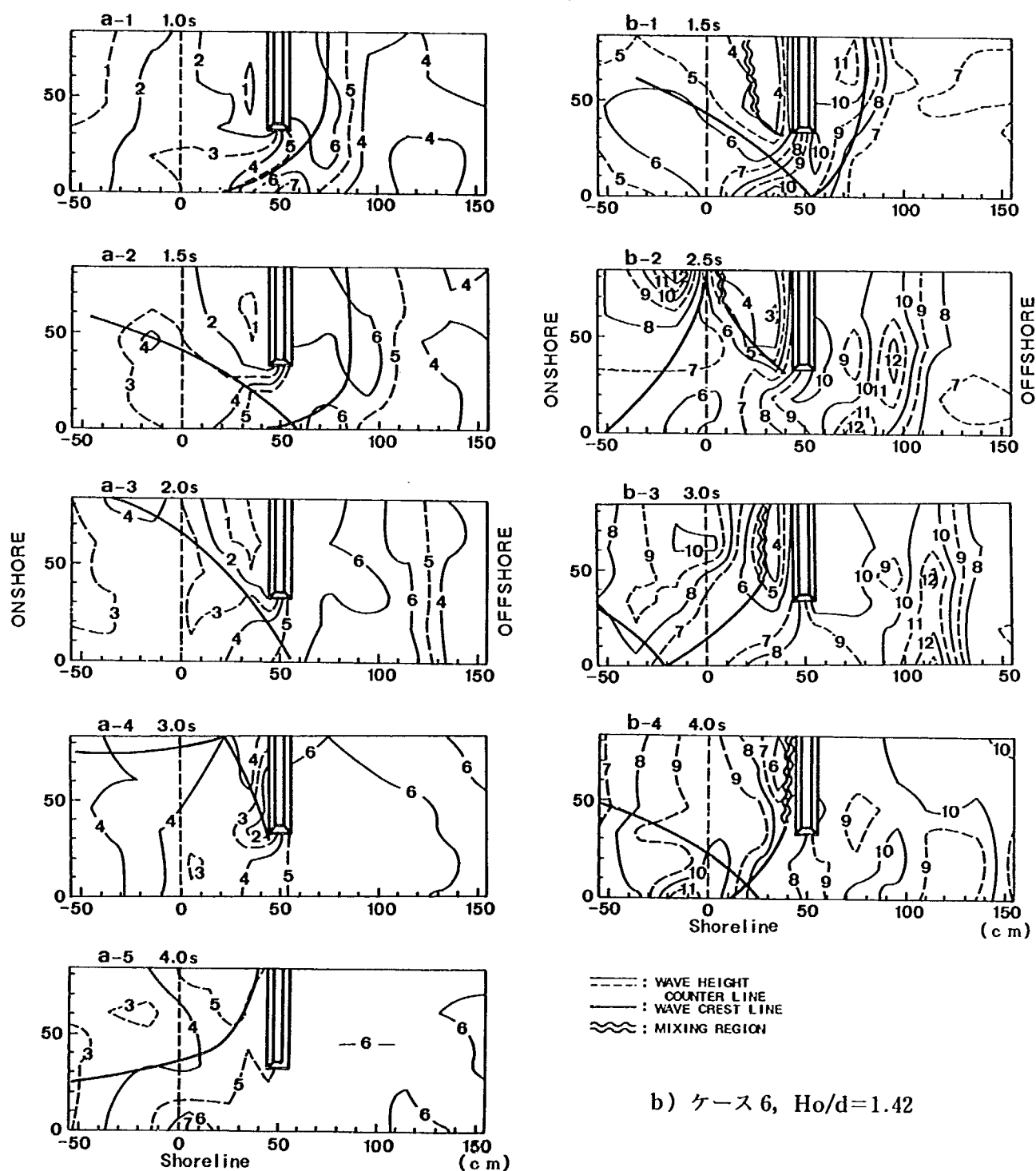


図-6.9 等水位線

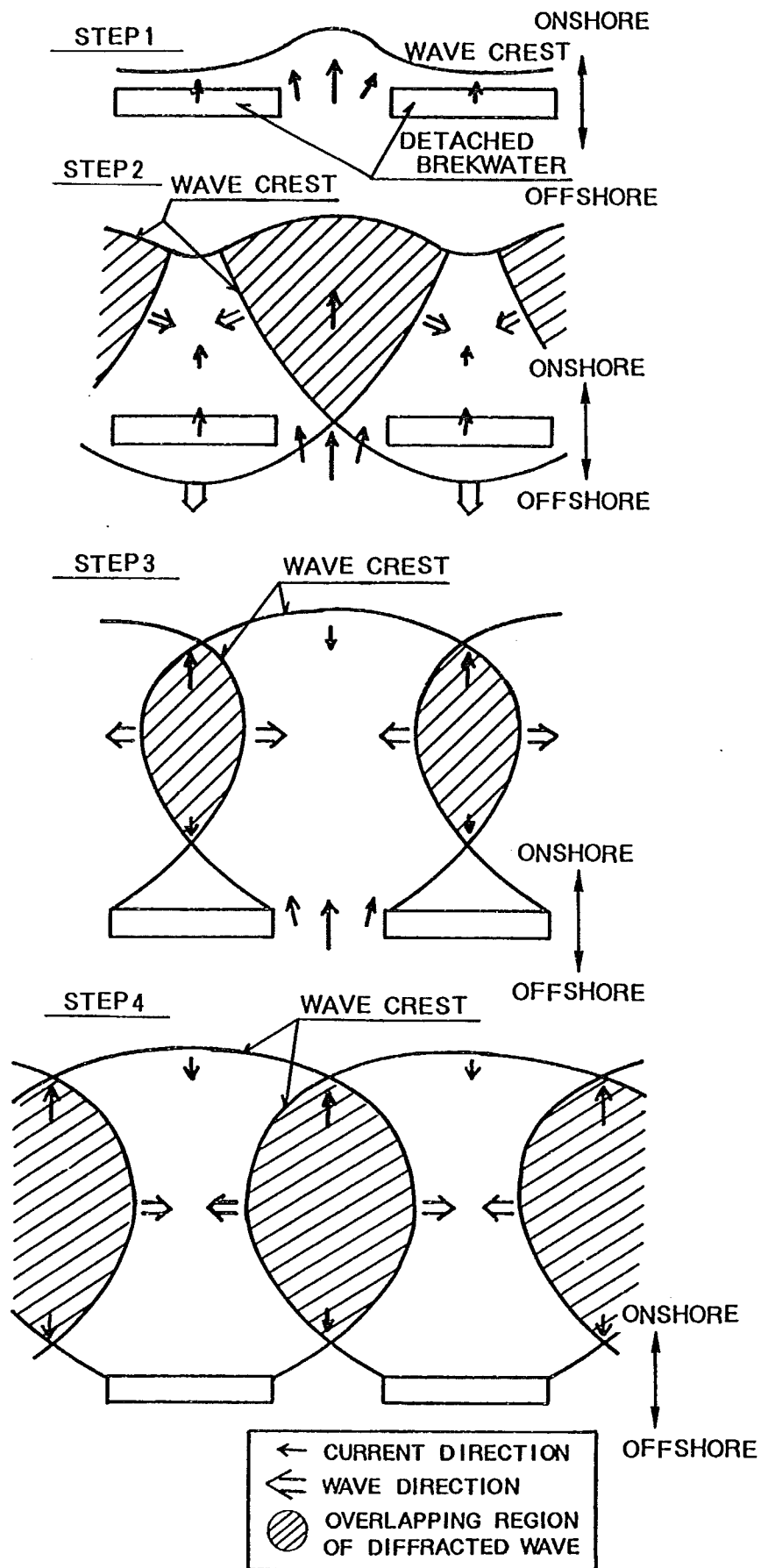


図-6.10 遡上形態の模式図

6.3.4 離岸堤周辺の流況

等水位線と同様に、ケース6について染料(水性ペイント)をトレーサーとして用いた流況測定の結果を図-6.11, 6.12に示す。また、プロペラ式流速計による底面上5mmでの流速測定から得られた流速ベクトル図を図-6.13に示す。図中の時間は図-6.9に対応する。図-6.11は $H_o/d=0.67$ の場合である。段波の到達と同時に数秒間注入された染料はまっすぐに岸に向かって移流され、離岸堤背後に拡がって戻り、堤体背後に渦を生じて一部堤体を通過して沖へ戻る。堤体背後に生じる渦は、ビデオによると図-6.9(a-5)の頃から発生している。図-6.13a)は $H_o/d=0.67$ の場合の流速ベクトル図であり、段階が堤体に到達した時より5.1秒後のものである。この図には渦の発生が認められる。このとき開口部では岸向き、離岸堤背後では沖向きの流れになっている。一方、図-6.12に示した $H_o/d=1.42$ の場合を見ると、a)の開口部中央に染料を注入した場合では、ほとんどの染料が離岸堤背後に拡がらず開口部から沖へ戻る。b)の離岸堤端に染料を注入した場合では、染料は離岸堤中央へ移流され、堤体を乗り越えて沖へ流れていく。 $H_o/d=1.42$ の場合には渦の発生は認められない。図-6.13 b)に示した $H_o/d=1.41$ の場合の流速ベクトル図($t=5.4$ sec)にも堤背後に弱い循環は見られるが明瞭な渦の存在は認められない。

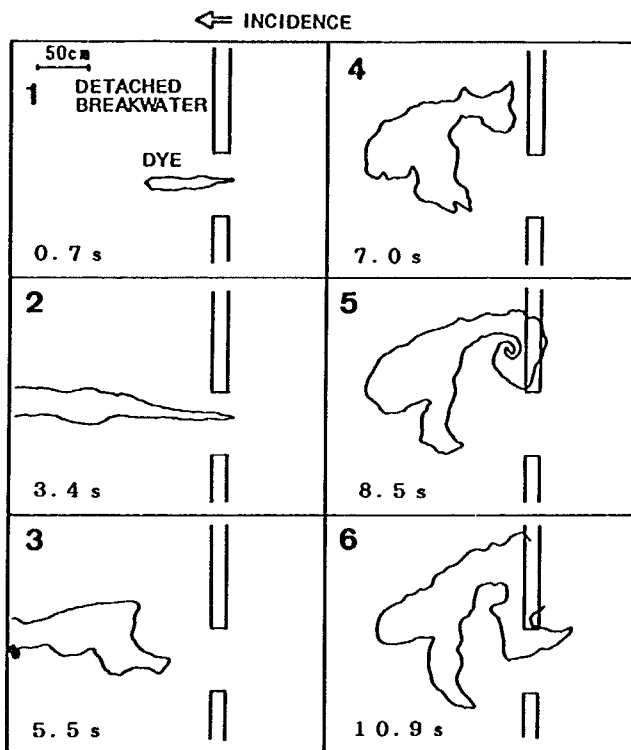


図-6.11 染料による流況 (ケース6, $H_o/d=0.67$)

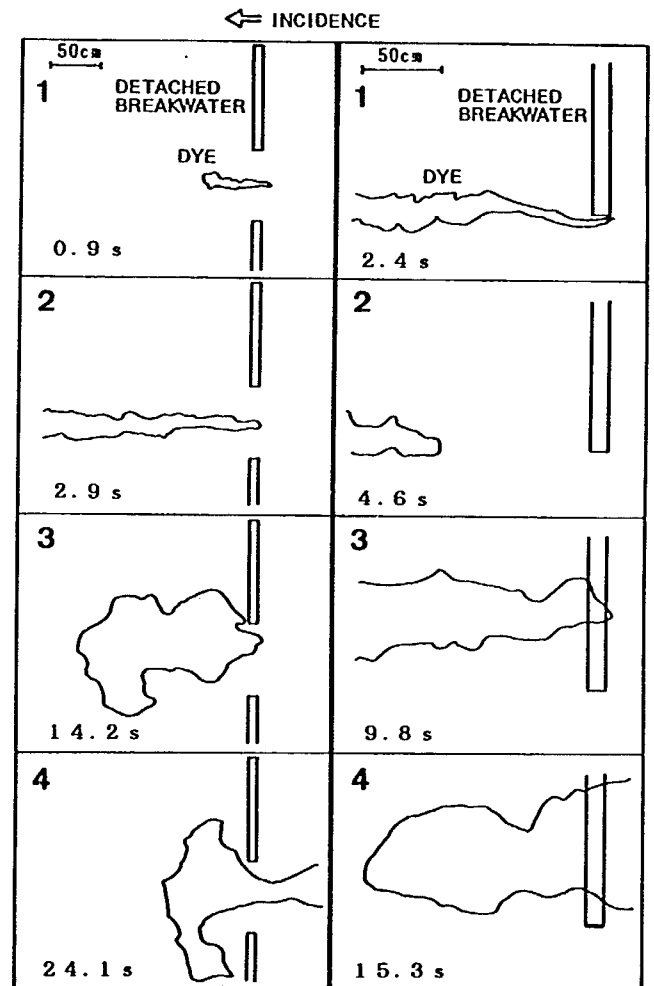
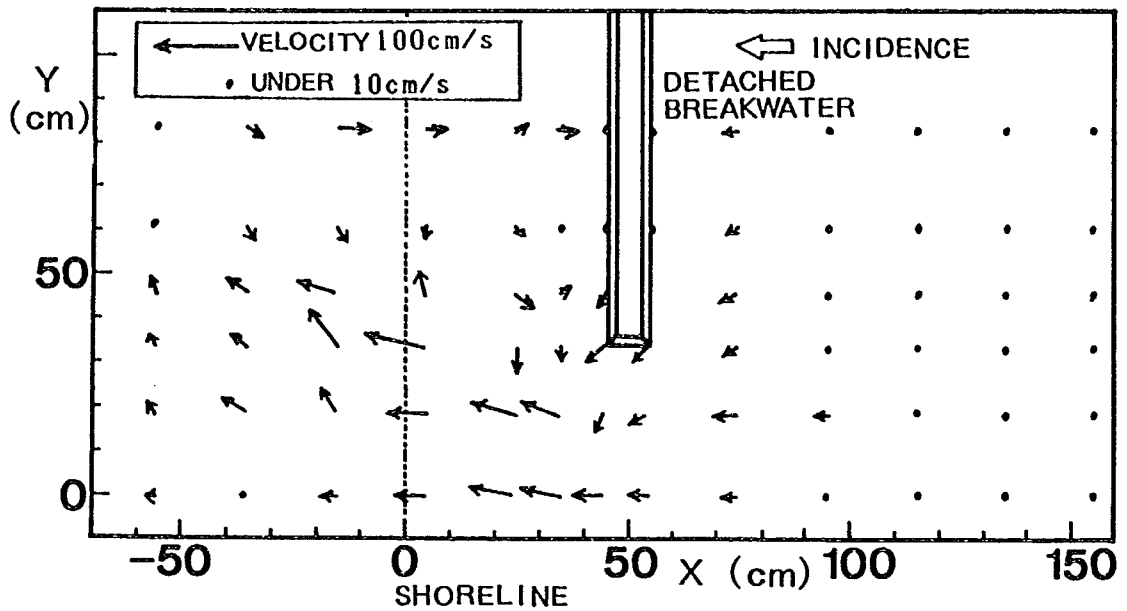
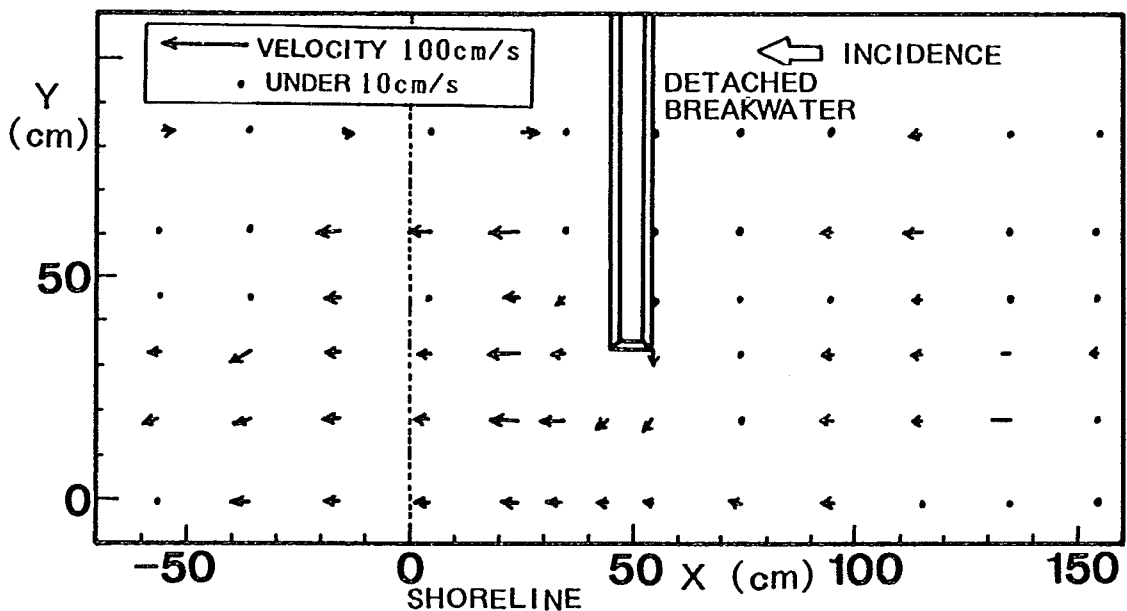


図-6.12 染料による流況 (ケース6, $H_o/d=1.42$)



a) $H_o/d=0.67$, $t=5.1$ 秒



b) $H_o/d=1.42$, $t=5.4$ 秒

図-6.13 流速ベクトル図 (ケース 6)

このように、 H_o/d の違いにより流況が異なってくる。これは6.3.3で述べた津波の遡上形態に関連するのは明らかであり、図-6.10の模式図を用いて以上の結果を説明する。 H_o/d が小さい場合、図-6.10に示す第4段階に達する前に回折波が弱まり第3段階の重複部から冲向きの流れが生じる。このとき開口部では岸向きの流れが継続しており、両者の間に渦が発生する事になる。これが図-6.13a)に示した流速ベクトル図に対応する。一方、 H_o/d が大きい場合は回折波は第4段階へと移行し、第3段階の重複部が全体的に拡がるため冲向きの流れが生じなくなる。よって、渦は発生せず全体的に淀んだ流れになる。これが図-6.13b)の流

速ベクトル図に対応した状況である。そのため、沖の水位低下に伴い全体的に冲向きの流れに移行し、一次元的な流況となる。

なお、不透過堤では離岸堤を通過する冲向き流れは生じず、渦の発生が顕著である（付図Ⅱ-9 参照）。

6.4 結 論

1/100 海底勾配, 1/20 の陸上勾配の条件で行った実験の結果, 次のことがわかった。

- ① 碎波段波に対する連続堤の遡上抑制効果は, $H_o/d > 1.3$ でほとんどなくなる。
- ② 離岸堤の透過性によって遡上抑制効果は影響を受ける。しかし, その効果は顕著ではなく, 開口部の効果に比べ小さい。
- ③ 開口部が存在すると遡上抑制効果は減少する。実験では $B/W < 1.5$ で効果は余り見られなくなった。
- ④ 開口部があると遡上高に沿岸方向分布を生じ, $H_o/d < 1$ では離岸堤背後で, $H_o/d > 1$ では開口部背後で遡上高が高くなる。これは開口部から入射する回折波に支配される現象である。
- ⑤ H_o/d によって流況も変化し, H_o/d が小さい時は戻り時に離岸堤背後に渦を生じ平面的な流れになる。一方, H_o/d が大きい時は渦を生じず, 一次元的な流れになる。

7. 津波遡上数値計算と実験との比較

7.1 研究の目的

日本海中部地震津波を契機として日本海東北沿岸の津波対策が計画され、浸水域の推定や津波堤防天端高の決定のためにシミュレーションが行われた。海岸には護岸、離岸堤などの構造物や砂丘等の自然地形が存在し、そこでの水理現象は複雑なものとなる。一方、計算は広範にわたって行われるため、用いるモデルは単純なものが望ましい。津波遡上計算の妥当性は痕跡等の実測値との比較によって評価される。この場合、離岸堤や砂丘等の効果の評価については曖昧のまま残されてしまう。そこで第5章、第6章で示した津波遡上実験と、非線形長波の式を基礎とした簡単なモデルによる数値計算とを比較してみたので、その結果をここに述べる。

7.2 計算モデル

今回用いた計算モデルは、基本的には浅水方程式を leap-frog 法により 5 cm の地形メッシュの下で差分化して解く単純なものである。

基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q_x^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q_x Q_y}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gn^2}{D^{7/3}} Q_x \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q_x Q_y}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q_y^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gn^2}{D^{7/3}} Q_y \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2} = 0 \quad (3)$$

ここで、

h : 静水深 (陸上部では静水位からの地盤高までの負の値)

η : 静水位からの水位変化量, D : 全水深 ($h + \eta$)

n : Manning の粗度係数, Q_x, Q_y : x, y 方向の線流量

ただし、1次元計算の場合は上記式を1次元化している。 n 値については計算の遡上高が 1/20 一様斜面での実験結果と合うように決定し、0.012 とした。

津波の陸上への遡上、および引き波時の海底露出の計算は、全水深 $D (= h + \eta)$ の値によって地盤が水没しているか露出しているかを判断して行う岩崎・真野の方法⁵⁾を用いた。

また、離岸堤のように越流計算が必要と考えられる場合には、次の本間公式を用いた計算も行い、上記の単純なモデルとの比較を行った。

$$Q = \mu H_1 \sqrt{2gH_1} \quad H_2 \leq \frac{2}{3} H_1 \text{ (完全越流)} \quad (4)$$

$$Q = \mu' H_2 \sqrt{2g(H_1 - H_2)} \quad H_2 > \frac{2}{3} H_1 \text{ (もぐり越流)} \quad (5)$$

ここで, $\mu = 0.35$, $\mu' = 2.6\mu$

H_1, H_2 : 堤前後の水面から天端高さまでの水深 ($H_1 > H_2$)

離岸堤を透過する流量を求める際には以下の式を用いた。

$$\frac{1}{\lambda} \frac{\partial Q_x}{\partial t} + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{f}{2l} \frac{Q_x}{D} \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2} = 0 \quad (6)$$

ここで, λ : 空隙率 (=0.5), l : 離岸堤の幅

f : 抵抗係数 (=8.6, 富永・坂本⁶⁾より)

以上の計算モデルを用いて, 時間ステップ 0.02 秒で水理模型実験に対応した計算を行った。開口部を有する離岸堤のケースでは, 図-7.1 に示すように沖から汀線沖 5 m までを 1 次元計算範囲とし, それ以後を 2 次元計算で行った。

7.3 実験と計算との比較

比較に用いた実験は海岸部の自然地形, 構造物を対象とした 1 次元実験 (第 5 章) と離岸堤を対象とした 2 次元実験 (第 6 章) である。計算では初期入力波形として起潮装置前面での測定水位波形を与えた。

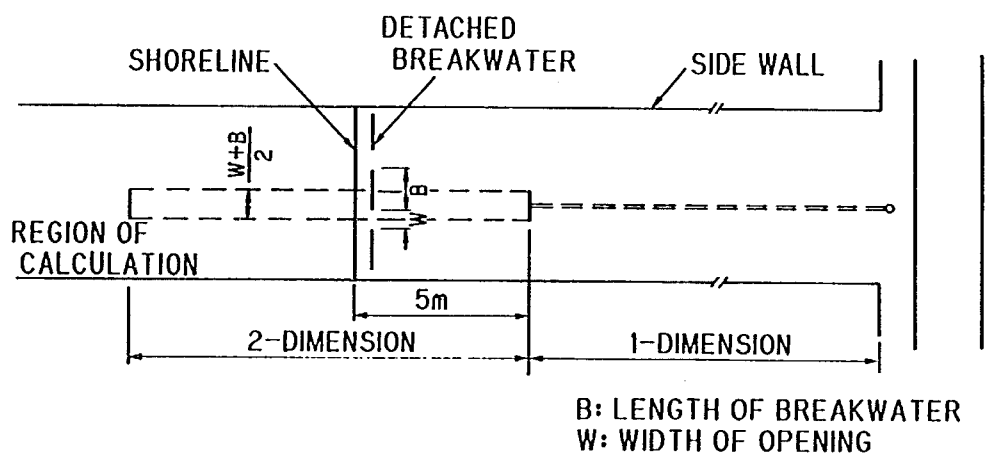


図-7.1 計算範囲

7.3.1 遡上高

実験と計算の遡上高の比較結果を図-7.2に示す。開口部を有する離岸堤(同図▲印)の場合は遡上高の最大値で比較してある。水位や流速の全ての測定は同時に行えないため、測定は数回にわけて行った。このとき初期波形に数mmの差を生じる場合があるため、計算ではそれらの平均的な波形を初期波形としている。津波計算においては初期波形の設定が重要な問題であり遡上高の計算結果に誤差を生じる場合がある。図7.2に示す結果では、両者の差は最大でも一割以内である。初期波形の設定の問題を考慮すると、遡上高については計算モデルが妥当な値を示していることがわかる。離岸堤の場合、越流計算を取り入れた場合や平面計算で実験との差が大きい。個々の問題については以下に考察する。

7.3.2 1次元計算

ここでは1次元計算結果と実験結果とを水位、流速の時空間分布により比較する。一様斜面、砂丘、護岸、不透過および透過離岸堤についての水位、流速の時間波形および遡上波形の比較を図-7.3~7.12に示す。図中の測点は図-5.1に示したものである。全ての図中の時間はX=5m地点での段波到達時刻を基準としたものである。水位の基準は汀線より沖側では静水位、岸側では底面とした。流速測定は底面上5mmで行った。

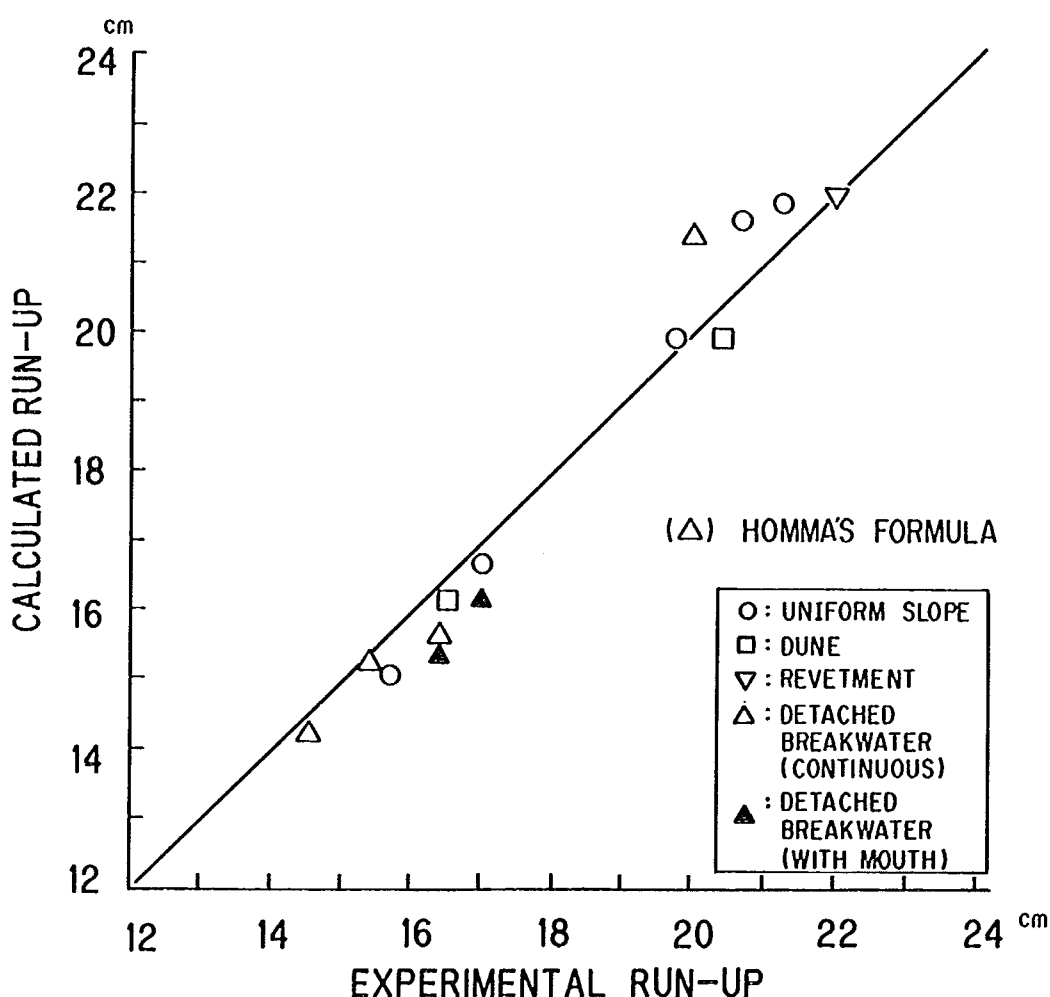


図-7.2 遡上高の比較

用いた流速計が一方向流測定用であるため流速は絶対値での記録となっている。また、遡上波形の実験値は第5章に示したものと同一である。

(1) 一様斜面 (1/20)

図-7.3 a)の水位時間波形によると、実験での反射波は短周期の分散波列を形成して沖へ進行する。計算には分散項を取り入れていないため、この状況は再現されない。また、実験に比べ計算の方が反射波の位相も早くなっている。一因として計算値の方が入射波高がやや高めになっていることが挙げられるが、この原因は明らかではない。計算では碎波条件や先端部での混合など特に考慮していないが、図-7.3 a), b)に示す水位、流速時間波形共に計算と実験は良く一致している。図-7.3 b)における陸上部での流速時間波形では、計算での戻り流れが実験よりも長く継続している。これは、実験において水位が低くなると流速計が露出してしまうためである。また、図-7.4 に示す遡上波形も良く一致している。

(2) 砂丘 (砂丘高 $d=12$ cm)

図-7.5 a), b)の遡上時の水位、流速時間波形は良く一致している。a)の水位時間波形によると、汀線沖の反射波の比較については一様斜面と同様な傾向を示している。砂丘頂を越えた後の P 12 の遡上流速は計算の方が速い。そのため、a)の水位波形に見られるように、P 16 から陸側で反射波の発生は実験より計算の方が早くなっている。図-7.6 の遡上波形において、 $t=29$ sec での計算結果が $t=30$ sec の実験結果と比較的合うのもこのためと考えられる。図-7.5 b)においては、砂丘頂 (P 11) までの計算と実験の流速は良く一致している。このことから、砂丘頂から陸側における水位・流速の計算と実験との差は、砂丘頂部での剥離による抵抗などが影響しているものと考えられる。これは、図-7.6 に示す遡上波形において、計算に比べ実験では砂丘頂部でせき上がったような波形になっていることからもうかがえる。しかし、単純なモデルを用いているにもかかわらず、計算は砂丘周辺での津波遡上を良く再現している。

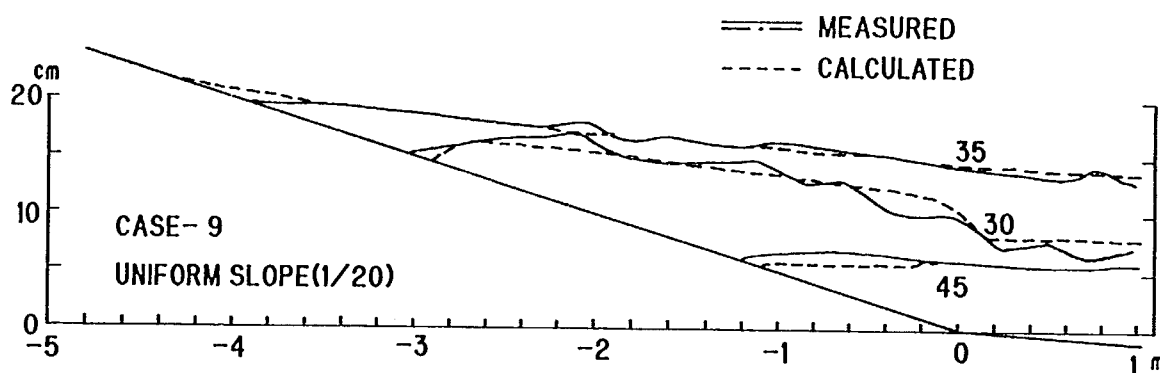
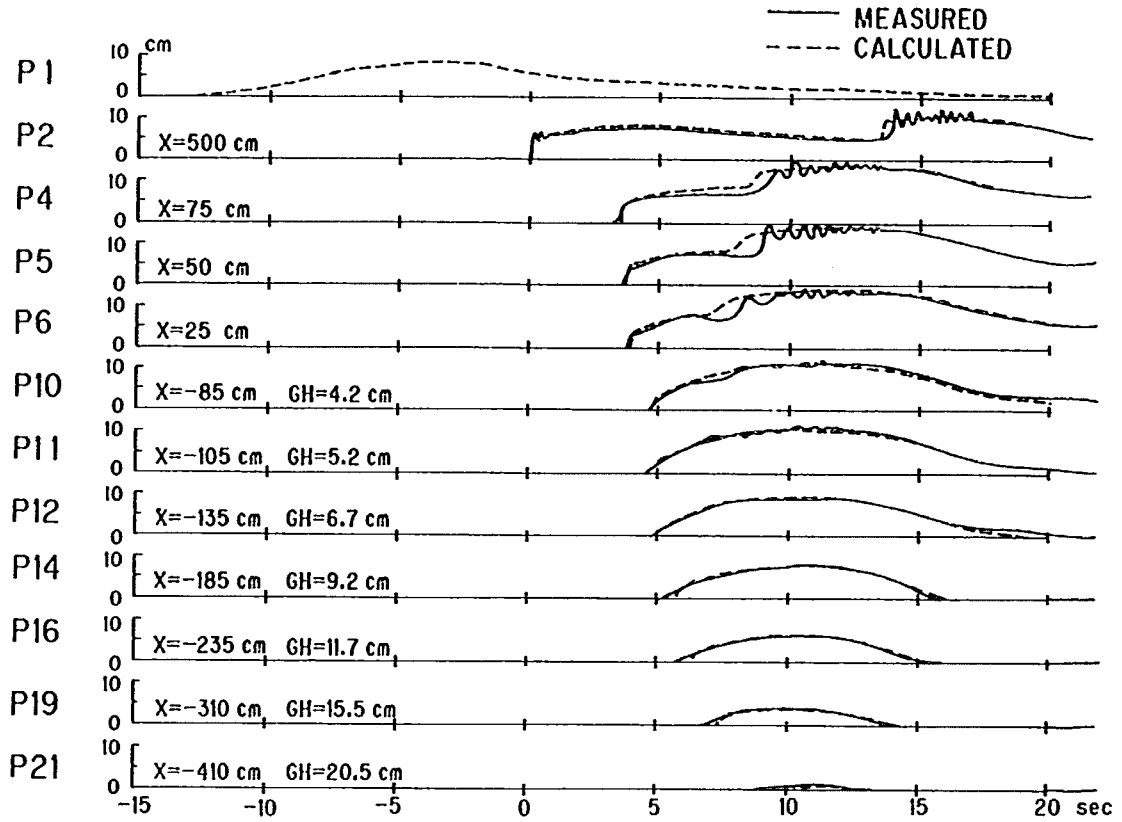
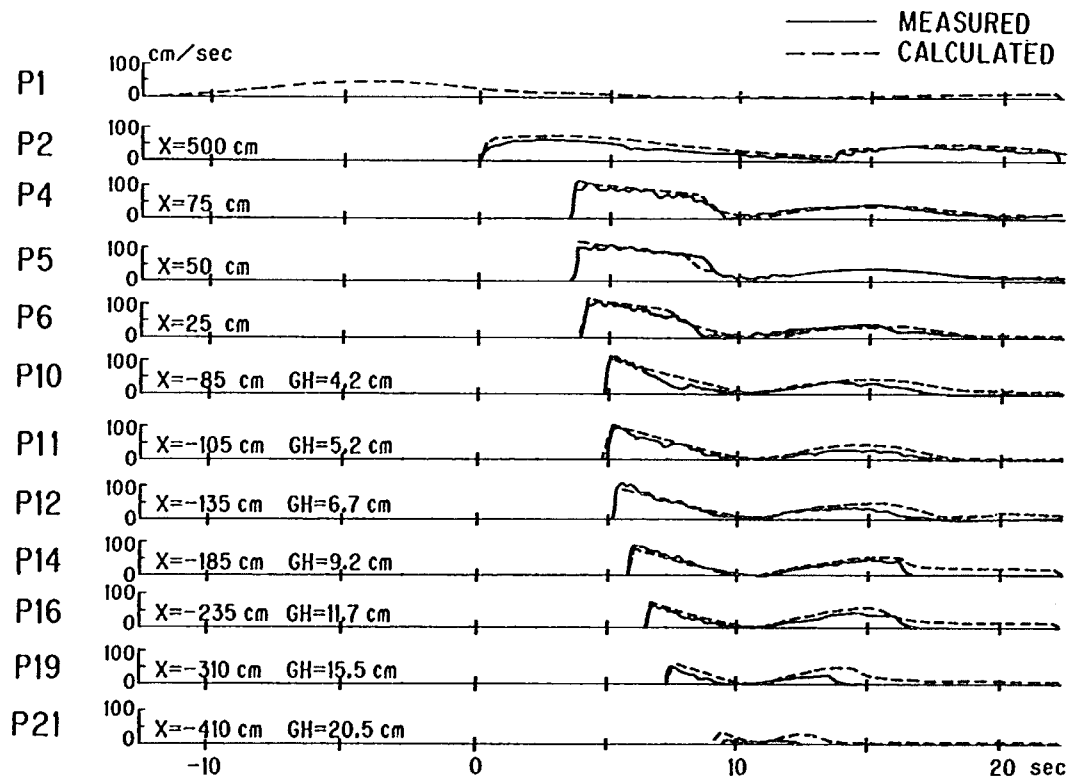


図-7.4 遡上波形 (1/20 勾配一様斜面)

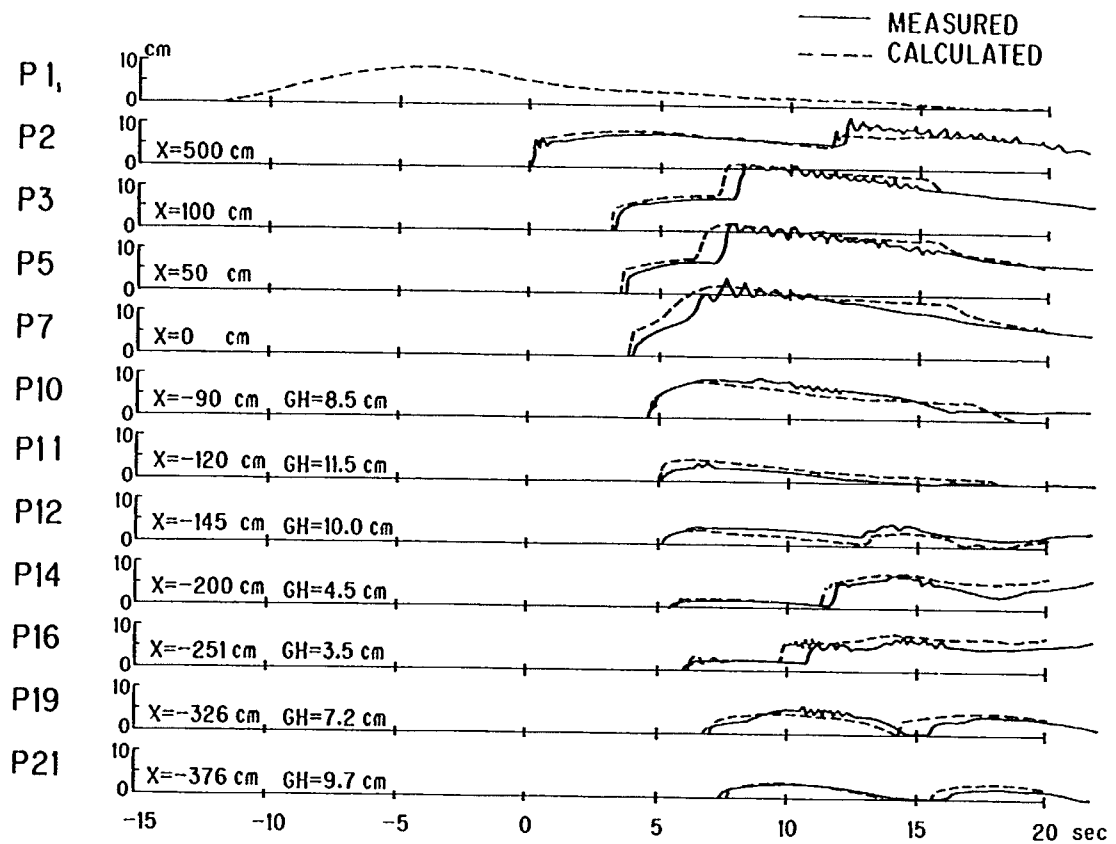


a) 水 位

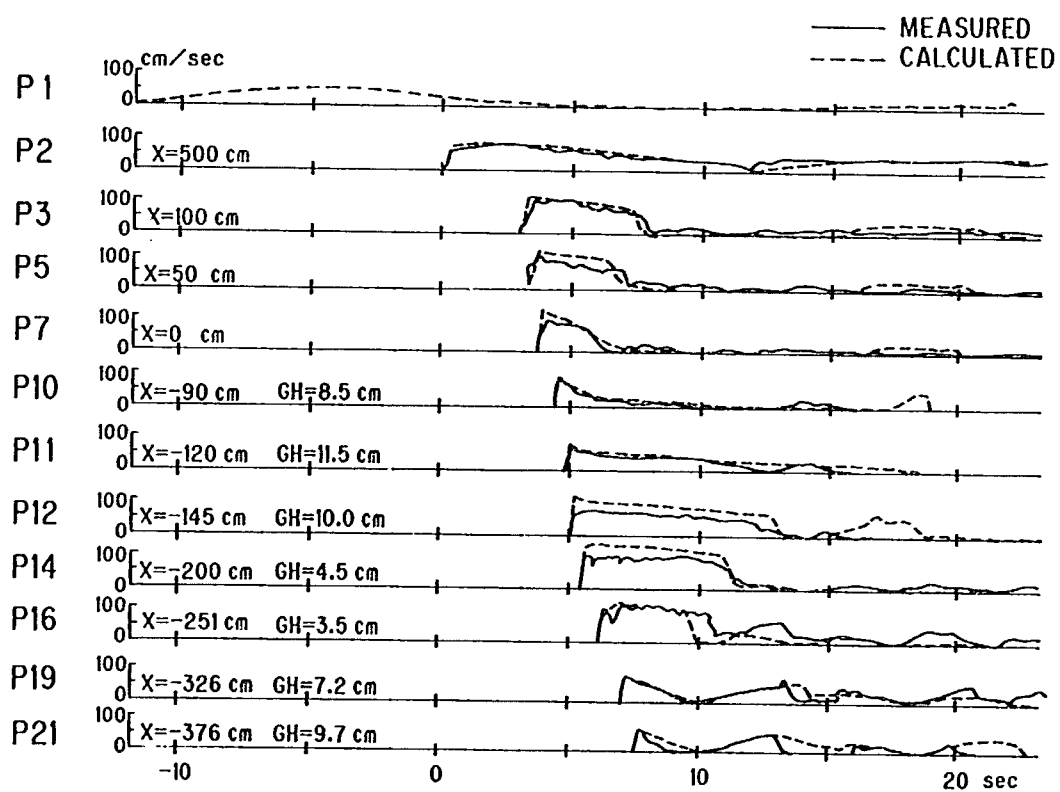


b) 流 速

図-7.3 時間波形の比較 (1/20 勾配一様斜面)



a) 水 位



b) 流 速

図一7.5 時間波形の比較 (砂丘 $d=12$ cm)

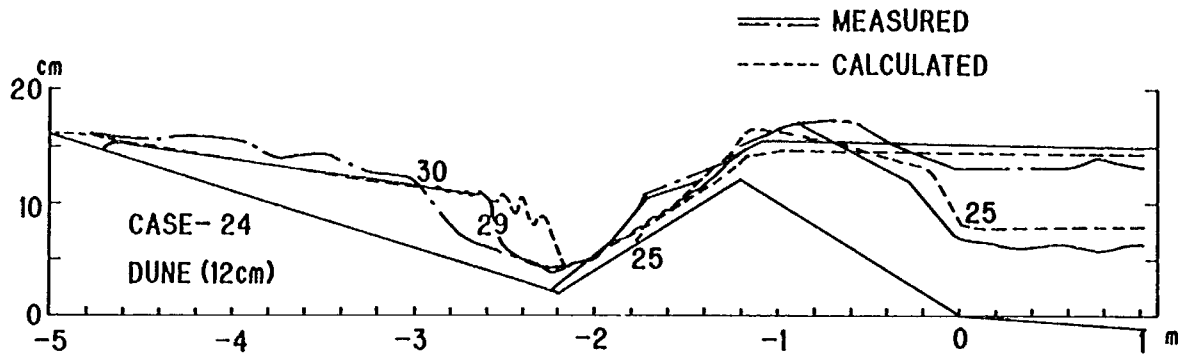


図-7.6 遡上波形 (砂丘 $d=12\text{ cm}$)

(3) 護 岸

図-7.7 a), b) に示す護岸の計算結果は水位、流速共に陸上部でやや大きめになっている。しかし、遡上波形 (図-7.8) を含めて全体的に計算と実験とは良く一致している。護岸は地形として計算格子に取り入れられているが、護岸基部は津波遡上時は死水域となるため、特別な考慮をしなくとも本モデルで十分な計算が行えるものと考えられる。

(4) 離 岸 堤

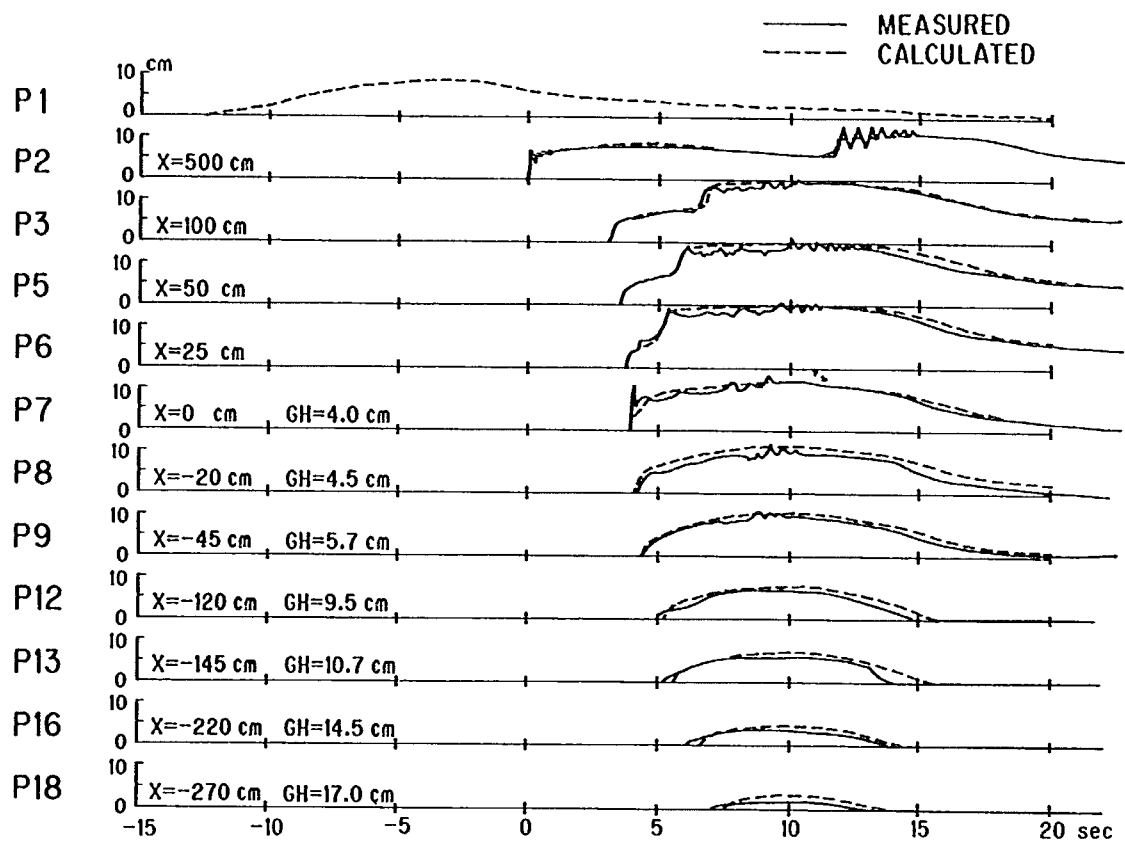
実験に用いた離岸堤は堤幅 5 cm のものであり、1つの計算格子で地形として表現できる。そこで、離岸堤からの越流の計算は、基礎式のみで行った場合と本間の越流公式を用いた場合の二通りで行った。前者の結果を図-7.9, 7.10, 後者の結果を図-7.11 に示す。このときの離岸堤は不透過堤としている。離岸堤を透過堤として計算した場合の比較を図-7.12 に示す。このときは基礎式のみで計算を行っている。

① 不透過堤 (基礎式のみの場合)

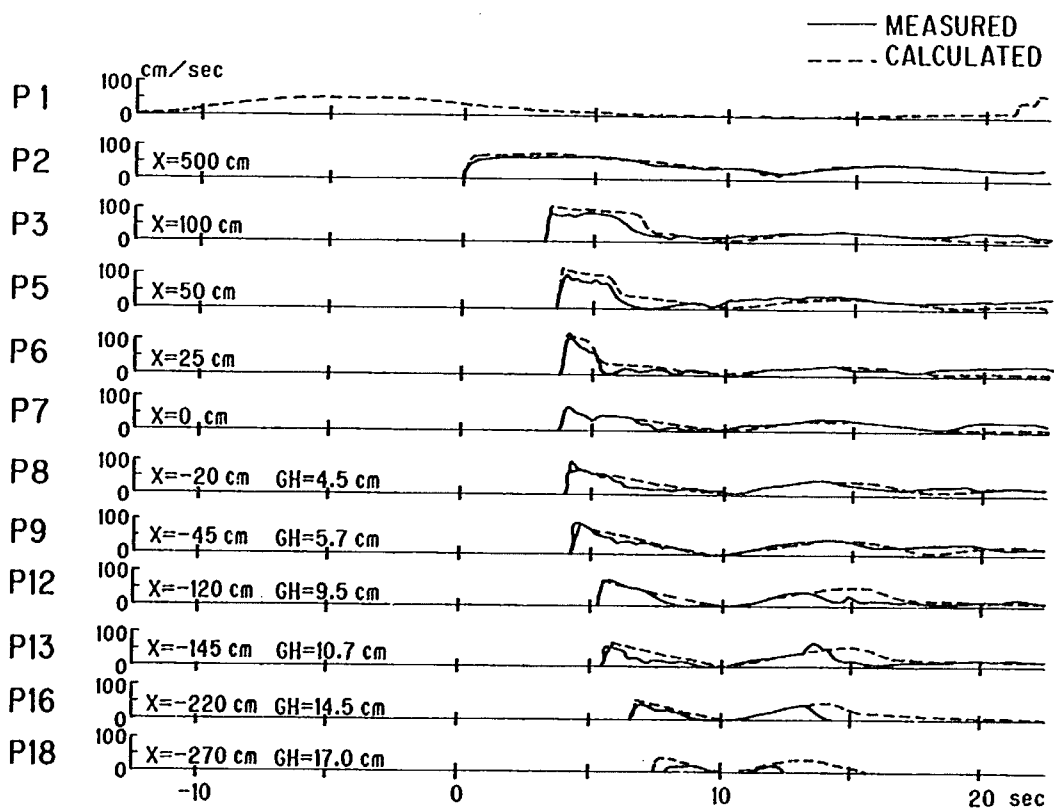
図-7.9 a), b) によると、離岸堤天端上 (P5) では、遡上時に実験値が計算値に比べ水位は高く流速はやや小さくなっている。さらに、実験では遡上時に P6, P7 で薄く速い流れが継続している。また、a) の水位時間波形を見ると計算では P8 付近から 1 波目の反射が見られるのに対し、実験での 1 波目の反射波は P15 付近から見られる。これらは相互に関連したものであり、離岸堤上 (P5) での遡上時の水位、流速時間波形の違いが、離岸堤より陸側の遡上時の水位、流速時間波形や反射波の形成に影響しているものと考えられる。また、図-7.10 の遡上波形を見ると、越流初期は堤頂と堤岸側の水位差が大きく、薄い水脈が斜面をはい上がっている。堤体からは剝離し落下する水脈が生じており、このような流れの取り扱いが越流計算には重要であるものと考えられる。

② 不透過堤 (本間式を用いた場合)

本間の越流公式を用いて計算した結果を図-7.11 a), b) に示す。これらの結果は基礎式のみで計算した場合よりも実験との適合性は良くない。P5 地点での水位、流速時間波形を見ると越流量を抑え過ぎていることがわかる。その結果、図-7.2 に示した遡上高も過少な値となっている。



a) 水 位



b) 流 速

図-7.7 時間波形の比較 (直立護岸)

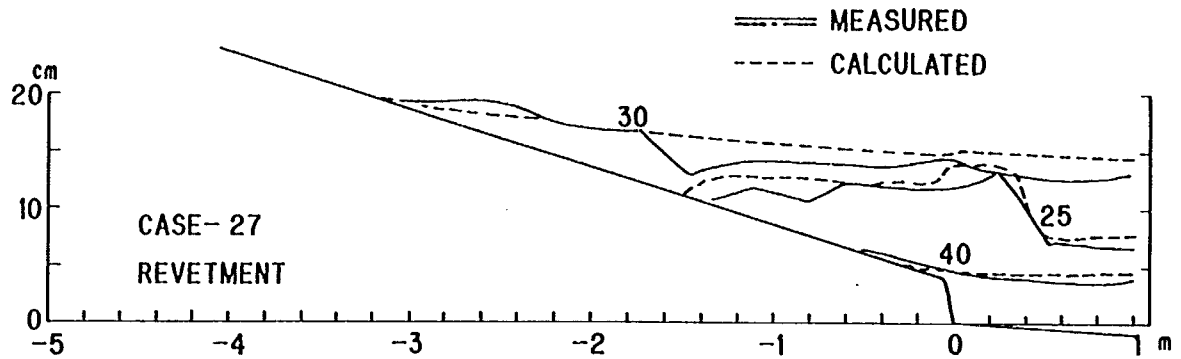


図-7.8 遡上波形（護岸）

越流計算を含んだ津波の数値計算については後藤ら⁷⁾が検討している。そこでは越流水深の取り方や越流水脈などを考慮して計算を行っており、本間式を用いた場合でも実験と計算は良好な一致を示している。本計算ではモデルの簡素化を第一としたため越流境界に本間式を適用しているだけであり、この点に問題があるものと考えられる。また、非定常流に対する本間式の適合性や、越流水深の取り方も問題となる。側面からのビデオ撮影によると、堤頂から落下する越流水脈は 10 cm 程度堤岸側に着水しており、この部分での水面勾配や抵抗をモデルに取り組む必要がある。

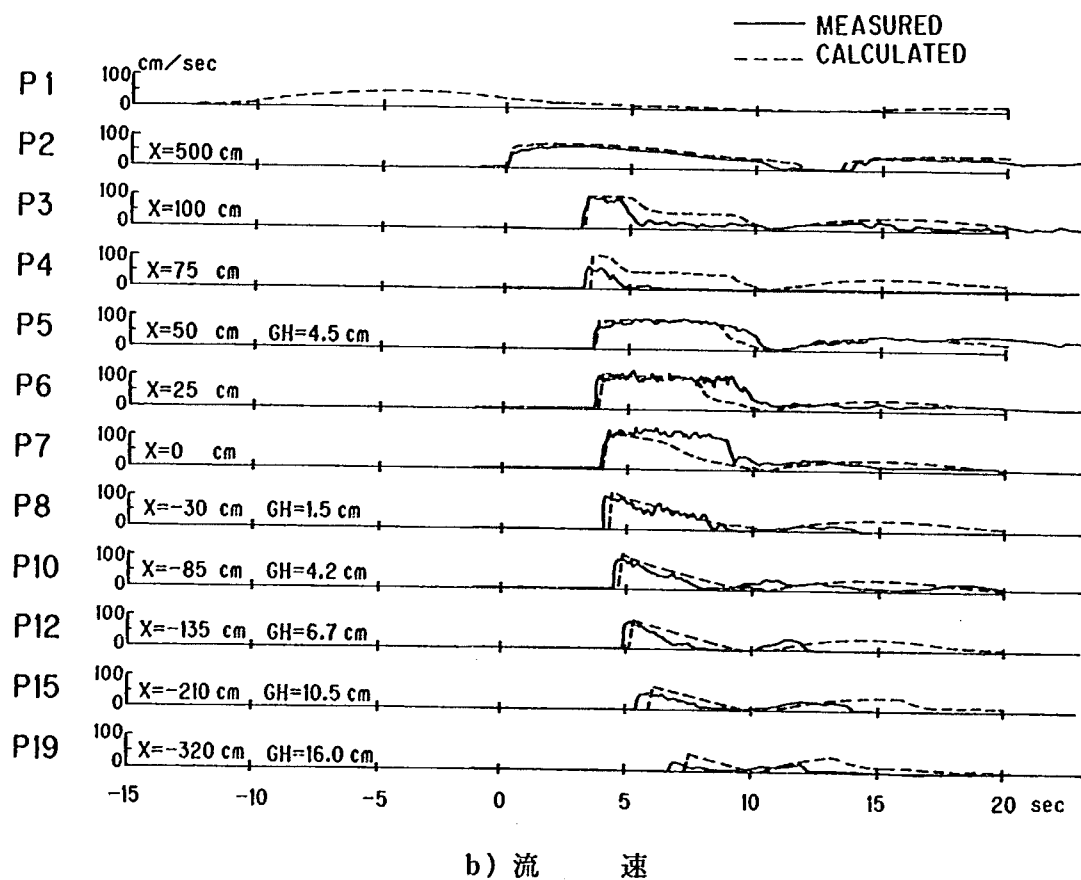
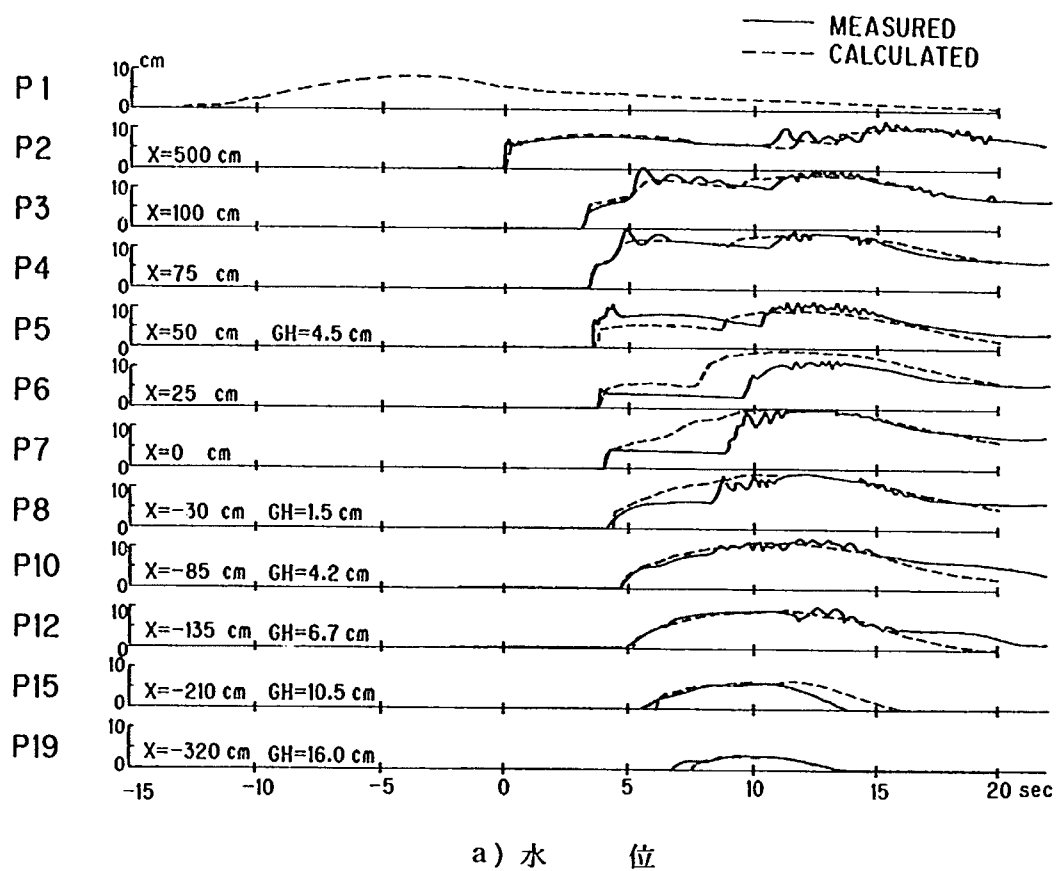
③ 透過堤

透過堤では越流の状況が不透過堤となり、越流水脈の剥離が顕著ではなく離岸堤を乗り越えるような流れとなる。そのため離岸堤を地形として扱い透過性を考慮した計算結果は、図-7.12 a), b) に示すように水位、流速時間波形ともに不透過堤に比べ実験と一致するようになる。なお、図-7.12 b) において離岸堤直前直後の測点 P 4, P 6 で流速値が著しく小さいのは、測定部が堤体の直前直後の死水域に入っているためである。ここでの値が透過流速に相当するものと考えられる。

7.3.3 二次元計算

開口部を有する場合の実験結果については前章で述べた。このうち、ケース 5 ($B/W=2.0$) とケース 7 ($B/W=1.0$) について計算を行い実験と比較した。ここではケース 5 の結果を用いて比較検討を行う。計算は表 6.2 に示す A ($H_o/d=0.67$) および K ($H_o/d=1.42$) の波の条件で行った。

遡上時、遡上から戻り流れへの遷移時および戻り流れ時の水位および流速ベクトルの比較を図-7.13~7.16 に示す。図の表示方法、範囲は図-6.8, 6.12 と同じである。ただし、図に示す時間は $x=5\text{ m}$ に波が到達した時刻を基準としたものである（付図も同じ）。各々 a) が実験結果、b) が計算結果である。なお、付図IVにケース 5 の計算での等水位線の経時変化を示した。この結果からは、前章で述べた回折波の進行に伴う水位変化が、定性的に良く再現されていることがわかる。



図一7.9 時間波形の比較 (不透過離岸堤, 基礎式のみの場合)

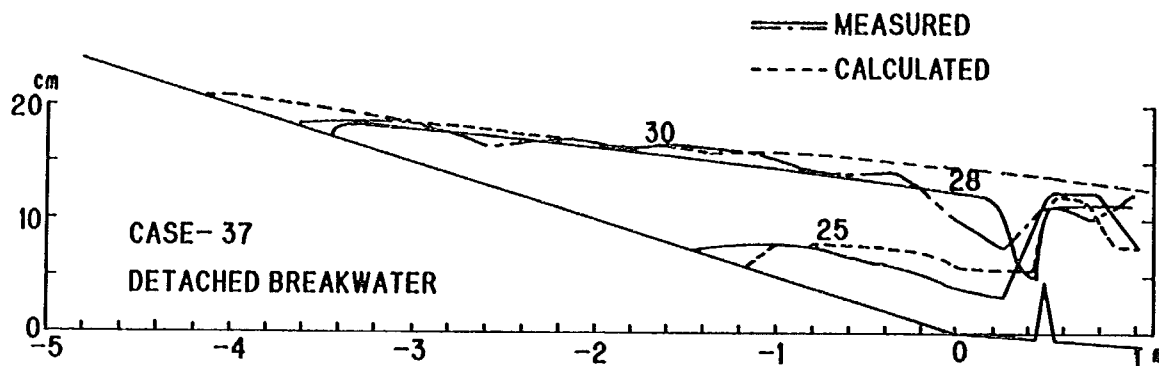
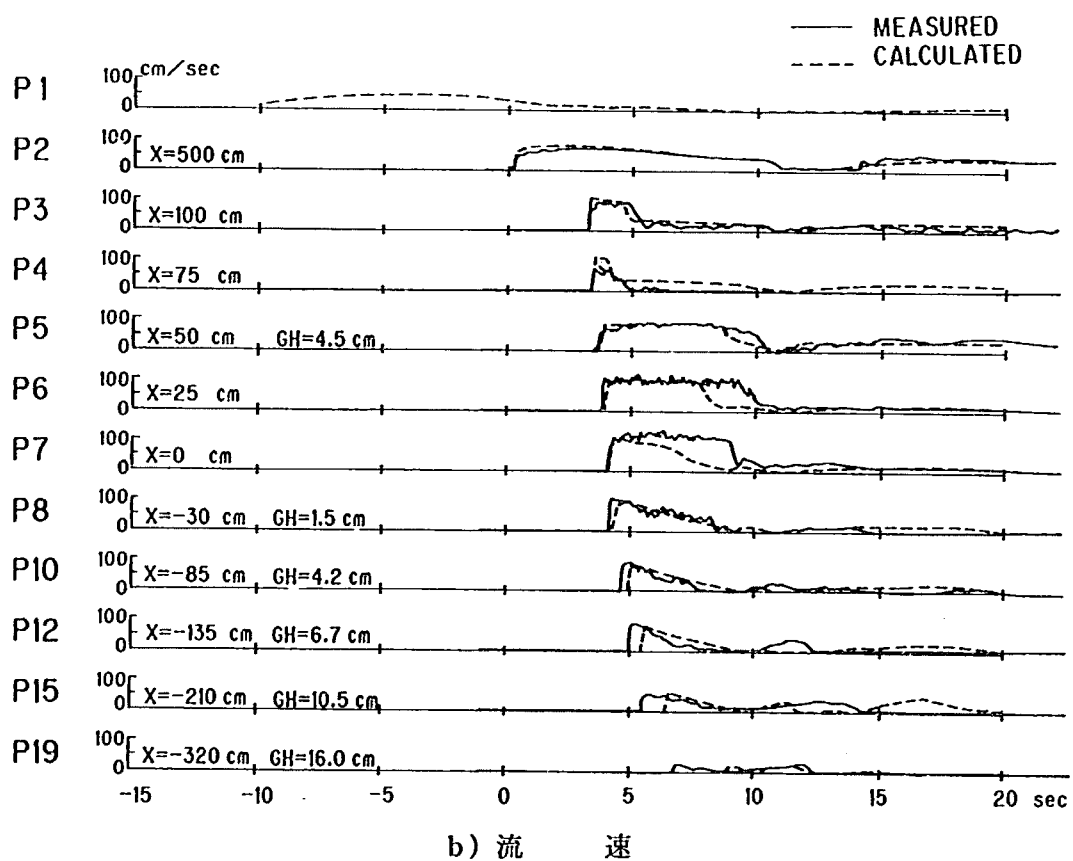
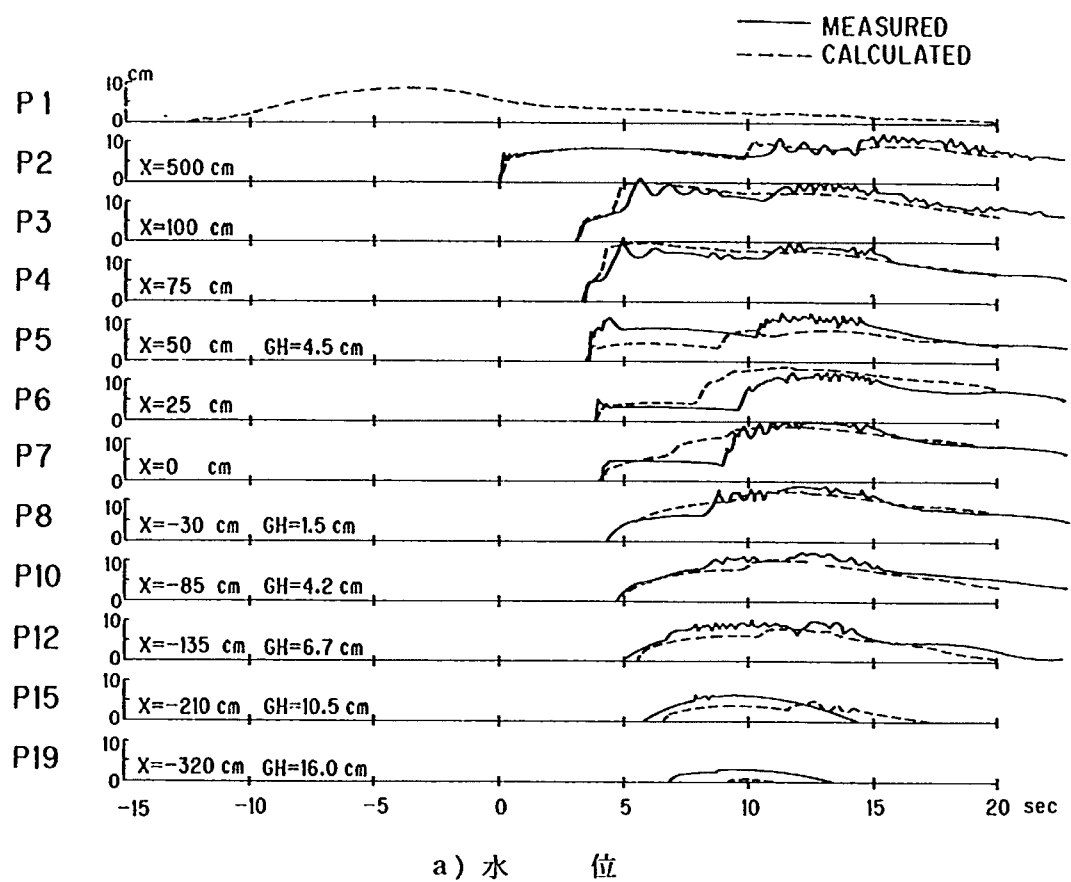


図-7.10 遡上波形（不透過離岸堤，基礎式のみの場合）

まず，図-7.13, 7.14 に波高に比べ堤高が低いケース ($H_o/d=0.67$) の比較を示す。等水位線を見ると，遡上時 ($t=6.8$ sec) に実験で生じている離岸堤背後での回折波の重なりによる水位の高い部分 (図-7.13 a)) が，計算 (同図 b)) にははっきり出ていない。しかし，図-7.13 の他の時間については定量的にみても良くあっている。次に流速ベクトルの比較を図-7.14 a), b) に示す。図-7.14 a), b) によると，離岸堤背後に生じる時計回りの渦の中心位置が，計算に比べ実験ではやや沖に偏っていることがわかる。しかし，各時刻のベクトルのパターンやその値は比較的良く一致している。

堤高に比べ波高の高い ($H_o/d=1.42$) 場合の比較を図-7.15, 7.16 に示す。初期の等水位線 (図-7.15 a), b) の $t=5.4$ sec) での差が大きい。回折波の重複による水位分布のパターンは合っている。しかし，実験結果にみられる離岸堤背後の急激な水位変化 (図-7.15 a) の 4 cm から 8 cm の等水位線) は計算にみられない。これは，計算での反射波水位がやや小さいことにも関係はあるが，前章で述べた堤背後での混合 (図-6.8 b) 参照) に起因するものと考えられる。堤背後では堤体からの越流と回折波が重なる際に激しく混合し，その結果が実験結果の急激な水位変化として現われる。この現象がモデルに取り込まれていないことが水位分布の合わない大きな原因と考えられる。図-7.15 a), b) の $t=8.2$ sec, 14.1 sec でも計算と実験はあまり良く一致していない。付図IV-3 をみると実験での 8.2 sec はむしろ計算での 7.0 sec に近く，実験での 14.1 sec は計算での 16.0 sec に近い。時刻の違いは時刻設定の精度や誤差の累積によるものと考えられる。しかし，図-7.12 a) の実験結果の方が水位の起伏が大きく，回折波の重複や混合現象が実験において顕著なものと考えられる。図-7.16 a), b) の流速ベクトル図においても， $t=5.4$ sec のとき堤背後から岸に向かう流速の減少は実験の方が著しい。これも，堤背後での混合によるものと考えられる。図-7.16 a), b) を全体的にみて，実験の方が堤体を回り込む形のベクトルが多くなっている。これは実験での流速が底面上 5 mm でのものであり，越流流速の影響が小さいことも一因である。堤体付近では現象の 3 次元性が強いことの一因である。

堤体周辺の水位・流速の時間波形の比較を図-7.17, 7.18 に示す。堤体に比べ波高が小さい場合 ($H_o/d=0.67$) を図-7.17, 大きい場合 ($H_o/d=1.42$) を図-7.18 に示した。流速は x 方向の絶対値の記録である。 $H_o/d=0.67$ の図-7.17 a), b) を見ると堤体への波の到達時刻が計算の方が遅い。この原因として，a) の P2 の水位波形が実験では分散性を顕著に示し先端波高が高いことが挙げられる。b) の流速波形では P3,



図—7.11 時間波形の比較 (不透過離岸堤, 本間式を用いた場合)

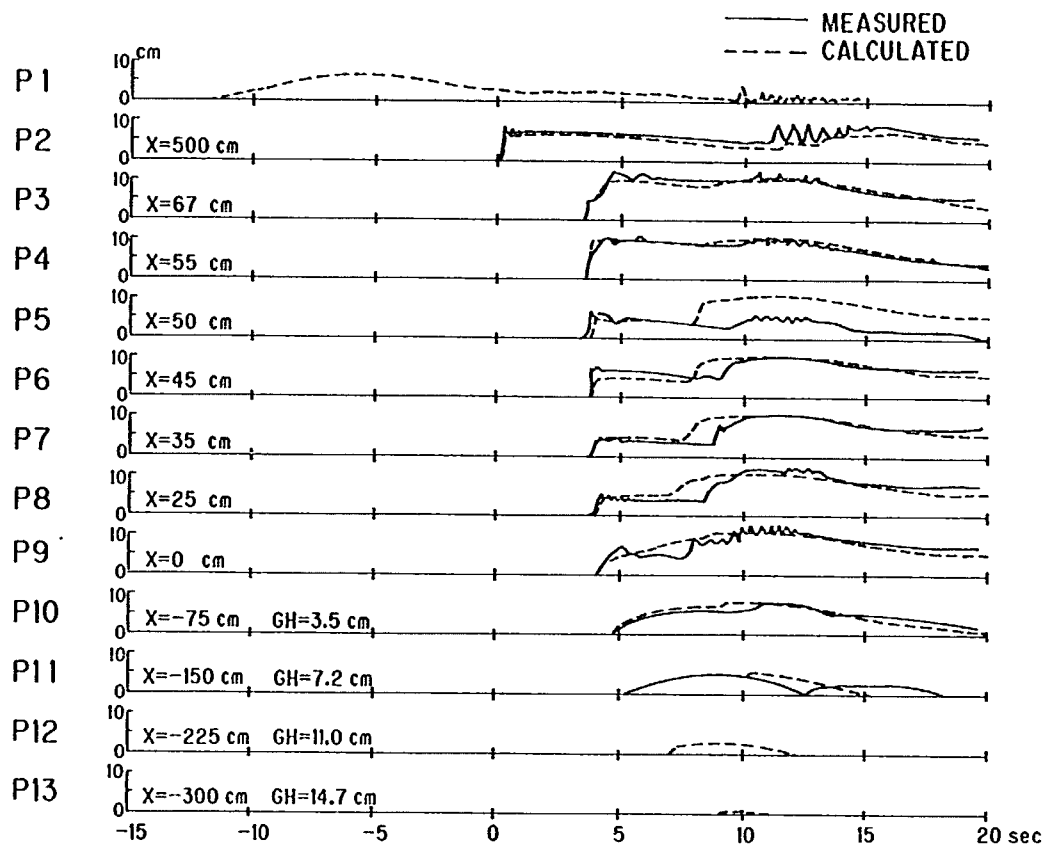
P4で初期の流速値が小さくなっている。これは $H_0/d=1.42$ の図-7.18 b)における P3, P4でも同様である。この原因は明らかではないが、流速計の応答性の悪さが一因と考えられる。また、これらの地点での遡上時の実験流速は、段波到達 1~2 sec の後に計算に比べ著しく減少する。この要因としては、これらの地点が堤体から 25 cm の位置にあり、反射波の到達により底面付近の流速が減少した（底面付近が死水域に入った）ことが考えられる。堤体直前の測点 P6 では図-7.17 b), 7.18 b) 共に実験流速がかなり小さい。これは堤前面が死水域に入るためである。この流速値が底面付近の透過流速に相当するものである。一方、堤体直後の P7 の流速波形は、図-7.17 b) の場合、実験と計算はよく合っている。しかし、図-7.18 b) では実験流速がかなり小さい。一次元計算で述べたように、堤高に比べ波高が大きい場合（図-7.18）、越流水脈は堤体から 10 cm 程度離れた地点に着水する。そのため、堤体直後は滞流する。堤体に比べ波高が小さい場合はこのような越流水脈は生じず、流れが堤体を重り越えるようになるため P7 での流速波形が一致するものと考えられる。図-7.18 a) では反射波の短周期成分が計算では表現されていない。図-7.17, 7.18 を全体的にみると、水位、流速時間波形のパターンはよく一致していると考えられる。

以上述べたように、計算において無視されている混合現象が実験では顕著であり、水位や流況が合わない原因となる。しかし、遡上の形態や流況の定性的パターンおよび遡上高の沿岸方向分布（付図III-5 参照）は良く一致している。また、遡上高は図-7.2 に示したように計算結果の方がやや小さい。混合現象が遡上高に影響するならば、これは逆の結果である。遡上高は回折波の進行に伴う平面的な水位分布に強く影響される。つまり、回折波の進行とそれに伴う混合現象が水位分布に影響し（計算の方が全体的に水位の起伏が小さい）、その結果計算に比べ遡上高が高くなるものと考えられる。よって、越流が卓越するような場合、精度の良い計算を行うためには堤背後の混合現象をモデルにとり込む必要がある。

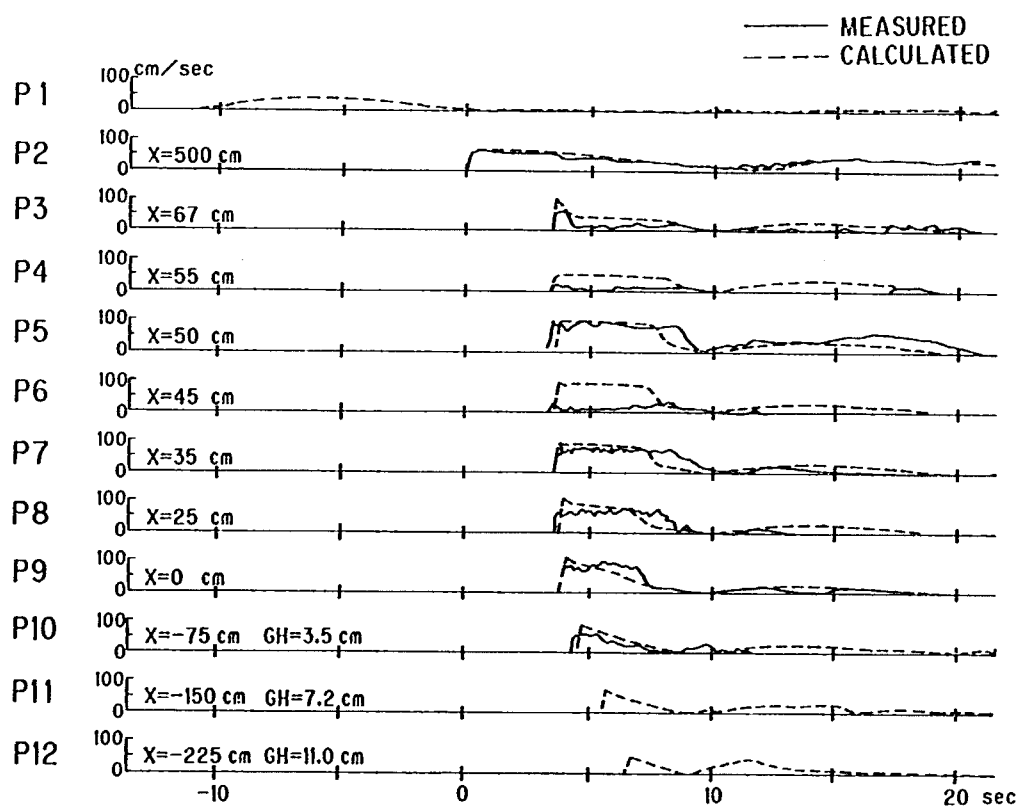
7.4 ま と め

海岸部に構造物や砂丘がある場合の津波遡上について実験と計算とを比較した結果、ここで用いたような簡単な計算モデルでも実用上十分な精度を持つ計算が行えることがわかった。連続した不透過離岸堤では越流の取り扱いに問題があるが、通常の開口部を持つ透過性に注意すれば実用計算に問題はないと考えられる。

ここに記した計算は建設省で行われた「日本海中部地震津波対策調査」の一環として行われたものである。計算は山木 滋氏（㈱アイ・エヌ・エー新土木研究所）が行った。計算にあたって多くの御指導を頂いた東北大学：首藤伸夫教授、港湾技術研究所：後藤智明主任研究官に感射の意を表します。

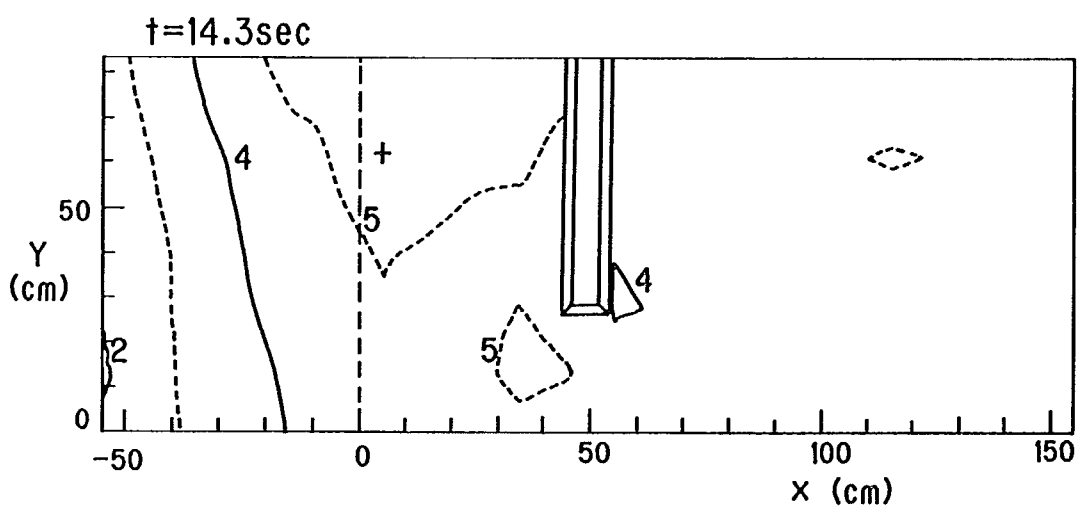
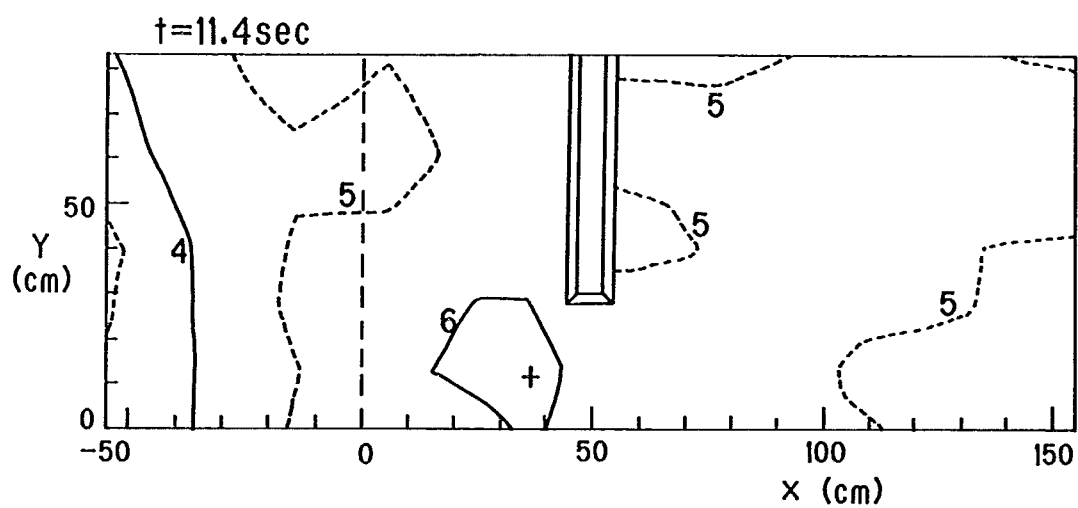
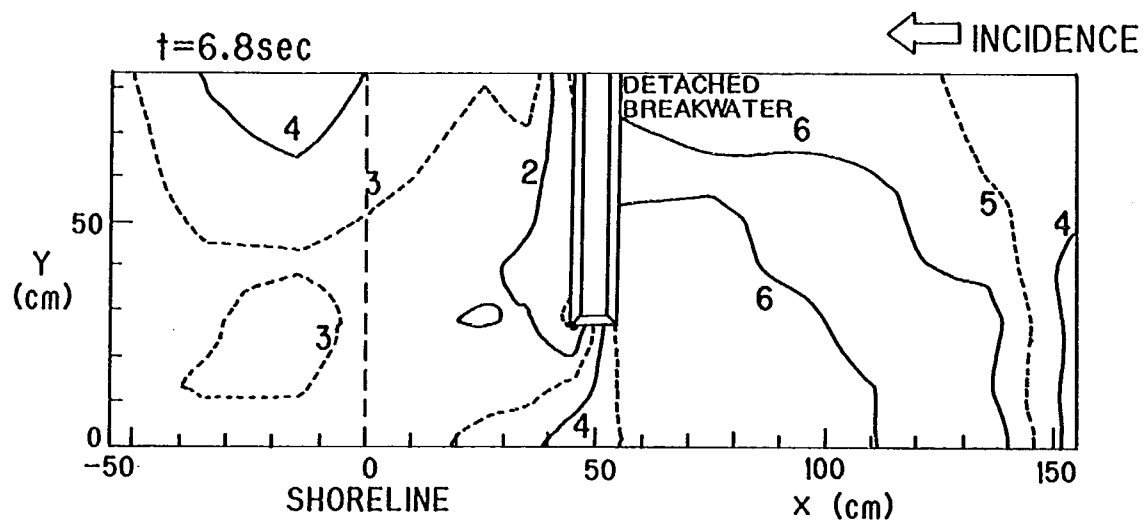


a) 水 位



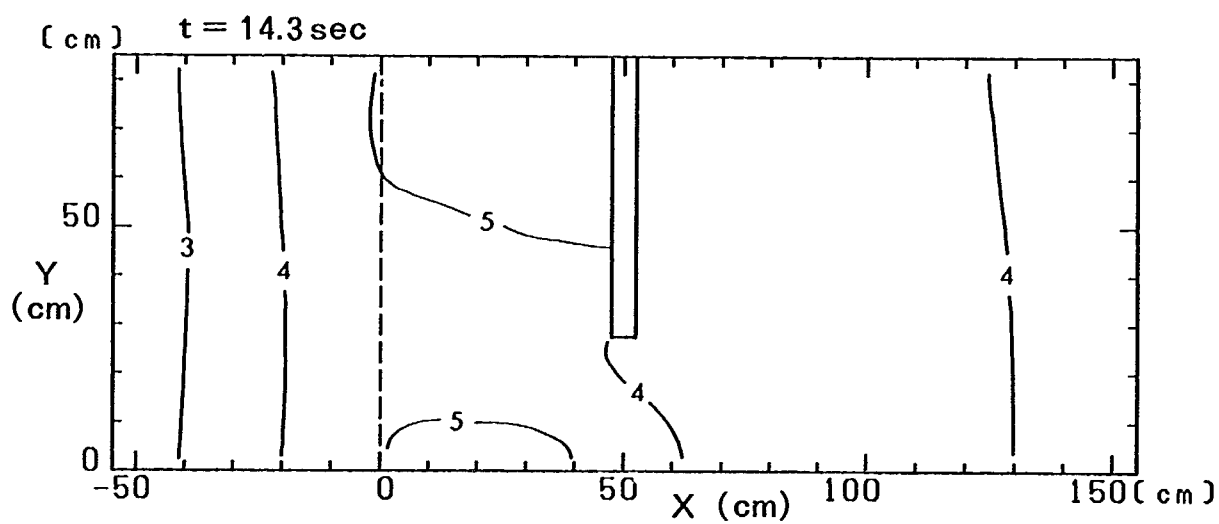
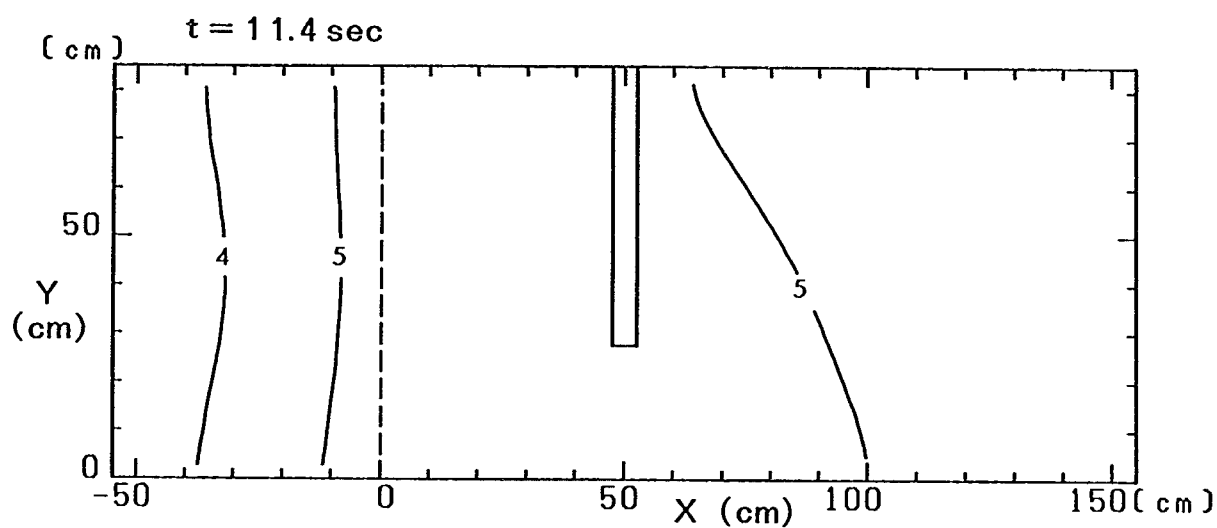
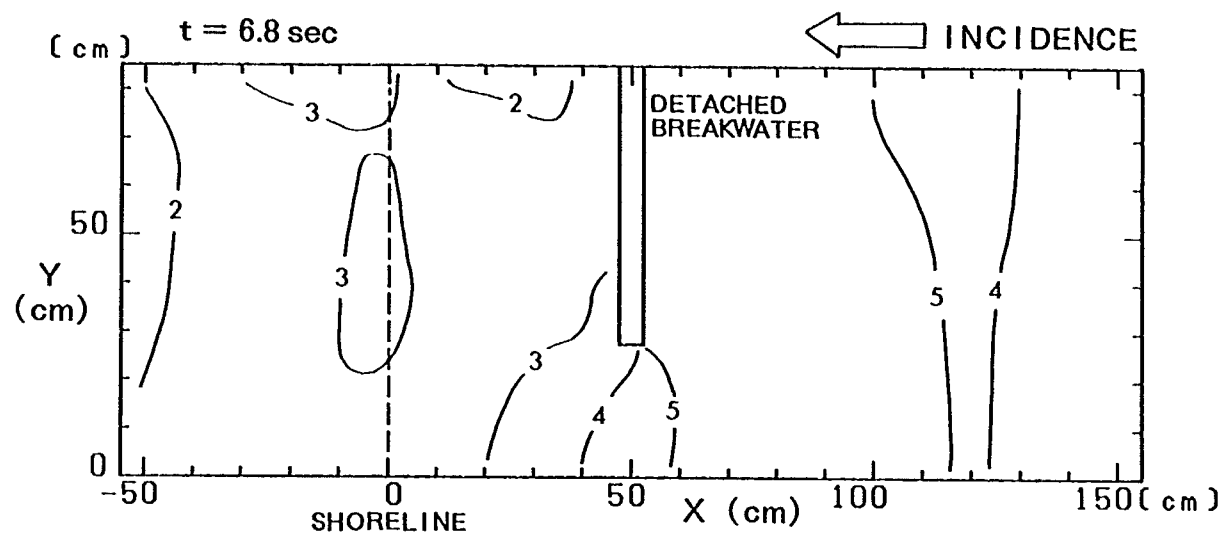
b) 流 速

図—7.12 時間波形の比較 (透過離岸堤)



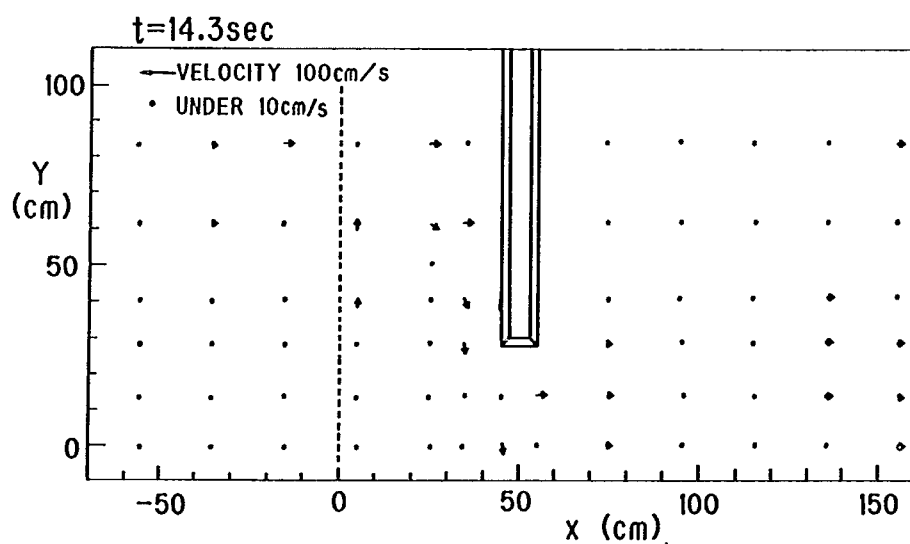
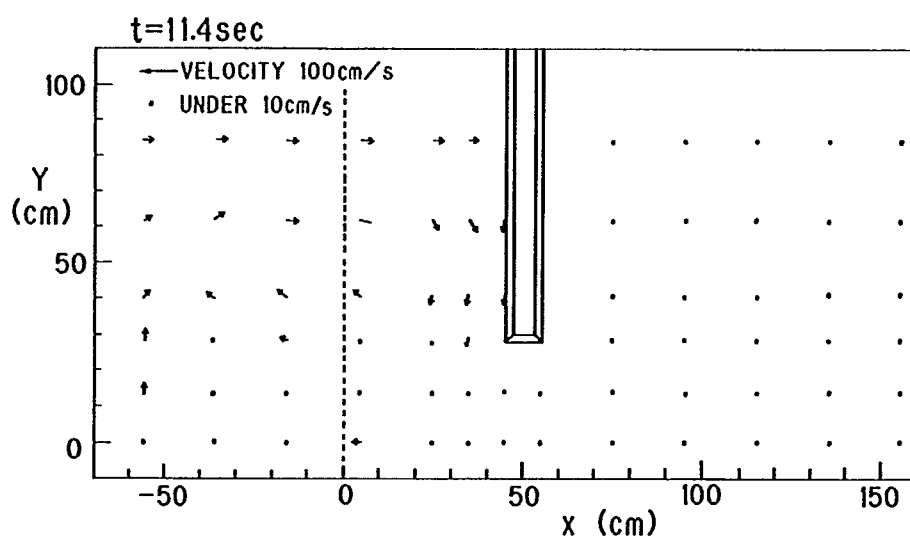
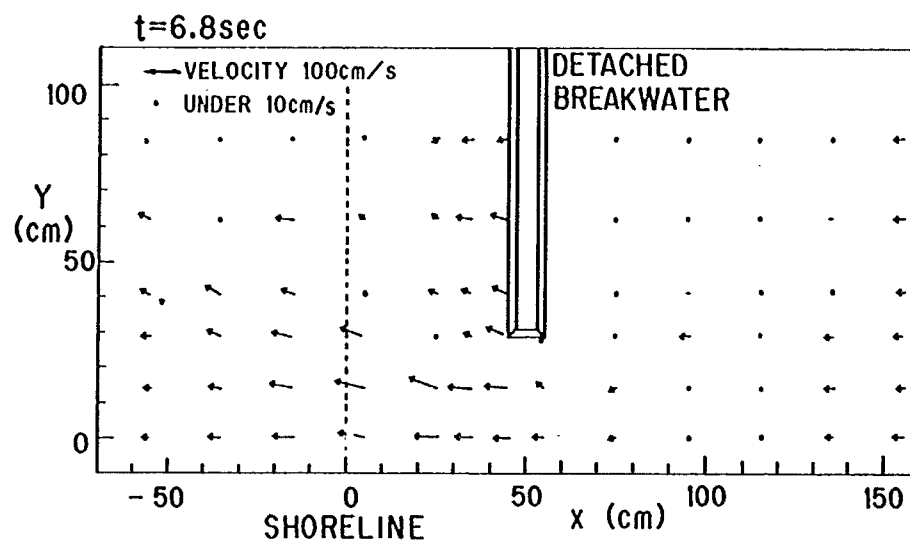
a) 実験結果

図-7.13 等水位線図 (ケース5, 津波A)



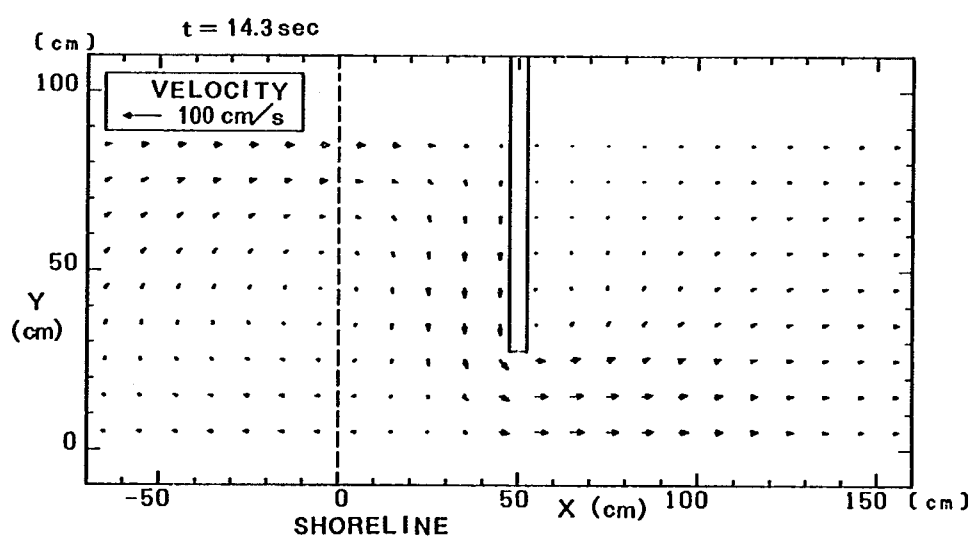
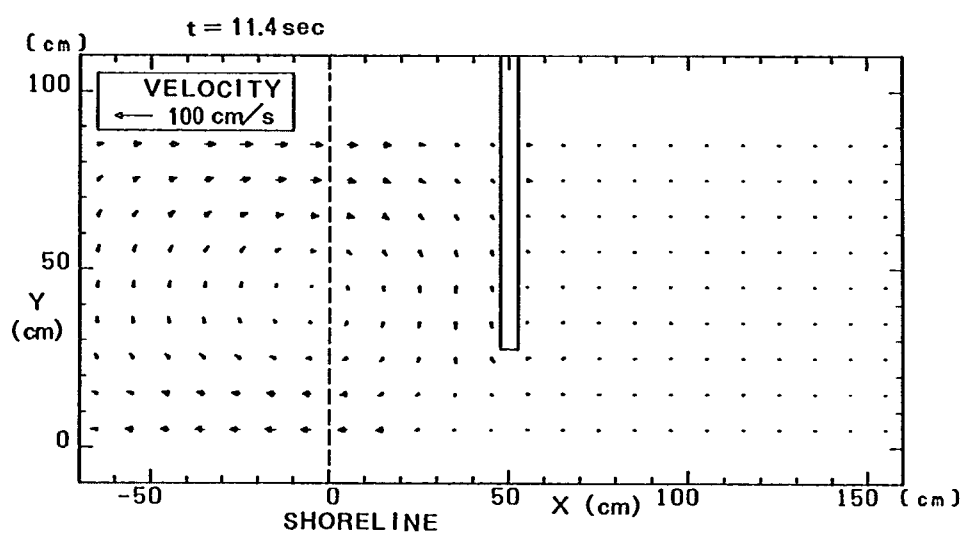
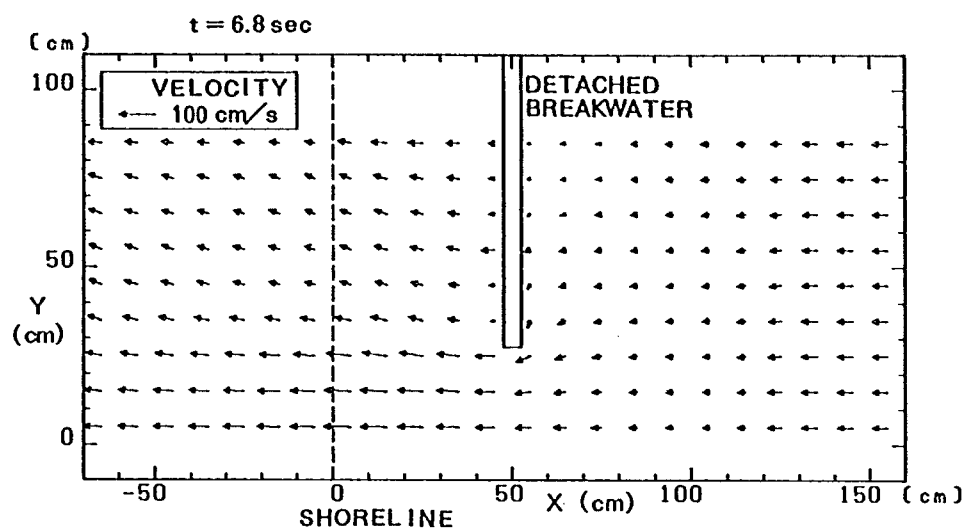
b) 計算結果

図-7.13



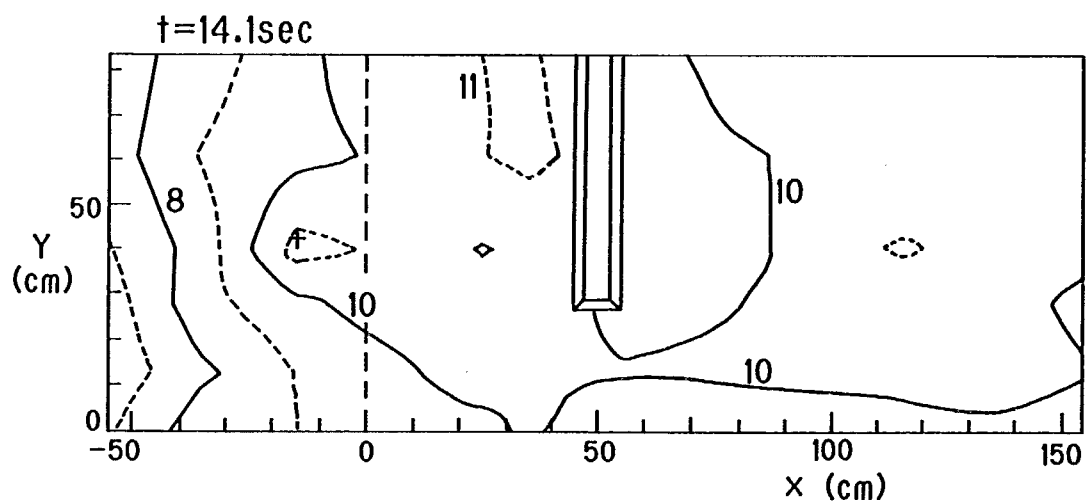
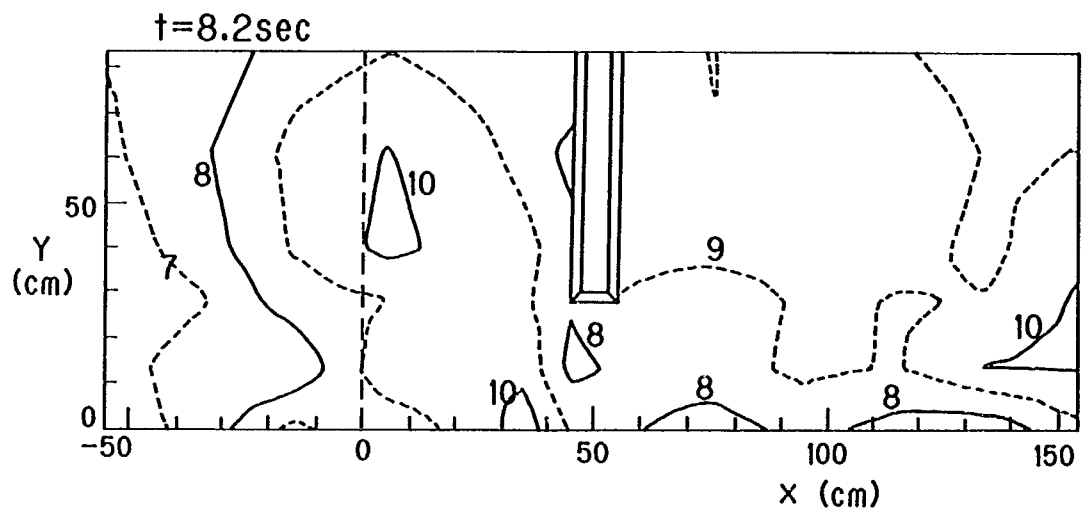
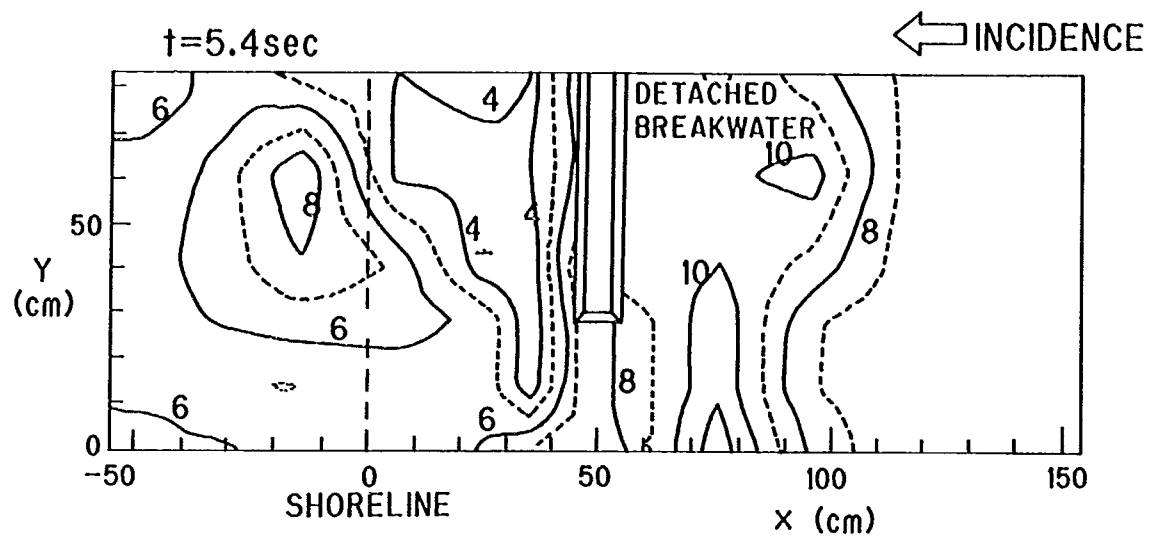
a) 実験結果

図-7.14 流速ベクトル図 (ケース 5, 津波 A)



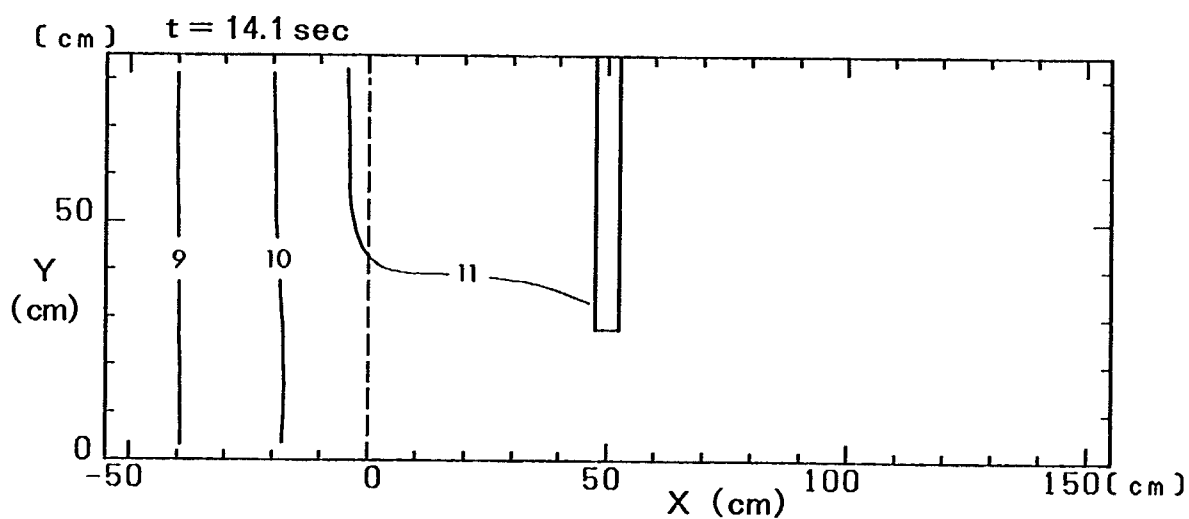
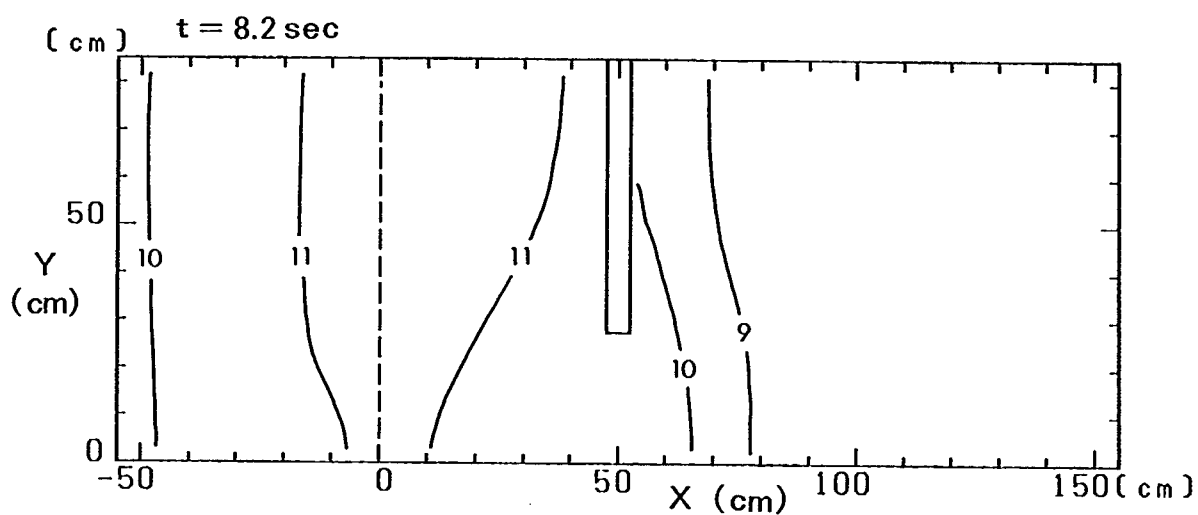
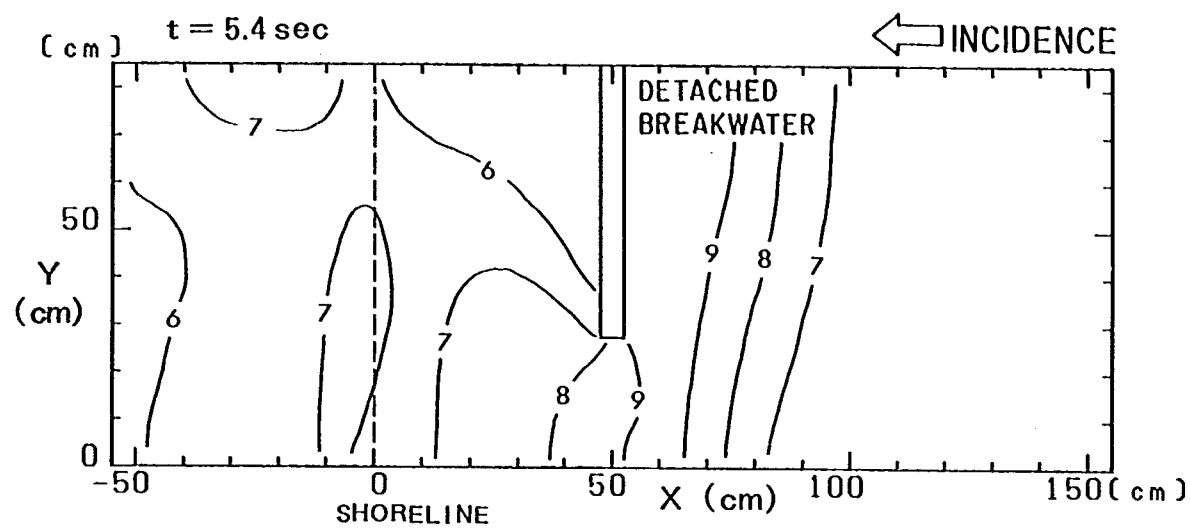
b) 計算結果

図-7.14



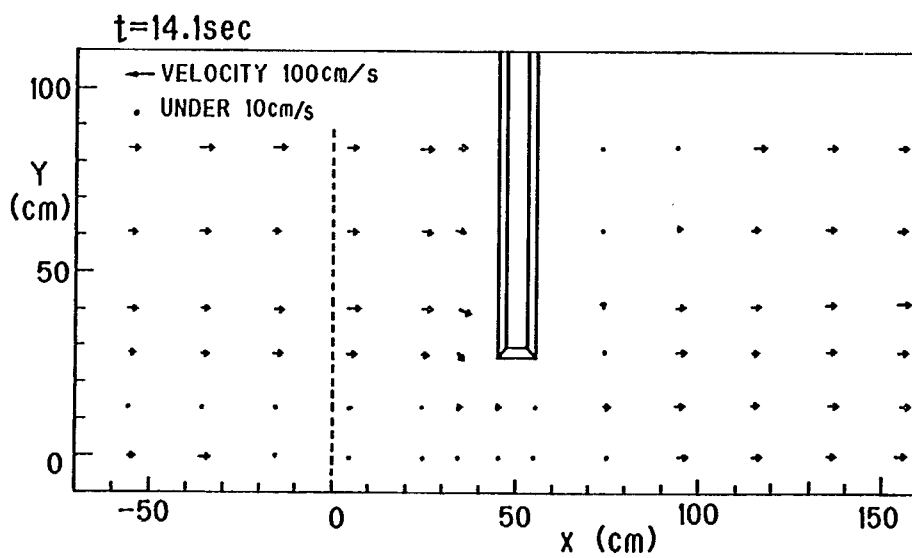
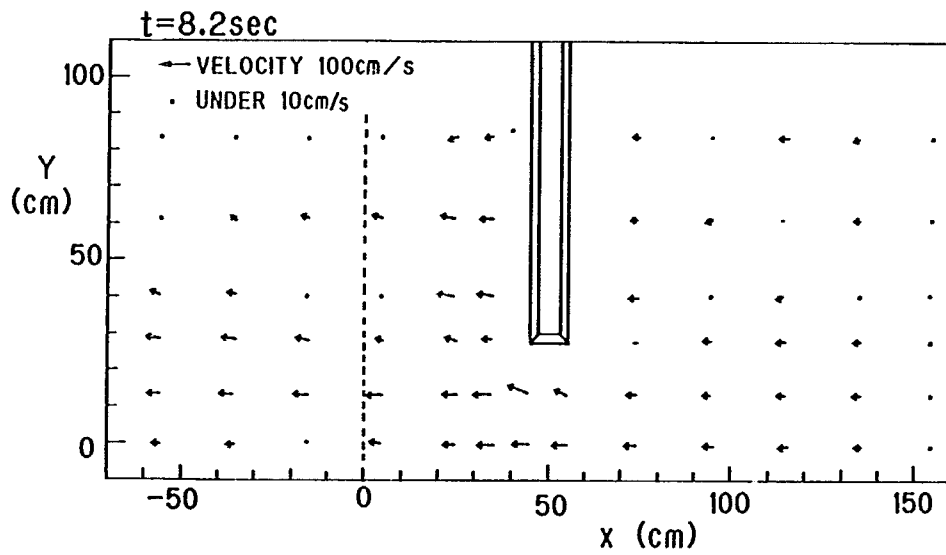
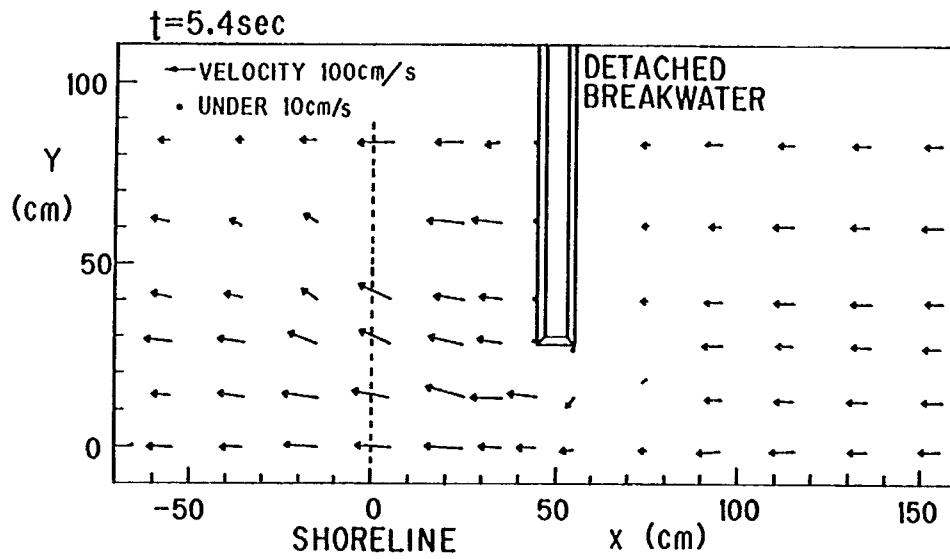
a) 実験結果

図-7.15 等水位線図 (ケース 5, 津波 K)



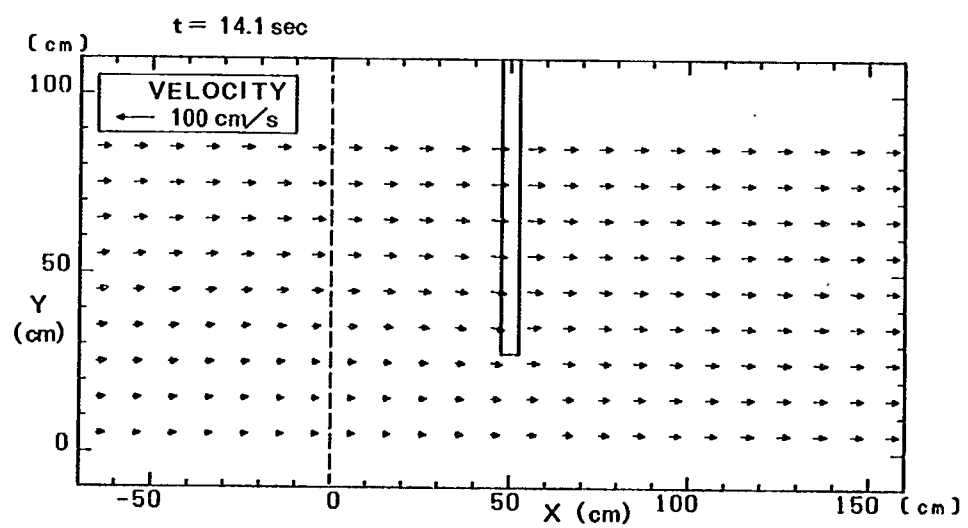
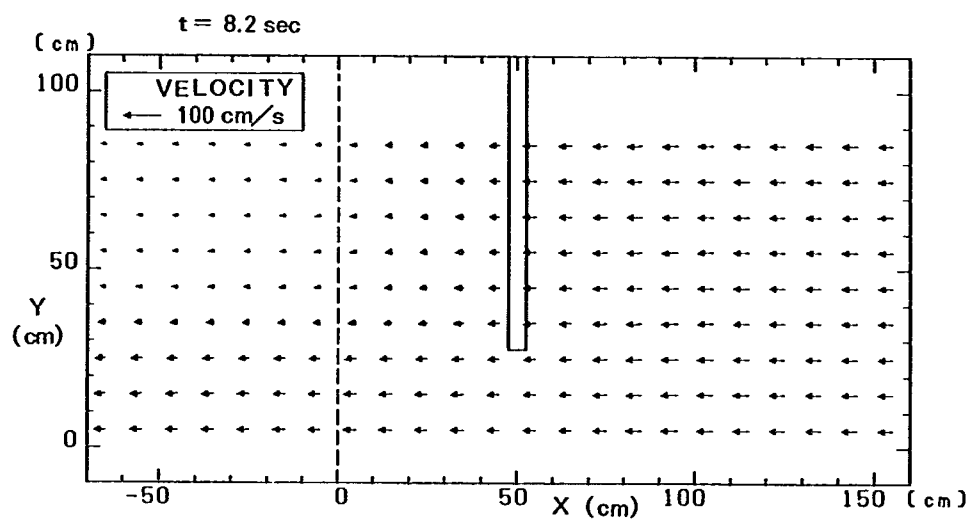
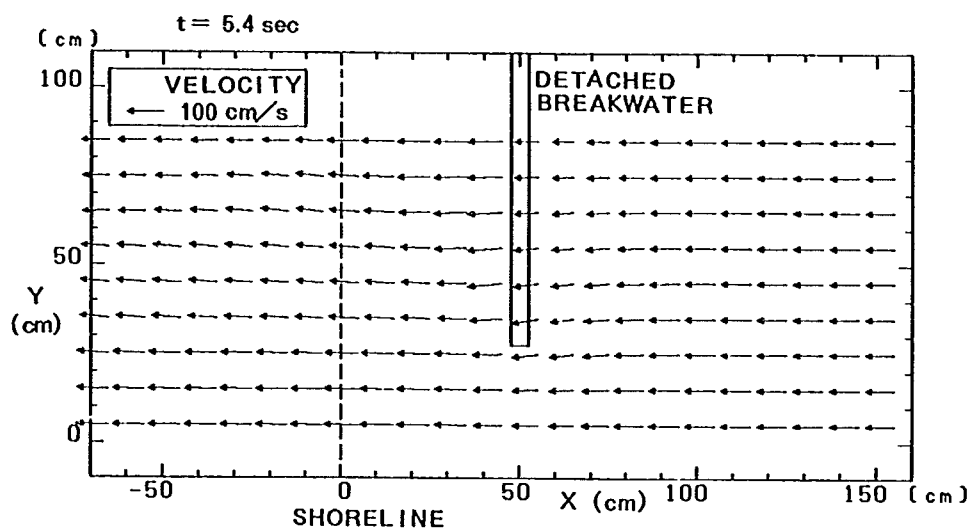
b) 計算結果

圖-7.15



a) 実験結果

図-7.16 流速ベクトル図 (ケース 5, 津波 K)



b) 計算結果

図-7.16

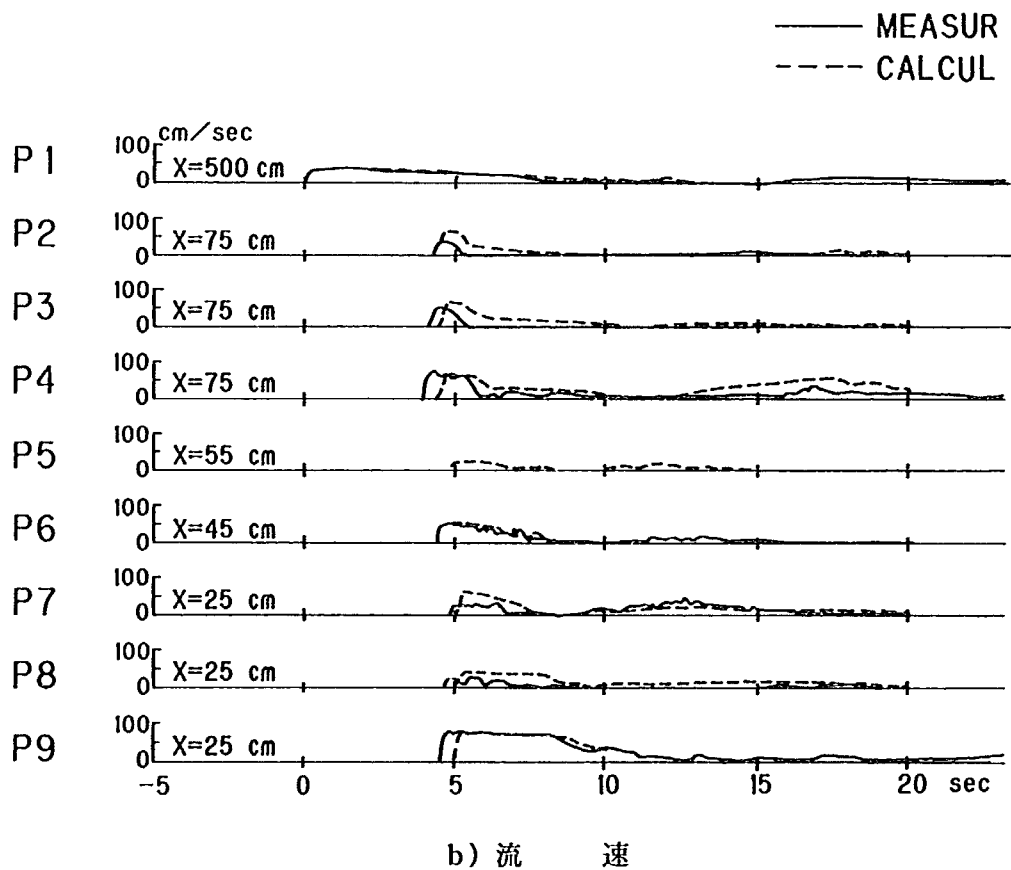
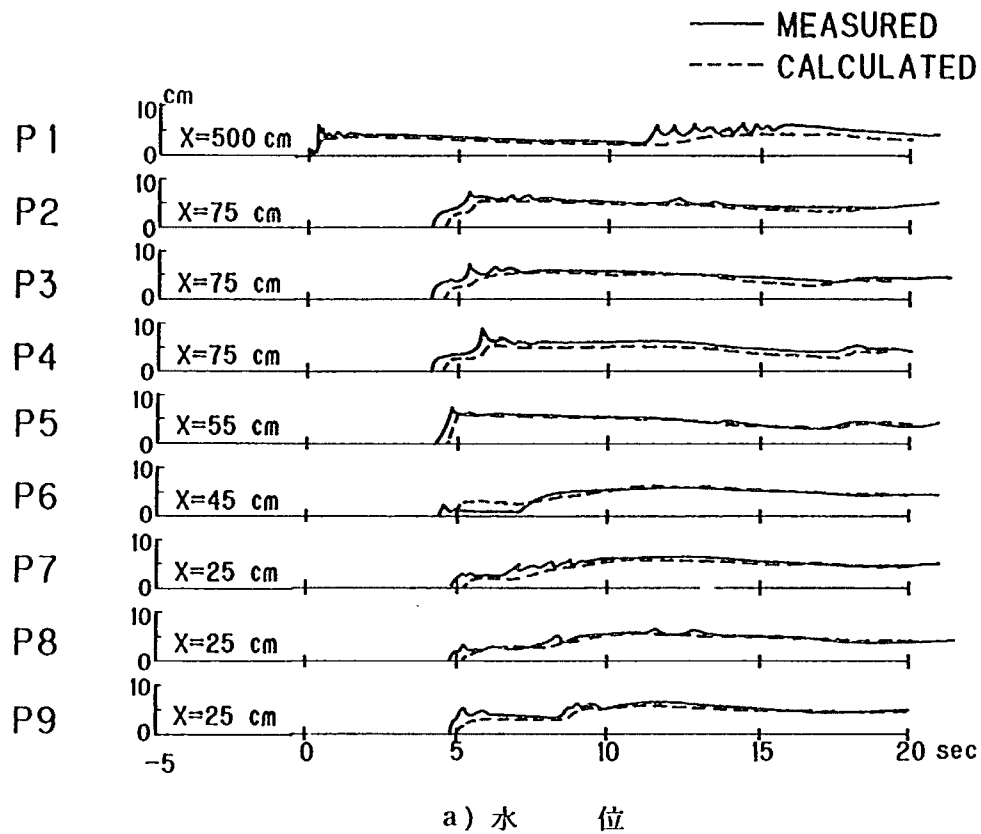
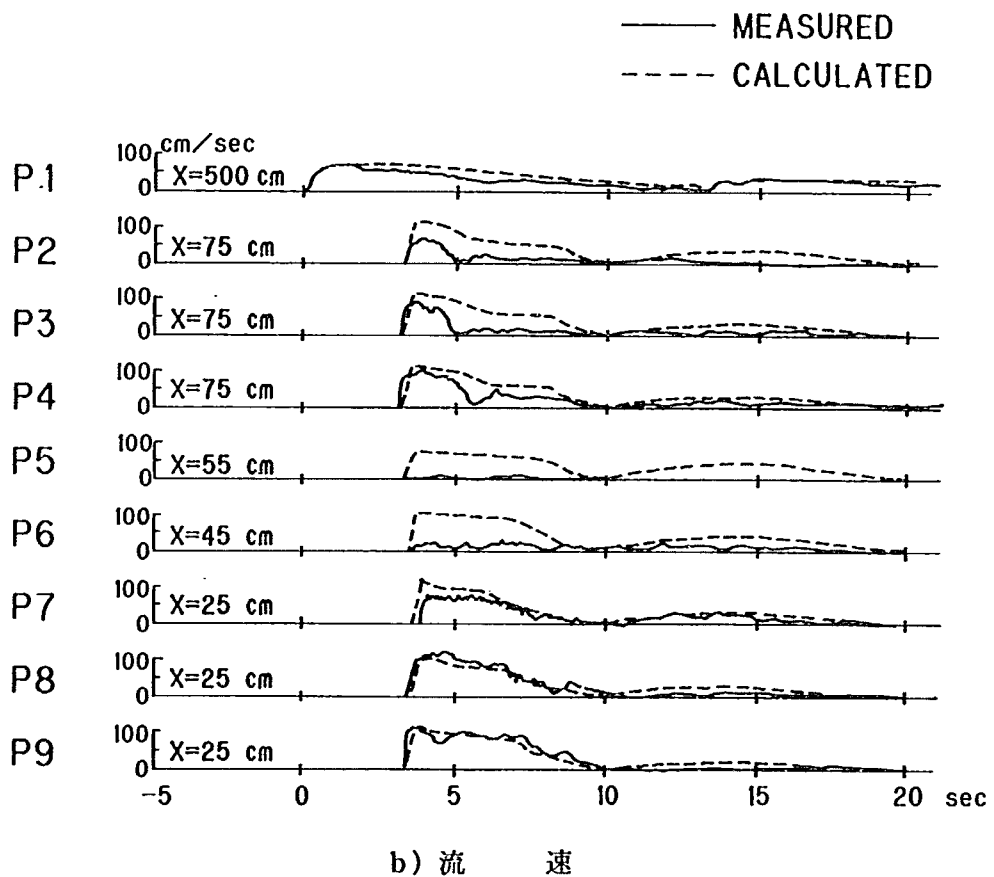
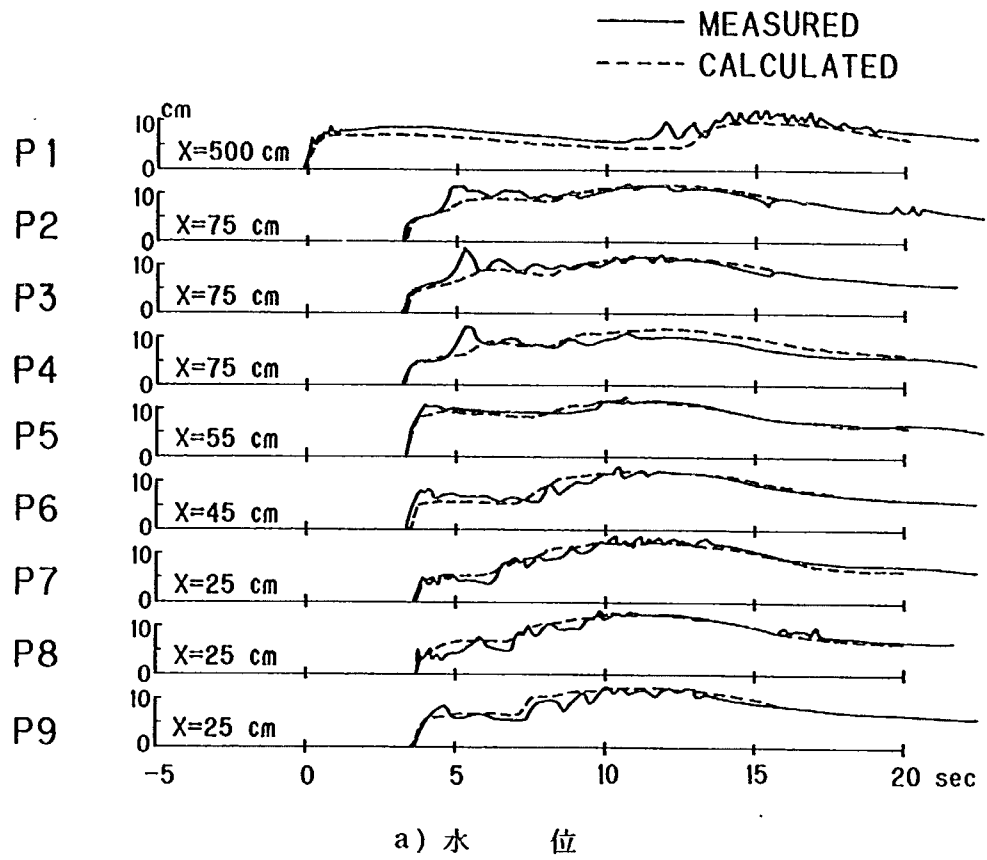


図-7.17 時間波形の比較 ($Ho/d=0.67$)



図一7.18 時間波形の比較 ($H_0/d=1.42$)

8. 結 び

津波による構造物の被害および遡上抑制効果について、実験を中心に検討した。主な結論を挙げると次の通りである。

第4章 津波による河川、海岸構造物の被害は、基礎の洗掘による崩壊、浮力および日本海中部地震津波で特徴的であった流水力に起因する。

護岸法線に直角方向の一次元津波遡上実験の結果、護岸の倒壊は堤内の地形、および堤脚部の戻り流れによる洗掘に支配されることがわかった。

第5章、第6章 砂丘、消波堤、離岸堤のように凸型の形状をもつ地形・構造物は、津波遡上を抑制する効果をもつ。しかし、離岸堤は開口部を有すると、その効果は小さくなる。現地においては、砂丘地形や連続した消波堤には津波防災効果を期待できるものと考えられる。一方、一般に施工される離岸堤については、堤高に比べ津波波高が小さい場合には、1割程度遡上高を抑制する効果を期待できると考えられる。

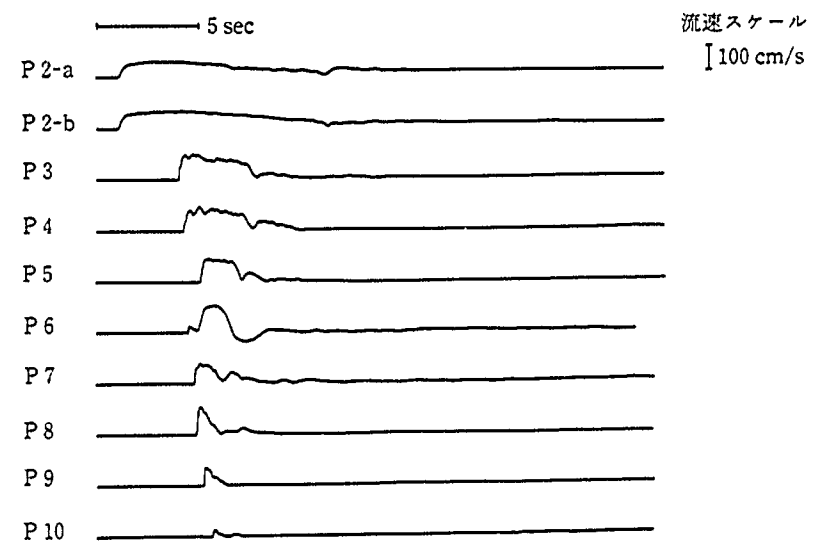
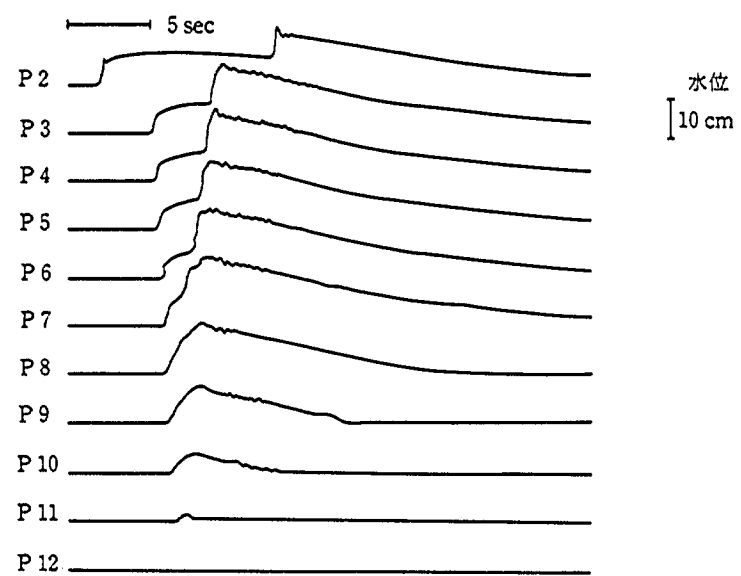
第7章 海岸部に砂丘や離岸堤がある場合でも、津波遡上の数値計算は実用に耐えうる精度を持つ。離岸堤のある海岸を対象とした計算では、離岸堤を1メッシュで表わし、越流境界とせず地形として取り扱う方が精度が良い。

9. 参 考 文 献

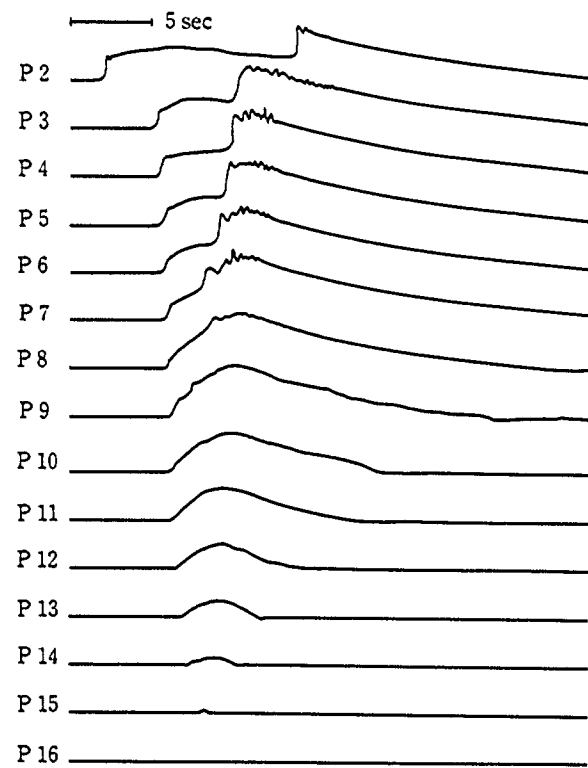
- 1) 宇多高明：1983 日本海中部地震災害調査報告第2編津波，土木研究所報告第165号，pp. 17～54, 1985.
- 2) 首藤伸夫：日本海中部地震津波が残したもの，海岸 No. 24, pp. 19～29, 1984.
- 3) 西村仁嗣・堀川清司：遡上津波の戻り流れによる護岸法先の洗掘，第25回海岸工学講演会論文集，pp. 210～214, 1979.
- 4) 富樫宏由：津波の陸上遡上とその対策に関する研究，東北大学学位論文，222p., 1976.
- 5) 岩崎敏夫・真野 明：オイラー座標による二次元津波遡上の数値計算，第26回海岸工学講演会論文集，pp. 70～74, 1979.
- 6) 富永正照・坂本忠彦：透過性構造物による波の変形に関する研究（第1報），第16回海岸工学講演会講演集，pp. 309～319, 1969.
- 7) 後藤智明・首藤伸夫・笹川稔郎：陸上大障害物群の津波氾濫時における抵抗，第25回水理講演会論文集，pp. 125～132, 1981.

付図- I 水位、流速時間波形 (5 章)

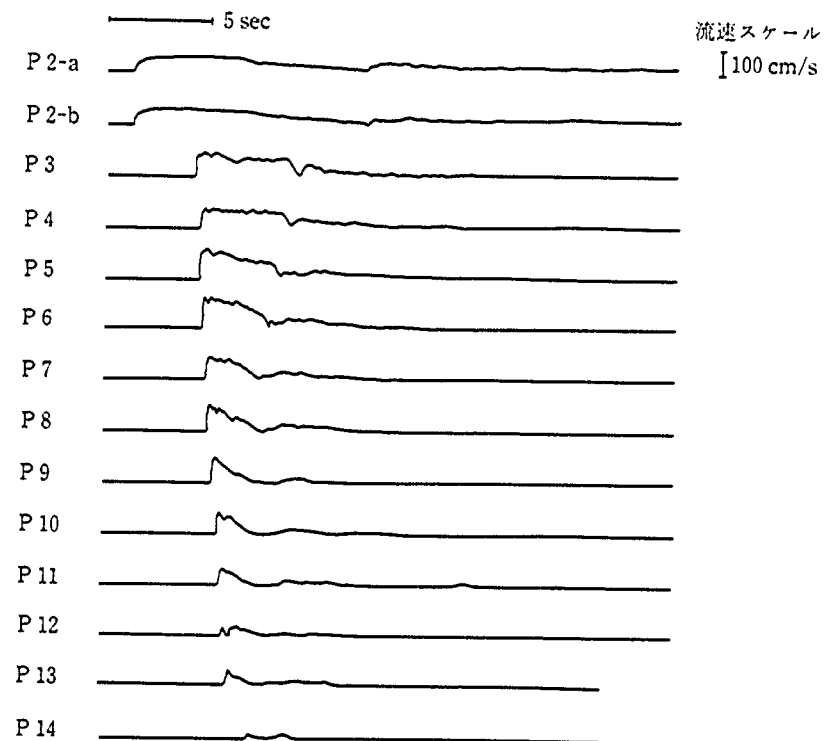
流速は底面上 5 mm (P 2 のみ a : 15 mm, b : 45 mm) で測定したものである。一方向流用のプロペラ流速計を使用しているため、流速の絶対値の記録となっている (一部負の値が出ているのは正逆式プロペラ流速計を用いたもの)。



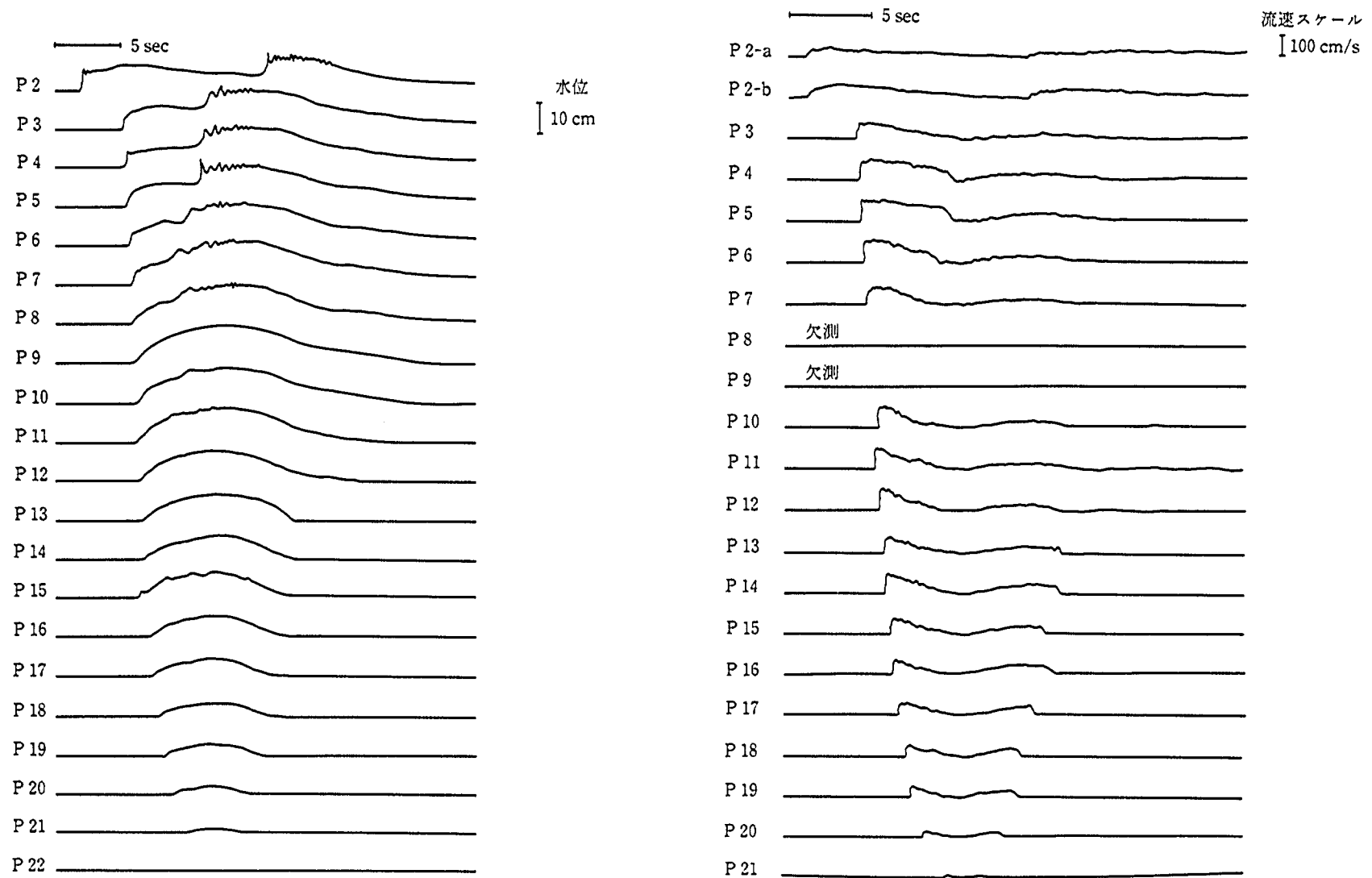
付図—I-1 一様斜面 $\tan\beta=1/5$



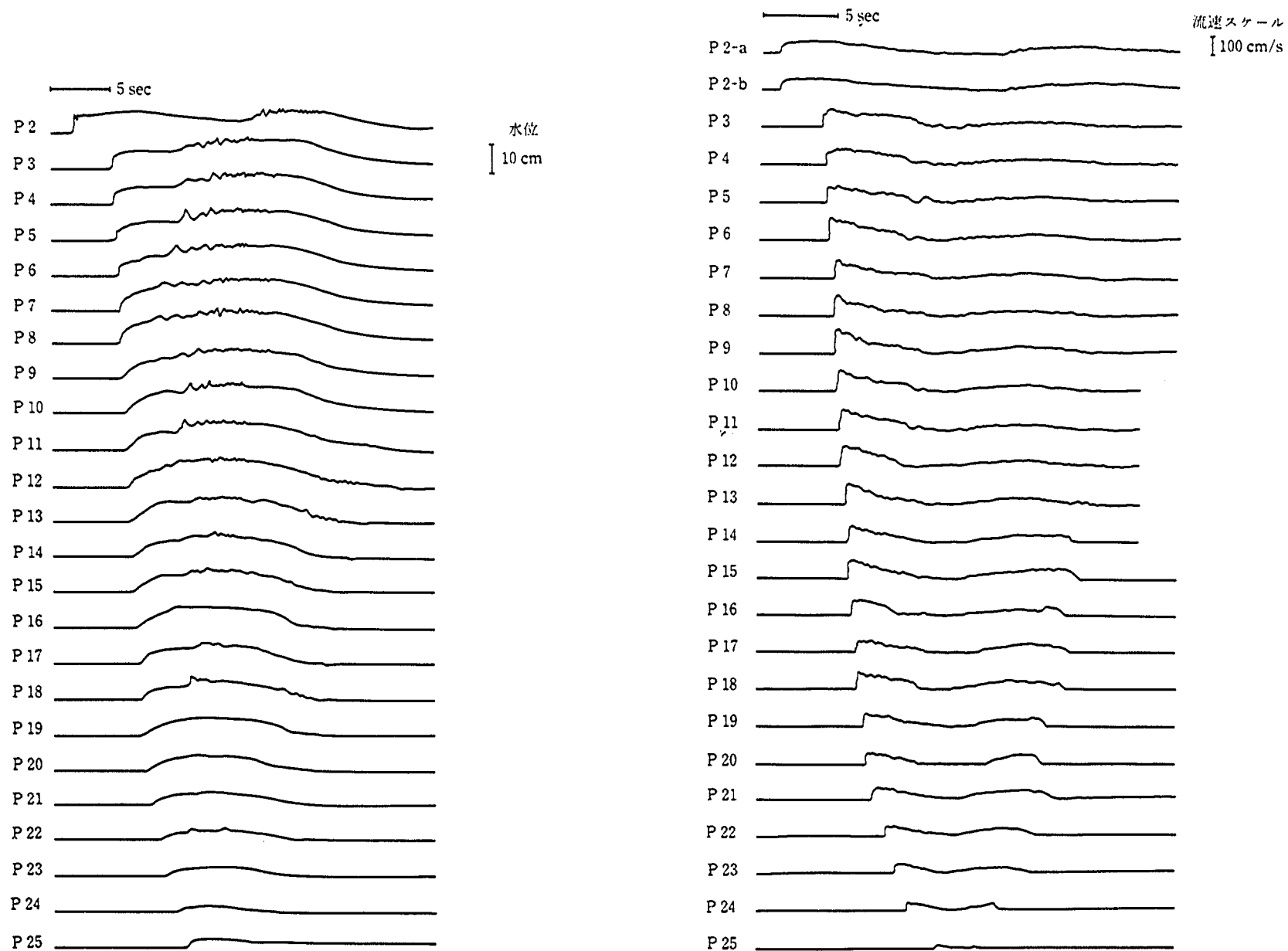
水位
10 cm



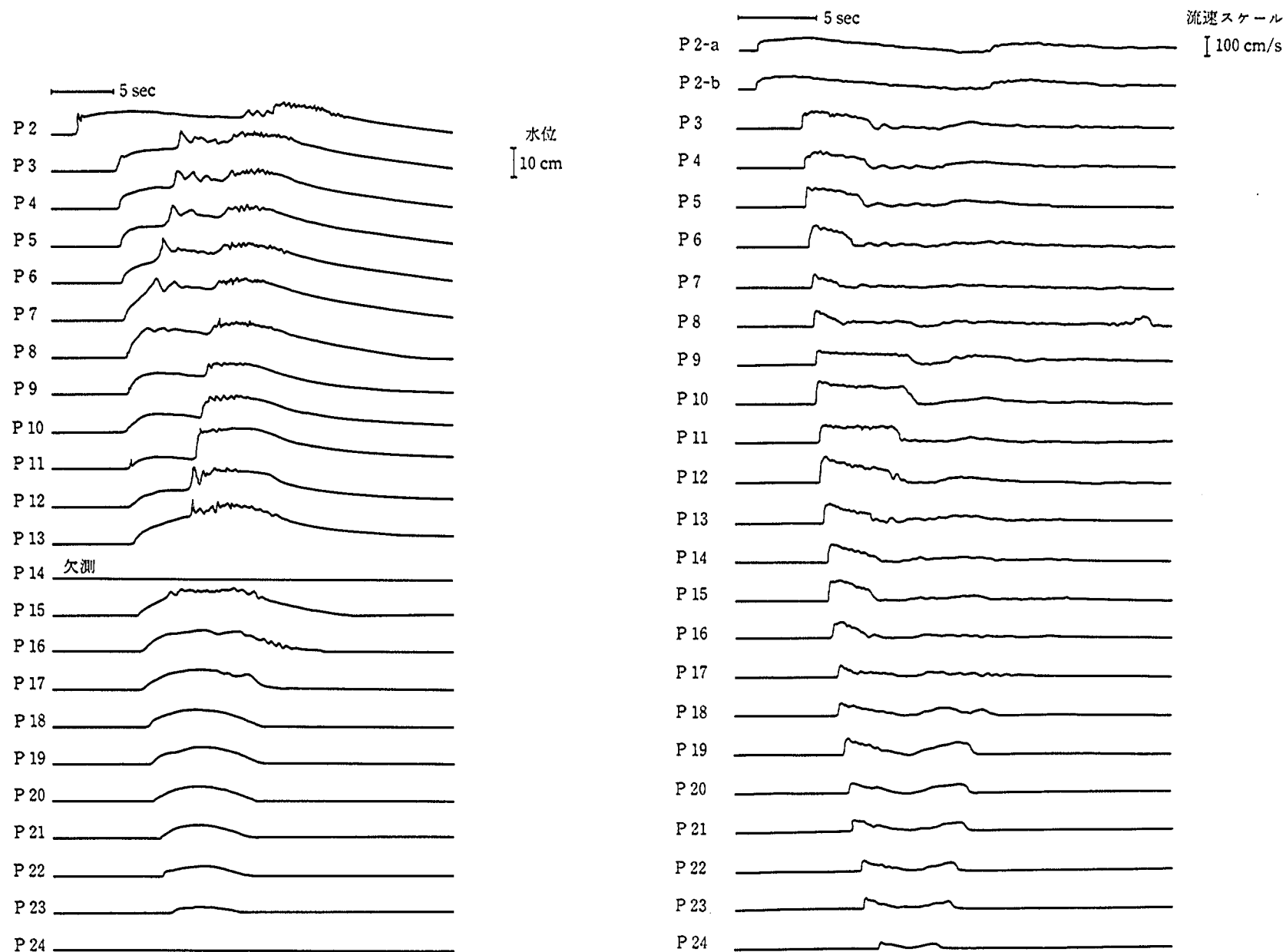
付図—I-2 一様斜面 $\tan\beta=1/10$



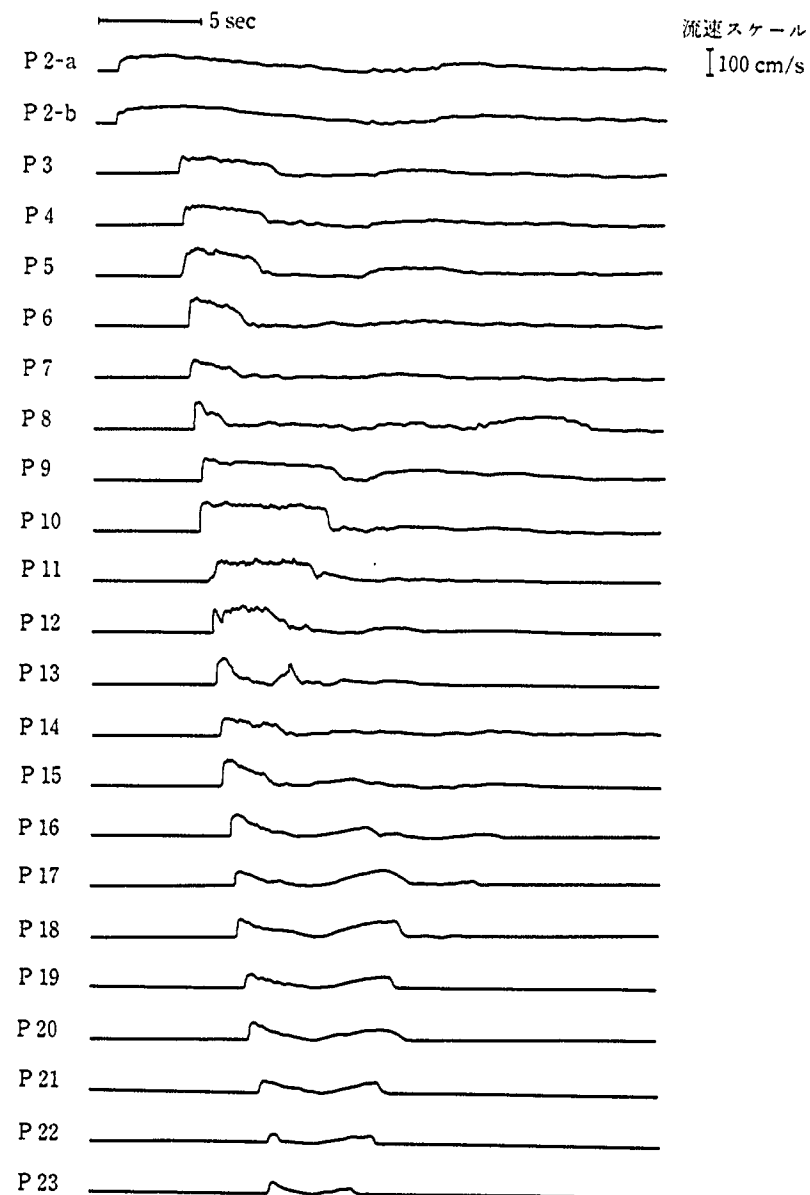
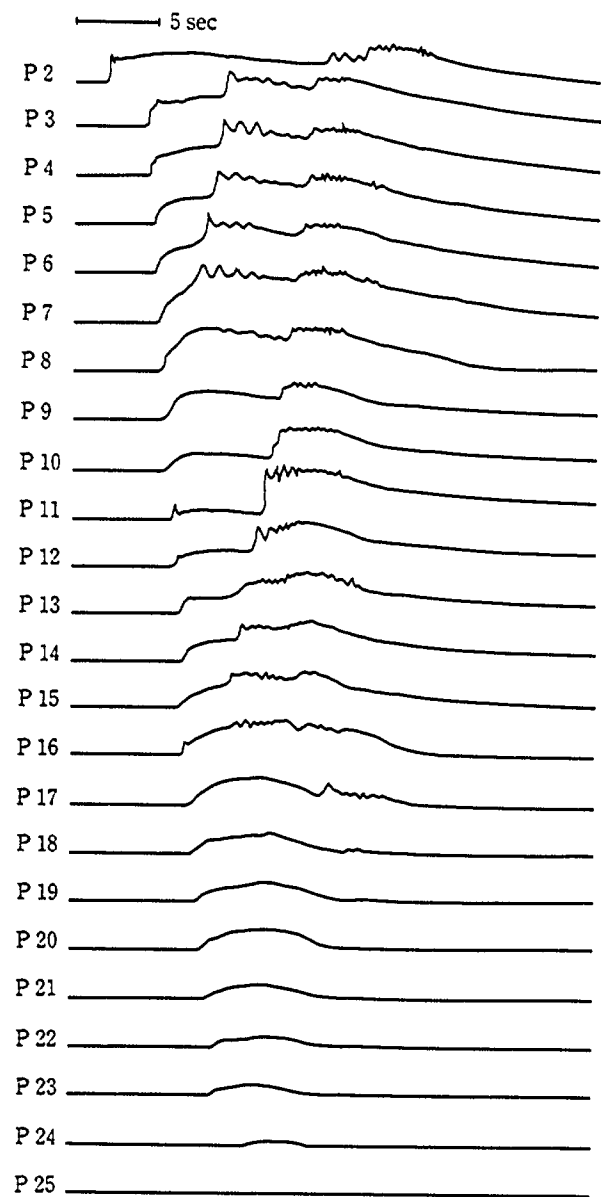
付図—I-3 一様斜面 $\tan\beta=1/20$



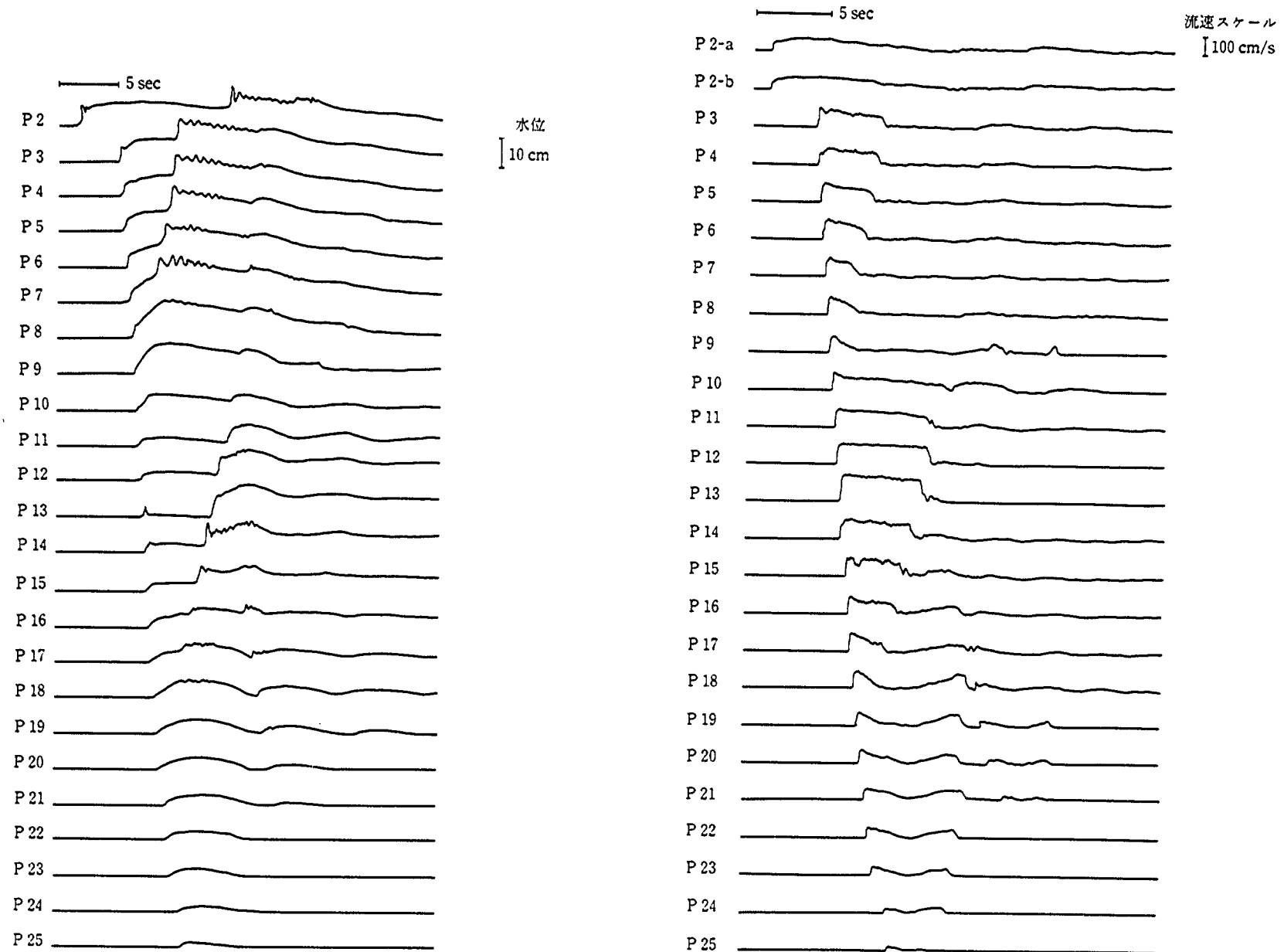
付図—I-4 一様斜面 $\tan\beta=1/30$



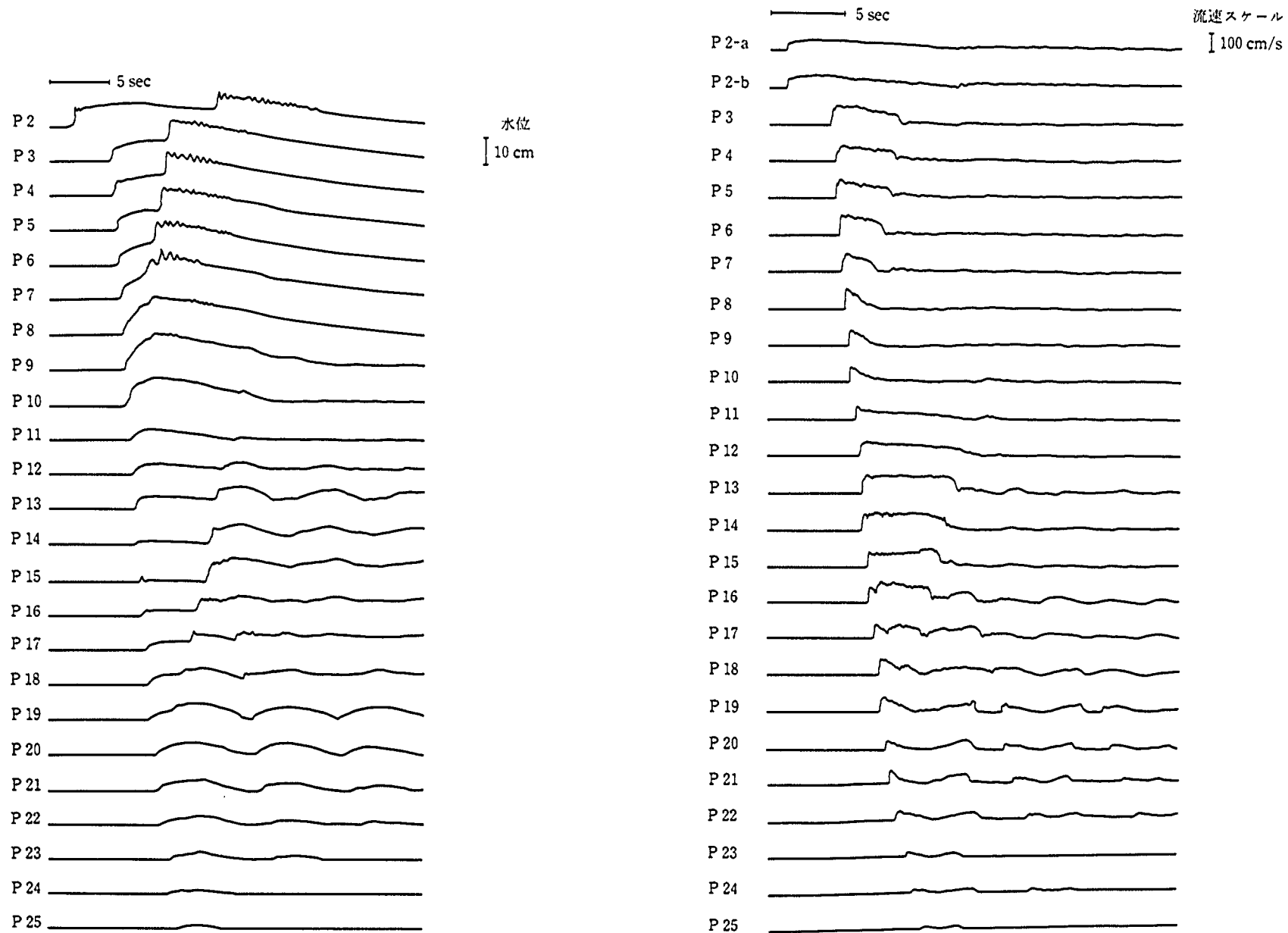
付図-I-5 砂丘 $H_d = 4\text{ cm}$



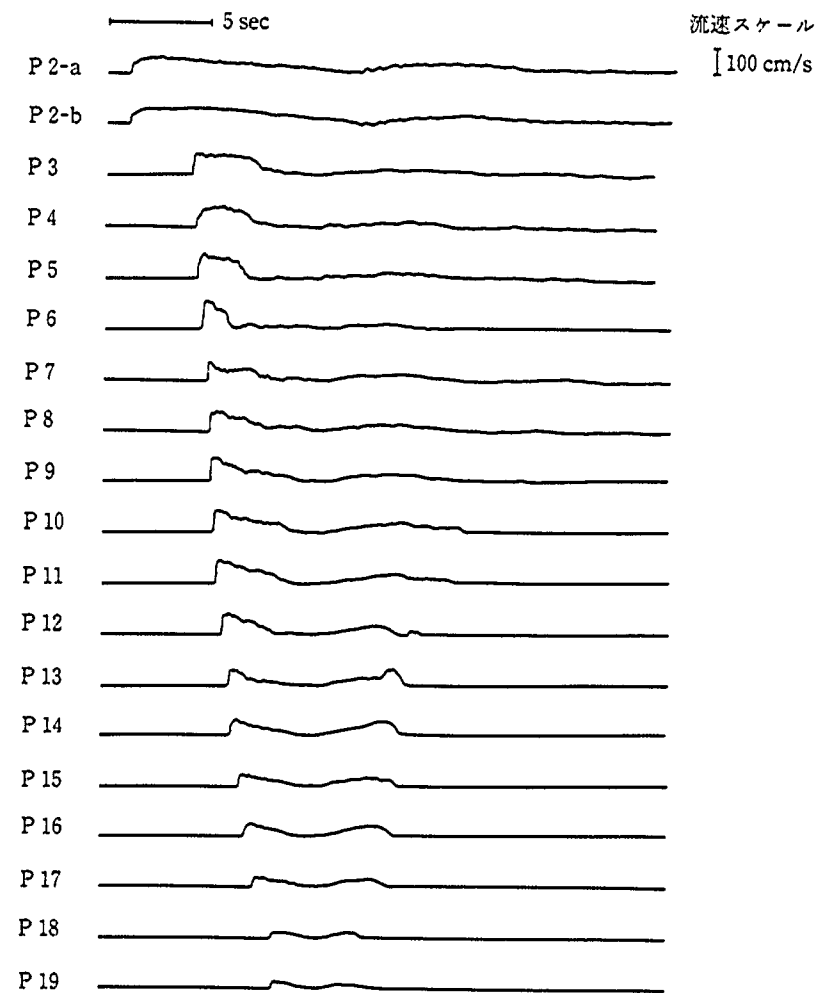
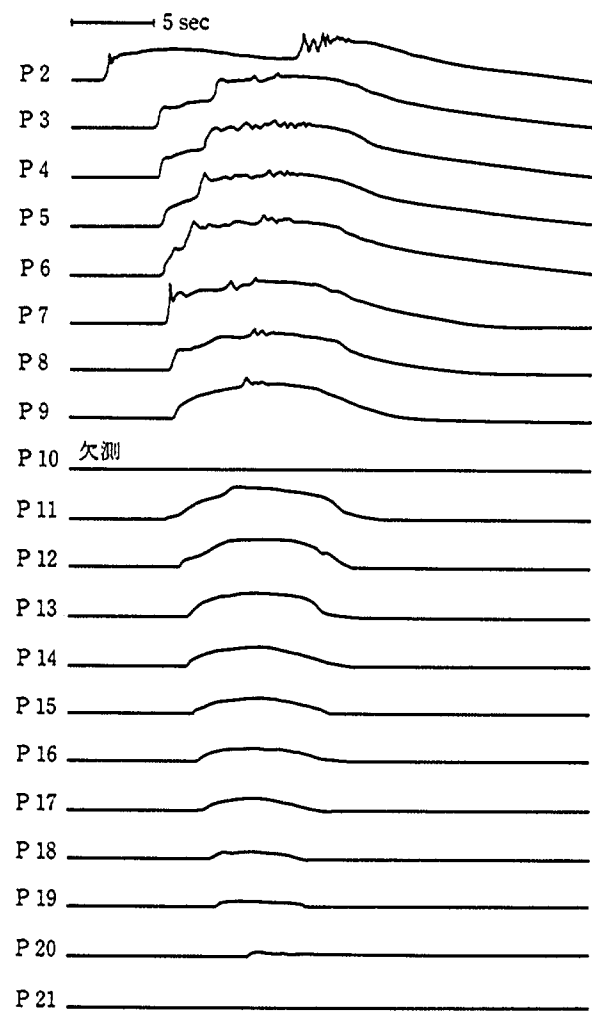
付図—I-6 砂丘 Hd=6 cm



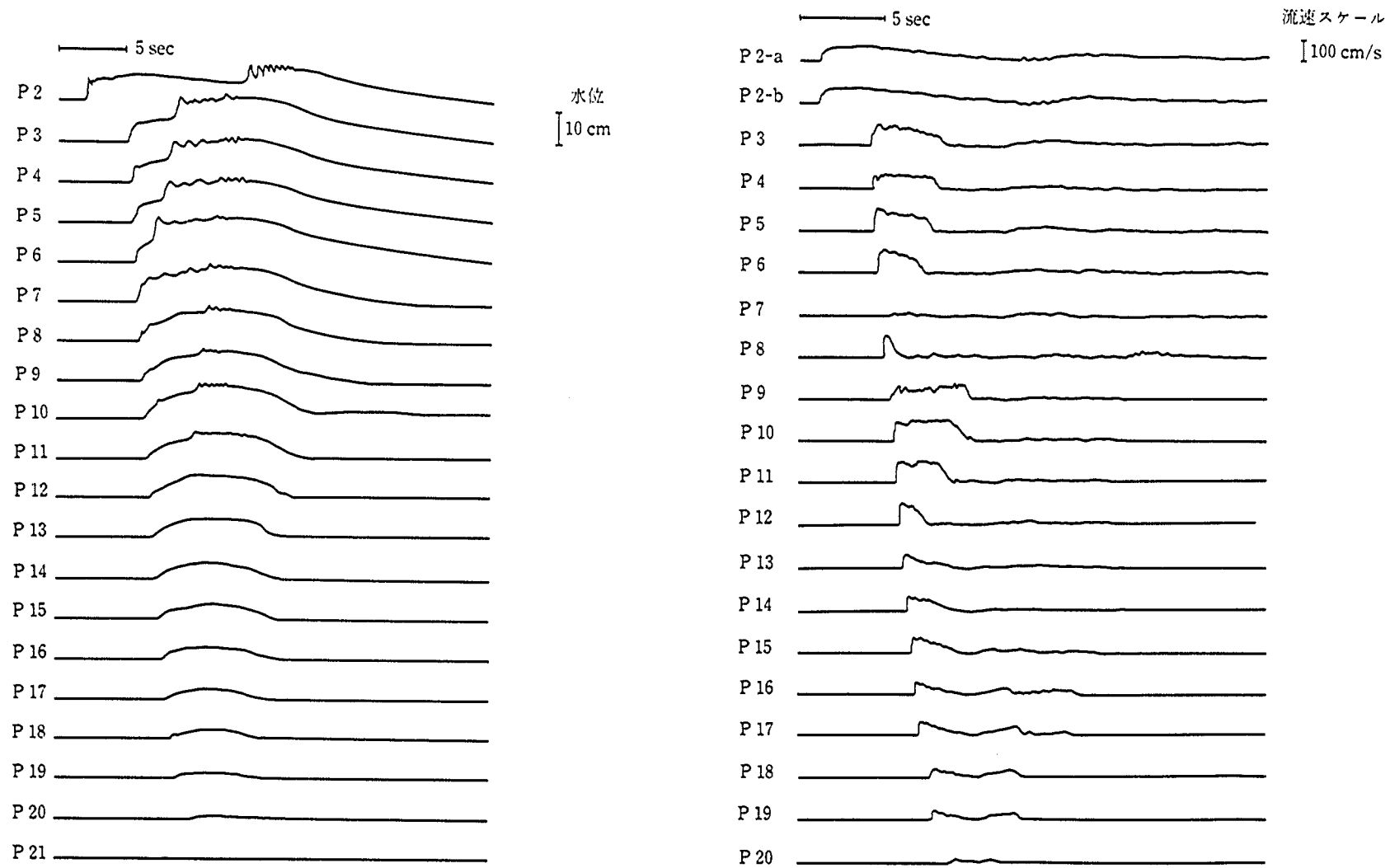
付図-I-7 砂丘 Hd=9 cm



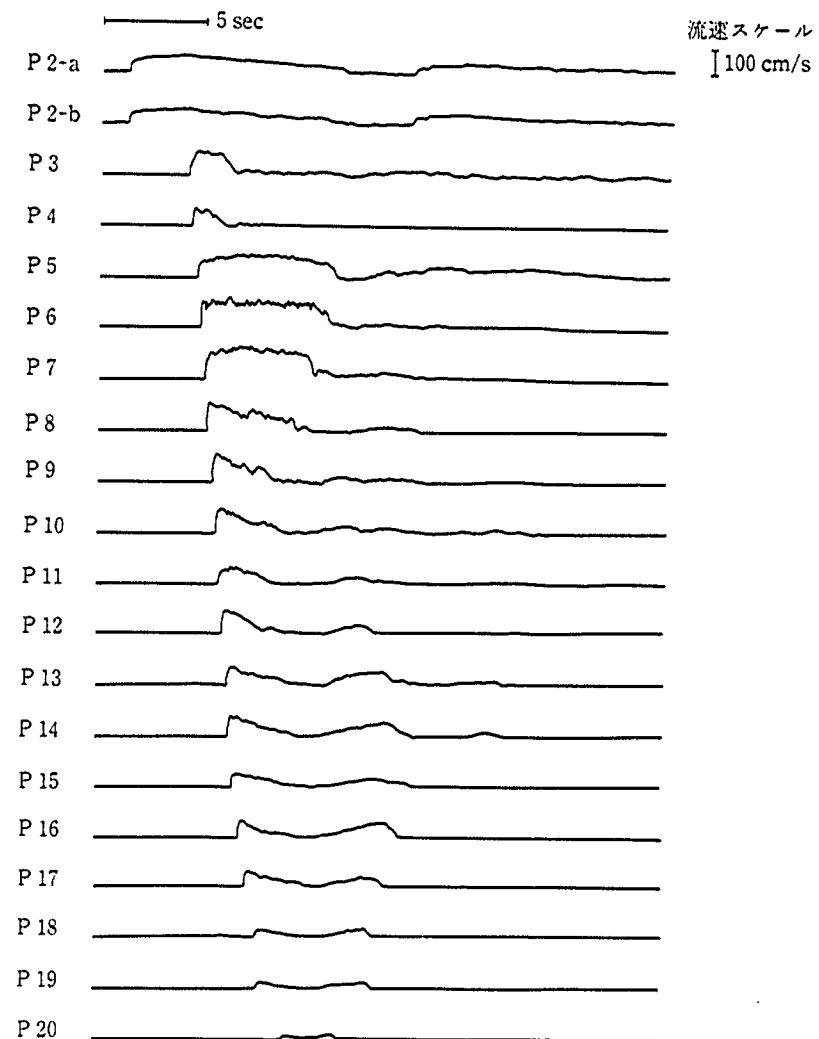
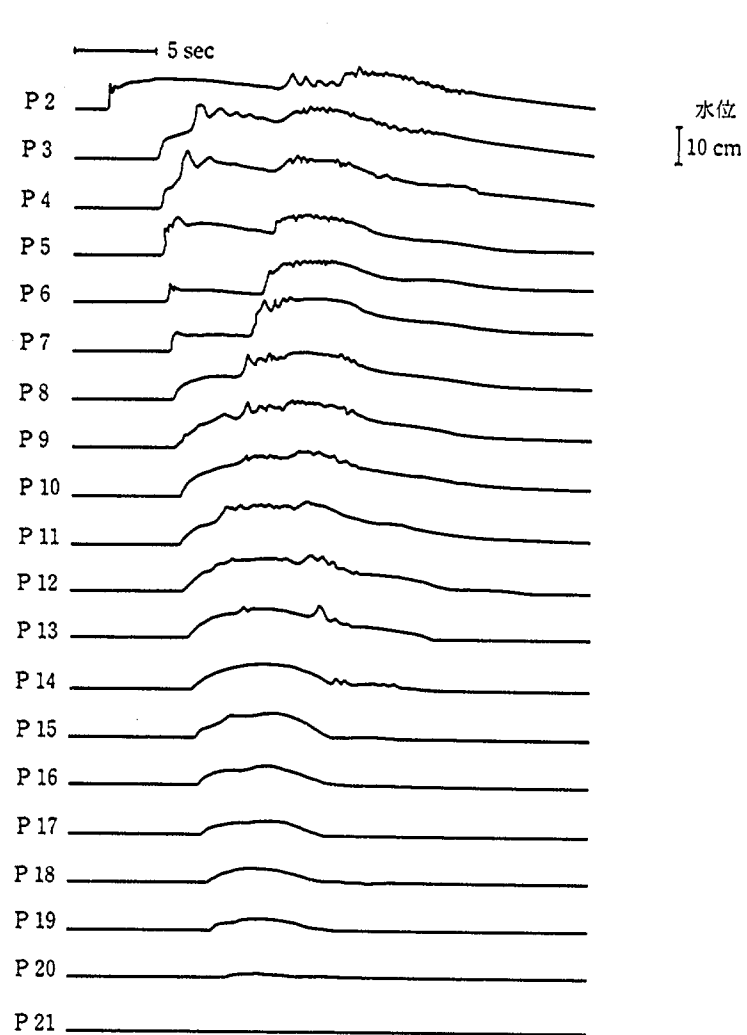
付図—I-8 砂丘 Hd=12 cm



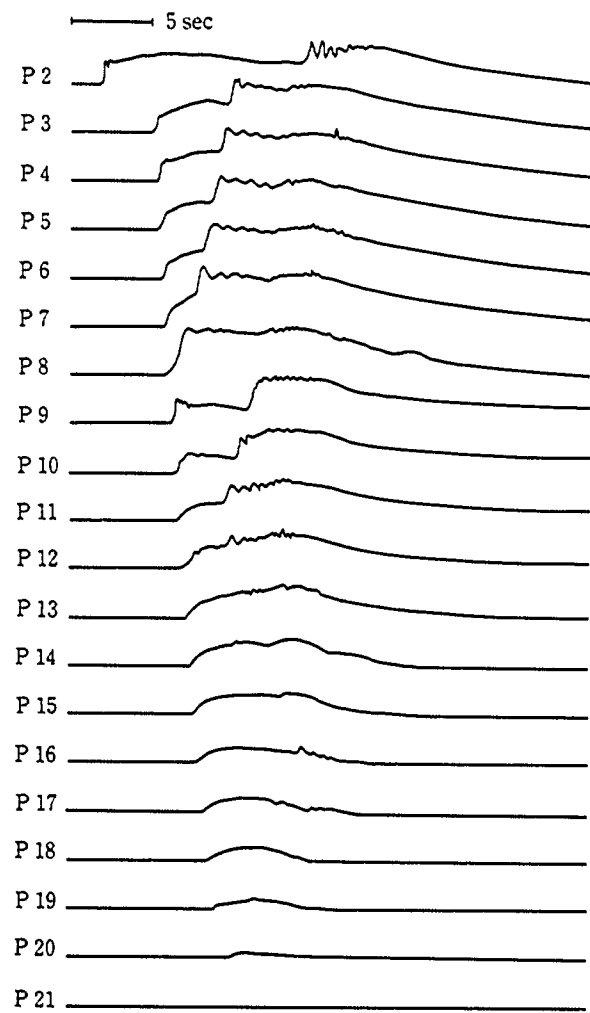
付図一 I -9 直立護岸



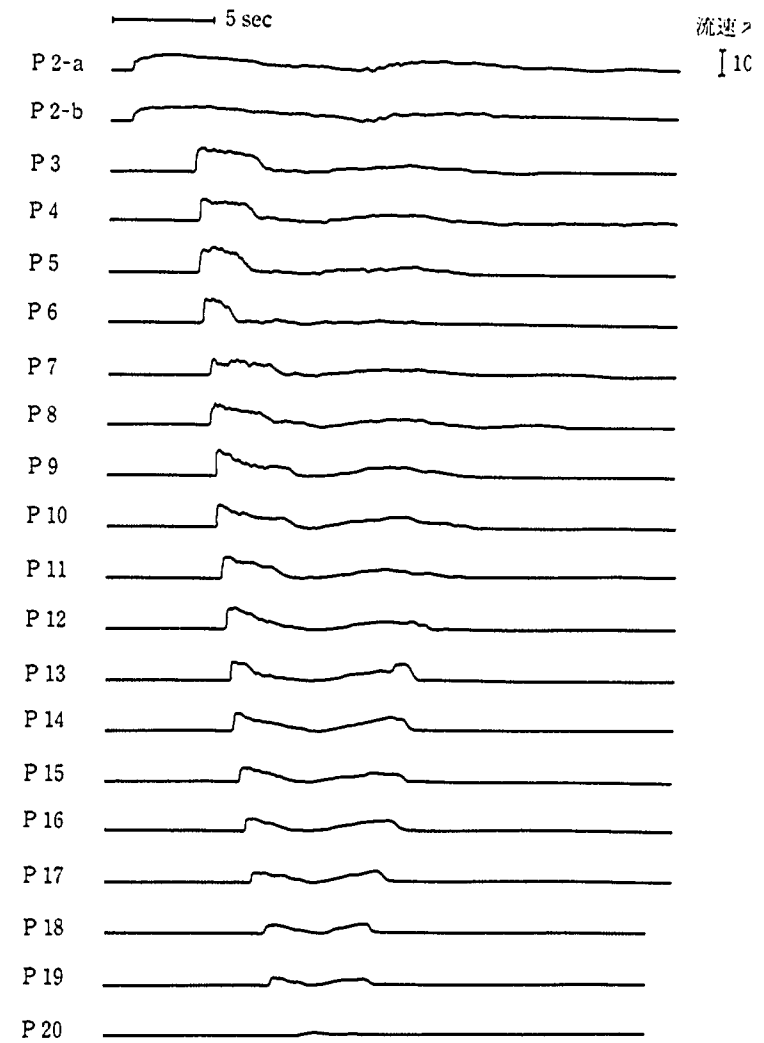
付図—I-10 傾斜護岸 $i=1:1$



付図-I-11 離岸堤

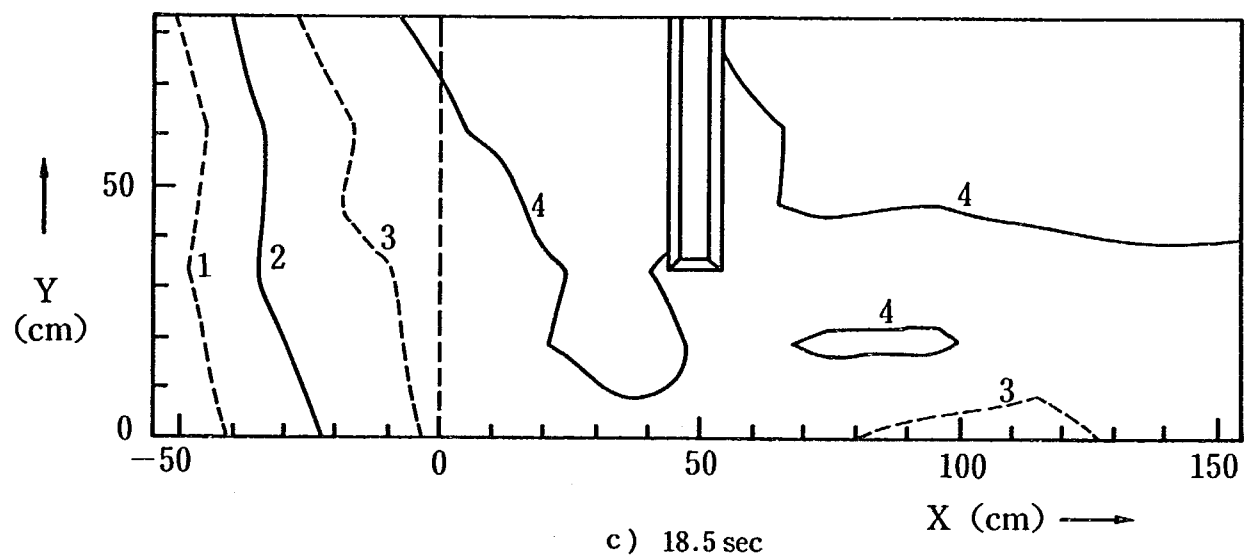
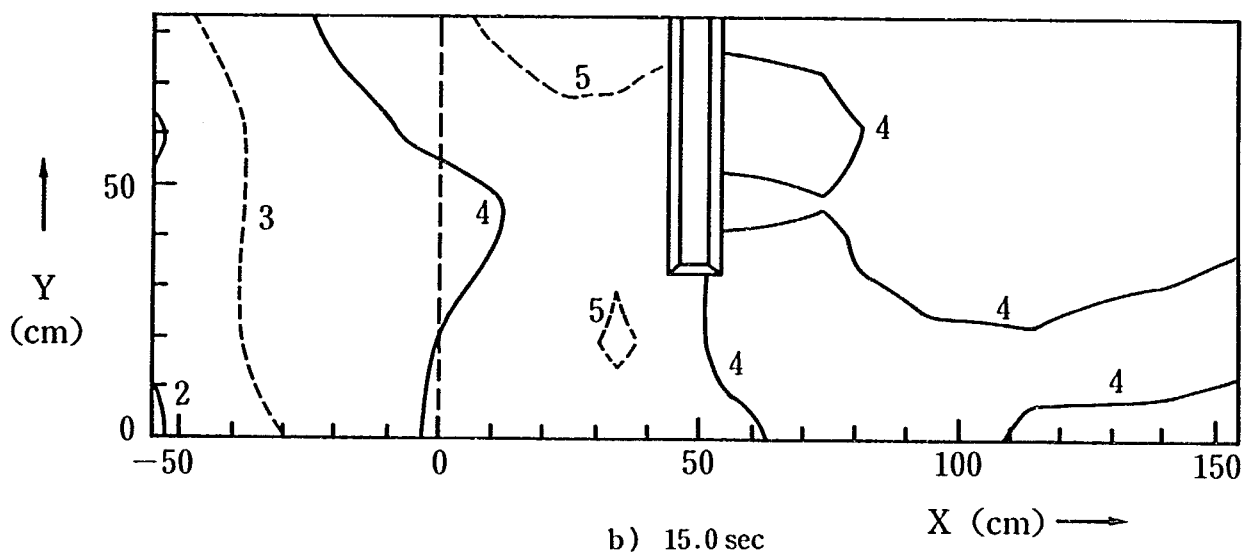
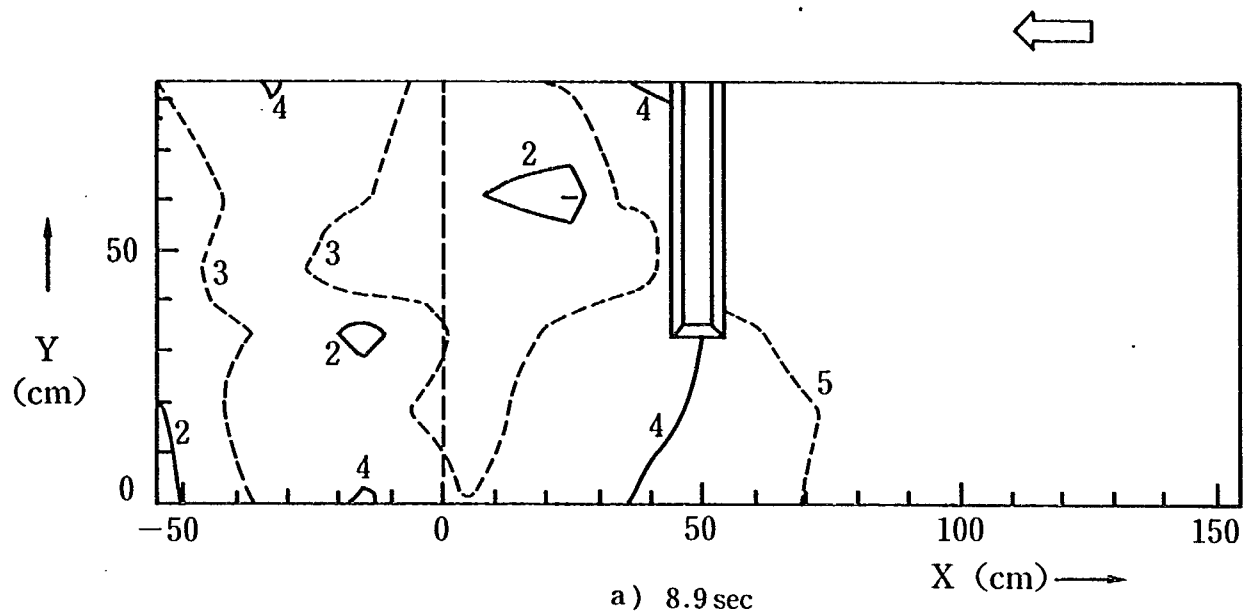


水位
10 cm

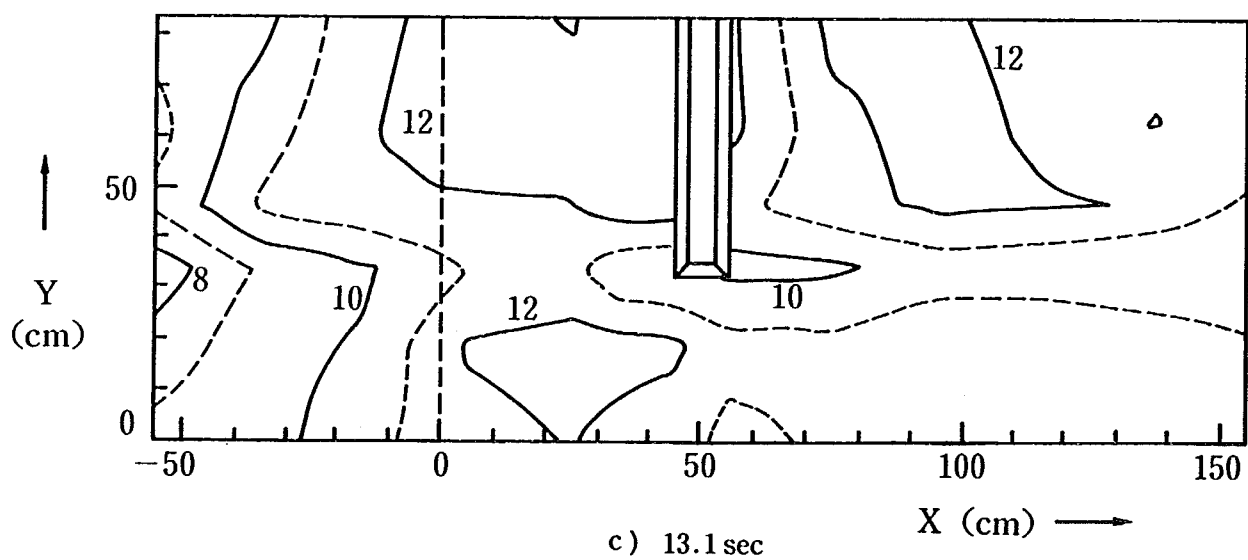
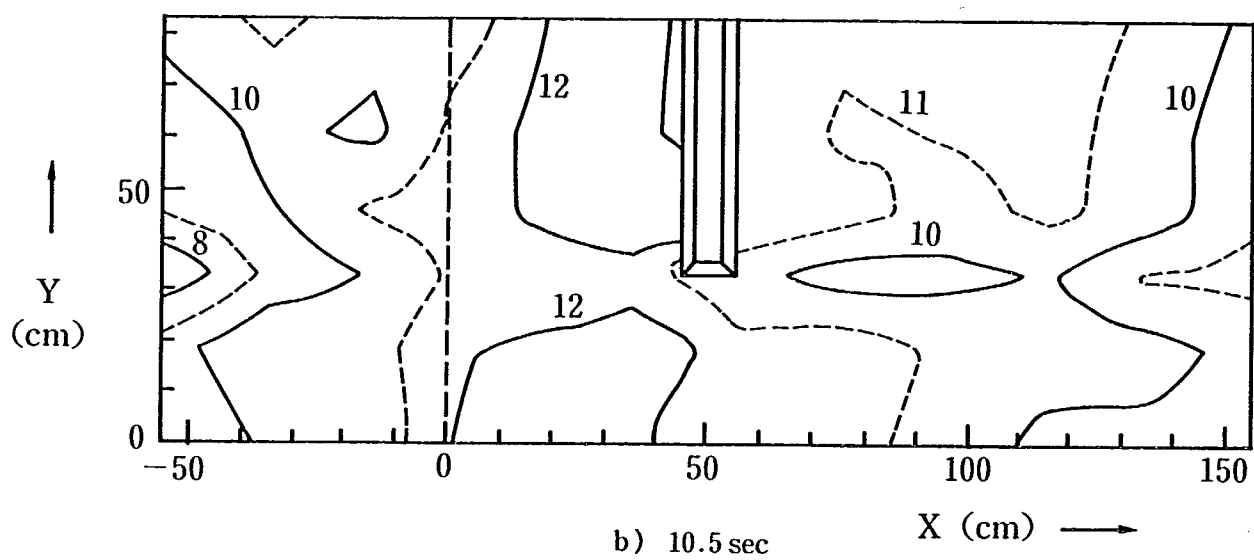
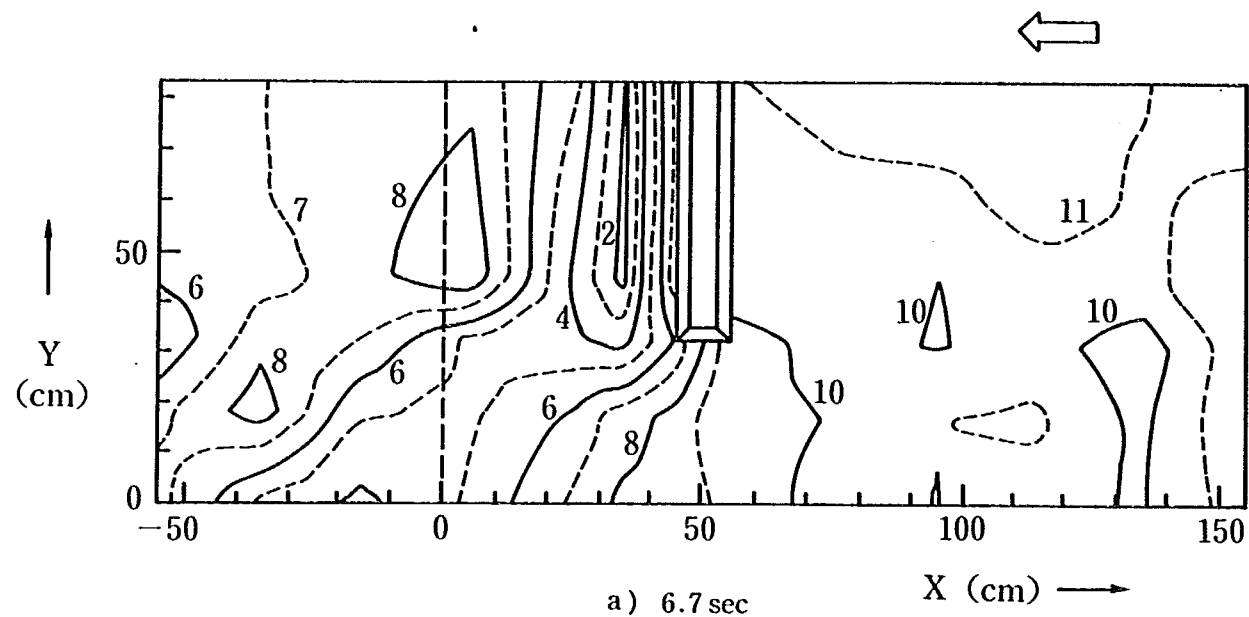


付図—I-12 消波堤

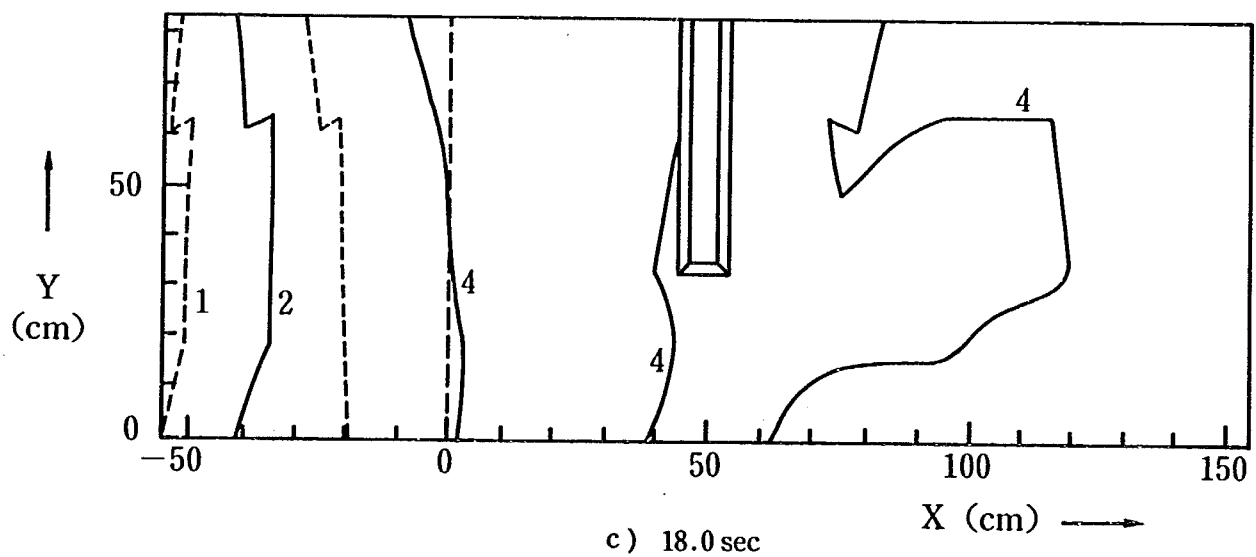
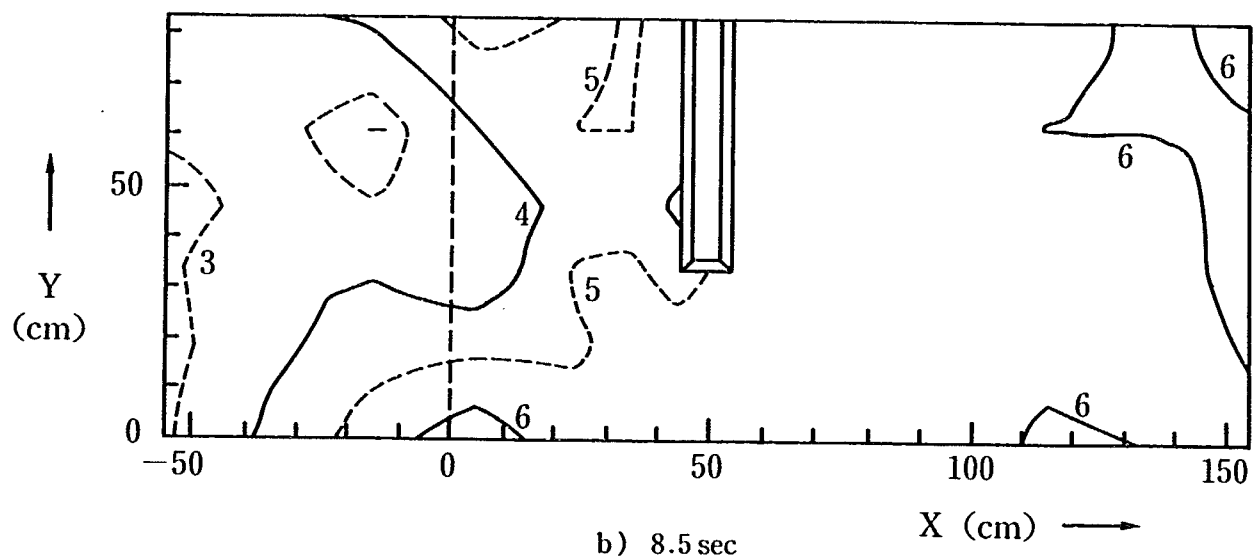
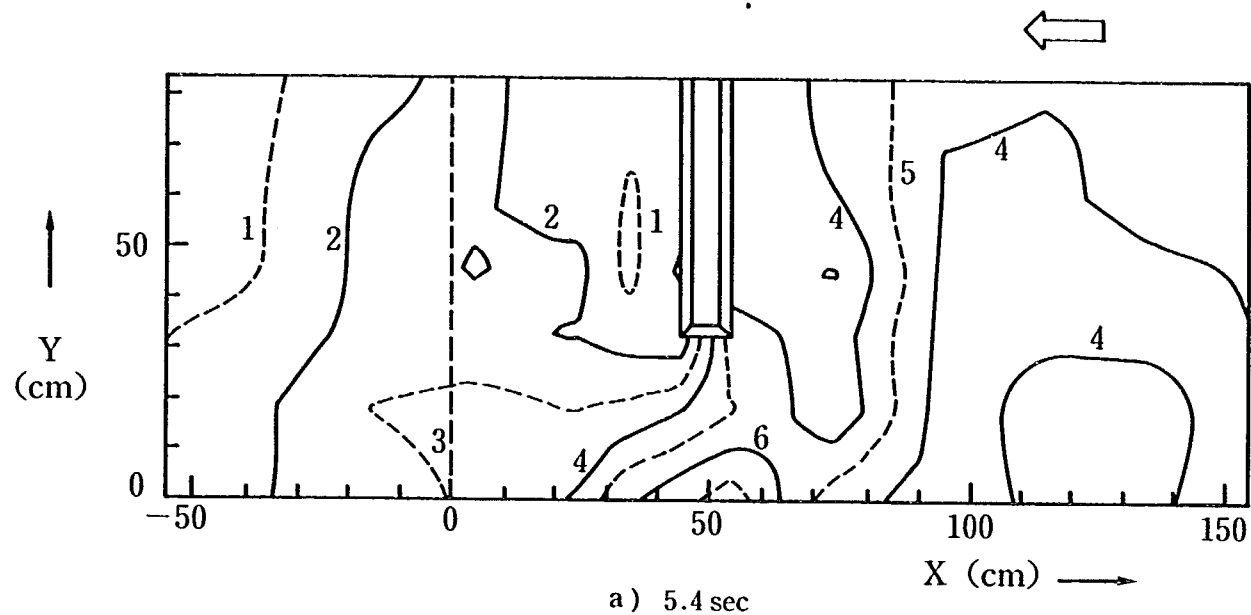
付図-II 等水位線、流速ベクトル図 (6 章)



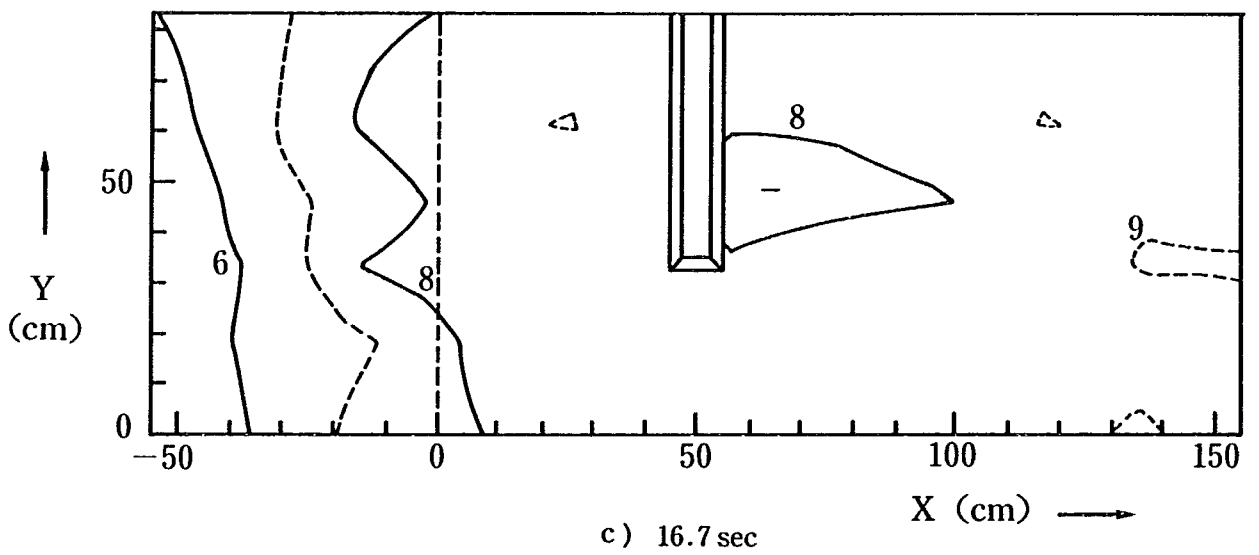
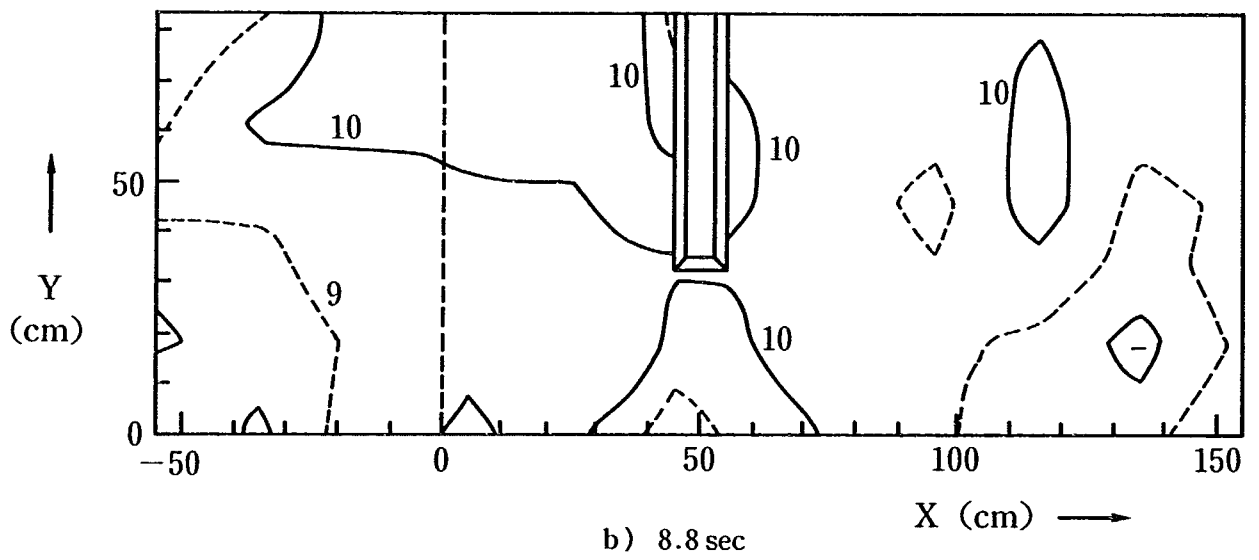
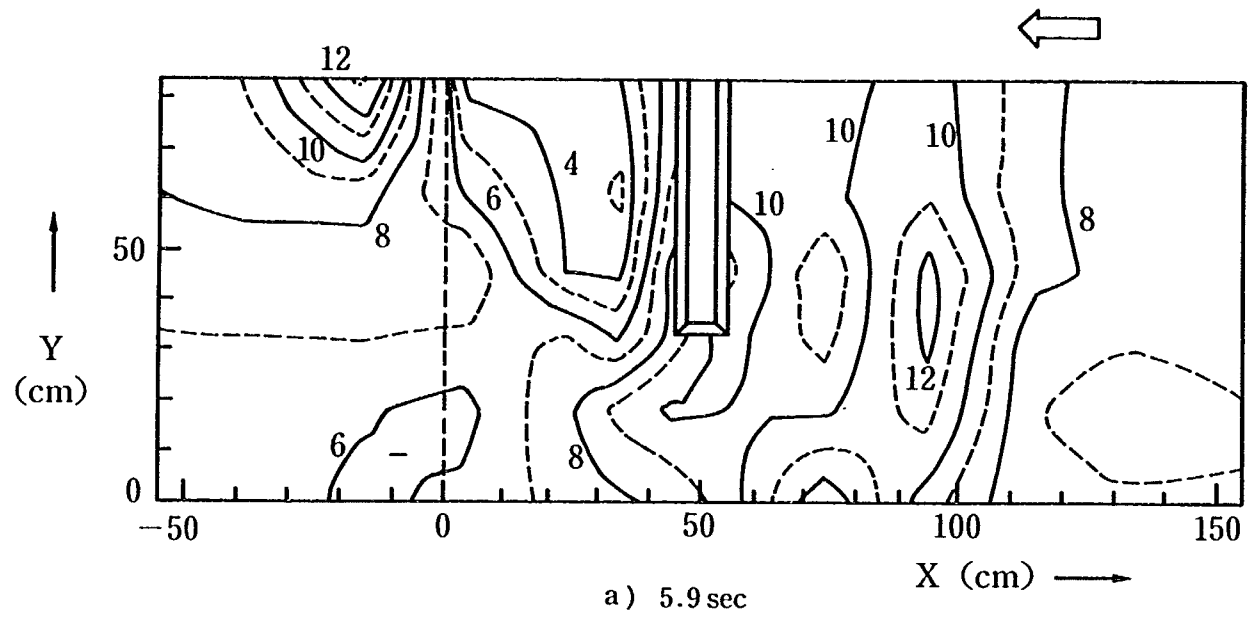
付図-II-1 等波高線図 (ケース 2, 津波 A)



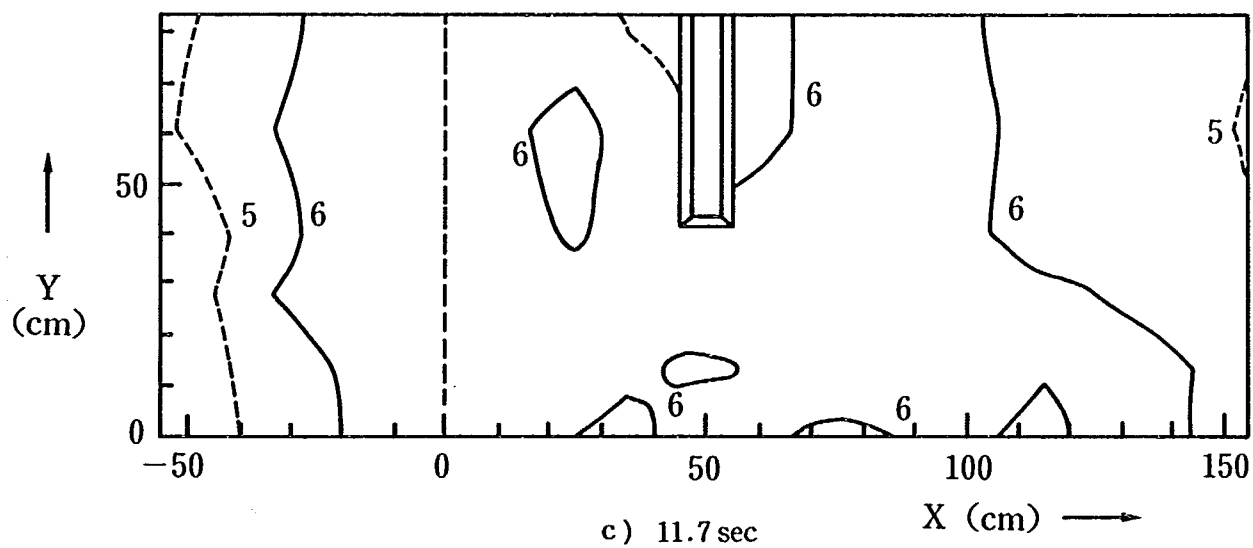
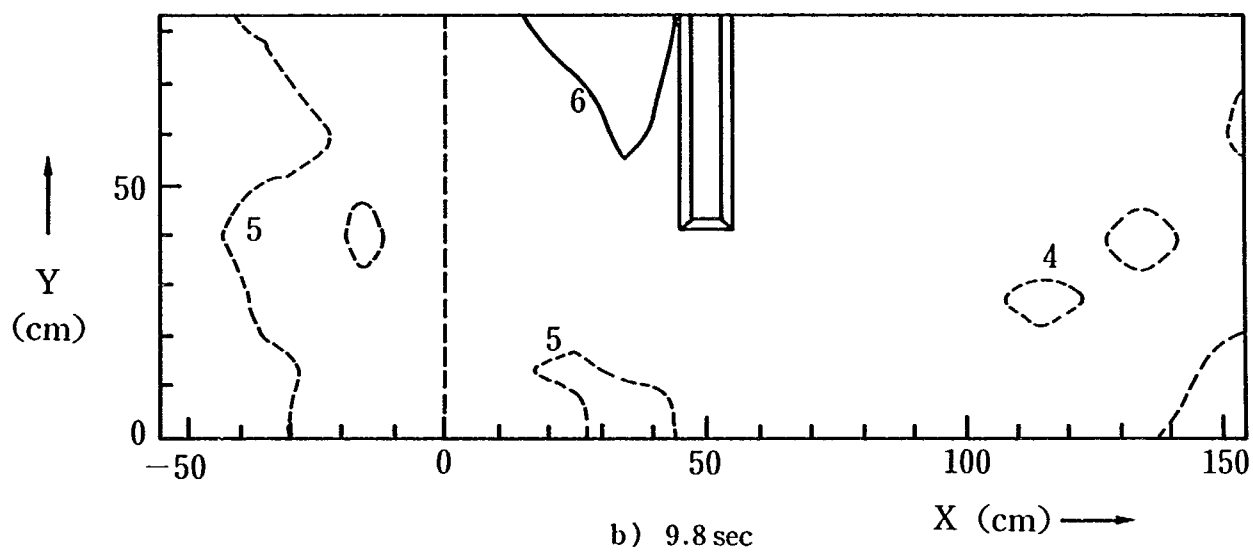
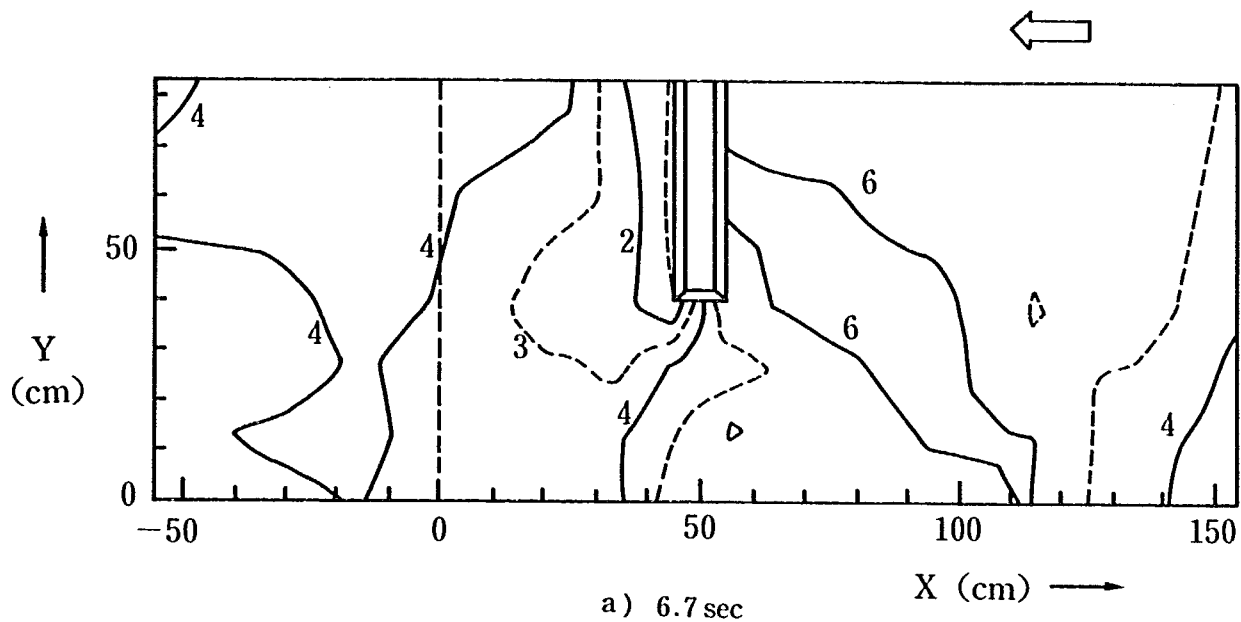
付図-II-2 等波高線図 (ケース 2, 津波 K)



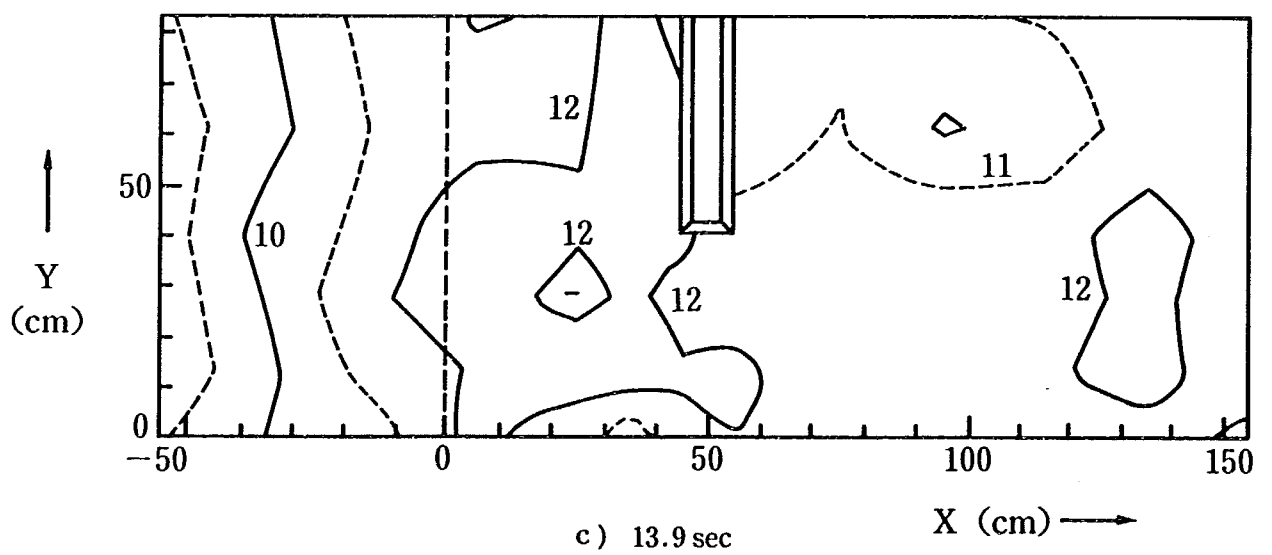
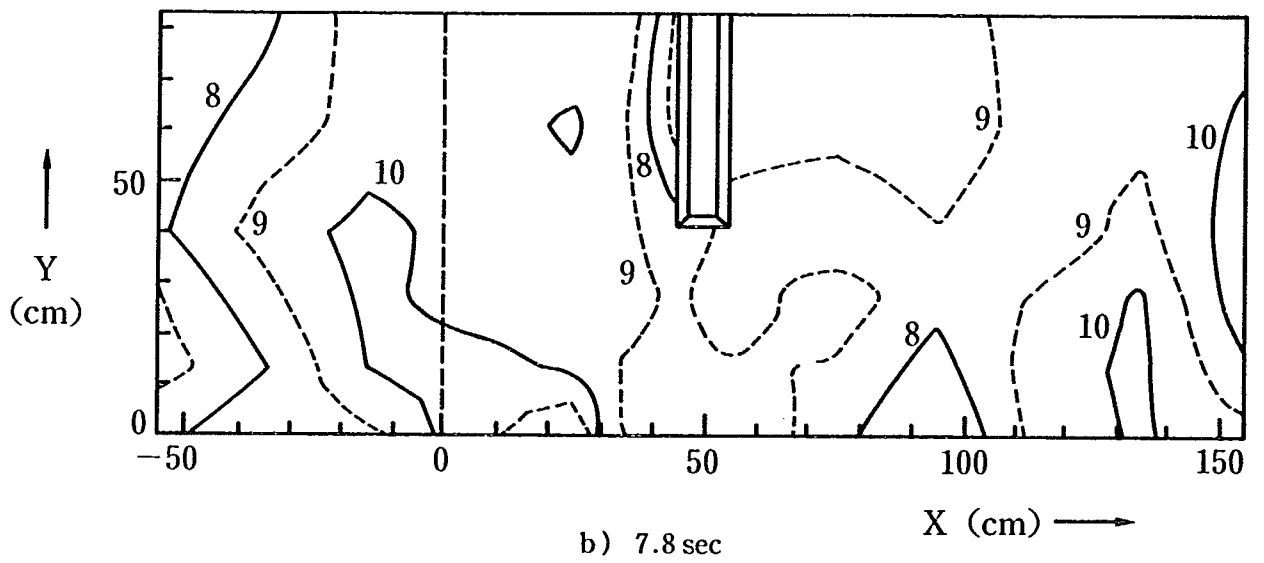
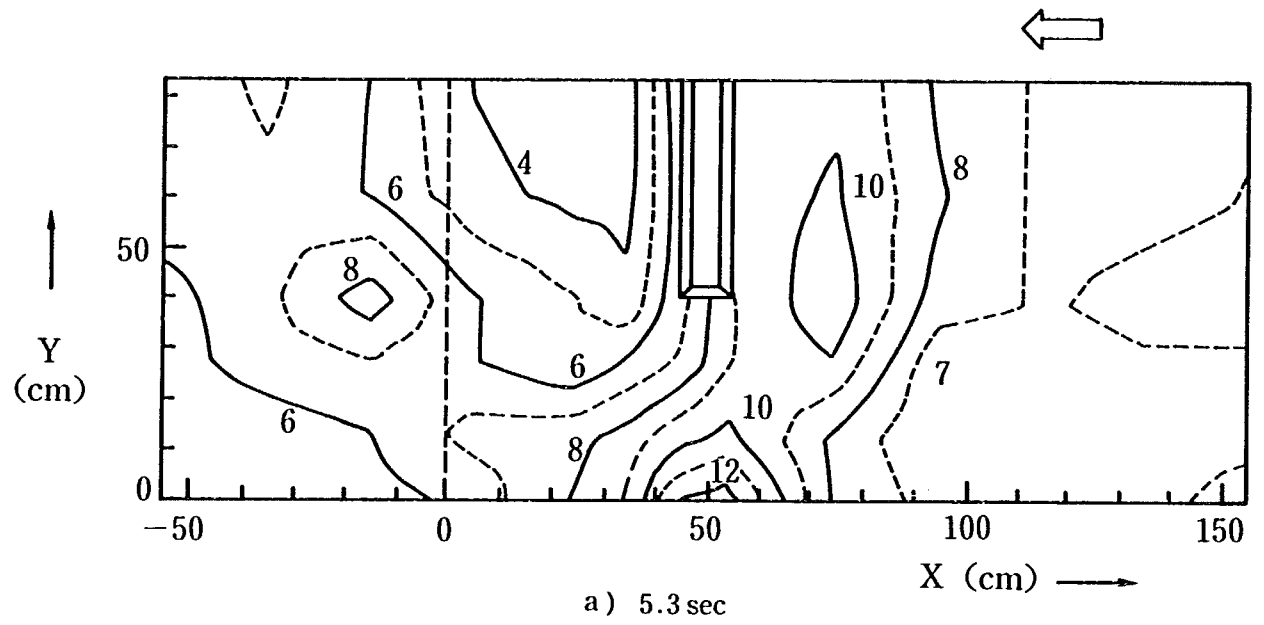
付図-II-3 等波高線図 (ケース 5, 津波 A)



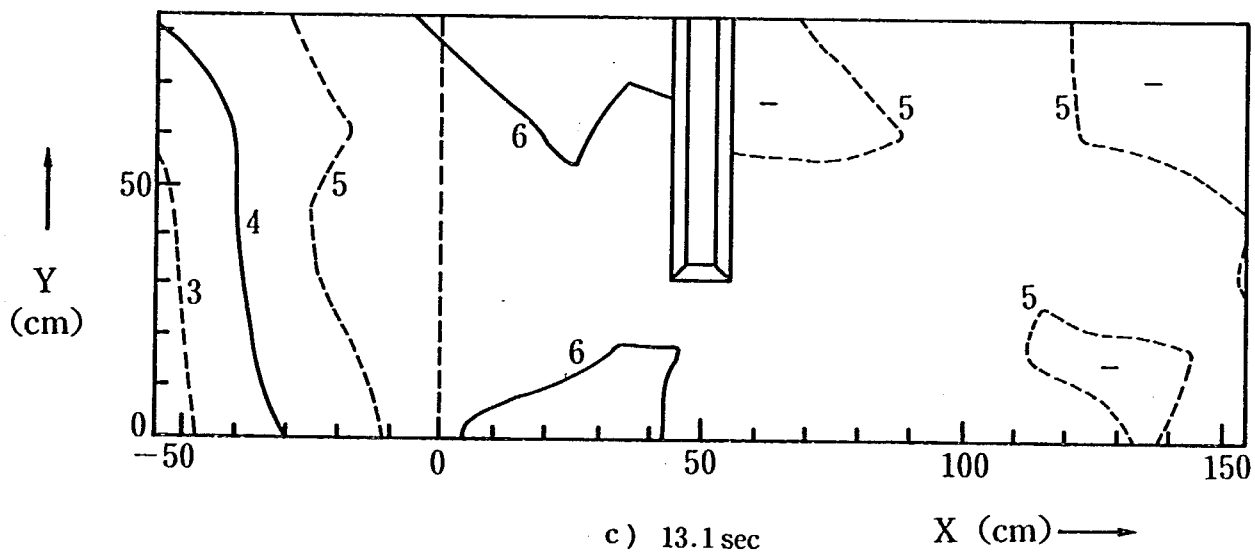
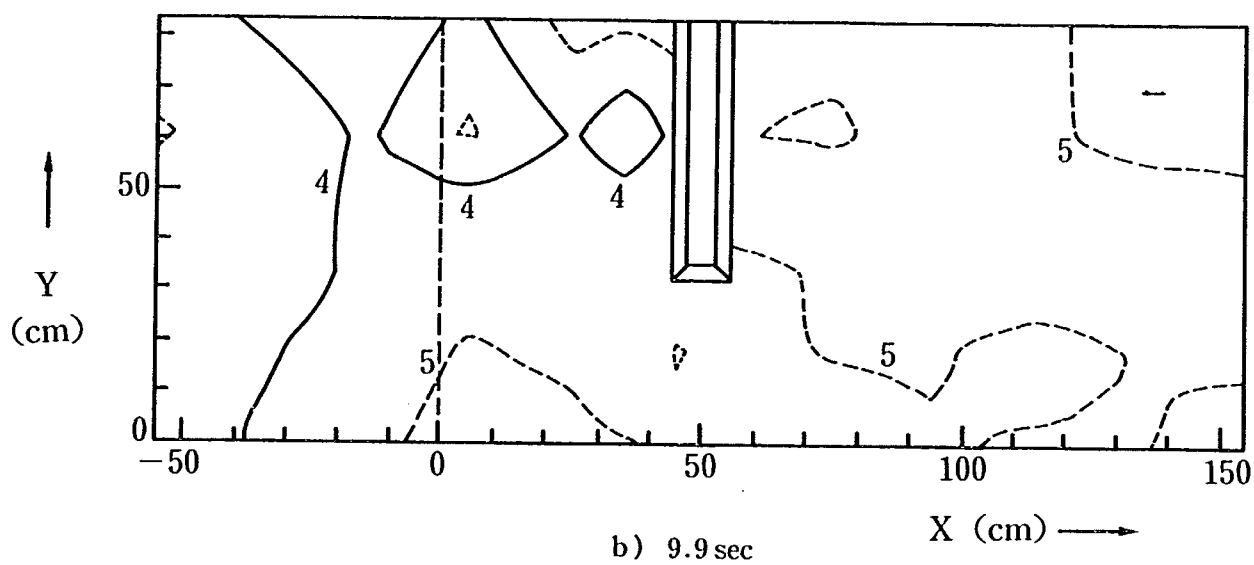
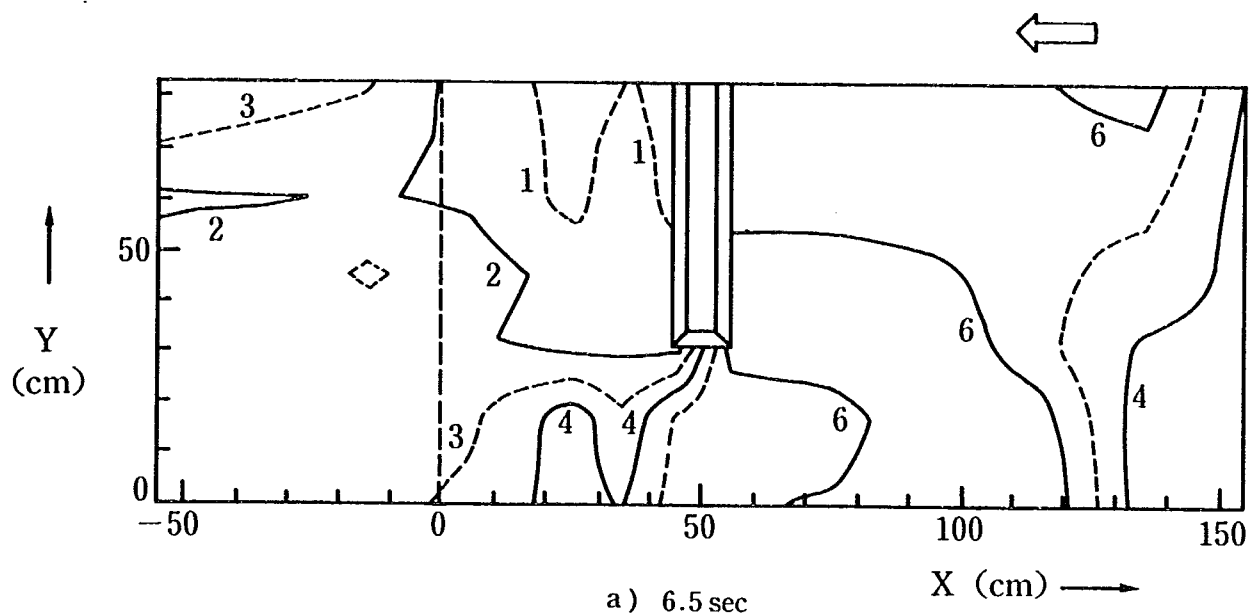
付図-II-4 等波高線図 (ケース 5, 津波 K)



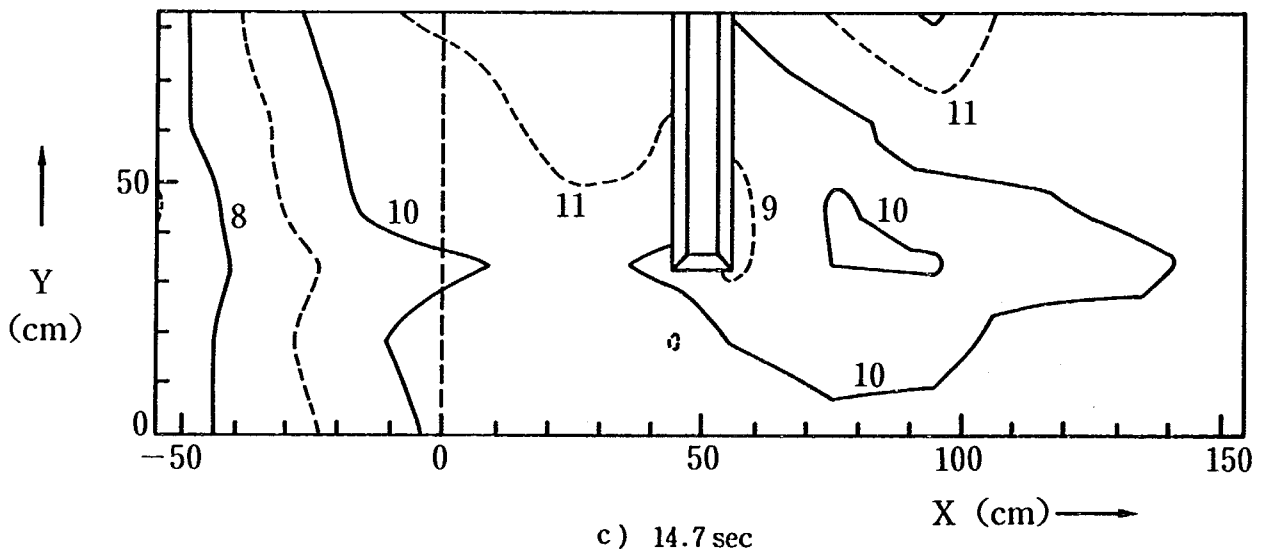
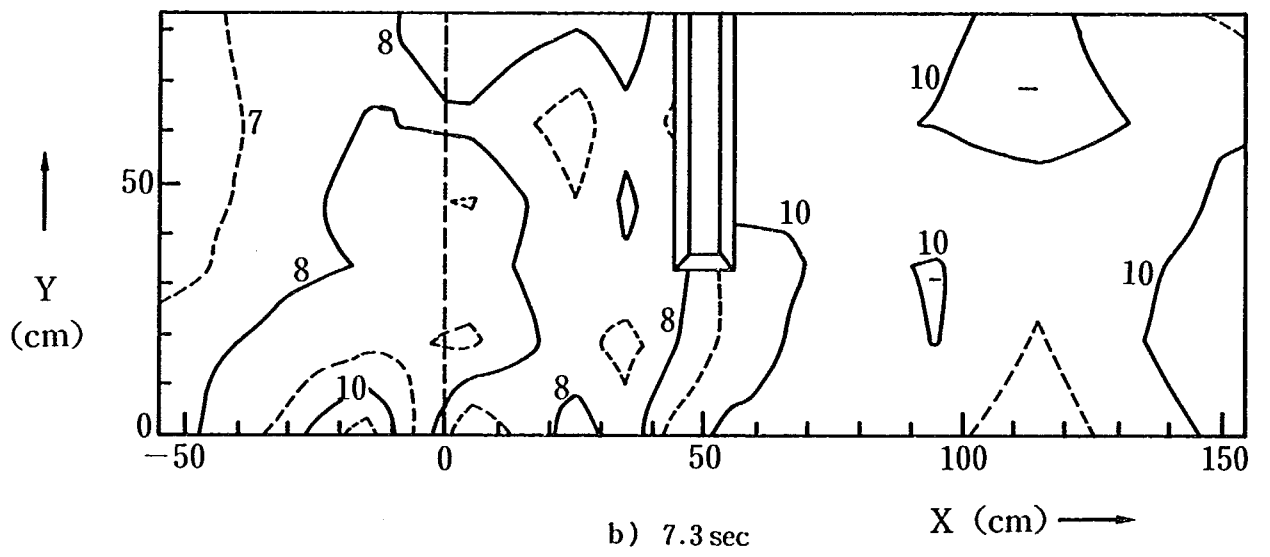
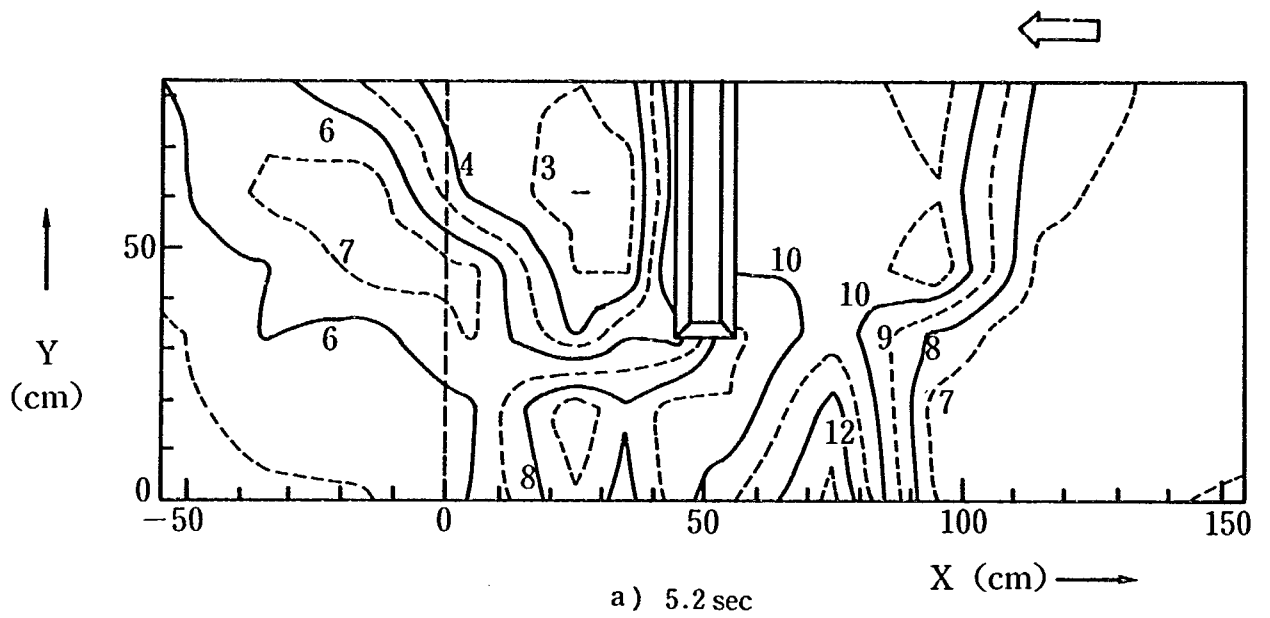
付図一II-5 等波高線図 (ケース 6, 津波 A)



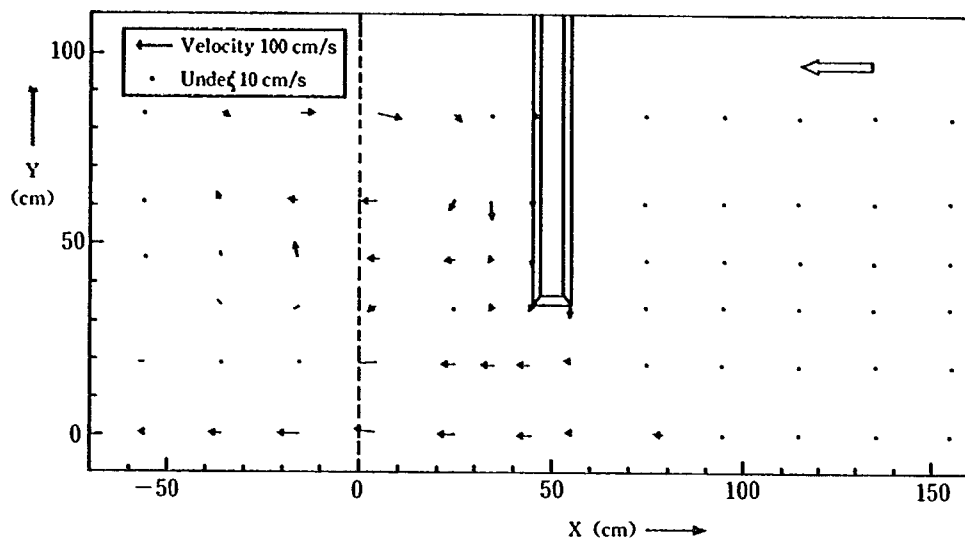
付図-II-6 等波高線図 (ケース 6, 津波 K)



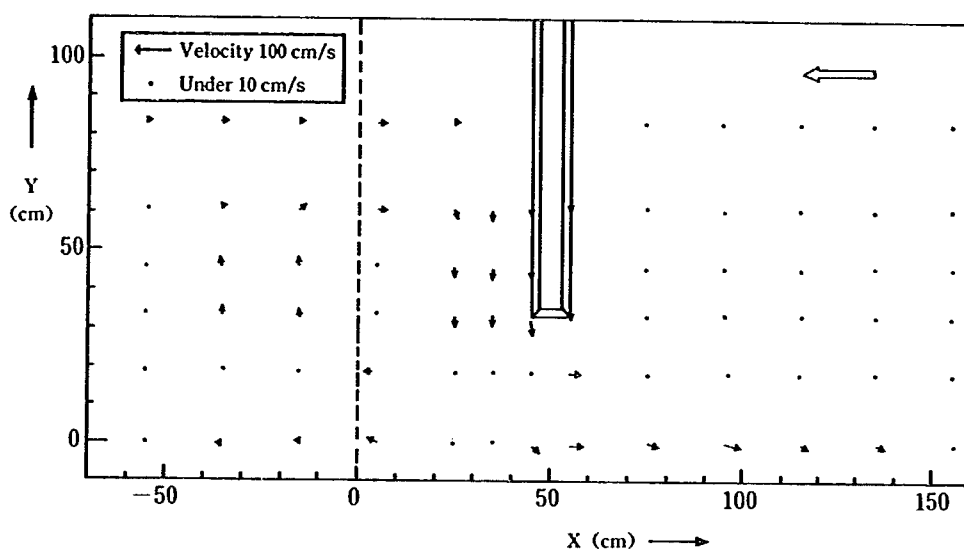
付図-II-7 等波高線図 (ケース 7, 津波 A)



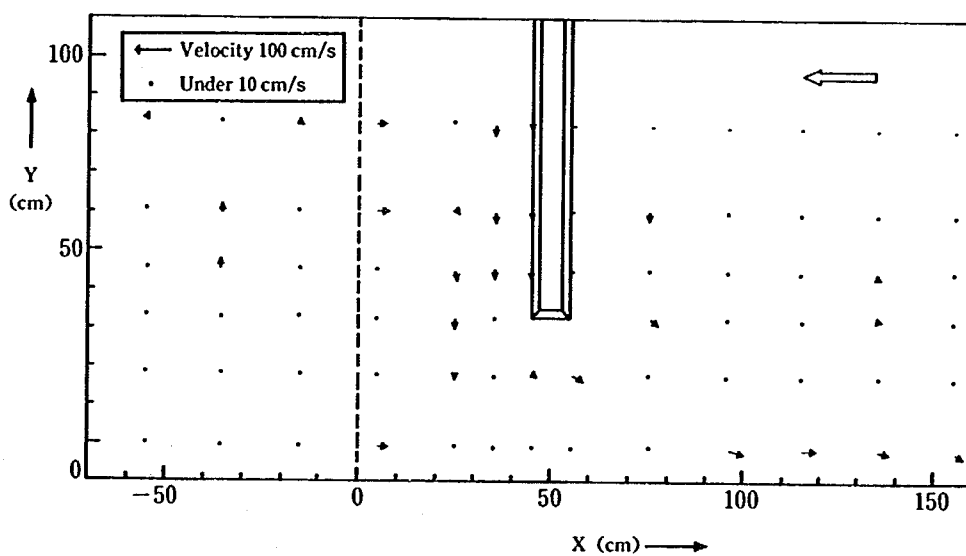
付図一II-8 等波高線図 (ケース 7, 津波 K)



a) 8.9 sec

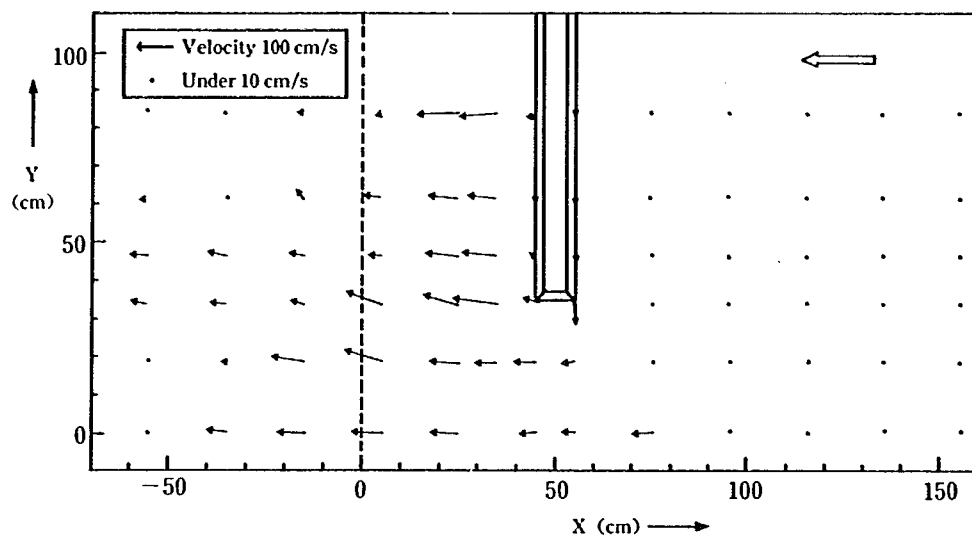


b) 15.0 sec

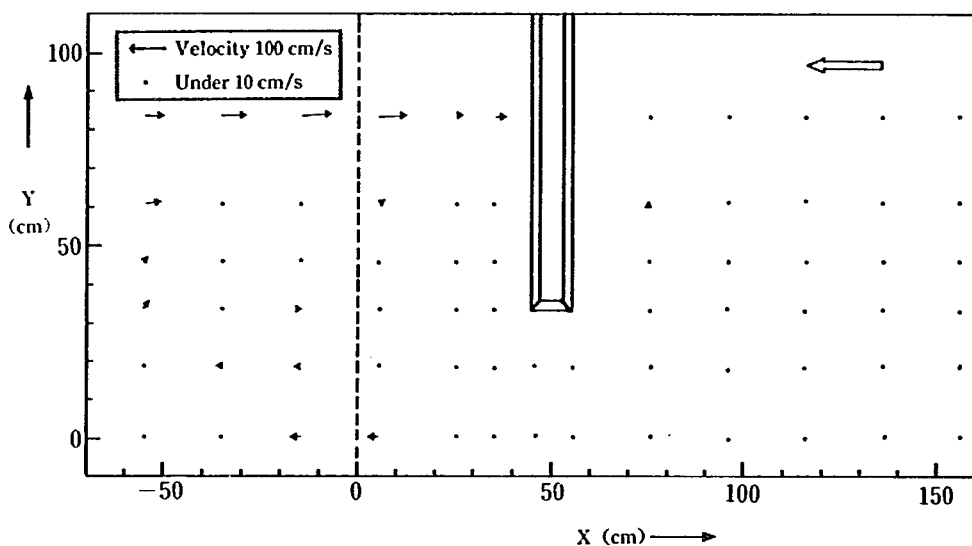


c) 18.5 sec

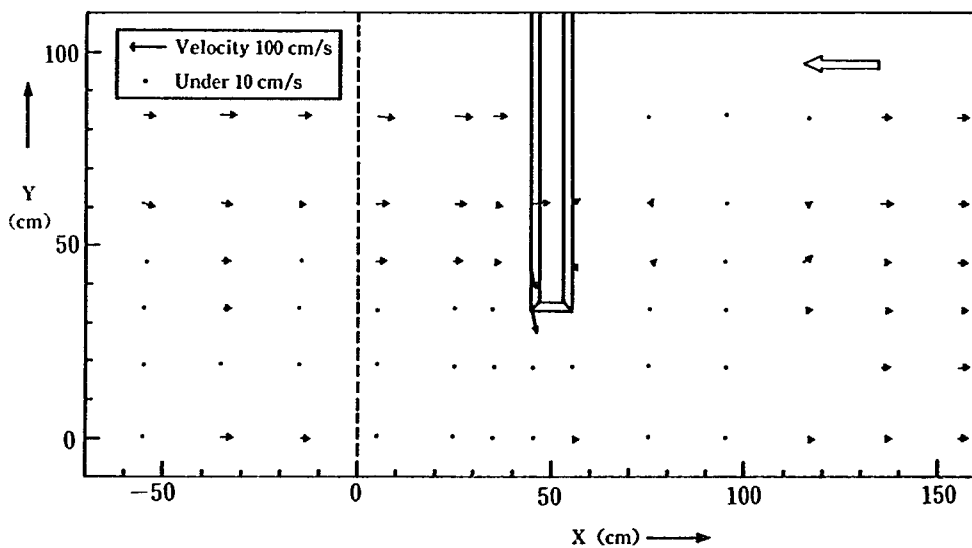
付図-II-9 流速ベクトル図 (ケース 2, 津波 A)



a) 6.7 sec

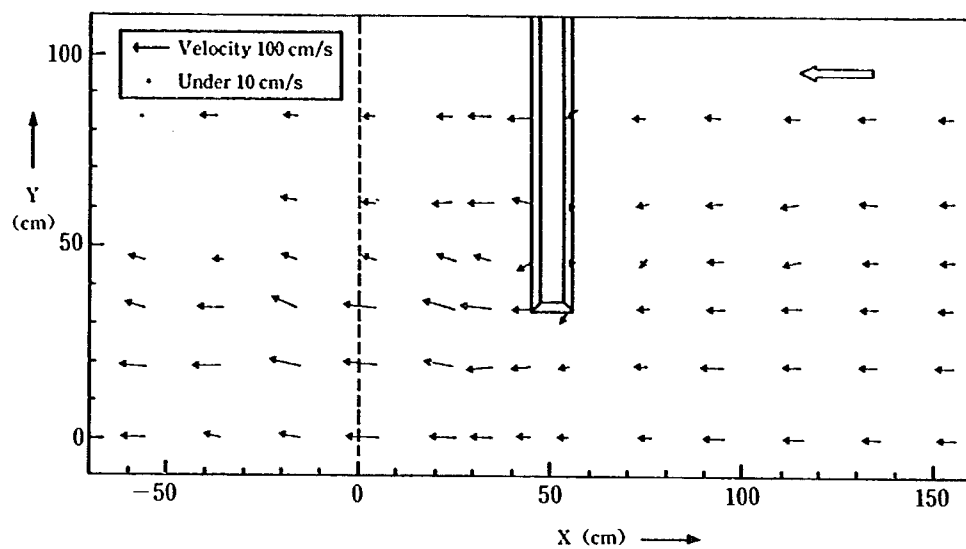


b) 10.5 sec

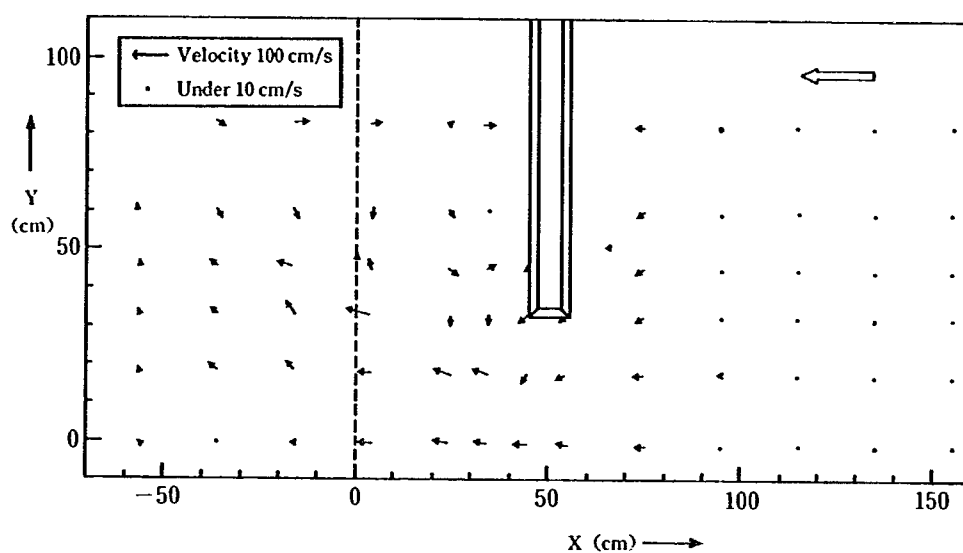


c) 13.1 sec

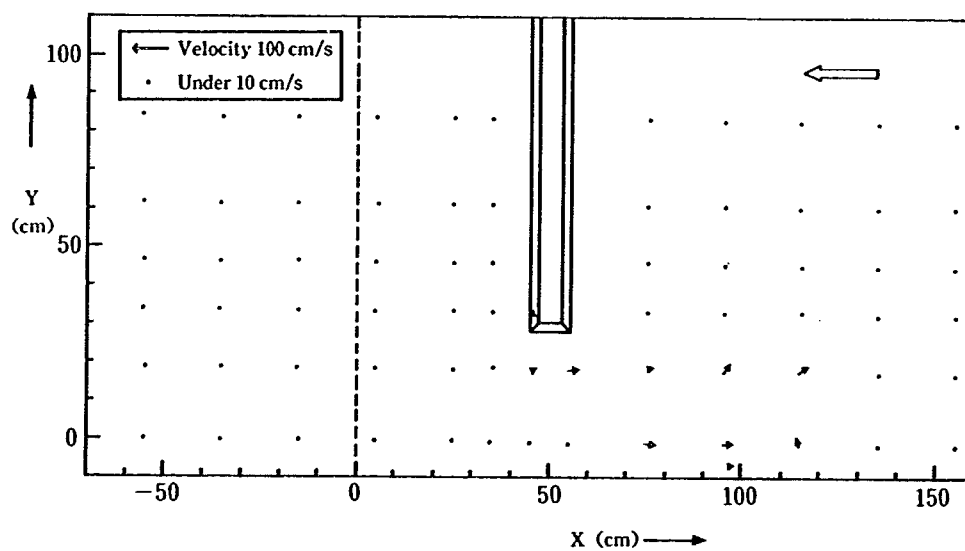
付図-II-10 流速ベクトル図 (ケース 2, 津波 K)



a) 5.4 sec

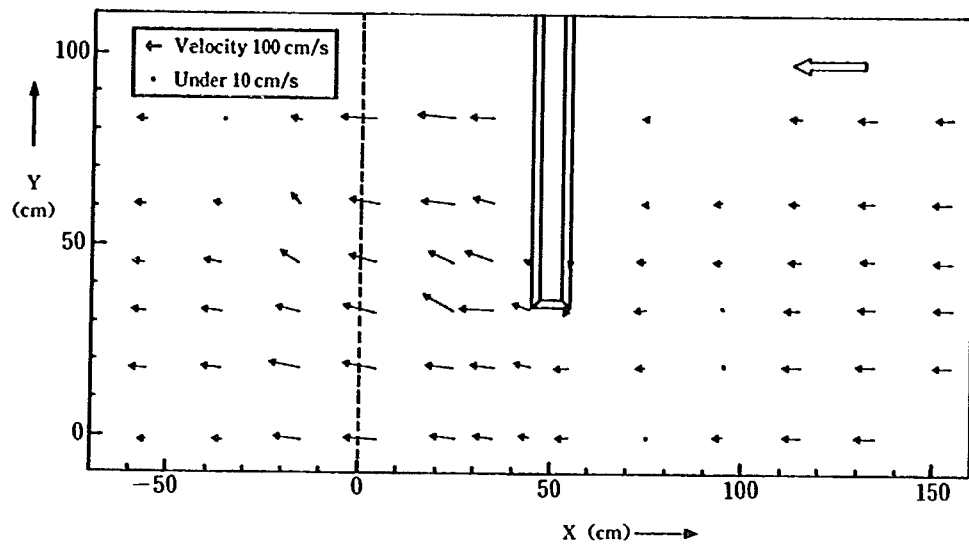


b) 8.5 sec

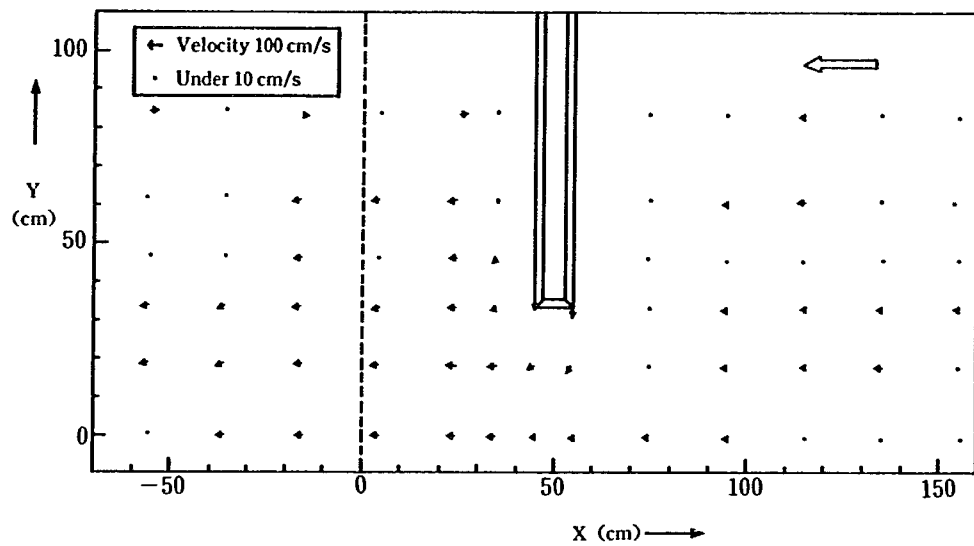


c) 18.0 sec

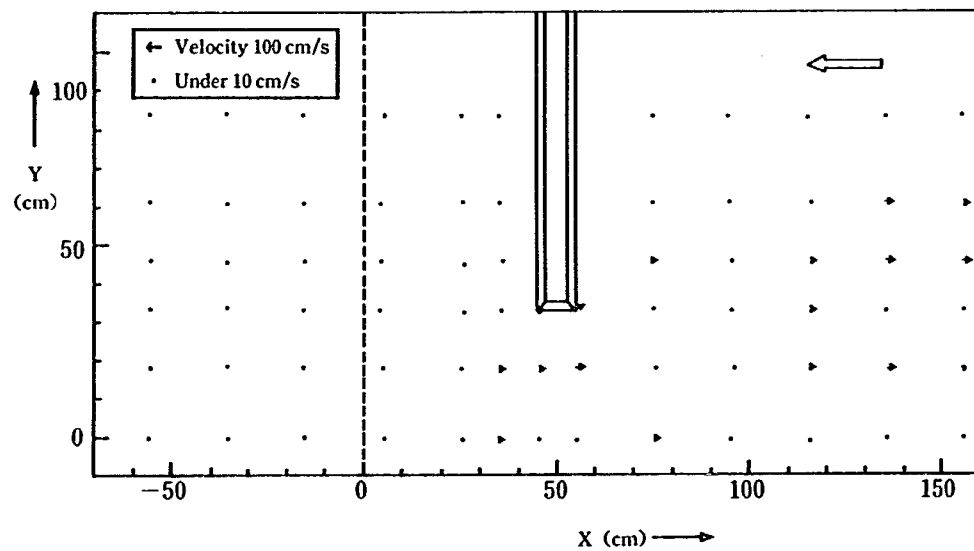
付図-II-11 流速ベクトル図 (ケース 5, 津波 A)



a) 5.9 sec

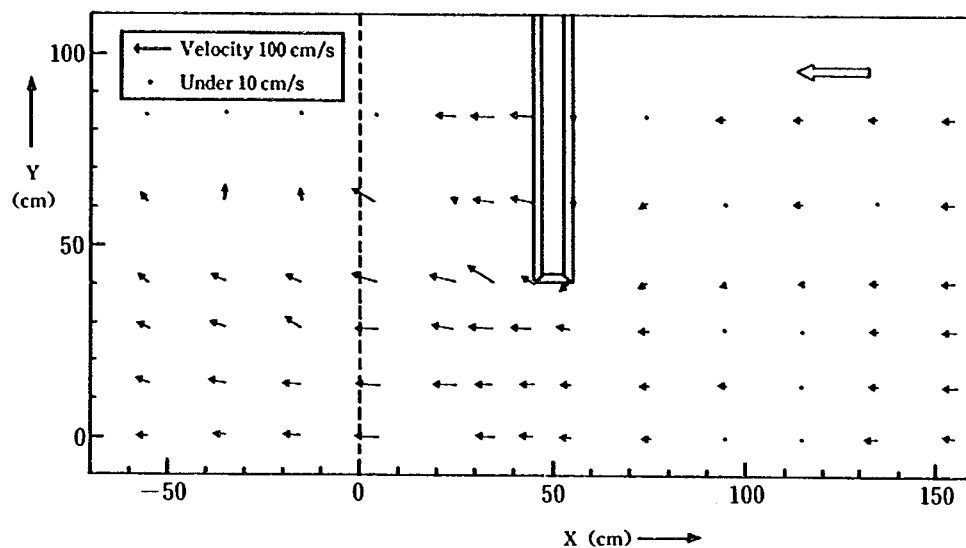


b) 8.8 sec

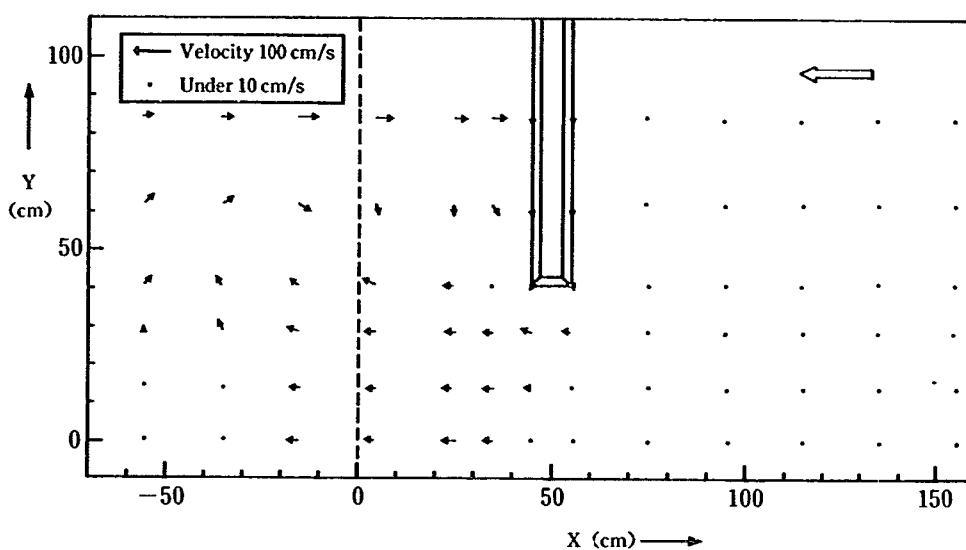


c) 16.7 sec

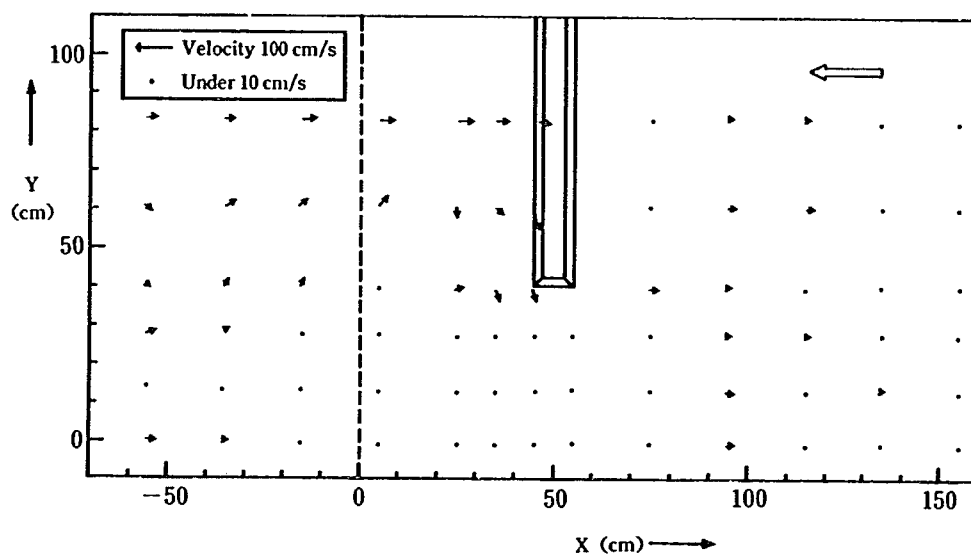
付図-II-12 流速ベクトル図 (ケース 5, 津波 K)



a) 6.7 sec

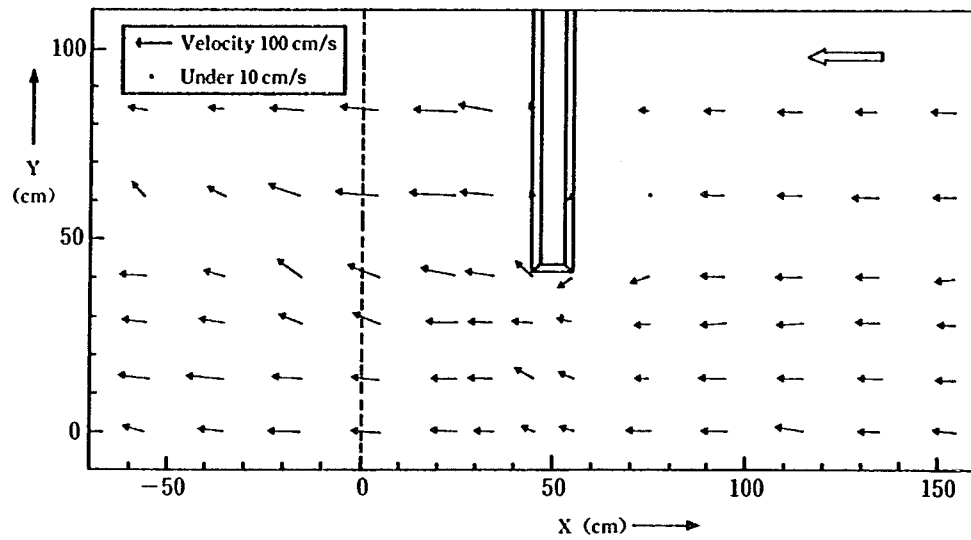


b) 9.8 sec

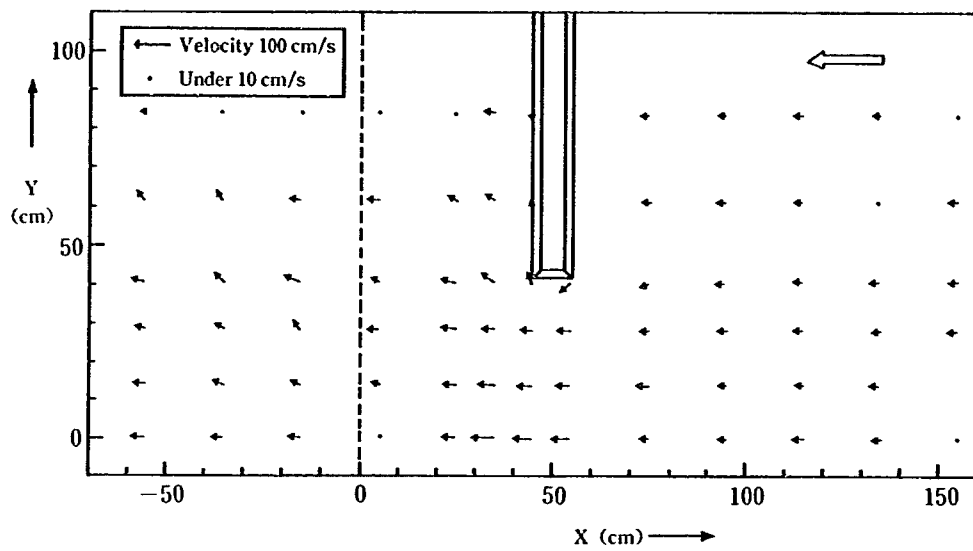


c) 11.7 sec

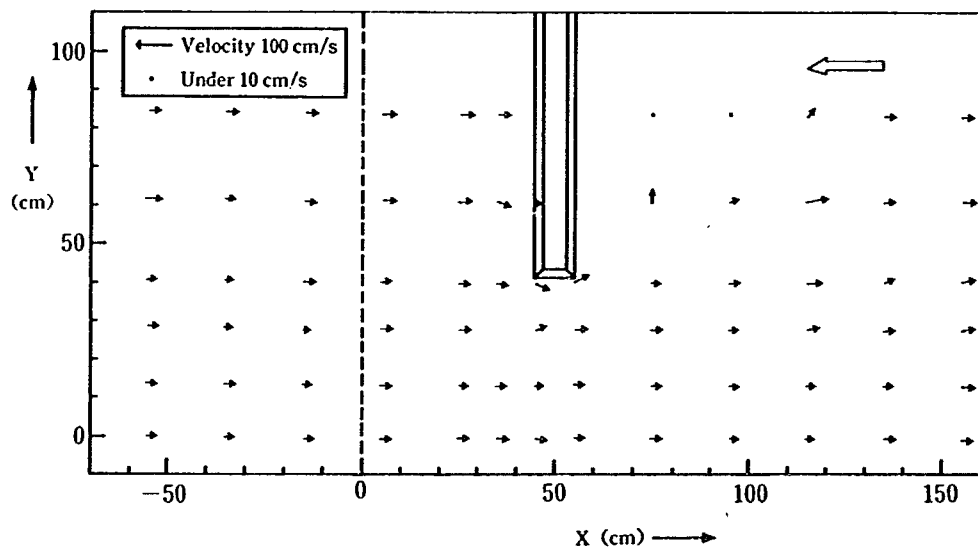
付図一II-13 流速ベクトル図 (ケース 6, 津波 A)



a) 5.3 sec

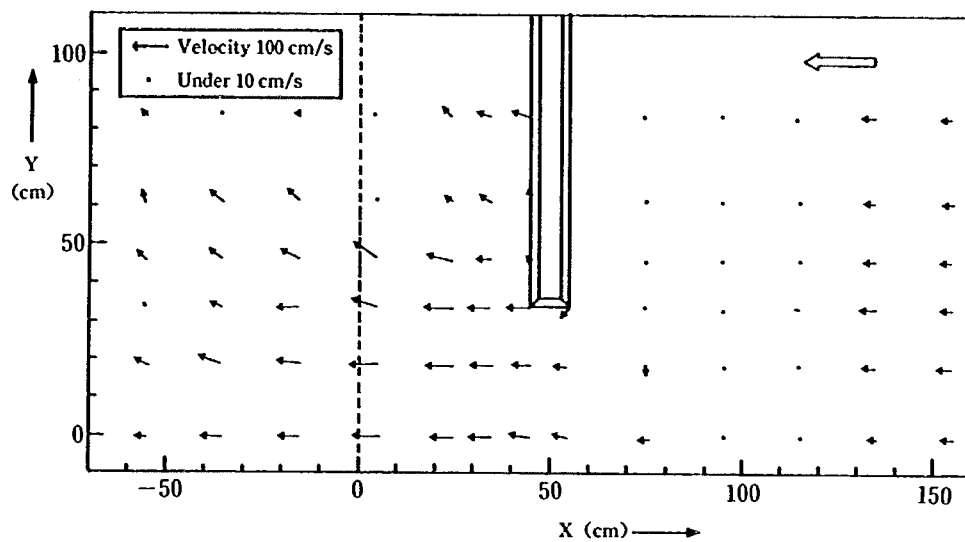


b) 7.8 sec

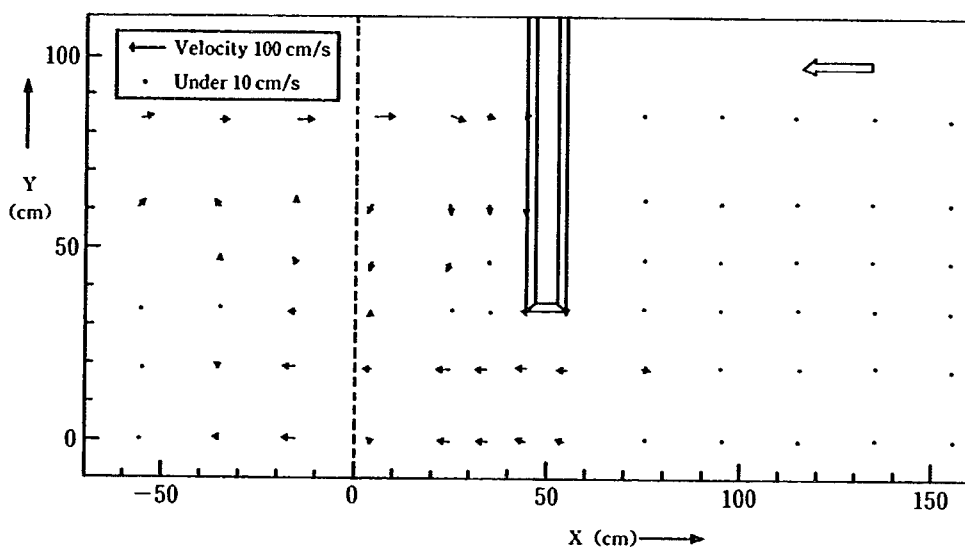


c) 13.9 sec

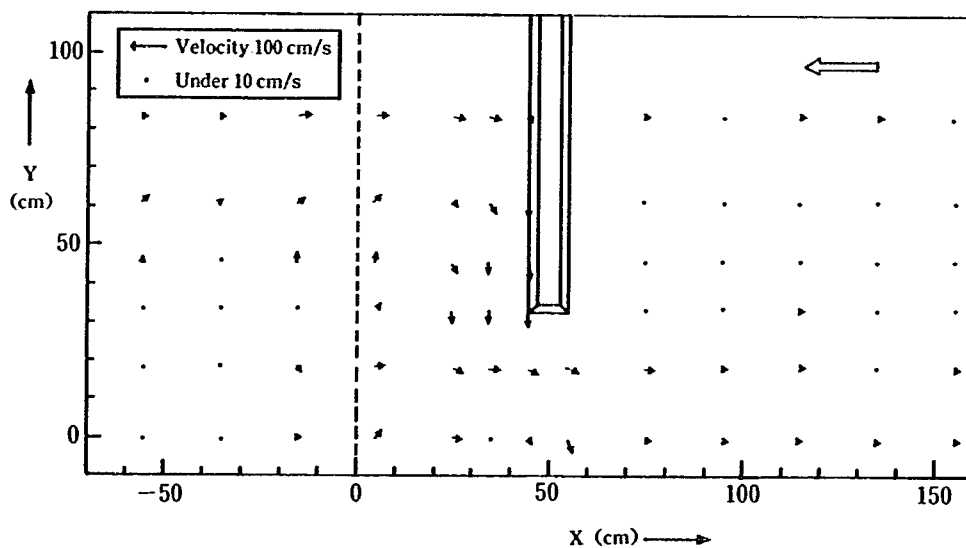
付図一II-14 流速ベクトル図 (ケース 6, 津波 K)



a) 6.5 sec

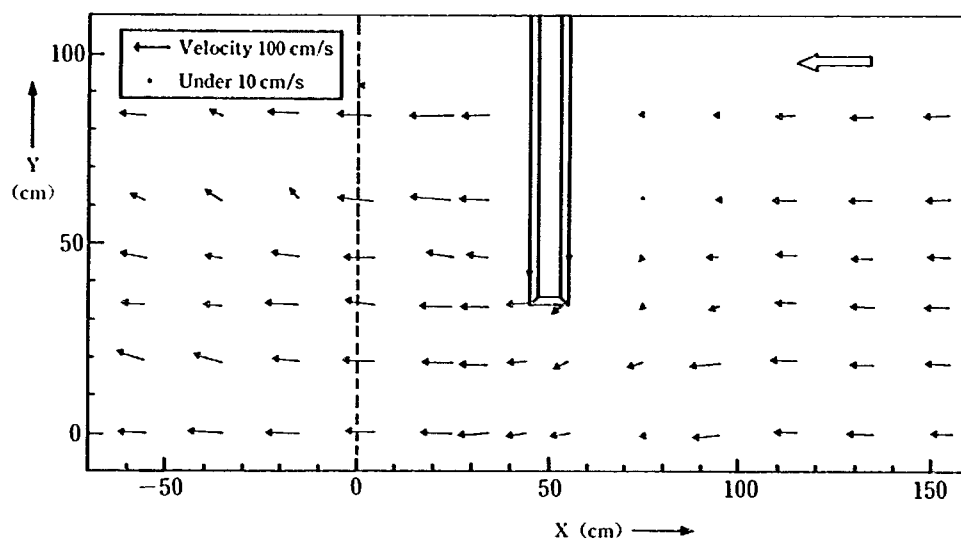


b) 9.9 sec

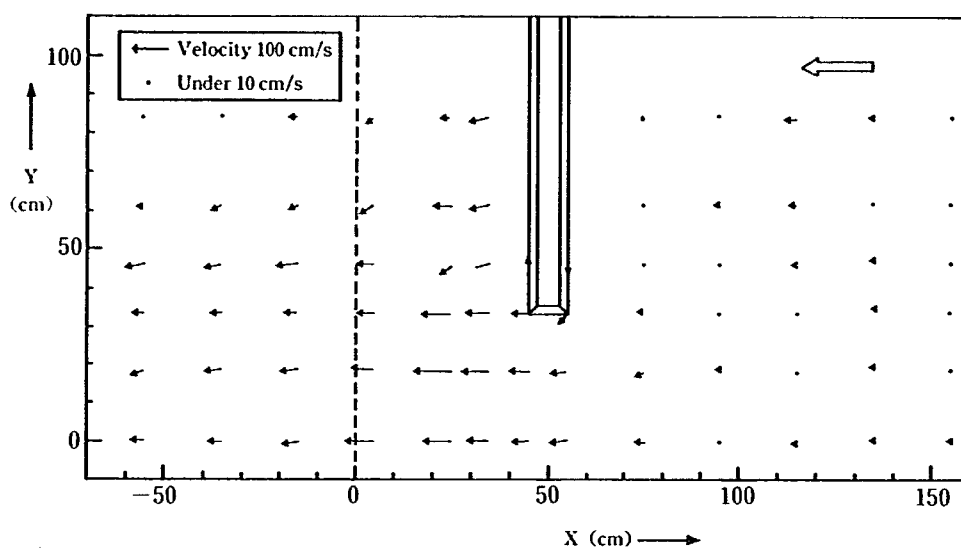


c) 13.1 sec

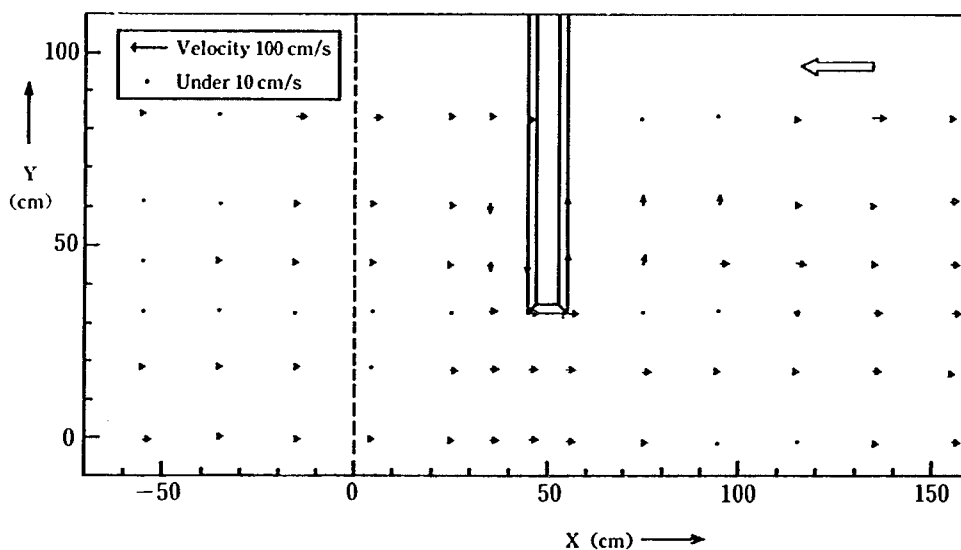
付図-II-15 流速ベクトル図 (ケース 7, 津波 A)



a) 5.2 sec



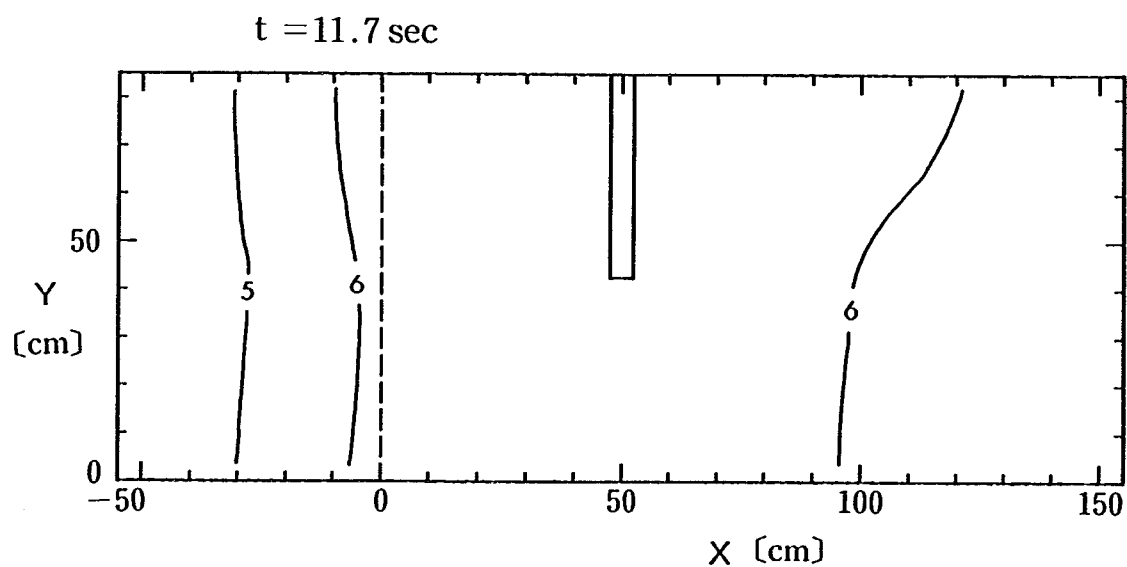
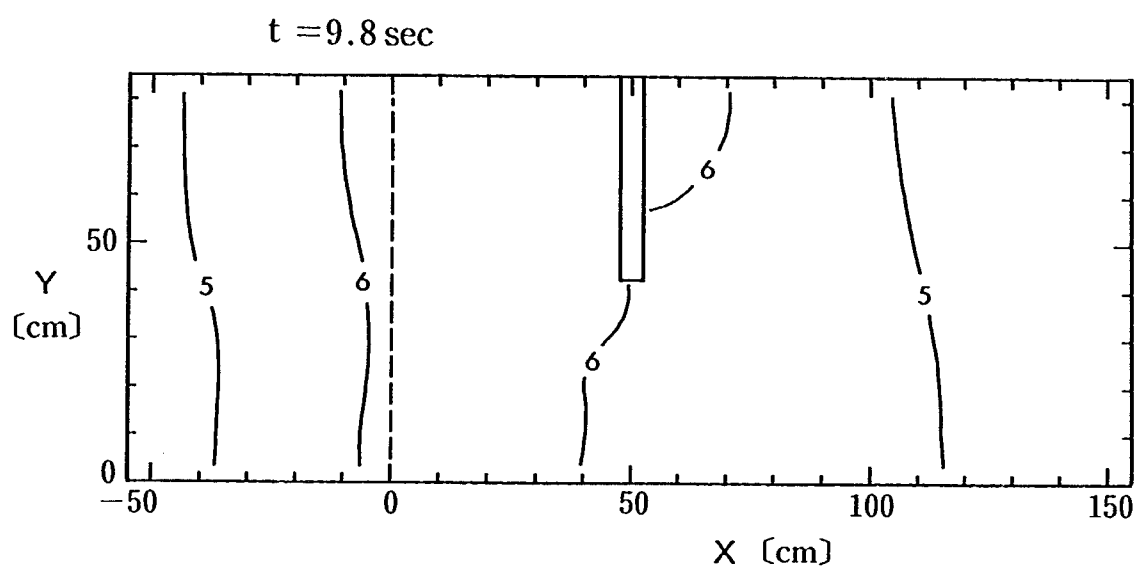
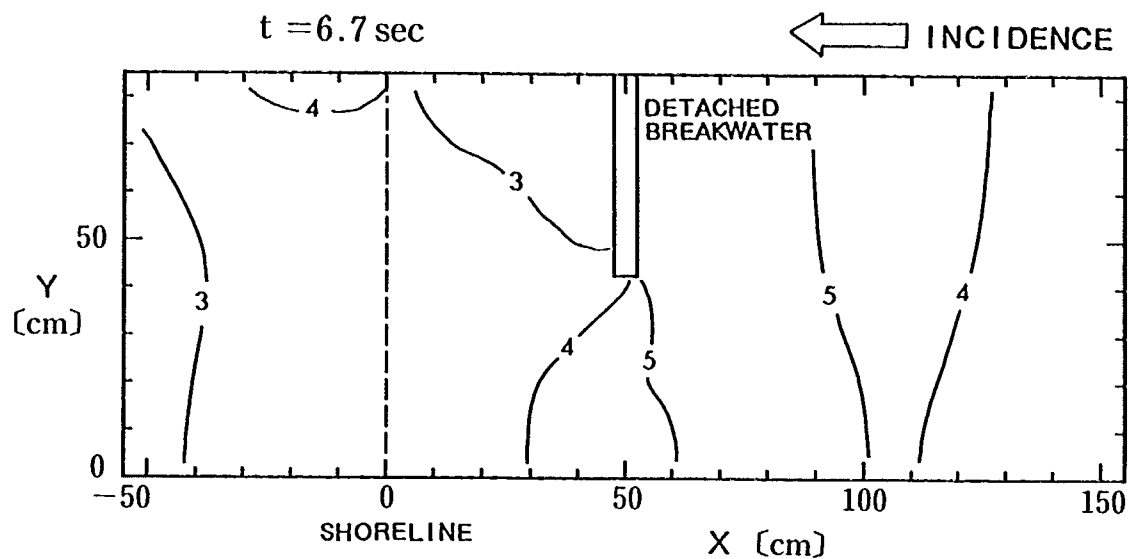
b) 7.3 sec



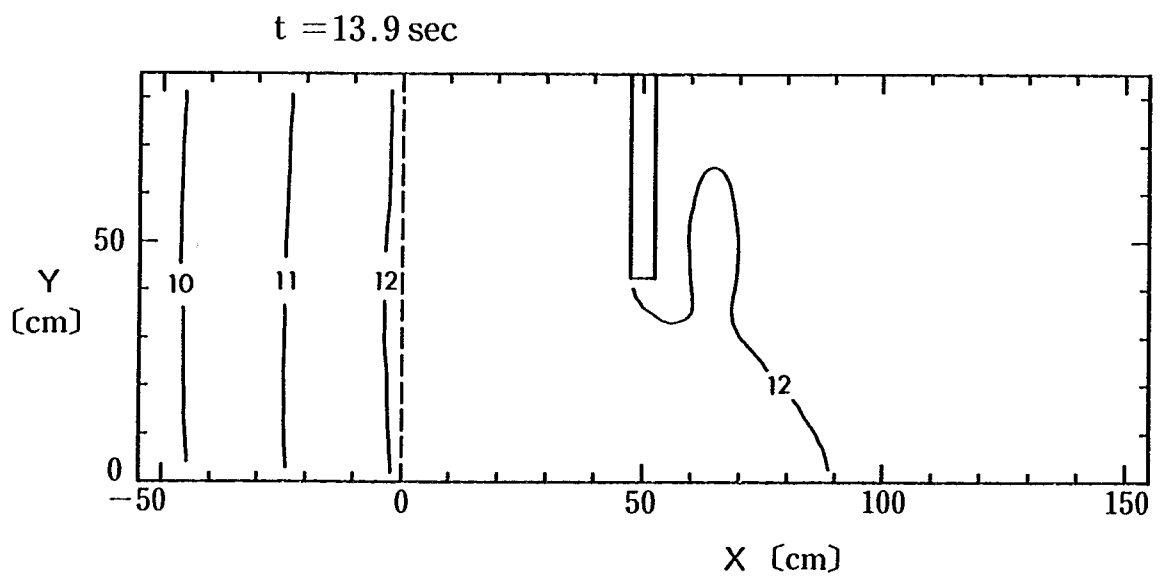
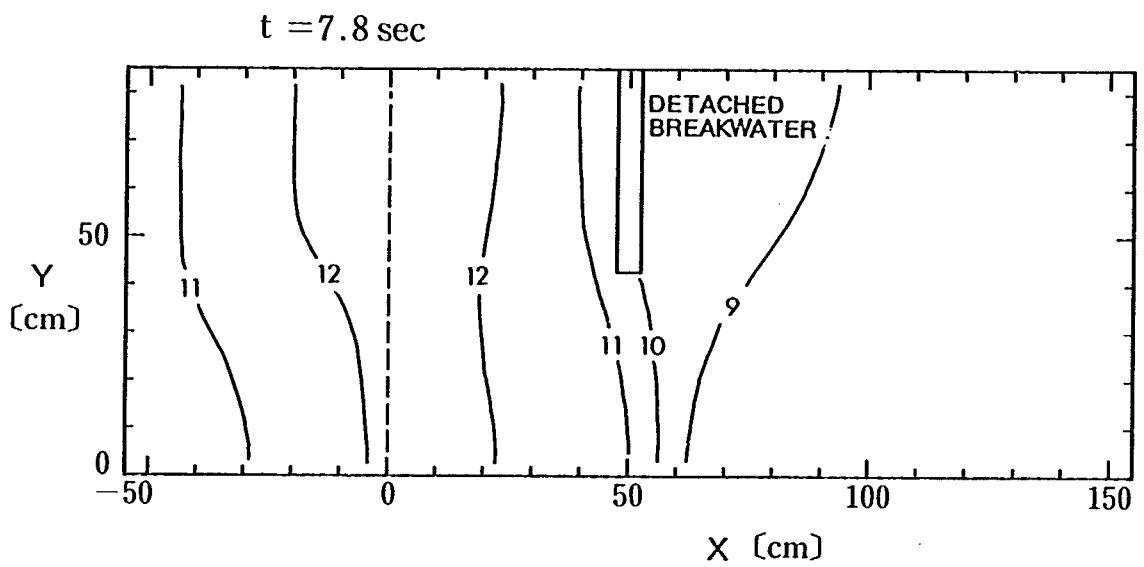
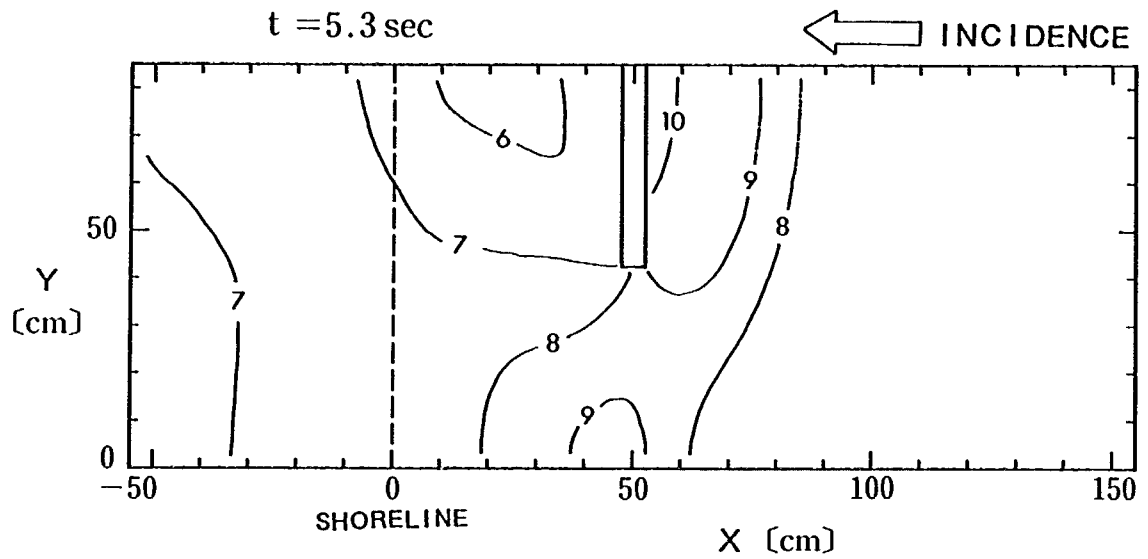
c) 14.7 sec

付図一II-16 流速ベクトル図 (ケース 7, 津波 K)

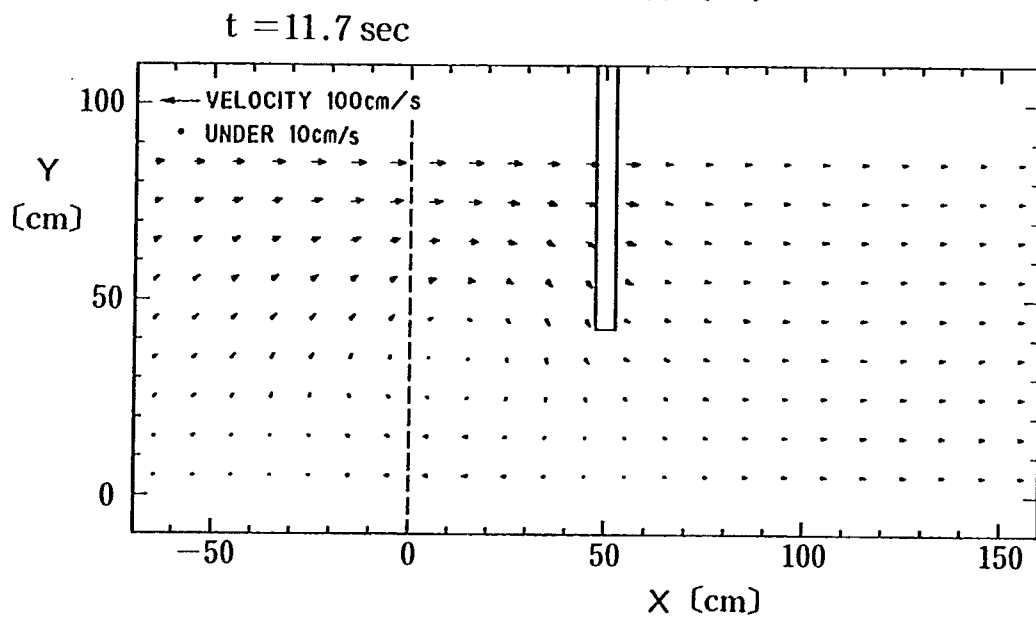
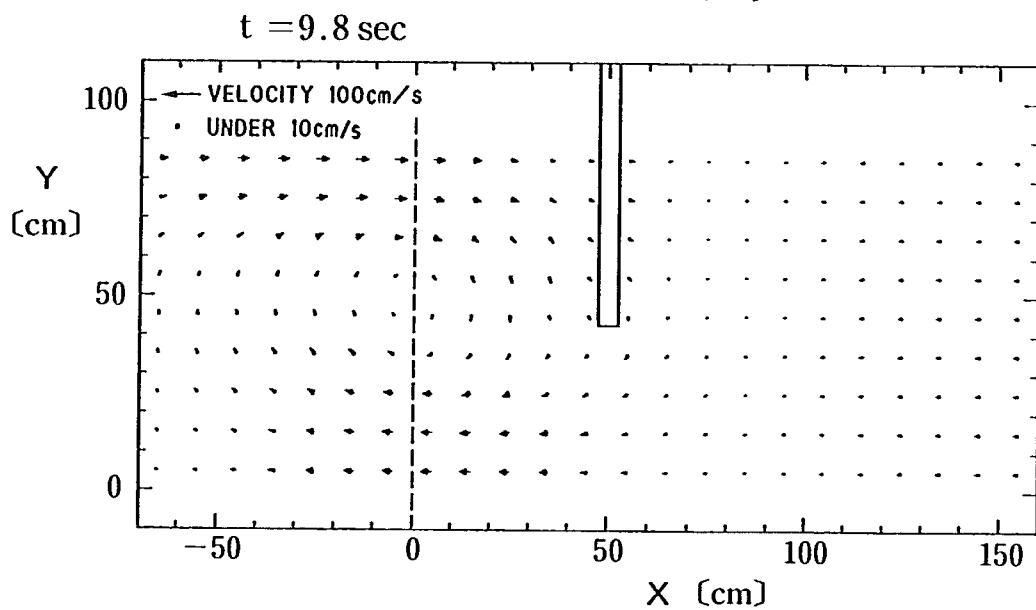
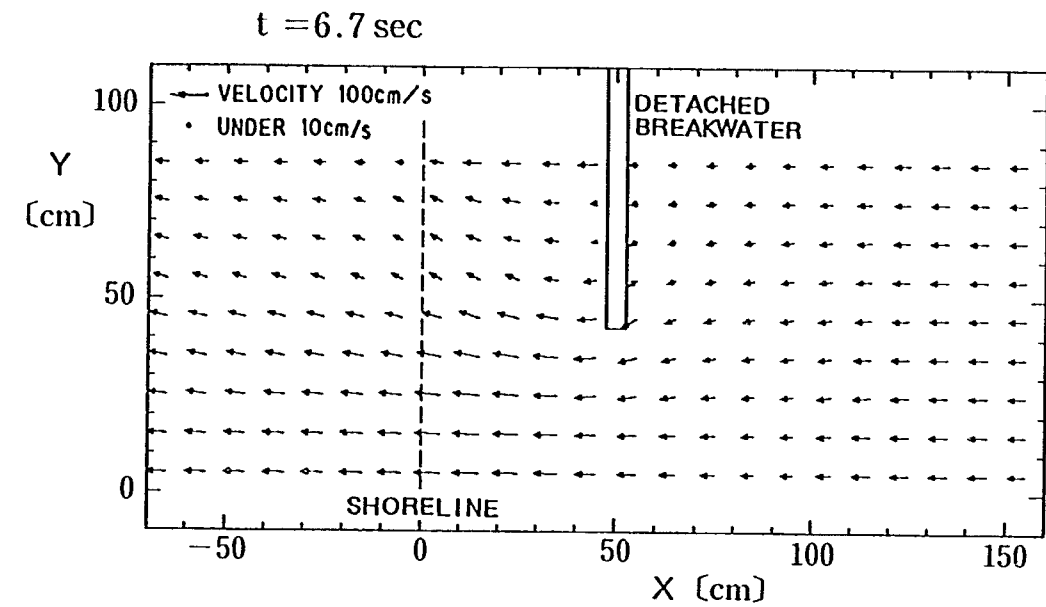
付図-III 平面計算結果（7章）



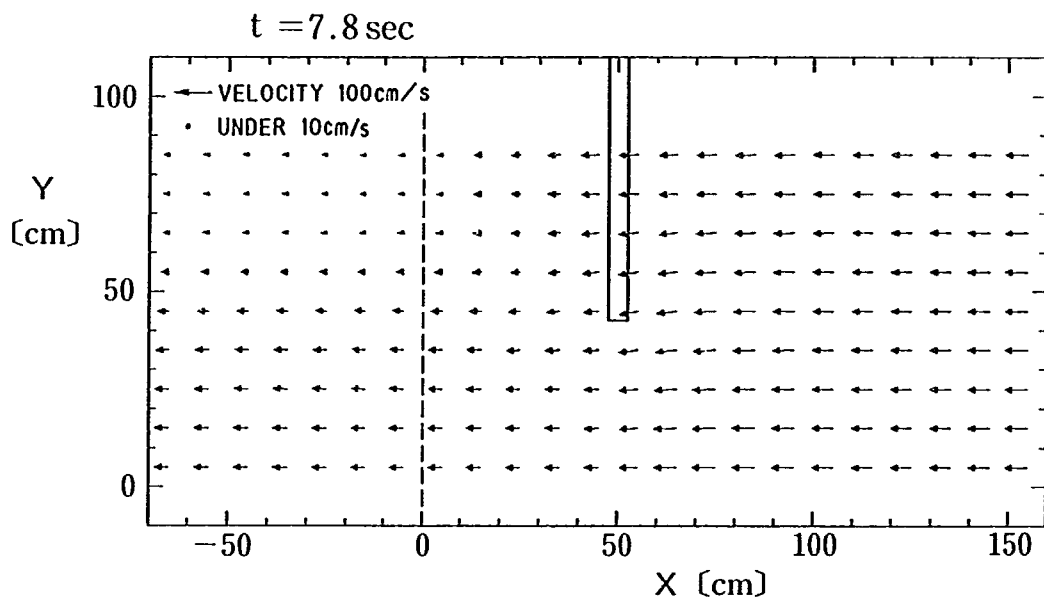
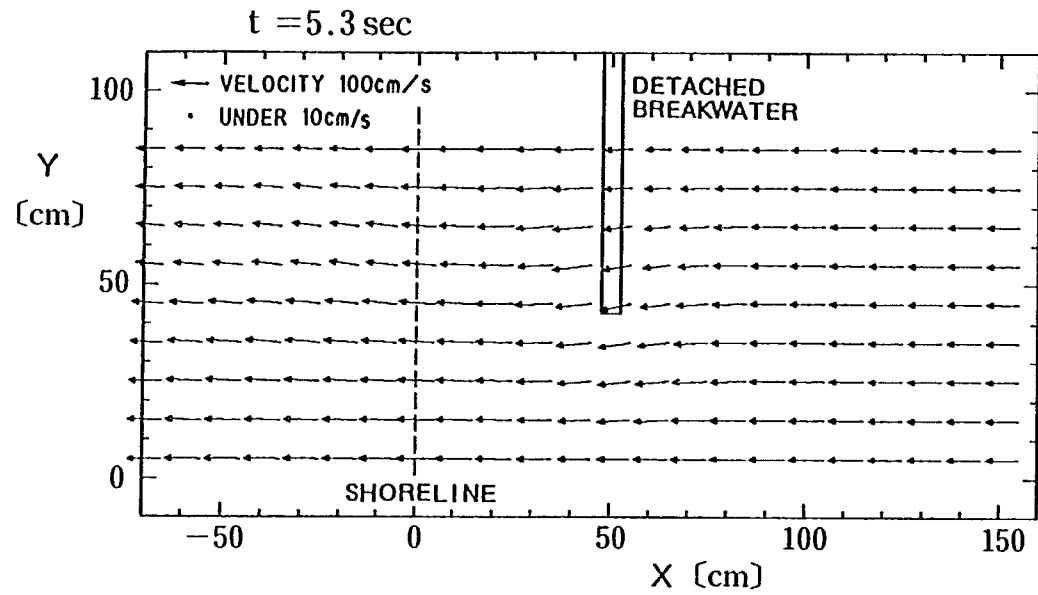
付図一Ⅲ-1 等波高線図 (計算値, ケース 6, 津波 A)



付図一Ⅲ-2 等波高線図 (計算値, ケース 6, 津波 K)

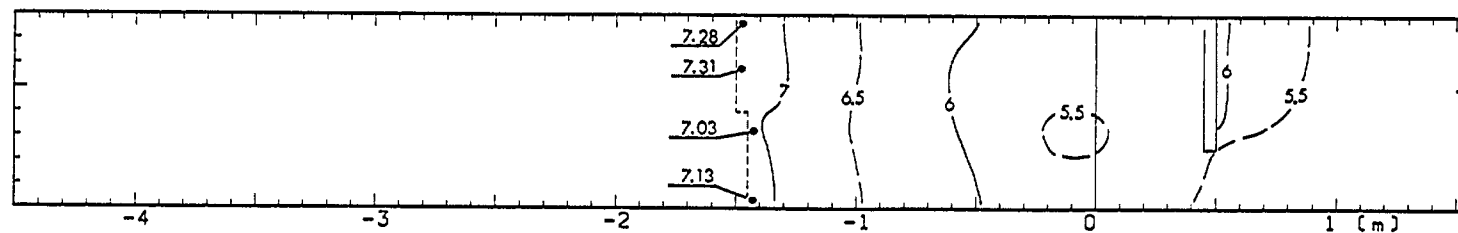


付図一Ⅲ-3 等波高線図 (計算値, ケース 6, 津波 A)

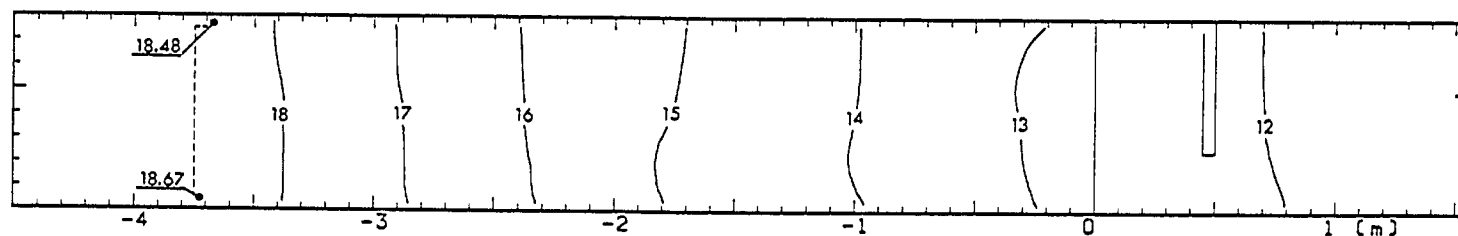


付図一Ⅲ-4 等波高線図 (計算値, ケース 6, 津波 K)

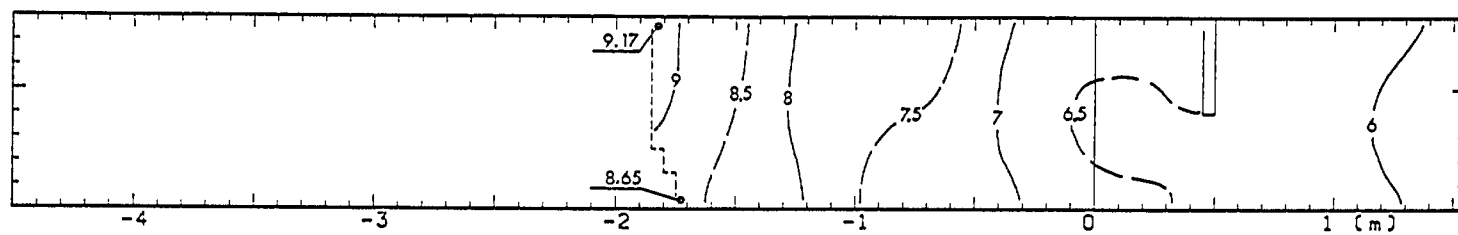
[CASE-4A]



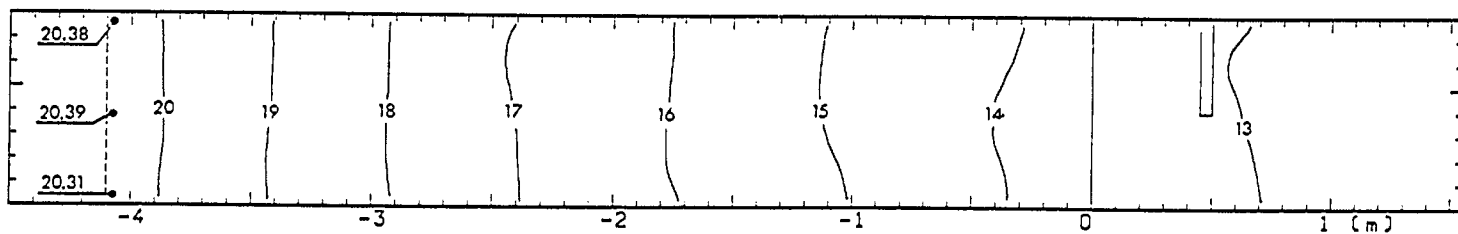
[CASE-4K]



[CASE-6A]

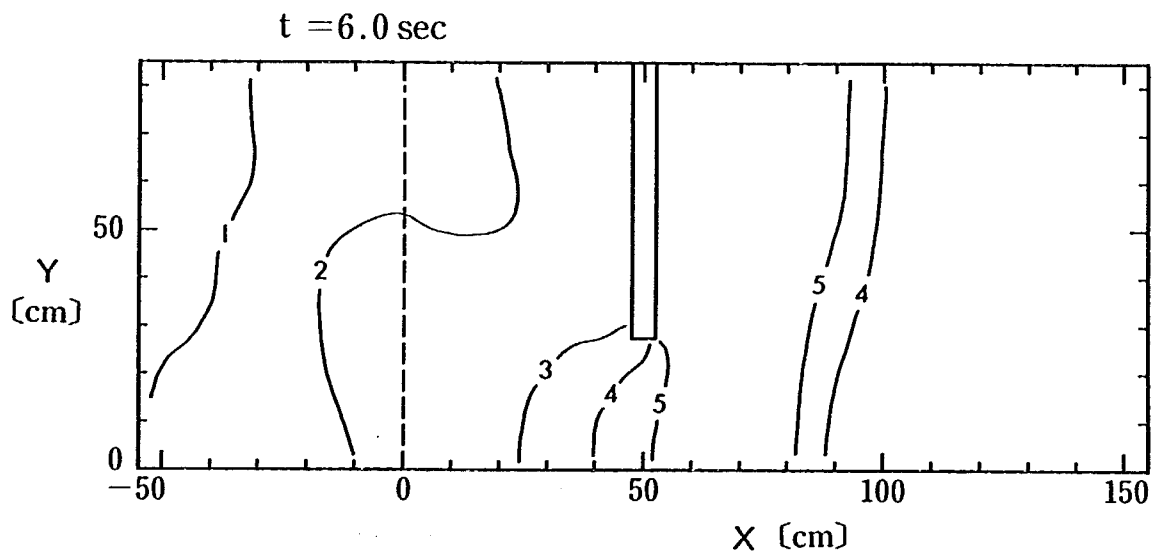
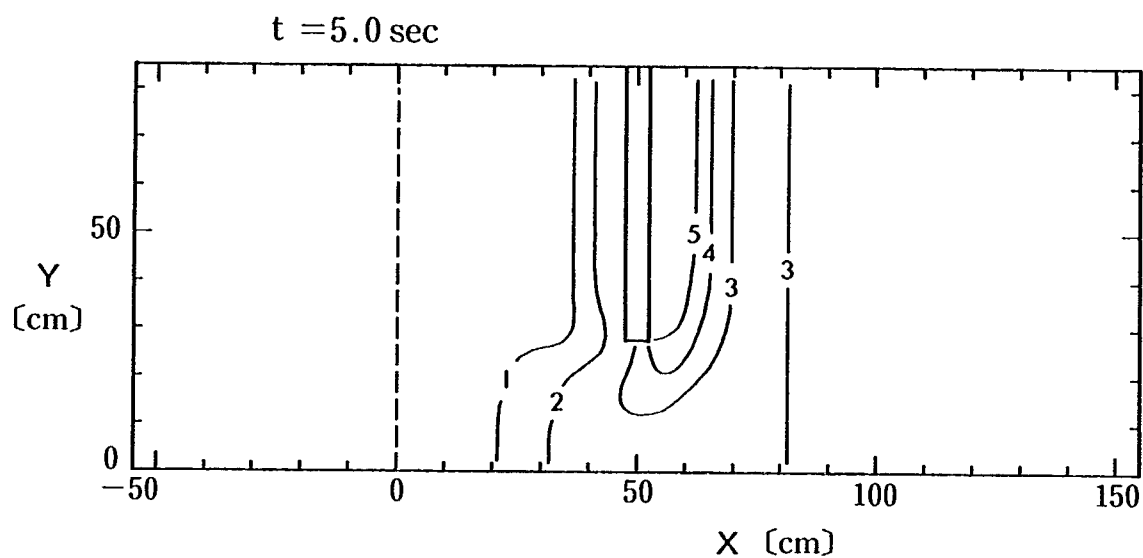
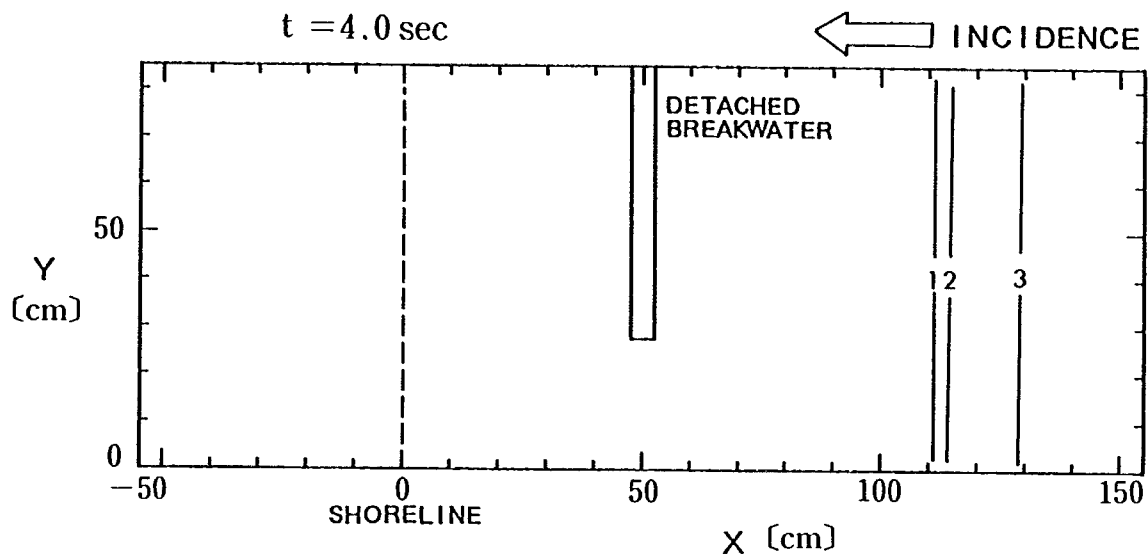


[CASE-6K]

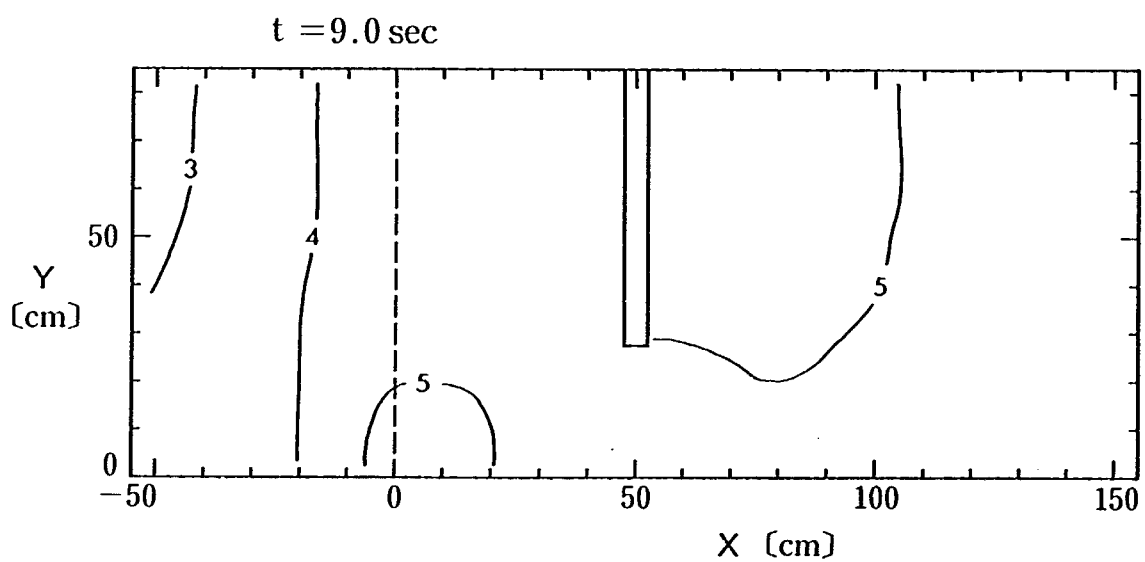
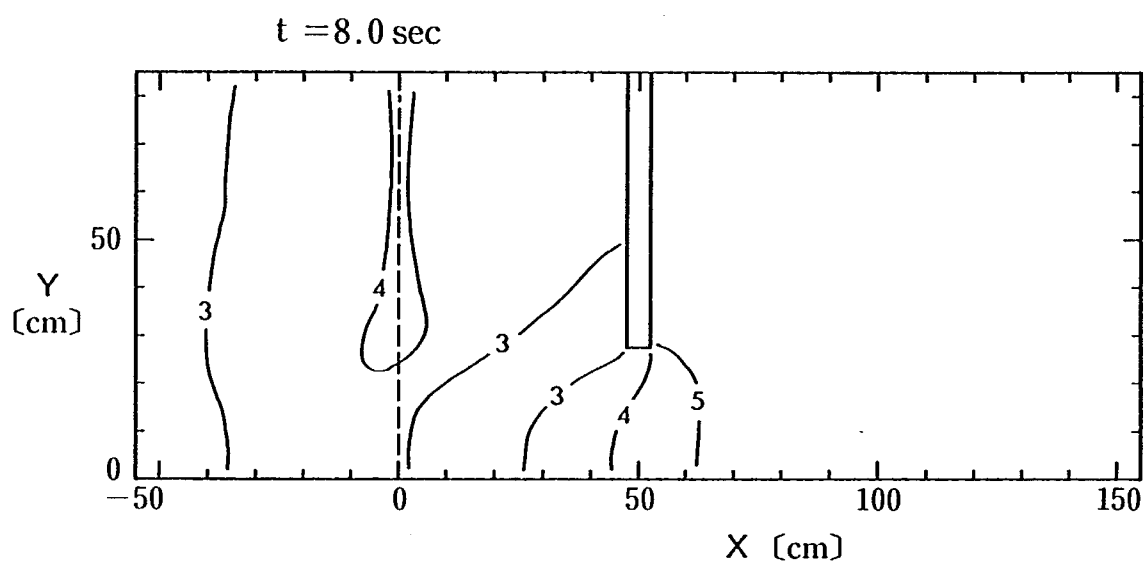
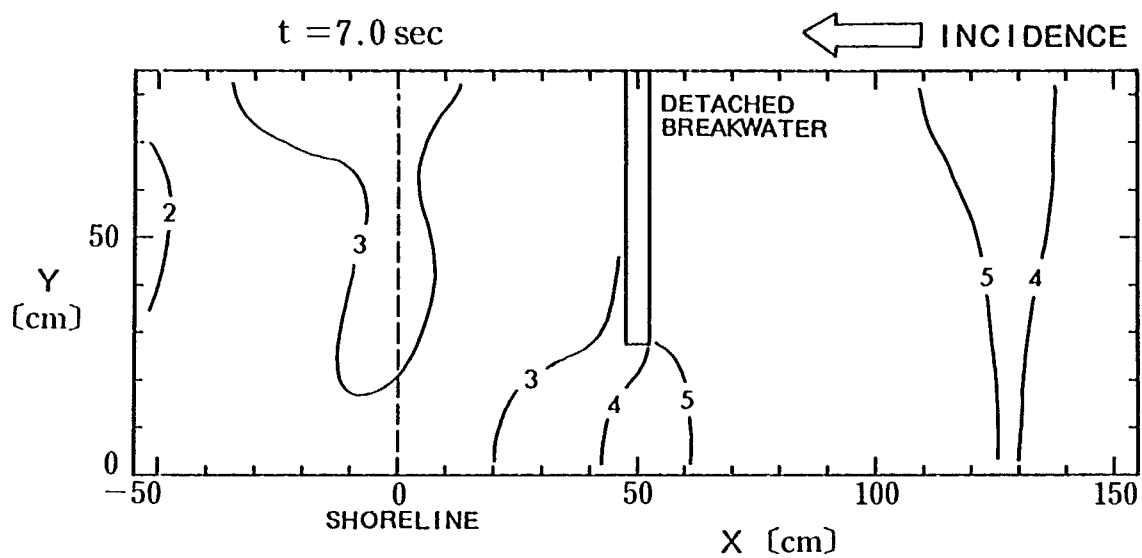


付図一Ⅲ-5 最高水位 (計算値)

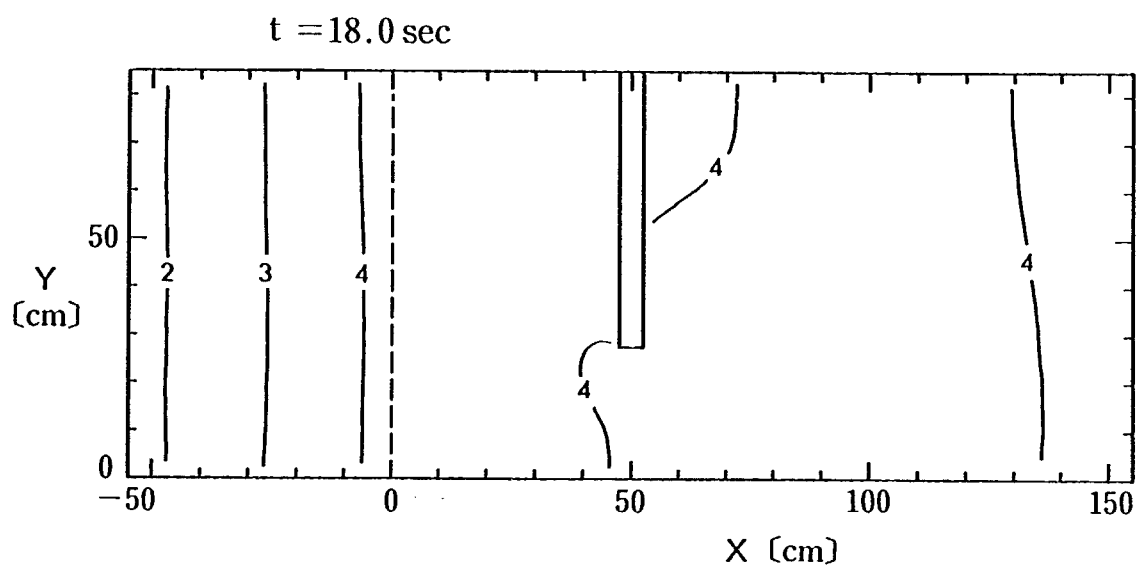
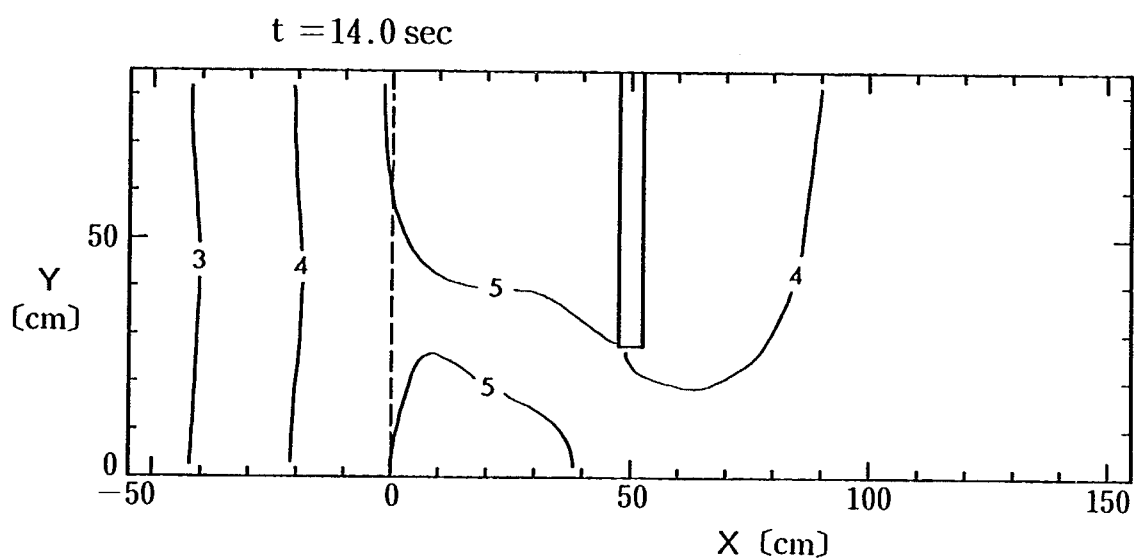
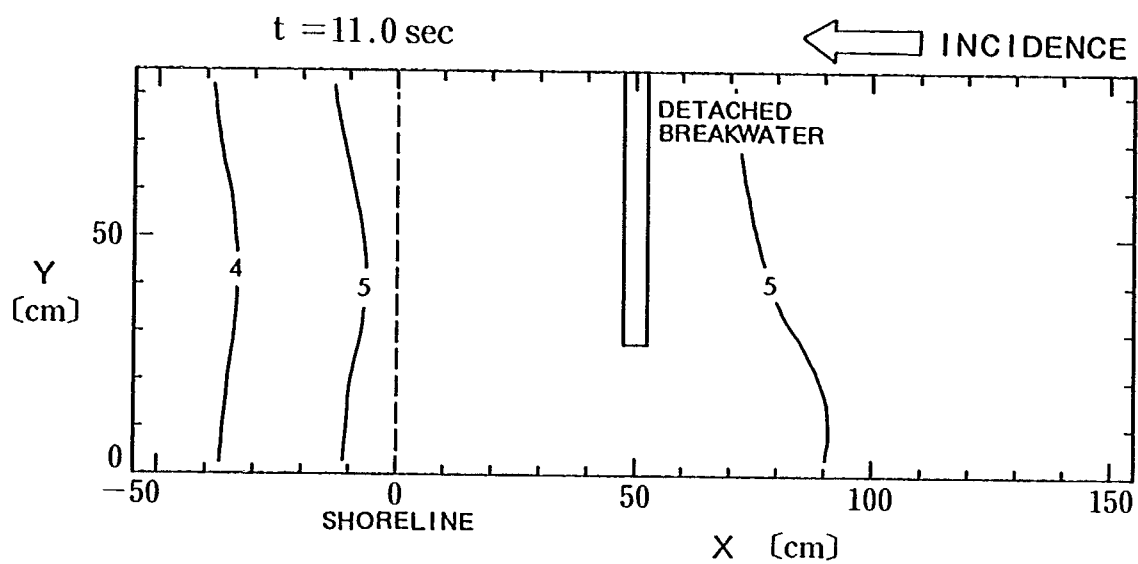
付図-Ⅳ 等水位線、流速ベクトルの時間変化（7章）



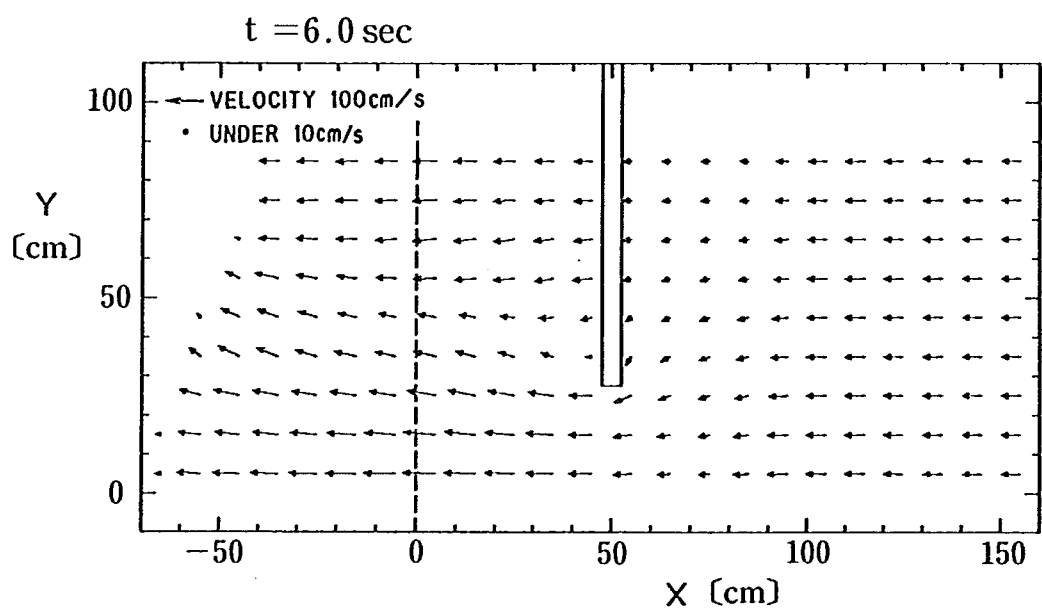
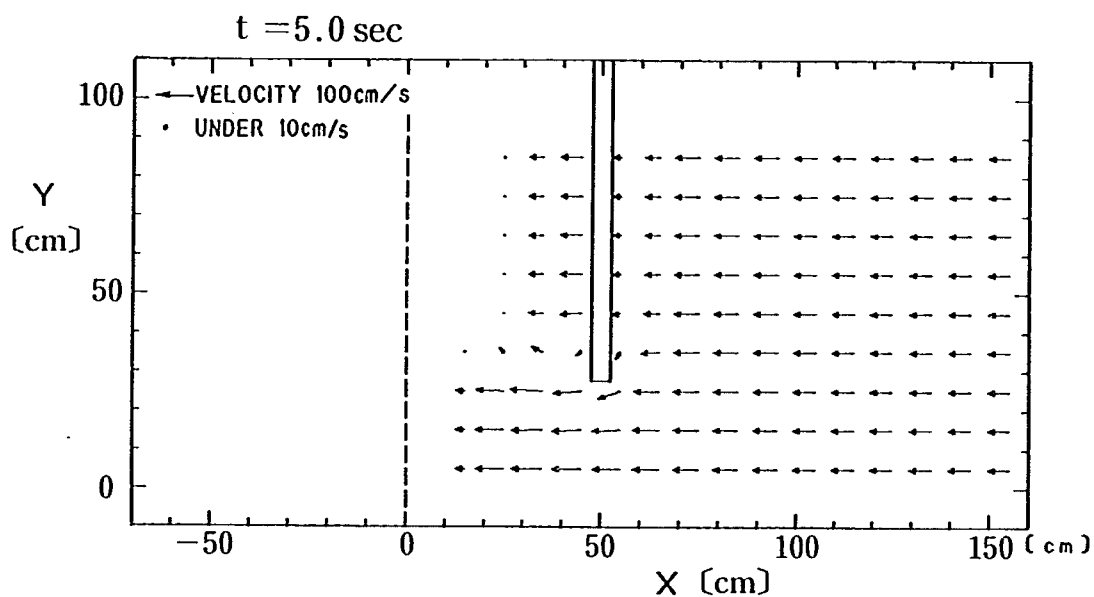
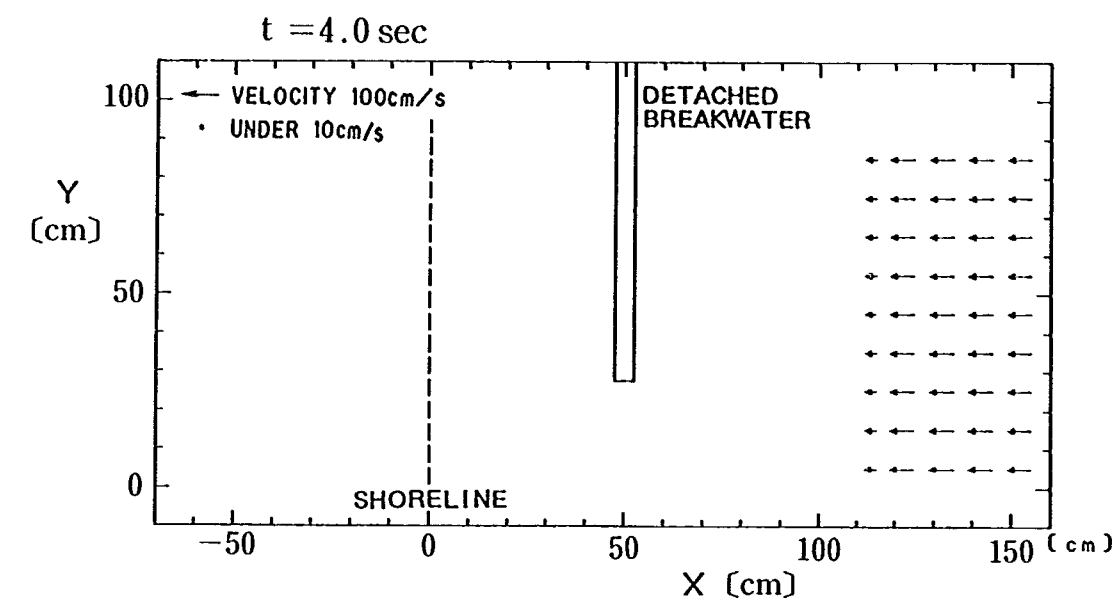
付図一IV-1 1 sec 毎の等波高線図 (計算値, ケース 4, 津波 A)



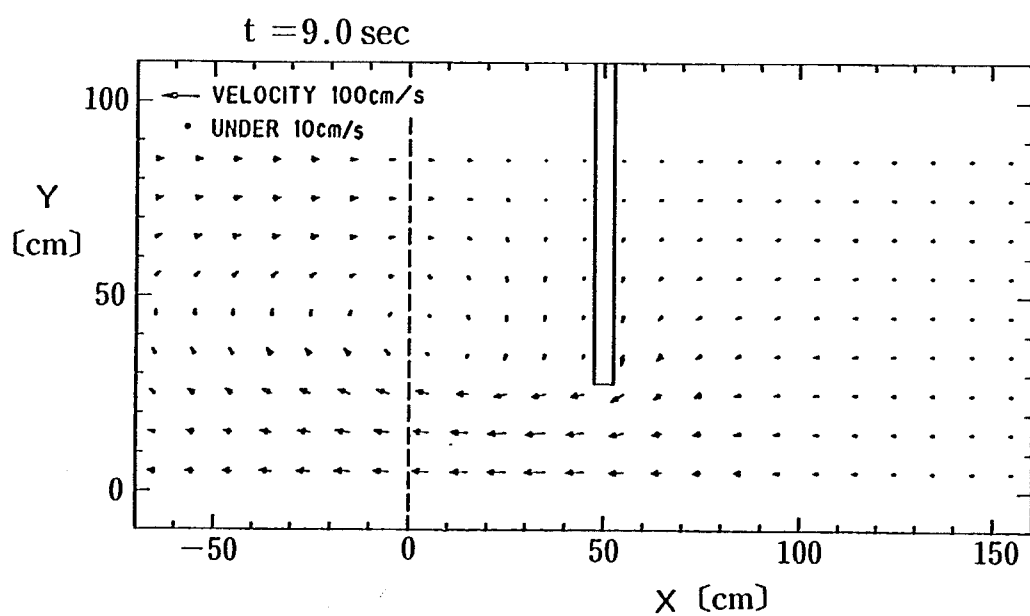
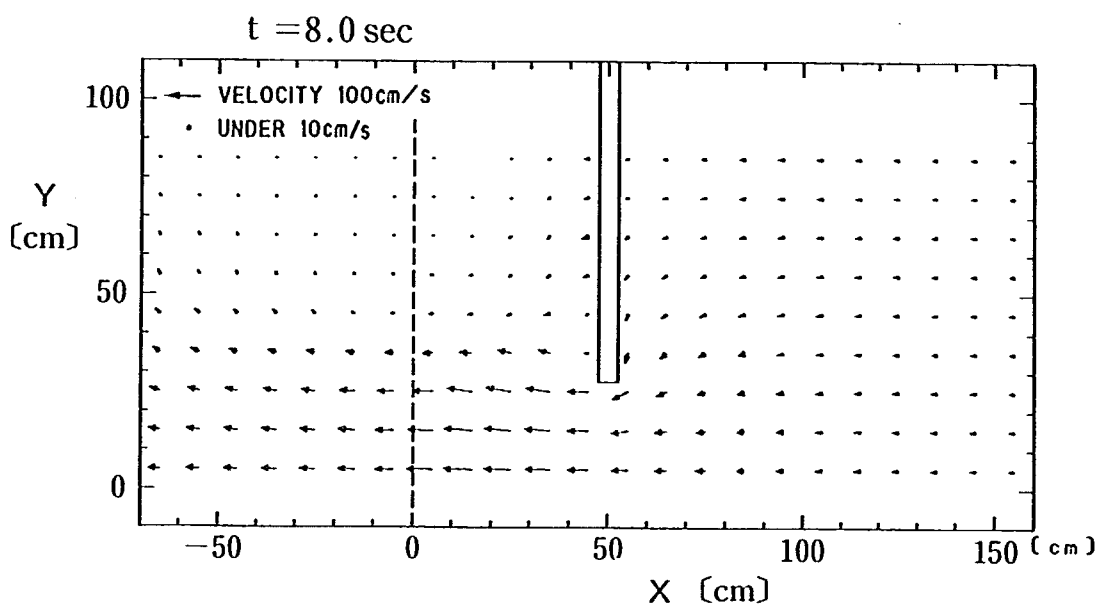
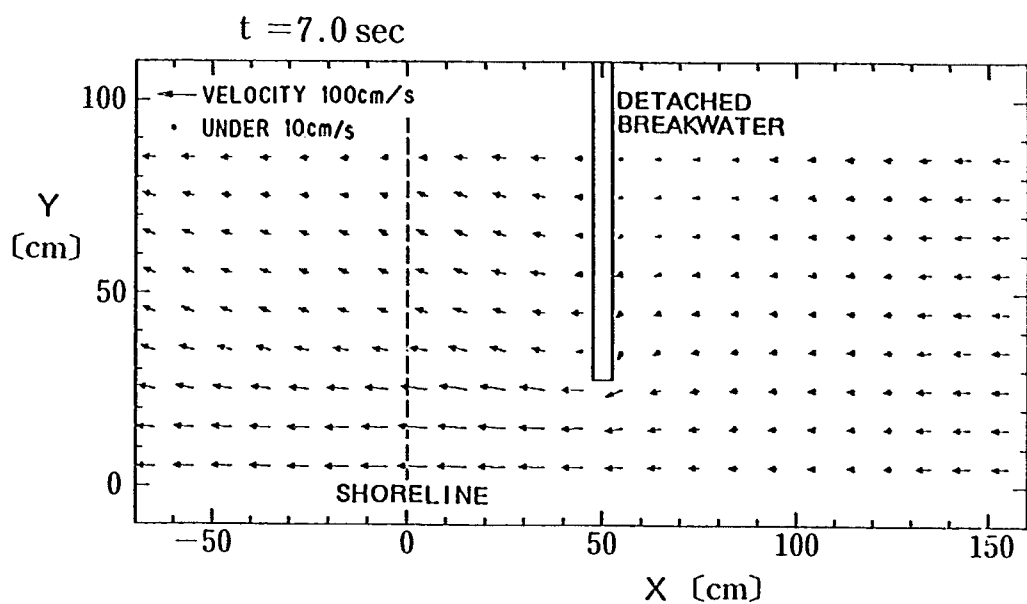
付図-IV-1



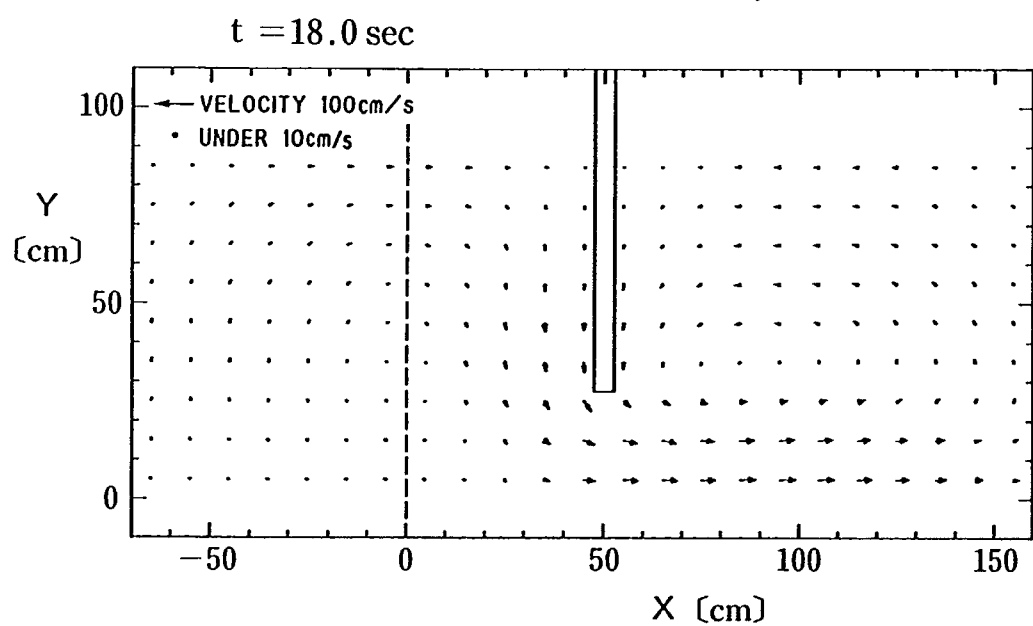
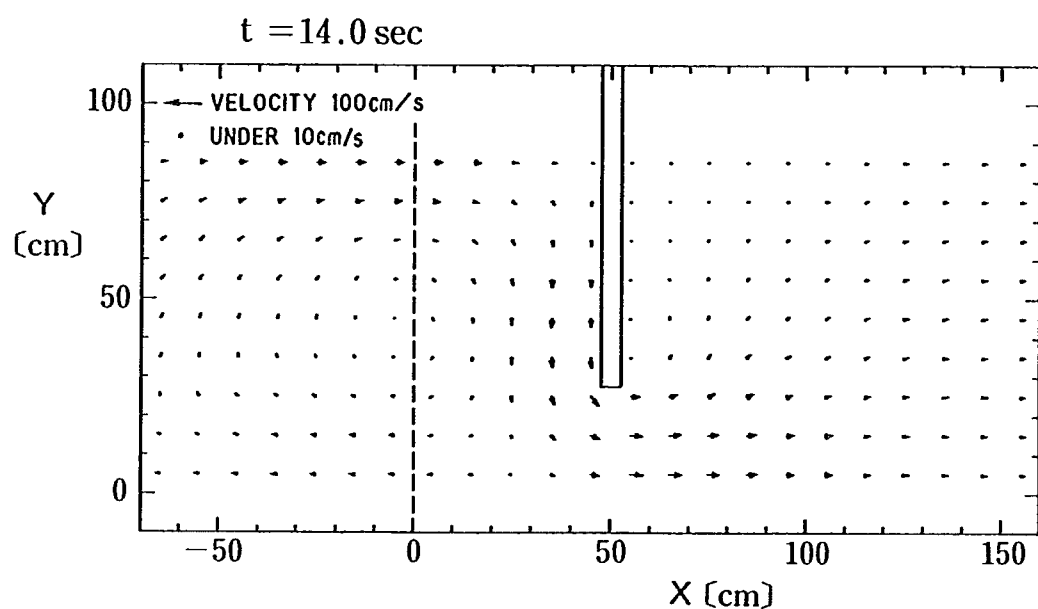
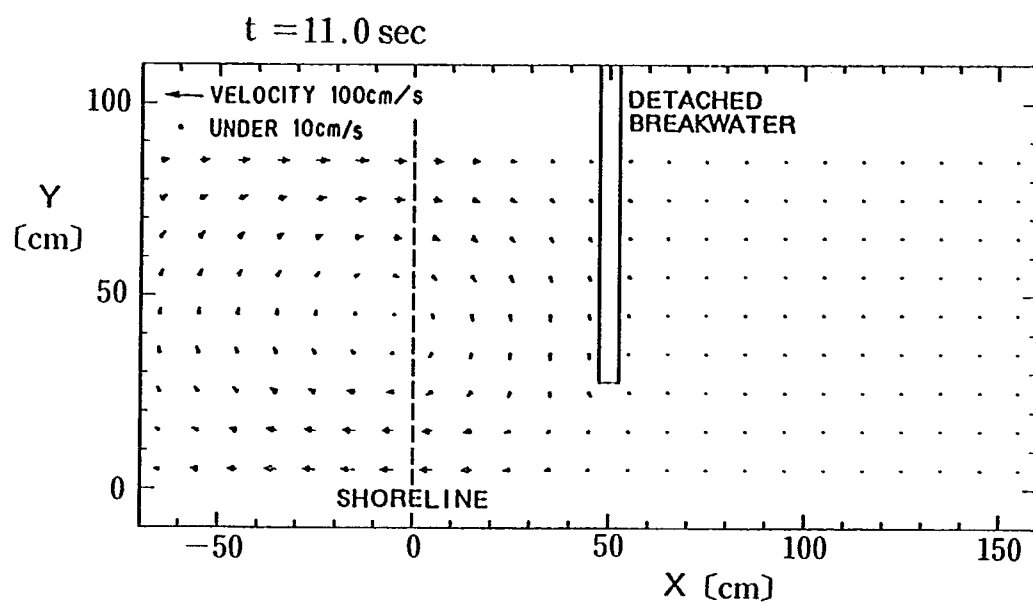
付図一IV-1



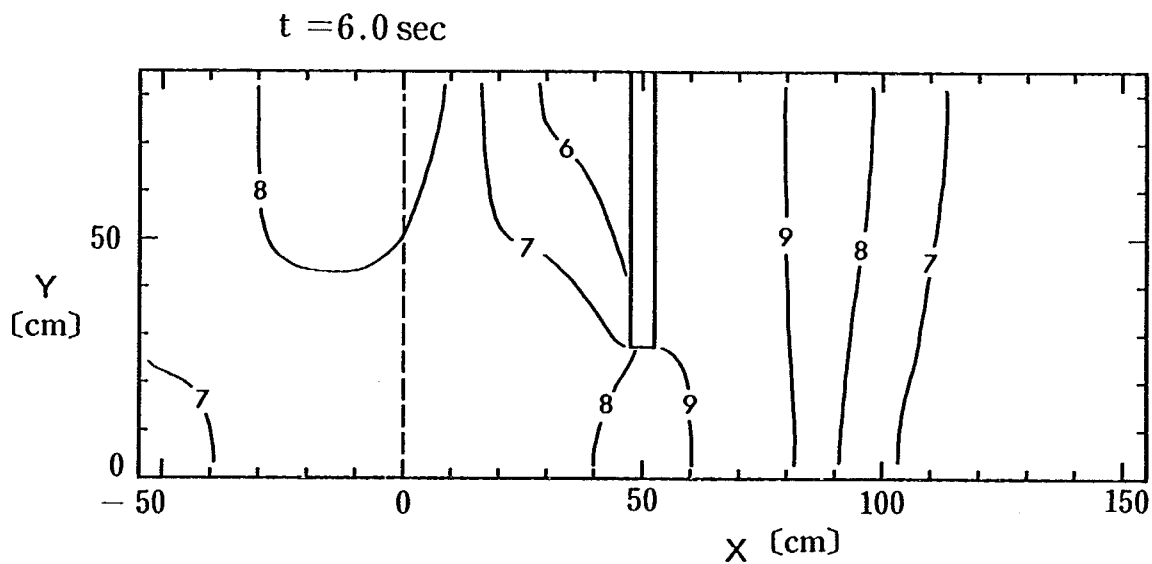
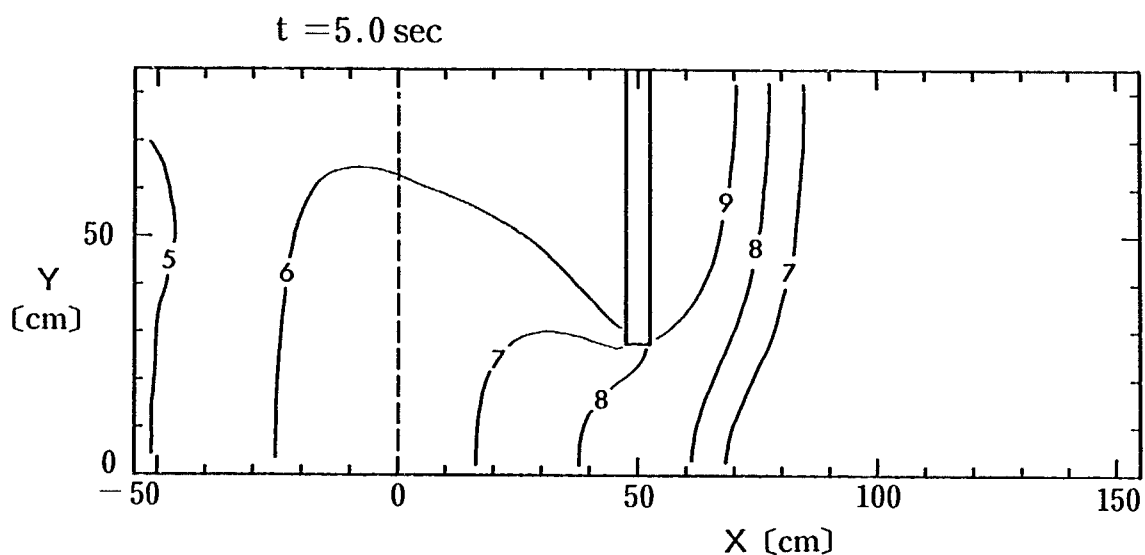
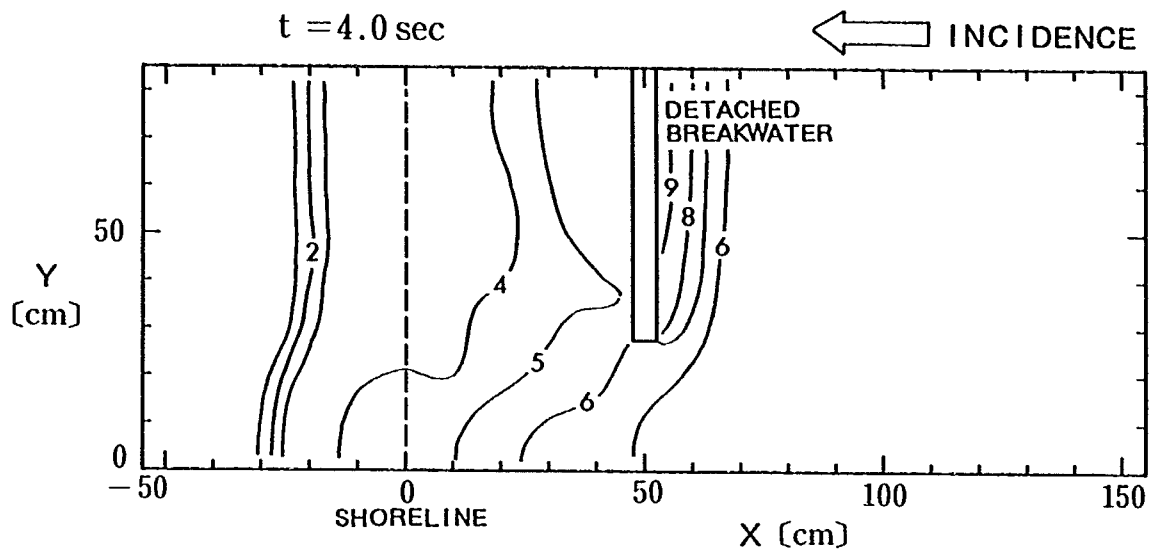
付図一IV-2 1 sec 毎の流速ベクトル図 (計算値, ケース 4, 津波 A)



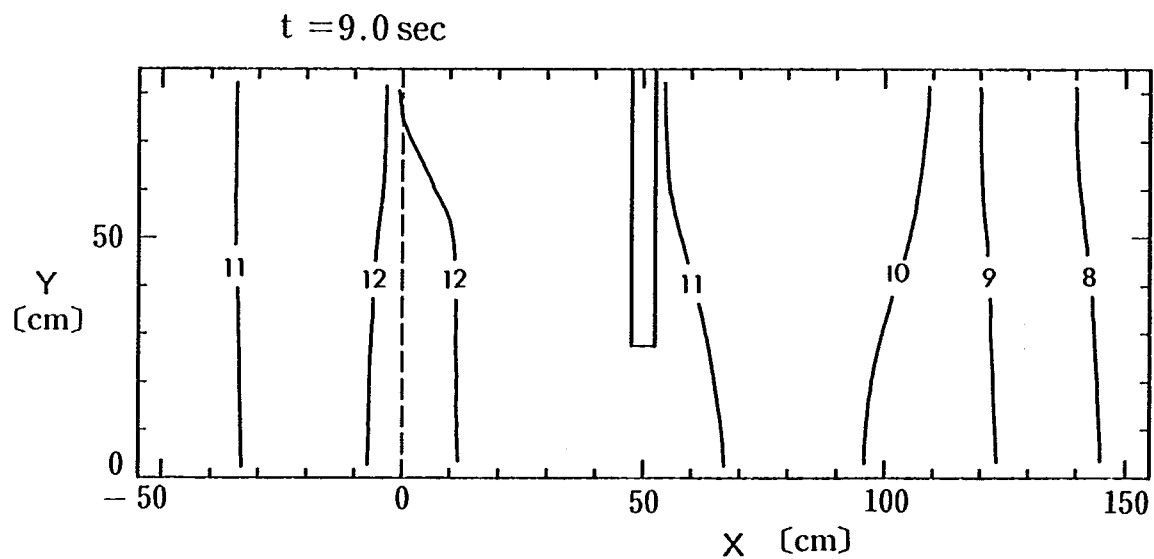
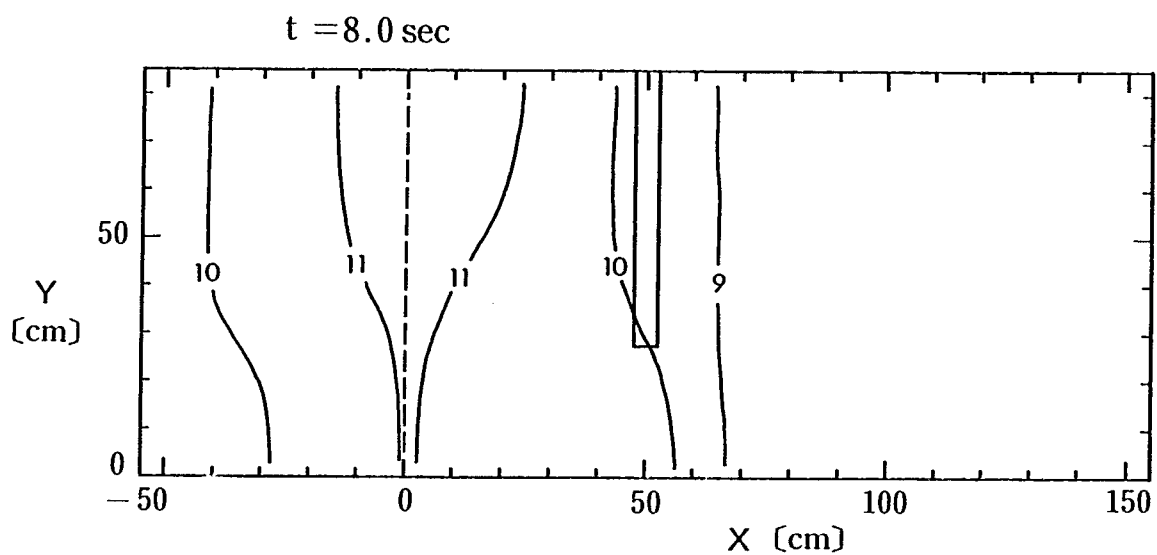
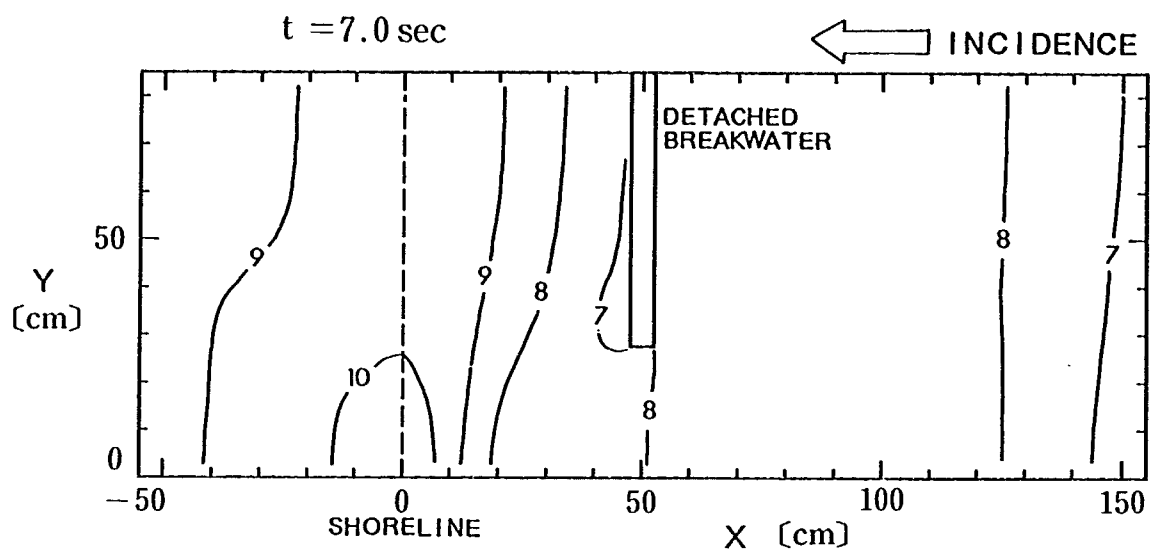
付図—IV-2



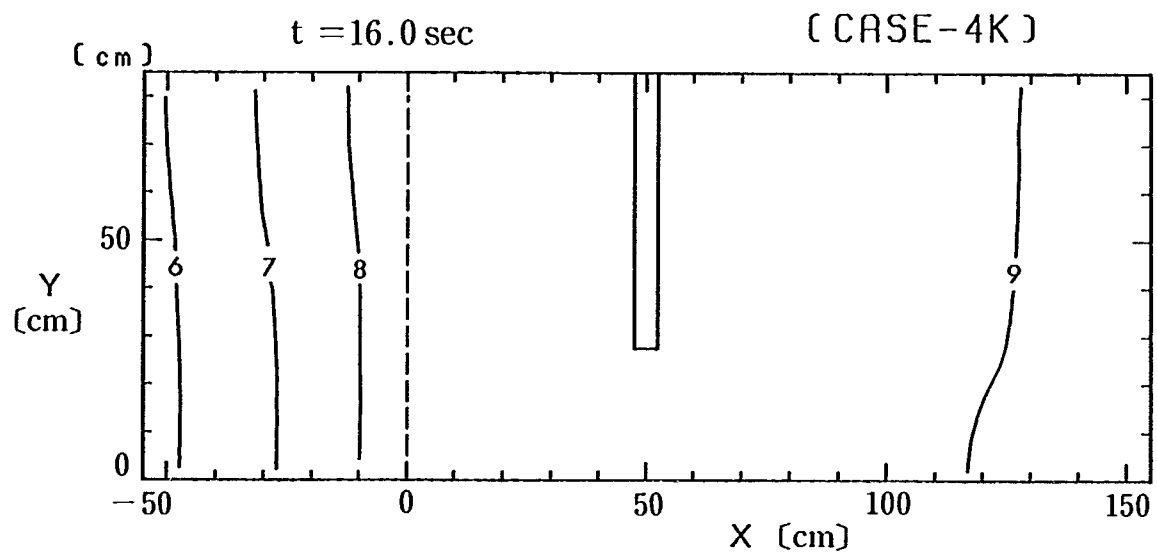
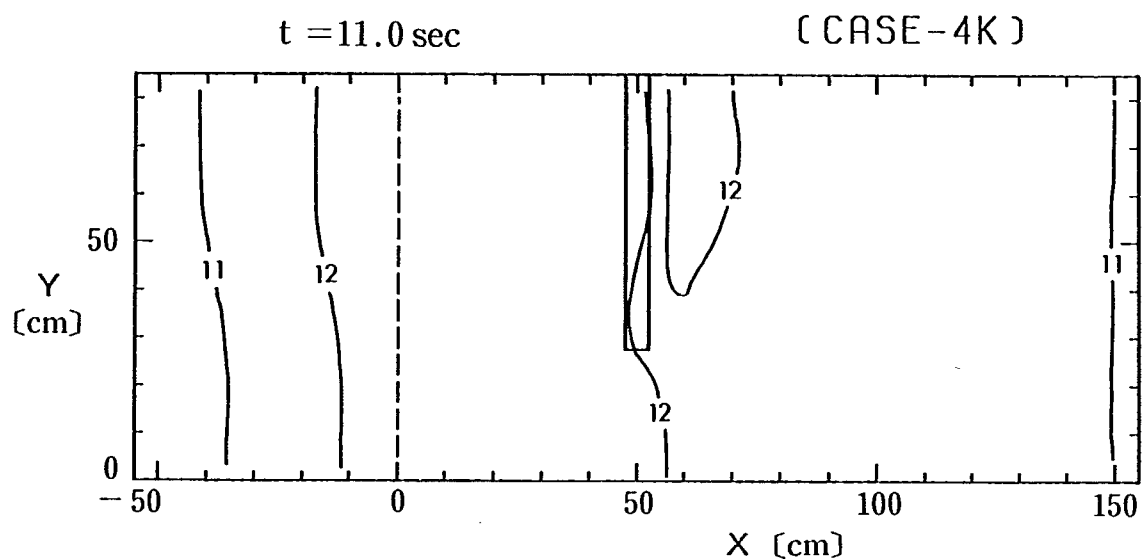
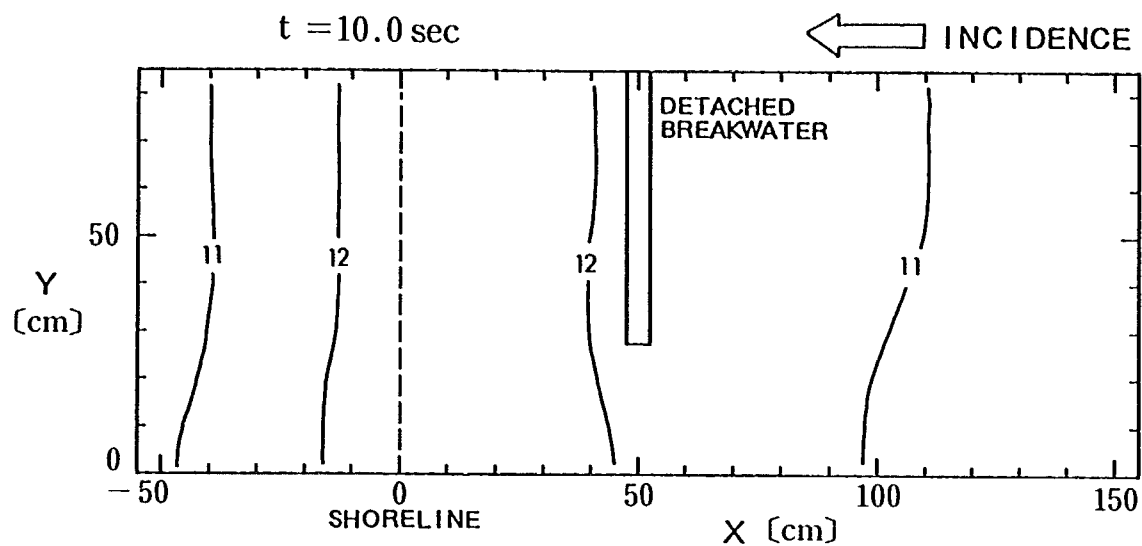
付図-IV-2



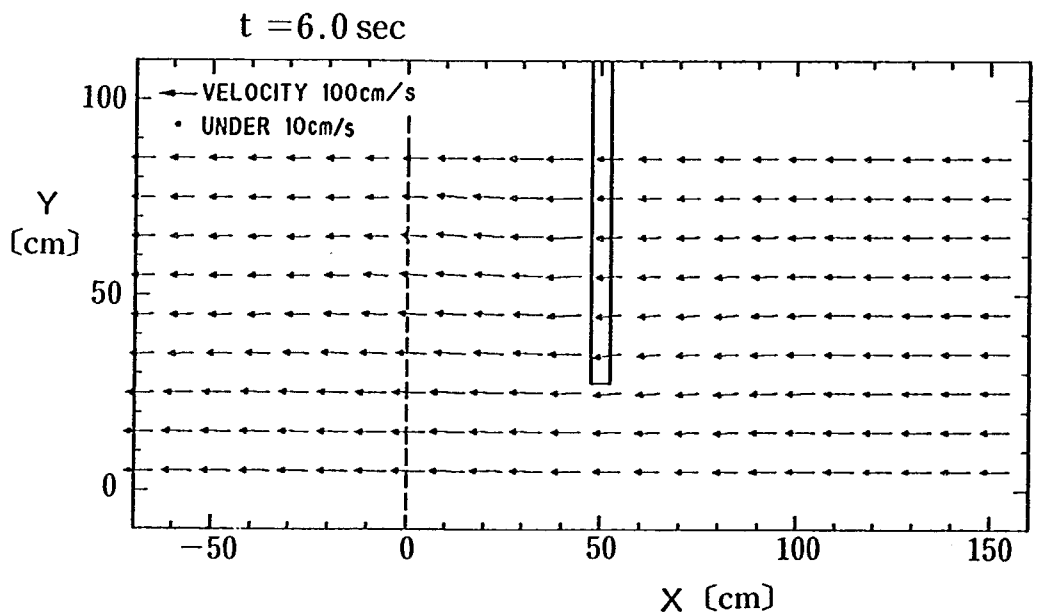
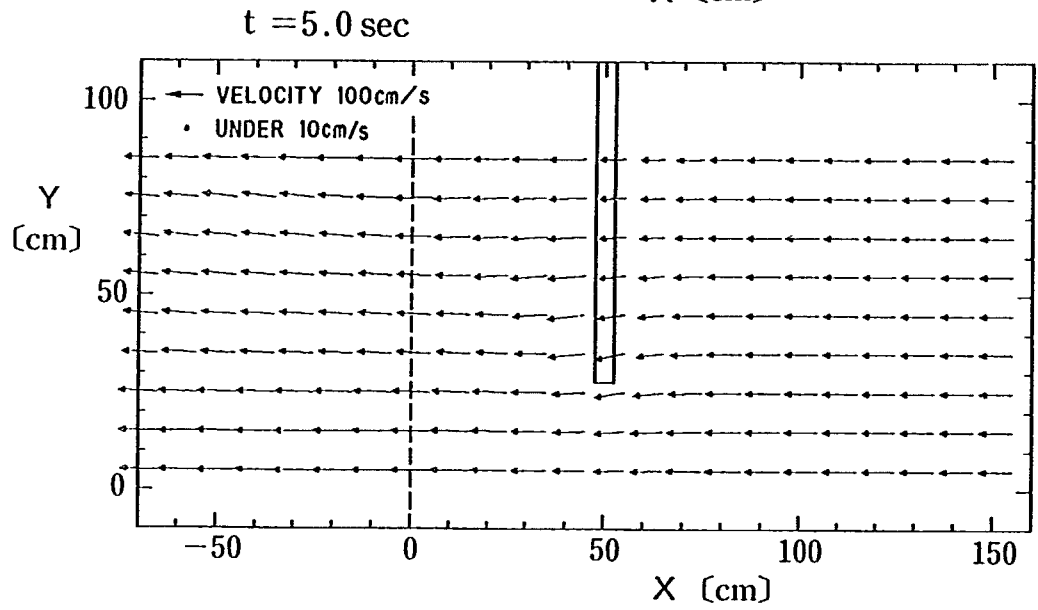
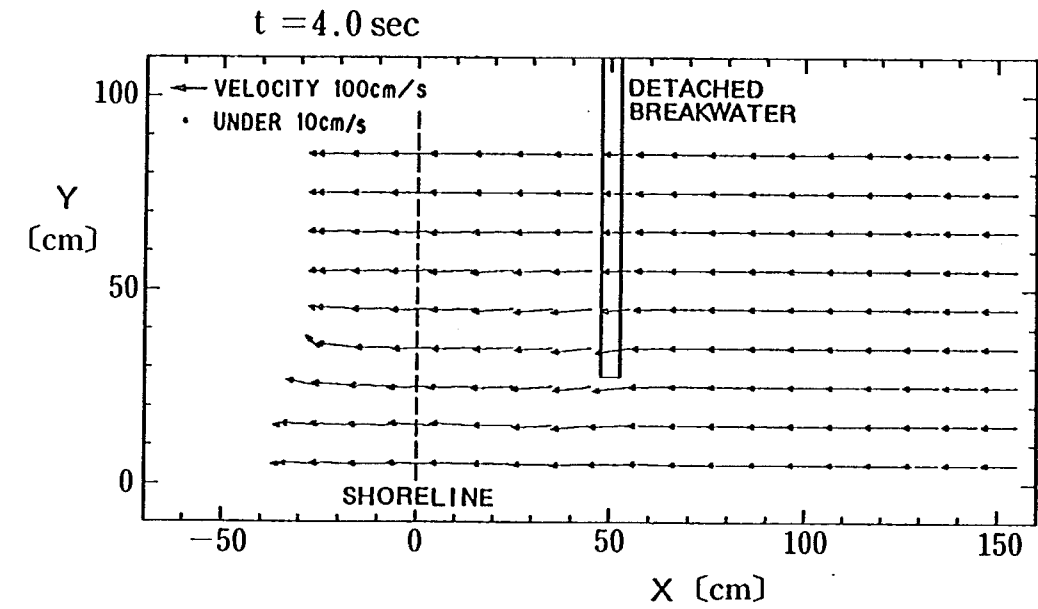
付図一IV-3 1 sec 毎の等波高線図 (計算値, ケース 4, 津波 K)



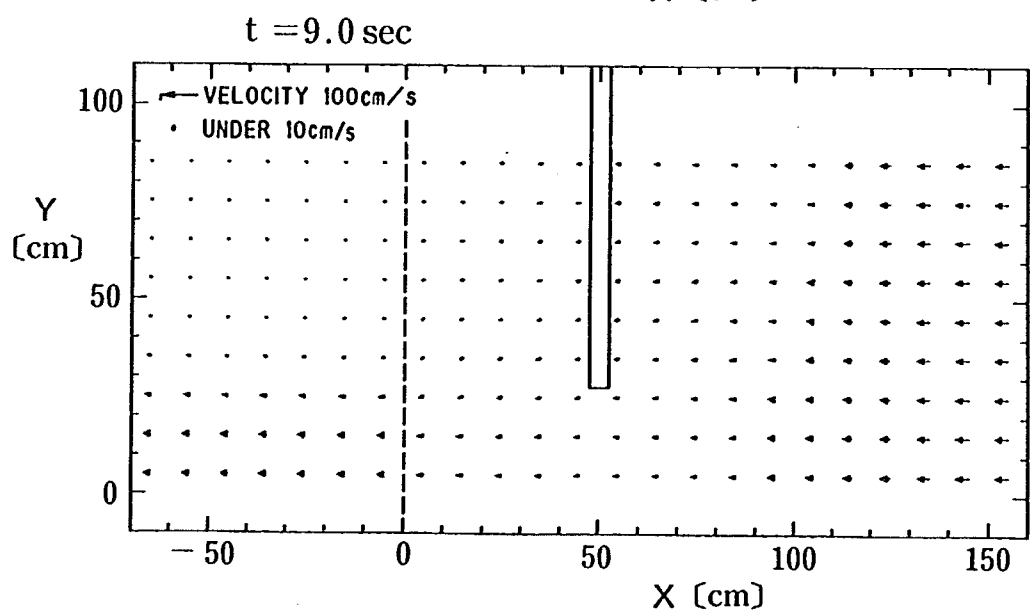
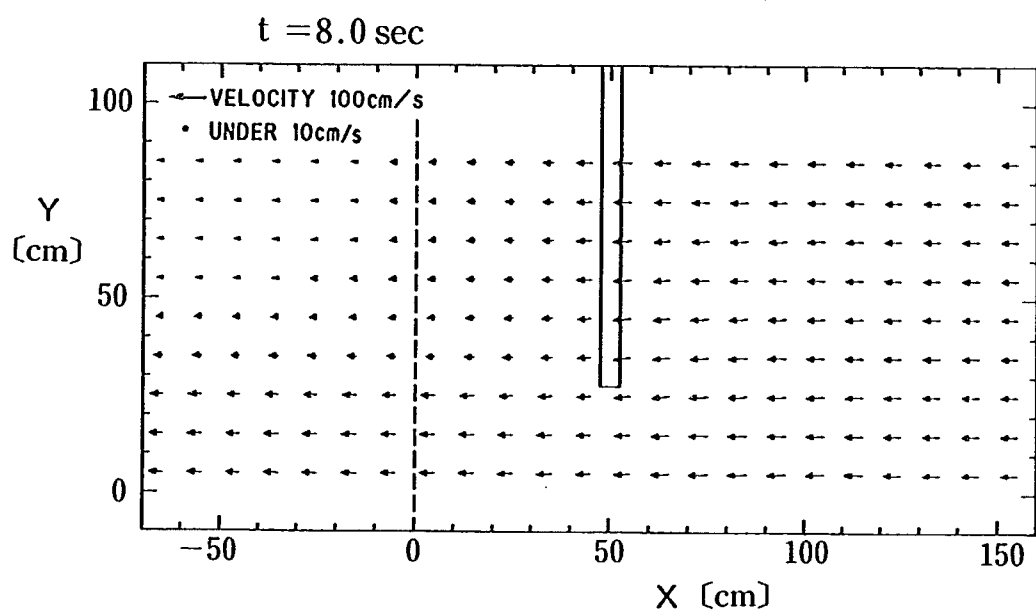
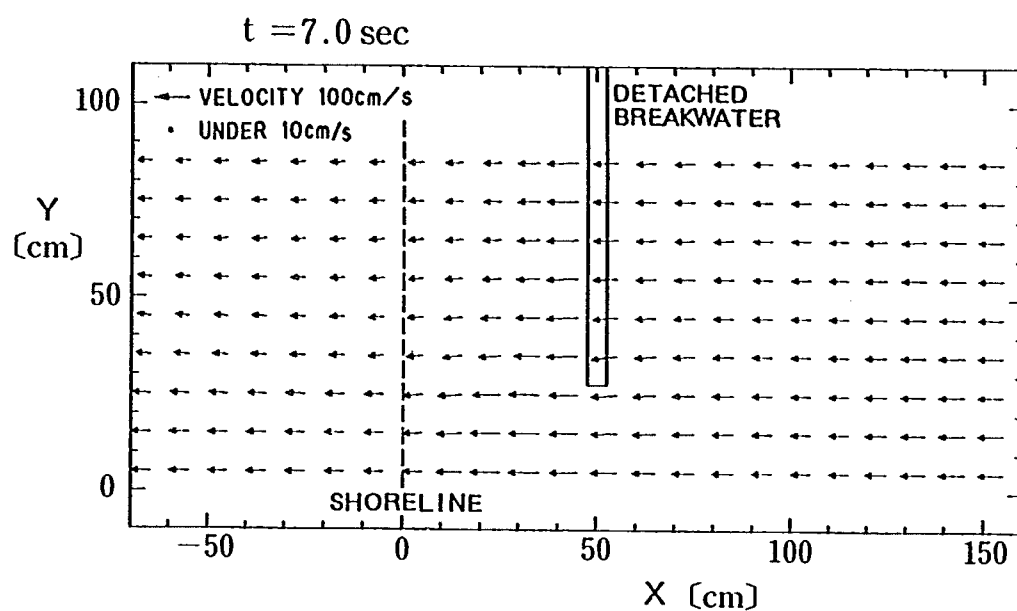
付図-IV-3



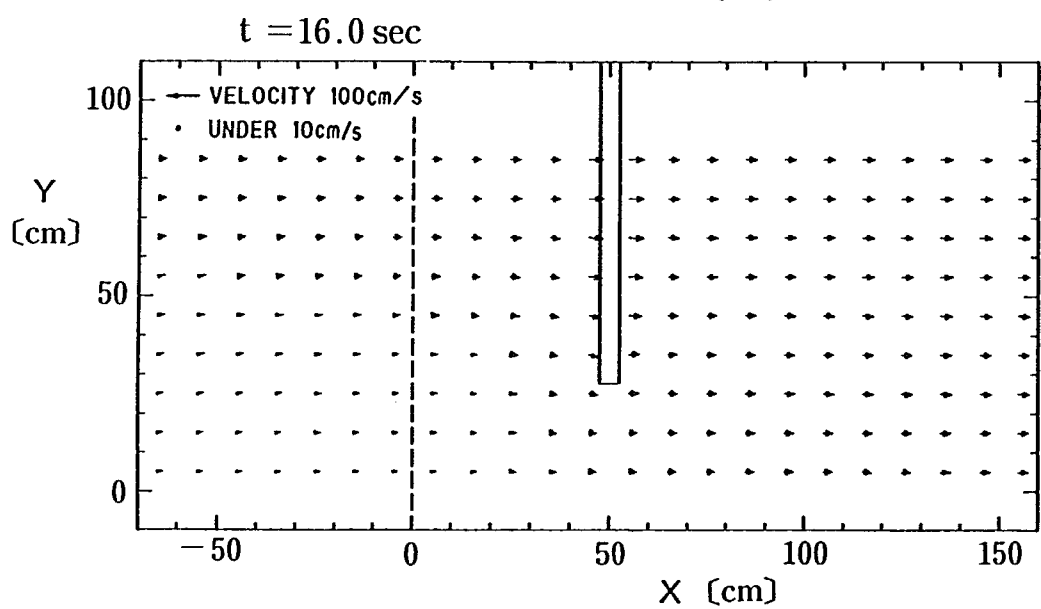
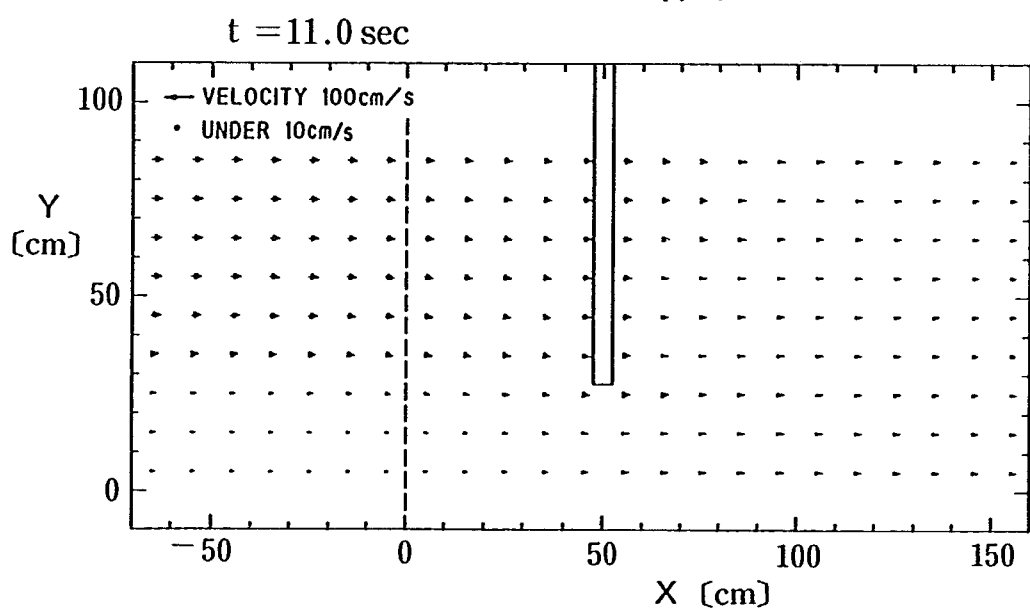
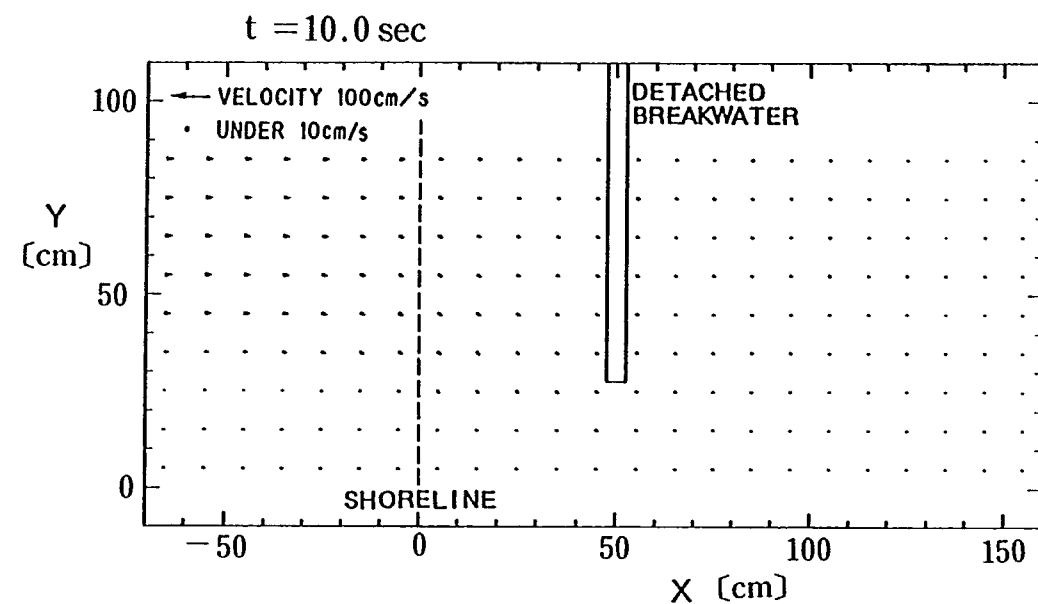
付図-IV-3



付図-IV-4 1 sec 毎の流速ベクトル図 (計算値, ケース 4, 津波 K)



付図—IV-4



付図一IV-4

津波遡上に関する実験報告書

— 構造物の効果を中心として —

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第2486号

昭和62年3月(1987)

海岸研究室 宇多 高明

小俣 篤

横山 揚久

キーワード：津波、砕波段波、護岸倒壊、遡上抑制効果、津波数値計算

要 旨 遠浅海岸を变形しつつ伝播する津波は、非線形効果により段波となって海岸に來襲する。本報では砕波段波を対象として砂丘等の自然地形や護岸、消波堤等の海岸構造物が津波遡上に与える影響を明らかにする。具体的には、①津波による中小河川護岸の倒壊、②海岸地形・構造物の津波遡上抑制効果、③離岸堤の津波遡上抑制効果、④津波遡上の数値計算と実験との比較、について水理模型実験を中心に検討を行った。

実験の結果、①津波による護岸の倒壊は堤内地形と戻り流れによる堤脚部洗掘に支配される。②海岸地形・構造物は、津波遡上時にその背後で割離によるエネルギー損失が生じるとき抑制効果が高くなる。③開口部を有する離岸堤では堤高に比べ波高が小さいとき1割程度遡上高を小さくする。④非線形長波の式を基礎式とした単純なモデルによって実用に耐える遡上計算を行うことができる。ことがわかった。

郵便はがき

いは郵便
つて切手
下手を

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
海岸研究室 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2486号 部
津波遡上に関する実験報告書
—構造物の効果を中心として—
上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印