

博士論文

津波減災のための粘り強い海岸堤防の提案と
避難施設周辺の津波挙動の評価

加 藤 史 訓

目次

論文の要旨

1. 研究の背景と目的	1-1
1. 1 津波対策の動向	1-1
1. 2 ハード対策の必要性	1-2
1. 3 ハード対策を進める上での課題	1-3
1. 4 本論文の構成	1-5
2. 海岸堤防の浸水低減効果と粘り強い構造	2-1
2. 1 概要	2-1
2. 2 海岸堤防の浸水低減効果	2-4
2. 3 海岸堤防の設計法	2-29
2. 4 津波の越流による海岸堤防の被災および堤防周辺の洗掘の事例	2-37
2. 5 津波による海岸堤防の被災パターン	2-56
2. 6 粘り強い海岸堤防の構造の検討	2-62
2. 7 まとめ	2-87
3. 避難施設周辺の津波挙動の評価	3-1
3. 1 概要	3-1
3. 2 二線堤や盛土の影響	3-2
3. 3 仮想建築物を配置した津波浸水計算による津波のせき上げの評価	3-11
3. 4 比エネルギーとせき上げとの関係	3-17
3. 5 痕跡高データによる検証	3-18
3. 6 水平波圧指標との比較による考察	3-20
3. 7 まとめ	3-21
4. 結論と今後の課題	4-1
4. 1 主要な結論	4-1
4. 2 今後の課題	4-2

謝辞

論文の要旨

論文題目 津波減災のための粘り強い海岸堤防の提案と避難施設周辺の津波挙動の評価

氏名 加藤 史訓

本論文では、海岸堤防の設計条件を超える津波に対する減災を図るため、海岸堤防を越流する津波に対する海岸堤防の減災効果を明らかにした上で、粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造を示した。また、陸上に遡上した津波への対策として、遡上津波に対する二線堤や盛土の影響を明らかにした上で、津波浸水計算で得られる比エネルギーによって避難施設周辺での遡上津波のせき上げを評価する方法を提案した。

第1章では、東北地方太平洋沖地震以降における津波対策の動向を概観した上で、ハード対策の必要性と課題について論じ、本研究の項目と論文の構成を示した。津波到達までに安全な場所に避難するのが困難な地域の存在、避難に際して援護が必要な住民の存在、浸水想定区域内の資産の存在を考慮すると、ソフト対策だけでは不十分であり、海岸堤防等のハード対策によって浸水低減を図ることが必要である。しかし、海岸は防護だけのための空間ではなく、人々の生活の場であり、人が集い安らぐ憩いの場であり、海岸特有の生物が繁殖、生息する場でもあるため、最大クラスの津波が越流しない巨大な海岸堤防等を設置することは適切ではない。よって、海岸堤防は、比較的頻度が高い津波では浸水しない高さとする事で海水の侵入を防止するとともに、それを越える津波に対しては粘り強い構造で浸水低減を図るべきである。また、海岸堤防を越えて遡上する津波に対して、安全な避難場所を確保する必要がある。それらを実践する上で、津波に対する海岸堤防の浸水低減効果の評価、粘り強い海岸堤防の設計、避難施設周辺の津波挙動の評価が必要であり、本研究の検討項目とした。

第2章では、海岸保全施設の設計条件を超える津波に対する海岸堤防の浸水低減効果と粘り強い構造を論じた。浸水低減効果については、異なる地形的特徴を有する地区を対象とした津波浸水計算により効果を確認するとともに、海岸堤防海側の水位に対する天端高の比や海岸背後の低平地の奥行によって海岸堤防による背後地の浸水を低減する効果が変わることなどを明らかにした。その上で、日本における海岸堤防の設計法をその経緯も含めて整理した上で、オランダの設計法と比較し、対象とする外力やその生起確率の違いなどをふまえて、外力に対して相対的に天端高が低い日本でこそ粘り強い構造が必要であることを示した。次に、東北地方太平洋沖地震の津波による仙台平野南部および岩手県沿岸での海岸堤防の被災および堤防周辺の洗掘や地形変化について定量的な調査を行った結果、津波の越流による裏法尻での洗掘が堤防被災の引き金になっていること、破堤部付近では、押し波の越流による洗掘に加えて、引き波による洗掘が進んでいたことなどを明らかにした。また、海岸堤防の被災パターンを分類し、その中で、裏法尻の洗掘からの被災が被災延長の2/3程度を占めていることを明らかにした。そ

して、台形断面の三面張り構造を対象に、津波が越流する時の海岸堤防周辺の流況、裏法尻の洗掘、裏法被覆工の安定性に関する水理模型実験を行い、裏法尻の保護により堤体の安定性を高めることができること、大きな孔があるブロックは裏法被覆工として望ましくないこと、両端に切り欠きを設けたブロックをかみ合わせることで裏法被覆工の安定性が高まることなどを明らかにし、津波が越流しても粘り強く効果を発揮する海岸堤防の設計法を提案した。

第3章では、陸上を遡上した津波に対する二線堤および盛土の影響とともに、避難施設周辺での津波のせき上げを津波浸水計算に多用されている平面二次元モデルによって評価する方法について論じた。遡上津波の制御を目的とした二線堤等の前面で浸水深が高くなることや、対象箇所の浸水防止を目的とした盛土の面積が浸水域に対して大きいとその影響が浸水域全体に及ぶことなどを明らかにした。また、仮想建築物を配置した津波浸水計算を行い、仮想建築物海側での津波のせき上げを求めた結果、仮想建築物がない場合と比べ、同地点の最大浸水深が2倍以上となる箇所があり、またその比が、仮想建築物がない場合のフルード数とともに大きくなる傾向が認められた。その計算結果を用いて、仮想建築物海側での最大浸水深と、仮想建築物がない条件での同地点の比エネルギーの時間最大値を比較した結果、両者がほぼ一致することが確認された。東北地方太平洋沖地震による津波の痕跡高が建築物の壁面等で得られた地区について、その実測の最大浸水深と、計算で得られた比エネルギーの時間最大値を比較した結果、仮想建築物がない条件での計算で得られた比エネルギーの時間最大値が実測値を概ね包絡していた。このように、構造物周辺における遡上津波のせき上げが、平面二次元モデルを用いた津波浸水計算で求められる比エネルギーの時間最大値によって表されることが確認された。

第4章では、本研究の主要な結論を総括するとともに、今後の課題について論じた。本研究の成果によって、浸水低減効果を発揮する粘り強い海岸堤防の設計が可能になるとともに、津波の陸上遡上に対して安全な避難施設が実現することになり、津波減災が実現するものと考えられる。

ABSTRACT

This thesis presented robust structures of coastal dike that persist disaster mitigation function against tsunami overflow to reduce damage induced by a tsunami larger than the design tsunami level. Beside this, the author proposed a method to evaluate the swell head of tsunami around evacuation facilities with specific energy calculated by tsunami inundation simulation.

In Chapter 1, the author overviewed lessons in tsunami countermeasures learned from the Great East Japan Earthquake in 2011. On the basis of discussions on the necessity and issues of structural countermeasures, the author deduced the essential concept and the framework of the study. It is considered that non-structural countermeasures alone are insufficient, because of the presence of area where it is hard to evacuate to a safe place in the short tsunami arrival time, the presence of people in need of assistance during evacuation, and the presence of critical assets in potential inundation areas. The coastal zone is a multi-purpose space utilized for not only disaster protection but also people's lives, relaxing, and coastal habitat. In such a valuable zone, coastal dike should prevent flooding against the design tsunami, and mitigate damage with robust structures against tsunamis larger than the design level. Safe places designated in the evacuation plan should be protected against tsunami inundation once it overflowed the coastal dike. To achieve these goals, this study focused its objectives on the function of coastal dike in decreasing the tsunami overflow volume, the design of coastal dike with robustness, and the behavior flooded tsunami around evacuation facilities.

In Chapter 2, the author discussed the function of coastal dikes in damage reduction for massive tsunami overflow and proposed a robust structure of coastal dike. The flooded tsunami volume over coastal dikes was evaluated by conducting tsunami inundation simulation for areas with different topographical characters. It is found that the volume decreased with the ratio of dike height to the water level seaward of coastal dike and with the width of low-lying area landward of the coastal dike. Comparison of the coastal dike design between Japan and the Netherlands supported the necessity of the coastal dike robustness in Japan since the height of coastal dikes was designed relatively lower in Japan against the equivalent hazard levels.

Quantitative surveys were conducted after the Great East Japan Earthquake Tsunami on coastal dike damage and local scour in the southern part of the Sendai Plain and Iwate Prefecture. It was found that the local scour at the landward toe of coastal dike was the essential trigger process of coastal dike failure, and that the local scour near the breached section was developed by both tsunami drawdown and tsunami overflow. As a result of classification of damage patterns of coastal dikes, damage from scouring at the landward toe accounted for about 2/3 in length of the total

length for surveyed damage dikes.

Hydraulic model experiments on the trapezoid-shaped rip-rap dike demonstrated that the reinforcement at the landward toe improved the stability of coastal dike. The use of concrete blocks with holes was found inappropriate on land-side slope, but concrete blocks with notches at their top edges and bottom edges were found to increase the stability of the land-side slope. Finally, the author proposed a robust structure of coastal dike that persisted its damage reduction function for tsunami overflow.

In Chapter 3, the author discussed a model to estimate the behavior of tsunami flooded behind the coastal dike. The water level around evacuation facilities due to flooded tsunami was investigated on the basis of a numerical model with the two-dimensional nonlinear shallow water equations. The effects of secondary dikes and landfill on tsunami flooding were also discussed. The model results showed that inundation depth became higher in front of the secondary dikes and that the effects of the landfill spread over the whole inundation area in case the ratio of the filled area to the inundation area was large. Beside these, the maximum inundation depths in front of hypothetical buildings were found to be increased. The increase in the inundation depth was found to be expressed by the specific energy of flooding tsunami flow. The maximum inundation depths in front of hypothetical buildings were successfully represented by the maximum specific energy at the same points without the buildings. The swell head of tsunami around facilities can therefore be estimated by the maximum specific energy obtained by tsunami inundation simulations with a two-dimensional model.

In Chapter 4, the author summarized this study with major conclusions, and presented several issues remained for the future study. The achievements in this study are considered to facilitate tsunami disaster mitigation with the robust coastal dike structure that persistently preserves disaster mitigation function and safe evacuation facilities designed against tsunami flooding.

著者宣誓

論文題目 津波減災のための粘り強い海岸堤防の提案と避難施設周辺の津波挙動の評価

本論文は博士研究をまとめたものであり、その内容には虚構やねつ造はなく、引用・参照は出典を区別して示した。

加藤 史訓

1. 研究の背景と目的

1.1 津波対策の動向

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、東北地方太平洋沿岸を中心に津波被害が発生し、その死者・行方不明者は約2万人に達した。その津波は地震前の想定を上回るものであり、海岸堤防等の海岸保全施設が各地で被災するとともに、浸水範囲が従前の浸水想定区域を越える地域が少なくなかった。特に被害が大きかった岩手、宮城、福島3県では、海岸堤防約300kmのうち約190kmが全壊・半壊した。

被災地の一部となった三陸沿岸では、1896年の明治三陸地震、1933年の昭和三陸地震、1960年のチリ地震など、津波災害が過去にも繰り返し発生してきた。それに比べて、仙台湾沿岸や福島沿岸での津波災害の頻度は小さく、東北地方太平洋沖地震は869年の貞観地震以来の津波災害とも言われた。

このような津波災害に対する主要な施策の一つとして、海岸堤防は建設されてきた。たとえば、1960年のチリ地震の災害復旧では、その津波の実績潮位を考慮して海岸堤防の高さが設定された。また、1956年に海岸法が制定されて以来、高潮および高波に対する防護を目的に海岸堤防が整備されてきた地域も多く、その堤防は結果的に津波に対しても背後地の安全度を高めるものであった。しかし、東北地方太平洋沖地震では、広範囲に亘って津波がその海岸堤防を越流した。

津波から人命を守るためには、最悪の災害シナリオを想定して対策を検討する必要がある。その最悪のシナリオでは、最大規模の津波が満潮時に発生し、それより設計外力が小さい海岸堤防などは津波の越流によって破壊するという状況を想定せざるを得ない。このため、あらかじめ想定した浸水の状況をふまえて、住民が安全に避難できるように土地利用や避難対策などを検討しなければならない。

最大規模の津波が来ても越流しないような高い堤防を作れば、その背後地は津波による浸水から免れるので、上記のような備えは不要になる。しかし、海岸は津波対策だけのための場ではなく、漁業等の生活の場であり、人が集い安らぐ憩いの場であり、海岸特有の生物が繁殖、生息する場でもある。津波対策のために著しく高い堤防を設置すれば、地域住民の普段の生活や景観、海岸生物の生息に影響を少なからず及ぼす。

一方、堤防等に頼らず、避難を徹底することで津波から人命は守れたとしても、津波によって家屋等の資産を度々失うようであれば、そこでの生活や地域社会は成り立たない。安定した生活を送ることができるようにするためには、人間の寿命程度より発生間隔が短い津波に対しては、海岸堤防により浸水を確実に防ぐことが必要である。

以上のことをふまえ、海岸堤防の高さは、発生頻度が極めて小さい津波ではなく、100年に一度程度の頻度で来襲する津波を対象に設定すべきと考える。その場合、発生頻度が極めて小さい津波が海岸堤防を越流する可能性があることから、最大規模の津波が来襲するという最悪のシナリオのもとでも、人命が守られるように避難対策を実施するとともに、海岸堤防ができるだけ効果を発揮できるように津波の越流に対して壊れにくい構造を採り入れる必要がある。

このような考え方は、東北地方太平洋沖地震後に国が設置した委員会等の提言や施策にも採用されている。たとえば、中央防災会議に設置された「東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震・津波対策に関する専門調査会」の中間とりまとめ（2011年6月26日）では、比較的頻度の高い一定程度の津波高に対しては海岸保全施設を引き続き整備する一方、最大クラスの津波を想定して、ハード・ソフトのとりう

る手段を尽くした総合的な対策を実施することとされた。また、その報告（2011年9月26日）においては、津波による浸水被害を軽減、あるいは避難のためのリードタイムを長くするため、粘り強く機能を発揮する海岸保全施設を整備していくものとされた。

比較的頻度の高い津波に対しては、海岸省庁が設置した「海岸における津波対策検討委員会」での議論を経て、海岸堤防等の設計津波の水位の設定方法が海岸省庁から海岸管理者に通知された。また、「海岸における津波対策検討委員会」がとりまとめた「平成23年東北地方太平洋沖地震及び津波により被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方」においては、「粘り強い構造」の基本的な考え方として、「設計対象の津波高を超え、海岸堤防等の天端を越流した場合であっても、施設が破壊、倒壊するまでの時間を少しでも長くする、あるいは、施設が完全に流失した状態である全壊に至る可能性を少しでも減らすといった減災効果を目指した構造上の工夫を施すことである」と示し、設計津波を上回った場合でも、施設の効果を粘り強く発揮する上で有効と考えられる構造上の工夫等を整理している。

一方、最大クラスの津波への対応については、海岸保全施設に過度に依存した防災対策には問題があったと指摘され、住民等の避難を軸に、浸水リスクを軽減する土地利用、避難施設の整備、海岸保全施設による被害軽減等を組み合わせることとされた。最大クラスの津波が発生した場合でも「なんとかも人命を守る」という考え方で、ハード・ソフトの施策を総動員させる「多重防御」の発想により、総合的な地域づくりの中で津波防災を効率的かつ効果的に推進することを基本理念とする「津波防災地域づくり」に関する法律が2011年12月に成立した。この法律では、最大クラスの津波が悪条件下において発生することを前提とした津波浸水想定をもとに、建築物の建築やそのための開発行為の制限を行う津波災害特別警戒区域の指定等を行うことができるようになった。津波災害特別警戒区域等の指定に際しては、基準水位（津波浸水想定に定める水深に係る水位に建築物等への衝突による津波の水位の上昇を考慮して必要と認められる値を加えて定める水位）を定めることとされた。これは、最大クラスの津波による浸水が想定される範囲では、居室や避難施設が建築物でせき上がった津波の水位より高い位置に配置される必要があるためである。

1.2 ハード対策の必要性

我が国の防災対策は、阪神・淡路大震災以降、ハード対策により被害を防ぐ「防災」から、ハード対策の限界をふまえて、ソフト対策を組み合わせる「減災」を図る必要があると指摘されてきた。海岸事業においても、海岸堤防の整備や水門の自動化・遠隔化といったハード対策に限らず、津波や高潮のハザードマップの作成を支援するなどソフト対策にも取り組んできていた。

そのような中で、公共事業に対する批判や公共事業費の削減を受けて、ハード対策の実施が難しくなった分はソフト対策で補えばよいとする風潮が近年見られる。その発想はソフト対策によってハード対策を代替できることが前提となるが、津波対策としては以下の理由からその前提が容易に成立しないことがわかる。

- 1) 地震発生から津波が到達するまでの時間が短いため、津波到達までに安全な場所に避難するのが困難な地域が存在する。
- 2) 避難に際して援護が必要な住民が存在し、津波が到達するまでの時間によっては援護者も被災する可能性がある。
- 3) 浸水想定区域内に居住せざるをえない地域が多く、その資産被害は甚大なものになりうる。

津波到達時間の短さから避難が困難な地域の存在、避難に際して援護が必要な住民の存在、浸水想定区域における土地利用の実態等を考慮すると、海岸保全施設等のハード対策によって津波による浸水お

よびそれによる被害を少しでも軽減することが重要である。なお、越村ら（2009）や国土交通省都市局（2013）が提示した浸水深と死亡率との関係から、浸水深の低減によって人的被害が軽減できることがわかる。

ここで、ハード対策とソフト対策の分類について触れておく。中央防災会議の専門調査会の報告等において、各種の津波対策がハード対策、ソフト対策のどちらに該当するのかを明確に整理されたものはない。たとえば、中央防災会議防災対策推進検討会議南海トラフ巨大地震対策ワーキンググループが2013年5月に発表した「南海トラフ巨大地震対策について（最終報告）」では、「海岸保全施設等のハード対策」、「確実な情報伝達等のソフト対策」という表現が見られる。また、内閣府と海岸省庁が2004年に作成した「津波・高潮ハザードマップマニュアル」では、「ハード面の防災対策」は構造物による津波・高潮制御を、「ソフト面の防災対策」は津波・高潮被害の軽減を目的とし、それぞれについて「構造物整備によるもの」と「ソフト的な対応によるもの」とに分けて対策メニューを例示している。

本研究では、ハード対策は構造物による対策と定義し、その目的に応じて、津波の遡上を防止あるいは低減することで被害を軽減するものと、津波の遡上に対して安全な場所を提供するものに分類する。前者の例としては海岸堤防や津波防波堤、津波防護施設、二線堤などがあり、後者の例としては避難場所となる津波避難ビルや盛土等、避難路などがある。これらの対策は避難できる可能性を高めるとともに、背後地の人的・物的被害を軽減するものであり、構造物以外による対策であるソフト対策の限界を補うものでもある。このように、ハード対策はソフト対策の効果を発揮させる上でも不可欠なものである。

1.3 ハード対策を進める上での課題

1.1 で述べたように、海岸堤防等の海岸保全施設は比較的頻度の高い津波を対象に設計されるが、設計条件を超える津波へのハード対策も減災の観点から求められている。その実現においては、図-1.1のように、津波に対する海岸堤防等の浸水低減効果を明らかにした上で、その効果を粘り強く発揮できる構造を設計する必要がある。また、海岸堤防を越流して遡上する津波に対し、その制御を目的とする二線堤や、対象箇所の浸水防止を目的とする盛土を設置する場合には、二線堤等の周辺における挙動を明らかにする必要がある。また、避難施設が安全な避難場所となるように、避難施設の周辺における津波挙動を明らかにし、避難施設への津波の衝突による水位の上昇量を合理的に設定できる必要がある。

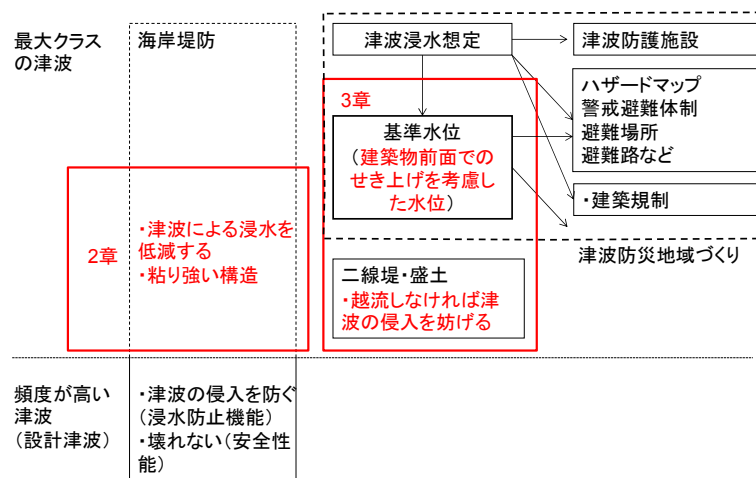


図-1.1 ハード対策を進める上での課題

(1) 設計対象を上回る津波に対する海岸堤防の浸水低減効果

海岸保全施設の設計に用いる津波は、過去に発生した最大の津波、または今後発生するものと考えられる最大の津波を考慮して、海岸保全施設に到達する可能性が高い津波を海岸管理者が定めることとされている。「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」において、津波に対して海岸堤防は海水の侵入を防止する機能を有するべきものとされている。その機能の中に、設計対象を上回る津波に対し海水の侵入を軽減し、背後地の浸水を低減する機能が含まれるとは明示されてこなかった。このため、設計対象の津波より小さい津波では背後地の被害は生じないことが海岸堤防の効果として評価され、設計対象の津波より大きい津波に対する海岸堤防の浸水低減効果は見積もられていない。

東北地方太平洋沖地震以前に行われた都道府県による地震被害想定では、津波による背後地の浸水範囲や被害が海岸堤防の有無によって変わることは示されていた（たとえば、岩手県(2004)）。しかし、両者の差は海岸堤防の浸水低減効果として整理されてはいなかった。

津波に対する海岸堤防の浸水低減効果に関しては以下のような既往研究がある。鶴谷ら(1986)は、斜面への津波遡上に関する断面実験を行い、堤防がない条件での遡上高と比べて、堤防がある条件での堤防陸側に滞留した水面の高さが低くなることを示した。村嶋ら(2007)は、岩手県野田海岸を対象に平面二次元の津波浸水計算を行い、海岸堤防の嵩上げ等による浸水面積および被害額の変化を明らかにし、嵩上げ等の費用と比較している。また、加藤ら(2007a)は、単純な地形を対象とした津波浸水計算の結果から、海岸堤防の海側の水位に対する海岸堤防の天端高の比と背後地の浸水位との関係を整理し、海岸堤防が高くなることで背後地の浸水位が小さくなることを明らかにしている。このほか、加藤ら(2007b)は、高知県高知海岸を対象に、堤内地に二線堤や盛土を仮想的に設置した津波浸水計算を行い、それらによる家屋被害および人的被害の軽減効果を試算している。田島ら(2013)は、福島県勿来海岸および宮城県仙南地域を対象に津波浸水計算を行い、堤防高の違いによる流体力等の変化を明らかにするとともに、堤防なしの条件における堤防位置での津波高さに対する海岸堤防高さの比が 0.5 以上であれば相応の減災効果が期待でき、その比が 0.5~0.8 程度となる場合の減災効果は広大な低平地の方が急峻な背後地より高いことを示した。以上の成果は堤防による背後地での浸水深等の低減効果を示しているが、単純な仮想地形または限られた現地地形を対象にしたものである。海岸堤防による浸水深の低減効果には海岸堤防の高さだけでなく背後地の地形などが影響することが予想されることから、さまざまな背後地の地形を対象とした検討が必要であると考えられる。

(2) 津波の越流に対して粘り強い海岸堤防の設計

海岸堤防は設計対象の津波が越流しない高さとするのが原則であることもあり、津波が越流する状況における海岸堤防の安定性に関する検討は東北地方太平洋沖地震後に始まったばかりである。たとえば、渡邊ら(2012)は、東北地方太平洋沖地震津波によって被災した三面張り構造の海岸堤防の被災状況を分析し、堤防の全壊にもっとも影響を与えたのが津波の越流水深であったことや、裏法尻部の被覆等が堤防の全壊確率を抑制していたことを示した。中尾ら(2012)は、孤立波が堤防を越流する状況の模型実験により、表法先の水圧により堤体内部の空気層の圧力が上昇することで被覆工が不安定化することを明らかにしている。また、小竹・磯部(2012)は、長周期波浪の越流を模した実験において被覆工内外の圧力を測定し、粘り強い構造形式として裏法を緩勾配化することの有効性を示している。大井ら(2012)は、津波が海岸堤防を越流する状態を模した実験を行い、裏法の被覆ブロックの被災形態を分類している。柳沢ら(2012)は、被覆工と盛土をジオテキスタイルで一体化した新形式の堤防構造を提案し、段波の

越流による侵食を減少させる効果を確認している。

一方、河川堤防については、洪水時の越流に関して、アーマ・レビーや高規格堤防（スーパー堤防）に関する研究成果がある。福岡ら(1987)は、河川堤防の表面に保護工を施したアーマ・レビーに関して、法尻保護工に要求される機能を示した上で、越流による法尻での洗掘特性をふまえた法尻保護工の水利設計法を提案している。また、福岡ら(1988)は、法尻保護工に加えて、遮水シートを用いた裏法保護工の設計法を示している。これらの検討は洪水時の越流水深として 0.6m 程度を想定したものであり、これらを参考にしつつも、津波の越流水深や継続時間を考慮したさらなる検討が必要である。

(3) 避難施設周辺の津波挙動の評価

2011年12月に成立した「津波防災地域づくりに関する法律」では、最大クラスの津波が悪条件下で発生した場合の「津波浸水想定」（浸水域と浸水深）を踏まえ、警戒避難体制を特に整備すべき土地を「津波災害警戒区域」として指定する際に、浸水深とは別に「基準水位」を公示することとされた。基準水位は建築物等による津波のせき上げを考慮したものであり、居室の床の高さが基準水位以上であることが社会福祉施設等の許可要件の一つとなる。

陸上に遡上した津波のせき上げが発生する構造物の前面においては、鉛直方向の圧力が静水圧分布から外れてくることから、厳密には非静水圧3次元モデルを用いてせき上げを評価する必要がある。たとえば、榊山(2010)は、非静水圧3次元モデルの一つである数値波動水槽 CADMAS-SURF/3D を用いて、陸上に遡上した津波による構造物周辺の水位分布等を計算している。また、嶋原ら(2009)は、平面二次元モデルと比べ CADMAS-SURF/3D の方が、陸上構造物に作用する津波波力を精度よく推定できることを指摘している。

津波のせき上げに類似した現象である洪水時の橋脚でのせき上げに関しては、木村ら(2005)は、鉛直方向の圧力が静水圧と仮定した二次元モデル、鉛直方向の圧力が静水圧と仮定しつつも鉛直方向の運動方程式も解く準三次元モデル、鉛直方向の圧力を静水圧と仮定しない三次元モデルにより計算した結果を実験結果と比較し、せき上げが生じる上流側については実験値との適合が良好であることを示している。

一方、岡本・松富(2009)は、現地調査結果から、建物などに氾濫流が作用する面とその背面での水深の比が 1.3～3.3 であることを示している。この水深の差は建物上流側でのせき上げと建物下流側での局所的な水位低下によるものである。

避難施設周辺での津波のせき上げは3次元的に取り扱うべき水理現象であるが、避難施設の新築計画が立案される度に、浸水域全体を対象に3次元モデルにより評価するのは現実的ではない。都道府県が実施する津波浸水想定の実務の中で、せき上げを容易に評価できる方法が必要である。

1.4 本論文の構成

上記をふまえ、図-1.2のように、津波による被害を軽減する観点から、海岸堤防等の浸水低減効果を明らかにした上で、粘り強い海岸堤防の提案を行うとともに、避難施設周辺の津波挙動の評価を行う。具体的な研究項目は以下のとおりである。

(1) 海岸堤防の浸水低減効果と粘り強い構造（2章）

海岸保全施設の設計条件を超える津波に対する海岸堤防の浸水低減効果を、異なる地形の特徴を有する3地区を対象とした津波浸水シミュレーションにより明らかにした。その上で、その効果を具体化するため、津波が越流しても粘り強く効果を発揮する海岸堤防の設計法を提案した。具体的には、これま

での海岸堤防の設計法をレビューした上で、東北地方太平洋沖地震での海岸堤防の被災状況をもとに津波による海岸堤防の被災パターンを整理し、その代表的なパターンである裏法尻の洗掘と裏法被覆工の流失に着目した水理模型実験の結果をふまえて海岸堤防の粘り強い構造を提案した。

(2) 避難施設周辺の津波挙動の評価 (3章)

海岸堤防を越えて陸上に遡上した津波を制御するために設置される二線堤や盛土の影響を、津波浸水シミュレーションにより明らかにした。また、避難施設周辺での津波のせき上げを、津波浸水計算に多用されている平面二次元モデルによって評価する方法を検討し、その方法の妥当性を東北地方太平洋沖地震津波の痕跡高データにより確認した。

これらの成果によって、浸水低減効果を発揮する粘り強い海岸堤防の設計が可能になるとともに、津波の陸上遡上に対して安全な避難施設が実現することになり、津波減災が実現するものとする。

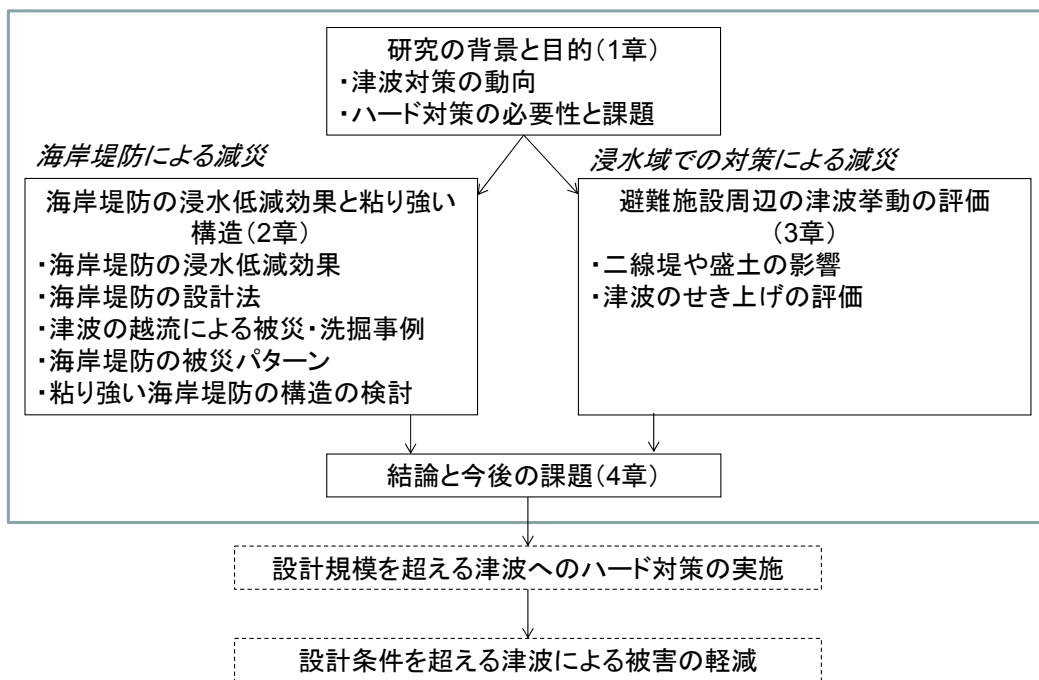


図-1.2 研究の構成

参考文献

岩手県：岩手県地震・津波シミュレーション及び被害想定調査に関する報告書（概要版），<http://www.pref.iwate.jp/~hp010801/tsunami/yosokuzu/houkokusyo.pdf>, 2004.

大井邦昭，林建二郎，河野茂樹：津波越流に対する海岸堤防及び防波堤の強化に関する実験的研究，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.68, No.2, pp.96-101, 2012.

岡本憲助，松富英夫：津波氾濫流速の簡易推定法に関する基礎的研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.65, pp.296-300, 2009.

海岸における津波対策検討委員会：平成 23 年東北地方太平洋沖地震及び津波で被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方，9p., 2011.

海岸保全施設技術研究会編：海岸保全施設の技術上の基準・同解説，2004.

加藤史訓，福濱方哉，藤井裕之，高木利光，児玉敏雄：堤防高を考慮した実効的な津波被害想定手法，

- 海岸工学論文集, 第54巻, pp.261-265, 2007a.
- 加藤史訓, 福濱方哉, 藤井裕之, 高木利光, 児玉敏雄: 堤内地におけるハード対策の津波被害軽減効果, 海岸工学論文集, 第54巻, pp.1346-1350, 2007b.
- 木村一郎, 細田 尚, 音田慎一郎: 橋脚による堰き上げ効果の再現性に着目した数値解析モデルの比較, 水工学論文集, 第49巻, pp.559-564, 2005.
- 国土交通省都市局: 津波被災市街地復興手法検討調査 (とりまとめ), <http://www.mlit.go.jp/common/000209868.pdf>, 2012.
- 越村俊一, 行谷佑一, 柳澤英明: 津波被害関数の構築, 土木学会論文集 B, vol.65, No.4, pp.320-331, 2009.
- 小竹康夫, 磯部雅彦: 津波の越流時に海岸堤防の法面に作用する圧力特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.891-895, 2012.
- 榊山 勉: 陸上構造物に作用する津波に関する数値波動水槽 CADMAS-SURF/3D の検証, 海洋開発論文集, 第26巻, pp.285-290, 2010.
- 嶋原良典, 小竹康夫, 岩瀬浩之, 藤間功司: 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—, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1, pp.905-913, 2009.
- 田島芳満, 舟竹祥太郎, 佐藤慎司: 越流を伴う巨大津波に対する海岸堤防の減災機能の検証, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.69, No.1, pp.23-33, 2013.
- 中央防災会議 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会: 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告, 44p., 2011.
- 中央防災会議 防災対策推進検討会議南海トラフ巨大地震対策ワーキンググループ: 南海トラフ巨大地震対策について (最終報告), 60p., 2013.
- 鶴谷広一, 谷本勝利, 原中祐人: 大陸棚における津波の変形過程と海岸構造物の津波低減効果の検討, 第33回海岸工学講演会論文集, pp.456-460, 1986.
- 内閣府 (防災担当), 農林水産省, 国土交通省: 津波・高潮ハザードマップマニュアル, 128p., 2004.
- 中尾秀之, 佐藤慎司, Harry Yeh: 津波の越流による海岸堤防の破壊メカニズムに関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.281-285, 2012.
- 福岡捷二, 藤田光一, 加賀谷均: アーマ・レビー法尻工の水理設計, 第31回水理講演会論文集, pp.365-460, 1987.
- 福岡捷二, 藤田光一, 加賀谷均: アーマー・レビーの設計その1, 土木技術資料, vol.33, No.1, pp.139-145, 1988.
- 村嶋陽一, 今村文彦, 越村俊一, 中村 茂, 北沢良之, 並川和敬: 津波防災施設計画への高精度地形モデルの利用と必要精度, 海岸工学論文集, 第54巻, pp.1371-1375, 2007.
- 柳沢舞美, 二瓶泰雄, 山口晋平, 川邊翔平, 龍岡文夫: 海岸砂丘と補強盛土技術を組み合わせた新形式防潮堤の提案, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.886-890, 2012.
- 渡邊国広, 諏訪義雄, 加藤史訓, 藤田光一: 東北地方太平洋沖地震津波による海岸堤防の被災分析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.356-360, 2012.

2. 海岸堤防の浸水低減効果と粘り強い構造

2.1 概要

津波が海岸に来襲する場合、その高さより海岸堤防が十分高い場所では、津波の陸上遡上は防止される。津波の高さより海岸堤防が低い場所では、津波の高さが海岸堤防を上回る時点までは津波は陸上に遡上しないが、それ以降は津波が海岸堤防を越流する。しかし、津波が海岸堤防を越流する場合でも、海岸堤防が残っていれば、以下に示す理由から背後地での浸水深が低減される可能性が高い。

津波が海岸堤防を越流する際の越流量は本間の越流公式（本間；1940）で算定されることが多い。本間の越流公式では、堤防海側における堤防天端からの水位と堤防陸側の水位から越流量が求められる。よって、堤防海側の水位が時系列で与えられ、図-2.1.1のように海岸堤防を越えて流入した海水が平坦な背後地に均等に溜まると仮定すれば、背後地の浸水深 h_i の時間変化が計算され、その時間最大値に対する堤防高 H_d や背後地の幅 w の感度を分析することができる。

堤防海側の水位 h_o は最大 10m、津波の周期 T は 20 分とし、図-2.1.2のように堤防海側の水位を時間的に変化させて最大浸水深を計算した結果を図-2.1.3に示す。背後地の幅が 500m の場合、背後地の浸水深は堤防高 3m 以下ではほぼ 10m となり、背後地がいわば満水状態になっている。堤防高 4m 以上では背後地は満水状態には至らず、背後地の浸水深は堤防高の増加とともに減少している。また、同じ堤防高でも、背後地の幅が広くなるにつれて浸水深が小さくなっている。このような単純な地形を対象とした簡易的な手法による試算から、津波が越流しても、一定の高さを有する海岸堤防が壊れなければ、海岸堤防が浸水を低減することは容易に推察できる。

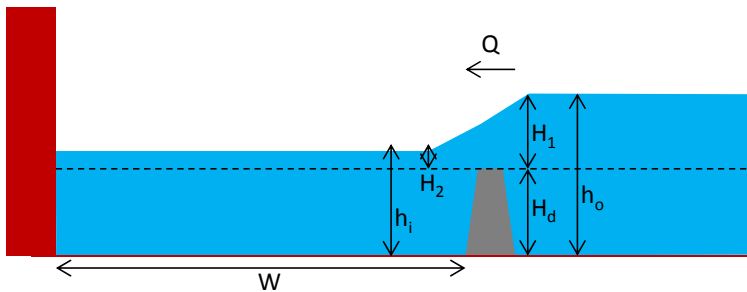


図-2.1.1 浸水深試算における変数の定義

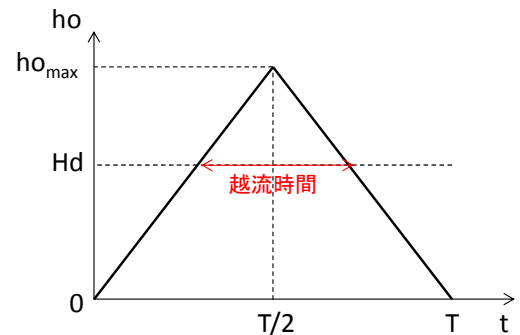


図-2.1.2 堤防海側の水位の時間的変化

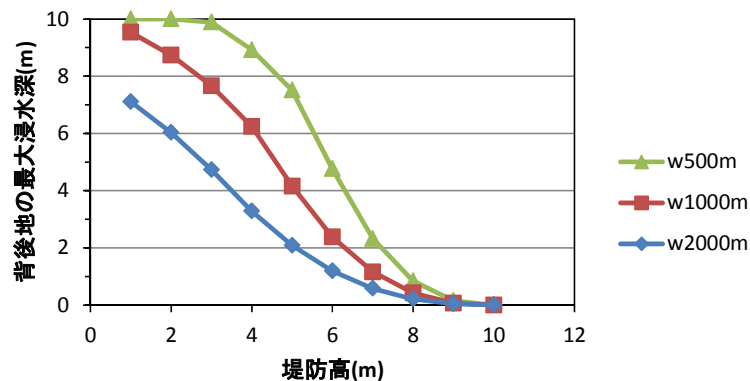


図-2.1.3 堤防高と背後地の浸水深との関係

以上のように、津波が越流する場合でも海岸堤防に浸水低減効果があることは明らかであり、それが堤防の高さや背後地の広さの影響を受けることも推察できる。しかし、実際の地形では、海岸堤防を越流して堤内地に流入した海水は、陸上地形の勾配に応じて次第に排水されていくが、海岸に堤防があると排水が妨げられ、堤防が高いほど排水はより妨げられやすい。背後地への海水の流入量を低減する効果と背後地からの排水を妨げる効果は津波による浸水に関して相反するものであるため、海岸堤防が背後地の浸水を常に低減するとは判断できない。また、実際の沿岸域では海岸だけでなく河川からも海水の流入や流出があり、堤防の高さも一様でないことから、浸水の過程は地形や堤防等の影響を受けて複雑なものになる。たとえば、田島ら（2007）は、スマトラ沖地震津波によるスリランカ南東岸の津波遡上について数値計算を行い、押し波時には砂堆を越流して広い範囲から氾濫流が押し寄せているのに対し、引き波時には流れが開口部に集中している現象を紹介している。このことから、海岸堤防の浸水低減効果を明らかにするためには、背後地の地形等の影響を考慮できる手法を用いて、さまざまな地形を対象にした検証が必要である。

海岸堤防等での越流やその海側でのせき上げは越流方向に生じるが、実際には海岸堤防や河川堤防などがさまざまな方向に延びており、また盛土も多様な形状が考えられることから、海岸堤防等の効果・影響を検討するためには平面的な津波の挙動を考慮する必要がある。また、平面的な津波の挙動は、津波の大きさだけでなく、浸水域の地形によっても変わってくるので、海岸堤防等の効果の検討はさまざまな地形で行う必要がある。

このような浸水低減効果を海岸堤防が粘り強く発揮するためには、津波が越流しても海岸堤防が即座に破壊されないことが必要である。海岸堤防の主たる機能は、高潮・高波および津波による海水の侵入を防止することである。高潮・高波に対しては、1953年13号台風を契機として、波のうちあげを考慮した天端高とするとともに、波の不規則性による多少の越波への対応を意図して、表法、天端、裏法の三面にコンクリートを被覆する三面張り構造が採用されるようになり、そのことが海岸保全施設の技術基準にも反映された。一方、津波に対しては、浸水記録や数値計算等に基づく既往最大の津波または今後発生すると考えられる最大の津波をふまえて、一定の頻度（数十年から百数十年に一度程度）で到達する可能性が高い津波を設計に用い、それによる越流が生じない天端高とすることになっているが、設計津波を上回る津波による越流に対する構造については技術基準には規定されていない。三面張り構造を構成する裏法被覆工にはコンクリートブロック張式やコンクリート被覆式などがあり、越波した海水により堤体土砂が流失しないようにするため、その厚さを10~20cm程度とすることが多い。しかし、その構造は風波やうねりの越波に対して経験的に十分とされるものであり、津波の越流を考慮した裏法被覆工の構造については検討された事例がない。

海岸堤防は設計津波に対して安全な構造であることが要求されているが、設計津波を上回る津波に対する安定性についてはこれまで考慮されていなかった。「海岸における津波対策検討委員会」は粘り強い構造の基本的な考え方を示したが、その詳細な仕様や性能の照査方法は検討課題として残されている。また、津波の波力や表法先での洗掘等に関する研究事例はあるが、東北地方太平洋沖地震による津波で広く見られた海岸堤防の陸側での洗掘に関しては検討事例がこれまでほとんどない。津波の越流に対して粘り強い海岸堤防の実現には、東北地方太平洋沖地震での被災事例をふまえて、新たな設計法を構築する必要がある。

以上のことをふまえ、2.2では平面二次元モデルを用いた津波浸水シミュレーションにより津波遡上

に対する海岸堤防の浸水低減効果を明らかにする。次に、2.3 ではこれまでの海岸堤防の設計法を整理し、2.4 において東北地方太平洋沖地震での海岸堤防陸側の洗掘の実態を現地調査により明らかにした上で、2.5 において被災事例をふまえて海岸堤防の被災パターンを整理し、2.6 において粘り強く効果を発揮する海岸堤防の設計法を提案する。

参考文献

海岸における津波対策検討委員会：平成 23 年東北地方太平洋沖地震及び津波で被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方，9p., 2011.

田島芳満，佐藤慎司，工藤寛之，Thisara Welhena, Chandana Siriwardena, Saman Smarawickrama：津波堆積物の分析に基づく津波氾濫流の時空間構造の推定，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.526-530，2007.

本間 仁：低溢流堰堤の流量係数（第 1 編），土木学会誌，第 26 巻，第 6 号，pp.635-645，1940.

本間 仁：低溢流堰堤の流量係数（第 2 編），土木学会誌，第 26 巻，第 9 号，pp.849-862，1940.

2.2 海岸堤防の浸水低減効果

(1) 検討方法

海岸堤防の浸水低減効果を明らかにするため、海岸堤防、河川堤防、水門・陸閘、防波堤がない条件、およびある条件（水門・陸閘は閉鎖状態）で、非線形長波方程式に基づく平面二次元モデルで津波浸水計算を行い、浸水深や流速を比較した。堤防や防波堤での越流量は本間の越流公式により算定した。

非線形長波方程式に基づく平面二次元モデルの基礎方程式は以下の通りである。

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

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

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

ここで、 η は静水面からの水位変化量、 D は水底から水面までの全水深、 g は重力加速度、 n はマンニングの粗度係数、 M および N は x および y 方向の全流量フラックスである。

対象地域は、異なる地形の特徴を有する地域が含まれるように、仙台平野南部（仙台港～福島県境）、陸前高田市高田地区、宮古市田老地区の3箇所とした。仙台平野南部は、仙台湾に沿って緩やかにカーブした海岸線を呈し、福島県境付近を除くと標高 5m 以下の土地が海岸線から 5km 程度の幅で広がっている。また、阿武隈川、名取川、七北田川が海に向かって流れるとともに、貞山堀のように海岸線と平行の水路も存在する。陸前高田市高田地区は、広田湾の奥に位置し、気仙川左岸では海岸線から 1.5km 程度の範囲が低平地になっている。宮古市田老地区は田老漁港の陸側に位置しており、低平地の奥行きは 1km 程度である。

東北地方太平洋沖地震の断層モデルの一つである藤井・佐竹モデル ver4.0 を用いて、Okada (1992) の手法により地盤変位量を算定し、それを初期波形とした。ただし、藤井・佐竹モデルのすべり量は、各地区の浸水状況の再現性を高めるためにチューニングを行った。また、東北地方太平洋沖地震では、地殻変動による地盤変動が顕著であったことから、国土地理院の実測値に基づいて、被災前の標高データから仙台平野南部で 0.5m、陸前高田市で 0.7m、宮古市田老地区で 0.5m だけ一律に沈降させた。このほか、マンニングの粗度係数は一律 $0.025\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ 、陸上遡上における波先端の打ち切り水深は 10^5m とした。

(2) 仙台平野南部での検討

津波浸水計算の計算条件を表-2.2.1 に、計算領域を図-2.2.1～2 に示す。計算格子間隔は、波源域を含む沖合から 1350m、450m、150m、50m、10m と対象地域に近づくにつれて小さくするように設定した。また、津波来襲時の潮位 (T. P. -0.42m)、海岸堤防等が破壊されない条件での津波浸水計算を別途実施し、177 点の痕跡データを用いて相田 (1977) の K 、 κ を算出した結果、藤井・佐竹モデル ver4.0 (国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所、2011) のすべり量を 1.2 倍にすることで概ね良好な再現性 ($K=0.87$ 、 $\kappa=1.34$) が得られることが確認された。

表-2.2.1 計算条件 (仙台平野南部)

項目	内容
計算格子間隔	(波源～沿岸) 1350m, 450m, 150m, 50m, 10m
計算時間	3 時間
計算時間間隔	0.1 秒
潮位条件	朔望平均満潮位 (T.P. +0.76m)
すべり量の調整	藤井・佐竹モデル ver4.0 の 1.2 倍

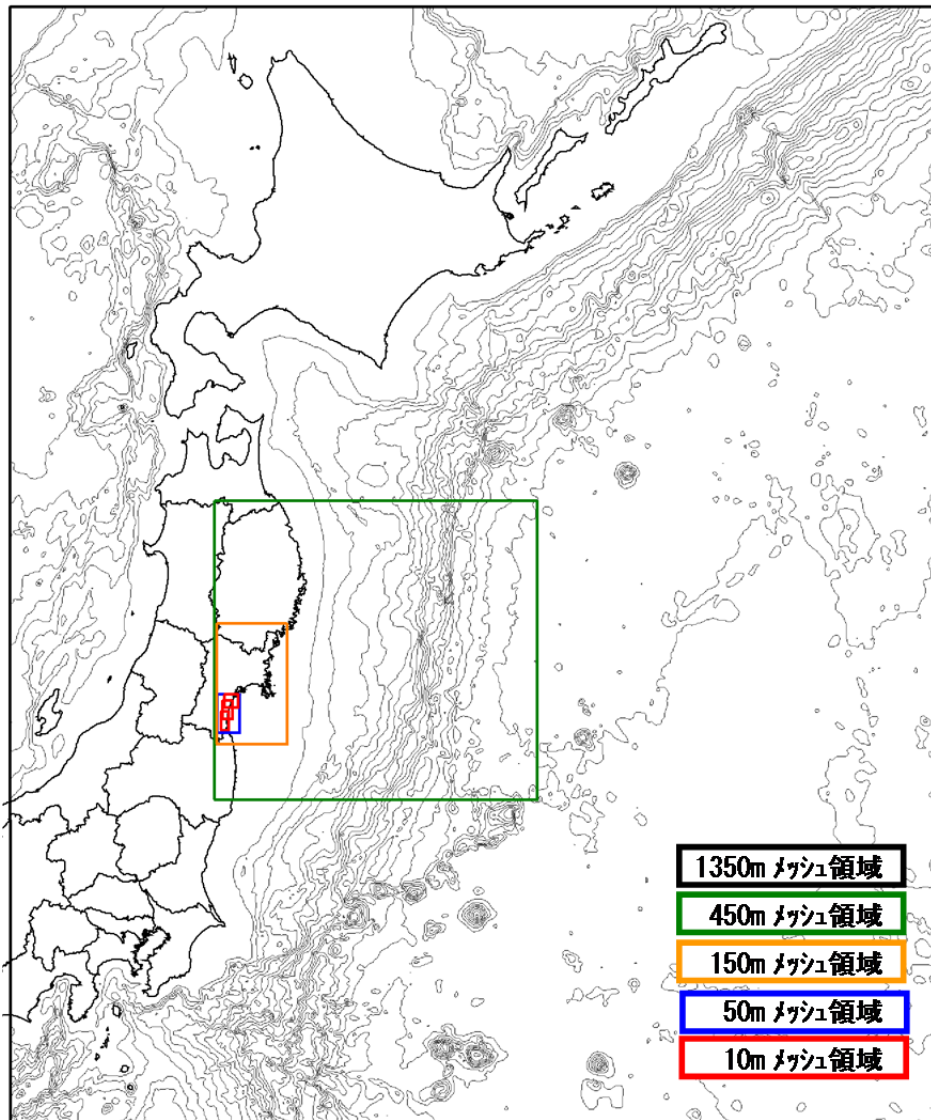


図-2.2.1 計算領域 (全体)

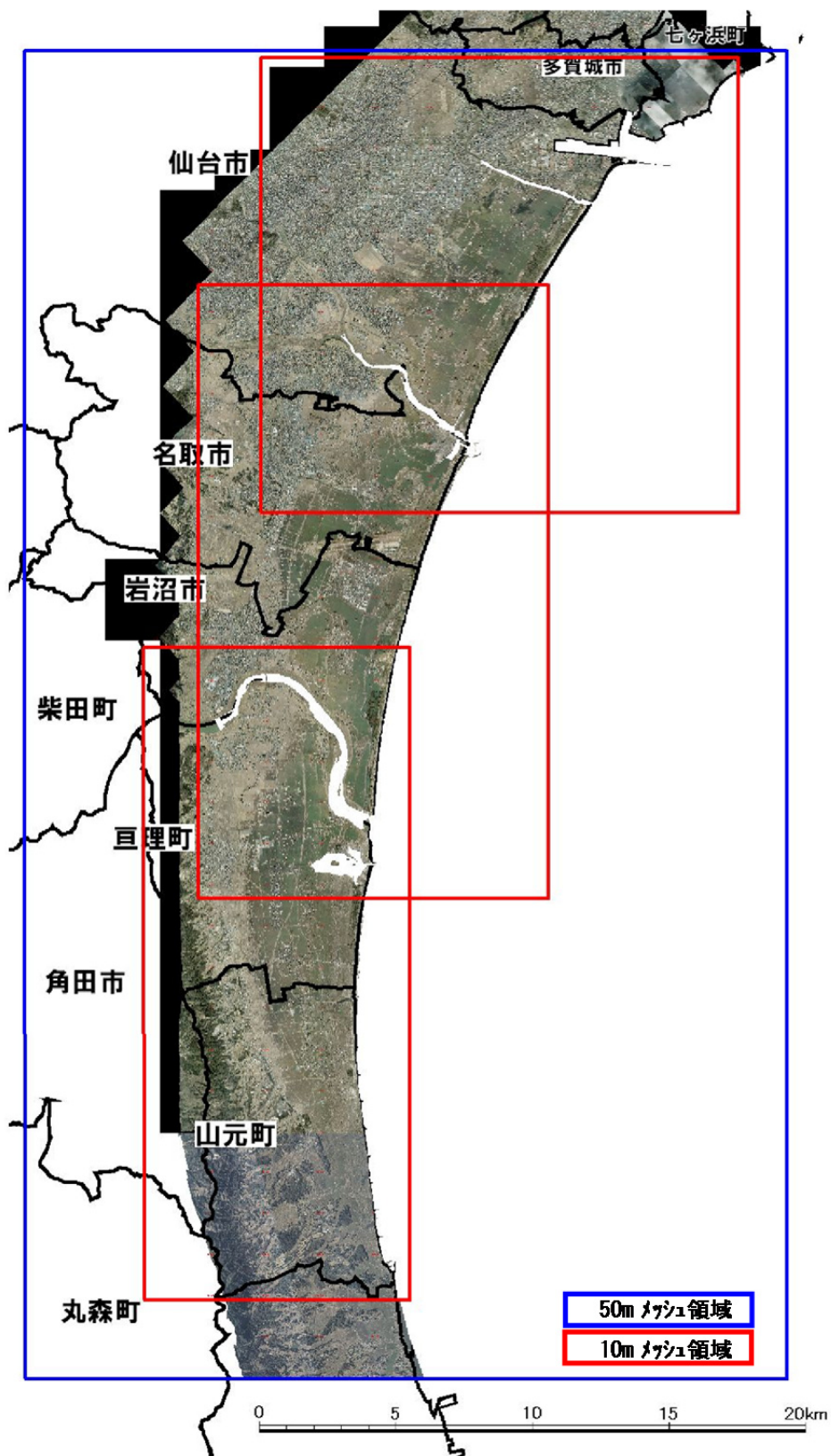


図-2.2.2 計算領域（遡上計算領域拡大）

海岸堤防等の構造物条件は、図-2.2.3 に示す3 ケースを設定した。ケース1 では、海岸堤防等はないものとした。ケース2 では、海岸堤防等は東北地方太平洋沖地震時点での高さ（図-2.2.4）としており、海岸堤防の高さはT.P.+3.0~7.2m となっている。ケース3 は、相田（1977）による昭和三陸地震の断層モデルを用いた津波浸水計算によって得られた対象地域での最高水位に相当する T.P.+4.0m を海岸堤防等の高さとした。

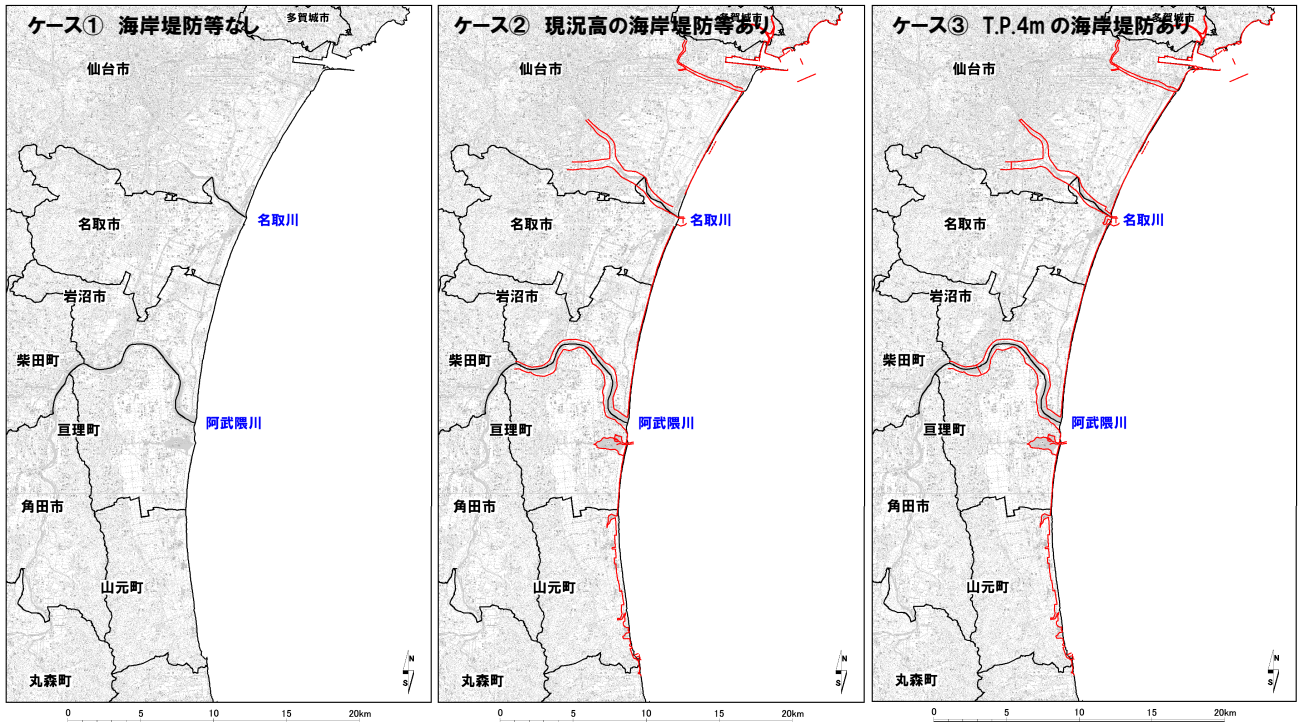


図-2.2.3 各ケースの施設配置（赤線：堤防等の位置）

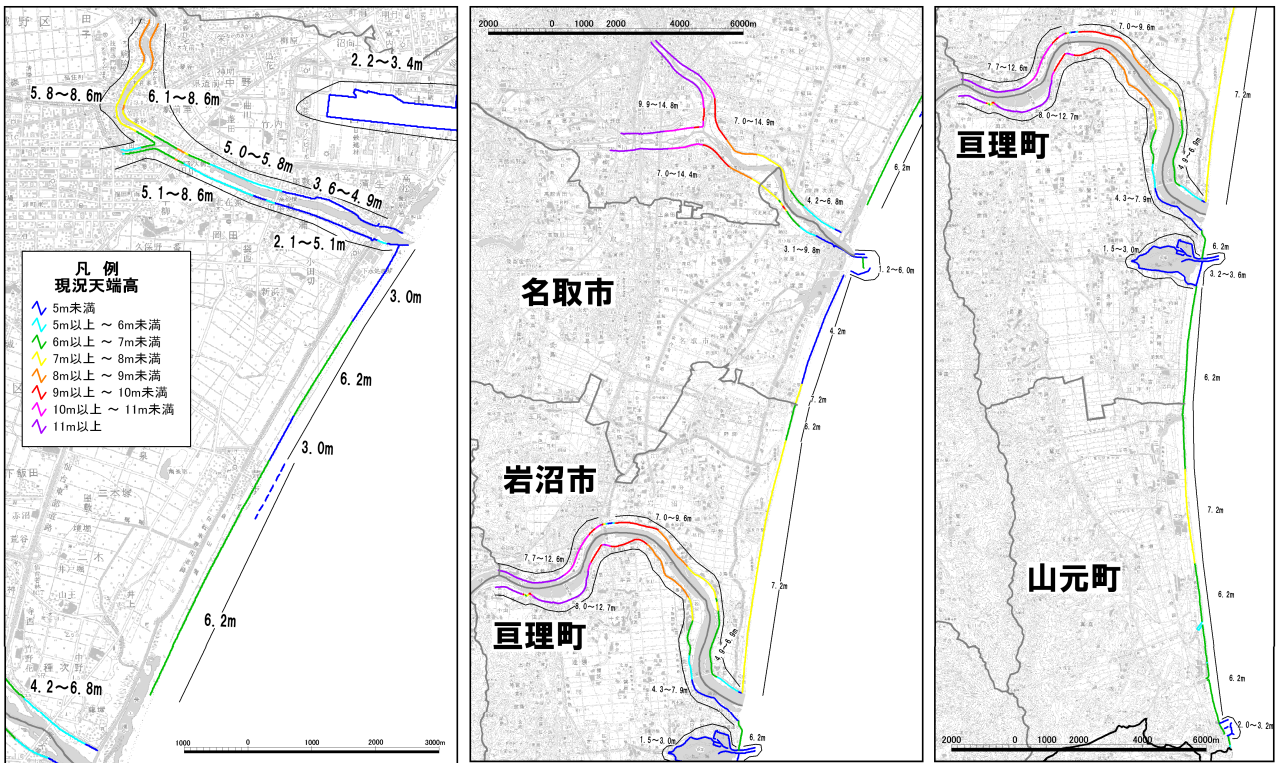


図-2.2.4 ケース2における堤防高

なお、対象地域では、南北に仙台東部道路と常磐自動車道が延びており、盛土となっている箇所がある。また、盛土になっている区間でも、その下を一般道がボックスカルバートで交差している箇所もある。そこで、図-2.2.5のように、透過部と不透過部を設定し、東北地方太平洋沖地震時の津波の挙動を再現できるようにした。

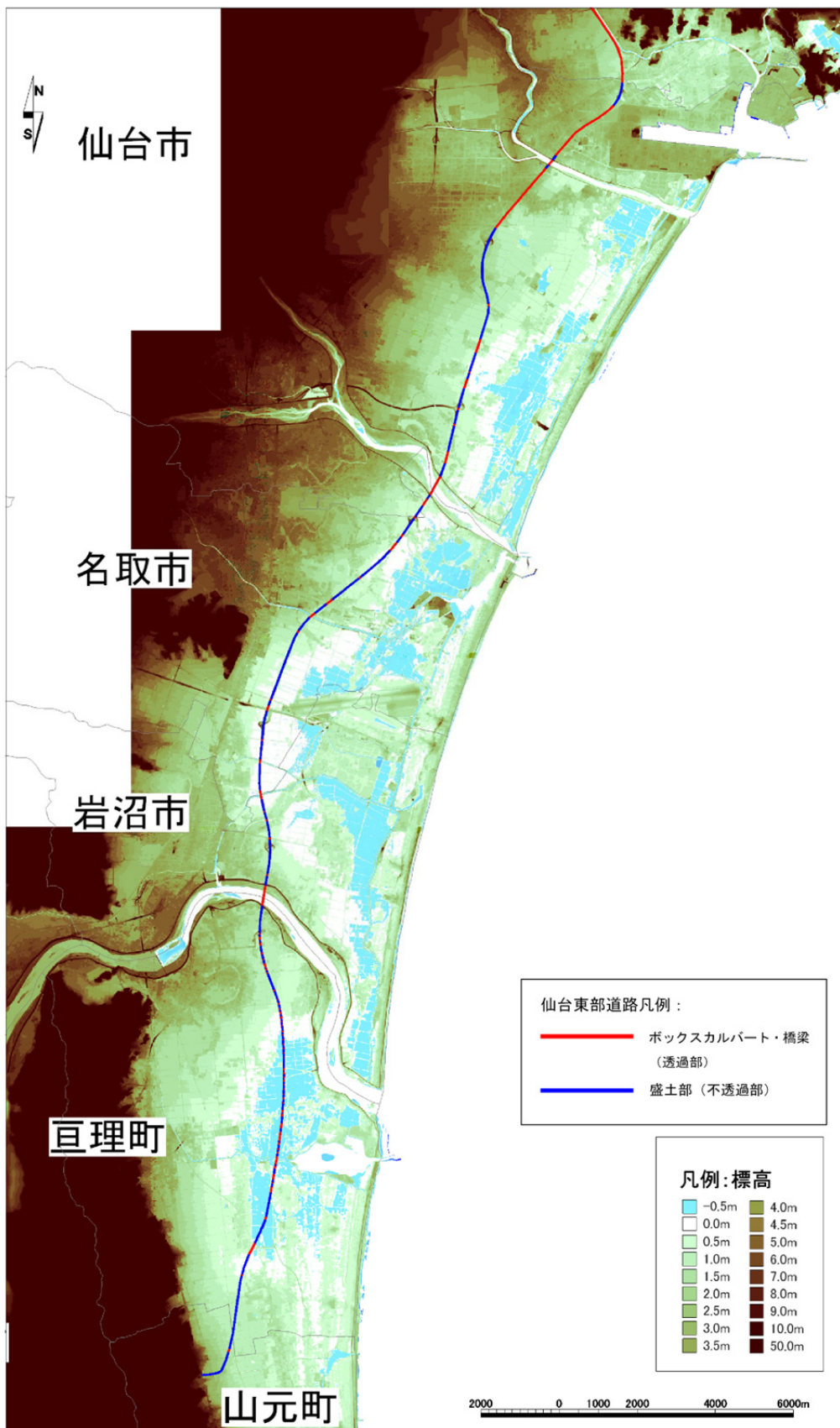


図-2.2.5 仙台東部道路および常磐自動車道の透過部・不透過部

図-2.2.6 は、仙台市内に設定した岸沖方向の断面において、水深 10m 地点、施設前面（海岸堤防の海側）、施設背面（海岸堤防の陸側）における水位の時間的変化を示している。最高水位は、第一波の到達直後に発生しており、水深 10m 地点および施設前面ではケース 2、ケース 3、ケース 1 の順に大きく、施設背面ではその逆の順になっている。海岸堤防によって、その海側の水位が上昇する一方、その陸側の水位が低下しているものと考えられる。

図-2.2.7 は、各ケースの最大浸水深の平面分布を示している。浸水範囲についてはケース間の違いが明瞭ではないが、最大浸水深についてはケース 2、ケース 3、ケース 1 の順に小さく、堤防が高いほど最大浸水深が小さくなる傾向が認められる。なお、浸水域中央よりやや西側において最大浸水深が大きく変化する箇所が南北に蛇行しているが、これは仙台東部道路および常磐自動車道の盛土の影響である。

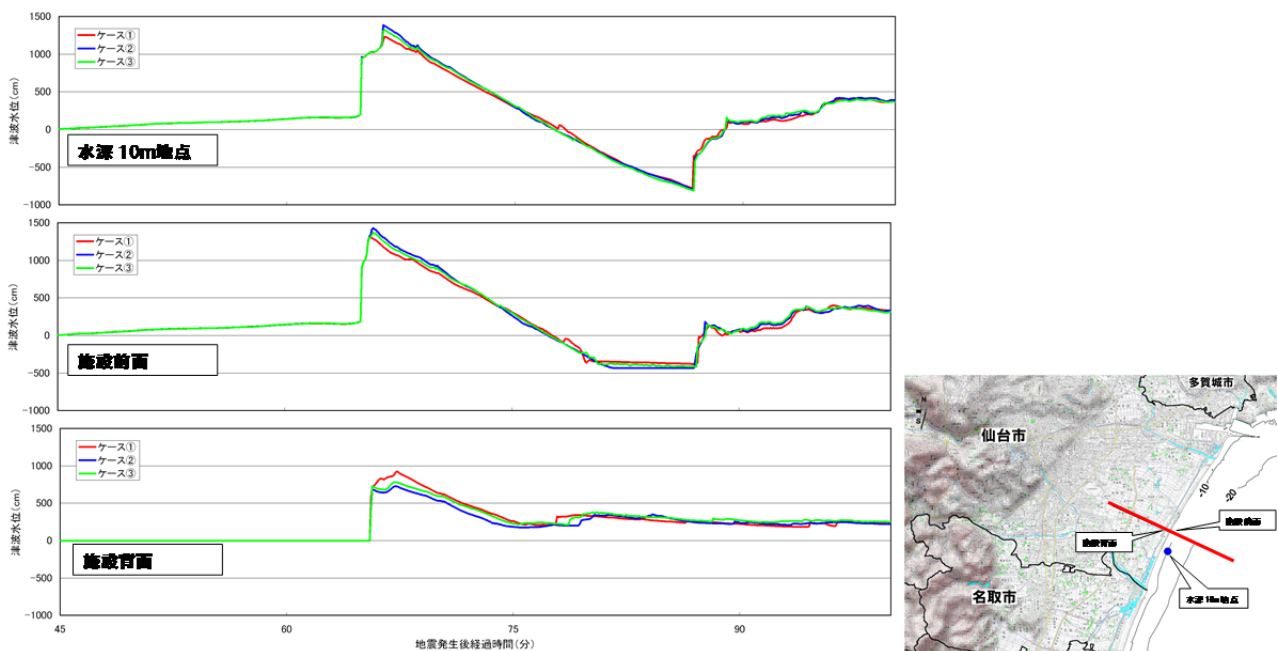


図-2.2.6 津波水位の時系列

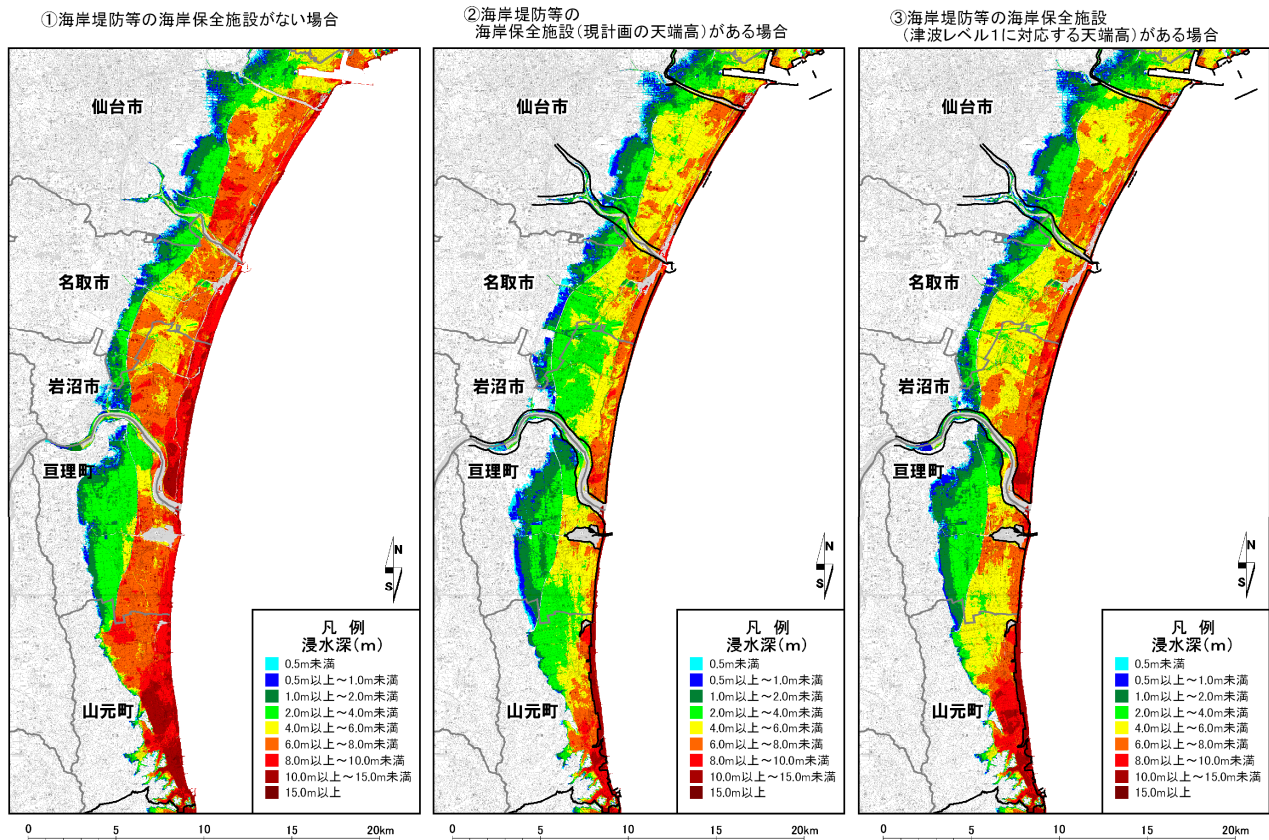


図-2.2.7 最大浸水深 (左：堤防なし，中：震災時の堤防高，右：T.P. +4.0m の堤防)

図-2.2.8 は、各ケースの最大流速の平面分布を示している。最大流速は海岸線付近では 10m/s 程度になっており、ケース間の差は明瞭ではない。また、仙台東部道路や常磐自動車道に近づくにつれて、ケース 1 と比べ、ケース 2 およびケース 3 の最大流速が小さくなる傾向が見られる。

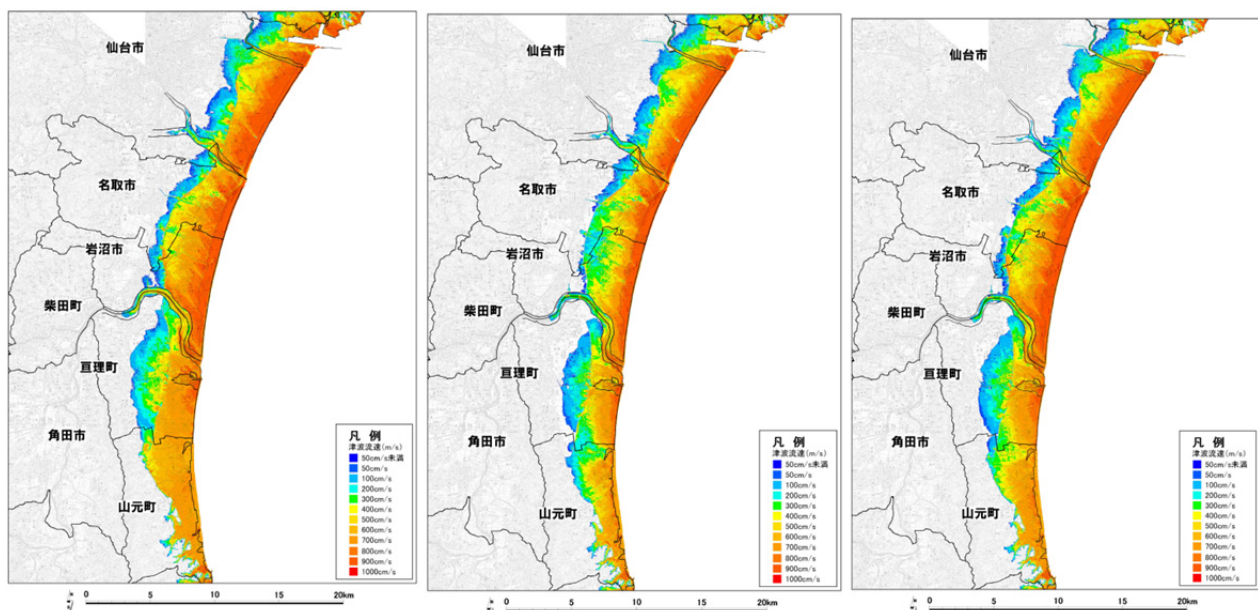


図-2.2.8 最大流速 (左：堤防なし，中：震災時の堤防高，右：T.P. +4.0m の堤防)

図-2.2.9~10は、対象地域内に設定した3つの断面について、それぞれ最高水位と最大流速の岸沖方向分布を示している。3断面とも、堤防なしの条件での堤防位置での水位はT.P.+11~12mであり、それに対する天端高の比（相対堤防高）は、ケース2(T.P.+6.2m)で0.5程度、ケース3(T.P.+4.0m)で0.35程度になる。田島ら(2013)が減災効果を見込めるとした範囲（相対天端高0.5程度以上）と比較すると、ケース2は入るが、ケース3では入らない。最高水位は、海岸堤防が高いほど、堤防の海側でせき上げが生じる一方、仙台東部道路や常磐自動車道の陸側を含めて、堤防の陸側で小さくなっている。また、最大流速については、海岸堤防が高いほど、堤防のすぐ陸側で若干大きくなるものの、内陸に進むにつれて小さくなっていた。

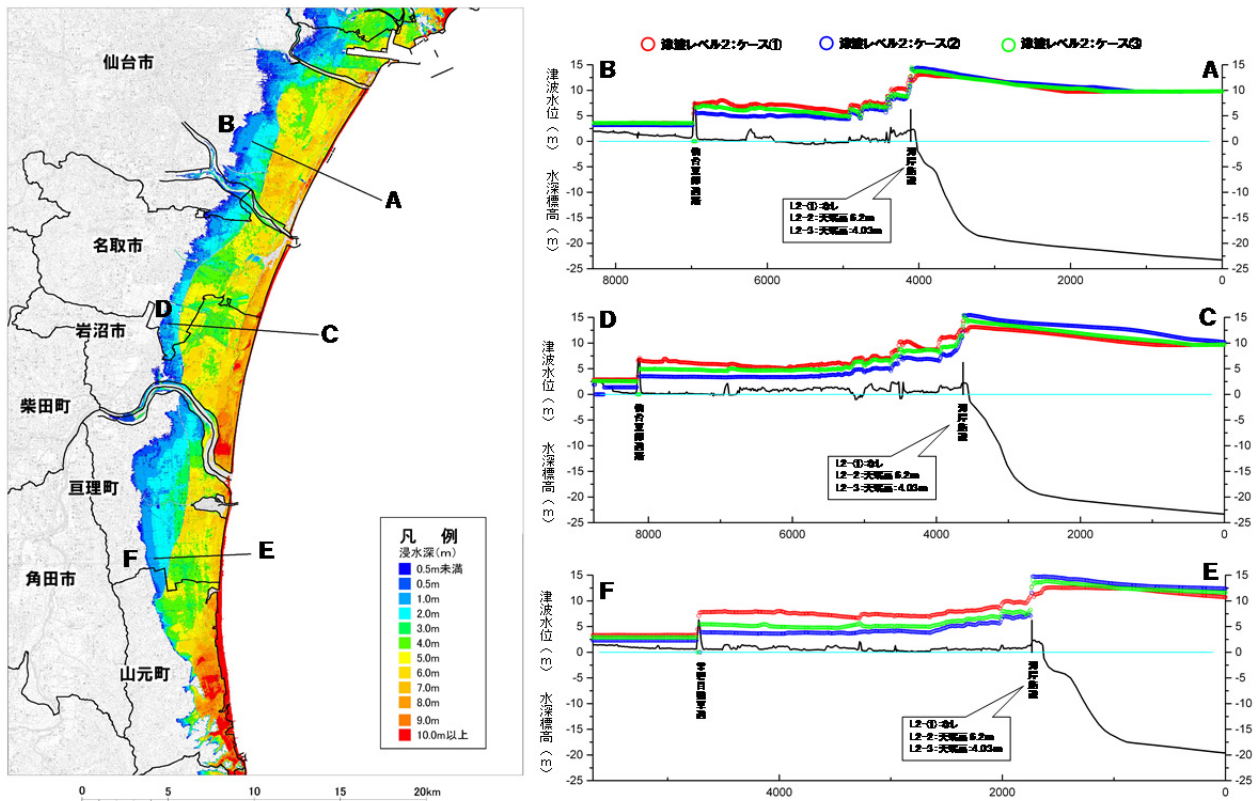


図-2.2.9 最高水位の岸沖方向分布

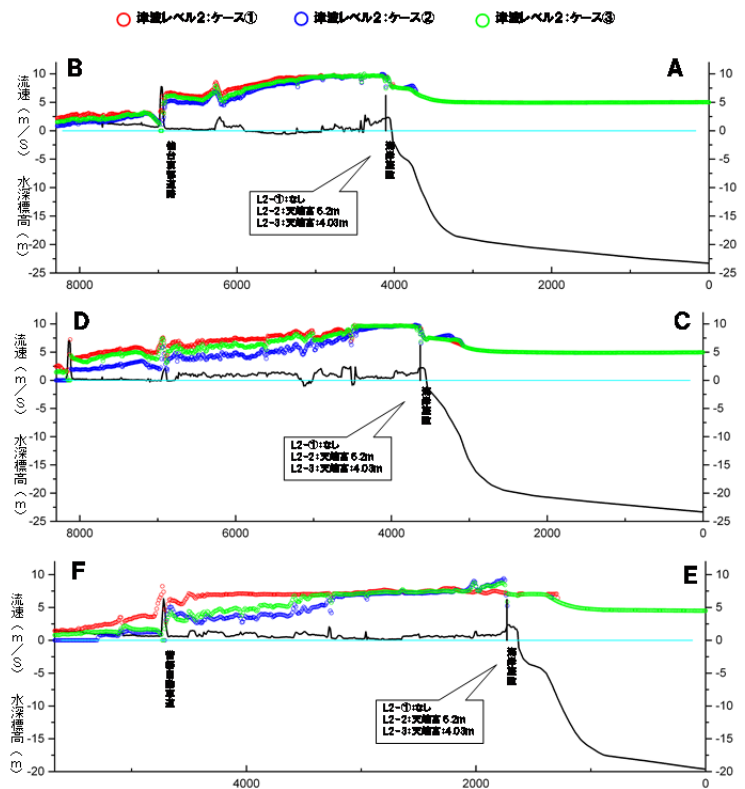
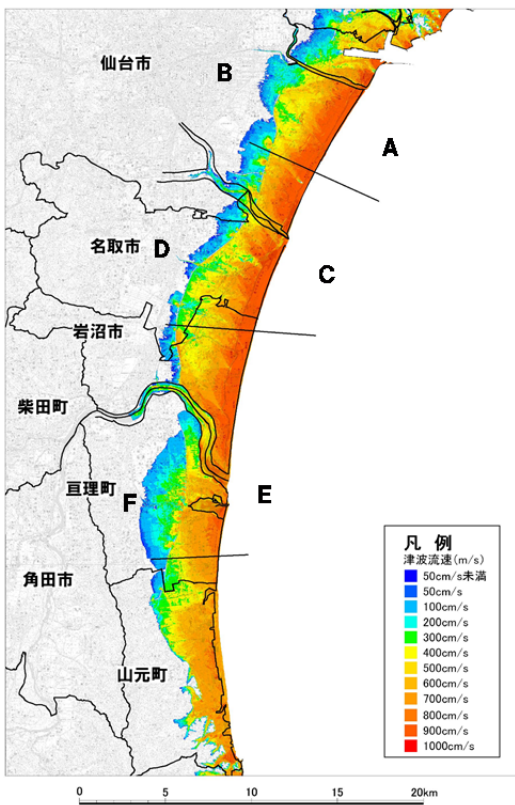


図-2.2.10 最大流速の岸沖方向分布

図-2.2.11 は、各ケースについて、浸水深帯別の面積を浸水深が大きい方から累加した結果である。浸水の総面積はケース1、ケース3、ケース2の順に大きいものの、その差は比較的小さいのに対し、浸水深5m以上の面積については、ケース1はケース2の約2倍となっている。また、最大浸水深の平面分布から計算される海水の体積は、ケース2ではケース1の72%であった。これらのことから、この地域では、堤防によって、浸水深が比較的大きい範囲を減少する効果があるものと考えられる。

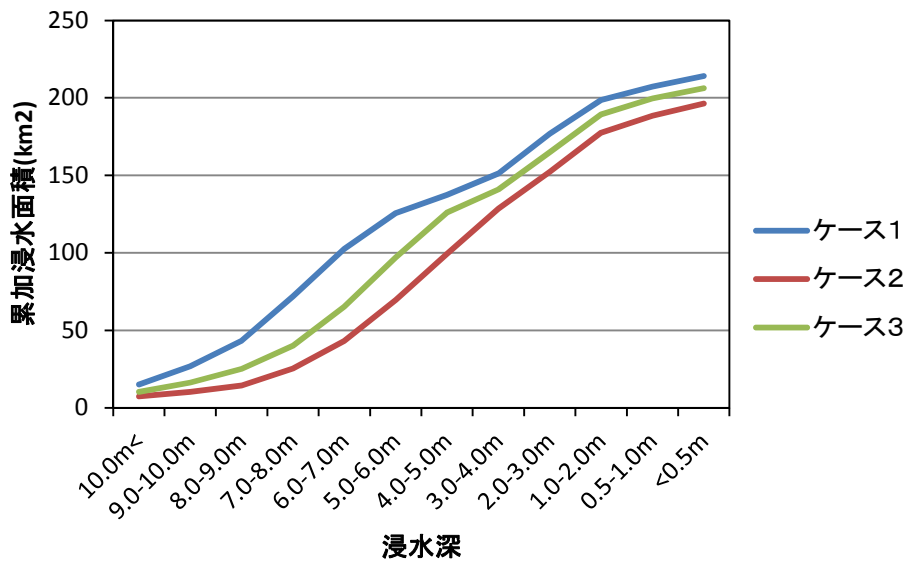


図-2.2.11 浸水深帯別の累加浸水面積

(3) 陸前高田市高田地区での検討

津波浸水計算の計算条件を表-2.2.2に、計算領域を図-2.2.12に示す。計算格子間隔は、波源域を含む沖合から3240m, 1080m, 360m, 120m, 40m, 10mと対象地域に近づくにつれて小さくするように設定した。また、岩手県津波防災技術専門委員会で行われた再現計算の結果をふまえ、対象地域での津波の再現性を高めるため、断層モデルのすべり量を藤井・佐竹モデル ver4.0 の1.3倍に設定した。

表-2.2.2 計算条件（陸前高田市高田地区）

項目	内容
計算格子間隔	(波源～沿岸) 3240, 1080m, 360m, 120m, 40m, 10m
計算時間	3 時間
計算時間間隔	0.2 秒
潮位条件	朔望平均満潮位 (T.P. +0.65m)
すべり量の調整	藤井・佐竹モデル ver4.0 の1.3倍

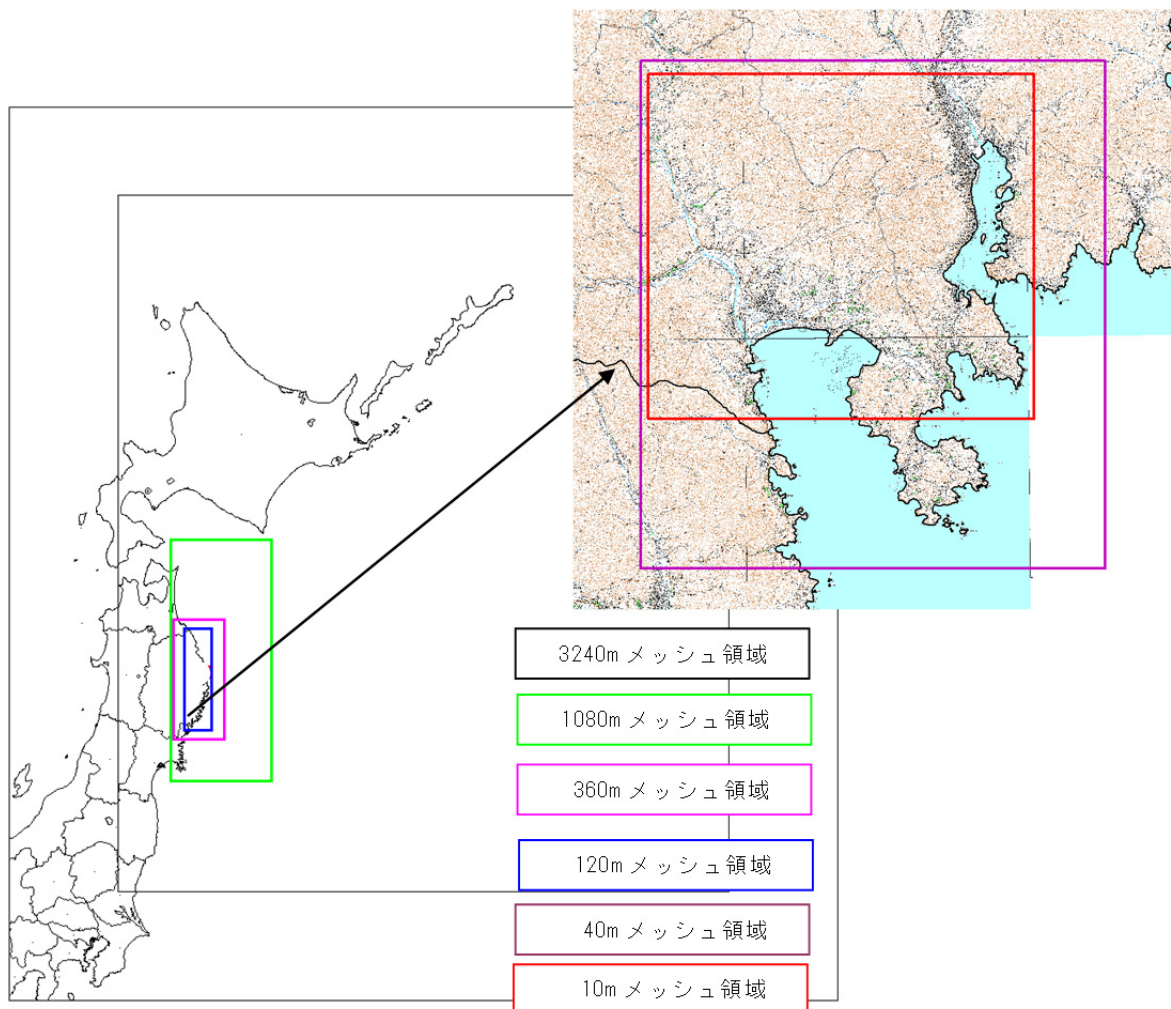


図-2.2.12 計算領域

海岸堤防等の構造物条件は、図-2.2.13 に示す 3 ケースを設定した。ケース 1 では、海岸堤防等はないものとした。ケース 2 では、海岸堤防等は東北地方太平洋沖地震時点での高さとしており、海岸堤防の高さは T.P. +4.95~6.15m となっている。ケース 3 は、相田（1977）による昭和三陸地震の断層モデルを用いた津波浸水計算によって得られた対象地域での最高水位に相当する T.P. +5.2m を海岸堤防等（図中の赤線部分）の高さとした。

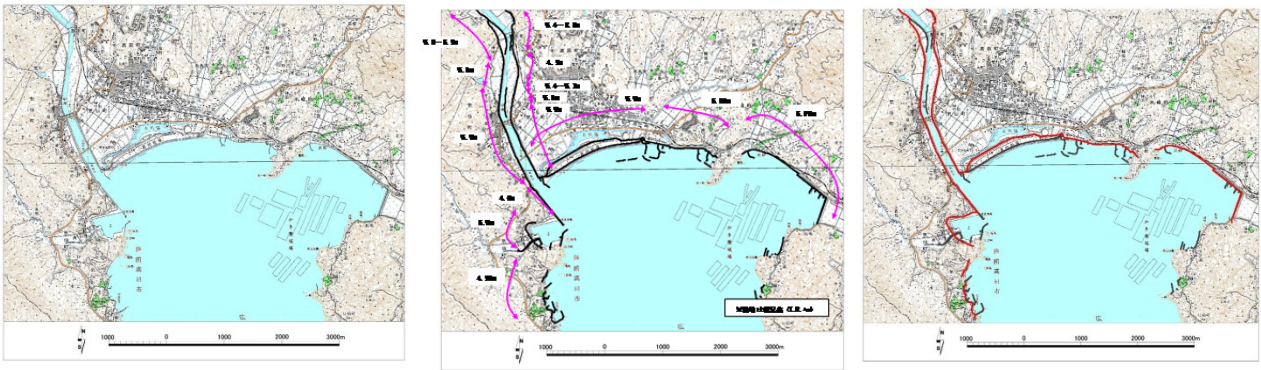


図-2.2.13 各ケースの施設配置（黒線・赤線：堤防等の位置）

図-2.2.14 は、水深 10m の 3 点における水位の時系列を示している。水位は地震発生から 30 分後までに低下した後、T.P. +13~15m まで急激に上昇している。また、仙台平野南部とは異なり、水深 10m での水位はケース間の差がほとんど見られない。

図-2.2.15 は、各ケースの最大浸水深の平面分布を示している。最大浸水深は広範囲で 10m を超えているが、浸水範囲はケース間の違いが明瞭ではない。また、ケース 1 とケース 2 の最大浸水深の差を示した図-2.2.16 のように、最大浸水深は、海岸堤防より陸側ではケース 2 の方が小さく、海側ではケース 1 の方が小さい傾向が認められる。

最大流速は、図-2.2.17 のように、広範囲で 5m/s 程度になっている。最大浸水深と同様に最大流速をケース間で比較したところ（図-2.2.18）、海岸堤防があるケース 2 では、海岸堤防のすぐ陸側で 1m/s 程度大きくなる一方、海岸堤防の海側では小さくなっている。

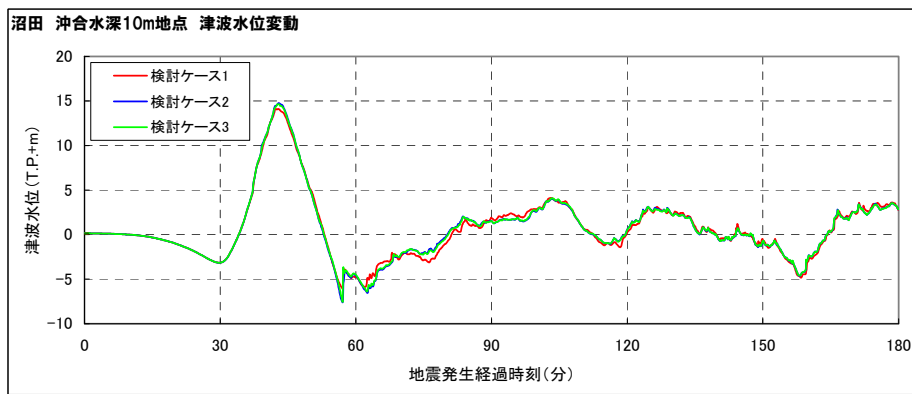
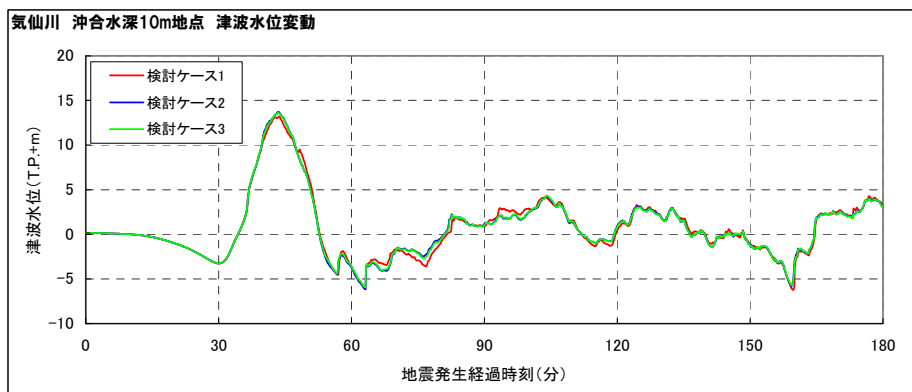
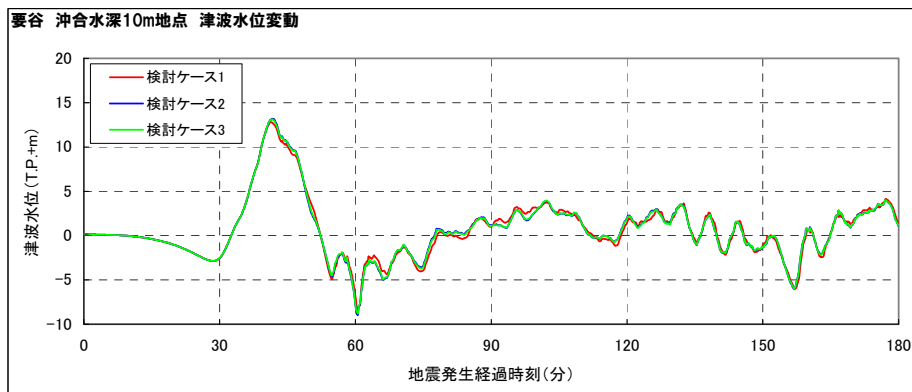
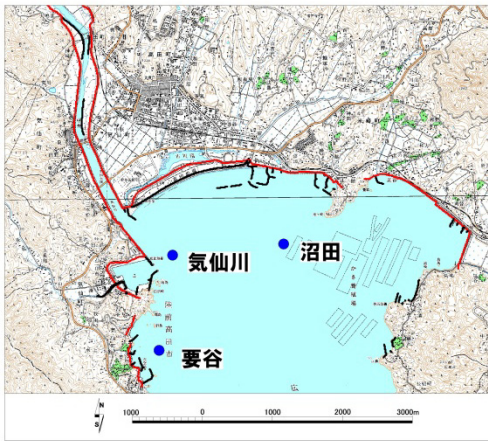


図-2.2.14 津波水位の時系列

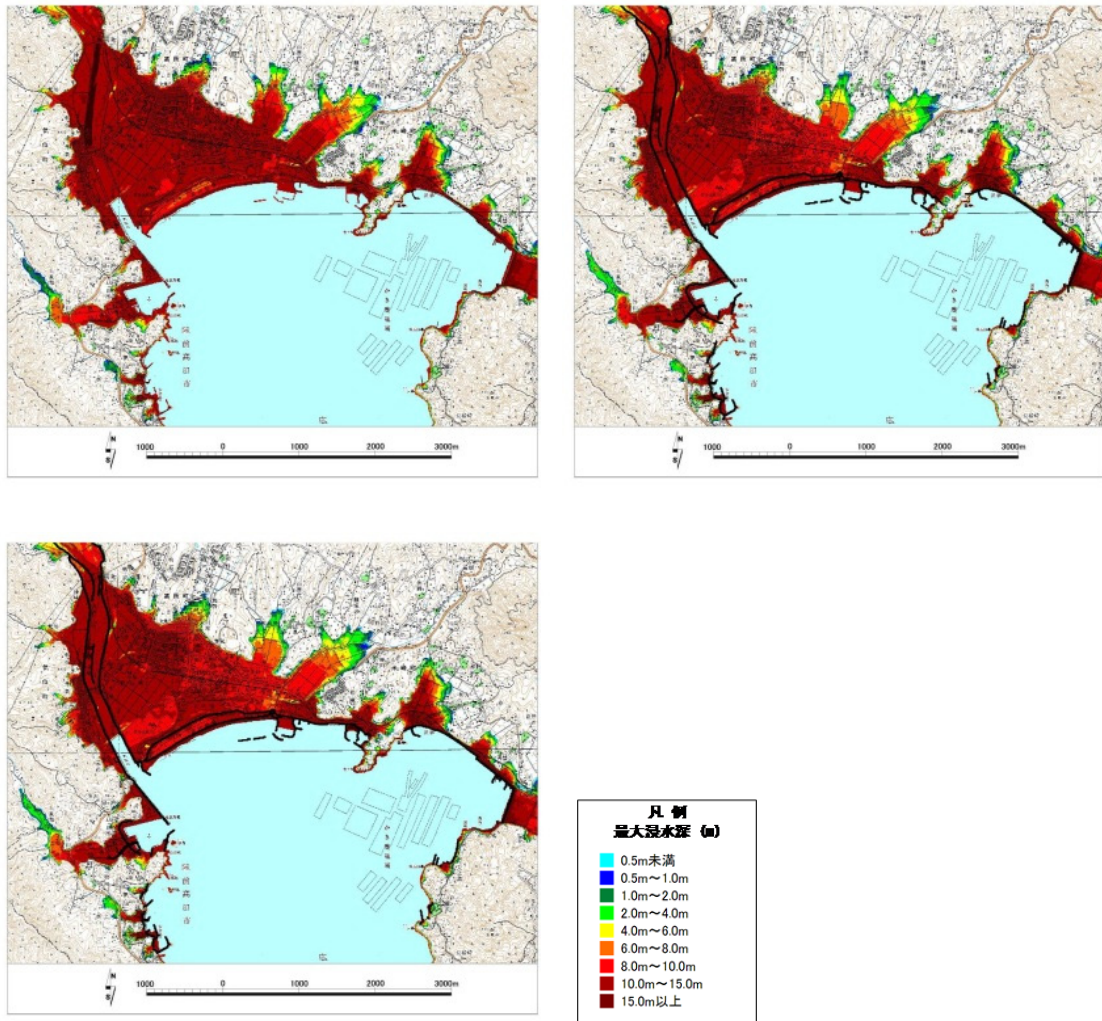


図-2.2.15 最大浸水深（左上：堤防なし，右上：震災時の堤防高，左下：T.P. +5.2m の堤防）

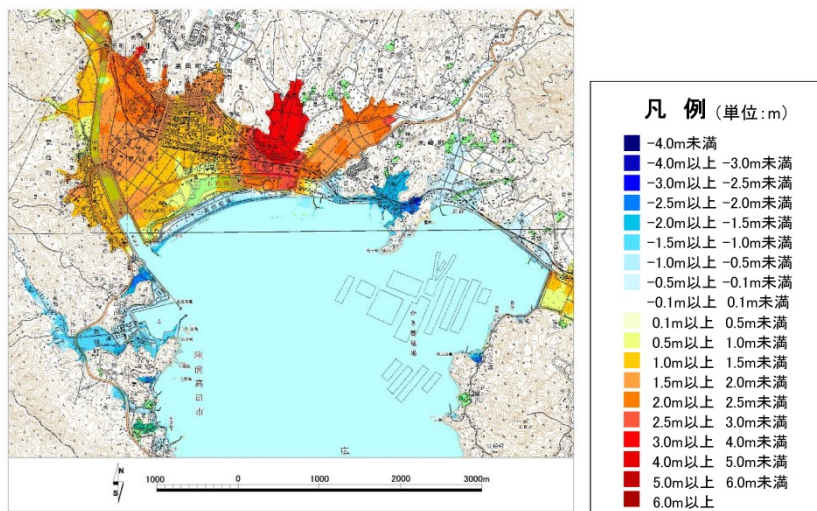


図-2.2.16 最大浸水深の差（ケース1－ケース2）

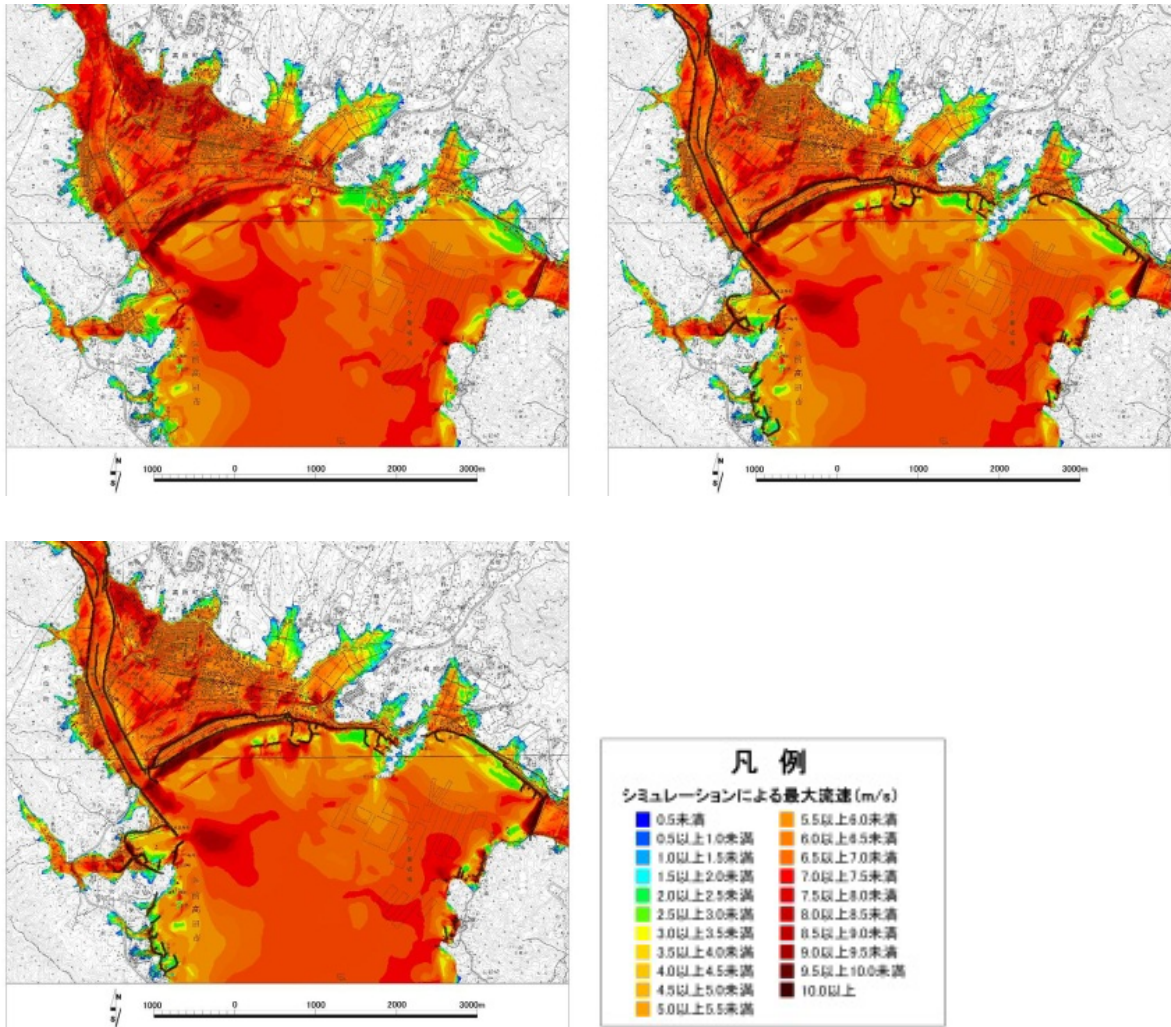


図-2.2.17 最大流速 (左上：堤防なし，右上：震災時の堤防高，左下：T.P.+5.2mの堤防)

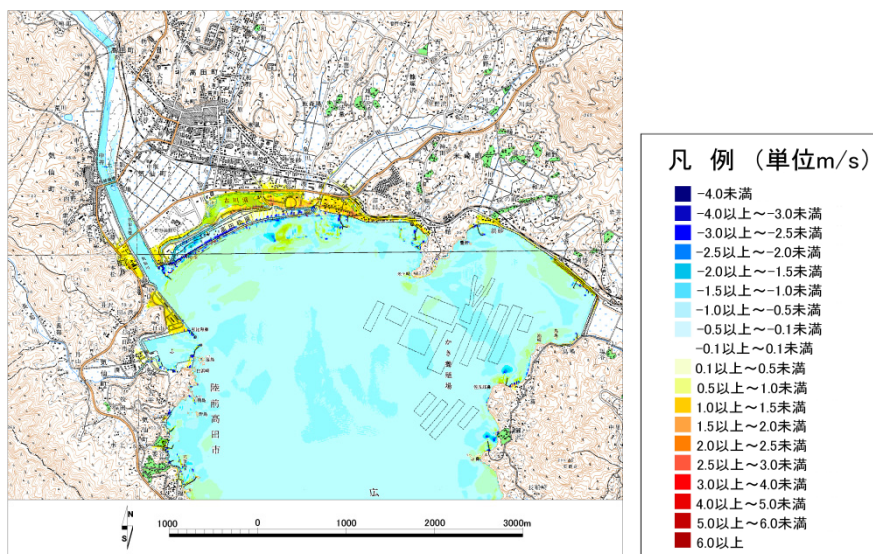


図-2.2.18 最大流速の差 (ケース1－ケース2)

図-2.2.19は、各ケースについて最高水位の岸沖方向分布を示している。堤防なしの条件での堤防位置での最高水位はT.P.+12m程度であり、それに対する天端高の比（相対堤防高）は、ケース2(T.P.+5.5~6.5m)で0.5程度、ケース3(T.P.+5.2m)で0.4程度になる。これらの相対堤防高は、田島ら(2013)が減災効果を見込めるとした範囲にケース2では入るが、ケース3では入らない。広田湾の奥に位置するB-B'断面およびC-C'断面では、堤防陸側の最高水位はケース1と比べケース2や3の方が低くなっており、海岸堤防による水位低下効果が見られ、逆に堤防海側の最高水位は堤防によって上昇している。一方、広田湾の西側に位置するA-A'断面では、最高水位は、堤防の陸側、海側とも、ケース1よりケース2や3の方が高くなっている。A-A'断面の堤防は奥まった位置にあるため、B-B'断面やC-C'断面の堤防より約2分遅れて越流が始める。越流開始から5分程度でA-A'断面の堤防海側の水位は下がり始めるが、その水位変化の影響は堤防がないケース1の方が、堤防があるケース2や3より早く及ぶ。このような局所的な現象によって、A-A'断面では、堤防があるケースの方が、最高水位が高くなったと考えられる。

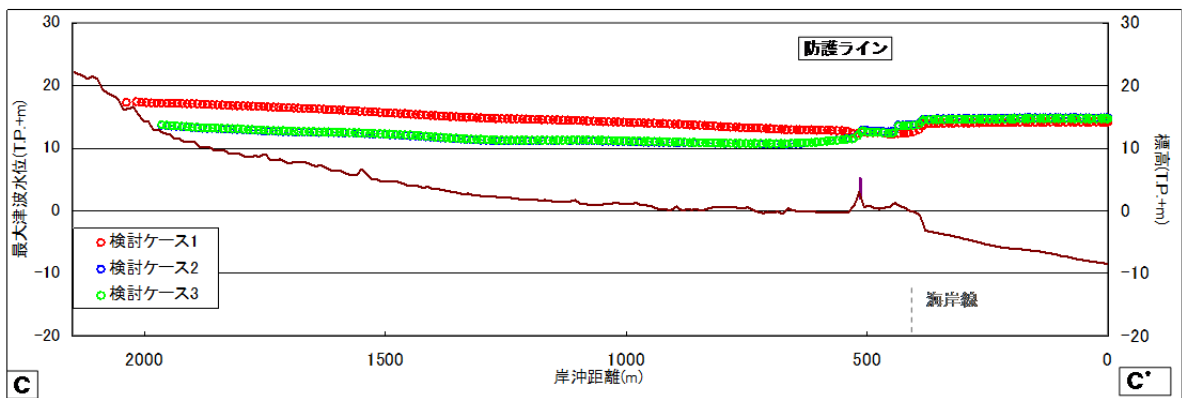
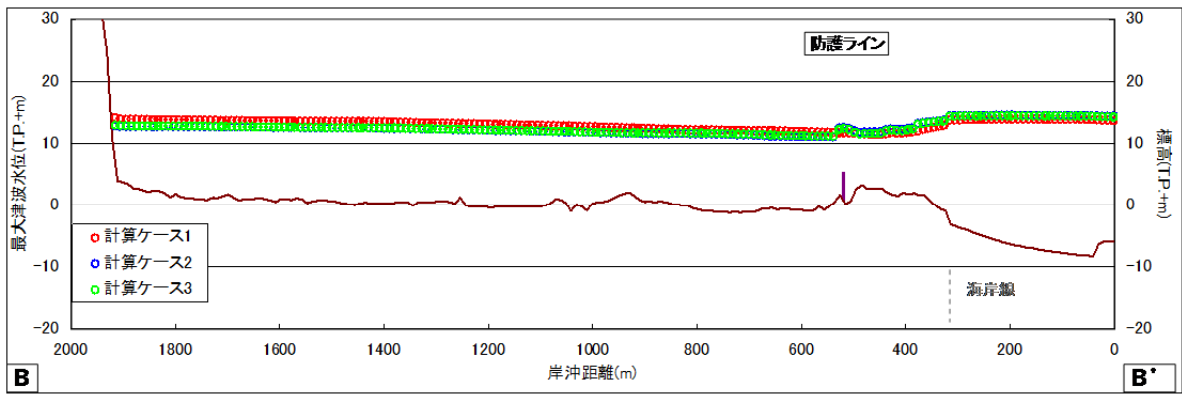
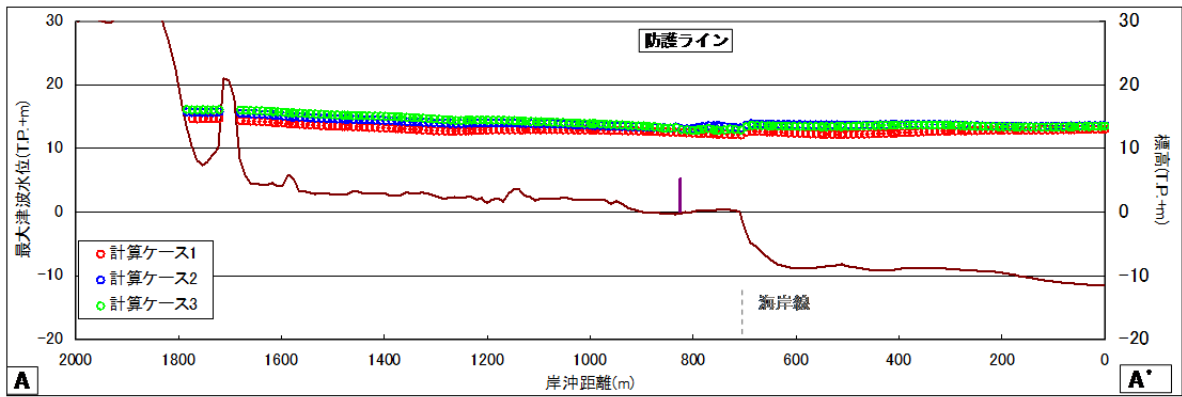
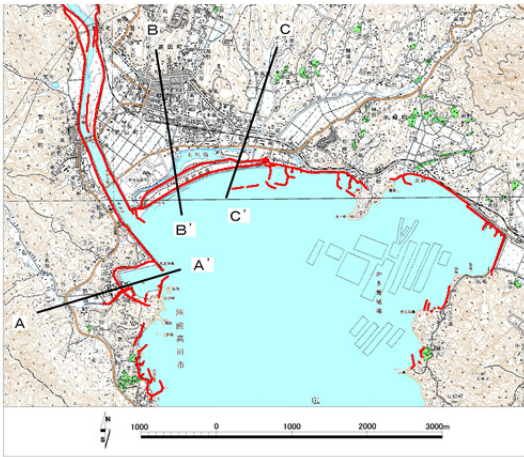


図-2.2.19 最高水位の岸沖方向分布

(4) 宮古市田老地区での検討

津波浸水計算の計算条件を表-2.2.3に、計算領域を図-2.2.20に示す。計算格子間隔は、波源域を含む沖合から3240m, 1080m, 360m, 120m, 40m, 20m, 10mと対象地域に近づくにつれて小さくするように設定した。また、岩手県津波防災技術専門委員会で行われた再現計算の結果をふまえ、対象地域での津波の再現性を高めるため、断層モデルのすべり量を藤井・佐竹モデル ver4.0 の2.9倍に設定した。

表-2.2.3 計算条件（宮古市田老地区）

項目	内容
計算格子間隔	(波源～沿岸) 3240, 1080m, 360m, 120m, 40m, 20m, 10m
計算時間	3 時間
計算時間間隔	0.2 秒
潮位条件	朔望平均満潮位 (T.P. +0.69m)
すべり量の調整	藤井・佐竹モデル ver4.0 の2.9倍

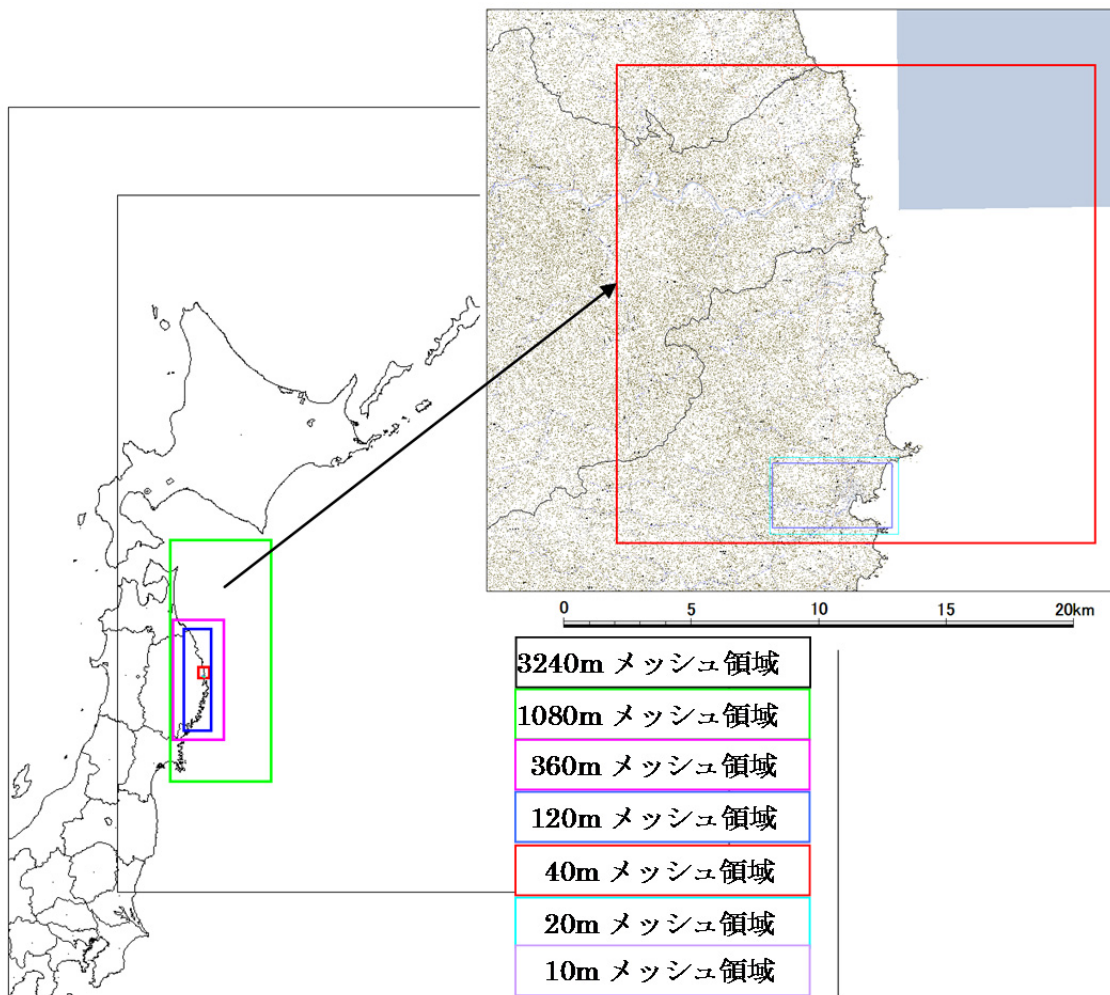


図-2.2.20 計算領域

海岸堤防等の構造物条件は、**図-2.2.21**の上部のように、ケース1として海岸堤防等がない条件、ケース2として東北地方太平洋沖地震時点での高さ（海岸堤防の高さはT.P.+10.0m）の海岸堤防等がある条件、ケース3として最前線の海岸堤防（**図-2.2.21**の地図において赤線の部分）の高さをT.P.+13.0m（昭和三陸地震で越流しない高さ）とした条件を設定した。

図-2.2.21の地図中に示された4点の水位または浸水深の時系列を見ると、水深10mにある地点①ではケース間の差がほとんどないが、陸上の3点（②～④）では、海岸堤防等がない条件のケース1と比べて、海岸堤防等があるケース2および3の方が、浸水の開始時刻が遅く、最大浸水深が小さくなっている。

図-2.2.22では、最大浸水深が広範囲で10m以上となるケース1と比べて、海岸堤防があるケース2および3の方が、堤内地のほぼ全域において最大浸水深が小さくなっていることがわかる。その傾向はケース1と2の最大浸水深を比べた**図-2.2.23**においても明瞭であり、二線の海岸堤防の内側となる浸水域の北西部では浸水深が6m以上減少している箇所もある。

図-2.2.24は最大流速の平面分布を示している。海岸堤防等がない条件のケース1では、6m/s以上の範囲が大きく広がり、一部で8m/s以上になっている。海岸堤防等がある条件のケース2と3では、海岸堤防のすぐ陸側で8m/s以上となる一方、海岸堤防の海側や、海岸堤防からある程度陸側に入ったところでは6m/s以下となっている。ケース1と2の最大流速を比較した**図-2.2.25**でも、同様の傾向が認められる。海岸堤防があるケースでの最大流速の低減が仙台平野南部や陸前高田市高田地区と比べて顕著であるが、これは田老地区の堤防が比較的高いことが影響しているものと考えられる。

図-2.2.26は、各ケースについて最高水位の岸沖方向分布を示している。堤防なしの条件での堤防位置での最高水位はT.P.+15～17m程度であり、それに対する天端高の比（相対堤防高）は、ケース2(T.P.+10m)で0.65程度、ケース3(T.P.+13m)で0.8程度になる。これらの相対堤防高は、田島ら(2013)が減災効果を見込めるとした範囲に入る。3断面とも、堤防海側での水位上昇と堤防陸側での水位低下が見られ、A-B断面およびC-D断面では堤防によって5m以上水位が低下している範囲も見られる。また、ケース2よりケース3の方が、堤防陸側での水位低下が大きい。

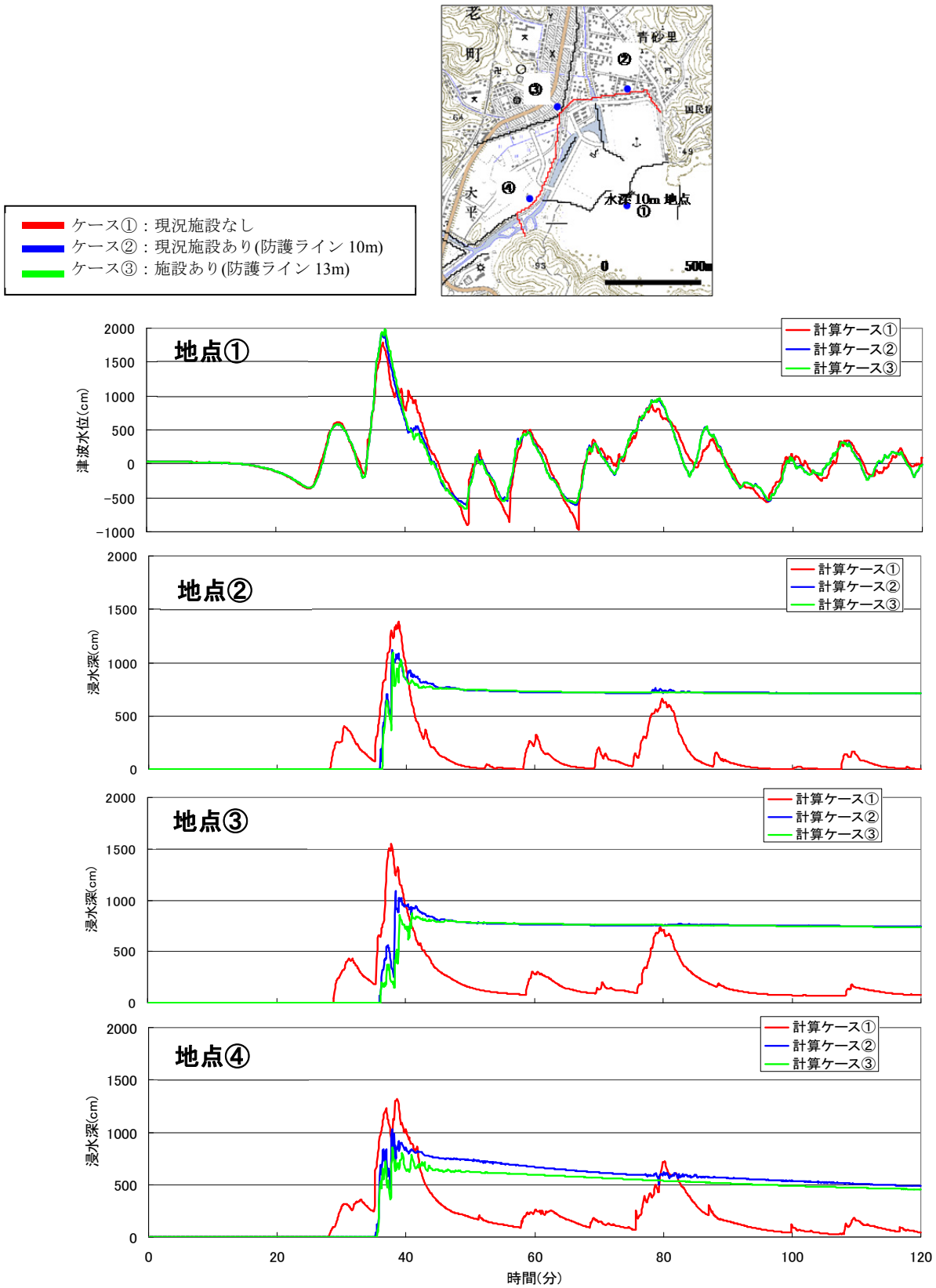


図-2.2.21 津波水位・浸水深の時系列

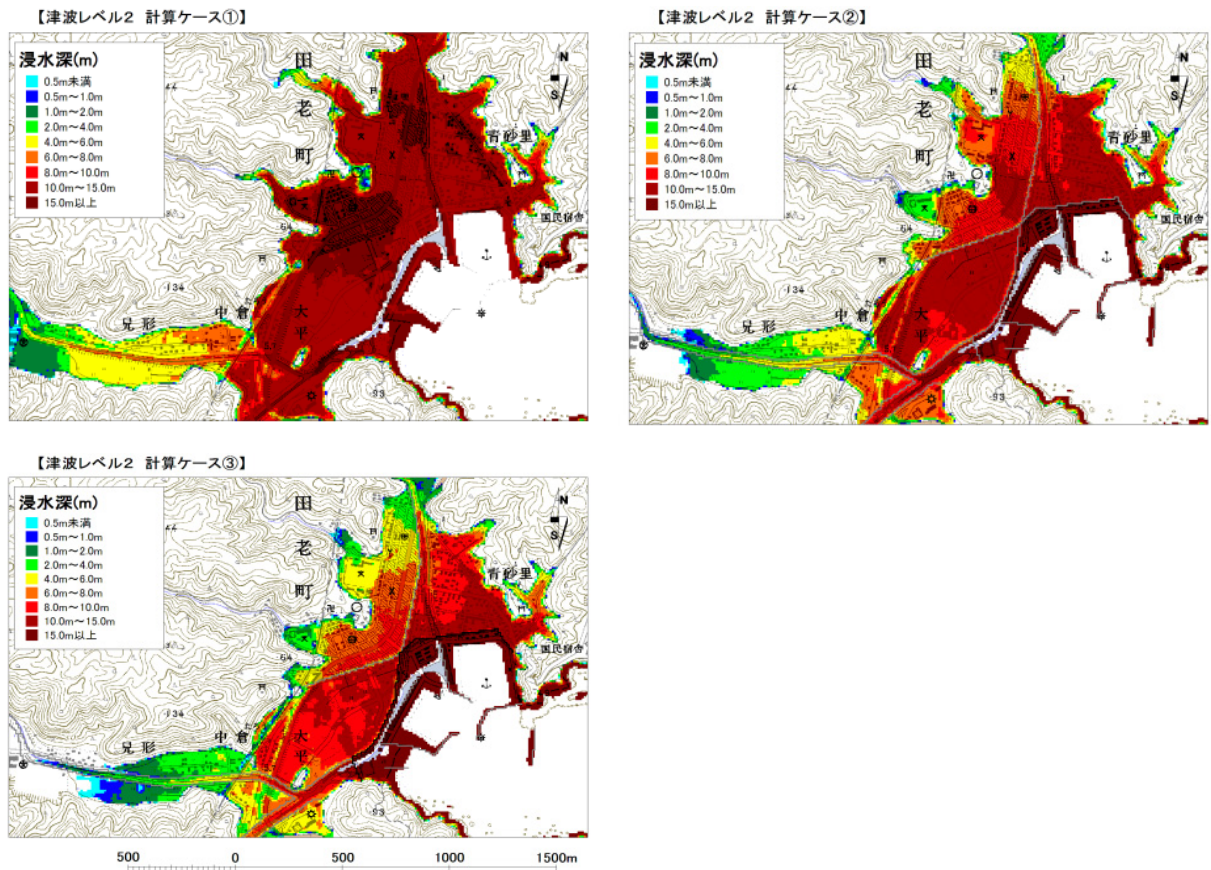


図-2.2.22 最大浸水深 (左上：堤防なし，右上：震災時の堤防高，左下：T.P.+13.0mの堤防)

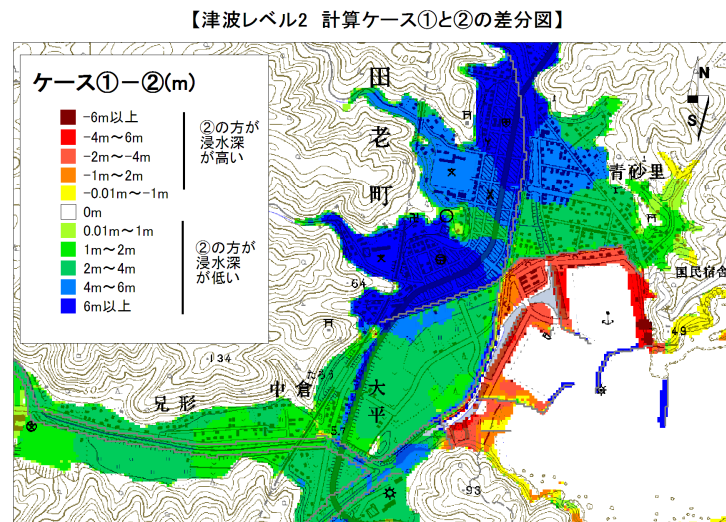


図-2.2.23 最大浸水深の差 (ケース1-ケース2)

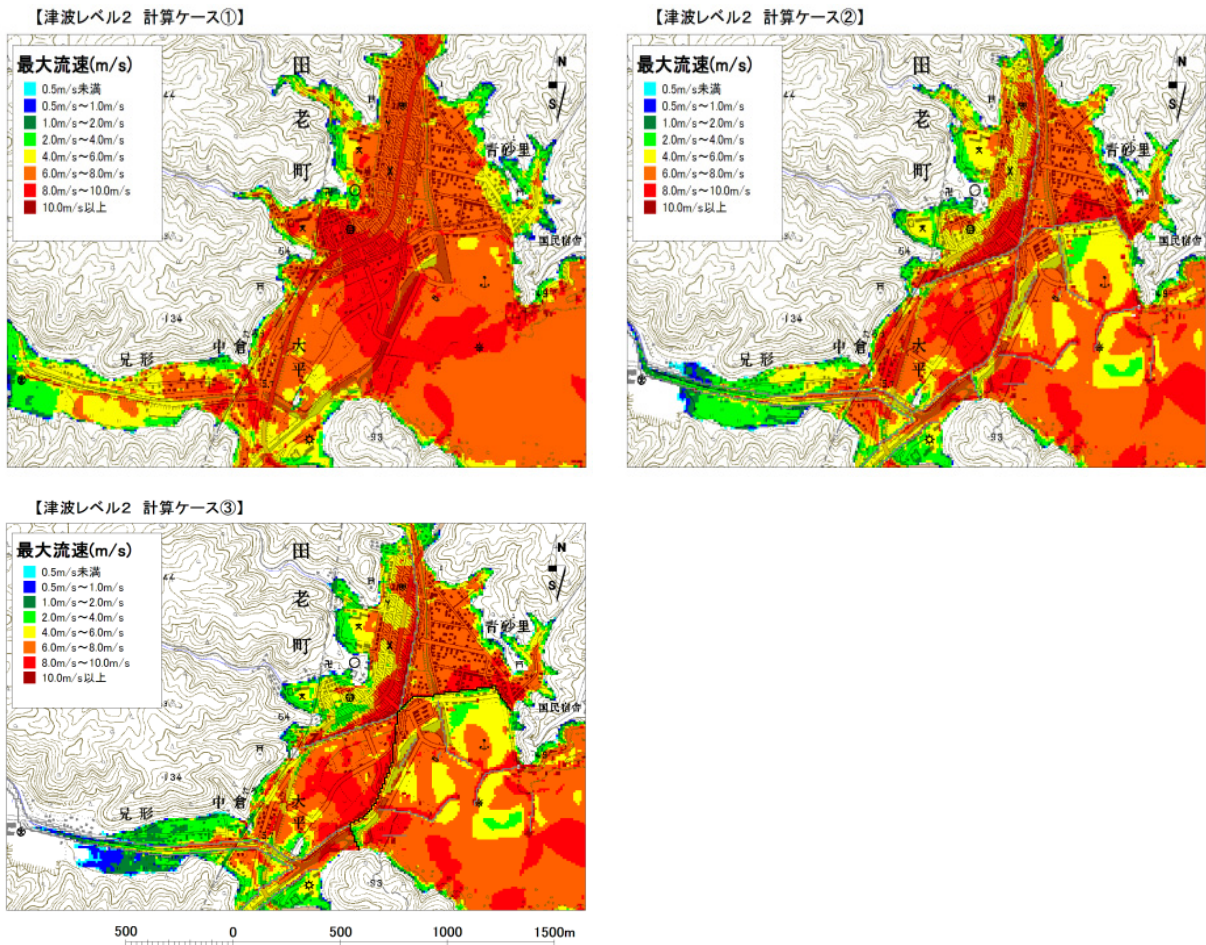


図-2.2.24 最大流速（左上：堤防なし，右上：震災時の堤防高，左下：T.P.+13.0mの堤防）

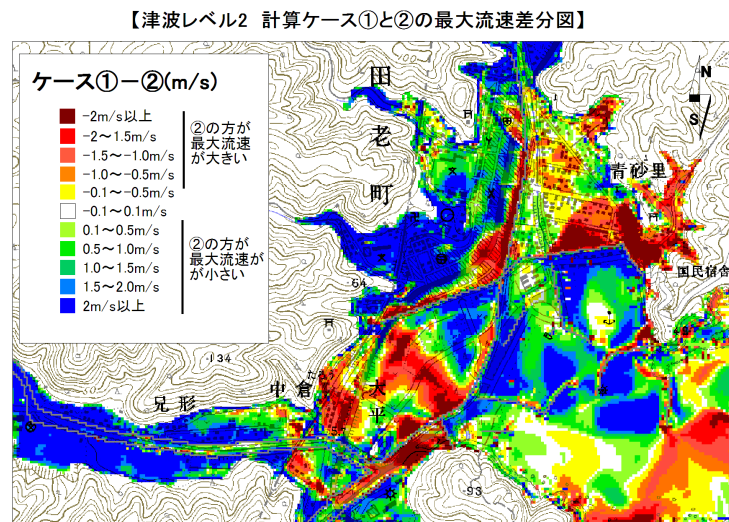


図-2.2.25 最大流速の差（ケース1-ケース2）

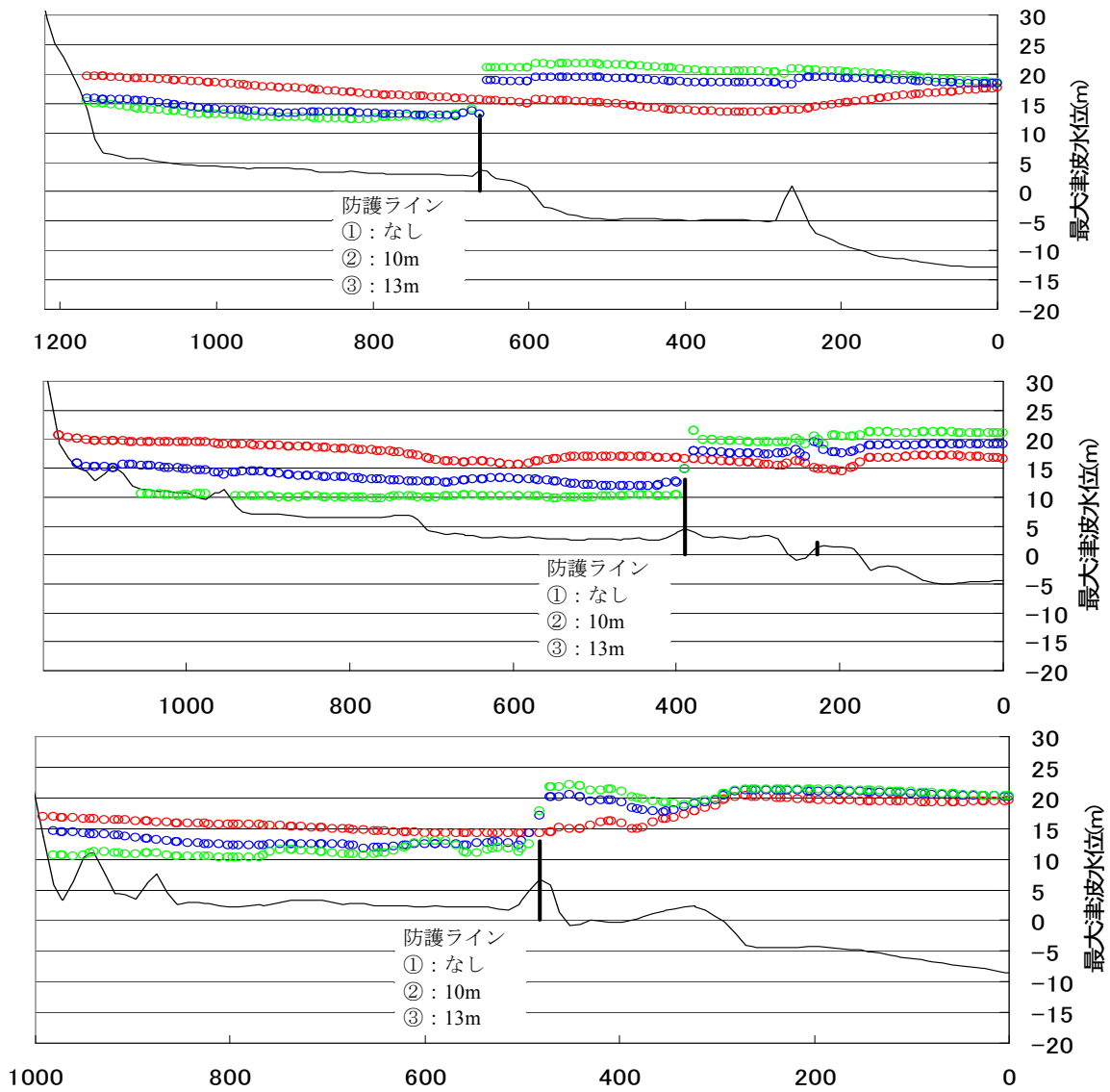
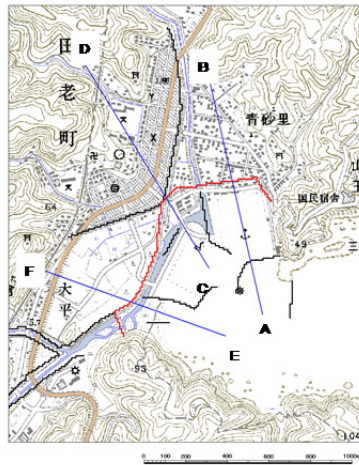


図-2.2.26 最高水位の岸沖方向分布

(5) 考察

各対象地域の地形や相対天端高，浸水低減効果を表-2.2.4 に整理した。相対天端高が 0.65 程度以上となる宮古市田老地区だけでなく，相対天端高が 0.5 程度以下となる仙台平野南部でも，浸水域全体で水位低下が確認された。それに対し，仙台平野南部と相対天端高が同程度である陸前高田市高田地区では，浸水域の縁辺部でのみ水位低下が見られた。それらを図-2.2.27 のように整理すると，仙台平野南部は低平地の奥行が大きいいため，高田地区のような低平地の満水状態が生じないことから，海岸堤防の浸水低減効果が現れやすかったと考えられる。

以上のように，津波が越流する場合でも，海岸堤防によりその陸側の最大浸水深や最大流速が小さくなることが対象地区全てで確認された。また，堤防によって堤防陸側の水位が低下する効果は，堤防海側の水位に対する堤防高の比が大きいほど，また海岸背後の低平地の奥行が大きいほど，顕著になる傾向が認められた。ただし，海岸堤防のすぐ陸側では，最大流速が大きくなることに留意する必要がある。

表-2.2.4 各地域の特徴

対象地域	低平地の奥行	相対天端高	浸水低減効果
仙台平野南部	5km 程度	0.5 程度 (ケース 2)	浸水域全体で水位低下
		0.35 程度 (ケース 3)	浸水域全体で水位低下
陸前高田市高田地区	1.5km 程度	0.5 程度 (ケース 2)	縁辺部で水位低下
		0.4 程度 (ケース 3)	縁辺部で水位低下
宮古市田老地区	1km 程度	0.65 程度 (ケース 2)	浸水域全体で水位低下
		0.8 程度 (ケース 3)	浸水域全体で水位低下

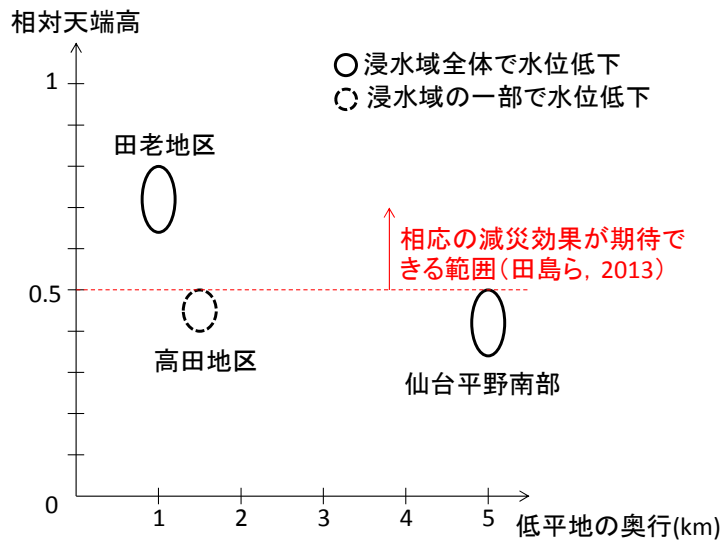


図-2.2.27 相対天端高と低平地の奥行との関係

参考文献

- 相田勇：三陸沖の古い津波のシミュレーション，東京大学地震研究所彙報，第 52 号，pp.71-101，1977.
- 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）調査研究（速報），国土技術政策総合研究所資料，No.636，建築研究資料，No.132，pp. 4-43-45，2011.
- 田島芳満，舟竹祥太郎，佐藤慎司：越流を伴う巨大津波に対する海岸堤防の減災機能の検証，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.69，No.1，pp.23-33，2013.
- Okada, Y.: Internal Deformation due to Shear and Tensile Faults in a Half-space, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.82, No.2, pp.1018-1040, 1992.

2.3 海岸堤防の設計法

2.3.1 海岸堤防の設計の考え方

海岸堤防は海岸保全施設の一つであり、海岸法に規定された「海岸保全施設の技術上の基準」に従って設計することになっている。その解説書である「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」などに沿って、海岸堤防の設計の考え方を概観する。

海岸保全施設は、海岸保全区域内にある堤防、突堤、護岸、胸壁、離岸堤など、海水の侵入または海水による侵食を防止するための施設である。海岸保全施設は、海岸法の目的である「海岸の防護」、「海岸環境の整備と保全」および「公衆の適正な利用」を考慮し、求められる機能を満たし、考慮すべき作用に対して安全でなければならないこととされている。例えば、堤防は、高潮もしくは津波による海水の侵入を防止する機能、波浪による越波を減少させる機能、もしくは海水による侵食を防止する機能のいずれかの機能または全ての機能を有するものとされている。また、高潮、津波、波浪、地震およびその他の作用に対して安全な構造とするものとされている。さらに、設計に用いる津波については、海岸保全施設に到達する可能性が高い津波を定めるものとしている。2011年7月の海岸省庁の通知では、地域海岸（海岸保全基本計画を作成すべき沿岸を、同一の津波外力を設定しようと判断される一連の海岸線に分割したもの）毎に、一定の頻度（数十年から百数十年に一度程度）で到達すると想定される津波の集合を設計津波の水位設定のための対象津波群として選定し、堤防位置における津波の侵入の防止を条件とした津波シミュレーションを行う等により地域海岸内の津波水位分布を算出し、隣接する海岸管理者間で十分調整を図った上で、設計津波の水位を設定するものとされている。

海岸堤防は、高潮・高波に対しては、波のうちあげを考慮した天端高とするとともに、波の不規則性による多少の越波への対応を意図して、表法、天端、裏法の三面にコンクリートを被覆する三面張り構造が採用されてきた。一方、津波に対しては、浸水記録や数値計算等に基づく最大の津波をふまえて、到達する可能性が高い津波を設計に用い、それによる越流が生じない天端高とすることになっている。また、高潮、津波、波浪、地震およびその他の作用に対して安全な構造であることが要求されているが、その構造細目については実績のある適切な例を参考にして設定できるものとされている。海岸保全施設の技術上の基準・同解説における構造細目の位置を図-2.3.1に、それに関する記載を表-2.3.1に示す。

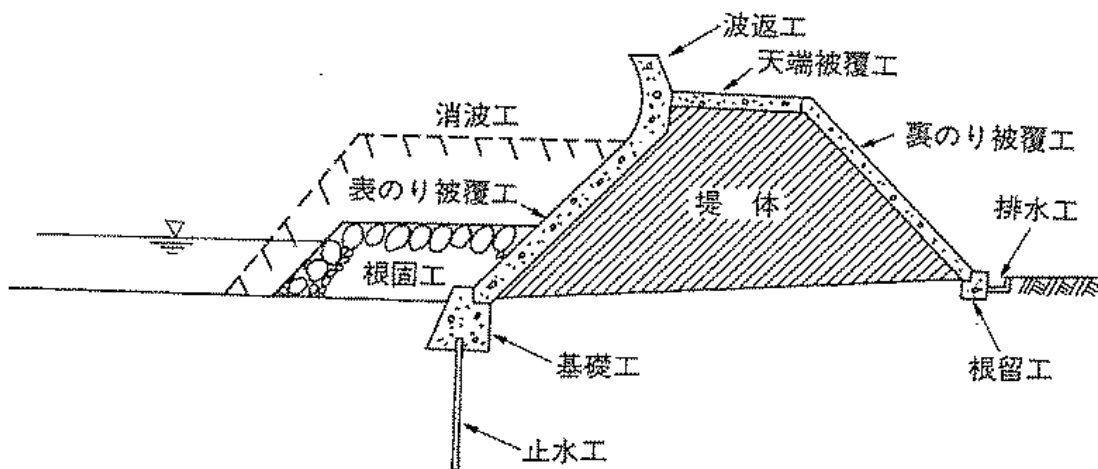


図-2.3.1 海岸堤防の構造（出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説）

表-2.3.1 海岸堤防の各構造細目に関する規定

細目	「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」における記載
表法被覆工	傾斜型 コンクリートブロック張式：ブロックの厚さは50cm以上，質量は2t以上 裏込め厚さは原則として50cm以上 コンクリート平張式：コンクリート厚は標準50cm以上 裏込めコンクリート施工
天端被覆工・ 裏法被覆工	コンクリートブロック張式：辺長30cm以上，厚さ10cm以上とすることが多い 裏込めは表法被覆工に準ずる コンクリート平張式：最小限度20cm程度の厚さをとることが多い 裏込めは厚さ15cm以上とすることが多い
根留工	通常場所打ちコンクリートが用いられる 根留工の機能として十分な大きさと根入れが必要

2.3.2 海岸堤防の設計法の経緯

海岸堤防の設計法の経緯を「海岸－30年のあゆみ－」（建設省海岸課監修，1981）に沿って整理する。

海岸堤防の三面（表法，天端，裏法）を被覆する原則が立てられたのは，1953年13号台風による高潮災害が契機となっている。この台風以前は，被災した時の潮位に半波高を加えた高さを天端高とする考え方で海岸堤防は復旧されるとともに，表法は被覆するものの天端および裏法の大部分は芝付けであった。この台風による被害が甚大であったため，国において特別措置法が制定され，高率の国庫負担が適用される海岸災害防止事業が実施された。この事業では，波のうちあげ高を考慮して海岸堤防の天端高が設定されるとともに，海岸堤防の三面をコンクリートで被覆する構造が標準とされた。その後，1956年の海岸法制定を受けて1958年に制定された海岸保全施設築造基準において，三面張りは全国の海岸堤防の標準形として位置づけられた。また，1959年に伊勢湾台風が来襲した時には，三面張りが完了した海岸堤防の大部分は被災を免れ，三面張りの有効性が確認された。

1960年のチリ地震津波では，天端や裏法が土羽構造だった三陸沿岸の海岸堤防は越流水により背後が洗掘され，表法被覆工は前方または後方に倒壊した。この災害復旧における津波対策事業計画策定基準では，三面張り構造を踏襲するとともに，表法先および裏法尻に洗掘防止のための措置をとるものとされた。この基準をふまえ，表法の基礎工前面に異形ブロックまたは捨石による根固めを施工する一方，裏法尻には幅3m程度の水叩きまたは根固めを施工する工法が概ねとられた。たとえば，岩手県の摂待海岸の堤防では，裏法尻に幅3mの水叩きが施工されている。しかし，国の技術基準である海岸保全施設築造基準や海岸保全施設の技術上の基準には，津波による洗掘に対する留意事項は反映されないまま今日に至っている。

2.3.3 外国における海岸堤防の設計法との比較

高潮による浸水を防止する主たる対策として日本と同様に海岸堤防が採用されている国の例としてオランダの設計法を紹介し，日本の設計法と比較する。

(1) オランダの海岸堤防の設計法

海岸堤防の設計法は，「Guide on Sea and Lake Dikes」に示されている。

図-2.3.2は，堤防の断面諸元の決定の流れを示している。堤防に要求される機能には，水を保持する

機能(Water-retaining function)と、LNC (景観, 自然, 文化遺産), 農業, レクリエーション, 工業, 居住, 水管理, 交通・輸送などその他の機能がある。これらの機能を果たすように, 堤防の諸元は決定される。

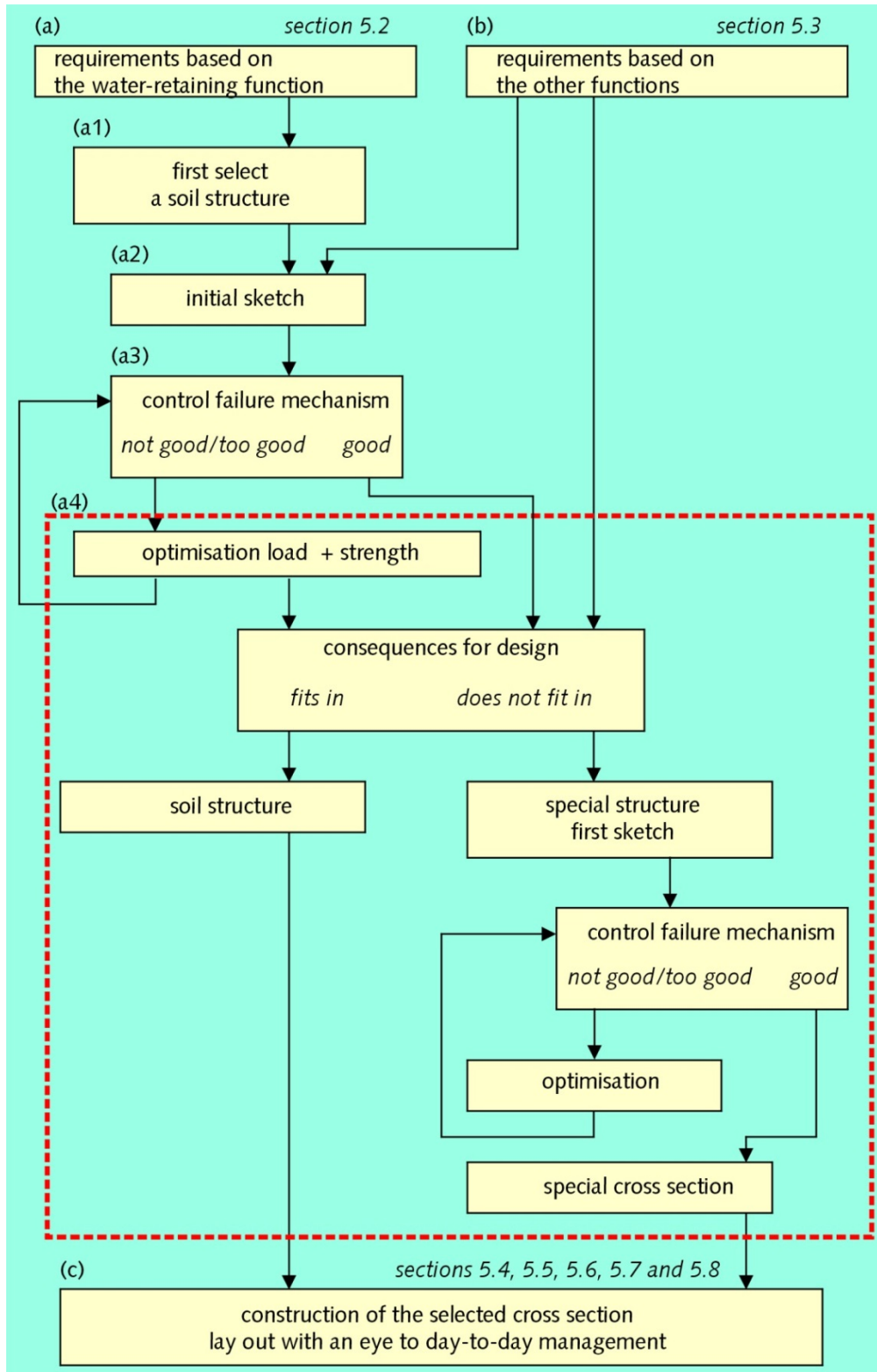


図-2.3.2 海岸堤防の断面決定フロー(TAW,1999)

水を保持する機能として要求される点は、以下のように表現されている。

- ・許容越波量を超える確率が、洪水防御法で定められた水準より小さいこと
- ・想定外力内での施設破壊の確率が、非常に小さいこと

これらの観点から、以下のような流れで断面設計が行われる。

(a1)断面の種類を選択

断面として考えられるものには、砂や粘土、石によって作られた堤防から、遮水壁や可動部分があるものまで多岐にわたる。その選択においては、以下のような観点が重要である。

- ・未知の破壊メカニズムが生じたり、既知でも違った形で破壊が生じる可能性がある。
- ・堤防の信頼性は、設計、施工、維持管理の質によって規定される。これら3つ全ての段階において、その質は複雑さ（特別な部分の割合）によって決定される。
- ・緩傾斜の斜面は、好ましい圧力分布と安定性、最適な波浪エネルギーの吸収を確保するものであり、将来の堤防のかさ上げや強化が可能である。
- ・特別な構造物の使用は、モニタリング、維持管理、補充、改良における日々の管理の努力を強化するものである。

(a2)断面の概略設計

概略断面の設計対象期間は通常 50 年である。

概略断面における重要な項目は、天端の高さと幅、斜面の傾斜、小段の位置や諸元とアクセス設備である。

天端の建設時の高さは、図-2.3.3 のように、以下の項目の和で決定される。

- a)法定の超過確率（図-2.3.4, 1/2,000～1/10,000）に対応する高潮位
- b)計画期間における高潮位の上昇量
- c)局地的な風の影響（潮位の統計に現れていない場合のみ）やセイシュ
- d)越波量 1ℓ/m/s に対応するうちあげ高
- e)計画期間に想定される局地的な地盤沈下量
- f)計画期間に想定される、堤体の沈下による天端の沈下量

a)と b)は、施設設計の外力条件として、運輸・公共事業・水管理省が施設管理者に示している (DWW,2002)。

天端幅は、陸側の小段に維持管理用道路がある場合には 2m、天端を維持管理用に使用する場合には少なくとも 3m 必要である。天端を一般の通行に用いるには、より広くする必要がある。

斜面の勾配は、海側の小段と天端との間は 1:5 が平均である。堤体が粘土ではない場合には護岸が必要だが、アスファルトやコンクリートの護岸の場合には維持管理のため勾配は 1:5 を超えてはならない。よい状態の粘土の場合には、波力に応じて、1:5 もしくはそれ以下で維持できる。一方、陸側斜面の勾配は 1:3 である。

小段の高さは、ほとんどの堤防では、越波の軽減を目的として、前述の項目の a), b), c), e), f)の和に設定されてきた。小段の幅は、有義波高の概ね 4 倍で、最低 5m である。小段の勾配は、海側では 1:20 以下である。

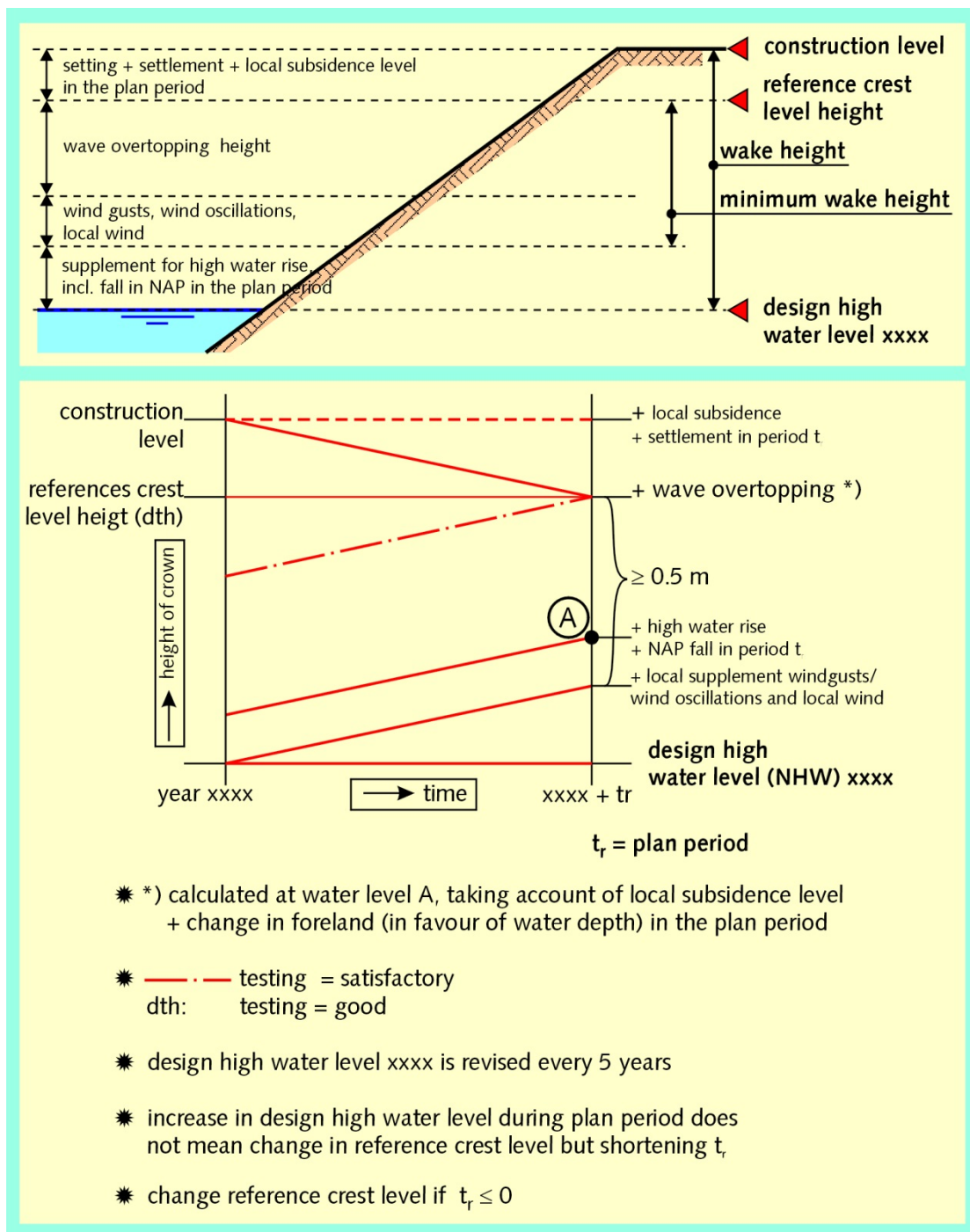


図-2.3.3 建設時の天端高(TAW,1999)

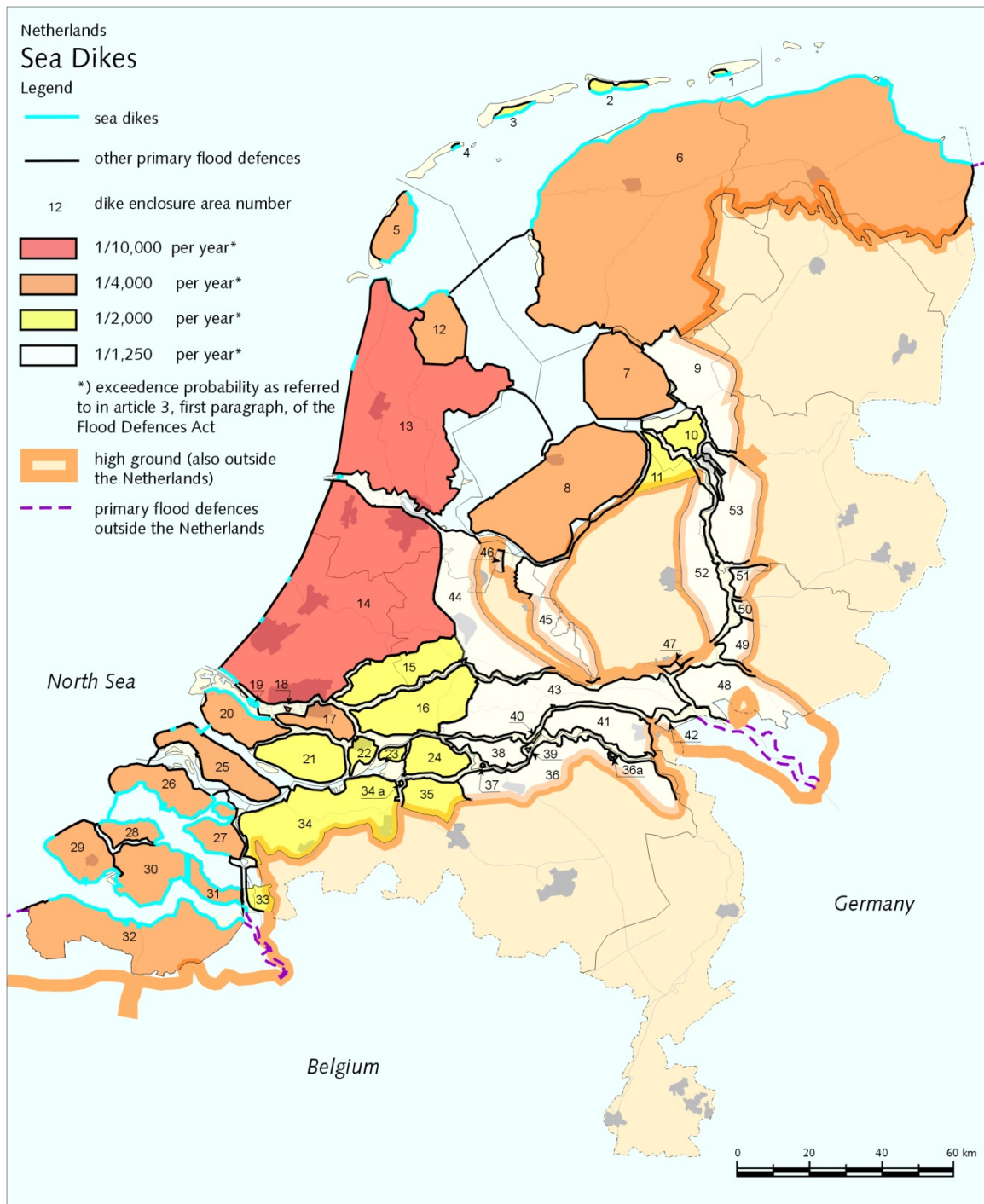


図-2.3.4 治水安全度(TAW,1999)

(a3)破壊メカニズムの制御

堤防の高さは越流量を決定する上で重要であるが、その高さは堤防が破壊されないことが前提である。堤防の破壊のメカニズムとして、図-2.3.5のように、陸側斜面の円弧すべり(slide circle inside slope)、沈下(settlement)、海側斜面の円弧すべり(slide circle outside slope)、パイピング(piping)、越波(wave overtopping)、海側斜面の侵食(erosion outside slope)、表層付近の不安定性(micro-instability)、軟弱化(softening)、前浜の侵食(erosion foreland)が考えられている。

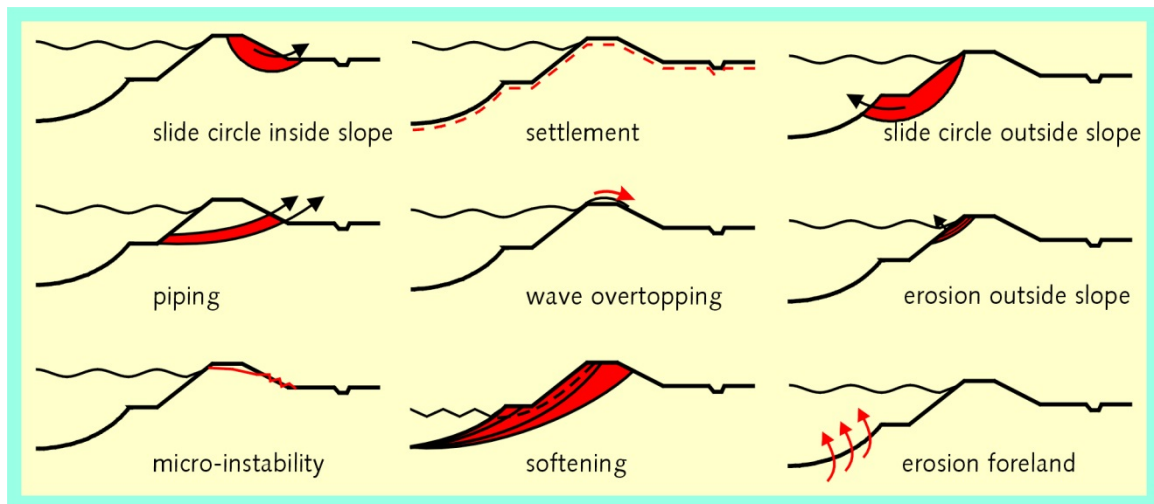


図-2.3.5 堤防の破壊メカニズム(TAW,1999)

(a4)断面の最適化

斜面勾配，許容越波量，護岸の強度，地盤改良などを考慮に入れながら，所定の高さを確保しつつ破壊が生じないように断面の最適化を図る。

土のような耐水性がない材料で造られた堤防は被覆工等によって侵食から守ることになっている。その工法として，護岸（現場打ち，ブロック張り，アスファルト舗装など）や植栽が挙げられている。前述の破壊メカニズムをふまえて適切な工法を選択することになっているが，表法はコンクリートで被覆していることが多く，裏法は写真-2.3.1のように芝付けとなっていることが多いようである。



写真-2.3.1 裏法被覆工の例（左：Westkappelle Zeedijk，右：Strandslag Petten）

(2) オランダとの比較に基づく粘り強い構造の必要性

図-2.3.4のように，オランダでは，dike ring（一連の堤防で囲まれた領域）毎に治水安全度が定められており，沿岸部では1/2,000，1/4,000，1/10,000のいずれかに設定されている。このため，海岸堤防の天端高はその超過確率に見合ったものとなっている。また，波の不規則性を考慮したうちあげ高の指標

として超過確率 2%値が採用されている。また、津波の来襲は海岸堤防の設計において考慮されていない。

一方、日本では、高潮だけでなく津波に対しても設計外力に対して海岸堤防は必要な高さを確保することとされている。設計対象の高潮は確率論で定められていないものの、その超過確率はせいぜい数百年程度であり、設計対象の津波は数十年から百数十年に一度程度である。また、多用されているうちあげ高算定式である中村らの改良仮想勾配法は波の不規則性が考慮されておらず、その計算結果は超過確率 2%値のうちあげ高の半分程度になる（間瀬ら、2003）。

以上のように、日本の海岸堤防の高さや構造はオランダと比べて頻度が高い外力を対象に設計されている。その要因として、オランダと比べると、満潮位以下の土地の割合が比較的小さく、浸水が生じても避難や復旧が比較的容易であることが考えられる。また、日本では、河川計画もせいぜい 200 年に 1 度程度の雨量を対象に策定されている。よって、頻度が比較的高い津波に基づき海岸堤防の高さを定め、それを上回る津波に対しては粘り強い構造で対処することが合理的であると考えられる。

日本の方が、設計外力を上回る可能性が高いことから、設計対象を上回る外力が作用しても粘り強く効果を発揮できるような構造の必要性ははるかに大きい。また、波の不規則性に起因する多少の越波に対しては三面張り構造で対処しているが、津波の越流への対処は十分ではない。これらの点をふまえて、津波の越流に対して粘り強い構造を検討していく。

参考文献

- DWW (Road and Hydraulic Engineering Institute of the Directorate General of Public Works and Water Management): Hydraulische randvoorwaarden 2001, 261p., 2002. (in Dutch)
- TAW (Technical Advisory Committee for Flood Defence): Guide on sea and lake dikes, 85p., 1999.
- 海岸保全施設技術研究会編：海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 2004.
- 建設省海岸課監修：海岸—30年のあゆみ—, 山海堂, 1344p., 1981.
- 間瀬肇, Terry S. Hedges, Mohamed Shareef, 永橋 俊二：波の打上げを考慮した傾斜護岸に対する越波流量算定法に関する研究, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp.636-640, 2003.

2.4 津波の越流による海岸堤防の被災および堤防陸側の洗掘の事例

2.4.1 概要

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、津波の遡上により海岸堤防の被災や海岸堤防周辺での大規模な地形変化が各地で発生した。津波による洗掘や海浜変形は、海岸堤防の粘り強い構造を検討する上で考慮すべき事項であり、海岸保全施設を中心に沖側から岸側に至る範囲について実態把握が必要である。

津波による地形変化は、1960年のチリ津波以前の国内の津波の事例がShuto(2011)や高橋ら(1991)により、2004年のインド洋津波の事例が西畑ら(2005)により、東北地方太平洋沖地震についても海岸部の大規模な侵食がUdoら(2012)により報告されている。しかし、陸上部および海中部を一体として詳細に測量を行った事例は少ない。

また、加藤ら(1999)は、津波による洗掘の時間的変動が大きく、津波後の地盤高が最も洗掘された状態とは限らないことを模型実験で示している。このため、津波後の地形を把握するだけでなく、津波来襲中あるいはその後の埋戻しの状況を地質調査で確認しないと、最大洗掘深を把握することができない。

そこで、仙台平野南部および岩手県の沿岸を対象に、現地踏査および航空レーザ測量により海岸堤防の被災状況を把握するとともに、簡易動的コーン貫入試験等により堤防陸側での洗掘状況を調査した。なお、本節の内容は加藤ら(2012a, 2012b)にまとめている。

2.4.2 仙台平野南部での調査

(1) 概要

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の津波により、仙台平野南部（七北田川河口～福島県境）では津波が海岸堤防を越流し、海岸堤防の被災および堤防陸側での洗掘が広範囲で生じた。この範囲では、図-2.2.4のように、T.P.+6.2～7.2mの堤防が整備されていた区間が多いが、阿武隈川より北には無堤や砂丘堤の区間が存在した。海岸付近の浸水高は一部でT.P.+10mを越えていた。

この津波による仙台平野沿岸部での広域的な地形変化については、田中ら(2011)が空中写真の解析などにより、Udoら(2012)がレーザープロファイラーで得られた地震前後の地形データを用いて、明らかにしている。しかし、今回の被災の特徴の一つである堤防陸側の洗掘については、津波来襲中、またその後に再堆積が生じている可能性があることから、最大洗掘深を把握するためには地質調査が必要である。

上記をふまえ、航空レーザ測量の成果を用いて海岸堤防の被災状況および海岸堤防陸側での洗掘状況を把握した上で、簡易動的コーン貫入試験およびトレンチ調査により洗掘箇所の状況を詳細に調査した。

(2) 航空レーザ測量による堤防被災状況の把握

地震後の航空レーザ測量（2011年3月実施）で得られた1mメッシュの標高データを用いて、堤防断面の欠損率（被災前後の断面積の欠損量／被災前の断面積）を算定した。対象海岸の堤防はさまざまな構造のものがあることから、海岸の所管および構造タイプをふまえて海岸を図-2.4.1のように24に区分した上で、各区分における欠損率の平均値を算出した。なお、構造タイプは、表法勾配に応じて、直立堤（2割未満）、傾斜堤（2割以上）に分類した。

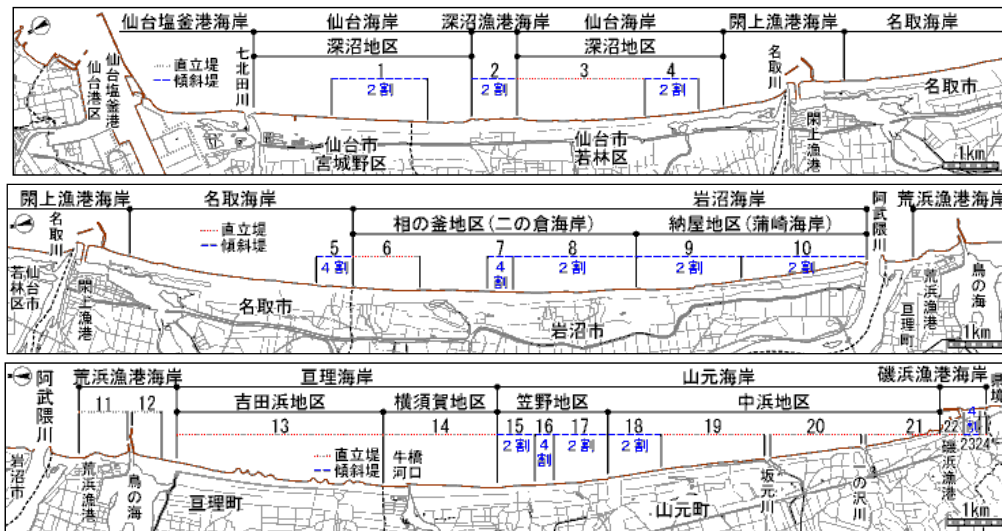


図-2.4.1 海岸区分

図-2.4.2 のように、堤防断面の欠損率は、No.4（仙台海岸深沼地区（南部））、No.14（亶理海岸横須賀地区）、No.19（山元海岸中浜地区）で 80%を超える一方、No.2（深沼漁港海岸）、No.3（仙台海岸深沼地区（南部））、No.23 および 24（磯浜漁港海岸）で 20%以下であった。欠損率は破堤区間の割合と概ね対応しており、たとえば No.19 では、破堤箇所およびその背後が水没し、ヘッドランド背後のみ天端および裏法が残っている箇所がある（図-2.4.3）。

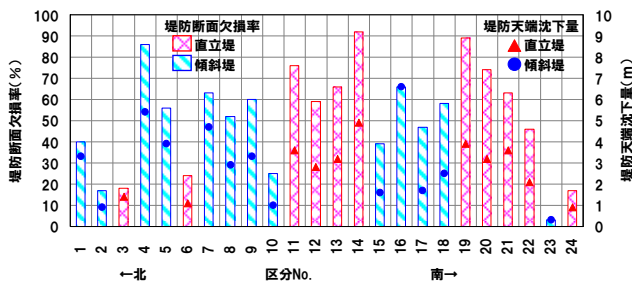


図-2.4.2 堤防断面の欠損率および天端沈下量

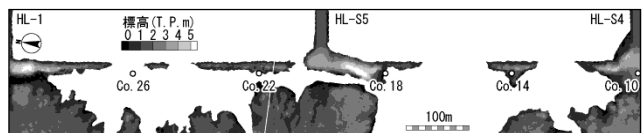


図-2.4.3 山元海岸中浜地区（南部）の地形

各区分の欠損率と地震前の平均堤体高（堤防背後の原地盤からの堤防の比高）との関係を示した図-2.4.4 では、平均堤体高が大きいほど、欠損率が高くなる傾向が認められる。海岸における津波対策検討委員会(2011)は比高の縮小による越流水の減勢を指摘しているが、この傾向はその指摘を裏付けるものと考えられる。なお、図-2.4.4 において平均堤体高が 1.2m にも関わらず欠損率が約 60%と大きい No.12（荒浜漁港海岸吉田大畑地区）は、堤防の天端高が T.P. +3.6m と低いことに留意を要する。

また、砂浜幅が広いほど堤防背後の地盤高が高い傾向があることから、砂浜幅の大小より、堤防背後の地盤高の方が欠損率に影響していたと考えられる。たとえば、No.11～14 では、各区分の平均砂浜幅は 100m 以上と比較的大きいが、各区分の平均背後地盤高は T.P. +2.4～2.7m と比較的低く、欠損率は 60% 程度以上と高くなっている。

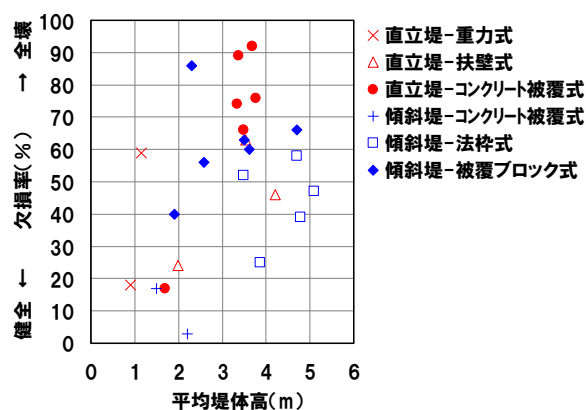


図-2.4.4 堤防の比高と欠損率との関係

図-2.4.5は、仙台平野南部(七北田川～福島県境)における海岸堤防陸側での洗掘の幅を示している。洗掘幅は東北地方太平洋沖地震後の航空レーザ測量によって取得されたものである。長さ約40kmに渡るこの砂浜海岸において、洗掘幅は平均で約30mであった。その中でも、破堤した海岸堤防の割合が大きかった南部において、洗掘幅が大きかった。

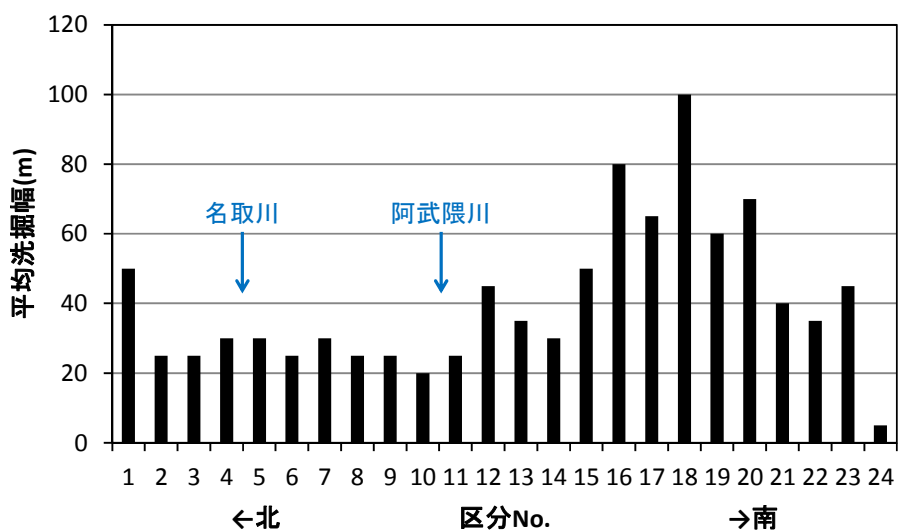


図-2.4.5 仙台平野南部での平均洗掘幅

(3) 被災形態の整理

2011年4月6日までに実施した現地踏査により海岸堤防の被災状況を把握し、堤防構造毎に被災形態を整理した。

傾斜堤については、裏法のほとんどが洗掘を受けているが、裏法の崩壊が天端に至っていない箇所では表法被覆工(ほとんどがブロック張り構造)、天端被覆工(アスファルト舗装構造)とも被害がほぼない状況であった(写真-2.4.1)。No.9(蒲崎海岸北部)では、図-2.4.6のように、津波の越流により裏法尻が洗掘され、それが引き金となって裏法被覆工および堤体土の流失に至ったものと考えられる。



写真-2.4.1 天端とともに残った表法被覆工（奥）と天端とともに被災した表法被覆工（手前）
（撮影：2011年3月20日）

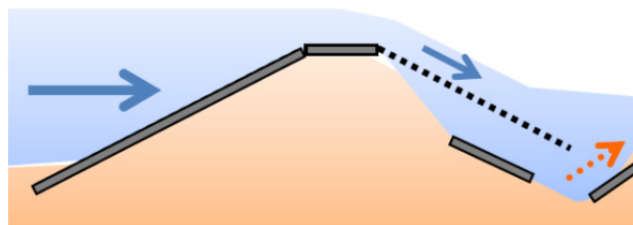


図-2.4.6 蒲崎海岸北部の被災メカニズム

一方、直立堤については、裏法が洗掘されると自立できないコンクリート被覆式は多くが倒壊していた（写真-2.4.2）。傾斜堤、直立堤とも、越流による堤防陸側の洗掘が被災の引き金となっているが、押し波時の越流により天端が低くなった直立堤では、図-2.4.7のように引き波による流れが発生するだけでなく、図-2.4.8のように引き波による流れが破堤箇所に集中することにより洗掘が進行して、広範囲の破堤に至ったものと考えられる。

なお、図-2.4.9のように、堤防が全壊した箇所では、水深5m以浅において砂浜が大きく侵食されており、図-2.4.10に示す堤防残存箇所との地形変化の違いが明瞭である。このことから、海岸堤防の破堤が津波による砂浜の侵食に大きく影響していると考えられる。



写真-2.4.2 直立堤の破堤部（山元海岸，撮影：2011年3月19日）

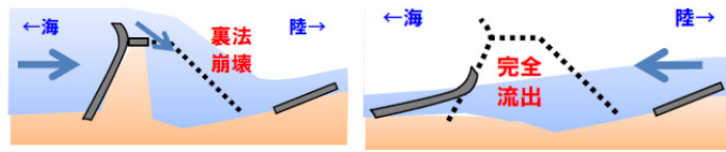


図-2.4.7 山元海岸の被災メカニズム (左：押し波，右：引き波)

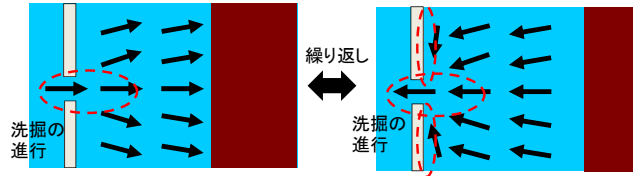


図-2.4.8 破堤箇所での洗掘の進行 (左：押し波，右：引き波)

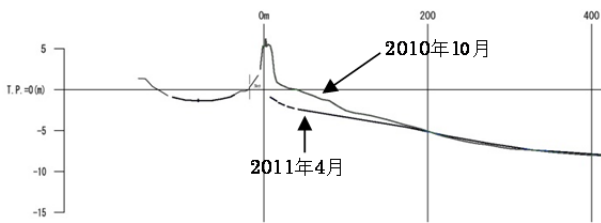


図-2.4.9 No.21 の地震前後の海浜断面

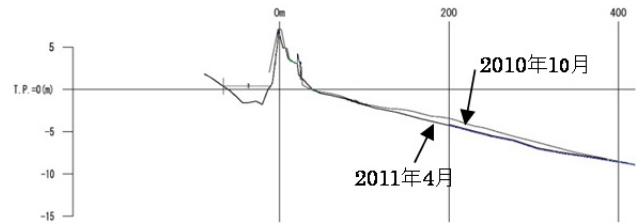


図-2.4.10 No.17 の地震前後の海浜断面

(4) 洗掘状況の詳細把握

堤防陸側の洗掘については、図-2.4.11 に示す 5 地点において簡易動的コーン貫入試験およびトレンチ調査を 2011 年 6 月に行った。各地点では、破堤口の近くと残存している堤防の後ろにそれぞれ測線を岸沖方向に設け、各測線の土質横断面を推定した上で、最大洗掘深等を測線間で比較した。津波堆積物と原地盤堆積物は同じような材料の砂から成るものの、締め固め度合いが異なることから、簡易動的コーン貫入試験で得られる Nd 値によって区別可能である。ただし、表層部の原地盤堆積物はゆるみによって Nd 値が低くなっており、津波堆積物と区別しにくいことから、トレンチ調査を併用して両者の境界を確認することとした。

各地点の最大洗掘深を表-2.4.1 に示す。また、各地点の調査結果は以下のとおりである。

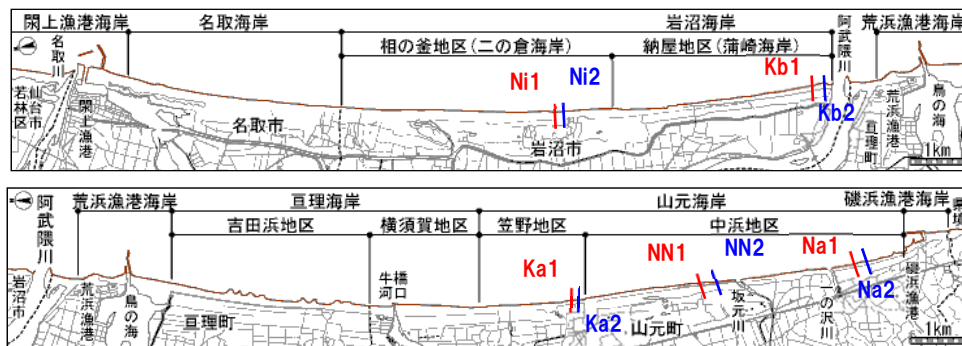


図-2.4.11 洗掘調査地点の位置

表-2.4.1 各測線の最大洗掘深

地点	測線	地震前地盤高からの洗掘深(m)	調査時地盤高からの洗掘深(m)	洗掘深度(T.P, m)
二の倉	Ni1	4.30	1.40	-0.82
	Ni2	5.70	3.85	-2.23
蒲崎	Kb1	2.80	0.53	0.00
	Kb2	3.30	1.20	-0.48
笠野	Ka1	6.30	3.90	-4.22
	Ka2	4.30	3.50	-2.21
中浜北	NN1	3.40	2.60	-2.02
	NN2	4.30	3.00	-2.88
中浜	Na1	3.30	1.40	-0.44
	Na2	3.60	1.90	-0.75

1)二の倉海岸

二の倉海岸では、破堤箇所(Ni2 測線)とその 95m北の堤防残存箇所 (Ni1 測線)において調査を行った。Ni2 測線では、裏法尻の陸側 4m で調査時地盤高からの洗掘深が最も大きくなっており、最大 3.85m であった。また、裏法尻の陸側 20m においても、その洗掘深は 1.5m であった。一方、Ni1 測線では、裏法尻の陸側 3~4m で調査時地盤高からの洗掘深が最大となっているが、その値は 1.40m であった。また、津波堆積物は裏法尻から陸側 11m までの範囲に存在している。さらに、洗掘深度(堆積物の下端の深さ、T.P.値)も、Ni2 の方が 1.41m 大きかった。このように、破堤箇所である Ni2 測線の方が、洗掘の範囲、深さとも大きかった。

2)蒲崎海岸

蒲崎海岸では、堤防形状が残っている箇所 (Kb1 測線、阿武隈川河口から約 400m) と破壊されている箇所 (Kb2 測線、阿武隈川河口近く) を対象とした。調査時地盤高からの洗掘深は、二の倉海岸ほど測線方向に大きく変わっておらず、Kb1 測線で最大 0.53m、Kb2 測線で最大 1.20m であった。また、表-2.4.1 のように、洗掘深度も二の倉海岸などと比べて小さくなっており、戻り流れによる侵食はあまり大きくなかったと考えられる。

3) 山元海岸笠野地区

笠野地区では、図-2.4.12 のように、破堤箇所の近く (Ka1 測線) とその約 45m南側 (Ka2 測線) にて調査した。

図-2.4.13 のように、破堤口近くに位置する Ka1 測線では、簡易動的コーン貫入の試験結果より、原地盤の Ka1A 層と埋積土の Ka1B 層に区分された。また、Nd 値の分布傾向から、Ka1A 層は 3 層に、Ka1B 層は 2 層に細区分された。津波堆積物と原地盤堆積物の境界面(図中の太破線)は堤防法尻から 10~15m 陸側において最も下がっており、地震前地盤高からの最大洗掘深は 6.3m であった。

一方、残存堤防の後ろに位置する Ka2 測線では、トレンチ掘削を実施したところ、写真-2.4.3 のように津波堆積物と原地盤堆積物は目視でも判別できた。また、図-2.4.14 のように津波堆積物と原地盤堆積物の境界面(図中の太破線)の形状は Ka1 測線と似ているものの、調査時の地盤面下 3.5m にあった。また、地震前地盤高からの最大洗掘深は 4.3m であった。



図-2.4.12 山元海岸笠野地区の測線位置

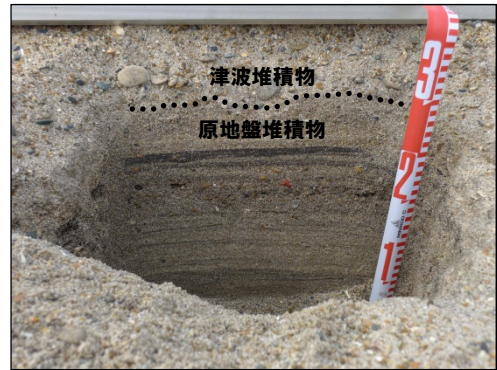


写真-2.4.3 津波堆積物

(山元海岸笠野地区 Ka2 測線+55m)

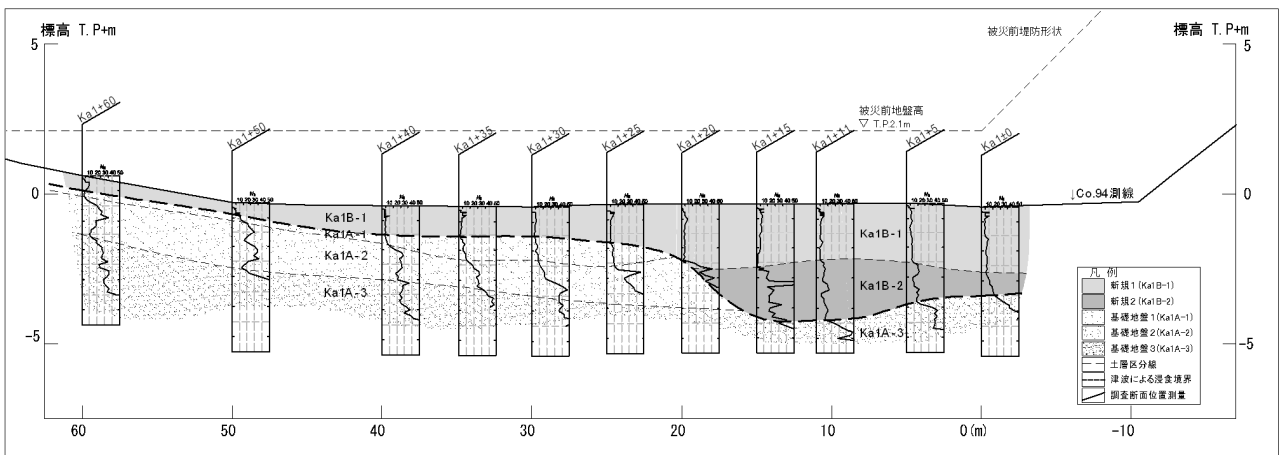


図-2.4.13 土質横断面 (1:200 山元海岸笠野地区 Ka1 測線)

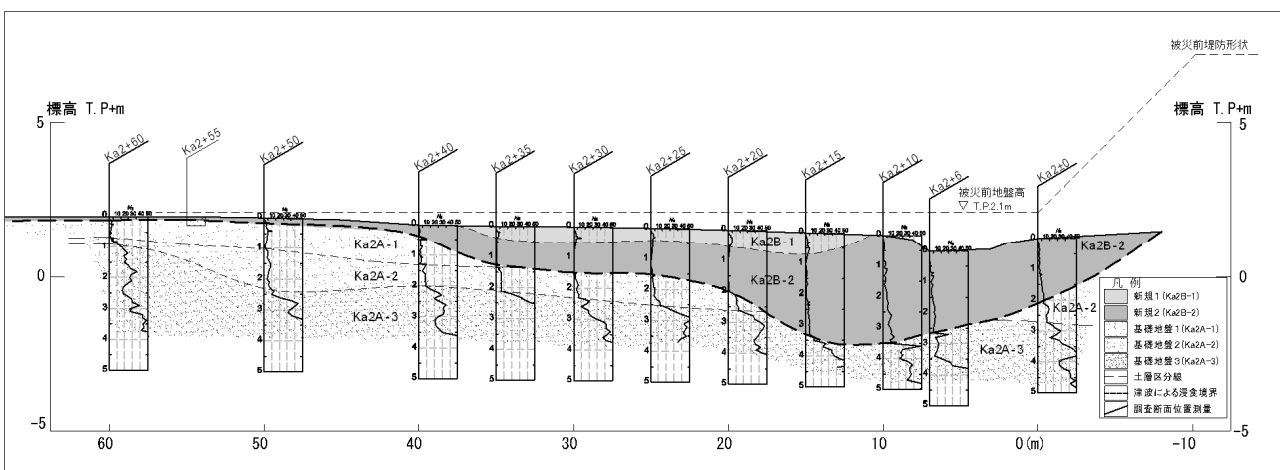


図-2.4.14 土質横断面 (1:200 山元海岸笠野地区 Ka2 測線)

4) 山元海岸中浜北地区

中浜北地区では、堤防形状が残っている箇所 (NN1 測線) と約 200m 北の破堤区間の近傍 (NN2 測線) で調査を行った。NN1 測線では、裏法尻の陸側 14m で調査時地盤高からの洗掘深が大きくなっており、その値は最大 2.60m である。また、裏法尻の陸側 30m においても津波堆積物が確認された。同様の傾向は NN2 測線でも認められたが、洗掘深度は NN1 測線より 0.86m 大きくなっている。

5) 山元海岸中浜地区

中浜地区では、表法被覆工が残った箇所 (Na1 測線) とその約 220m 南の破堤区間の近傍 (Na2 測線) を対象とした。Na1 測線では、裏法尻の海側 5m から陸側 15m 程度の範囲において調査時地盤高からの洗掘深が 1.0~1.4m でほぼ一様になっており、津波堆積物と原地盤堆積物の境界面もほぼ水平となっている。Na2 測線も同様の傾向が見られるが、堆積物の厚さや最大洗掘深は Na1 測線より若干大きかった。

図-2.4.15 は、表-2.4.1 に示した地震前地盤高からの洗掘深を破堤部に近い測線と非破堤部の測線に分けてプロットしたものである。この図のように、最大洗掘深は破堤部に近い測線の方が大きいことが確認されたことから、押し波の越流による洗掘に加えて、破堤口の近くでは引き波等によってさらに洗掘が進んだものと考えられる。

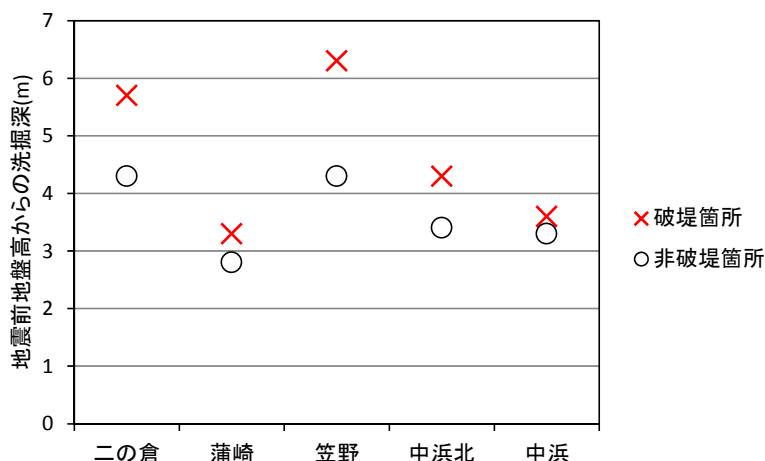


図-2.4.15 地震前地盤高からの洗掘深

2.4.3 岩手県沿岸での調査

(1) 概要

東北地方太平洋沖地震の津波により大きな地形変化が生じた岩手県の高田海岸，越喜来海岸，両石漁港海岸，金浜海岸，大槌川河口（図-2.4.16 参照）を対象に，航空レーザ測量及び深淺測量を2011年5月に行った．また，破堤部での地質調査が可能であった金浜海岸と大槌川河口については，ボーリングおよびスウェーデン式サウンディングも実施した．



図-2.4.16 調査対象海岸の位置

(2) 調査方法

航空レーザ測量は，ヘリコプターにレーザ計測器（レーザ照査精度：0.15 m 四方に1点）を搭載したシステムにより行った．また，深淺測量は，水上バイクに音響測深器およびGPS受信機を搭載して行うとともに，水上バイクが入れない汀線付近については横断測量で補完した．堤防背後の洗掘については，津波来襲中に洗掘と再堆積が繰り返されていた可能性があることから，ボーリングおよびスウェーデン式サウンディングにより堆積物の種類および強度を鉛直方向に把握した上で，津波来襲時における最大洗掘深を推定した．なお，ボーリングは破堤箇所を中心に配置し，サウンディングはその周辺を網羅するように実施した．

(3) 高田海岸での地形変化

陸前高田市の高田海岸は広田湾の奥に位置し，震災前には砂浜と松原が約2 kmに渡って延びていた．1960年のチリ地震による津波の後，松原の海側に高さT.P. +3.0 mの一線堤が，松原のすぐ背後にT.P. +5.5 mの二線堤が整備された．松原の陸側には古川沼があり，川原川水門を通じて排水されるようになって

いた。また、その西側には気仙川が流れているが、その河口には水門はない。このほか、松原の海側は海底勾配 1/50 程度となっており、中央の人工リーフが 1990～1993 年に、西側の人工リーフは 1993～1996 年に施工され（北野ら，2000）、東側の人工リーフが 2000 年までに離岸堤から改築されている。

東北地方太平洋沖地震では、津波は海岸堤防を大きく越流し、市街地の多くが浸水し、海岸堤防付近での浸水高は T.P. +13 m 程度となった。また、二線の海岸堤防のほとんどが破堤し、松林も一本を残して消失した。

図-2.4.17 は、2011 年 5 月に測量された高田海岸の地形である。また、図-2.4.18 は、東北地方太平洋沖地震による地盤沈下量 (0.64 m) を除いた、地震前後の地形変化量を示している。地震前の地形データは、2005 年の航空レーザ測量成果である「海岸における 3D 電子地図」と、1999 年の深淺測量成果を合成して作成した。地震前に松林があった領域の多くは水没しており、全体的に侵食されている。特に、川原川水門東側の破堤部や図の中央の小河川では、岸沖方向に深い溝が形成されており、特に川原川水門東側などの破堤部では侵食量が 5m 程度と大きくなっている。これらは、押し波と引き波の繰り返りの中で岸沖方向の速い流れによって侵食されたものと考えられる。同様の深みは、人工リーフの開口部や気仙川河口の沖にも見られる。さらに、図-2.4.18 の破線に囲まれた海岸部（人工リーフ部分を除く）について地形変化量を合計したところ、1,864,680m³ の侵食となった。なお、人工リーフ岸側の堆積は、引き波によりものか、津波後の波浪によるものである可能性が考えられる。また、人工リーフの設置箇所が堆積となっているのは、地震前の深淺測量では人工リーフの近傍の詳細な地形が得られていないことによる。

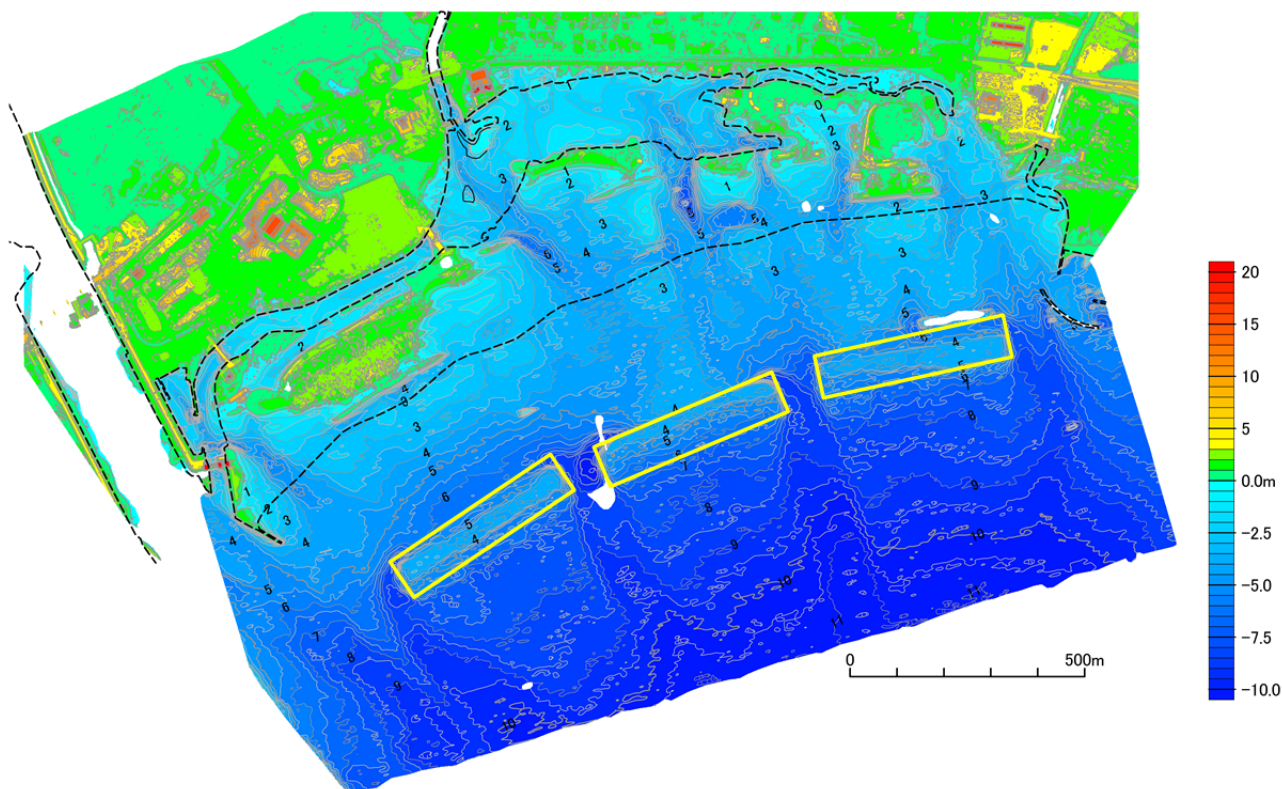


図-2.4.17 高田海岸の等深線（破線：地震前の水際線，実線：人工リーフの位置）

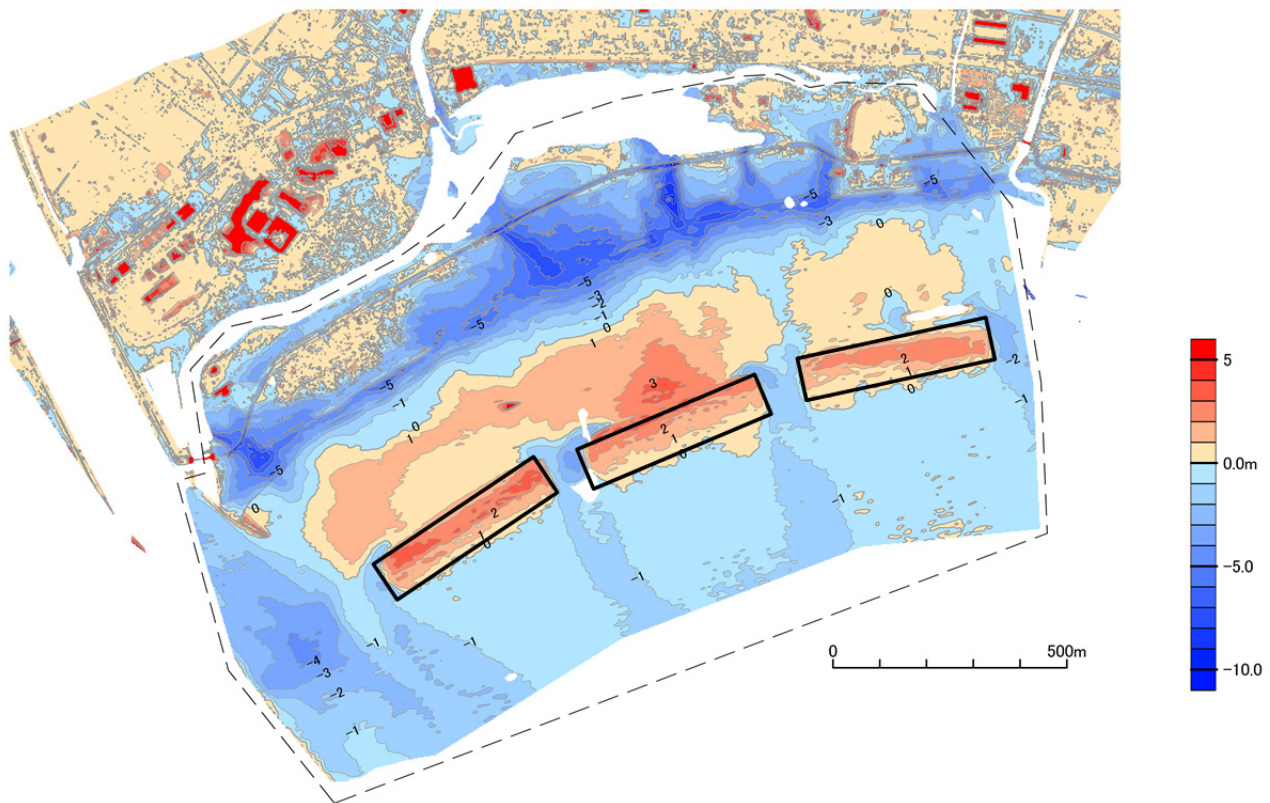


図-2.4.18 高田海岸の地震前後の地形変化量（実線：人工リーフの位置）

(4) 越喜来海岸での地形変化

大船渡市の越喜来海岸は越喜来湾の奥に位置する。海岸の中央には浦浜川の河口があり、その東側には越喜来漁港がある。東北地方太平洋沖地震以前には、河口を挟んだ両側とも、海岸堤防の海側に砂浜があり、海底勾配は1/30程度であった。

東北地方太平洋沖地震では、高さ T.P. +7.9 m の海岸堤防は越流により破堤し（写真-2.4.4 参照）、海岸堤防陸側の浸水高は T.P. +17 m 程度であった。

図-2.4.19 は、2011 年 5 月に測量された越喜来海岸の地形である。流失しなかった浦浜川河口の水門を挟んで海岸堤防は破堤しており、両側の破堤部の中央に深い溝が岸沖方向に延びているとともに、破堤箇所の陸側は大きく侵食されている。また、浦浜川河口の水門の海側も深くなっており、引き波によって水門を越えて沖向きへ流れることで侵食された可能性を示している。

図-2.4.20 は、図-2.4.19 に示された 2 測線について、地震前と地震後の断面を比較したものである。地震前のデータは、1999 年の深浅測量成果と 2005 年の「海岸における 3D 電子地図」である。No.7, No.9 とも、地震前の T.P. -2 m 程度より浅い領域で侵食が生じているほか、堤防陸側では地盤高が 3 m 程度下がっている。また、No.7 では堤防の表法先では地盤高が約 5 m 下がっているが、破堤しなかった堤防に沿った流れと破堤部での流れが重なって形成された局所的な洗掘溝と考えられる。



写真-2.4.4 越喜来海岸の破堤部（撮影：2011年3月29日）

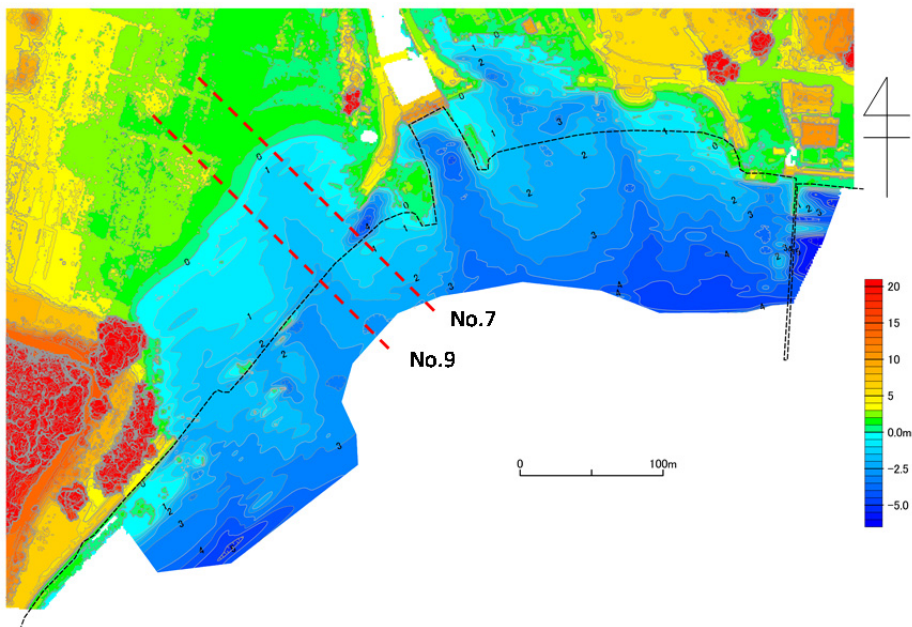


図-2.4.19 越喜来海岸の等深線（黒破線：地震前の海岸線）

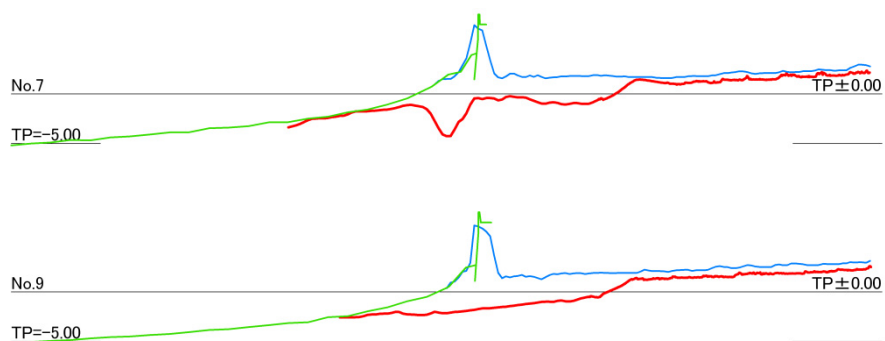


図-2.4.20 地震前後の地形（青線：地震前のLPデータ，緑線：地震前の深浅測量データ，赤線：地震後）

(5) 両石漁港海岸での地形変化

釜石市の両石漁港海岸は、両石湾の奥に位置する。高田海岸や越喜来海岸とは異なり、海岸の背後地は両側から山が迫る地形となっている。防波堤背後の港内の奥には高さ T.P. +9.0 m の重力式堤防が一部を岩着する形で設置されていたが、**写真-2.4.5** のように、津波の越流によって堤防の北西端付近が転倒および流失し、破堤箇所の陸側が水没した。堤防背後では、内陸 600m 程度までの範囲が浸水し、遡上高は T.P. +18 m 程度である。なお、津波後の調査では、破堤部付近の底質は礫質土であった。

図-2.4.21 は、2011 年 5 月に測量された両石漁港海岸の地形である。破堤箇所の海側約 50 m までの範囲が局所的に深くなっており、その深さは最大で約 5.8 m であった。また、破堤箇所の陸側も侵食されており、破堤部付近の海底勾配は 1/9 程度である。堤防の一部が破堤することで、押し波および引き波による流れが破堤部に集中した結果、局所的な洗掘が生じたものと考えられる。



写真-2.4.5 両石漁港海岸の海岸堤防の被災
(撮影：2011 年 5 月)

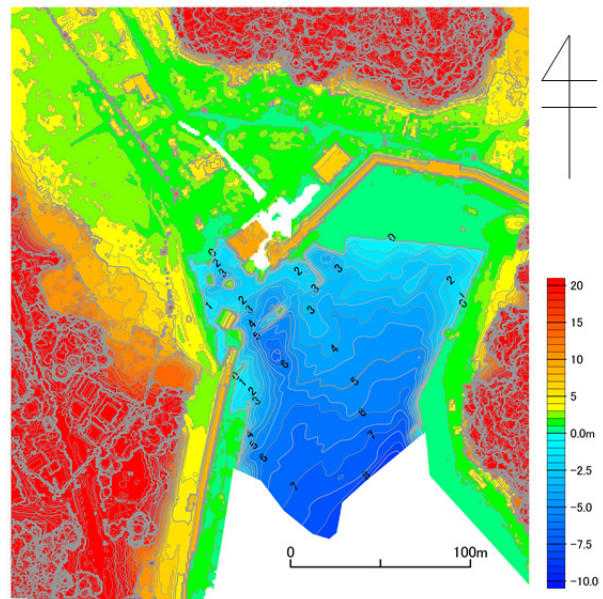


図-2.4.21 両石漁港海岸の等深線

(6) 金浜海岸での地形変化

宮古市の金浜海岸は、宮古湾の奥にある津軽石川河口の左岸側に位置する。海岸堤防の法線は、津軽石川河口から北に延びているが、金浜海岸で北西方向に折れ曲がる形となっている。また、堤防海側の砂浜は南から北に向かって狭くなっているが、その沖側の海底勾配は 1/100 程度である。なお、海岸堤防の高さは T.P. +8.5 m、付近の浸水高は T.P. +11 m 程度であり、内陸約 300 m までの範囲が浸水した。

図-2.4.22 は、2011 年 5 月に測量された金浜海岸の地形である。長さ約 35 m の破堤箇所は測量時には**写真-2.4.6** のように仮締切がなされていたが、その海側には 2 m 程度の深みが残っていた。また、破堤箇所に隣接する海岸堤防の陸側には幅 10 m 程度の溝が見られ、破堤箇所に向かって深くなっていた。これらは、引き波による流れが破堤箇所に集中することで形成されたものと考えられる。



写真-2.4.6 金浜海岸の破堤部（撮影：2011年3月29日）

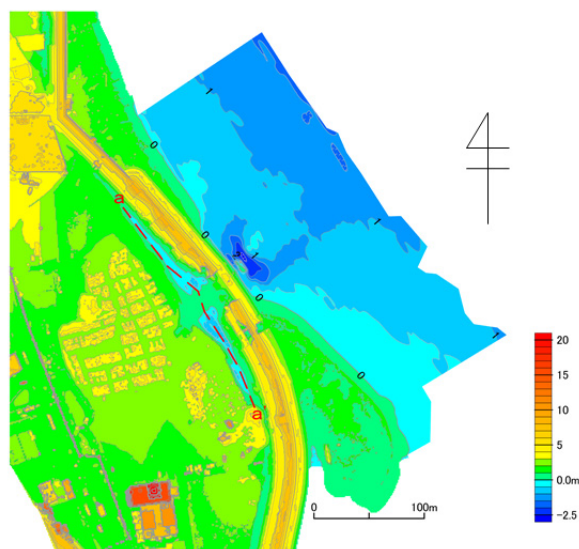


図-2.4.22 金浜海岸の等深線

図-2.4.23 は金浜海岸の堤防陸側における沿岸方向（図-2.4.22 中の a～a'）の地層を示している（各記号は表-2.4.2 参照）。表層には津波によって堆積した砂質土（Res）が厚さ 1 m 以上存在し、破堤箇所の近くでは砂質土の下に礫質土（Resg）が最大 2.5 m の厚さで見られる。それらはその下にある砂質土（As, Asf）などと異なる。また、堤防裏法尻付近のボーリングでは、T.P. -3.28～-3.68 m でコンクリート片が確認された。コンクリート片の直下には、15 cm 程度の空隙区間が存在したことや、この近傍でのボーリングでは、コンクリート片が確認されなかったことから、ボーリングで確認されたコンクリート片は津波により飛散したものと考えられる。更にコンクリート片の下には、裏込め材と思われる礫層が T.P. -3.68～-4.28 m で確認され、これより上位は再堆積土砂と判断できる。

以上のことから、地震による地盤沈下量（0.19 m）を差し引いても、破堤箇所付近では最大 5.7 m の洗掘があったと推定される。また、破堤箇所以外においても、津波の越流によって最大 5 m 程度の洗掘があり、その後に 1 m 程度の再堆積があったと推定される。

金浜海岸と同様に海岸堤防の一部が破堤した両石漁港海岸と比較すると洗掘深が大きいですが、底質の違いなどが影響しているものと考えられる。また、高田海岸や越喜来海岸のような広域的な地形変化は生じていないことから、海岸堤防がある程度の延長で残れば、津波による顕著な地形変化は堤防の陸側と破堤箇所限定されるものと考えられる。

表-2.4.2 層序表 (金浜海岸)

地質	土質	記号
津波による堆積土砂	砂質土	Res
	礫質土	Reg
	礫混り砂質土	Resg
埋土・盛土・堤体	礫質土主体	B・Bg
沖積層	礫質土	Ag
	砂・砂質土	As
	砂質土	Asf
	粘性土	Ac
花崗岩質岩石	風化花崗岩	Gr

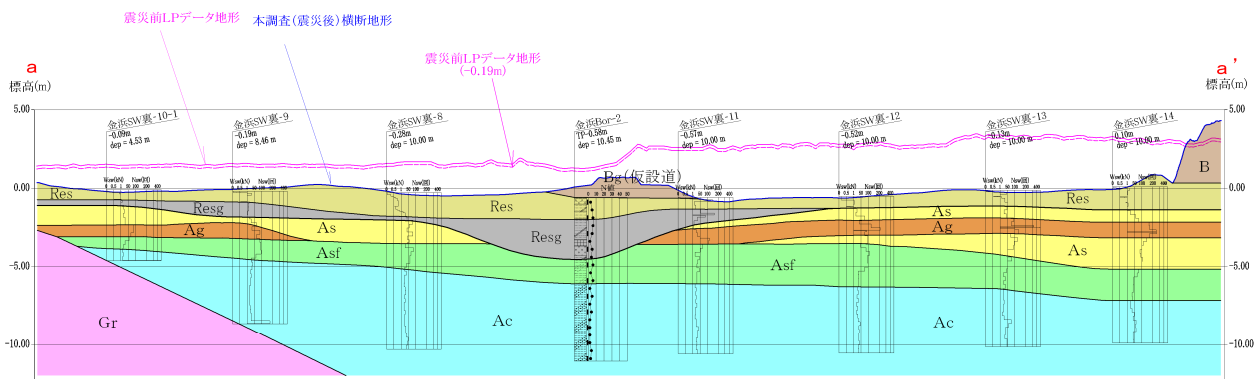


図-2.4.23 金浜海岸の地層と最大洗掘深

(7) 大槌川河口での地形変化

大槌川河口は、大槌湾の北側に位置している。高さ T.P. + 6.4 m の河川堤防が整備されていたが、写真-2.4.7のように、右岸の堤防が JR 山田線の橋梁付近で破堤した。破堤箇所より下流では、河川堤防の法線は小槌川の水門に向かって曲がっており、堤防の前面には漁港施設等がある低地が存在する。付近の浸水高は T.P. + 12 m 程度であり、沿川は河口から約 2 km 上流まで浸水した。

図-2.4.24 は、2011 年 5 月に測量された破堤箇所およびその周辺の地形を示している。破堤箇所から南東に向かって水深 3 m 程度の溝が延びている一方、破堤しなかった箇所では堤防の陸側に幅 20 m 程度の溝が見られる。金浜海岸と同様に、押し波による越流によって堤防の陸側が洗掘されるとともに、破堤箇所では引き波による流れによって侵食が生じたものと考えられる。また、河口近く堤防の陸側では水深 4 m 程度の溝が形成されている。



写真-2.4.7 大槌川右岸の破堤部（撮影：2011年5月）

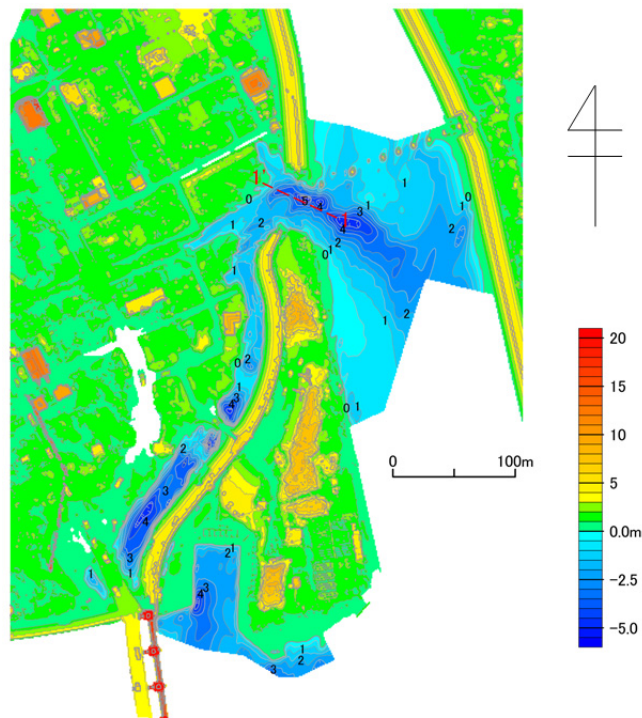


図-2.4.24 大槌川河口の地形

図-2.4.25 は、大槌川河口近くの右岸堤の破堤箇所で推定された地層を示している（各記号は表-2.4.3 参照）。表層には礫質土（Reg）が最大 4 m 程度の厚さで存在するが、不規則に自沈層が出現したので、再堆積土砂と判断し、その下の礫質土（Ag）や砂質土（As）と区別した。また、堤防裏法尻付近でのボーリングでは、T.P. -4.78～-4.98 m でコンクリート片が確認された。その近傍でのサウンディングではコンクリート片は確認されなかったことから、ボーリングで確認されたコンクリート片は津波により飛散したものと考えられ、裏法尻付近ではこの程度の水深まで洗掘されていた可能性がある。さらに、ダイバー調査では表法被覆工が埋まっていることが確認され、その下端は T.P. -6.62 m と推定された。以上のことから、破堤部の表法先では最大 7.5 m 程度洗掘され、厚さ 3 m 程度の再堆積が生じたと考えられる。

表-2.4.3 層序表（大槌川河口）

地質	土質	記号
津波による堆積土砂	礫質土	Reg
埋土・盛土・堤体	礫質土優勢	B
沖積層	礫質土	Ag
	砂・砂質土	As
	礫混じり砂	Asg
	粘性土	Ac

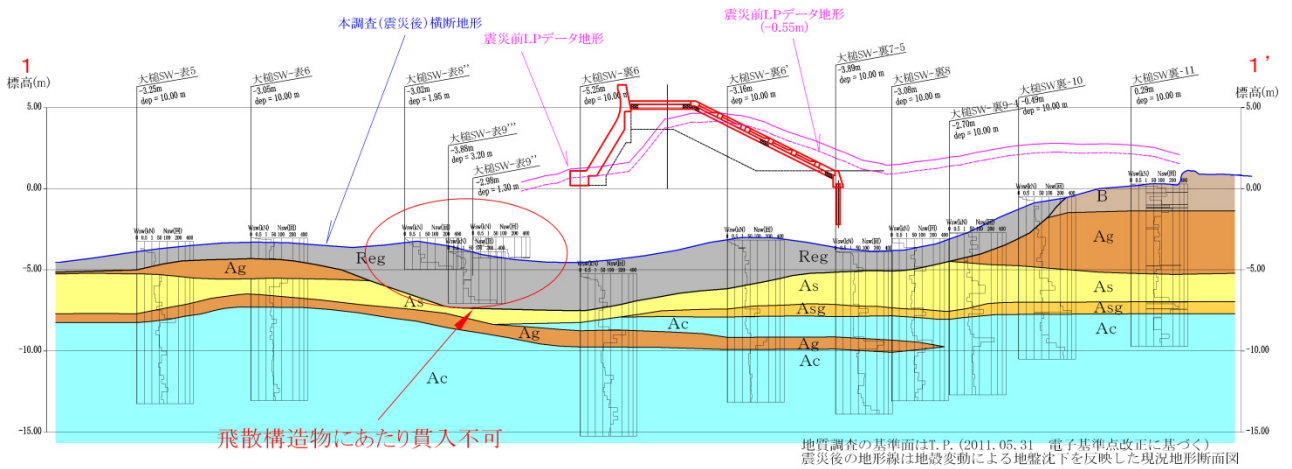


図-2.4.25 大槌川河口の地層と最大洗掘深

2.4.4 まとめ

仙台平野南部の現地調査で得られた主な結論は以下のとおりである。

- ・東北地方太平洋沖地震の津波による仙台平野南部での海岸堤防の欠損率を航空レーザ測量成果から算定し、堤防背後の地盤高からの堤防の比高とともに大きくなる傾向を明らかにした。
- ・現地踏査により海岸堤防の被災形態を把握し、傾斜堤および直立堤とも、津波の越流による堤防陸側での洗掘が堤防被災の引き金になっていると推定した。
- ・堤防陸側において簡易動的コーン貫入試験およびトレンチ調査を実施し、津波の越流によって洗掘された地盤の形状と津波堆積物の厚さを調査し、破堤部付近では越流による洗掘に加えて、引き波による洗掘が進んでいたことを明らかにした。

岩手県沿岸での現地調査で得られた主な結論は以下のとおりである。

- ・津波が越流しても破堤しなかった堤防の陸側において洗掘が生じており、その深さは5 m程度に達していた。
- ・破堤箇所では、その周辺より洗掘深が大きかった。引き波による流れが集中したためと考えられる。
- ・海岸堤防がある程度の延長で残れば、津波による顕著な地形変化は堤防の陸側と破堤箇所に限定されるものと考えられる。
- ・津波によって洗掘された箇所では、再堆積がある程度の厚さで生じており、最大洗掘深は地質調査によって推定することができた。

以上のように、航空レーザ測量と地質調査を組み合わせた定量的な調査を初めて実施することにより、津波による洗掘や地形変化の実態が明らかになった。これらの知見をふまえて、次節以降において、海岸堤防の被災パターンの整理や粘り強い構造の検討を行うことができる。

参考文献

- 海岸における津波対策検討委員会：平成 23 年東北地方太平洋沖地震及び津波により被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方，9p.，2011.
- 加藤史訓，佐藤慎司，Harry Yeh：津波による円柱周辺地盤の動的挙動に関する大型実験，海岸工学論文集，第 46 巻，pp.956-960，1999.
- 加藤史訓，野口賢二，諏訪義雄，木村 晃，河合雅史，高木利光，小俣雅志：東北地方太平洋沖地震津波による仙台平野南部での海岸堤防被災・洗掘に関する調査，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68，No.2，pp.I-1396-1400，2012a.
- 加藤史訓，野口賢二，諏訪義雄，坂上敏彦，佐藤祥昭：津波による地形変化に関する現地調査，土木学会論文集 B2 (海洋開発)，Vol.68，No.2，pp.I-174-179，2012b.
- 北野雅幸，井上公人，馬場聡，田中仁：高田海岸における人工リーフ背後の海浜地形変化，土木学会第 55 回年次学術講演会要旨集，II-41～42，2000.
- 高橋智幸，今村文彦，首藤伸夫：津波による流れと海底変動に関する研究 -1960 年チリ津波の気仙沼湾での場合-，海岸工学論文集，第 38 巻，pp.161-165，1991.
- 田中仁，真野明，有働恵子：2011 年東北地方太平洋沖地震津波による海浜地形変化，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.67，No.2，pp.I-571-575，2011.
- 西畑剛，田島芳満，森屋陽一，関本恒浩：津波による地形変化の検証 -2004 年スマトラ沖地震津波 スリランカ・キリンダ港-，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.1386-1390，2005.

Shuto, N. : Tsunami-induced topographical change recorded in documents in Japan, ITS 2011 Proceedings, pp.513-522, 2011.

Udo, K., D. Sugawara, H. Tanaka, K. Imai and A. Mano : Impact of the 2011 Tohoku Earthquake and Tsunami on beach morphology along the Northern Sendai Coast, Coastal Engineering Journal, Vol.54, No.1, 1250009, 2012.

2.5 津波による海岸堤防の被災パターン

海岸堤防は、設計で対象とする津波に対し、越流が生じない高さにするとともに、安全な構造とすることになっている。このため、東北地方太平洋沖地震の際にも、岩手県太田名部海岸（写真-2.5.1）のように、津波が越流しなかった海岸堤防では津波による被災は生じていない。一方、海岸堤防の設計において津波の越流が考慮されていなかったことから、海岸堤防の天端高より津波の水位が高かった海岸では多くの箇所では被災が生じた。



写真-2.5.1 海岸堤防によって浸水を免れた岩手県太田名部海岸（撮影：2011年3月30日）

東北地方太平洋沖地震で被災した海岸堤防等について現地調査を実施した結果、海岸堤防の被災状況は以下の8パターンに分類できた。

- ・裏法尻の洗掘からの被災
- ・裏法肩・天端からの被災
- ・押し波による波返工の破損
- ・表法先の洗掘からの被災
- ・引き波による波返工の破損
- ・押し波による重力式堤防の転倒
- ・引き波による重力式堤防の転倒
- ・主に地震動による破壊

ここでは、具体的な事例を挙げながら各被災状況のパターンを紹介するとともに、津波の越流から各被災状況に至るまでのメカニズムについて考察する。

(1) 裏法尻の洗掘からの被災

海岸堤防の裏法尻での洗掘は、海岸堤防が全壊に至らなかった箇所において多く見られた。たとえば、写真-2.5.2のように、宮城県蒲崎海岸では、海岸堤防の陸側の深掘れが沿岸方向に延びていた。また、写真-2.5.3のように、裏法尻での洗掘に加えて、裏法や天端も削られた海岸堤防も見られた。



写真-2.5.2 海岸堤防陸側の深掘れ
(撮影：2011年3月20日)



写真-2.5.3 天端・裏法が削られた海岸堤防
(撮影：2011年3月20日)

このような海岸堤防の裏法尻での洗掘によって、図-2.5.1のように、裏法被覆工が流失し、堤体土が流出する被災機構が考えられる。

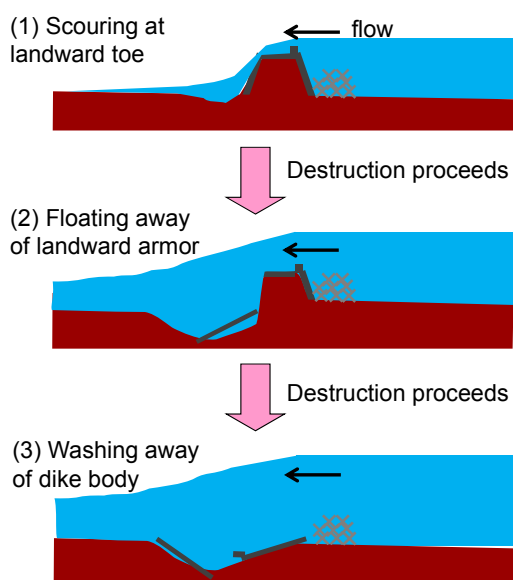


図-2.5.1 裏法尻の洗掘からの被災の機構

(2) 裏法肩・天端からの被災

海岸堤防の裏法尻での洗掘が明瞭ではない場所においても、裏法や天端の被覆工が流失していた箇所があった。写真-2.5.4では、裏法尻での洗掘が明瞭ではなく、裏法尻に近い裏法被覆工が残っているものの、その上部の被覆工が流失していた。また、写真-2.5.5では、裏法被覆工は被災せず、天端被覆工のみが流失していた。



写真-2.5.4 裏法被覆工の流失(岩手県金浜海岸)
(撮影:2011年5月)



写真-2.5.5 天端被覆工の流失(宮城県大曲海岸)
(撮影:2011年5月)

この被災機構は図-2.5.2のように整理される。まず越流によって裏法または天端の被覆工が流失した後、堤体土が流出し、最終的に全壊に至るというものである。越流によって被覆工が流失に至る要因として越流時の流体力、法肩での負圧、堤体内の空気圧上昇などが考えられるが、それらの機構については次節の実験で検討する。

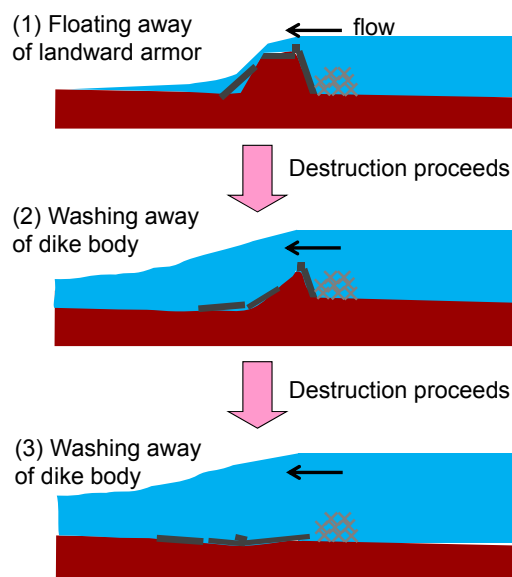


図-2.5.2 裏法肩・天端からの被災の機構

(3) 波返工の破損

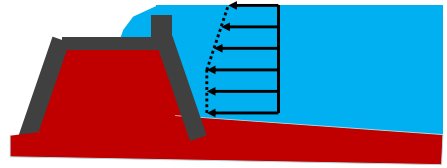
波返工は風波やうねりの越波を低減するために設置されるものであるが、それが破損する事例が見られた。たとえば、福島県の豊間海岸では、写真-2.5.6のように、波返工が陸側に転倒していた。

このような被災は、図-2.5.3のように、津波の押し波あるいは引き波による圧力に対し、波返工の接合部の強度が不足する場合に発生すると考えられる。



写真-2.5.6 波返工の破損（福島県豊間海岸）
（撮影：2011年4月）

(1) Wave force acting on the parapet



(2) Parapet break

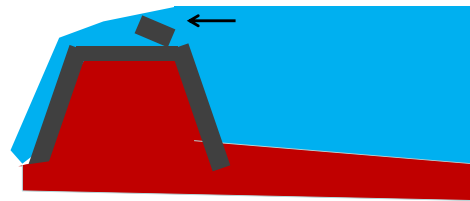


図-2.5.3 波返工の破損の機構

(4) 重力式堤防の転倒

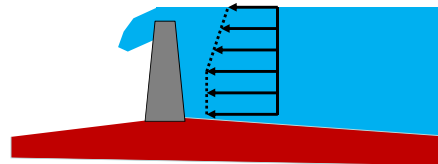
写真-2.5.7のように、重力式の海岸堤防が転倒する事例も各地で見られた。この例では堤防は陸側に倒れているが、引き波によって海側に転倒した事例もある。

この被災形態についても、図-2.5.4のように、津波の押し波または引き波によって堤防に作用した圧力が、転倒に対する抵抗力を上回ることによって生じたものと考えられる。



写真-2.5.7 岩手県両石漁港での重力式堤防の転倒
（撮影：2011年3月29日）

(1) Wave force acting on the seawall



(2) Overturning of seawall

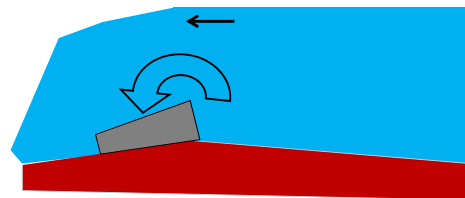


図-2.5.4 直立堤の転倒の機構

(5) 表法先の洗掘からの被災

(1)では押し波の越流による裏法尻での洗掘に着目したが、引き波によっても表法先で洗掘が生じる可能性がある。たとえば、野口ら(1997)は、戻り流れによる表法先での洗掘を模型実験で再現している。また、東北地方太平洋沖地震では、岩手県水海海岸において写真-2.5.8のように表法被覆工が被災して

おり、図-2.5.5のような機構で表法先からの洗掘によって被災したものと考えられる。



写真-2.5.8 表法先の洗掘からの被災(岩手県水海海岸)
(撮影：2011年3月29日)

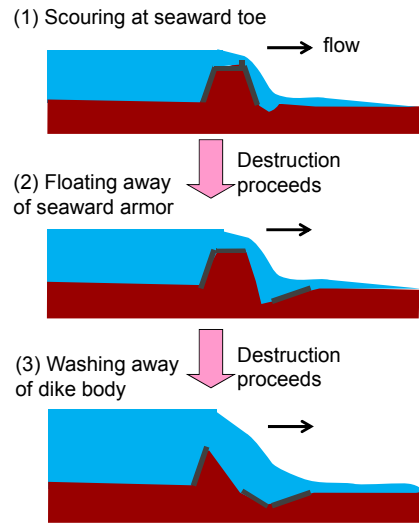
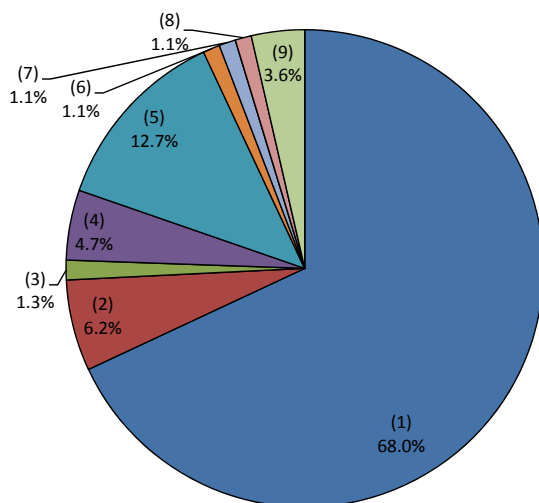


図-2.5.5 表法の洗掘からの被災の機構

以上のように、東北地方太平洋沖地震における海岸堤防の被災パターンを分類してきたが、各パターンがどの程度の割合を占めているかを整理した。津波による越流が生じた青森県から千葉県までの海岸を対象に、海岸管理者から収集した施設構造や被災に関する資料、および現地調査の結果をふまえ、各海岸での海岸堤防の被災パターンの延長を求めた。全壊箇所など、被災パターンを判断する材料が残っていない箇所を除いて集計した結果、延長 71.6km の被災区間について各被災パターンの割合が算出された。

図-2.5.6のように、裏法尻の洗掘からの被災は 68.0%を占め、主たる被災パターンとなっていた。次いで引き波による波返工の破損が 12.7%と多かった。また、裏法肩・天端からの被災と表法先の洗掘からの被災がそれぞれ 6.2%、4.7%を占めていた。



- (1) 裏法尻の洗掘からの被災
- (2) 裏法肩・天端からの被災
- (3) 押し波による波返工の破損
- (4) 表法先の洗掘からの被災
- (5) 引き波による波返工の破損
- (6) 押し波による重力式堤防の転倒
- (7) 引き波による重力式堤防の転倒
- (8) 主に地震動による破壊
- (9) その他

図-2.5.6 被災延長における各被災パターンの割合 (集計区間の延長 71.6km)

以上のような被災実態をふまえ、次節では、裏法尻の洗掘などに着目した水理模型実験を通じて、粘り強い構造に関する検討を行う。

参考文献

野口賢二，佐藤慎司，田中茂信：津波遡上による護岸越波および前面洗掘の大規模模型実験，海岸工学論文集，第44巻，pp.296-300, 1997.

2.6 粘り強い海岸堤防の構造の検討

2.6.1 概要

(1) 粘り強さの技術的意味

通常の構造では、設計上考慮されている越波よりはるかに大きな外力を作用させうる津波越流に際して、損傷・破壊の想定は不可避である。そこに構造上の工夫を施すことにより、破壊までの時間の延長または全壊する可能性の低減をはかろうとすることは、海岸堤防の機能を従来よりも質的に拡充することを意味し、海岸堤防の設計技術のさらなる向上を求めるものである。そこで、この「構造上の工夫」を、技術的意味を極力明確にしつつ、実務での適用に資する具体性を持ったレベルで見いだすことを目的とする。なおここでは、構造上の工夫が、通常の海岸堤防の構造を踏襲した中でなされるものとの前提をおいている。すなわち、用地の大幅増を必要とする、あるいは、台形土砂堤の三面張りという基本構造を抜本的に変えるような検討は対象外としている。

初めに、このような構造上の工夫で実現する粘り強さの技術的意味を、通常の施設設計の考え方と対比しながら整理する。まず、施設設計においては、対象外力および条件の範囲内であれば、基本的に全ての破壊シナリオが考慮されており、安全性に関わる不確定な要素を包含するように、設計外力に対しては必要十分な余裕がたとえば安全率のような形で確保される。そして、これは、理論、実験、試験、被災と対処の経験を積み上げ、統合してなされていく。これに対し、粘り強さ付与のための構造上の工夫の案出においては、破壊プロセス・要因をカバーしようとするものの、それが通常の施設設計と同じレベルでなされているとは言いがたい。たとえば、実際の陸側の地盤や土質の条件の幅広さ、地震動や長い年月の経過に伴う変状の可能性を考えれば、この一端が理解される。このことに加え、標準的な海岸堤防の基本構造を大きくは変えないことを前提に検討を行うことから、各破壊プロセス・要因への対処方策は、対象とする越流外力に対して、必要最小限の安定性を保つレベルにとどまっており、さらに、対象とする外力もあくまで目安であり、構造上の工夫を検討するための道具としての性格が強い。

以上から、構造上の工夫により実現される越流に対する耐力発揮の確実性は、それを設計外力として施設設計を行った場合とはレベルが異なることに留意する必要がある。以上の議論は、**図-2.6.1**のように表すことができると考える。構造上の工夫を施すことにより、外力が設計対象を上回っても（この場合は越流の発生）、海岸堤防がその形状（特に天端高）を安定的に保つ可能性が引き続き一定程度確保される。しかし、その確実性は、越流に耐えることを設計条件として見込んだ通常の施設設計（仮にそうした設計がなされたとして）によるものに比べずっと低い。有意な越流に対して確実に形状を維持する海岸堤防とするためのコストや期間を含む諸労力は、ここで提案した構造上の工夫の実施に比較してはるかに大きいと考えられる。したがって、「施設の効果が粘り強く発揮できるような構造」にすることの技術的位置づけは、堤防形状が越流時にも安定を保つ可能性の増大とそれにかかる諸労力とのバランスという観点からとらえることで、改めて理解が深まると言えそうである。

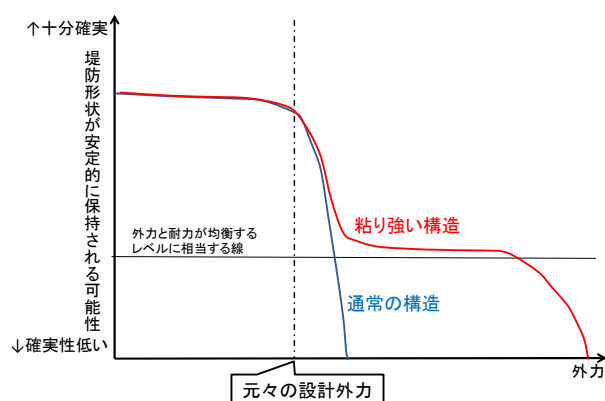


図-2.6.1 粘り強い構造における外力と堤防形状が保持される可能性との関係

(2) 検討方法と本節の構成

上記の構造上の工夫につながる既往研究に以下がある。

渡邊ら(2012)は、東北地方太平洋沖地震津波によって被災した三面張り構造の海岸堤防の被災状況を分析し、堤防の全壊にもっとも影響を与えたのが津波の越流水深（主として痕跡調査に基づくものであり、時間最大値に対応）であったことや、裏法尻部の被覆等が堤防の全壊確率を抑制していたことを示した。

構造上の工夫に直接関係する研究として、小竹・磯部(2012)は、長周期波浪の越流を模した実験において被覆工内外の圧力を測定し、粘り強い構造形式として裏法を緩勾配化することの有効性を示している。また、中尾ら(2012)は、孤立波が堤防を越流する状況の模型実験により、表法先の水圧により堤体内部の空気層の圧力が上昇することで被覆工が不安定化することを明らかにしている。福岡ら(1987)は、洪水による河川からの溢水を対象に、河川堤防の表面に保護工を施すアーマ・レビーの検討において、越流による法尻での洗掘特性をふまえた法尻保護工（ふとんかご構造を採用）の水理設計法を提案している。

以上の研究から、破壊を引き起こす包括的外力の指標として各地点の最大越流水深が有用であること、主要な破壊要因である裏法尻洗掘への対応が重要であること、裏法・天端被覆工に作用する流体力に基づき弱点事象を悉皆的に抽出することの必要性も示されている。その一方、実際的な提案につなげるといふ本研究の目的から見ると、津波越流による被災過程の情報は限定的あるいは定性的なものにとどまり、また裏法尻洗掘の形状・規模や被覆工に作用する力の全体像の把握も不十分である。上記のアーマ・レビーの構造検討は本研究の目的にとっても有用であるものの、その検討は洪水時の越流水深として0.6m程度を想定したものであり、また洪水と津波では越流の継続時間も異なることから、津波越流の水理的特徴に基づき洗掘対策をさらに検討する必要がある。

以上を踏まえ、本研究では、次の2点を重視して検討を進めることとした。第一は、模型実験により海岸堤防の津波越流現象を極力忠実に再現し、破壊過程の全体像を掴むこと、第二は、その模型実験においては、東北地方太平洋沖地震の際に生じた津波越流水深の推定値を目安に、幅広い越流水深条件を設定し、その下で生じる洗掘と水理量を計測することで、破壊につながる外力の作用を包括的に捉えることである。このために、後に詳述するように、移動床実験と固定床実験とを、また、小縮尺実験(1/25)と大縮尺実験(1/2)とを組み合わせたという手法を採用した。

他方、本研究では、効率性・有効性を考慮し、対象・手法について次のような絞り込みも行っている。

まず、「第一波の押し波」に対象を限定し、正面越流のみの検討（したがって平面地形変化の観点からの検討は除外）とした。また、実験や分析の対象とする堤防横断形状は高さを 5m または 6m、法勾配を表・裏とも 2 割とする断面を代表とした。次に、実験での津波再現は、海側の水位を制御して越流を起こす方式により、堤防海側水位に急増→急減という変化パターンを与えることで行った。さらに、津波越流に伴い発生する流体力のうち、堤体内の空気圧上昇や浸潤面の法面への滲出により被覆工の下面に揚圧力として作用する力は検討対象外とした。これは、本研究において、まずは十分高い透水性・透気性を有する被覆工構造を対象とし、この場合、上記の揚圧力の考慮は不要か、補足的で済むと考えたからである。こうした被覆工として、練りの処理を行わずにブロックを敷き詰めた構造や排気・排水口を設けた構造を想定している。一般的には、しかし、被覆工下面に作用する流体力が不安定化の主因になりうる構造もあるので、この技術的考慮は今後の課題である。

なお、津波自体は非定常現象であるが、天端～裏法～裏法尻における越流の水理量把握（流速、水深、圧力）を主目的とした固定床実験においては、定常条件を採用した。これは、津波襲来時の水理量把握に、定常下で計測したこれらの水理量を準用できると考えたからである。

以上に述べた絞り込みによって、津波遡上の先端部の水理特性によっては大きな力を堤防に作用させる段波状波圧を考慮ができないなど、特に堤防表法面に作用する動圧の再現精度は不十分になる。しかし、本研究で対象にしている台形土砂堤の三面張り構造の場合、表法面への動圧作用は被覆工を堤防に押しつける方向であり、また表法面上の流速は越流水が流れ下る裏法に比べ相当小さい。このため、設計津波の水位を超えた場合でも、背面に堤体土が存在する限り、表法被覆工や堤防全体の不安定化に動圧が有意には寄与しないと考えられる。この点は、胸壁やケーソンでできた防波堤とは大きく異なる三面張り構造の特徴である。

以下、2.6.2 では、固定床実験により明らかにした被覆工上および基礎工上の水理量の特性を、2.6.3 では、移動床実験により明らかにした裏法先での洗掘特性を、2.6.4 では、標準的な裏法被覆工の安定性と不安定化過程を移動床実験により調べた結果を述べる。2.6.5 では、2.6.4 までに得られた各知見を総合して構造上の工夫の方向性を考察し、具体案を得、その有効性を実験により確認した結果を述べる。2.6.6 が結論である。なお、本節の内容は加藤ら(2014)にまとめている。

2.6.2 堤防に作用する津波越流の水理特性

(1) 実験の説明

図-2.6.2 のように、長さ 40m、幅 1m、高さ 1.5m の水路に比高（裏法尻から天端までの高さ）24cm（現地スケールで 6m）の堤防模型（表法勾配、裏法勾配とも 1:2 の台形断面）を設置し、津波が堤防を一定の水深で越流する状態を再現し、堤防模型周辺の水位および底面でのピエゾ水頭を測定した。以後述べるピエゾ水頭は全て底面で計測したものであり、水位は堤防表面あるいは地表の参照点から発する鉛直線上で計測したものである。実験の縮尺は 1/25 である。水位はポイントゲージで、ピエゾ水頭はマノメーターを用いて 60 点で測定した。

水路の上流端にあるバルブを操作することでポンプから給水できるようになっており、下流端から排水されるようになっている。越流水深は表法尻での水位と堤防模型の天端高との差と定義し、東北地方太平洋沖地震における津波の実態をふまえ、4cm、8cm、12cm、24cm、40cm（現地スケールで 1m、2m、3m、6m、10m）とした。

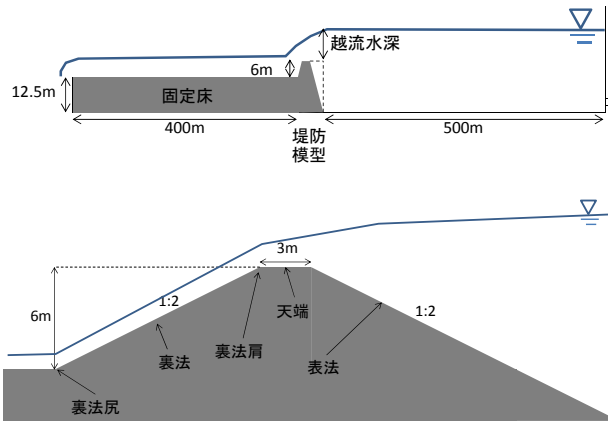


図-2.6.2 模型断面図（上：全体図，下：堤防拡大図，寸法は現地換算値）

(2) 流速とピエゾ水頭に着目した分析

a) 堤防周りの分布特性

図-2.6.3 および図-2.6.4 は、各ケースにおける水位およびピエゾ水頭の分布を示している。各ケースについて水位を基準にピエゾ水頭を見ると、ピエゾ水頭は裏法肩で低く、裏法尻で高くなっている。このことは、流線の曲がりによって、堤体表面での圧力がいずれも局所的に、裏法肩では静水圧（法勾配の効果を含む）より低下し、裏法尻では上昇していることを示している。越流水深 6m 以上では、裏法肩での圧力低下範囲が天端全体に及んでいる。また、ピエゾ水頭そのものを見ると、越流水深 3m 以上の各ケースでは、裏法肩においてピエゾ水頭が堤防表面より下がっており、負圧（大気圧を基準として）が発生していることがわかる。

なお、斜面を流下する等流の場合、ピエゾ水頭は同一河床地点から鉛直上向きに計測した水位に対して $\cos^2(\theta) \approx 0.8$ 倍小さくなり（ここで θ は裏法面の角度）、たとえば図-2.6.3 の裏法面上の計測値にもその特性が表れている。上述のピエゾ水頭と水位の差は、この分をはるかに上回るものである。

図-2.6.5 および図-2.6.6 は、各ケースについて、単位幅流量 q を水深 h で割った断面平均流速を示している。断面平均流速は、全ケースにおいて裏法肩から裏法尻に向かって増加している。ただし、法尻に近づくと増加が鈍る傾向が見られる。この範囲は図-2.6.3 および図-2.6.4 に示した圧力の上昇範囲に対応しており、流速増加の鈍化は逆圧力勾配によるものと考えられる。

b) 越流水深との関係

最初にピエゾ水頭について述べる。ここでは a) と同様に、ピエゾ水頭と水位との差分に着目し、それを式(1)による圧力分布補正係数 λ により表現する。 λ の定義は岩佐(1967)に従う。

$$\lambda = 1 + \frac{1}{qh} \int_0^h \frac{\Delta p}{\rho g} \bar{u} dz \quad (1)$$

ここで q : 単位幅流量, Δp : 静水圧からの圧力のズレ, \bar{u} : 断面平均流速, h ; 水深, である。式(1)において、静水圧からの圧力のズレに関する水深方向分布を直線近似すると、式(2)が導かれる。以下で裏法尻と裏法肩付近に着目しているため、上述の斜面流における $\cos^2(\theta)$ の効果は考慮していない。

$$\lambda = 1 + \frac{\Delta P}{2\rho gh} \quad (2)$$

ここで $\Delta P / \rho g$: 底面におけるピエゾ水頭から水位を差し引いた値, である。

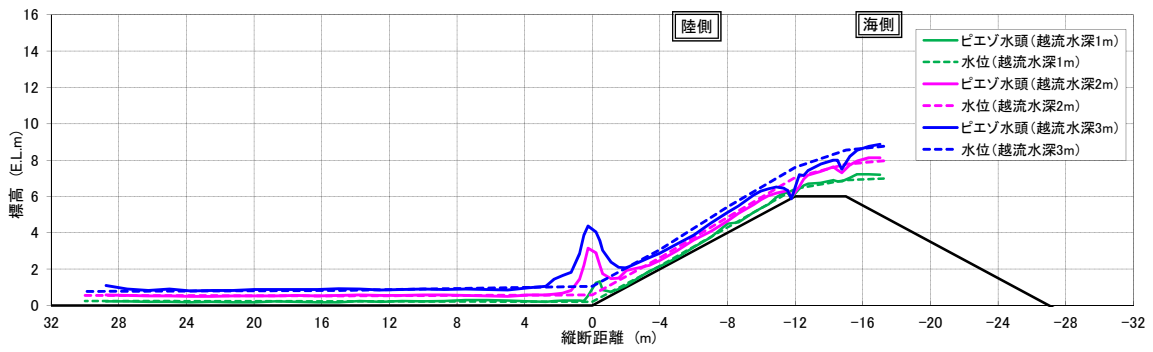


図-2.6.3 水位およびピエゾ水頭の分布（越流水深 1m, 2m, 3m）

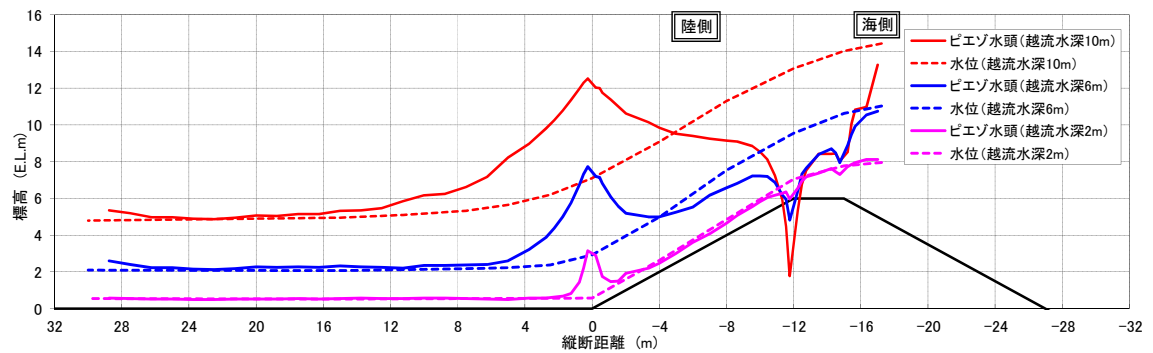


図-2.6.4 水位およびピエゾ水頭の分布（越流水深 2m, 6m, 10m）

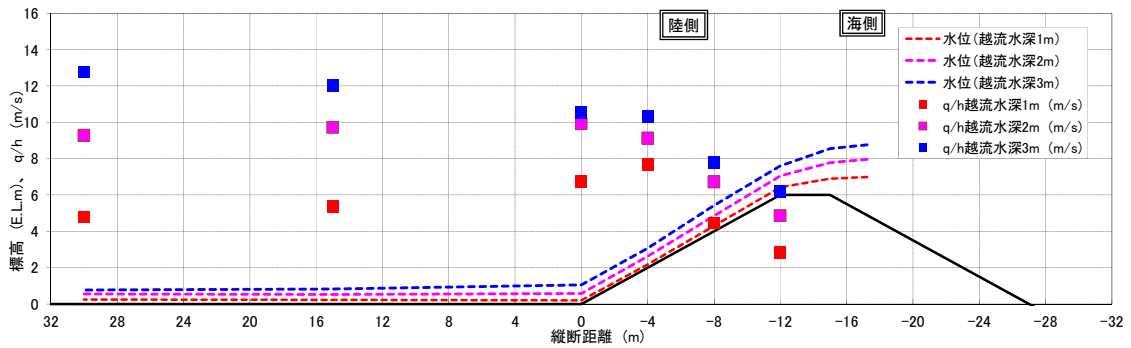


図-2.6.5 水位および断面平均流速の分布（越流水深 1m, 2m, 3m）

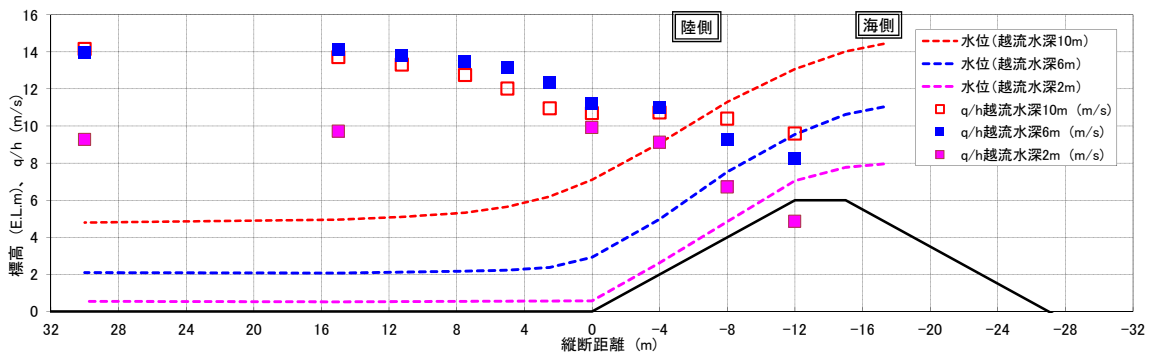


図-2.6.6 水位および断面平均流速の分布（越流水深 2m, 6m, 10m）

図-2.6.7 は裏法尻での λ 値と越流水深との関係を、図-2.6.8 は同じく裏法尻付近について堤防陸側（図-2.6.3～2.6.4の縦断距離が正の位置）で $\lambda > 1$ となる範囲と越流水深との関係を整理したものである。裏法尻での λ 値は越流水深とともに1に近づいている。また、 $\lambda > 1$ となる範囲は越流水深とともに大きくなっている。裏法尻での圧力上昇は越流水の流向が裏法面に沿った向きから堤防陸側での水平方向に変わることに伴うものであり、越流水深が小さい方が裏法尻での曲率が大きくなることが効いて、図-2.6.7および図-2.6.8のような結果になったと考えられる。

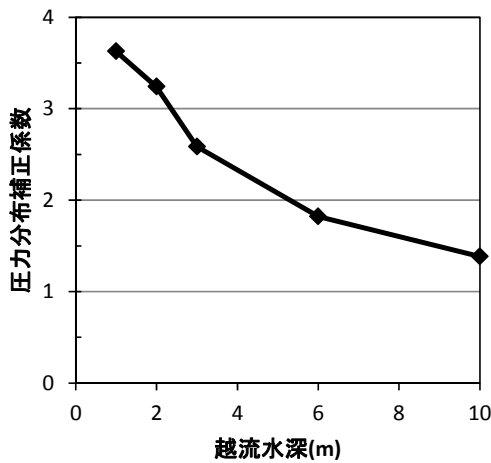


図-2.6.7 裏法尻での圧力分布補正係数と越流水深との関係

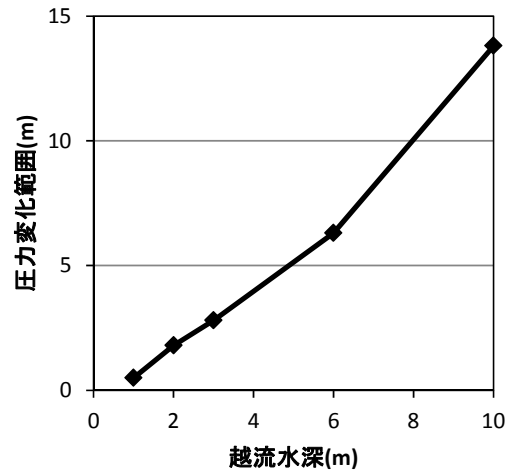


図-2.6.8 堤防陸側での圧力変化範囲と越流水深との関係

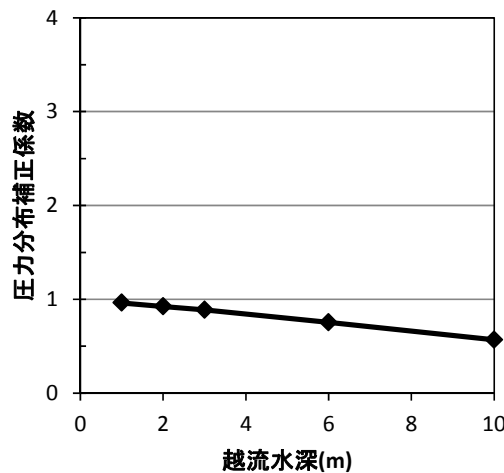


図-2.6.9 裏法肩での圧力分布補正係数と越流水深との関係

図-2.6.9 は、裏法肩での λ 値と越流水深との関係を整理したものである。裏法肩での λ 値は越流水深とともに1から離れて行く。越流水深とともに流速が大きくなる一方、曲率があまり変わらない裏法肩では、遠心力効果が増すことが効いて、越流水深の増大に伴い λ 値が小さくなる。

次に流速と越流水深との関係について述べる。図-2.6.5、図-2.6.6からわかるように、裏法肩や裏法の上部（縦断距離-8m）の断面平均流速は越流水深とともに増大している。一方、裏法尻での断面平均

流速は、図-2.6.10 の実測値 ($vf_{\text{実測}}$ のプロット) に示すように、越流水深 1m での 6m/s から越流水深 2m では 10m/s に増加しているが、越流水深が 3m 以上でも 11m/s 程度で頭打ちになっている。この頭打ちの傾向は裏法下部 (縦断距離-4m) でも認められる。

図-2.6.10 には、等流を仮定した場合の裏法尻での流速 (図中の $vf_{\text{等流}}$) と天端からのエネルギー保存を仮定した場合の流速 (図中の $vf_{\text{エネ保存}}$) の計算値も示している。これらの導出過程は以下である。

まず越流水深 h_t と単位幅流量 q との関係は、表法尻上と堤防天端上の流れの関係を、エネルギー保存を仮定して関係づけることにより、次の 2 式で表現できる。

$$h_c = \frac{1}{3(h_t + W)^2} h_c^3 + \frac{2}{3} h_t, \quad q = \sqrt{gh_c^3} \quad (3)$$

ここで、 W : 堤防高さ (海側, 陸側の地盤高は同じとする), h_c : 天端で生じる限界水深, g : 重力加速度, である。裏法尻付近の水深 h_f と流速 v_f は、裏法での等流を仮定した場合、天端からの裏法尻にかけてエネルギー保存を仮定した場合のそれぞれについて、次のように表される。

$$h_f = \left(\frac{n^2 g}{i} \right)^{\frac{3}{10}} h_c^{\frac{9}{10}}, \quad v_f = \frac{q}{h_f} \quad (4)$$

$$h_f = \frac{3}{2} h_c + W - \frac{q^2}{2gh_f^2}, \quad v_f = \frac{q}{h_f} \quad (5)$$

ここで、 n : 裏法の粗度係数, i : $\sin \theta$, である。なお、式(5)では、裏法尻での流線の曲がりによる λ 値増の効果は考慮していない。

実際に等流になるためには流量に応じた一定の流下距離が必要になるので、流量が大きいほど $vf_{\text{等流}}$ と比べて $vf_{\text{実測}}$ が小さくなる。また、実際には摩擦損失があるので、流量が小さいほど $vf_{\text{エネ保存}}$ と比べて $vf_{\text{実測}}$ がより小さくなる。式(5)で λ 値増の効果を考慮していないことも流速の過大評価につながる。これら導出過程の持つ誤差要因を考慮して図-2.6.10 を見ると、2 つの計算値の小さい方を連ねた線が実測値と良い対応関係を持つことに気づく。以上から、上述の「頭打ち傾向」は、越流水深が大きくなるにつれて越流水落下においてエネルギー保存が支配的になること、その状況下では、堤防高さ W が 6m と一定では $\sqrt{2gW} \approx 10.8\text{m/s}$ となり、越流水深の増加が流速の増大につながりにくいことから説明できる。

図-2.6.10 と同様の導出を堤防高さ 3m および 9m についても行い、 $vf_{\text{等流}}$ と $vf_{\text{エネ保存}}$ の小さい方を結んだのが図-2.6.11 である。堤防が高いほど 2 つの計算値が交わる点すなわち流速増大が頭打ちになる越流水深や流速が大きくなっているが、この堤防高さの範囲では「頭打ち点」が存在することには変わりはない。

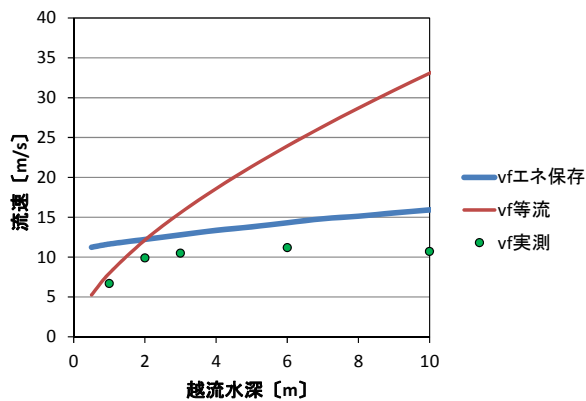


図-2.6.10 裏法尻での流速の試算結果

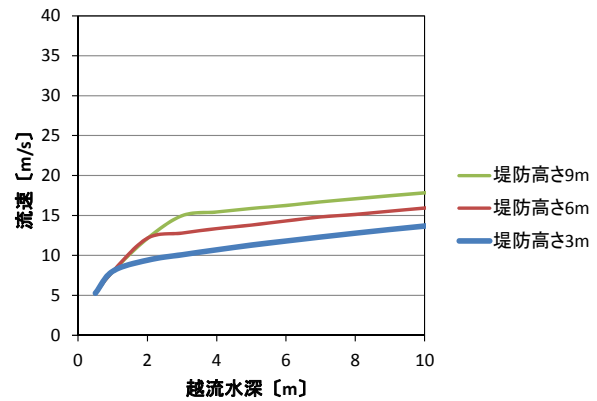


図-2.6.11 裏法尻での流速と堤防高さとの関係

(3) 構造上の工夫に関わる含意

越流水深 2m 以上での裏法尻での流速は福岡ら(1987)によるアーマ・レビーの法尻保護工の検討における流速の 2 倍程度と大きく、法尻保護工に作用する圧力が流速の 2 乗に比例することを考慮すると、アーマ・レビーの法尻保護工より強固な構造の必要性を窺うことができる。裏法被覆工の構造を考える際にも、この 10m/s レベルの高流速への対処は重要なポイントとなる。この点については 2.6.4(3)でさらに考察する。

その一方で、裏法尻での流速は越流水深 2m を超えると頭打ちの傾向にあることから、流速 10m/s 程度の越流に対して粘れる工夫を施せば、相当大きな越流水深でも対応できる可能性がある。このような「頭打ち傾向」は、堤防高さが変わっても見られることから (図-2.6.11 参照)、構造上の工夫を検討する上でのポイントの 1 つになりそうである。

裏法肩では、越流水深の増大とともに圧力が低下し、越流水深 3m 以上では負圧が発生している。裏法肩は天端被覆工と裏法被覆工の接合部であり、それが構造上の弱点とならないように、圧力低下への対応が必要となる。裏法尻での流速とは異なり、裏法肩の圧力低下は越流水深に対しての頭打ち傾向は見られないことから、あるレベルまでの圧力低下への対応を行えば相当大きな越流水深にまで耐える可能性が出てくるという考え方は適用できない。

2.6.3 津波越流による堤防陸側の洗掘特性

(1) 実験の説明

2.6.2 の実験と同じ水路を用いて、津波の越流による堤防陸側の洗掘に関する実験 (縮尺 1/25) を行った。図-2.6.12 のように、堤防模型は比高が 6m、裏法勾配が 1:2、天端幅 3m とし、裏法尻には岸沖方向の長さ 1m、厚さ 1m の基礎工を据え付けた (寸法は現地換算値)。また、堤防模型の陸側は、砂質土 (中央粒径 0.25mm、均等係数 1.85、土粒子の密度 2.7g/cm³) を厚さ 5cm 毎に締め固めた移動床とした (締め固め度平均 88.7%)。この移動床の材料は現地スケールで約 6mm の礫に相当するため、現地より粗い材料を使っている可能性が高いが、越流水のせん断力によって洗掘が生じるという基本的な特徴は再現できている。越流水深は時間的に変化させ、東北地方太平洋沖地震津波の実態をふまえて現地スケールで 1m、2m、3m、6m、10m を最大値とした。なお、仙台平野南部を対象とした東北地方太平洋沖地震津波の再現計算において海岸堤防の天端より水位が高い時間が 10 分程度であったことをふまえ、図-2.6.13 のように、越流の継続時間が各最大越流水深ケースで同程度となるように水位を変化させた。

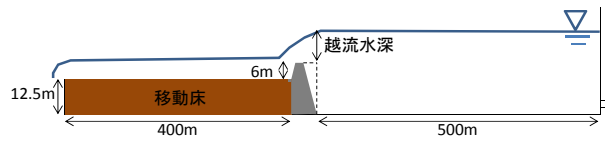


図-2.6.12 洗掘実験の模型断面図（寸法は現地換算値）

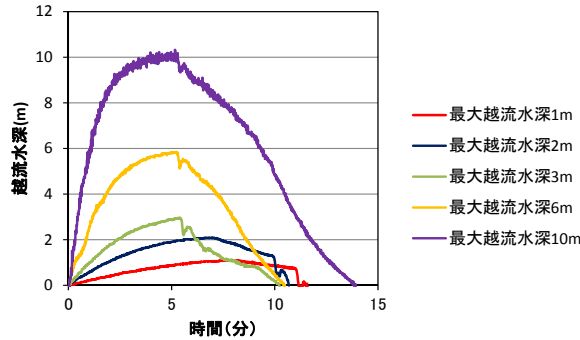


図-2.6.13 越流水深の時間変化（現地換算値）

(2) 洗掘状況と最大越流水深との関係の分析

越流の開始とともに裏法尻が洗掘され始め、その直後から堤防の陸側では跳水が生じるが、最大越流水深によってその状況が異なっていた。最大越流水深 6m 以下のケースでは、跳水の位置が裏法尻に近づいたり離れたりしながら洗掘が進行した。たとえば、最大越流水深 6m のケースでは、写真-2.6.1 のように、越流開始から 150 秒後（現地換算値）の時点では、洗掘は堤防から 17.5m 陸側まで生じており、跳水は堤防から 7.5m 陸側で発生している。その 50 秒後には、写真-2.6.2 のように、洗掘の深さや範囲が大きくなる一方、跳水の位置は裏法尻に移動していた。このような跳水位置の移動は越流開始から約 400 秒後まで繰り返され、その後は裏法尻で跳水が生じていた。一方、最大越流水深が 10m のケースでは、越流開始直後は堤防から離れた位置で跳水が生じていたが、越流開始から 100 秒後以降は写真-2.6.3 のように裏法尻で跳水が生じていた。

図-2.6.14 は、越流後における堤防陸側の断面形を示している。堤防陸側の洗掘の深さおよび範囲は最大越流水深とともに大きくなる傾向が見られる。なお、最大越流水深 10m のケースでは越流前の地表より 12.5m 下の水路床が露出した。このケースを除くと、越流水深が大きいほど、洗掘深が最大となる位置が堤防から離れている。また、洗掘部分より陸側では、洗掘の範囲から流された砂が堆積する現象が見られた。

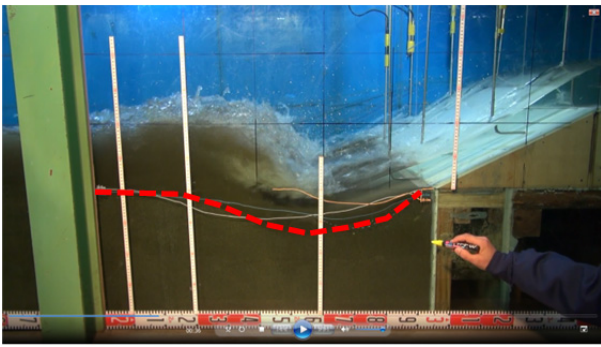


写真-2.6.1 裏法尻の状況
(最大越流水深 6m, 越流開始から 150 秒後)

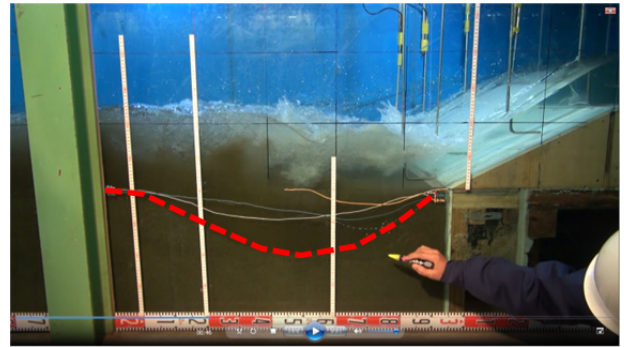


写真-2.6.2 裏法尻の状況
(最大越流水深 6m, 越流開始から 200 秒後)

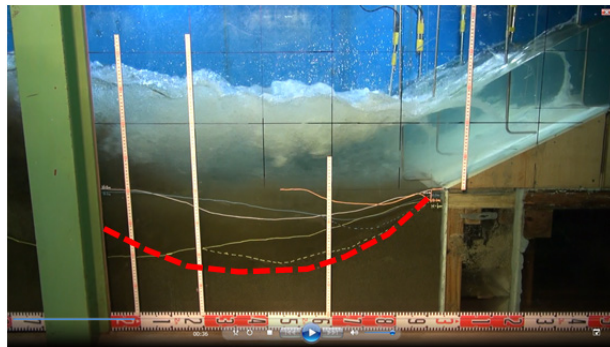


写真-2.6.3 裏法尻の状況 (最大越流水深 10m, 越流開始から 150 秒後)

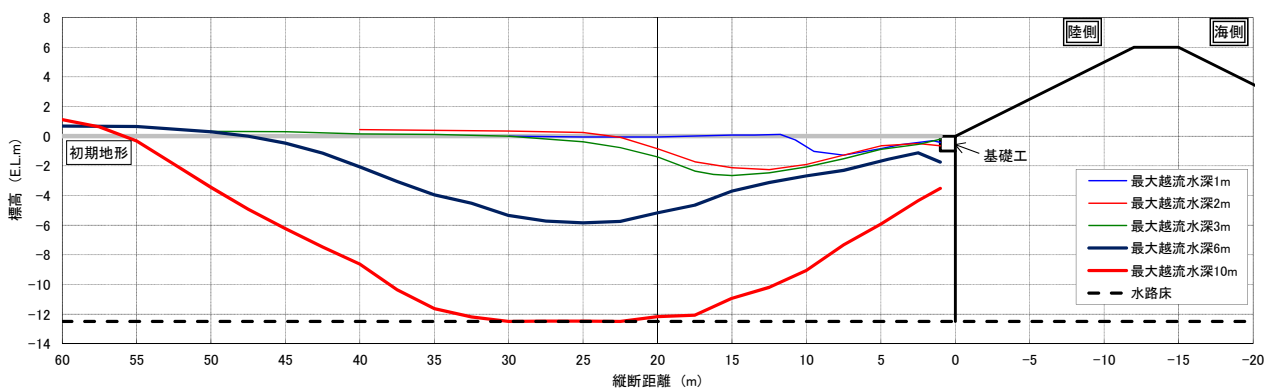


図-2.6.14 越流後の地形

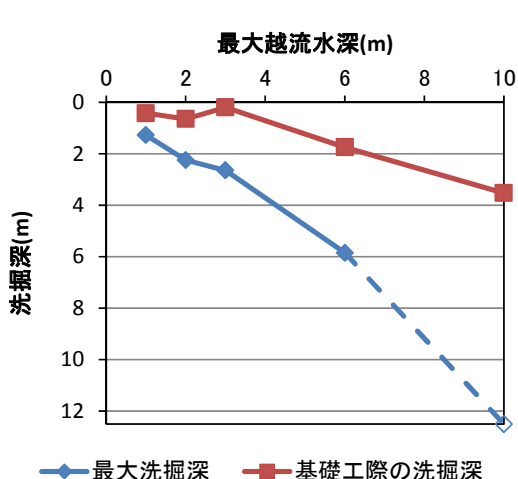


図-2.6.15 洗掘深と最大越流水深との関係

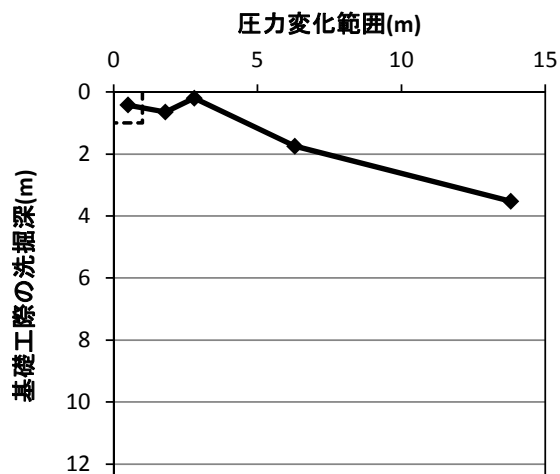


図-2.6.16 圧力変化範囲と基礎工際の洗掘深との関係

図-2.6.15 は、最大越流水深との関係で、越流後の最大洗掘深と基礎工際の洗掘深を図化したものである。基礎工際の洗掘深は、最大越流水深 3m 以下では基礎工の厚さ以下にとどまり、変化も小さいのに対し、越流水深 6m 以上では基礎工の厚さを上回り、最大越流水深の増大とともに大きくなる。このことは、長さ 1m、厚さ 1m の基礎工により、越流水深 3m 程度までは、裏法尻での洗掘が堤体に波及するのを防ぐことができる可能性を示している。また、最大越流水深 10m では砂層厚が大きければ最大洗掘深がもっと大きかった可能性があることを考慮すると、最大洗掘深と最大越流水深との関係は上に凸の特性を持つと判断される。

図-2.6.16 は、2.6.2 の図-2.6.8 に示した堤防陸側の圧力変化（上昇）範囲と、その各データの越流水深と同じ値を最大越流水深とするケースでの基礎工際の洗掘深との関係を示している。図中の破線は、基礎工の幅（横軸）と深さ（縦軸）である。基礎工際の洗掘深が 1m 以下にとどまっている範囲は、堤防陸側の圧力上昇範囲で言うと 2.8m 以下に対応している。この値は基礎工幅 1m の 3 倍程度にあたる。以上のことから、1)裏法尻での基礎工の存在により流向が変化することで基礎工際の洗掘が緩和される効果が発揮される、2)この効果発揮には、堤防陸側の圧力上昇を基礎工が受け止め、流向を確実に変えることが必要である、3)この流向変更による洗掘の緩和は、圧力上昇範囲が基礎工幅(1m)より小さい場合だけでなく、圧力上昇範囲の 1/3 程度が基礎工で保護されている場合でも達成される、という推論が成り立つ。

(3) 構造上の工夫に関わる含意

以上の実験で見られた裏法先での洗掘の流下方向スケールは、最大越流水深 1m でも 10m を超え、同 6m では 50m に達する。海岸堤防の陸側は既に住宅地や耕作地などの土地利用がなされていることが一般的であり、新たに土地を入手してこの規模の洗掘を全面的に抑えることは難しい。したがって、福岡ら(1987)によるアーマ・レビーの法尻工周辺の洗掘実験で目指したのと同じように、洗掘自体の抑制ではなく、洗掘が堤防に及ぼす影響の除去または軽減を狙うのが現実的である。この点からは、基礎工直下流の洗掘深と基礎工深さとの相対関係に着目することが重要となる。

越流水深 60cm 程度以下の条件でなされた前出の福岡ら(1987)の実験において法尻工直下流の局所洗掘深は最大で 0.3~0.4m であったが、本実験での基礎工直下流の洗掘深は最大越流水深 1m の条件でそれを上回り、最大越流水深が 3m を超えると増加が顕著となる（図-2.6.15 参照）。本実験の条件の下で

基礎工の安定を図るためには、越流水深の大きさを考慮した新たな工夫が必要になる。

この工夫の検討には、越流による裏法尻での圧力上昇範囲の一定割合を保護することで基礎工際の洗掘深を軽減できるという前述の推論が役立つ。すなわち本実験では、高さ 6m、法勾配 1:2 の堤防に幅 1m の基礎工を設置することで、少なくとも圧力上昇範囲の 1/3 程度を保護することになる越流水深 3m までの範囲で、現地スケールで粒径 6mm 程度の地盤面に対して洗掘軽減効果が得られることが示されている。その延長上で考えれば、たとえば越流水深 6m の場合、基礎工の幅を 2m 程度にすることで、基礎工際の洗掘深の軽減を引き続き確保でき、したがって、基礎工深さを極端に大きくすることなく、その安定を図ることが可能との仮説を提示できる。なお、その前提として、基礎工自体の安定性も別途確認が必要である。

2.6.4 津波越流に対する既存裏法被覆工の安定性

(1) 実験の説明

2.6.2 で示したように、津波が越流する際には、裏法面では高流速が発生し、裏法面の上部や下部では圧力が静水圧から正負両方向に大きく偏倚する。この高流速により、被覆工の上面にはせん断力が、被覆工の上流側側面には抗力が作用するほか、堤体土の吸い出しが生じうる。さらに、吸い出し等によって被覆工の表面に不陸が生じれば、被覆工に作用する抗力などを受ける面が増大する。これらに圧力の局所的な変化が加わることで、裏法被覆工の安定性が損なわれる可能性がある。

このような裏法被覆工の安定性喪失過程を調べるための実験(縮尺 1/25)を次のように行った。まず、対象とする裏法被覆工をブロック張り(ブロックの 1 層敷設)とし、その厚さを表法被覆工と同程度となる 50cm とした。裏法被覆工の安定性に対するブロックの構造や形状の影響を検討するため、表-2.6.1 および写真-2.6.4 に示す 3 種類のブロックを用いた実験を行った。方形ブロック(長さ、幅とも 1.32m)は孔がなく、質量 2t に相当する。多孔ブロック(長さ、幅とも 1.46m)は中心と四隅近くに孔(短辺長 12.8cm)があり、質量 1t に相当する。なお、ブロックの厚みは四隅周辺で 50cm、ブロック中心付近では 30cm となっており、四隅周辺が足のようにフィルター層にかみ合う構造になっている。単孔ブロック(短辺長 1.50m)は中心に孔(短辺長 35cm)があり、質量 2t に相当する。裏法を水路幅方向に 3 分割した区分毎に、方形ブロックは下面をネットに貼り付ける形で、多孔ブロックは針金で連結した。方形ブロックは孔がないので、コンクリート被覆式に近い構造となる。単孔ブロックは、横のブロックとかみ合う形状のため、実際の施工方法と同様に連結していない。各ブロックは長さが異なるため、方形ブロックでは 9 個、単孔ブロックと多孔ブロックでは 8 個を裏法尻から積み、その上の裏法肩からの一定範囲(方形ブロック:1.37m、多孔ブロック:1.55m、単孔ブロック:1.27m)は固定床とした。また、ブロック張りの被覆工の下にはフィルター層を設けるのが一般的であることから、フィルター層を設けた。フィルター層は、ブロックの下に粒径 5~15cm の礫層を厚さ 30cm で、さらにその下に粒径 4cm の礫層を厚さ 20cm で築造した。

裏法被覆工の被災は裏法尻の基礎工の流失が引き金となる可能性がある。本節では、裏法上の高流速や圧力変化、堤体土の吸い出しなどに対する裏法被覆工の安定性に絞った検討を行うため、図-2.6.17 のように、堤防の表法および天端、堤防の陸側は固定床とした。模型の堤体は中央粒径 0.25mm の砂で作成した。水位の時間変化の設定は前章と同じである。

表-2.6.1 裏法被覆工の条件設定

ケース	越流水深	ブロック	連結
1	6m	方形	○
2	6m	多孔	○
3	6m	単孔	× ^{*)}
4	10m	方形	○
5	10m	多孔	○
6	10m	単孔	× ^{*)}

*) ; 隣接ブロック間のかみ合わせ効果はあり.

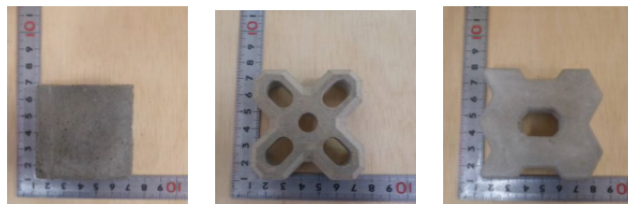


写真-2.6.4 被覆ブロック (左：方形ブロック，中：多孔ブロック，右：単孔ブロック)

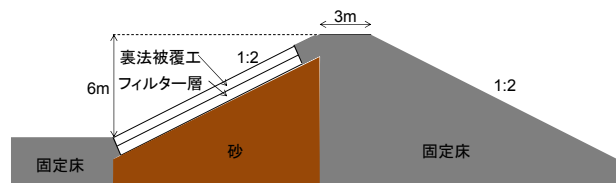


図-2.6.17 堤防模型の断面図 (寸法は現地換算値)

(2) 実験結果とその分析

a) 裏法被覆工の挙動

越流水深を 6m としたケース 1~3 では、被覆工は原形を保った。しかし、越流後に被覆工を取り除いたところ、ケース 1 と 3 はほぼ越流前の状態のままであったが、連結された多孔ブロックを用いたケース 2 では一番裏法肩寄りのフィルター層がなくなっており、ブロックの孔からフィルター材が抜け出たことがわかった。

越流水深を 10m としたケース 4~6 では、いずれも裏法被覆工に変状が生じた。ケース 4 では、越流開始から 165 秒後 (現地換算値) に、連結された方形ブロックが写真-2.6.5 のように上部からめくれ上がって流失し、その後の堤体土の流失により裏法は完全に無くなった。連結された多孔ブロックを用いたケース 5 では、越流開始から 150 秒後に裏法上部の多孔ブロックの穴からフィルター層上層の礫が流失し始め、次いでフィルター層下層の材料が流出し、多孔ブロック全体が沈下した (写真-2.6.6)。単孔ブロックを用いたケース 6 では、越流開始から 8 分 20 秒後には裏法の中央付近のブロックの穴から砂礫が流失しているのが観察され、越流終了直前に裏法上部のブロック群が陥没した (写真-2.6.7)。ブロック群が陥没する前から裏法肩付近には空洞が形成されていたが、ブロック同士のかみ合わせにより原形をある程度の時間保ったものと考えられる。



写真-2.6.5 被災状況 (ケース 4)



写真-2.6.6 被災状況 (ケース 5)

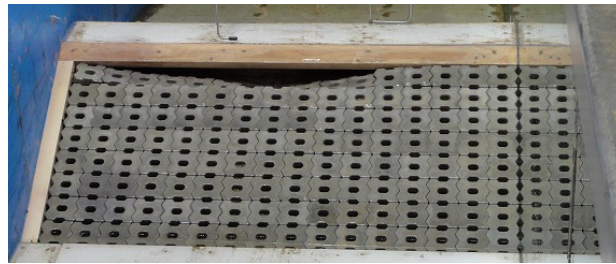


写真-2.6.7 被災状況 (ケース 6)

b) 裏法被覆工に変状・破壊をもたらす要因の分析

標記について2つの要因を挙げることができる。第一は、被覆工の裏法肩からのめくれ上がりであり、ケース4の被災の主因となっている。これを起こす引き金は、図-2.6.4で説明した裏法肩での大きな圧力低下である。第二の要因は、フィルター材や堤体土の吸い出しである。これは、ケース5と6で明確に現れ、いずれも堤体土が抜け出る口を有する多孔および単孔ブロックを用いたケースである。多孔ブロックの孔は単孔ブロックより小さいが、多孔ブロックの方がフィルター層材料の吸い出しが低い越流水深で生じた。多孔ブロックの中心付近は厚さ30cmであり、厚さ50cmの単孔ブロックより薄いため吸い出しが生じやすかったものと考えられる。ブロックの孔の大きさだけでなく、ブロックの厚みも吸い出しに影響することがわかる。

次に、これら2つの被覆工破壊要因と越流水深との関係について考察する。

ケース4でめくれた裏法被覆工の上端は、図-2.6.4の縦断距離において-10.6mに位置する。この点では、負圧にまで至っていないものの、ピエゾ水頭が水位と比べて、越流水深6mでは約2m、越流水深10mでは約4.5m低くなっており、圧力低下が顕著である。一方、図-2.6.17のように、この実験では裏法被覆工の下にあるフィルター層および砂層は両側と底面を固定床で囲まれているため、ブロックの隙間への浸透によりフィルター層内および砂層内の空気は上部に封入されるとともに、その圧力が上昇する。このような裏法被覆工下面の圧力に対し、裏法被覆工上面の圧力は上部ほど低いため、裏法被覆工上端からめくれたと考えられる。また、越流水深6mと比べて越流水深10mの方が、裏法肩付近の裏法被覆工上面の圧力低下量(水位とピエゾ水頭との差)が大きく、その間に裏法被覆工のめくれに至るかどうかの閾値があったと考えられる。なおケース5,6のようにブロックに孔があると、ブロック上下面の圧力差が生じにくくなり、これは明らかに、めくれ上りを起こしにくくする要因となる。

吸い出しについては、まず、フィルター材の沈降速度 w_{f0} に対する、裏法流れによる摩擦速度 u_* の比 u_*/w_{f0} に基づき考察を行う。図-2.6.18は等流状態の関係 $u_*^2 = gn^2 v^2 / h^{1/3}$ を用いて、裏法流れの断面平均流

速 v と u^*/w_{j0} との関係を示したものである。ここでは、裏法面の粗度係数 n を 0.025 とし、水深 h は 0.5m で代表させ、 w_{j0} には下層フィルター材粒径 0.04m に対応するものを用いている。また図には、上層フィルター材の中間粒径 0.1m に u^* が作用した際の無次元掃流力 $\tau_* = u^2/sgd$ (s : フィルター材の水中比重) も併記した。ブロックの孔の位置にあるフィルター層上面での摩擦速度は、孔の中で生じる渦などにより上記 u^* より低減する。この低減により u^* が 7 割程度 (u^2 なら半分程度) になるとしても、流速が 5m/s を超える辺りから上層フィルター材の動きが始まり、流速 10m/s では τ_* が 0.25 を超え掃流での動きが活発になるとこの図から読み取ることができる。孔の中という拘束があるので、この動きが上層フィルター材の全面的な掃流にはつながらないが、孔の位置での下層フィルター材の部分的露出をもたらすと想定すると、図-2.6.18 中の u^*/w_{j0} の値から、裏法流れの流速が 10m/s を超えると u^*/w_{j0} が 1 すなわち巻き上げが活発になる値に近づくことがわかる。加えて裏法肩付近では、流線曲率による圧力低下がこうした巻き上げを助長するように作用する。以上から、裏法流速が 10m/s を超えるレベルになると、礫サイズであっても、フィルター材の一部が吸い出される可能性が十分あると考えられる。実際、吸い出しによる変状が顕著となった越流水深 10m の条件では、図-2.6.6 からわかるように、裏法全面にわたり流速が 10m/s レベルになっている。

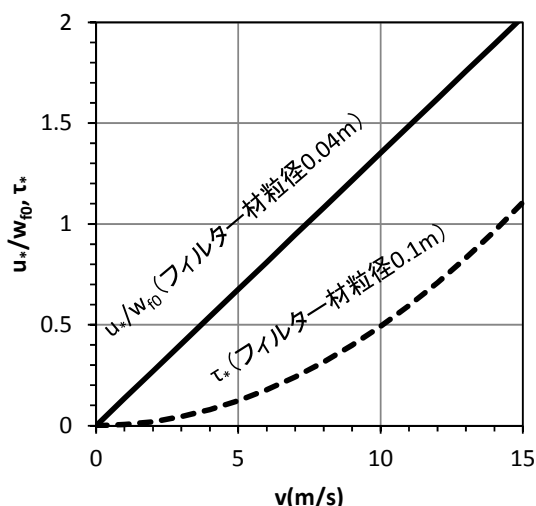


図-2.6.18 裏法の流れの断面平均流速 v とフィルター材移動に関する水理量との関係

2.6.2 および 2.6.3 で述べたように、裏法尻での高流速や洗掘によって基礎工が移動し、その状況で裏法上の流速が大きくなると、裏法被覆工がずれたり不陸が生じたりする恐れがある。長期的には、あるいは津波前の地震によって、ずれや不陸が生じることも想定すべきである。今述べた堤体土の吸い出しも不陸出現の有力な要因である。ブロック間に隙間が生じる、あるいは海側のブロックより陸側のブロックが飛び出ると、ブロックの海側側面に流体力を大きく受ける面が生じ、揚力係数も大幅に増加し、本章の実験より小さい越流水深でも裏法被覆工が不安定化する可能性がある。

一例として、裏法被覆工として直方体の 2t ブロック (長さ 1.32m, 幅 1.32m, 厚さ 0.5m) の安定性を試算する。2章で示したように、比高 6m, 法勾配 1:2 の堤防については、越流水深 2m 以上で裏法尻での流速が 10m/s 程度となることから、10m/s の条件で、ブロック単体が滑動およびめくれに対して必要な厚さを計算した。なお、抗力係数は 0.3, 揚力係数は 0.5, 摩擦係数は 0.65 とした。図-2.6.19 のように、対象とするブロックが隣接するブロックとの間で不陸が生じていない場合には、滑動、めくれとも、

ブロックの必要厚は 10cm 未満である。しかし、不陸が大きくなるとブロックの必要厚は大きくなり、不陸が 5cm 以上になるとブロックの必要厚は 50cm を上回る。また、図-2.6.20 は、同じ条件で、ブロック厚 50cm で安定（めくれも滑動も生じない）となるために許される不陸を裏法面流速との関係で示したものである。この図から、流速が大きくなり、10m/s のレベルに近づくと、許容不陸量が急に小さくなることわかる。以上のように、越流水深が大きくなり、裏法流速が増大すると、被覆工の不安定に及ぼす不陸の影響が急増する。実際、不陸を全面にわたって数 cm 以下に保持するという、10m/s 級の流速下で求められる要件は、通常のブロック張りでは、かなり難しいと考えられる。

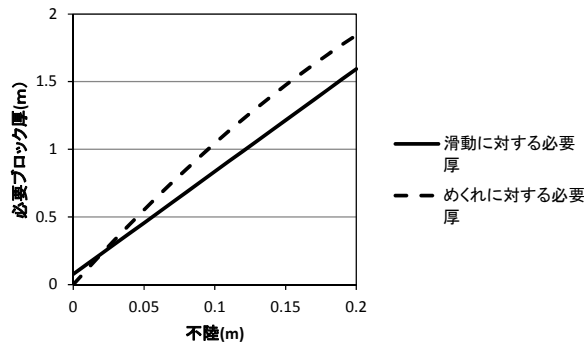


図-2.6.19 滑動およびめくれに対して必要なブロックの厚さ（裏法流速 10m/s で計算）

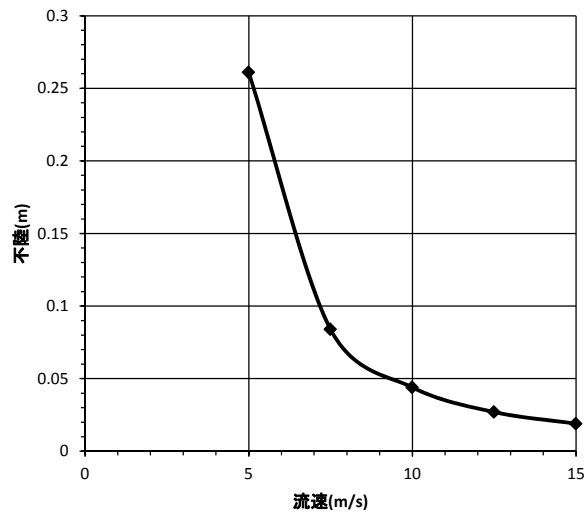


図-2.6.20 裏法被覆工を構成する各ブロックが安定するために許容される不陸量と裏法面の流速との関係（ブロック厚さ 50cm で計算）

(3) 構造上の工夫に関わる含意

裏法被覆工被災の二大要因であるめくれ、吸い出しを防ぐ上で、また、被覆工全体の安定化を図る上で、被覆工が厚いほど、法勾配が小さいほど、有利である。その上で、本研究では勾配 2 割を前提にしており、また現場の制約等から、適用できる被覆工厚に限度があると考え、それをここでは 50cm と設定する。その場合、次のような議論が展開される。

空隙がほとんどない方形ブロックは堤体土の吸い出し防止に対して有効と考えられたが、裏法肩付近での上面圧力の低下によるめくれ上がりが発生する結果となった。一方、多孔ブロックおよび単孔ブ

ックは、揚圧力が小さくなる構造のため被覆工全体がめくれることはなかったが、堤体土の吸い出しから被覆工の被災に至った。ブロックの孔は、揚圧力を逃がす十分な機能を持つものの、10m/s レベルの高い裏法流速と裏法肩でのブロック上面圧力の低下が生じる状況では、フィルター材が礫サイズであっても、孔からの吸い出しが起りうる。以上から、吸い出し防止とめくれ上がり防止の対応はトレードオフの関係にあると言える。

裏法流速 10m/s レベルへの、また越流水深 6m レベルへの対抗を考えるなら、明瞭な孔を持たせ、そこからの吸い出しにフィルターで対処するのは難しく、基本的には、フィルター材の動き・吸い出しを許すようなサイズの孔を持たないブロックとすべきであろう。その場合、揚圧力がブロックに作用しやすくなるので、それへの対処すなわち明瞭な孔によらずに下面からの圧力を逃がす通気性・通水性を確保することが求められる。

また、裏法被覆工に関して 10m/s レベルの流速への対応を考える上で、不陸コントロールすなわち高流速をまともに受ける面を極力作らない工夫が必須であることがあげられる。

2.6.5 裏法尻および裏法被覆工の工夫

(1) 工夫の方向性

2.6.2～2.6.4 で述べてきた構造上の工夫に関わる含意を踏まえると、以下がポイントとなる。

裏法尻での洗掘は基礎工の移動に直結するため、裏法尻での流線の曲がりに伴う圧力上昇範囲をふまえて裏法尻を保護することで、基礎工際の洗掘が基礎工下面まで進行しないようにする必要がある。また、裏法被覆工については、高流速および裏法肩付近での圧力低下による堤体土の吸い出しを防ぐことと被覆工に作用する抗力や揚圧力を考慮するとともに、吸い出し等によって被覆工の表面に不陸が生じても流体力をまともに受けたくないような工夫が求められる。また、天端被覆工については、裏法肩で発生する圧力低下を考慮する必要がある。

一方、海岸堤防は設計津波が越流しない高さとするところになっているため、津波の越流は設計対象外の現象となり、それによる被災を防止するためにやみくもに大きな施設を築造できるものではない。

このような条件をふまえ、図-2.6.21 のような構造を提案する。裏法尻では、裏法下部と一体化した基礎工を設けるとともに、その安定性を高めるため基礎工の周辺に地盤改良を施す。裏法尻の基礎工は表法先と同規模とし、堤防背後の土地の制約を考慮して地盤改良の上端幅を 2m 程度とし、地盤改良の施工性を考慮して地盤改良の深さを 2m に設定している。基礎工と地盤改良により裏法尻から 3.25m が保護されることになり、2.6.3 での検討結果からは越流水深 6m 程度まで有効であると想定される。

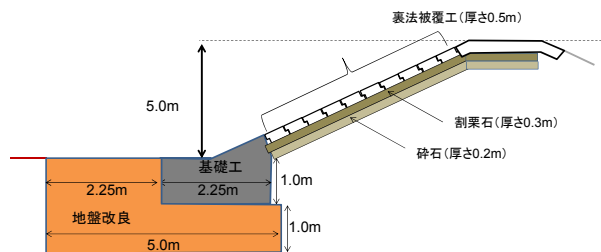


図-2.6.21 裏法尻の保護と裏法被覆工の工夫（寸法は現地換算値）

裏法被覆工については、実務的な実現可能性を考慮して表法被覆工と同じ 0.5m まで厚さを増した上で、孔がないブロックを採用し、さらにその下にフィルター層を設けて吸い出しを極力起こりにくくす

る。通気性・通水性の確保は、隣接するブロック間でモルタル等による練り処理を行わないことで、ブロック間の隙間を存置することにより行う。この場合、隣接するブロックが上下にずれることによる不陸の発生がより懸念される。そこで、ブロックが多少ずれても流れをまともに受ける向きの不陸が生じないように、岸沖方向両端に切り欠きを設けたコンクリートブロックを「かさかけ式」にかみ合わせた構造とする。これらのほか、裏法肩での圧力低下を考慮して、法肩部分まで天端被覆工を延ばし、揚圧力に対して、ブロック単体でなく天端被覆工全体で対抗できるようにする。裏法被覆工に対する以上の工夫が一体的に機能することで、2.6.4の検討結果から、越流水深6m程度、10m/sレベルの裏法流速でも変状が起りにくくなると想定される。

以上の裏法尻、裏法における工夫においては、把握された種々の不安定化・破壊要因への対応を漏らさず行うこと、それぞれの対応において対抗できる越流水深と裏法流速のレベルをある程度揃えることを意識している。このことは、構造上の工夫を効率よく粘り強さ発揮につなげる上で重要と考えられる。

津波越流時の高流速および圧力変化、裏法尻の洗掘に対する上記構造の安定性を確認するため、模型実験を行った。実験では、越流水深に応じた高流速や圧力変化に対する裏法被覆工の不安定化の状況とともに、裏法尻の洗掘に対する裏法下部との基礎工の一体化と地盤改良の効果に着目した。

(2) 小規模実験での検討

2.6.4の実験と同じ水路で実験を実施した。堤防の比高は仙台湾南部海岸での災害復旧を想定して5m（現地スケール）とし、堤防の表法および天端は固定床とした。堤防の裏法は切り欠きを設けたブロック（模型スケールで長さ36.8mm、幅76.9mm、厚さ20mm、両端の切り欠き4mm、質量128g）で被覆し、その下には4章の実験と同様のフィルター層を設けた。また、堤体土の中央粒径は0.25mmである。実験は、地盤改良を施さない場合（タイプ1）と、地盤改良を施した場合（タイプ2）を対象とした。基礎工および天端被覆工は、水路幅方向に3分割して、比重2.3のモルタルで作成した。地盤改良の部分は比重を2.1に調整したモルタルで作成した。越流水深の最大値は現地スケールで1m、2m、3m、6m、10mとし、水位の時間変化は2.6.4の実験と同じとした。

いずれのケースも、越流開始直後から裏法尻での洗掘が進行し、ある程度洗掘が進むと跳水が生じた。越流水深の上昇とともに、写真-2.6.8のように基礎工より陸側の底面を水脈が沿う現象と、写真-2.6.9のように水脈が水面近くに位置する現象が交互に見られた。これは、鈴木ら(1982)が示した、床固め直下流部における潜り噴流による急激な洗掘と、波状跳水状態での洗掘孔の埋め戻しと同様の現象と考えられる。また、越流水深が減少し始めると、後者の現象が長く見られた。

タイプ1では、越流水深2m以下では裏法被覆工、基礎工とも被災しなかったが、越流水深3m以上では被災した。越流水深3mでは越流開始から300秒後（現地換算値）に、越流水深6mでは越流開始から250秒後に基礎工が移動するとともに、裏法被覆工がずれ落ちた。越流水深10mでは、越流開始から100秒後に裏法被覆工の最下部のブロックが陥没し、それが引き金となってその上のブロックが流失した。最下部のブロックが陥没した時点では、基礎工際では基礎工の下面程度まで洗掘されていた一方、裏法被覆工のブロックの隙間からの吸い出しは見られなかったことから、基礎工の下からの堤体土の吸い出しによりブロックが陥没したと考えられる。一方、タイプ2では、越流水深6m以下では裏法被覆工、基礎工とも被災しなかった。この結果は(1)で述べた2.6.3および2.6.4の実験結果に基づくねらいと符合している。越流水深10mでは、越流開始から125秒後に裏法被覆工の最上部のブロックが流失し、その後、周辺のブロックの一部も流失したが、地盤改良工近傍の洗掘深は1mを上回らず、基礎工が流出しなかったため堤防としての形を保った（写真-2.6.10）。天端被覆工によって被覆される裏法肩

の範囲は 2.6.4 の実験の固定床より狭く、最上段のブロックと天端被覆工がかみ合わさっていても、越流水深 10m における裏法肩での圧力低下に対して安定を保てなかったと考えられる。

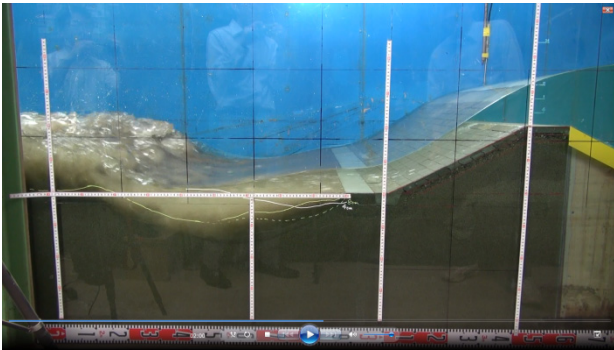


写真-2.6.8 越流開始から 150 秒後の越流の様子
(タイプ 2, 越流水深 10m)

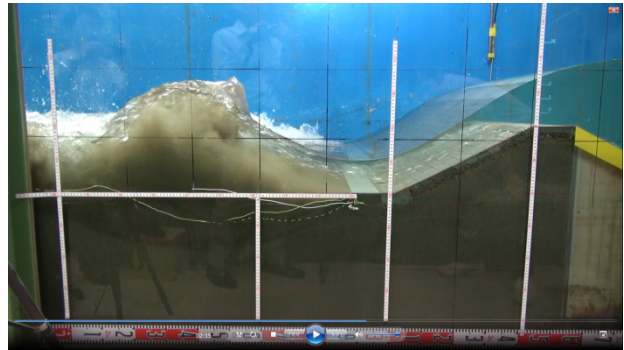


写真-2.6.9 越流開始から 225 秒後の越流の様子
(タイプ 2, 越流水深 10m)

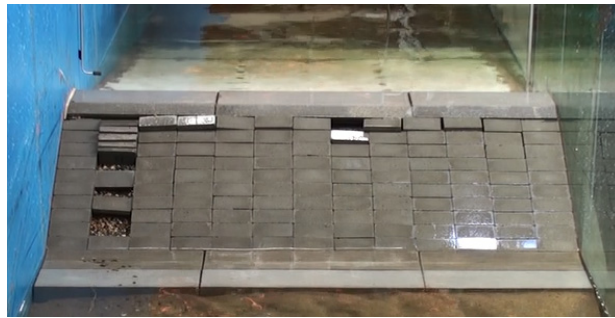


写真-2.6.10 越流後の裏法被覆工 (タイプ 2, 越流水深 10m)

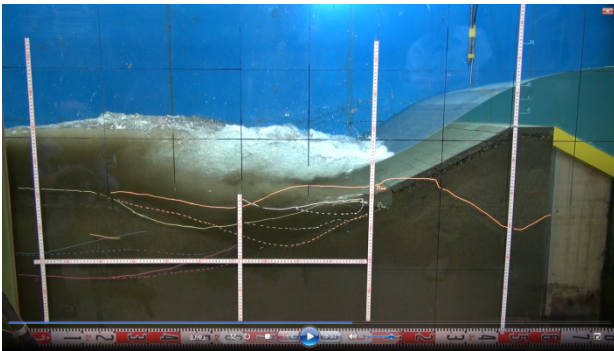


写真-2.6.11 越流開始から 150 秒後の越流の様子
(タイプ 1, 越流水深 6m)

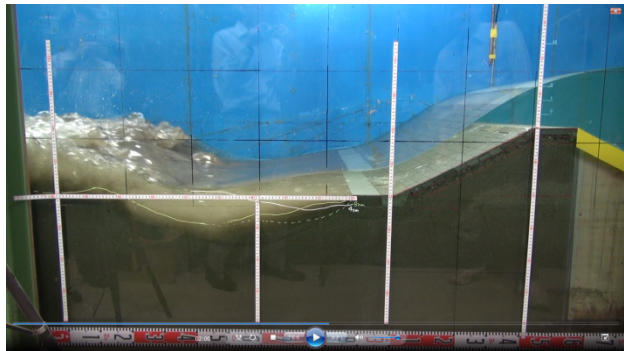


写真-2.6.12 越流開始から 150 秒後の越流の様子
(タイプ 2, 越流水深 6m)

写真-2.6.11 と写真-2.6.12 は、越流水深 6m のケースにおける越流開始から 150 秒後のタイプ 1 と 2 の流況を示している。タイプ 1 では裏法を下った流れが裏法尻において地盤に突込む向きとなっているのに対し、タイプ 2 では裏法を下った流れが基礎工と地盤改良工によって一旦水平方向に近づくように向きを変えている様子が観察された。地盤改良工により裏法尻を洗掘から保護する範囲が広がることで、基礎工の流失が防がれたと考えられる。

(3) 大規模実験での検討

裏法尻の洗掘対策と被覆工の工夫の効果を前節で確認したが、小規模実験に用いた砂の粒径は現地スケールで 6mm 程度となる。洗掘や吸い出しには底質の粒径が影響することから、現地スケールに近い規模の実験でのさらなる検証が望ましいと考えられる。そこで、縮尺 1/2 での大規模実験を実施した。

実験は、長さ 45m、幅 1m、高さ 4m の水路で行った。図-2.6.22 のように、現地スケールでの堤防模型の比高、裏法勾配、天端幅などは小規模実験と一致させ、堤防の盛土部分と堤防陸側の平坦床は(2)の小規模実験と同じ砂（現地スケールで中央粒径 0.5 mm）を厚さ 30cm 毎に締固めて作成した。実験前の堤防模型および平坦床の状況を写真-2.6.13 に示す。また、基礎工周辺の地盤改良は津波堆積土（仙台市若林区井土地区、細粒分含有率 50% のシルト）とセメントを配合して養生したものであり、宇多ら(1997)に示された方法で測定したその引っ張り破壊応力は 5.9N/cm^2 であった。水路にはポンプで給水できるようにしており、現地スケールで越流水深が 2m、越流継続時間が 10 分となるように水位を時間的に変化させた。小規模実験と比べると、図-2.6.23 のように、越流水深は越流開始直後に速く増加し、ピーク後はゆっくりと低下しており、海岸堤防によってせき上げられる状況をより良く再現している。なお、電波流速計で測定した裏法尻での表面流速の最大値は約 9m/s であり、小規模実験とほぼ一致している。なお、実験に際しては、移動床内の洗掘の進行や被覆ブロックが移動したタイミングを把握するため、堤防陸側の移動床内および裏法被覆工のブロック内に加速度センサーを埋め込んだ。

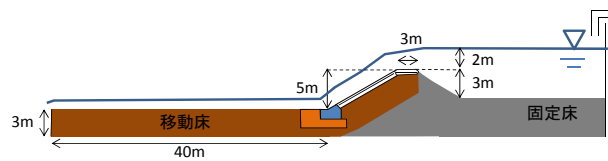


図-2.6.22 大規模実験の模型断面図（寸法は現地換算値）



写真-2.6.13 越流前の堤防模型および平坦床

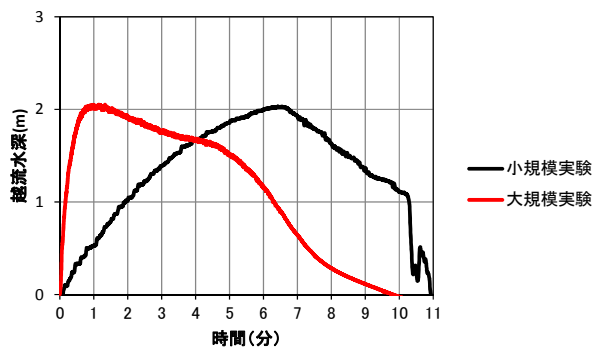


図-2.6.23 小規模実験と大規模実験の水位変化（現地換算値）

図-2.6.24 および図-2.6.25 は、加速度センサーから推定された、裏法尻での洗掘の進行状況を示している。図中の白丸は加速度センサーの設置位置であり、基礎工または地盤改良部分のすぐ陸側および4m 陸側において 50cm 間隔で鉛直方向に配置するとともに、裏法の被覆ブロック内のほか、基礎工や裏法被覆工の下部にも設置している。越流開始直後は裏法および堤防陸側において射流となっていたが、下流側で生じた跳水の位置が堤防に向かって移動し、越流開始から 57 秒後（現地換算値）には裏法尻に達した。

図-2.6.24 のように、地盤改良を施さなかったケースでは、越流開始から 42 秒後までは基礎工から陸側 4m の範囲では洗掘深は 0.5m 未満であったが、越流開始から 71 秒後までに基礎工の陸側 4m の加速度センサーが全て流失した後、越流開始から 140 秒後に基礎工が洗掘によって露出したのを引き金に、その 1 秒後に裏法中央のブロックが流失し、その後に基礎工と全てのブロックが流失した。同条件での小規模実験では基礎工下面まで洗掘されなかったが、大規模実験では基礎工下面まで洗掘されたことにより基礎工が不安定になったと考えられる。一方、地盤改良を施したケースでは、図-2.6.25 のように、越流開始から 85 秒後までの間に地盤改良部分の陸側 4m での洗掘が進行したが、地盤改良部分のすぐ陸側では洗掘深は 50cm に達せず、裏法被覆工および基礎工に変状はなかった。両ケースの比較から、基礎工の陸側に地盤改良を施すことで基礎工直近での洗掘が低減され、基礎工および裏法被覆工が被災する可能性を減じたものと考えられる。

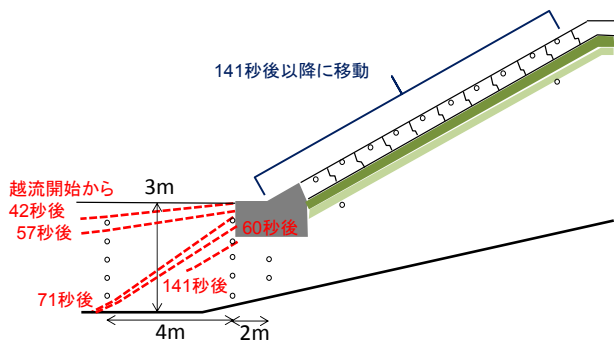


図-2.6.24 裏法尻での洗掘の進行過程
（地盤改良なし、寸法は現地換算値）

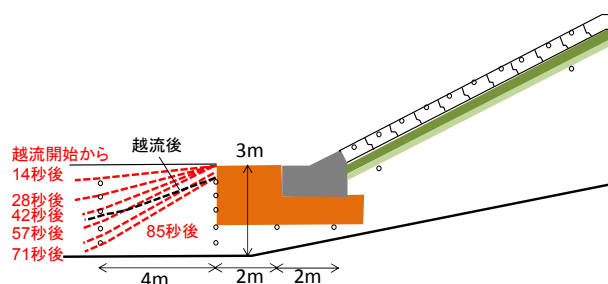


図-2.6.25 裏法尻での洗掘の進行過程
（地盤改良あり、寸法は現地換算値）

写真-2.6.14 と写真-2.6.15 は地盤改良を施さなかったケースと施したケースにおける越流後の裏法尻の状況を、図-2.6.26 は越流後の堤防および背後地盤の断面形を示している。地盤改良を施さなかつ

たケースでは、裏法被覆工に続いて堤体土も流失したため、裏法が大きくえぐられた形状となっている。また、流失した裏法被覆工が縦断距離 10m 付近に留まったため、その陸側の洗掘が生じていない。一方、地盤改良を施したケースでは、裏法被覆工、基礎工、地盤改良部分が原形を留め、地盤改良部分の下面が露出するほどの洗掘は生じなかった。ただし、地盤改良部分から陸側 20m 以上の範囲が洗掘されていた。



写真-2.6.14 越流後における裏法尻の状況
(地盤改良なし)



写真-2.6.15 越流後における裏法尻の状況
(地盤改良あり)

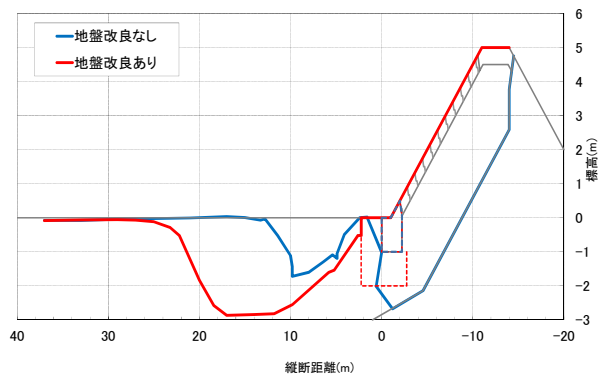


図-2.6.26 越流後の断面形

図-2.6.27 は、図-2.6.4 に示した越流水深 2m での水位およびピエゾ水頭について裏法尻周辺を拡大するとともに、図-2.6.21 で示した裏法尻の保護の範囲を示したものである。ピエゾ水頭等の分布は比高 6m のものであるが、5m の場合と大きな違いはないとして考察を進める。裏法尻において圧力が上昇している範囲（幅約 2m）は、基礎工面の平場（幅 1m）より長く、基礎工上面と地盤改良上面を合わせた長さ（3.25m）より短い。これを図-2.6.24 および図-2.6.25 に示した地盤改良付加の有無による洗掘状況の違いと対比すると、圧力上昇範囲の半分程度しか保護しない基礎工の幅は洗掘に対して不十分である一方、圧力上昇範囲を超えて保護する地盤改良の幅は洗掘深を軽減する上で十分であったと考えられる。2.6.3 で示した小規模実験では、圧力上昇範囲の 1/3 程度が基礎工で保護されていれば洗掘深を軽減できていたが、現地スケールの粒径が小さい場合には圧力上昇範囲全体の保護が基本になりそうで

ある。

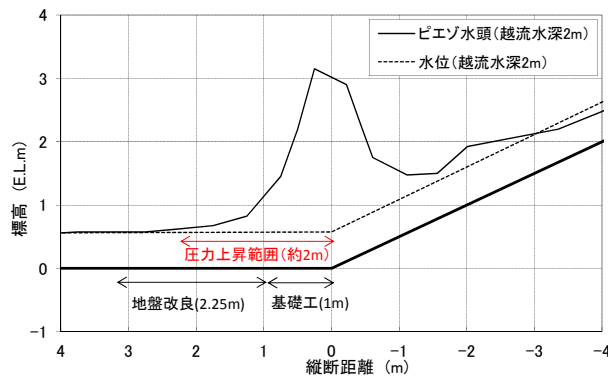


図-2.6.27 裏法尻での圧力上昇範囲と基礎工および地盤改良の被覆範囲との比較

また、現地スケールでは同じ越流水深 2m、比高 5m の堤防に対して、小規模実験では地盤改良付加の有無にかかわらず被災せず、大規模実験では地盤改良を施したケースでのみ被災しない結果となった。大規模実験で被災したケースでは、越流中に基礎工下面まで洗掘が進んだ後に、基礎工の移動に至った。両実験とも同じ粒径の砂を堤防陸側の移動床に用いていることから、移動床材料の模型縮尺の違いが基礎工際の洗掘の大きさに影響し、それが被災の有無を分けたと考えられる。

小規模実験および大規模実験とも、裏法尻に地盤改良を施すことで圧力が上昇する範囲を一定程度被覆することで、基礎工際の洗掘が低減し、基礎工の移動が防がれる効果が認められた。また、基礎工の移動が防がれた場合には、切り欠きを設けたブロックを「かさかけ式」にかみ合わせた裏法被覆工や、法肩まで延ばした天端被覆工が、構造上の弱点になることはなかった。このように、効果が確認された裏法尻の保護に加えて、裏法被覆工や天端被覆工の構造を工夫することによって、津波の越流による海岸堤防の被災を回避できる可能性が高まると考えられる。

(4) 構造上の工夫の検討手順をふまえた考察

ここまでに示した構造上の工夫の検討は、越流を設計上考慮していない標準的な海岸堤防に対して、その基本構造を大きくは変えないことを前提に、次のような手順を踏んだことに当たる。

- ①越流の生起によって生じる堤防破壊のプロセスと要因を極力幅広く把握する。その検討の元となる堤防の変状に関する想定も、極力幅広く設定する。
- ②把握された破壊プロセス・要因すべてについて、そのプロセスが起こりにくくなる方策を案出する。
- ③各方策の案出に際しては、その方策の適用により対抗できる可能性が高まる越流水深範囲をなるべく揃えるようにする。
- ④破壊要因に関係する水理量の中で、越流水深の増大に伴って頭打ちになる特性を持つものがある場合、方策案出において頭打ちとなる水理量の値を必要に応じて適切に考慮する。
- ⑤異なる破壊プロセス・要因に対応するための各方策間の相互影響を調べ、必要に応じて調整し、各方策が互いに整合性（できれば相乗性）を持ちながら一体となって粘り強さ付与に貢献する工夫となるようにする。

このうち①については、1)裏法尻洗掘による基礎工の移動、2)裏法被覆工に不陸形成→流れをまともに受ける面の出現→高流速作用によるめくれ上がり、3)裏法肩付近での流線曲率による圧力低下がもた

らす被覆工への揚圧力作用, 4)上記 1)に加えて裏法被覆工への高流速作用→滑動→変状拡大→上記 2), 5)流体力による基礎工の移動・転動, 6)孔を持った裏法被覆工への高流速作用→裏法肩付近ではさらに上面圧力低下の作用→フィルター材の吸い出し, が本論文において全体的な破壊につながるプロセスおよび要因として対象とされた. 上記 2)で被覆工の不陸を最初から想定しているのは, 上記①における「堤防の変状に関する想定も極力幅広く設定」という趣旨によるものである. ③と④は, 工夫による機能増加の効率性に関わるものである. ③については, 検討の中で, 裏法流下流速 10m/s レベルと越流水深 6m レベルを一応の目安とした. このうち流速の目安設定に関しては, ④すなわち裏法流下流速が 10m/s を超えると頭打ちになるという特性も考慮されている.

2.6.6 粘り強い海岸堤防の構造

津波の越流に対して粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造を検討するため, 津波の越流による三面張り海岸堤防の代表的な被災機構である裏法尻の洗掘および裏法被覆工の不安定化に着目し, 模型実験を通じて構造上の工夫を検討して得られた主な結論は以下のとおりである.

- ・比高 6m, 法勾配 1:2 の海岸堤防を津波が越流する状況を再現したところ, 越流水深の増大とともに裏法肩での圧力低下量が大きくなり, 越流水深 3m 以上では負圧が発生した. 一方, 裏法尻での圧力上昇の量や範囲も越流水深とともに大きくなる傾向が見られた.

- ・裏法尻での断面平均流速は越流水深 2m でも断面平均流速が 10m/s となるものの, それより越流水深が増大しても裏法尻での水深増加により断面平均流速が頭打ちになった. 裏法尻については, 流速 10m/s 程度の越流に対して粘れる工夫を施せば, 相当大きな越流水深でも対応できる可能性が示された.

- ・津波の越流による裏法尻の基礎工際での洗掘は, 裏法尻において圧力が上昇する範囲に対して一定の長さを基礎工で保護されている場合には, 基礎工の下面まで到達しなかった. 圧力が上昇する範囲に比べて基礎工の幅が狭すぎると, 基礎工際の洗掘深は基礎工の厚さより大きくなっていった.

- ・津波の越流に対する裏法被覆工の被災機構として, 孔がないコンクリート被覆式では裏法肩からのめくれ上がりが見られたのに対し, 孔があるコンクリートブロック張式では吸い出しが確認された. 裏法被覆工の安定化を図るには, 吸い出し防止と揚圧力対策の両立が必要であるが, 流速 10m/s 級の越流に対してブロックに大きな孔を設けるのは望ましくない.

- ・切り欠きを設けたブロックをかみ合わせた構造を裏法被覆工に導入することで不陸の発生を防ぐ一方, 裏法尻に裏法と一体化した基礎工と地盤改良を施すことで裏法尻での圧力上昇範囲を保護するとともに, 裏法肩での圧力低下に対して天端被覆工を法肩まで延ばすことで, 裏法尻での洗掘による基礎工の移動, 裏法肩での圧力低下や裏法上の高流速による被覆工の流失といった三面張り海岸堤防の被災を回避できる可能性が高まることを模型実験の結果から確認した.

本研究は透水性・透気性を有する構造を対象としており, 被覆工の下面に作用する空気圧や水圧の上昇に起因する被覆工の不安定化については議論していない. そのような未検討や未解明の現象は引き続き検討していく必要があるが, 本研究で明らかになった津波越流時の水理特性や洗掘特性をふまえた裏法尻や裏法被覆工の工夫に, さらなる構造上の工夫を積み重ねていくことが, 粘り強い構造が目指す減災効果の早期実現に繋がるものと考えられる.

なお, 本研究で行われた模型実験の中には一定の越流水深に対して被災しなかったケースがあるが, その結果は同一の越流水深でもいかなる構造や水位波形のもとでも被災しないことを示すものではない. 本研究で施した構造上の工夫により, あくまで相対的に粘り強くなっていると解釈すべきである.

参考文献

岩佐義朗：水理学，朝倉書店，p.123，1967.

宇多高明，望月達也，藤田光一，平林 桂，佐々木克也，服部 敦，藤井政人，深谷 渉，平舘 治：
洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工，粘性土，植生の挙動－流水に対する安定性・耐侵食性を
判断するために－，土木研究所資料，第 3489 号，pp.42-54，1997.

海岸における津波対策検討委員会：平成 23 年東北地方太平洋沖地震及び津波により被災した海岸堤防
等の復旧に関する基本的な考え方，9p.，2011.

海岸保全施設技術研究会編：海岸保全施設の技術上の基準・同解説，2004.

加藤史訓，諏訪義雄，鳩貝 聡，藤田光一：津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防
の構造検討，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.70，No.1，pp.31-49，2014.

小竹康夫，磯部雅彦：津波の越流時に海岸堤防の法面に作用する圧力特性に関する実験的研究，土木学
会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68，No.2，pp.891-895，2012.

鈴木幸一，道上正規，川津幸治：床固め直下流部の流れと局所洗掘について，第 26 回水理講演会論文
集，pp.75-80，1982.

中央防災会議東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会：東北地方太平洋
沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告，44p.，2011.

中尾秀之，佐藤慎司，Harry Yeh：津波の越流による海岸堤防の破壊メカニズムに関する研究，土木学会
論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68，No.2，pp.281-285，2012.

福岡捷二，藤田光一，加賀谷均：アーマ・レビー法尻工の水理設計，第 31 回水理講演会論文集，pp.365-370，
1987.

渡邊国広，諏訪義雄，加藤史訓，藤田光一：東北地方太平洋沖地震津波による海岸堤防の被災分析，土
木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68，No.2，pp.356-360，2012.

2.7 まとめ

設計条件を超える津波が来襲して海岸堤防を越流しても、海岸堤防が粘り強く効果を発揮することで、津波による浸水を低減できることを明らかにした。海岸堤防によって堤防陸側の水位が低下する効果は、堤防海側の水位に対する堤防高の比が大きいほど、また海岸背後の低平地の奥行きが大きいほど、顕著になる傾向が認められた。

海岸堤防の浸水低減効果を確認した上で、津波が越流しても粘り強く効果を発揮する海岸堤防の設計法を提案した。まず、日本における海岸堤防の設計法をその経緯も含めて整理した上で、オランダの設計法と比較し、対象とする外力やその生起確率の違いなどをふまえて、外力に対して相対的に天端高が低い日本でこそ粘り強い構造が必要であることを示した。次に、東北地方太平洋沖地震の津波による仙台平野南部および岩手県沿岸での海岸堤防の被災および堤防周辺の洗掘についての現地調査の結果から、津波の越流による裏法尻での洗掘が堤防被災の引き金になっていること、破堤部付近では、越流による洗掘に加えて、引き波による洗掘が進んでいたことなどを明らかにした。また、海岸堤防の被災パターンを分類し、その中で、裏法尻の洗掘からの被災が被災延長の2/3程度を占めていることを明らかにした。そして、台形断面の三面張り構造を対象に、津波が越流する時の海岸堤防周辺の流況、裏法尻の洗掘、裏法被覆工の安定性に関する水理模型実験を行い、裏法尻の保護により堤体の安定性を高めることができること、大きな孔があるブロックは裏法被覆工として望ましくないこと、両端に切り欠きを設けたブロックをかみ合わせることで裏法被覆工の安定性が高まることなど、海岸堤防の粘り強い構造を明らかにした。

なお、海岸堤防の陸側では海岸堤防によってせき上がった津波が堤防を流れ下ることによって、局所的に流速が大きくなる箇所が発生しうる。また、津波の越流によって流入した海水が海岸堤防によって排水されにくくなることも予想される。海岸堤防を粘り強くすることは、このようなデメリットを生む恐れがある。堤防によって流速が大きくなる範囲については、居住を制限し、海岸林や防災緑地として活用することによって、その悪影響を緩和することができる。

海岸堤防を越えて遡上する津波に対する二線堤や避難施設の周辺での津波の挙動については、3章で検討する。

3. 避難施設周辺の津波挙動の評価

3.1 概要

陸上における津波の挙動については、従来の津波ハザードマップの作成や津波避難計画の検討では、浸水範囲、最大浸水深の平面分布図、津波遡上先端の到達時間を示す程度に留まっていた。東北地方太平洋沖地震後に、「津波防災地域づくりに関する法律」が成立し、最大クラスの津波が発生した場合でも「なんとしても人命を守る」という考え方のもと、津波災害警戒区域（津波による人的被害を防止するために警戒避難体制を特に整備すべき区域）、津波防護施設（内陸部において後背市街地への津波による浸水を防止する機能を有する盛土構造物等）などが新たに検討されることになった。津波災害警戒区域では、最大クラスの津波に対しても避難施設が浸水しない高さを有することが必要である。このほか、東北地方太平洋沖地震時における仙台東部道路などの盛土によって津波の遡上が妨げられた事例があったことから、二線堤等による津波の制御がいくつかの自治体で検討されている。このように、最大クラスの津波への対応を検討する上では、二線堤等がある場合を想定して陸上における津波の挙動を予め想定しておく必要がある。

浸水域内の二線堤や盛土は、海岸堤防と同様に津波の陸上遡上を妨げるとともに、その海側において津波遡上時にせき上げを生じさせる恐れがある。海側でのせき上げは海岸堤防でも生じるが、堤外地での現象となるため、それ自体の影響は堤内地には及ばない。これに対し、二線堤や盛土の海側はその陸側と同様に堤内地であることから、海岸堤防とは異なりその悪影響を考慮する必要がある。

また、避難施設が浸水しない高さを有しているかどうかを判断する上では、津波のせき上げを考慮した「基準水位」を求める必要がある。基準水位とは、津波防災地域づくりに関する法律に定められたものであり、建築物等への衝突による津波の水位上昇を浸水深に加えたものである。浸水域全体から見ると、二線堤などはある程度の延長を有する線的構造物であるが、避難施設は点的な構造物である。このため、避難施設周辺での津波のせき上げは3次元的な水理現象であるが、建築物等の新築計画が立案される度に、浸水域全体を対象に3次元モデルで数値計算を行って評価するのは実務上非現実的である。

そこで、本章では、これまで津波浸水計算に多用されている平面2次元モデル（非線形長波方程式）によって、津波のせき上げを含む避難施設周辺の挙動を予め評価する方法を検討した。まず、3.2において、浸水域内に設置した二線堤や盛土が津波遡上に及ぼす影響を明らかにした。次に、3.3において避難施設を模した仮想建築物を配置した条件での津波浸水計算で求められる建築物海側での浸水深や流速の時間的変化を整理した上で、3.4において仮想建築物による津波のせき上げが仮想建築物を配置しない条件での津波浸水計算で得られる比エネルギーで評価できることを提案し、3.5においてその方法の妥当性を東北地方太平洋沖地震津波の痕跡高データにより検証するとともに、3.6において朝倉ら(2000)の水平波圧指標との比較からその手法の妥当性を確認した。なお、3.2～3.6の内容は加藤ら(2012)にまとめている。

3.2 二線堤や盛土の影響

海岸堤防の高さが津波に対して設定される場合、その対象は数十年から百数十年に1回到達すると考えられる津波であるため、それを上回る津波が来襲すると海岸堤防の背後地は浸水する。実際、東北地方太平洋沖地震の津波によって、海岸堤防の背後地は各地で浸水している。そこで、背後地の浸水を軽減する対策として、陸上に二線堤や盛土を設置することの影響を検討した。2.2と同様に、対象地区は仙台平野南部、陸前高田市高田地区、宮古市田老地区とし、二線堤や盛土を設置した条件で津波浸水計算を行い、それらによる浸水深や流速の変化を評価した。なお、津波浸水計算に用いた断層モデルや初期潮位等の計算条件は2.2と同じである。

本研究における二線堤および盛土の設置目的と配置の考え方を表-3.2.1に整理した。二線堤は、遡上した津波の挙動を制御することを目的とし、その配置は海岸線に平行、または遡上した津波を河川等に誘導するようなものを対象とする。また、盛土は、対象箇所の浸水を防ぐことを目的に、面的にかさ上げするものと、避難路を確保することを目的に、線的にかさ上げするものを対象とする。なお、二線堤等が越流によって被災することが考えられるため、本検討では二線堤等で越流が発生しないように二線堤等の高さを設定した。

表-3.2.1 二線堤・盛土の設置目的、配置、検討ケース

	目的	配置	検討ケース
二線堤	遡上した津波の挙動を制御する	海岸線に平行に配置する	仙台平野南部ケース4・5、高田地区ケース5、田老地区ケース4
		遡上した津波を河川等に誘導するように配置する	高田地区ケース4
盛土	対象箇所の浸水を防ぐ	市街地などを面的にかさ上げ（面的盛土）	仙台平野南部ケース6、高田地区ケース6、田老地区ケース5・6
	避難路を確保する	避難路となるように線的にかさ上げ（線的盛土）	仙台平野南部ケース6

(1) 仙台平野南部

仙台平野南部を対象とした各ケースの施設配置を図-3.2.1に示す。2.2で示したように、仙台平野南部では、仙台東部道路および常磐自動車道の盛土が二線堤のように津波の遡上をある程度妨げた。また、阿武隈川河口より北においては、海岸線と平行に貞山堀が延びている。そこで、ケース4では、二線堤を、七北田川から阿武隈川にかけての範囲で貞山堀より陸側に、鳥の海から磯浜漁港にかけても海岸堤防より陸側に設置した。なお、阿武隈川から鳥の海にかけては、仙台東部道路および常磐自動車道の盛土の効果を期待して、二線堤を設置していない。また、ケース5では、七北田川から阿武隈川までは貞山堀の海側に、阿武隈川から磯浜漁港まではケース4より海側に、二線堤を設置した。さらに、沿岸部の集落から内陸方向に避難できるように、岸沖方向に幅50mの盛土を10箇所配置するとともに、仙台空港周辺も嵩上げする条件（ケース6）を設定した。なお、二線堤および盛土は越流しない高さとし、海岸堤防は東北地方太平洋沖地震時の堤防高（2.2(2)のケース2と同じ）とした。

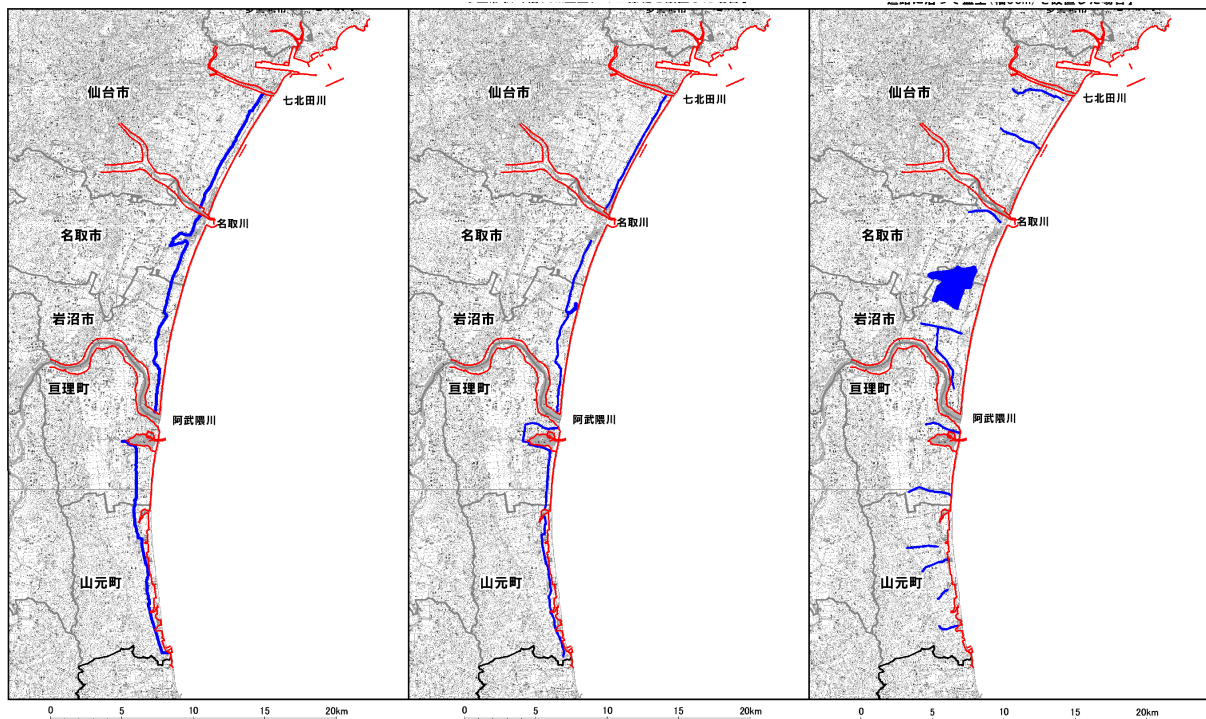


図 3.2.1 各ケースの施設配置（左：ケース4，中：ケース5，右：ケース6）
（赤線：堤防等の位置，青塗り：二線堤または盛土の位置）

図-3.2.2は、各ケースの最大浸水深と、2.2(2)のケース2（海岸堤防は震災時の高さ、二線堤・盛土なし）の最大浸水深との差を示している。ケース4と5では、二線堤より陸側は、全体的には浸水していない範囲が広いが、七北田川や阿武隈川などの河川堤防での越流や、鳥の海や磯浜漁港の南など二線堤の開口部から津波の侵入により一部が浸水している。しかし、二線堤より海側では最大浸水深が6m程度高くなっている箇所が広く分布している。また、ケース6では、最大浸水深は、岸沖方向に延びた盛土の周囲ではあまり変化していないが、仙台空港の盛土の海側や、阿武隈川の左岸に設置したT字型の盛土の海側で高くなっている。以上のことから、越流しない高さで二線堤等を連続的に設置すれば、

その陸側の浸水を防ぐことができるが、その海側での浸水深が大きくなることに留意が必要であると考えられる。

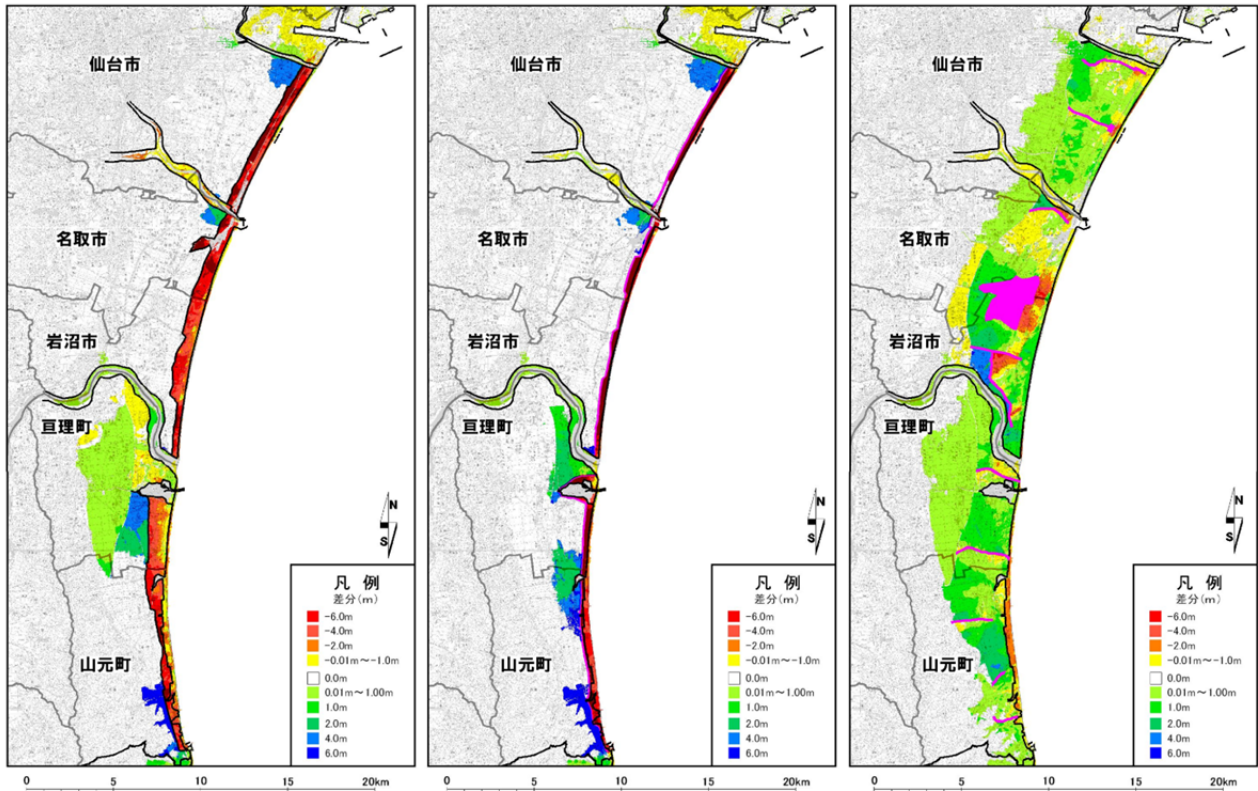


図-3.2.2 各対策による最大浸水深の変化（左：ケース4，中：ケース5，右：ケース6）

図-3.2.3は、各対策の前面における水位の最大値を比較したものである。ケース4～6の水位は、二線堤や盛土を浸水させないための高さに対応する。二線堤をケース5より陸側に配置したケース4の水位では、現況高の海岸堤防を配置したケース2と比べ、名取川以北および名取川～阿武隈川で1.9倍、阿武隈川以南で1.3倍になっている。その倍率は、ケース5では名取川以北および名取川～阿武隈川においてさらに大きくなり、それぞれ2.0倍、2.1倍となっている。同様に、ケース6では、名取川以北および名取川～阿武隈川で1.5倍、阿武隈川以南で1.2倍になっている。この結果から、二線堤や盛土を越流しないようにするためには、それがない場合の水位と比べて相当高くする必要があり、特に海岸の近くで二線堤を設置する場合に高くなる傾向が認められる。

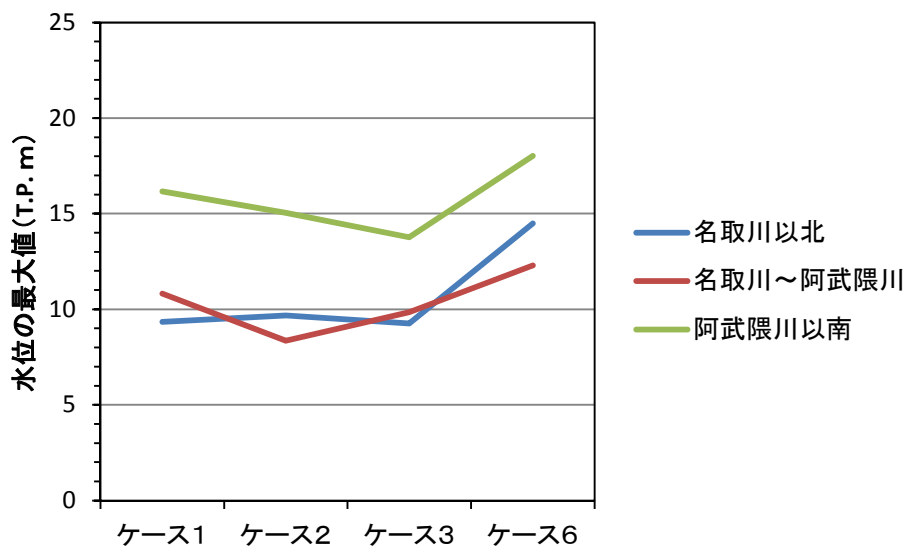
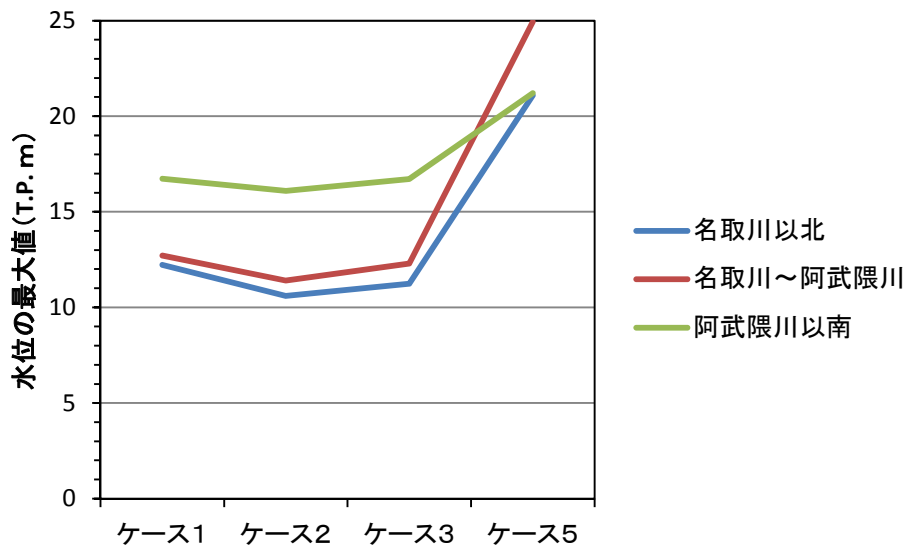
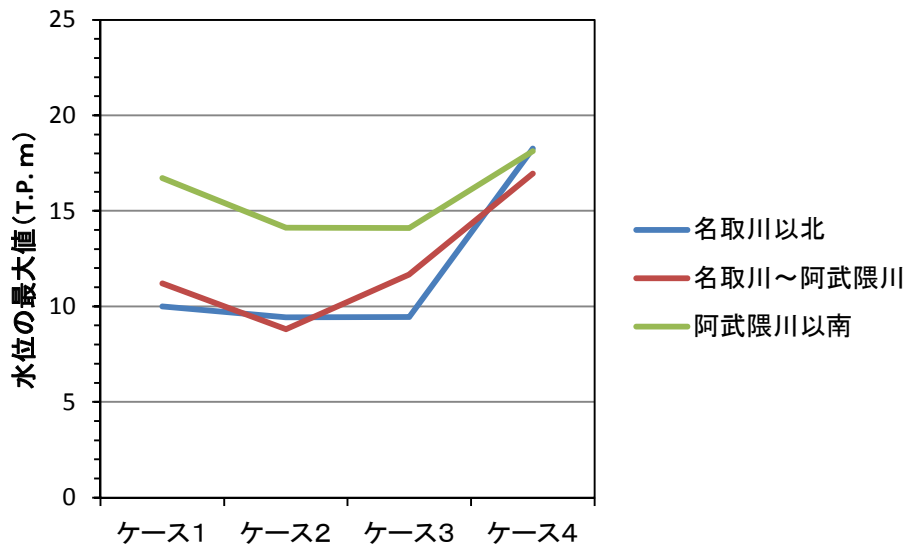


図-3.2.3 対策案前面での水位の最大値

(2) 陸前高田市高田地区

高田地区を対象とした各ケースの施設配置を図-3.2.4に示す。高田地区では、市街地の西側を気仙川が南北に流れている。そこで、ケース4では、海岸堤防を越流して遡上する津波を気仙川に誘導するように、二線堤を市街地の南縁を通過して気仙川に擦り付くように配置した。また、ケース5では、ケース4とは異なり、二線堤を海岸堤防と平行に配置した。これらのほか、市街地全体を盛土する条件(ケース6)を設定した。なお、海岸堤防は震災時の高さ(2.2(3)のケース2と同じ)とした。

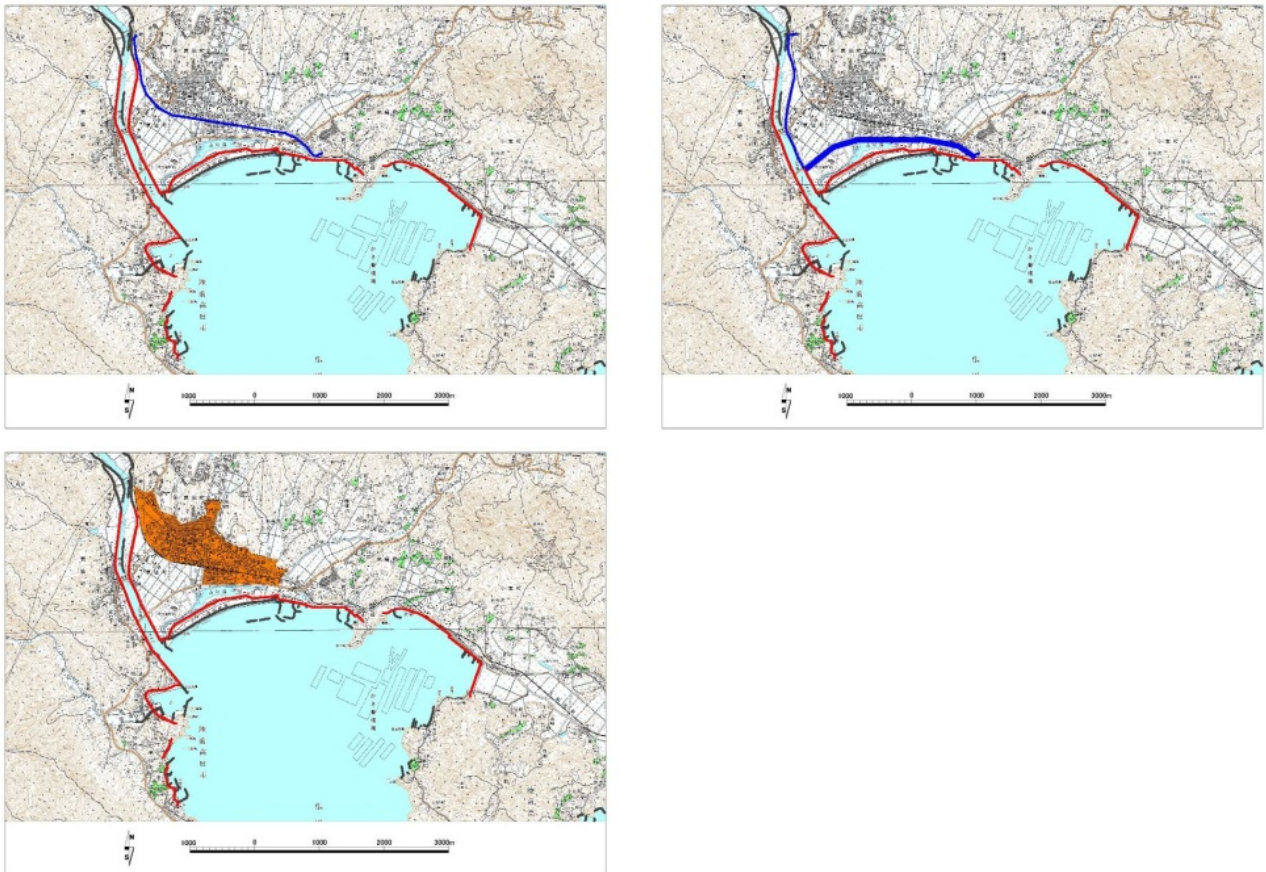


図-3.2.4 各ケースの施設配置 (左上：ケース4，右上：ケース5，左下：ケース6)
(赤線：堤防等の位置，青線：二線堤の位置，橙塗り：盛土の位置)

図-3.2.5は、各ケースの最大浸水深と、2.2(3)のケース2(海岸堤防は震災時の高さ、二線堤・盛土なし)の最大浸水深との差を示している。ケース4では、二線堤より海側で最大浸水深が2m以上大きくなっており、その影響が二線堤の対岸に位置する気仙川右岸側にも及んでいる。ケース5では、ケース4と同様に二線堤より海側で最大浸水深が大きくなっているが、ケース4では見られなかった気仙川河口の右岸側での最大浸水深の増加が見られる一方、二線堤が気仙川堤防に擦り付いた箇所より約1km以上上流では最大浸水深の減少が認められる。ケース6では、盛土の海側のほか、盛土の東側の部分でも最大浸水深が増加している。以上のように、仙台平野南部と同様に二線堤等の海側で浸水深が大きくなることのほか、二線堤等の規模によっては、その影響が河川の対岸にも及ぶことが明らかになった。

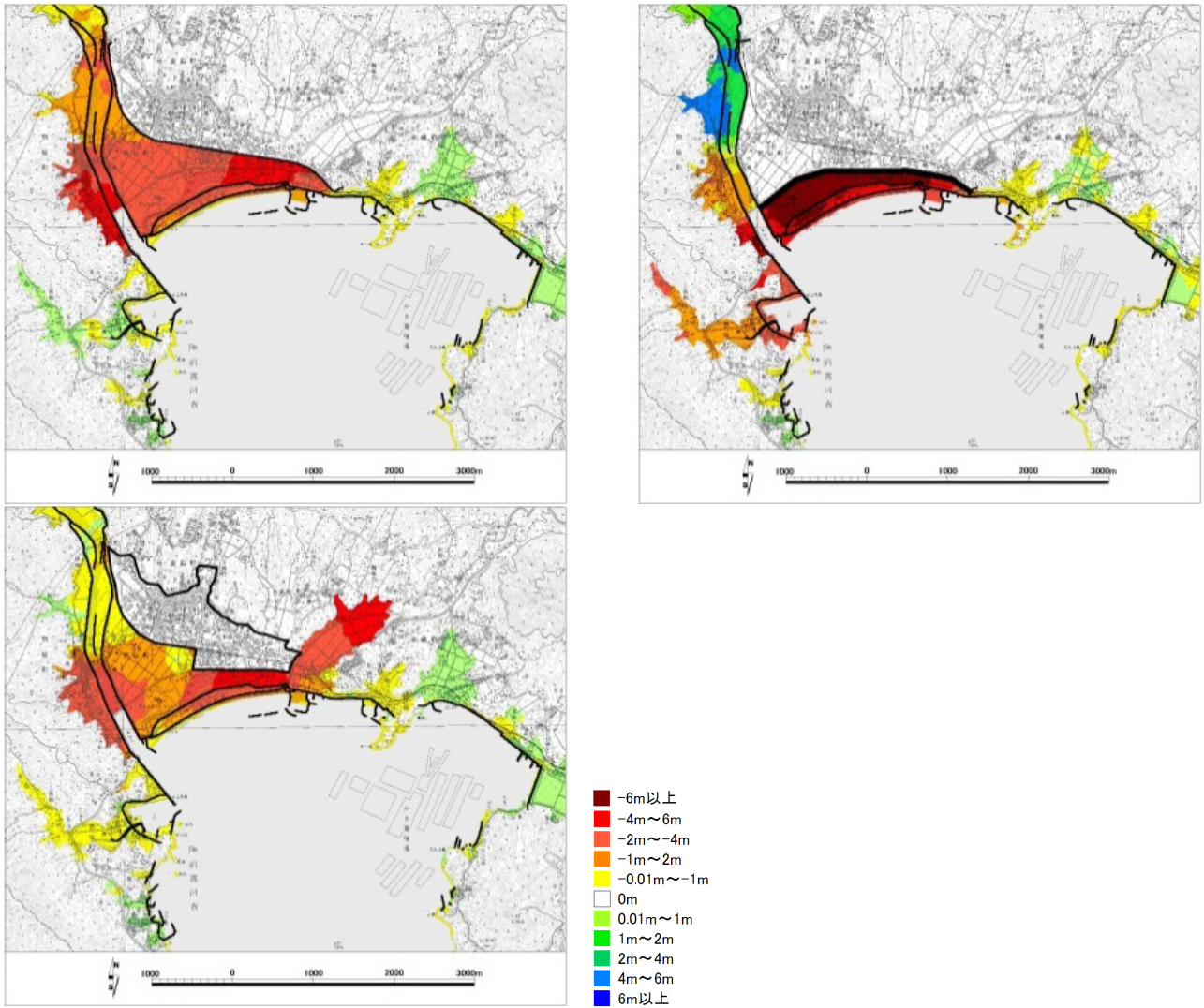


図-3.2.5 各対策による最大浸水深の変化（左上：ケース4，右上：ケース5，左下：ケース6）

(3) 宮古市田老地区

宮古市田老地区を対象とした各ケースの施設配置を図-3.2.6に示す。宮古市田老地区では、もともと海岸堤防が二線で配置されていることをふまえて、条件設定を行った。ケース4では、2.2(4)のケース3（海側の海岸堤防の高さをT.P.+13.0mとしたケース）に、二線の海岸堤防が交わる部分の海側に堤防（高さはT.P.+13.0m）を追加した。ケース5では、2.2(4)のケース3をもとに、陸側の海岸堤防の陸側を盛土する条件とした。ケース6では、ケース5の条件設定に加えて、その東側も盛土する条件とした。盛土がない場合の浸水域の面積に対して、盛土の面積はケース5では1/4程度、ケース6では1/2程度となる。

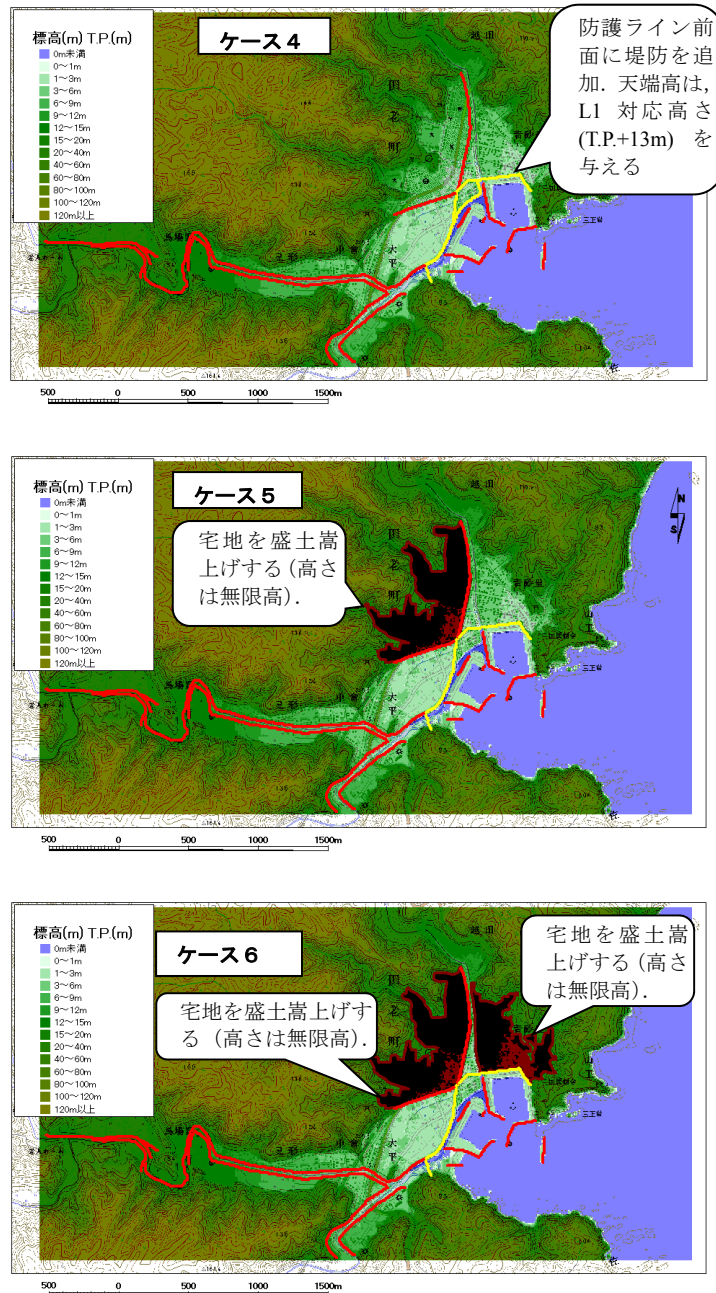


図-3.2.6 各ケースの施設配置

図-3.2.7は、各ケースの最大浸水深と、2.2(4)のケース3の最大浸水深との差を示している。ケース4では、最大浸水深は、追加した海岸堤防の海側に位置する漁港周辺のほか、追加した海岸堤防の西側（海側の海岸堤防と陸側の海岸堤防に挟まれた範囲）でも1m以上増加している。その一方で、追加した海岸堤防とその陸側の海岸堤防に挟まれた範囲では、最大浸水深が1m以上減少している。堤防が追加された部分が流れにくくなることで、その隣接箇所の浸水深が増大したものと考えられる。ケース5では、盛土の南側、東側とも最大浸水深が増加しているが、その増加量は盛土の東側の方が明らかに大きくなっている。ケース6では、最大浸水深は、2箇所の盛土に挟まれた長内川沿いにおいて6m以上増加し、残りの浸水域全体にわたって1m以上増加している。以上のように、海岸堤防の局所的な二線化によって隣接箇所での浸水深が大きくなることのほか、浸水域の1/4~1/2が浸水しないように盛土すると浸水域全体において浸水深が増大することが明らかになった。

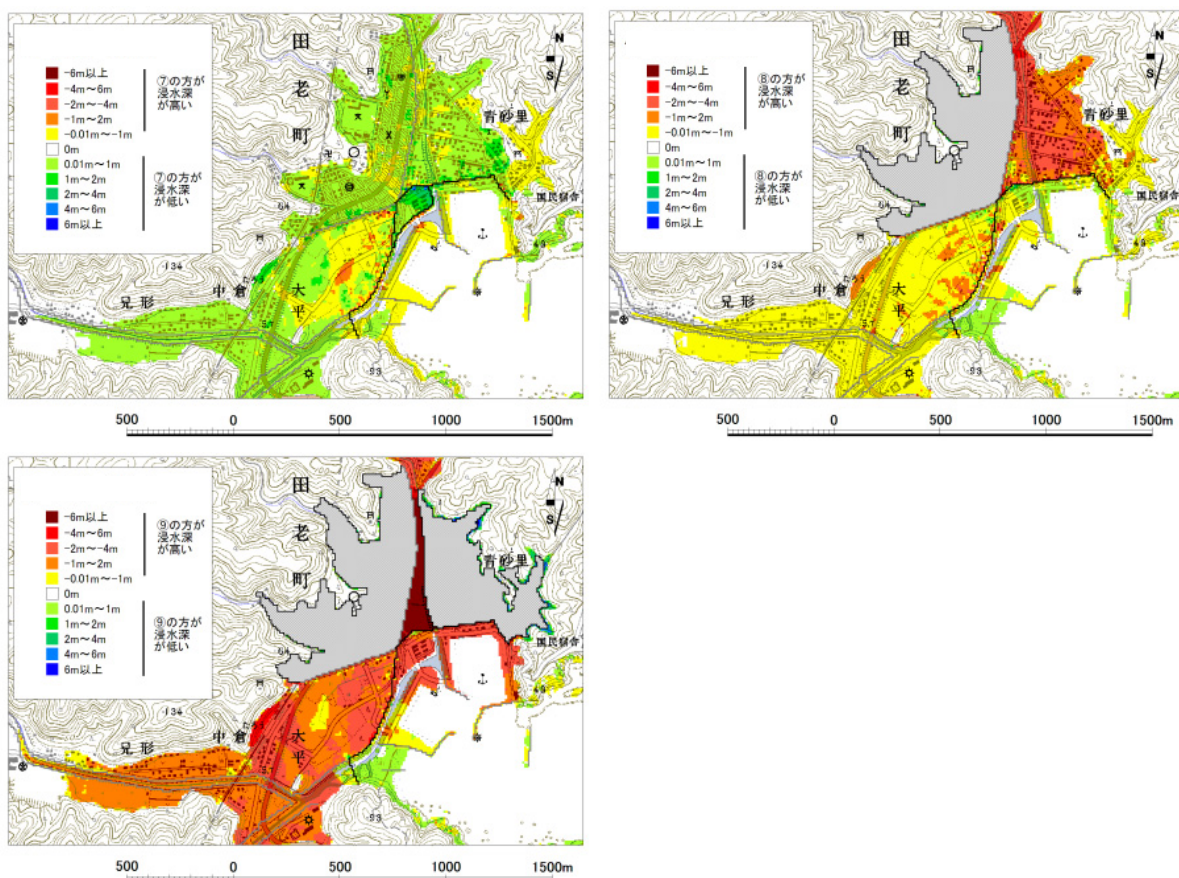


図-3.2.7 各対策による最大浸水深の変化（左上：ケース4，右上：ケース5，左下：ケース6）

(4) 考察

二線堤や盛土を設置することが津波の遡上に及ぼす影響は表-3.2.2のように整理される。

二線堤については、海岸線に平行に配置した場合には、二線堤海側での浸水深増大に留意する必要がある。また、二線堤等の越流を許さない高さは、海岸に近い二線堤の場合に特に高くなる。遡上した津波を河川等に誘導するように配置する場合には、河川等の対岸で浸水深が増大することに留意すべきである。

盛土については、宮古市田老地区のように、浸水域が狭い地区において一定範囲以上を盛土すると、その影響による浸水深の増大が盛土の海側だけでなく、浸水域全体に及ぶ。また、避難路となるように線的にかさ上げする場合、その配置が海岸線と平行になる箇所では二線堤と同様の影響があるが、海岸線と直行する方向に配置する箇所では浸水深の増大は海側の面のみにはほぼ限られる。配置を工夫することで盛土の高さを減じることができる可能性を示している。

なお、避難施設となる建築物は点的な構造物であり、面的な盛土とは異なった影響を与える可能性がある。次節から、避難施設となる建築物の海側での津波のせき上げについて検討する。

表-3.2.2 二線堤・盛土の留意事項

	目的	配置	留意事項
二線堤	遡上した津波の挙動を制御する	海岸線に平行に配置する	二線堤海側での浸水深増大
		遡上した津波を河川等に誘導するように配置する	河川等の対岸への影響
盛土	対象箇所の浸水を防ぐ	市街地などを面的にかさ上げ（面的盛土）	浸水域の相当部分を盛土すると、浸水域の残りの部分で浸水深増大
	避難路を確保する	避難路となるように線的にかさ上げ（線的盛土）	（二線堤と同様）
（参考） 建築物	避難場所を確保する	浸水域内に点在する	（大規模な場合、面的盛土と同様）

3.3 仮想建築物を配置した津波浸水計算による津波のせき上げの評価

(1) 計算の方法および条件

東北地方太平洋沖地震を対象とした津波浸水計算を7地区（岩手県野田村，大槌町，大船渡市，陸前高田市，宮城県仙台市，亶理町，福島県いわき市）で行い，仮想建築物海側のせき上げを評価した．津波浸水計算は，表-3.3.1に示す断層モデルおよび潮位条件で，非線形長波方程式に基づく平面2次元モデルを用いて行った．藤井・佐竹モデル ver4.0（国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所，2011）については，各地区の浸水状況の再現性を高めるため，元モデルのすべり量を調整している．また，最小計算格子間隔は，5 m（亶理町）または10 m（亶理町以外）である．

表-3.3.1 津波浸水計算の条件設定

地区	断層モデル	潮位条件
野田村	藤井・佐竹モデル Ver4.0（すべり量 1.45 倍）	津波来襲時潮位(T.P.-0.40m)
大槌町	藤井・佐竹モデル Ver4.0（すべり量 1.45 倍）	津波来襲時潮位(T.P.-0.40m)
大船渡市越喜来地区	藤井・佐竹モデル Ver4.0（すべり量 1.3 倍）	津波来襲時潮位(T.P.-0.44m)
陸前高田市	藤井・佐竹モデル Ver4.0（すべり量 1.3 倍）	津波来襲時潮位(T.P.-0.44m)
仙台市	東北大学モデル ver1.0（すべり量 1 倍）	津波来襲時潮位(T.P.-0.42m)
亶理町	藤井・佐竹モデル Ver4.0（すべり量 1.2 倍）	津波来襲時潮位(T.P.-0.42m)
いわき市	藤井・佐竹モデル Ver4.0（すべり量 1.5 倍）	地震発生時潮位(T.P.-0.60m)

津波浸水計算では，仮想建築物を図-3.3.1のように各地区の浸水域内に3地点に配置したケースとしないケース(CASE00)を設定し，仮想建築物海側の浸水深と流速を出力した．仮想建築物は越流が生じない高さとし，その平面形状は図-3.3.2に示す4ケース(CASE01～04)とした．なお，海岸線から仮想建築物までの距離は表-3.3.2のとおりである．



図-3.3.1 仮想建築物の配置例（亶理町）

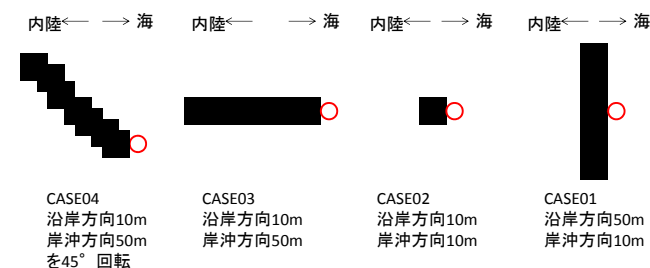


図-3.3.2 仮想建築物の形状（○は浸水深の出力点）

表-3.3.2 海岸線から仮想建築物までの距離

地区	地点①	地点②	地点③
野田村	250 m	500 m	750 m
大槌町	250 m	650 m	1050 m
大船渡市越喜来地区	100 m	500 m	900 m
陸前高田市	650 m	1100 m	1550 m
仙台市	800 m	1400 m	2800 m
亘理町	585 m	1485 m	2585 m
いわき市	210 m	590 m	1000 m

(2) 各ケースのせき上げ状況

図-3.3.3 は、亘理町での CASE00 と CASE01 で得られた仮想建築物海側での浸水深を示している。CASE00 の結果を地点間で比較すると、仙台平野での浸水の特徴である、内陸に入るほど浸水深が小さくなる傾向が認められる。また、3 地点とも、仮想建築物を配置した CASE01 の浸水深は遡上津波の到達直後に最大となっており、到着直後の浸水深は仮想建築物を配置しない CASE00 より大きくなっている。ただし、地点③の最大浸水深は浸水開始から約7分後に生じており、その時点では CASE00 と CASE01 の浸水深の差は小さくなっている。

図-3.3.4 は、亘理町の地点①の仮想建築物海側での、津波到達直後における CASE00～04 の浸水深を示している。最大浸水深は、CASE01 が最も大きく、次いで CASE04 が大きい。仮想建築物の沿岸方向の幅が小さい CASE02 および 03 では、CASE00 と比べて 0.6m 程度の最大浸水深の上昇に留まっている。

仮想建築物周辺のせき上げ状況および流況を確認するため、図-3.3.5 のように、亘理町の地点①の CASE01 について、津波到着直後における仮想建築物周辺での浸水深および流速の平面分布を出力した。地震発生から 67 分 38 秒後は、遡上津波が仮想建築物付近を通過した直後であり、仮想建築物の海側（図中の右側）で大きくせき上がるとともに、仮想建築物を回り込むように仮想建築物の側方（図中の上下方向）の流速が大きくなっている。同 67 分 50 秒後には、仮想建築物の海側の浸水深が若干減少しているが、仮想建築物の陸側に回り込む流れが依然として顕著である。

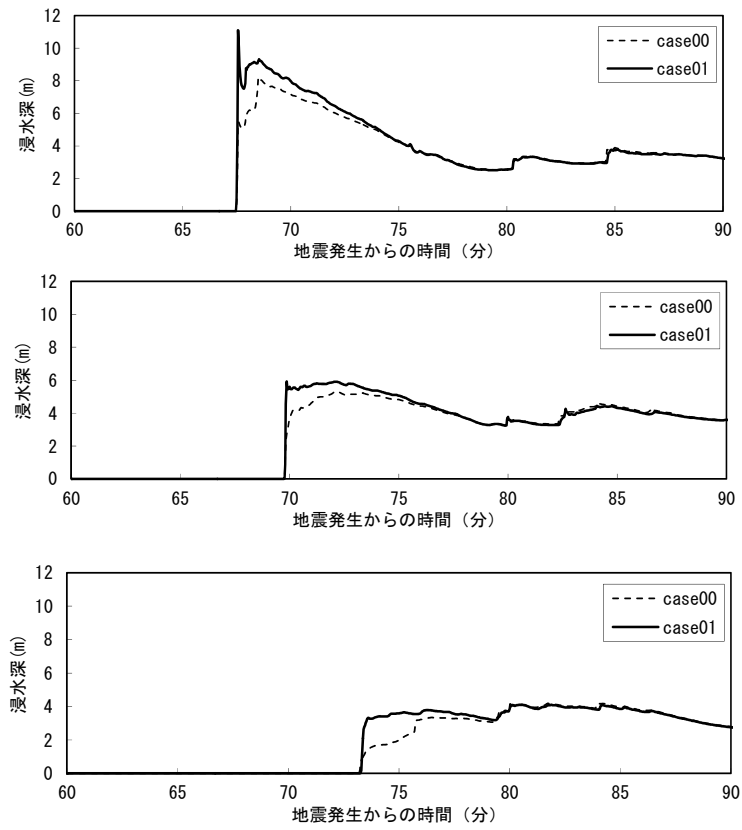


図-3.3.3 亘理町での CASE00 と CASE01 の浸水深（上：地点①，中：地点②，下：地点③）

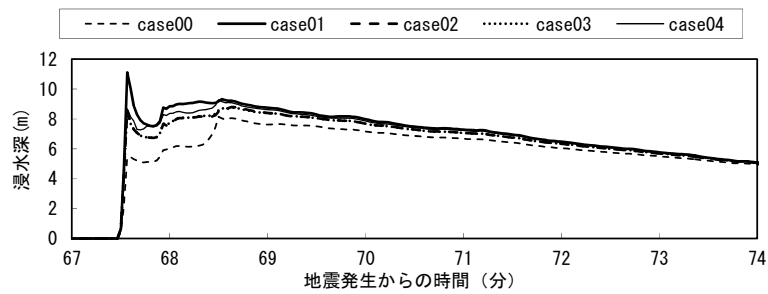


図-3.3.4 亘理町地点①での浸水深

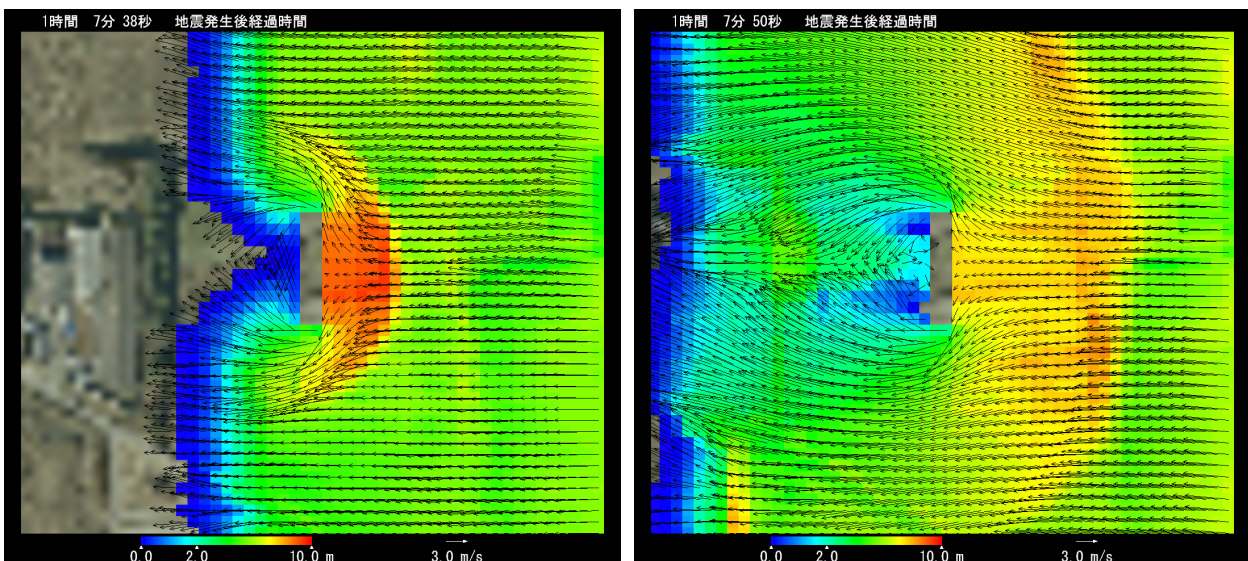


図-3.3.5 亙理町地点①の CASE01 での仮想建築物周辺の浸水深および流速（左：67分38秒後，右：67分50秒後）

(3) 浸水深と流速との関係

図-3.3.6 は，亙理町の地点①の仮想建築物の海側を対象に，CASE00 と CASE01 での浸水深と流速との関係を2秒間隔でプロットしたものである．仮想建築物を配置しない CASE00 では，津波の到達直後に6 m/s 程度の流速となり，その流速が保たれたまま浸水深が約6 m まで増大した後，流速が減少しながら浸水深は約8 m まで増加する．その後，浸水深，流速とも減少していく．フルード数は津波の到達直後が大きく，次第に減少していく傾向にある．一方，仮想建築物を配置した CASE01 では，津波の到達直後から流速が減少するとともに浸水深が早く増加し，浸水深が約11 m でピークとなる時には流速は1 m/s 程度に減少している．

図-3.3.7 は，亙理町の地点③について，図-3.3.6 と同様に浸水深と流速との関係を示したものである．CASE00 と CASE01 の最大浸水深はほとんど変わらない．また，CASE00 の結果を地点①と比べると，浸水深のピーク時におけるフルード数が小さくなっている．

三陸沿岸での例として，大槌町の地点③における浸水深と流速を5秒間隔で出力した（図-3.3.8）．地震発生から100分後までに津波が2回遡上しているが，両者とも浸水深のピーク時の流速は小さくなっている．また，CASE00 と CASE01 を比較すると，CASE01 の方が津波到達直後における浸水深の上昇速度は大きい，最大浸水深の差は小さい．津波到達直後には仮想建築物海側においてせき上げが生じているものの，亙理町とは異なり，その時には最大浸水深となっていないことを示している．

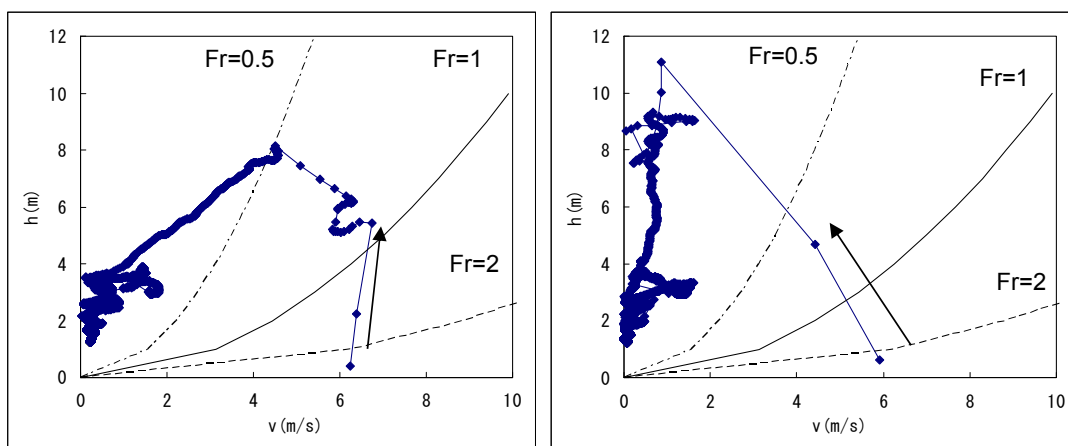


図-3.3.6 CASE00 (左) と CASE01 (右) の浸水深・流速の時間的変化 (亙理町地点①, 地震発生から180分後まで)

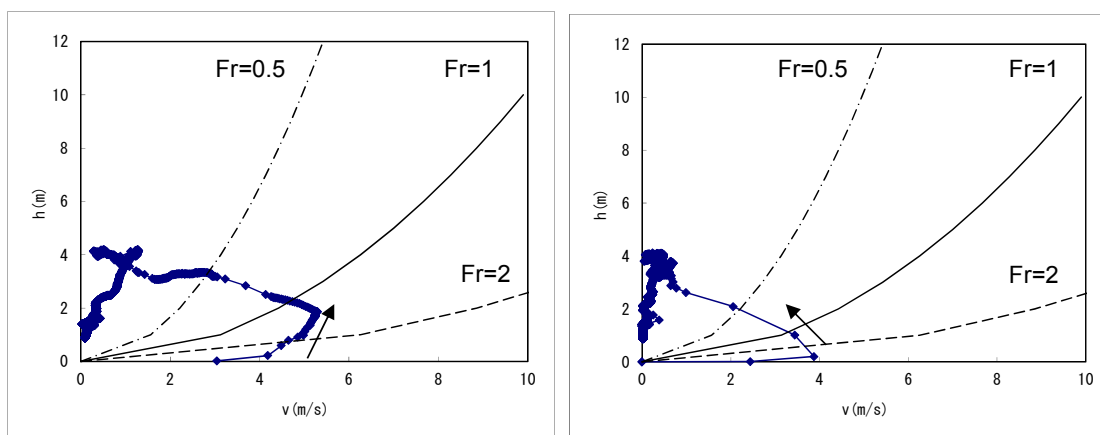


図-3.3.7 CASE00 (左) と CASE01 (右) の浸水深・流速の時間的変化 (亙理町地点③, 地震発生から180分後まで)

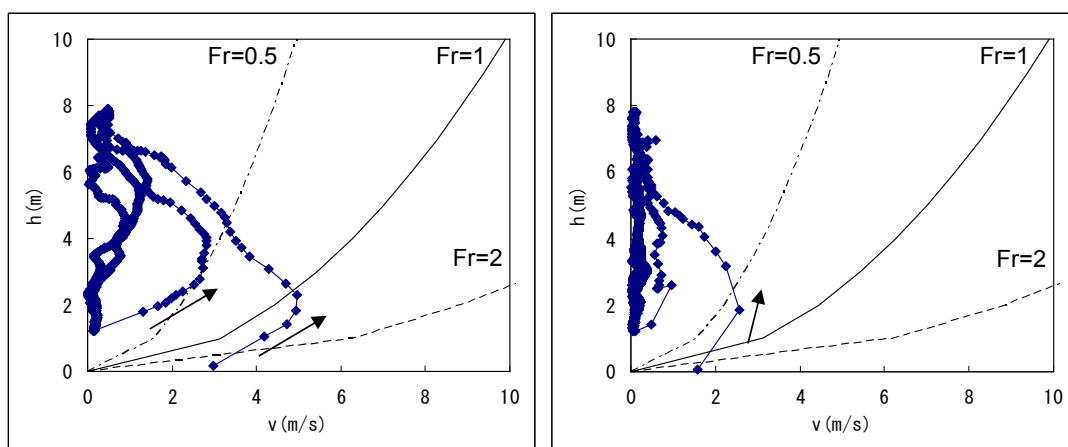


図-3.3.8 CASE00 (左) と CASE01 (右) の浸水深・流速の時間的変化 (大槌町地点③, 地震発生から100分後まで)

(4) 最大浸水深とせき上げとの関係

図-3.3.9 では、全対象地区での津波浸水計算で得られた仮想建築物を配置しない場合の最大浸水深 h_{bmax} を横軸に、配置した場合の最大浸水深 h_{fmax} と h_{bmax} の比を縦軸に示している。なお、図中のフルード数は仮想建築物を配置しない場合の h_{bmax} 時点のものである。異なる平面形状での計算結果が含まれているためプロットはばらついているが、 h_{bmax}/h_{fmax} は最大 2.3 となり、フルード数とともに大きくなる傾向が認められる。また、平野部（仙台市、亶理町、いわき市）では h_{bmax} が比較的小さいものの h_{bmax}/h_{fmax} が 1.5 以上となる地点があるのに対し、リアス部（野田村、大船渡市、大槌町、陸前高田市）では h_{bmax} が比較的大きいものの h_{bmax}/h_{fmax} は比較的小さい傾向が認められた。

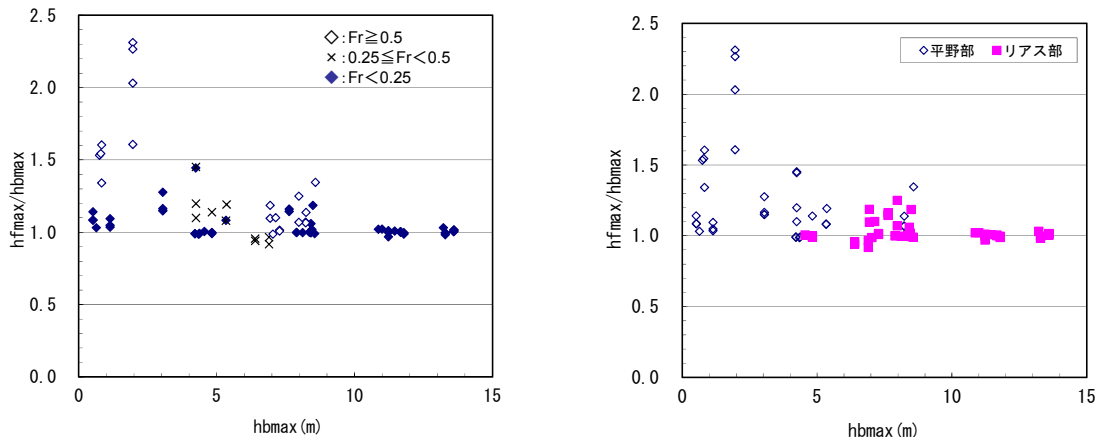


図-3.3.9 仮想建築物を配置しない場合の最大浸水深とせき上げとの関係（左：フルード数別，右：地形区分別）

3.4 比エネルギーとせき上げとの関係

津波のせき上げは浸水域内で津波が有する運動エネルギーの大きさに起因すると考えられることから、式(1)のように、仮想建築物海側での最大浸水深 $h_{f\max}$ は仮想建築物がない条件での同地点の比エネルギー E_b の時間最大値と等しくなると考えられる。

$$h_{f\max} = \max[E_b] = \max\left[h_b + \frac{v^2}{2g}\right] = \max\left[h_b\left(1 + \frac{Fr^2}{2}\right)\right] \quad (1)$$

ここで、 h_b , v , Fr は同時刻の浸水深，流速，フルード数である。

図-3.4.1 は、式(1)で得られた比エネルギー E_b の時間最大値と、前章で得られた仮想建築物海側での最大浸水深 $h_{f\max}$ とを比較したものである。両者がほぼ一致することが確認された。なお、各プロットの Fr は 1.5 未満である。

なお、岡本・松富(2009)は、フルード数が 0.7~2.0 程度の範囲において、建物などに氾濫流が作用する面とその背面での最大浸水深の比が 1.3~3.3 となることを示している。建物がない場合の最大浸水深と建物背面の最大浸水深が同じと仮定して、最大浸水深の比から式(1)によりフルード数を逆算すると 0.77~2.14 となり、岡本・松富(2009)のフルード数の範囲とほぼ一致している。

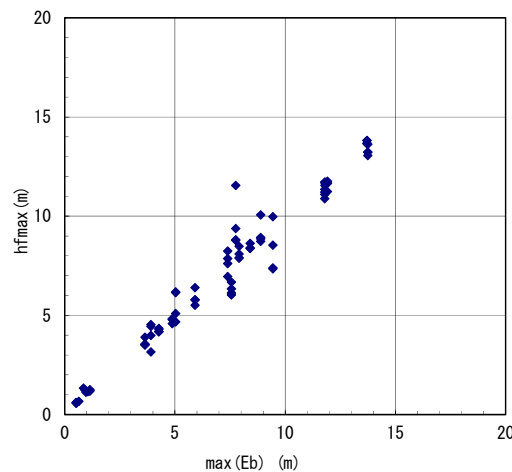


図-3.4.1 仮想建築物海側での最大浸水深と比エネルギーの時間最大値との関係

3.5 痕跡高データによる検証

式(1)の現地適用性を確認するため、東北地方太平洋沖地震による津波の痕跡高が建築物の壁面等で得られた3地区（仙台平野南部、陸前高田、大槌）の66点（表-3.5.1）について、その実測の浸水深と式(1)で得られた h_{fmax} とを比較した。

表-3.5.1 痕跡高データと比較した地点

No.	測定位置		
	緯度	経度	住所
1	37.9635	140.9108	宮城県亶理郡山元町高瀬古谷地1
2	37.9579	140.9121	宮城県亶理郡山元町高瀬笠野97
3	37.9579	140.9121	宮城県亶理郡山元町高瀬笠野97
4	37.9595	140.9105	宮城県亶理郡山元町高瀬笠野32
5	37.9595	140.9105	宮城県亶理郡山元町高瀬笠野32
6	37.9166	140.9180	宮城県亶理郡山元町坂元久根22
7	37.9824	140.9005	宮城県亶理郡山元町山寺北泥沼84
8	37.9816	140.8999	宮城県亶理郡山元町山寺北泥沼83-4
9	37.9816	140.8999	宮城県亶理郡山元町山寺北泥沼83-4
10	37.9813	140.8998	宮城県亶理郡山元町山寺北泥沼83
11	37.9803	140.9060	宮城県亶理郡山元町山寺東畑合1-1
12	37.9803	140.9060	宮城県亶理郡山元町山寺東畑合1-1
13	37.9895	140.9135	宮城県亶理郡山元町山寺須賀1-147
14	38.0005	140.9089	宮城県亶理郡亶理町吉田須賀畑161
15	38.0005	140.9089	宮城県亶理郡亶理町吉田須賀畑161
16	38.0017	140.9086	宮城県亶理郡亶理町吉田須賀畑177
17	38.0012	140.9079	宮城県亶理郡亶理町吉田須賀畑88
18	38.0364	140.9190	宮城県亶理郡亶理町荒浜築港通り41
19	38.0484	140.9092	宮城県亶理郡亶理町荒浜隈湯67
20	38.1745	140.9565	宮城県名取市関上4丁目7-5
21	38.2224	140.9804	宮城県仙台市若林区荒浜新堀端32
22	38.1377	140.9300	宮城県名取市下増田小沼28
23	38.2639	140.9999	宮城県仙台市宮城野区港2丁目1-12
24	39.0054	141.3748	岩手県陸前高田市高田町館の沖
25	39.0053	141.3744	岩手県陸前高田市高田町字砂畑
26	39.0033	141.3753	岩手県陸前高田市高田町曲松
27	39.0044	141.3723	岩手県陸前高田市気仙町中堰
28	39.0041	141.3722	岩手県陸前高田市気仙町中堰
29	39.0055	141.3735	岩手県陸前高田市高田町馬場前
30	39.0053	141.3735	岩手県陸前高田市高田町馬場前
31	38.1768	140.9498	宮城県名取市関上
32	38.1771	140.9512	宮城県名取市関上
33	38.1770	140.9520	宮城県名取市関上
34	38.1772	140.9528	宮城県名取市関上
35	38.1771	140.9531	宮城県名取市関上
36	38.1751	140.9526	宮城県名取市関上
37	38.1730	140.9564	宮城県名取市関上
38	38.1745	140.9566	宮城県名取市関上
39	38.1719	140.9541	宮城県名取市関上
40	38.1719	140.9541	宮城県名取市関上
41	38.1719	140.9527	宮城県名取市関上
42	38.1775	140.9453	宮城県名取市関上
43	38.1699	140.9505	宮城県名取市関上
44	38.1706	140.9511	宮城県名取市関上
45	38.1709	140.9513	宮城県名取市関上
46	38.1351	140.9396	宮城県名取市下増田
47	38.0433	140.9094	宮城県亶理町荒浜
48	38.0393	140.9114	宮城県亶理町荒浜
49	38.0392	140.9145	宮城県亶理町荒浜
50	37.9579	140.9121	宮城県山元町高瀬
51	37.9638	140.9104	宮城県山元町高瀬
52	38.0830	140.9244	宮城県岩沼市
53	38.0830	140.9244	宮城県岩沼市
54	39.0054	141.3747	岩手県陸前高田市高田町字館の沖110番地
55	39.0033	141.3753	岩手県陸前高田市高田町字曲松132-4
56	39.0054	141.3736	岩手県陸前高田市高田町字馬場前138-1
57	39.0038	141.3748	岩手県陸前高田市高田町曲松111-1
58	39.0034	141.3840	岩手県陸前高田市高田町下宿34
59	39.0050	141.3743	岩手県陸前高田市高田町馬場前122
60	39.2137	141.5422	岩手県上閉伊郡大槌町新町1-19
61	39.2135	141.5447	岩手県上閉伊郡大槌町新港町1-1
62	38.2472	141.0047	宮城県仙台市宮城野区蒲生細川50
63	39.3629	141.9044	岩手県(岩手県立大槌病院)
64	38.2570	141.0027	宮城県(仙台市立中野小学校)
65	38.2223	140.9805	宮城県(仙台市立荒浜小学校)
66	38.1379	140.9299	宮城県(仙台空港)

実測値には建築物の海側面以外の痕跡も含まれているため、**図-3.5.1**のように、 h_{fmax} の方が大きい傾向にある。矢印で示された点の痕跡を確認したところ、スプラッシュが含まれている可能性があるためと判断されたので、その点を除くと概ね実測値を包絡する結果が得られた。このことから、式(1)により実際のせき上げを適切に評価できることが確認された。

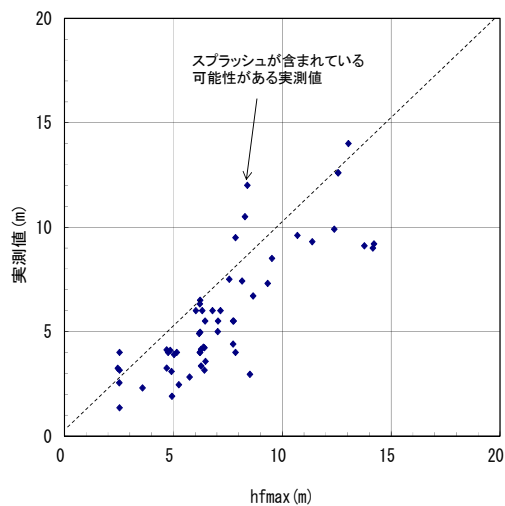


図-3.5.1 実測値と h_{fmax} との関係

3.6 水平波圧指標との比較による考察

朝倉ら(2000)は、陸上構造物に作用する津波波力に関する模型実験を行い、水平波圧指標 α （遡上水深に相当する静水圧分布の倍率）とフルード数との関係を整理している。水平波圧指標はせき上げを直接的に表すものではないが、遡上水深に水平波圧指標を掛けた高さまで波圧が作用するものと取り扱われることから、朝倉ら(2000)の関係図とかけ離れていないことは本検討に一定の妥当性を与えるものと考えられる。

図-3.6.1 は、朝倉ら(2000)の関係図に 3.3 の計算で得られた結果を重ね合わせたものである。フルード数は、朝倉ら(2000)と同様に、最大浸水深と最大流速から算定した。実験値、本検討の計算値ともばらついているが、フルード数とともに大きくなることなど、両者が同様の傾向を示すことが確認された。

なお、榊山(2012)は、建物のような 3 次元構造物を対象に津波波圧とフルード数との関係を整理し、式(1)と同様に、無次元最大作用高さ（水平波圧指標と同じ）がベルヌーイの定理にほぼ一致することを示している。このことも本検討の妥当性を補強するものである。

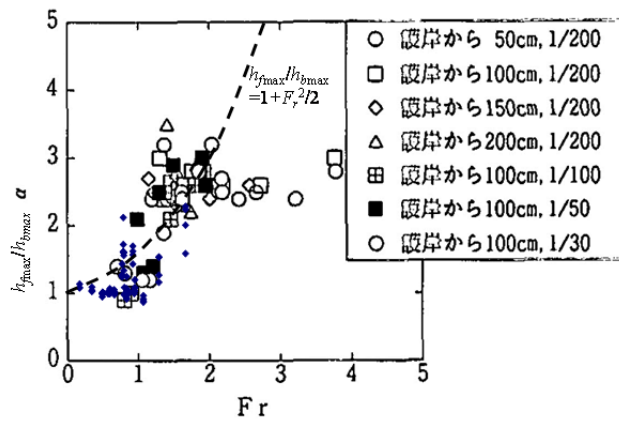


図-3.6.1 水平波圧指標との比較（◆：3.3の計算結果）

3.7 まとめ

平面二次元モデルを用いた津波浸水計算により、遡上津波に対する二線堤や盛土の影響を検討した。遡上津波の制御を目的とした二線堤については、海岸線に平行に配置した場合には、二線堤海側で浸水深が増大し、二線堤等の越流を許さない高さは、二線堤が海岸に近いほど高くなった。遡上した津波を河川等に誘導するように配置する場合には、河川等の対岸で浸水深が増大することに留意すべきである。対象箇所の浸水防止を目的とした盛土については、浸水域が狭い地区において一定範囲以上を盛土すると、その影響による浸水深の増大が盛土の海側だけでなく、浸水域全体に及んだ。また、避難路の確保を目的とした線的な盛土の場合、海岸線と直行する方向に配置する箇所では浸水深の増大は海側の面のみにほぼ限られたことから、配置を工夫することで盛土の高さを減じることができると考えられる。

また、避難施設周辺での津波のせき上げを、平面二次元モデルによって評価する方法を検討した。東北地方太平洋沖地震を対象とした津波浸水計算を行い、仮想建築物海側での津波のせき上げを求めた結果、仮想建築物がない場合と比べ、同地点の最大浸水深が2倍以上となる箇所があり、またその比が、仮想建築物がない場合のフルード数とともに大きくなる傾向が認められた。その計算結果を用いて、仮想建築物海側での最大浸水深と、仮想建築物がない条件での同地点の比エネルギーの時間最大値を比較した結果、両者がほぼ一致することが確認された。東北地方太平洋沖地震による津波の痕跡高が建築物の壁面等で得られた地区について、その実測の最大浸水深と、計算で得られた比エネルギーの時間最大値を比較した結果、仮想建築物がない条件での計算で得られた比エネルギーの時間最大値が実測値を概ね包絡していた。このように、構造物周辺における遡上津波のせき上げが、平面二次元モデルを用いた津波浸水計算で求められる比エネルギーの時間最大値によって表されることが確認された。式(1)に基づいて各計算格子の比エネルギーの時間最大値を算定しておくことで、せき上げを考慮した任意の地点の基準水位を想定できると考えられる。

なお、式(1)による評価は、① $F_r < 1.5$ であること、②評価対象とする建築物等が流れの場を大きく変えないことの2点を前提にしていることを理解しておく必要がある。このうち②の「流れを大きく変える」とは、当該建築物がその直接的な影響範囲を越えて周囲の流れ場を変えてしまう状況を指す。建築物とは異なるが、3.2に示した宮古市田老地区での盛土の影響はこの状況に該当する。こうなると、当該建築物等を置いた状態で再度全体的な津波浸水シミュレーションを行い、せきあげ量を評価する必要がある。また、①に関しては、図-3.3.6～3.3.8からもわかるように、津波来襲のごく初期に、この条件を満たさない高いフルード数が現われやすい。しかし、多くの場合、その段階では浸水深がまだ小さく、それが最大浸水深を規定するとは考えにくいので、条件①からのこのような逸脱が問題になるケースは少ないと考えられる。

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: 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, No. 47, pp. 911-915, 2000.
- 今村文彦, 越村俊一, 大家隆行, 馬淵幸雄, 村嶋陽一: 東北地方太平洋沖地震を対象とした津波シミュレーションの実施 東北大学モデル (version1.0), http://www.tsunami.civil.tohoku.ac.jp/hokusai3/Jevents/tohoku_2011/model/110610_東北大_vers1.0.pdf, 2011. (参照 2012-04-26)
- 岡本憲助, 松富英夫: 津波氾濫流速の簡易推定法に関する基礎的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.65, No.1, pp.296-300, 2009.
- 加藤史訓, 諏訪義雄, 藤田光一, 岸田弘之, 五十嵐崇博, 岡村次郎, 林雄一郎: 建築物等による津波の

せき上げの評価方法, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No. 2, pp. I_331-335, 2012.

国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所:平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震 (東日本大震災) 調査研究 (速報), 国土技術政策総合研究所資料, No.636, 建築研究資料, No.132, pp. 4-43-45, 2011.

榊山 勉:陸上遡上津波の伝播と構造物に作用する津波波圧に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), No. 68, No.2, pp. I_771-I_775,2012.

東京大学生産技術研究所:平成 23 年度 建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」中間報告書その 2, <http://www.mlit.go.jp/common/000172792.pdf>, 2011. (参照 2012-05-16)

4. 結論と今後の課題

4.1 主要な結論

海岸堤防の設計条件を超える津波に対する減災を図るため、海岸堤防を越流する津波に対する海岸堤防の減災効果を明らかにした上で、粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造を示した。また、陸上に遡上した津波への対策として、遡上津波に対する二線堤や盛土の影響を明らかにした上で、津波浸水計算で得られる比エネルギーから避難施設周辺での遡上津波のせき上げを評価する方法を提案した。

2章では、海岸保全施設の設計条件を超える津波に対する海岸堤防の浸水低減効果を、津波浸水シミュレーションにより検討した。その結果、海岸堤防海側の水位に対する天端高の比や海岸背後の低平地の奥行によって海岸堤防による背後地の浸水を低減する効果が変わることなどを明らかにした。その上で、日本における海岸堤防の設計法をその経緯も含めて整理した上で、オランダの設計法と比較し、対象とする外力やその生起確率の違いなどをふまえて、外力に対して相対的に天端高が低い日本でこそ粘り強い構造が必要であることを示した。次に、東北地方太平洋沖地震の津波による仙台平野南部および岩手県沿岸での海岸堤防の被災および堤防周辺の洗掘や地形変化について定量的な調査を行った結果、津波の越流による裏法尻での洗掘が堤防被災の引き金になっていること、破堤部付近では、越流による洗掘に加えて、引き波による洗掘が進んでいたことなどを明らかにした。また、海岸堤防の被災パターンを分類し、その中で、裏法尻の洗掘からの被災が被災延長の2/3程度を占めていることを明らかにした。そして、台形断面の三面張り構造を対象に、津波が越流する時の海岸堤防周辺の流況、裏法尻の洗掘、裏法被覆工の安定性に関する水理模型実験を行い、裏法尻の保護により堤体の安定性を高めることができること、大きな孔があるブロックは裏法被覆工として望ましくないこと、両端に切り欠きを設けたブロックをかみ合わせることで裏法被覆工の安定性が高まることなどを明らかにし、津波が越流しても粘り強く効果を発揮する海岸堤防の設計法を提案した。

3章では、陸上に遡上した津波に対する二線堤および盛土の影響を、津波浸水シミュレーションにより検討するとともに、避難施設周辺での津波のせき上げを津波浸水計算に多用されている平面二次元モデルによって評価する方法を検討した。その結果、二線堤等の前面で浸水深が高くなることや、浸水域に対して盛土の面積が大きいとその影響が浸水域全体に及ぶことなどを明らかにした。また、東北地方太平洋沖地震を対象とした津波浸水計算を行い、仮想建築物海側での津波のせき上げを求めた結果、仮想建築物がない場合と比べ、同地点の最大浸水深が2倍以上となる箇所があり、またその比が、仮想建築物がない場合のフルード数とともに大きくなる傾向が認められた。その計算結果を用いて、仮想建築物海側での最大浸水深と、仮想建築物がない条件での同地点の比エネルギーの時間最大値を比較した結果、両者がほぼ一致することが確認された。東北地方太平洋沖地震による津波の痕跡高が建築物の壁面等で得られた地区について、その実測の最大浸水深と、計算で得られた比エネルギーの時間最大値を比較した結果、仮想建築物がない条件での計算で得られた比エネルギーの時間最大値が実測値を概ね包絡していた。このように、構造物周辺における遡上津波のせき上げが、平面二次元モデルを用いた津波浸水計算で求められる比エネルギーの時間最大値によって表されることが確認された。

これらの成果によって、浸水低減効果を発揮する粘り強い海岸堤防の設計が可能になるとともに、津波の陸上遡上に対して安全な避難施設が実現することになり、津波減災が実現するものと考えられる。

2章で得られた粘り強い海岸堤防の設計法は、仙台湾南部海岸での海岸堤防の災害復旧に反映された。また、3章で得られた津波のせき上げの評価方法は、国土交通省の「津波防災地域づくりの推進に関する基本的な指針」に反映され、津波防災地域づくり法に基づく基準水位の設定に活用されている。

4.2 今後の課題

本研究で得られた主要な結論をふまえると、今後の課題として以下の事項を挙げることができる。

(1) 浸水低減の観点から見た海岸堤防と二線堤などの最適な組合せ

本研究では、頻度が高い津波を対象に海岸堤防の高さを定め、それを越流する津波に対しては二線堤等で制御することを前提に、海岸堤防の粘り強い構造や二線堤の配置等を検討した。その前提は、海岸堤防が海岸保全施設であるのに対し、二線堤等が道路や鉄道などの治水目的の施設ではないことに基づいている。二線堤等も海岸保全施設と同程度の耐津波性能を確保できるのであれば、二線堤等の越流を許容しながら、三線堤を加えるなど、高さや配置の自由度を増すことができる。さらに、海岸に存在する砂丘の陸側に海岸堤防を設置し、砂丘による浸水低減効果を見込んで海岸堤防の高さを低くするという工夫も考えられる。背後地の浸水低減の観点から海岸堤防や二線堤の高さや配置等を決めていくには、津波に対する海岸堤防以外の施設等の安全性の照査方法とともに、各施設に関わる法制度の見直しが必要であるが、今後の課題として取り組むべきと考える。

(2) 三面張り以外の海岸堤防の粘り強い構造

本研究では、台形断面の盛土の表法、天端、裏法をコンクリートで被覆した三面張りの海岸堤防を対象にしたが、海岸堤防にはこれ以外にもさまざまな形式が存在する。また、耐震性を高めるなどの理由で、CSGや鋼矢板などを用いた新たな形式も採用されつつある。これらの中には、三面張り構造では問題になりにくい表法側の波圧や浸透破壊などに留意する必要がある構造も存在する。海岸保全施設は性能設計により構造細目の自由度が確保されているが、津波の越流に対しても所要性能やその照査方法を提示することで、三面張り以外の形式についても粘り強さが実現できるようにすべきと考える。

謝辞：

本研究の実施に際しては、研究の構想段階から東京大学大学院工学研究科社会基盤学専攻の佐藤慎司教授のご指導をいただきました。論文の執筆がなかなか進まない私をいつも激励とともにご指導いただいたことに厚く御礼申し上げます。また、論文のとりまとめに際して貴重なご意見をいただきました、東京大学地震研究所の佐竹健治教授、東京大学生産技術研究所の古関潤一教授、東京大学大学院工学研究科社会基盤学専攻の田島芳満教授、下園武範専任講師にも深甚なる謝意を表します。

仙台平野南部での現地調査では、東北地方整備局仙台河川国道事務所、株式会社クレアリアの協力を得ました。また、岩手県沿岸での現地調査の実施に際しては、東北地方整備局河川部、同岩手河川国道事務所、岩手県、川崎地質株式会社の多大な助力を得ました。ここに記して謝意を表します。

粘り強い海岸堤防の構造の検討は、国土交通省水管理・国土保全局海岸室、東北地方整備局河川部および仙台河川国道事務所との連携のもと行いました。また、実験に際しては、不動テトラ株式会社から一部のブロックを借用し、パシフィックコンサルタンツ株式会社の助力を得るとともに、高知工科大学の磯部雅彦教授、東京大学大学院工学系研究科の佐藤慎司教授、防衛大学校システム工学群建設環境工学科の藤間功司教授、関西大学社会安全学部の高橋智幸教授、東北大学災害科学国際研究所の越村俊一教授、京都大学防災研究所の森信人准教授および安田誠宏助教からご助言をいただきました。厚く御礼申し上げます。

3章でのせき上げの評価方法の検討は「津波防災地域づくりに関する技術検討会」の一環として実施いたしました。検討会委員である中央大学の福岡捷二教授、東京大学の佐藤慎司教授、防衛大学校の藤間功司教授には多大なご指導をいただきました。また、検討会事務局の国土交通省水管理・国土保全局海岸室では五十嵐崇博元室長（現中部地方整備局河川部長）、岡村次郎元海洋開発官（現水管理国土保全局治水課事業監理室長）、林雄一郎元企画専門官（現近畿地方整備局大和川河川事務所長）と何度も議論を重ねるとともに、東京大学生産技術研究所中埜研究室および独立行政法人建築研究所による痕跡高データは国土交通省住宅局より提供していただきました。さらに、国土交通省都市局、国際航業株式会社、東京建設コンサルタント株式会社、日本工営株式会社、パシフィックコンサルタンツ株式会社、八千代エンジニアリング株式会社の協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

最後になりましたが、本研究の多くは、東日本大震災以降に国土技術政策総合研究所海岸研究室で取り組んだものです。岸田弘之元研究総務官（現全国建設研修センター常任参与）、藤田光一研究総務官、鳥居謙一河川研究部長、諏訪義雄海岸研究室長、野口賢二主任研究官、山田浩次主任研究官、渡辺国広研究官、鳩貝 聡元研究官（現利根川上流河川事務所工務第一課係長）、姫野一樹研究官など、多くの方々のご指導、ご協力のもとで研究を進めることができました。ここに記して謝意を表します。