

2) 地区レベルの評価

1)に示した方法で、延焼の危険性がある地区を抽出することができるが、地区内のどこに問題があるのか、どのように火災が広がっていくのかを把握することは出来ない。また、抽出された地区の中には延焼の危険性が無い地区もあるかもしれない。そこで、延焼抵抗率や別な方法を用いて抽出した延焼の危険性がある地区を対象とし、マイクロ評価(延焼シミュレーション)を行うことによって、災害時にどのような被害が発生するのか、地区内のどこの箇所が危険なのか、あるいはどこが改善ポイントとなり得るのかを把握することが出来る。

延焼シミュレーションを行うためには、表4.3-4に示した地区のデータが必要である。

表 4.3-4 延焼シミュレーションに必要となるデータ

| データ名 | 概要 | 区分 |
|--------------------|--|----|
| 個々の建物に関するデータ | | |
| 建物 ID | 任意で重複しない建物の番号(数字のみ) | ○ |
| 階数 | 建物が接地する最も低い面からの階数(地上部分のみ) | ○ |
| 防火上の構造 | 耐火造, 準耐火造, 防火造, 裸木造の 4 区分 | ○ |
| 頂点数 | 建物の頂点数 | ○ |
| 頂点座標 | 建物の頂点の各座標データ | ○ |
| 床高さ | 地区内で最も標高が低い地点から建物最下部床面までの高さ | △ |
| 階高 | 一層(一階)あたりの高さ。防火上の構造(耐火造, 裸木造, 準耐火造+防火造の 3 区分)ごとと与える必要がある。ただし, 建物 1 棟ごとに与えることはできない。 | △ |
| 木造・非木造区分 | 建物が破損した状況で評価する場合に必要 | △ |
| 地震被害 | 建物が破損した状況で評価する場合に必要 | △ |
| 用途 | 都市計画基礎調査要領に基づく分類 | △ |
| 区画数 | 建物内に含まれる防火区画の数 | △ |
| 開口部に関するデータ(壁ごとに必要) | | |
| 建物 ID | 開口部がある建物の建物 ID | ○ |
| 壁面番号 | 開口部がある壁面の壁面の通し番号 | ○ |
| 開口部数 | 開口部の数 | ○ |
| 材質(種別) | ガラス種別, シャッター等の区分。開口部ごとに必要。 | ○ |
| 開口部座標 | 開口部左下, 右上の X,Y,Z 座標。開口部ごとに必要。 | ○ |

※区分欄の○は必須のデータ, △は必要に応じて用意するデータ

これらのデータは、形状に関するデータと、属性に関するデータに大別されます。形状に関するデータは、GIS(地理情報システム)で管理されていれば、それを変換することによって得ることが出来るが、変換方法は用いているGISによって異なる。なお、マンションなどのよう

に、一つの建物が複数の防火区画に分かれている場合は、建物単位ではなく、防火区画ごとにデータを作成した方が、より正確な結果を得ることが出来る。

また、窓などの開口部に関するデータも必要となるため、出来る限り正確に評価したい場合は、実際の窓種別や窓位置を調査する必要があるものの、そこまで精度を求めない場合には、コンピュータ上で適当な窓を自動生成すると良い。なお、別途樹木や塀などのデータも用意すれば、樹木や塀による延焼状況の違いを評価することも可能である。

シミュレーションを実行するためには、前述した建物に関するデータに加え、以下に示す気象条件等の条件を設定する必要がある。

- ・風速 : 単位はm/sec. シミュレーション中の風速変更は不可.
- ・風向 : シミュレーション中の風向変更は不可.
- ・出火点: 任意の一箇所以上の建物を出火点とする.

シミュレーションを行った結果を集計すれば、出火からの経過時刻別に焼失棟数を求めることができる。しかしながら焼失棟数を集計しただけでは、ある条件の時に、地区内のどの建物が燃えるのか、あるいはいつ頃燃えるのかが把握出来ないため、図4.3-5のように視覚的に表現すると理解しやすい。

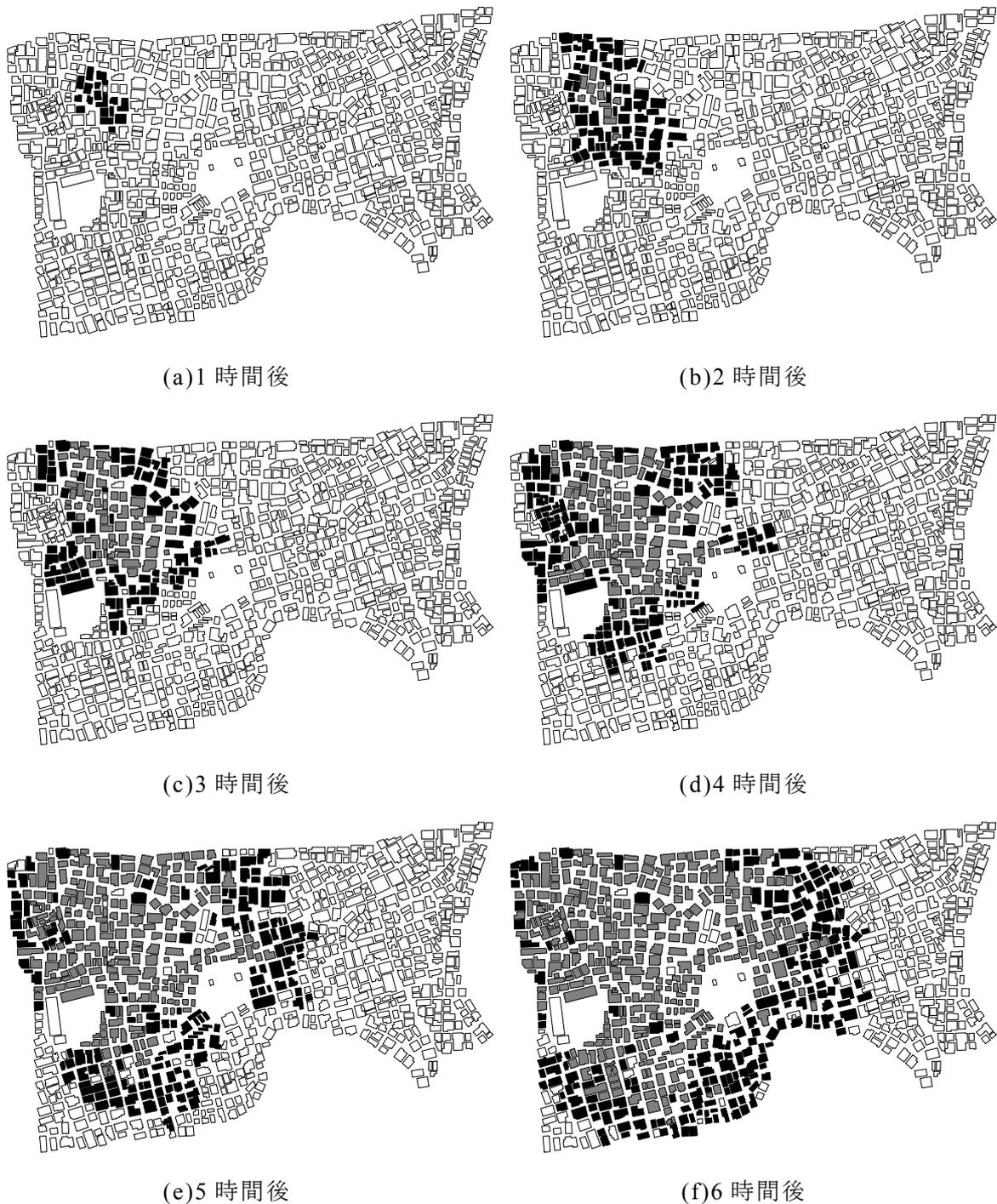


図 4.3-5 着火時刻の分布

この図は、出火からの経過時刻別に、各建物の着火時刻(燃え始めた時刻)を示したものであり、出火点を起点として、おおまかにどのように火災が拡大していくのかが分かる。

このように着火時刻の分布図は、一つの図面で各建物の着火時刻が分かるというメリットがあるものの、感覚的には分かりづらいという点もある。そこで、ある出火からの経過時刻における、延焼中の建物、燃え尽きた建物、燃えていない建物を塗り分けると、その時点での延焼状況を示すことが出来る。これを複数の時点で作成すれば、火災がどのように拡大していくかを

パラパラ漫画的に示すことが出来る(図4.3-6参照). 時刻の間隔を短くしていけば, アニメーション的な示し方も可能となり, 非常に理解しやすくなる.



凡例: ■:延焼中の建物, ■:燃え尽きた建物, □:燃えていない建物

図 4.3-6 出火からの経過時刻別に示した延焼状況

防災性能を高めるための改善案が計画された場合, その改善案がどれだけ防災性能を向上させるのかを把握することは極めて重要となる. 改善効果は便益と見なすこともでき, 費用

便益分析にも繋がる。改善効果は、現状での被害量と、改善案での被害量との差分で示すことができる。



図 4.3-7 改善前と改善後の焼失状況の違い(3 時間後)

4.3.2 被災低減のための対策

地震時火災の発生による被害を低減するためには、都市や地区を構成する、住宅に代表される建築物、道路や街路、公園・オープンスペース等のそれぞれの耐震性、防火性を強化することが重要である。さらに、これらの改善を効果的に組み合わせ、総合的に都市や地区の防火性能を向上させることも重要である。一方、これらのハード面の整備・改善を進めるためには、地区住民の合意形成が必要不可欠である。

公園や街路等の地区施設、道路整備による対策については、公共事業として整備するのが一般的であり、事業としては、土地区画整理事業、住宅市街地総合整備事業などが代表的なものとしてあげられる。また、道路空間と道路沿いの建物の整備による防火対策として不燃化促進事業があげられるが、近年では単に防火対策という視点のみならず、環境形成という視点も加えた防災環境軸の整備も行われている。

一方、これらの公共事業による整備に加え、規制・誘導による対策も行われている。代表的なものとしては防火・準防火地域の指定、特定防災街区整備地区の指定などの都市計画によって、防火上の構造を規制している。また、住宅については、自助(例えば、個々の住宅の建て替え)、あるいは共助(例えば、共同化)によって改善することが基本となる。しかしながら、敷地が狭小で建て替えると現在の床面積を確保出来ない、接道していない、などといった理由により、個々の住宅の建て替えが進まないのも現状である。そのため、建ぺい率特例許可、三項道路、連担建築物設計制度、建築基準法第43条但し書き等を活用しながら、公共団体が地域の実状に応じた建て替えの誘導を行っている。

これらの公共事業、あるいは規制・誘導による改善効果については、現状の市街地と、事業実施後、あるいは規制・誘導後の市街地に対して延焼シミュレーションを行って被害量を推定し、その差分をもって改善効果とすることが出来る。

公共事業の実施、あるいは規制・誘導による対策は、個々に行うこともあれば、それぞれ組み合わせて行うこともある。また、いずれの場合でも、地域での合意形成は必要不可欠であることから、各地域でのリスクやハザードを十分に説明するとともに、計画案によってどれだけ防災性が向上するのかを示すことが必須であるといえる。

4.4 津波に関する災害と対策

4.4.1 ハザード評価

津波が構造物に衝突すると、波力により構造物が損傷するだけでなく、崩壊あるいは流出にいたる場合もある。津波のハザード評価では、対象とする地震の断層モデルを設定して初期水面を与え、津波の伝播計算を行って波高、浸水深、流速を得る。構造物の破壊を検討する場合には、算定された波高などから津波の波圧を算定する。本稿では、津波の伝播および陸上遡上、海岸堤防および橋桁に加わる津波波力について検討成果を紹介する。

また、津波により港湾に蔵置されている空コンテナ、木材、小型船舶が背後及び港内に流出し被害を及ぼすことが考えられる。これらの現象を再現し、被害の予測に役立てることが重要と考え、漂流及び衝突シミュレーションモデルを開発し、漂流挙動の再現と衝突力の算定を実施した。まず平面2次元シミュレーションにより各方向の流速を算出し、流体力から漂流物の挙動を予測した結果を紹介する。

1) 津波の伝播および陸上遡上¹⁾

①概要

2004年12月26日にスマトラ島沖で発生したマグニチュード9.0の地震は、大規模な津波を引き起こし、インド洋沿岸の広範囲において甚大な被害を発生させた。津波は、震源に近いインドネシアのスマトラ島だけでなく、震源から1,000km以上離れたスリランカやモルディブなどにも押し寄せた。死者数は全体で約30万人に達し、世界的な巨大災害となった。被害拡大の要因として、津波に対する予警報システムの不在、津波に関する認識不足などが指摘されている。

日本の海岸では、高潮、高波、津波から背後地を防護するため、コンクリート製の堤防や護岸が整備されてきた。このような施設は、港湾等を除くとインド洋沿岸ではあまり見られない。しかし、モルディブの首都であるマレ島では、1987年および1988年の高潮被害の後、日本の政府開発援助により島の周囲に護岸等が整備されていた。今回の津波では、この護岸により浸水がある程度防がれたため、被害が比較的少なかったと言われている。

津波遡上に対する堤防などの海岸保全施設の効果を定量的に評価するため、この津波の再現計算を行い、津波遡上に対するマレ島の護岸の効果を評価した。

②マレ島の概要

マレ島は、北マレ環礁の南端に位置する。南北約1km、東西約2kmと比較的小さく、標高は平均海面上約1.5m程度と低い。しかし、約8万人の人口を抱え、ビルや住宅が密集している。マレ

島はリーフ上にあるが、1979年以降、人口集中のためリーフ外縁近くまで埋め立てられてきた²⁾。水深は、島から数百m沖に離れると50m程度に達する。また、マレ島の南東沖は環礁の外になり、20km先では水深2,000mに達する急勾配の海底である。

図4.4-1のように、高潮対策として島の周囲には、波返し工を有する護岸が設置されている。護岸の高さは、卓越波向が南東であること²⁾を考慮して、東岸で平均海面上2.16m、南岸で同1.45～3.36m、西岸で同1.96mで、所によってそれより高くなっている³⁾。また、南岸と北岸にある岸壁の高さは同1.16mである²⁾。南岸には、離岸堤も設置されている。

津波の遡上状況について2005年3月5日にマレ島で聞き取り調査をしたところ、図4.4-2に示す東岸の人工ビーチでは、第1波で護岸上1m(調査時の海面上2.3m)まで5～10分間浸水し、突堤付近の海底が見えるほど潮が引いた後に高さ0.5m程度の第2波が来たとの証言が得られた。また、北岸の岸壁では、岸壁上1m(調査時の海面上1.5m)まで浸水したとのことであった。

このように、津波による浸水は比較的小規模で、密集している建築物はコンクリート製がほとんどであるため、マレ島では死者は出なかった。しかし、マレ島以外の島では、護岸等の海岸保全施設がなく、家屋は軽いサンゴ石をセメントで固めて建てられたものが多いため、全国では死者82人、行方不明者26人という人的被害が生じた。



図4.4-1 マレ島の護岸(南東端付近)



図4.4-2 マレ島の人工ビーチ(東岸)

③津波シミュレーションの概要

津波の数値計算は以下の式で行った。深海域から陸上まで計算するため、非線形長波方程式に底面摩擦、乱流、コリオリ力の各効果を取り入れたモデルを使用した。

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

$$\begin{aligned} \frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{PQ}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gPn^2 \sqrt{P^2 + Q^2}}{D^{7/3}} - \frac{\partial}{\partial x} \left(ED \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P}{D} \right) \right) \\ - \frac{\partial}{\partial y} \left(ED \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{P}{D} \right) \right) - \Omega Q = 0 \quad (2) \end{aligned}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{PQ}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gQn^2 \sqrt{P^2 + Q^2}}{D^{7/3}} - \frac{\partial}{\partial x} \left(ED \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{D} \right) \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(ED \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q}{D} \right) \right) + \Omega P = 0 \quad (3)$$

ここで、P:x方向の単位幅流量、Q:y方向の単位幅流量、D:全水深、 η :水位変動量、n:Manningの粗度係数、E:渦動粘性係数、 Ω :コリオリパラメータ、g:重力加速度である。初期条件として、断層モデルを用いて計算される海底地盤変動の鉛直成分を海面上の水位変動として与えた。断層モデルは、予備検討においてモルディブにおける津波波形の再現がもっとも良かったことから、越村ら⁴⁾のモデルを採用した。このモデルでは、断層を北側400km、南側500kmの2つのセグメントで表現している。

シミュレーションは、計算格子間隔2,430mでインド洋全体の計算(以下「伝播計算」という)を行った後、その結果を境界条件として与えてマレ島周辺(東西102km、南北73km)の計算(以下「遡上計算」という)を行った。遡上計算では、沖合から陸上に向かって計算格子間隔を2,430mから段階的に細かくし、陸上では3.3mに設定した。

伝播計算では、海底の粗度係数を0.025とした。遡上計算では、マレ島が密集市街地であることを考慮して、空中写真等を参考に陸上の計算格子を住宅密集地、道路、空地に分類し、住宅密集地には水が入らないものとした。これにより、密集市街地において津波が道路や空地を遡上するという実態に即したシミュレーションが可能となる。道路および空地の粗度係数はそれぞれ0.02、0.025に設定した。

地盤高は、現地調査結果³⁾を参考にして、図4.4-3のように設定した。南西部の岸壁の東側が比較的lowく、島の北側は比較的高い。また、北岸には防波堤が、南岸には離岸堤が設置されている。なお、初期潮位は、マレ島に津波が来襲した時刻の観測潮位(=平均水位-0.06m)を一定に与えた。

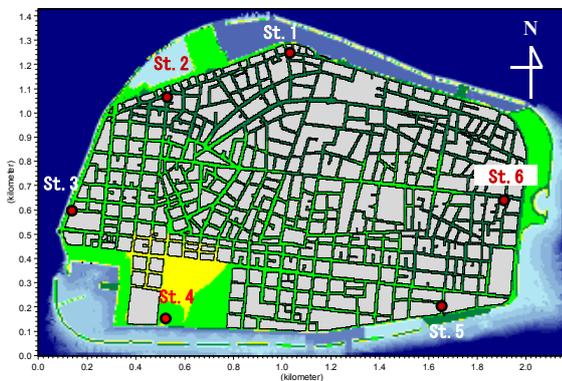


図4.4-3 マレ島の地盤高

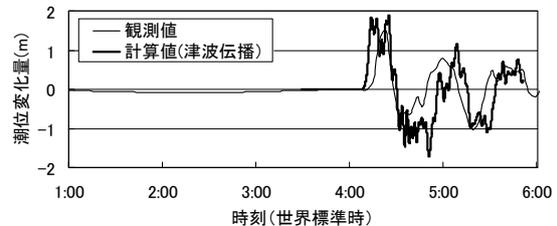


図4.4-4 潮位変化の比較

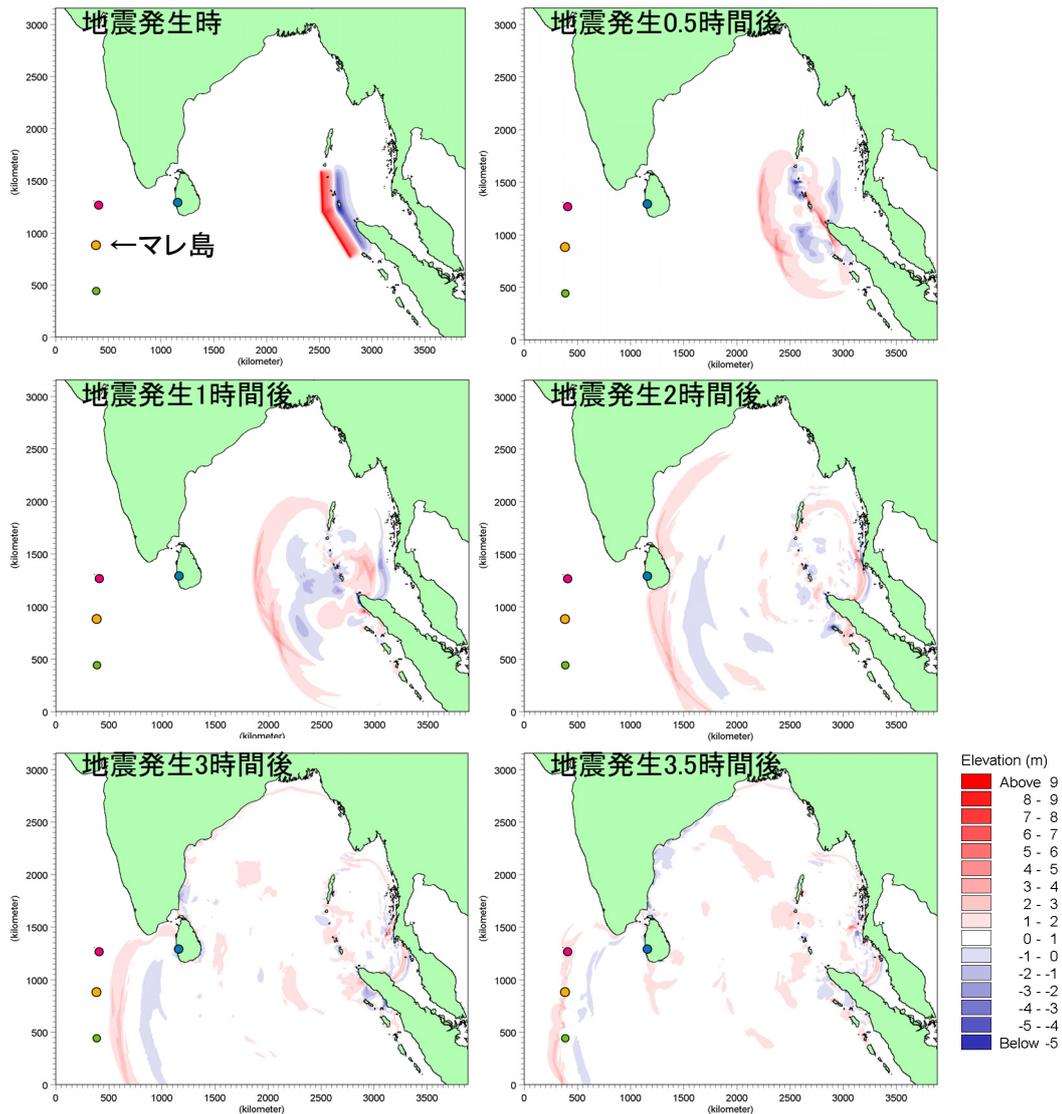


図4.4-5 インド洋における津波の伝播 (丸印はモルディブ周辺の検潮所設置点)

④津波伝播計算

今回の津波では、マレ島の北にある検潮所で潮位が観測されていた。そこで、観測された潮位から天文潮を引いて潮位変化量を算出し、伝播計算で得られたマレ島における潮位変化量の計算値とともに図4.4-4に示した。時刻は世界標準時で示している。計算値、観測値とも、押し波が最初に到達し、40分程度の周期で第2波、第3波が現れている。波高は、第1波がもっとも大きく、2m近くに達している。津波の到達時刻も波高の最大値も、計算値は観測値とほぼ一致している。なお、観測値より計算値の方が短周期の振動が顕著であるが、これは検潮所が短周期の振動に追随しにくい構造であるためと考えられる。以上のことから、遡上計算を行うのに十分な精度で伝播計算ができたと判断した。

図4.4-5は、インド洋における地震発生時からの津波の伝播状況を示している。図において、赤は潮位上昇を、青は潮位低下を示している。地震発生時には、震源の西側で押し波が、東側

で引き波が発生している。津波は主に東西方向に伝播し、地震発生0.5時間後には、スマトラ島の北端では、引き波に続いて押し波が既に到達している。地震から2時間後には、スリランカに押し波が達する一方、タイのプーケット付近には引き波に続いて押し波が来襲している。マレ島には、地震発生3時間10分後に押し波が到達している。

⑤津波遡上計算

図4.4-6は、遡上計算で得られたマレ島周辺での潮位変化量を4時15分から5分間隔で面的に示すとともに、マレ島の北岸、西岸、南岸、東岸(平面図において●で位置を表示)での時系列の潮位変化量を下段で示している。伝播計算の結果では第1波がもっとも大きかったことから、第1波に着目して整理している。

まず、下段に示した海域の潮位に注目する。潮位の上昇開始時刻は、南岸と東岸の方が環礁内に位置する北岸と西岸より1分半ほど早い。これは、津波が南東方向から来襲し、マレ島を回り込んだことを示している。その後の約15分間に、南岸と東岸では、潮位は平均で1m程度上昇しつつ、周期2~4分で振動している。特に、東岸での振動は大きく、4時20分頃には3m弱の振動が見られる。北岸と西岸でも平均的には同様の変化を示しているが、振動はそれほど大きくない。このような振動の要因として、マレ島周辺の環礁や島での津波の反射が考えられる。

次に、陸域の浸水深に注目する。南東側の海域で潮位が2m以上上昇していた4時15分には、島の南岸の一部に海水が流入している。4時20分になると、海域の潮位は2m以下に下がるが、島の南岸の浸水域は広がっている。4時25分には、南東側の海域で潮位が2.5m以上に上昇し、東岸でも浸水が見られる。4時30分には、海域で潮位は下がってきているが、北岸でも浸水域が広がっている。それ以降、海域の潮位はさらに下がっていくものの、4時40分になっても陸域の広い範囲で浸水している。

図4.4-7は、遡上計算で得られた陸上での最大浸水深を示している。図中の黒線は実測の浸水域2)を示しており、島の南半分と西岸を中心に浸水したことがわかる。計算で得られた浸水域は実測値と概ね一致している。また、浸水深は、北西部や南西部の岸壁などで1mを越えるが、島内の道路の多くでは0.4m以下である。

図4.4-8は、護岸がないものと仮定した遡上計算により得られた最大浸水深を示している。計算は、防波堤や離岸堤も除去して行っている。図中の黒の破線は、図4.4-7から得られた護岸がある場合の浸水域を示している。護岸がない場合と比べて、浸水域は広がり、浸水深も全体的に大きくなっている。特に、南東部から東部にかけての護岸背後では、浸水深が1m以上増加している。また、南西部の空地や岸壁でも浸水深の増加が顕著である。

図4.4-9は、図4.4-31に示された島内の6点について、護岸の有無による浸水深の違いを示している。北岸に位置するSt.1~2では、地盤高が護岸と同じくらい高いため、護岸の有無による浸水深の差は顕著ではない。一方、St.3~6では、護岸がないと、浸水の開始が早まるとともに、浸

水深の最大値が2倍以上になる。また、St.4~6では、図4.4-6に示された東岸および南岸における潮位の振動に合わせて浸水深が変化している。

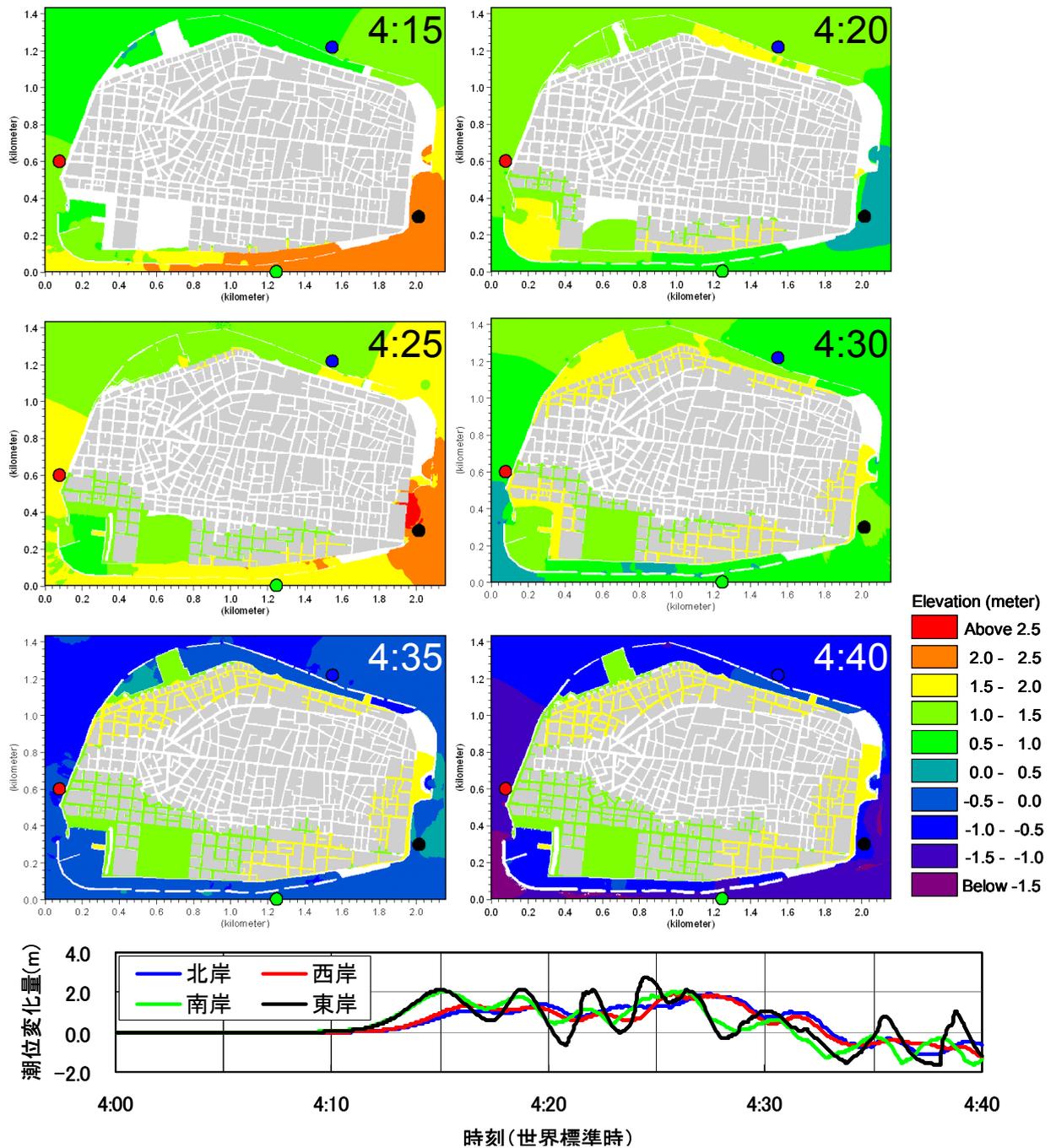


図4.4-6 マレ島周辺の地形変化

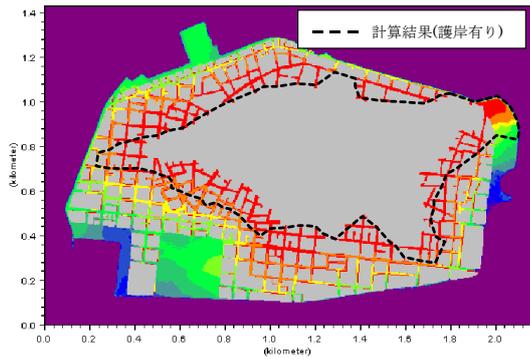


図4.4-7 護岸がある場合の最大浸水深

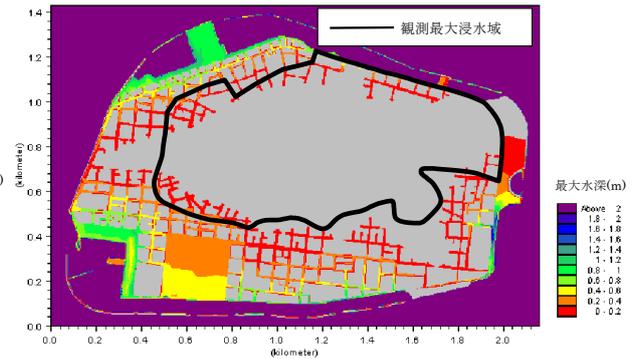


図4.4-8 護岸がない場合の最大浸水深

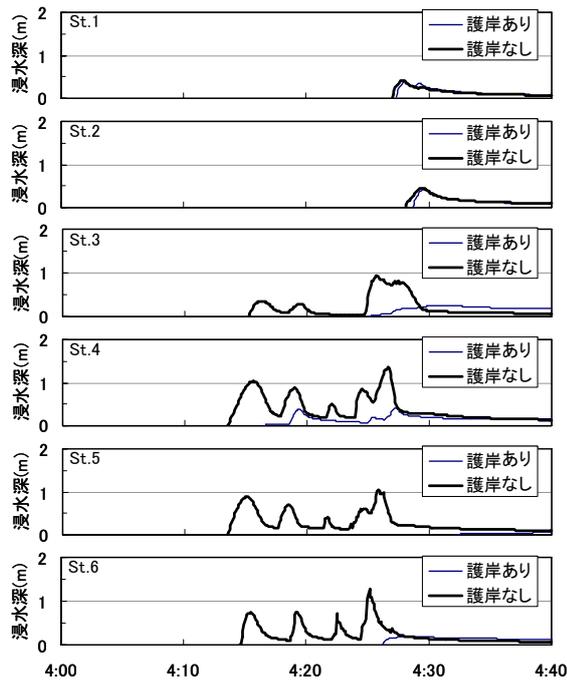


図4.4-9 浸水深の比較

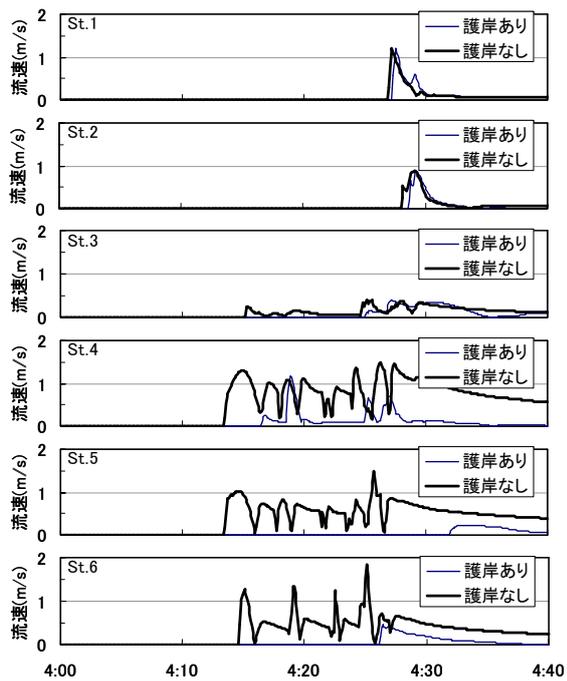


図4.4-10 流速の比較

図4.4-10は、流速について、図4.4-9と同様に整理している。St.1～2については、浸水深と同様に、護岸の有無による違いはほとんどない。西岸に位置するSt.3では、浸水深の違いに関わらず、流速の最大値はほとんど変わらなかった。St.3は、津波の来襲方向に対して島影に位置するため、流速が比較的小さく、護岸の流速低減効果が顕著ではないことを示している。St.4～6では、流速の最大値は、護岸がある場合には1m/s以下であったが、護岸がない場合には1m/sを上回った。特に、津波の来襲方向である東岸に位置するSt.5～6において、流速の増加が顕著である。

以上のことから、護岸がない場合には東から来襲した津波が南東部から陸上に遡上するが、護岸がある場合には南東部からの遡上が妨げられ、護岸が比較的低い南西部から浸水すること、護岸によって陸上での浸水深や流速が低減されたことがわかる。

⑥結論

津波の遡上計算の結果から、波返し工を有する護岸は浸水深を下げるだけでなく、陸上における流速を低減することがわかった。一般的に流体力は流速の2乗に比例すると言われていたことから、護岸による流速の低減は、陸上における人的・物的被害の軽減に大きく寄与したと考えられる。

2) 海岸堤防に加わる津波波力⁵⁾

①概要

津波による堤内地での被害を最小化するためには、海岸堤防が津波の遡上に対して安定でなければならない。津波の波力は海岸堤防の被災要因の一つであり、その照査方法の確立が望まれている。既往研究では、海中や陸上に設置された構造物に作用する波力が模型実験により評価されているが、構造物の海側を水平床としていることが多い。海岸堤防は勾配を有する砂浜の背後に設置されることが一般的であることから、このような斜面上での遡上波の変形を考慮して、波力を評価する必要がある。また、垂直壁を対象とした既往研究の成果は、傾斜堤の波圧算定にそのまま適用することはできない。

そこで、堤防に作用する津波の波力を評価するため、大型模型実験を行った。

②実験諸元

図4.4-11のように、長さ140m、幅2m、深さ5mの水路に固定床の斜面(海域:1/20勾配、陸域1/100勾配)を造成し、縮尺1/10程度の堤防模型(堤脚からの天端の高さ0.5m、天端幅0.4m)を設置した。堤防模型には、表4.4-1のように、水路を完全に締め切るType1~4と、河口部等を想定して水路を半分仕切るType5を設定した。

Type1~4では、図4.4-12のように、堤防の表のり、天端、裏のりと堤防背後の斜面に約0.1m間隔で波圧計を23個配置した。Type5では、図4.4-13のように、堤防の端部および側面に波圧計を集中させた。波圧のサンプリング周期は、衝撃的な波圧も測定できるように、水谷・今村⁶⁾に従って0.002sとした。波圧計のほか、堤防の周辺を中心に容量式波高計と流速計を設置し、堤防の陸側に設置された波高計で得られた水位から越波量を推定した。

潮位は、堤防前面の浜の有無を考慮して、表4.4-2に示す5条件を設定した。潮位3.8mの場合に、汀線は堤脚に位置する。Type1~4については、5条件の潮位を3条件の孤立波と組み合わせ、各模型について15ケースの実験を行った。一方、Type5については、表4.4-2に示す3ケースの実験を行った。

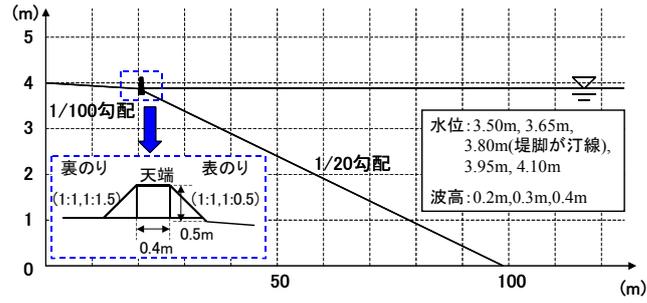


図4.4-11 模型断面図

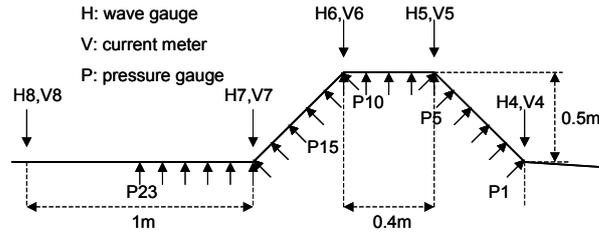


図4.4-12 計測器の配置 (Type1~4)

表4.4-1 模型諸元

| Type | 幅(m) | 表のりの勾配 | 裏のりの勾配 |
|------|------|--------|--------|
| 1 | 2 | 1:1 | 1:1 |
| 2 | 2 | 1:1 | 1:1.5 |
| 3 | 2 | 1:0.5 | 1:1 |
| 4 | 2 | 1:0.5 | 1:1.5 |
| 5 | 1 | 1:0.5 | 1:1 |

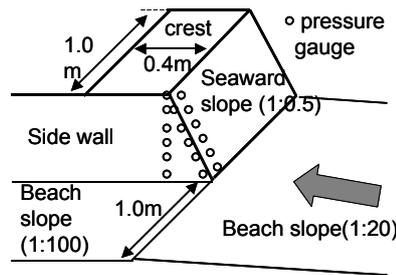


図4.4-13 波圧計の配置 (Type5)

表4.4-2 潮位・波浪条件

| Type | 潮位(m) | 入射波高(m) |
|------|--|---------------|
| 1~4 | 3.50 (m30), 3.65 (m15), 3.80 (pm0), 3.95 (p15), 4.10 (p30) | 0.2, 0.3, 0.4 |
| 5 | 3.80 | 0.4 |
| | 3.95 | 0.3 |
| | 3.95 | 0.4 |

③波圧の出現過程

図4.4-14は、Type3の模型に潮位3.8m，入射波高0.4mを与えたケースでの，水位（H4：堤脚，H5：天端のり肩），流速（V5：天端のり肩），表のりの波圧（P1：堤脚，P3：堤脚の0.2m上方，P5：堤脚の0.4m上方）を時系列で示している．斜面上での波の変形により，波高はH4で1.1m，H5でも0.6mに達した．また，流速は水位より早くピークに達し，その最大値は2m/sを超えた．波圧の最大値は，P1とP5では100 gf/cm²（9.8kPa）程度だったが，P3では遡上波到着直後に0.004秒間だけ500gf/cm²（49.0kPa）を超えた．このような衝撃的な波圧が，いくつかのケースで測定された．

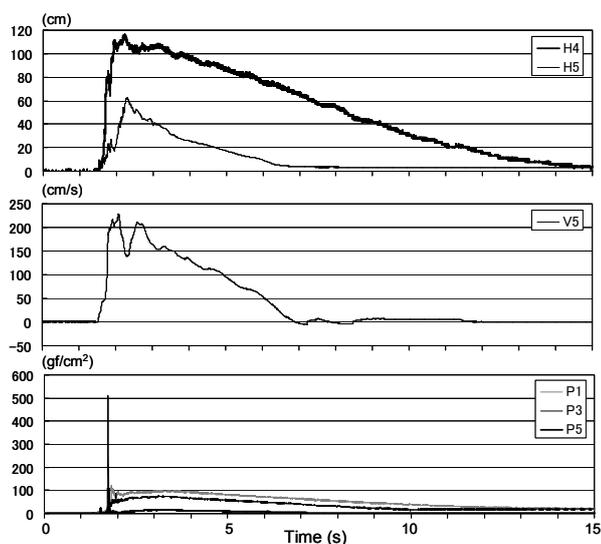


図4.4-14 表のりでの水位・流速・波圧 (Type3)

④波圧の測定結果

(a)水路を完全に仕切ったケース

図4.4-15～18は，入射波高0.4mで潮位が異なる5つのケースについて，堤防模型毎に各点の波圧最大値を示したものである．各図では，波圧計の設置箇所がわかるように，(1)表のり，(2)天端，(3)裏のり，(4)背後斜面に分割している．なお，各図の凡例の末尾 (m30など) は，表4.4-2に示した潮位に対応している．

a) Type1 (表のり勾配1:1，裏のり勾配1:1)

図4.4-15のように，堤脚が汀線のケース(図中T1pm0)では，波圧は表のりのP2(堤脚の0.1m上方)が最大で，約400gf/cm² (39.2kPa)を記録した．このケースでは，図4.4-19のように，堤防のすぐ沖での砕波により前方に飛び出した水塊が表のりに衝突していた．そのケースより潮位を0.15m下げたケース(図中T1m15)でも，図4.4-20のように，堤防の沖での砕波で形成されたボアが堤脚から表のりを遡上し，P1で波圧は約300gf/cm² (29.4kPa)と高かった．このような高い波

圧は前章のような瞬間的なものであった。それら以外のケースでは、表のりの最大波圧はP4(堤脚の0.3m上方)より下で 80gf/cm^2 (7.8kPa)程度で、のり肩周辺ではさらに小さかった。

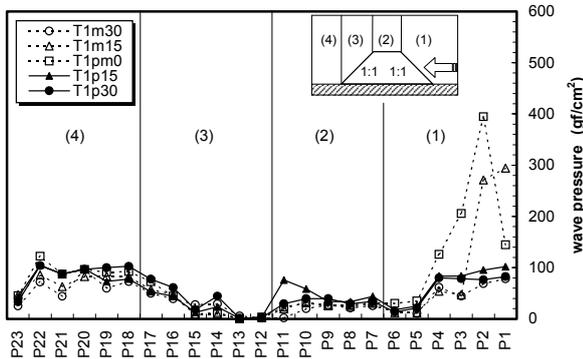


図4.4-15 各点の波圧最大値 (Type1)

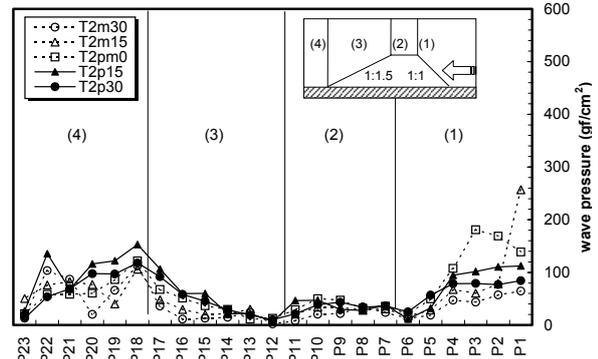


図4.4-16 各点の波圧最大値 (Type2)

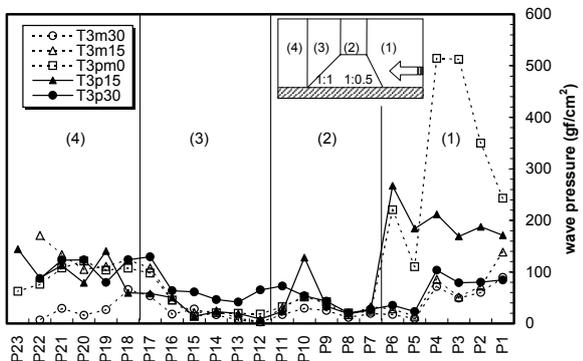


図4.4-17 各点の波圧最大値 (Type3)

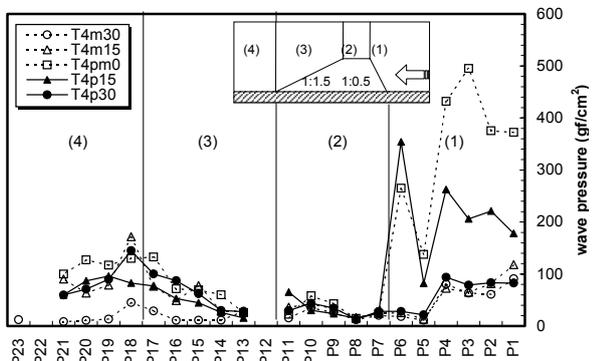


図4.4-18 各点の波圧最大値 (Type4)



図4.4-19 堤防沖側での砕波 (T1pm0)

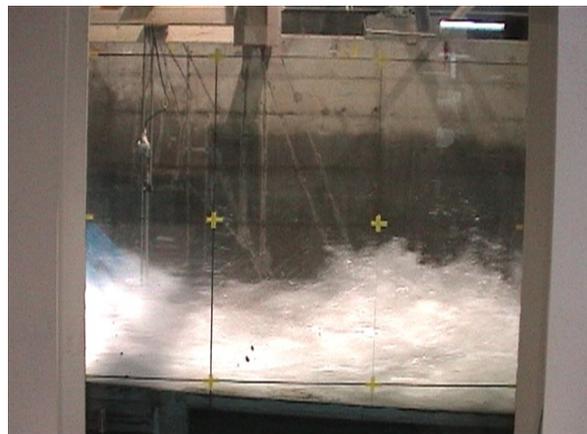


図4.4-20 堤防沖側での砕波 (T1m15)

表のり上部から天端、裏のり中央部にかけては、いずれの潮位でも最大波圧は 100gf/cm^2 (9.8kPa)以下であった。しかし、裏のり尻辺りから最大波圧は増加し、潮位が低いケース以外ではP22(裏のり尻より0.4m陸側)で極大となった。

b) Type2 (表のり勾配1:1, 裏のり勾配1:1.5)

Type1とType 2は表のりの勾配が同一であるが、入射波のわずかな相違により、図4.4-16のように汀線が堤脚のケース(図中T2pm0)などで表のりの最大波圧が小さくなった。これは、衝撃的な波圧が局所的に生じていることを暗示している。一方、表のり上部から裏のり中央部の範囲で最大波圧が $100\text{gf}/\text{cm}^2$ (9.8kPa) 以下となり、その陸側で最大波圧が大きい傾向は同じであった。

堤防の陸側に着目すると、Type1と異なり、P18(裏のり尻)で波圧が比較的大きくなっている。水谷・今村(2002)の実験では勾配1:1.5の裏のりについては衝撃的な波圧は生じなかったと報告されているが、今回の実験では波圧は瞬間的に大きくなっていた。

c) Type3(表のり勾配1:0.5, 裏のり勾配1:1)

堤脚が汀線のケース(図中T3pm0)では、堤防のすぐ沖側で碎波して越波しており、図4.4-17のように最大波圧は表のりのP3(堤脚の0.2m上方), P4(堤脚の0.3m上方)で $500\text{gf}/\text{cm}^2$ (49.0kPa)を超え、P6(のり肩)でも極大になっている。一方、このケースより潮位を0.15m下げたケース(図中T3m15)では、碎波は前述のケースより沖で生じ、表のりの最大波圧は $140\text{gf}/\text{cm}^2$ (13.7kPa)以下になり、Type1やType2と比べて小さかった。逆に、潮位が堤脚より0.15m高いケース(図中T3p15)では、図4.4-21のように表のりの上部に津波が激しく衝突し、P6(のり肩)で $267\text{gf}/\text{cm}^2$ (26.2kPa)と比較的大きい波圧を記録している。

天端から裏のり中央部にかけての範囲では、最大波圧は比較的小さい。裏のりののり尻から背後にかけては、潮位が低いケースを除くと、最大波圧は $100\text{gf}/\text{cm}^2$ (9.8kPa)程度であった。

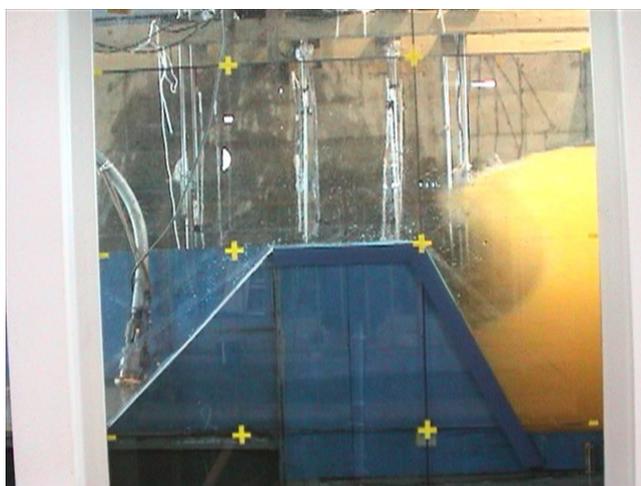


図4.4-21 表のり上部へ衝突する直前の遡上波(T3p15)

d) Type4(表のり勾配1:0.5, 裏のり勾配1:1.5)

図4.4-18のように、表のりの最大波圧はType3と同様の傾向であり、堤脚が汀線のケース(図中T3pm0)やそれより潮位が0.15m高いケース(図中T3p15)で大きかった。堤防の陸側については、Type2と同様に、P18(のり尻)で最大波圧が比較的大きく、ここでは瞬間的に波圧が大きくなっていた。