

新しい設計思想に基づく

耐津波海岸堤防構造形式に関する研究

平成 29 年 9 月

石河 雅典

目 次

第1章 序 論.....	1
1. 1. 研究の背景	1
1. 1. 1. 粘り強い構造物.....	1
1. 1. 2. 地域防災力の災害観.....	3
1. 1. 3. 新しい設計思想の概念.....	7
1. 2. 研究の目的	12
1. 3. 本論文の構成	13
参考文献	13
第2章 東日本大震災での津波に対する 海岸堤防の被災パターンとそのメカニズム.....	14
2. 1. 東日本大震災での津波の特徴	14
2. 2. 海岸堤防の被災パターンとそのメカニズム	18
2. 2. 1. 被災の状況.....	18
2. 2. 2. 被災パターンの分類.....	25
2. 2. 3. 被災メカニズムの解明.....	32
2. 3. 海岸堤防に作用する津波波圧（設計基準類の限界と CADMAS-SURF の適用）.....	34
2. 4. 津波に対する設計法	36
2. 4. 1. 海岸堤防の津波に対する設計の考え方	36
2. 4. 2. 津波に対する粘り強さの考え方.....	38
2. 5. まとめ	40
参考文献	41
第3章 海岸堤防の津波に対する粘り強い構造形式.....	42
3. 1. 現地踏査に見る粘り強い構造形式	42
3. 2. 数値計算による粘り強さの検証	44
3. 2. 1. 数値計算手法及び検討条件.....	44
3. 2. 2. 解析結果とその考察.....	49
3. 3. 津波越流時の海岸堤防への作用外力と構造形式との関連性	55

3.3.1. 検討ケース	55
3.3.2. 解析結果とその考察	56
3.4. まとめ	62
参考文献	63
第4章 津波越流に対する粘り強い堤防とエコ機能の付加	64
4.1. 粘り強い堤防の条件と新しい構造形式の提案	64
4.2. 数値解析による粘り強さの検証	66
4.2.1. 検討ケース	66
4.2.2. 新しい構造形式の効果	68
4.2.3. 新構造形式の更なる断面改良	77
4.2.4. 洗掘モデルを用いた新構造形式の効果検証	92
4.3. エコ機能の付加	118
4.3.1. 背景(海岸法, ECO-DRR, グリーンインフラ等)	118
4.3.2. 減災効果事例(防潮林、落堀)	119
4.3.3. 新しい設計思想に基づく多機能型海岸堤防の提案	120
4.4. 流線形型堤防の総合評価	139
4.4.1. 防護機能(粘り強さ)	139
4.4.2. 経済性	141
4.4.3. 環境面及び利用面	142
4.4.4. 総合評価	143
4.5. まとめ	146
参考文献	148
第5章 結論	150
謝 辞	152
おわりに	153

第1章 序論

1.1. 研究の背景

1.1.1. 粘り強い構造物

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は、わが国観測史上最大となるM9.0を記録し、東北地方を中心に地震や津波による未曾有の災害をもたらした。特に海岸堤防は、津波により壊滅的な被害を多く受けたことから、今後の整備においては、この「想定以上の外力」を受けても残存し、できる限り機能を維持し続ける、すなわち「粘り強さ」を発揮できるよう、構造物を設計していくことが求められるようになった。

堤防の被災は、その変状連鎖により、押波時および引波時での裏法尻の洗掘が大きく関連していることが指摘されている(例えば、小竹ら¹⁾)。押波時の被災変状連鎖としては、津波が天端上を越流した後に裏法尻が洗掘され、裏法基礎の安定性が低下し、裏法面が崩壊して破堤に至るといったケースがある。この場合引波時には、破堤箇所あるいは旧河道および地盤高の低い箇所に流れが集中し、裏法尻付近の縦断方向に強い流れが発生して、押波時の破堤箇所を拡大させるケースに代表される。これらの被災形態については、十分に解明されていない。また、小竹ら¹⁾は、津波による海岸堤防崩壊の要因として、裏法尻部洗掘の他に裏法勾配が急な場合での裏法肩付近の被覆工上面に作用する圧力低下を水理模型実験により指摘している。これに対しては、裏法勾配を緩傾斜とすることで粘り強い構造とすることができるとしている¹⁾。一方嶋貝ら²⁾は、水理模型実験により裏法の緩勾配化および比高を小さくすることにより、堤防陸側での最大洗掘深や裏法尻基礎の洗掘深が低減されるとしている。

また、筆者らの現地踏査では、①緩傾斜形式は傾斜堤式に比べ、被災が極端に少ないこと、②護岸形式は堤防形式に比べ、被災が少ないという状況を確認できており、これが「粘り強さ」を有する構造物を設計する上で重要な知見であると考えた。

これらの現地被災状況、水理模型実験による裏法面の緩勾配化等の知見から勘案すれば、今次津波のような強大な外力に対し、鉛直構造物のようにその力を直接的に受け止める構造物は被災しやすく、“力をうまく逃がす”構造物が比較的多く残存できることが伺えた。つまり、構造上の工夫により、うまく外力を逃がすメカニズムを解明できれば、新しい粘り強い構造物を構築することが可能になるものと考えた。

堤防は、全壊せず残っている場合には、背後浸水の低減や浸水時間の遅延効果等が期待でき、津波災害後の台風等による複合災害に対しても被害を軽減できること、更に被災後の迅速な機能の回復も可能となり、粘り強く残存する価値はきわめて大きいと言える。

これまで粘り強い堤防については、東北地方の現場での災害復旧として、図1.1、図1.2

図 1.1 および図 1.2 を見ると、法面勾配はいずれも 1:2 となっており、わが国において汎用的に用いられてきた 1:1.5 よりも、やや緩く設定されている。これは堤体幅を少しでも大きくすることで、津波越流等に対し堤体を粘り強くする工夫であると考えられる。また図 1.1 では、裏法尻付近に注目すると、基礎の大きさを断面方向に大きくしていることに加え、その周辺を洗掘対策として地盤改良を施すことで、越流水の流向を鉛直から水平方向に変化させ、粘り強さを付加している。また法面被覆ブロックのかみ合わせによる補強や天端被覆上への空気抜き孔の設置など、今次津波において明らかになった様々な“弱点”に対する補強がなされている。

しかし、法面勾配を緩くすることと裏法基礎付近の地盤改良による補強については、従来の堤防に比べ前面の砂浜や背後用地を侵す形となる。今後発生が危惧されている南海トラフ巨大地震等への対策が必要な多くの地域においては、海岸堤防直近まで人々の生活や生産活動が行われていることから、図 1.1 のような断面を採用する場合には、これら土地利用との問題が各地で発生すると考えられる。したがって今後の整備においては、堤体幅を現状と同等としながら粘り強さを付加する断面の改良が必要となる。

1.1.2. 地域防災力と災害観

これまでわが国では、幾度と無く自然災害に見舞われ、多くの人命・資産を失ってきた。特に近代においては、被災の頻度は少なくなりつつも、被災規模は大きくなっている。これは、防災技術の発達により頻度は少なくてきたものの、一旦その防護水準を超えた場合には、被害は甚大化するからである。わが国の海岸整備は、1953 年の台風 13 号による伊勢湾沿岸での高潮被害を契機に成立した海岸法により飛躍的に進み、その後幾多の災害を技術的対処で乗り越えてきたが、想定を上回る外力により被災し、更に甚大化するという歴史を繰り返している。このような技術の向上と災害の甚大化には、人間の生産活動が大きく関係していると同時に、背後住民の防災意識も大きく関係していると思われる⁵⁾。

そこでこれまでのわが国における防災技術と背後住民等の防災意識の変遷について、時系列に整理してみた⁶⁾。

まず防災技術については、時代背景と土地利用状況に密接に関係している。室町時代までは、海岸線近くに形成された漁村や湊町を守るための部分的な防災に限られ、災害を受けやすい地域には定住しないこととされていた。この頃、海岸部では、干拓地や塩田確保のための堤防が作られており、竹で編んだ竹蛇かごに石や土を詰めて築堤した「籠（ごもり）」や松丸太の杭を打ち込み粗朶や竹などを絡ませて、そこに満潮時に運ばれてくるヘドロが付着堆積して出来る「搦（がらみ）」などの技術も開発されている。干拓地は、米を作ることが主目的であり、できる限り早く完成できるよう、表法勾配が急な堤防を築造したために、何年かに一度は被害を受けていたようである。また木曾三川下流では、洪水時の水の流れに逆らわないように、住居は壁を少なくする等の工夫が施され、洪水時の避難

用に舟を常備するなど、地域の被災パターンに柔軟に対応していたことが伺える。このように中世までは、破堤を許容した社会で、災害と共存しながら社会が組み立てられていたと言える。

近世になると、例えば川をコントロールする手段として、築堤材料に土、石、砂などを利用し、表面には芝付けが行うなど、今日と変わらない手法がとられるようになってきた。この時代も中世と同様に、“主体的に洪水を受容”していた。例えば吉野川では、下流両岸の平坦地に広がる阿波藍の連作障害対策の一つとして、吉野川の氾濫による自然流水客土を積極的に利用していた（当時阿波藩にとって藍は大きな財源であった）。また治水対策としては、多くの竹やぶを作って洪水の被害拡散を防いでいた。このように水害に遭うことを前提に、河川改修、水防活動が実施され、それらの河川管理や工事には地域住民が参加していた。幕府や藩などの為政者側は地域住民の資金援助や技術援助、現場監督などの地域住民のサポーター的な存在であり、現代のように社会として災害を克服する（押さえ込む）のではなく、生活者の視点に立った防災対策が図られていた。

一方、近代になると、河川法や海岸法が整備され、治水技術の発達や日本人技術者の登場により、治水事業の計画や実施はそれまでの住民主体から行政に移行されていった。海岸部では、コンクリート主体の“三面張り堤防”や胸壁等が築堤され、沿岸部では積極的な土地利用が行われるようになった。このような沿岸部における海岸堤防の変遷を図 1.3⁶⁾に示す。

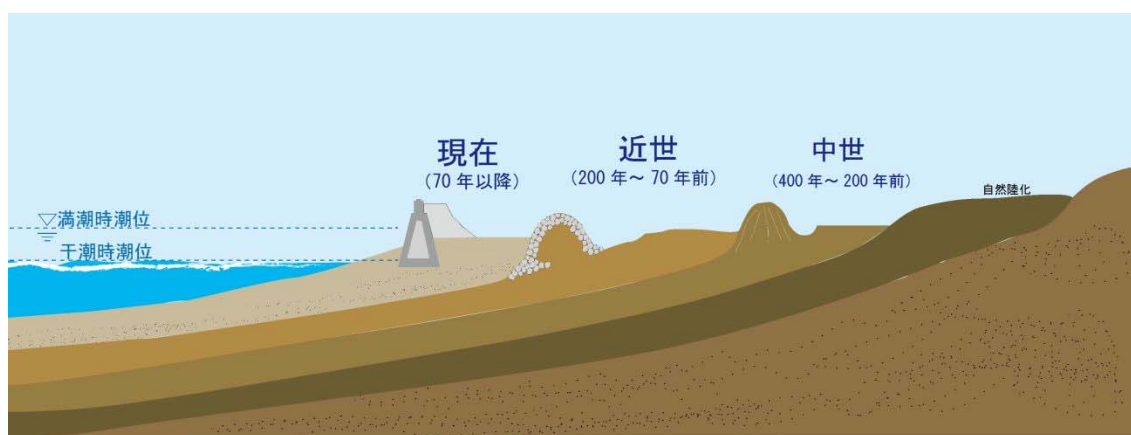


図 1.3 海岸堤防整備の時系列的整理⁶⁾

このように治水管理が住民から行政に移ったことで、住民の防災意識は受動的方向に変化していった。今日でも水防団は存在しているが、その役割や重要性に関する地域住民の認知度は低く、また高度経済期の積極的な河川改修等による水害の減少により災害に対す

る住民の危機感も薄れていった。その結果、わが国では、“水害を受ける技術”や“経験則”の多くを失ってしまったものと思われる。水害等からの完全な開放は未だ見出せない今日にあって、“水害を受ける技術”を再び磨く時期に来ているのは、幾多に及ぶ既往の大災害状況を見れば明らかである。

私たち土木技術者は、2011年3月11日の東日本大震災を経験し、海岸堤防背後の人命と資産を守るため、津波を2段階(最大級の津波;L2津波,発生頻度の高い津波;L1津波)に定義し、全ての堤防高を上げることとした。もちろんこの堤防高は、単純に天端高を上げるということだけではなく、図1.1等に示すような粘り強く、破堤しにくい構造的工夫も施されている。その結果今回の復旧整備では、後述する写真1.1に示すような背後陸域からは海が全く見えず、波の音もほとんど聞こえず、磯の香りもほとんど無くなってしまふような大規模堤防が作られる結果となってしまった。

ここに古代～中世～近代にかけての地域の防災力の変遷と本来目指すべき方向性について、住民の防災意識と防災技術を指標に下図にまとめる。

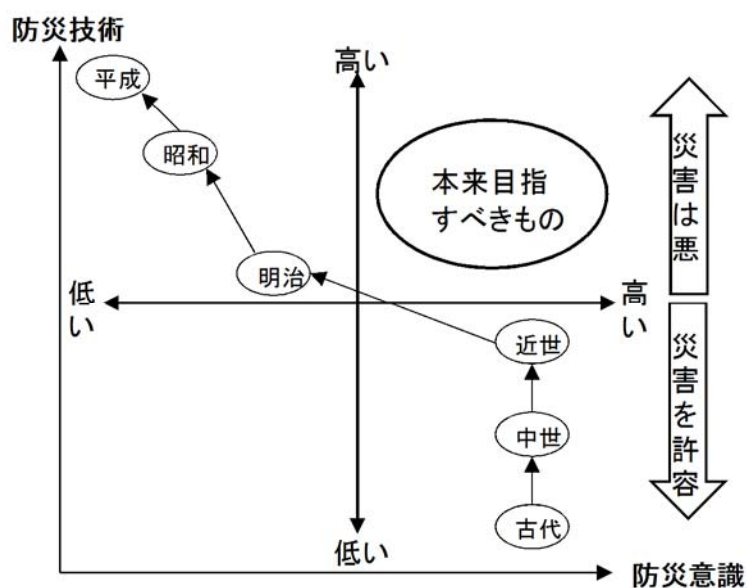
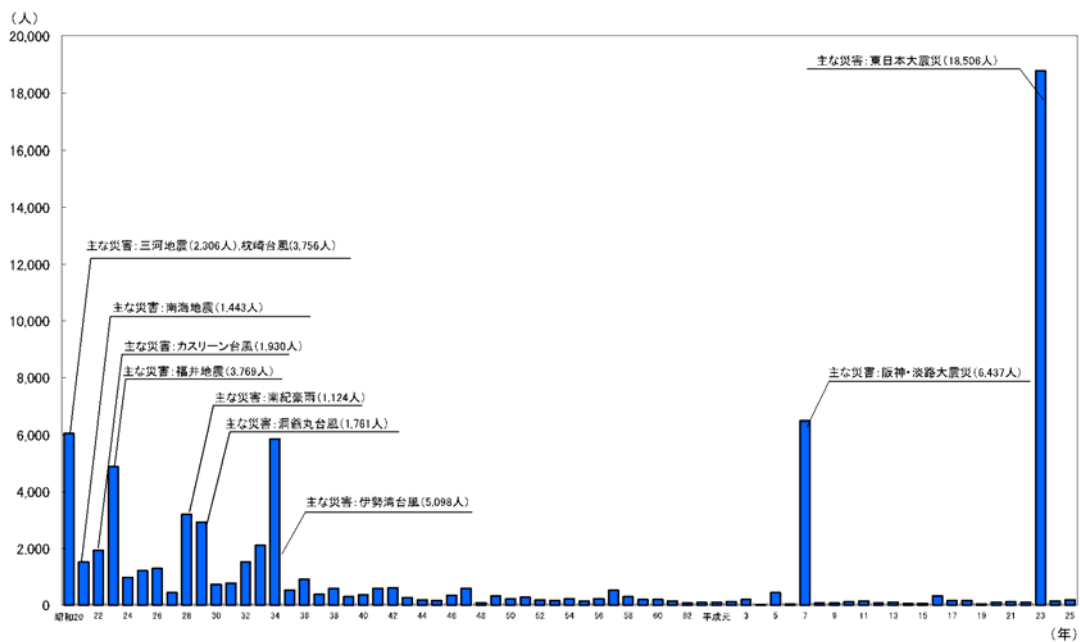


図 1.4 地域防災力の変遷

今日では、近世までに成し得なかった高い防災技術が確立されつつある一方で、災害と共存するという防災意識が低下してしまっている。最近ではよく、“安全・安心”という言葉が使用されているが、この“安心”は時に“油断”を招き、大惨事につながる危険性

がある。図 1.5 には、自然災害における死者・行方不明者数の変遷⁷⁾を示す。これによれば近年では、防災技術の進歩により自然災害の発生頻度や平均被害者数は減っているが、その一方で一端災害が起こると被害者数は非常に多く、被害は甚大化することがわかる。これは図 1.4 に示した地域防災力において、防災技術の向上に伴う防災意識の低下が原因の一つであると推察される。なお防災意識の低下の一例としては、当初は高台に住んでいたものの防護技術の向上により安全性が確保できたと油断し、利便性を求めて海岸近くに住居を移すことなどが挙げられる。



(注) 平成7年の死者のうち、阪神・淡路大震災の死者について、いわゆる関連死919人を含む(兵庫県資料)
 平成23年の死者・行方不明者は内閣府取りまとめによる速報値
 (平成23年の死者・行方不明者のうち、東日本大震災については、警察庁資料(「平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震の被害状況と警察措置」(平成26年5月9日)による)
 出典: 昭和20年は主な災害による死者・行方不明者(理科年表による)。昭和21~27年は日本気象災害年報、
 昭和28年~37年は警察庁資料、昭和38年以降は消防庁資料をもとに内閣府作成

図 1.5 自然災害における死者・行方不明者数の変遷⁷⁾

したがって我々土木技術者は、安全な施設を築造し、日常生活に対する“安全”を提供すると同時に、発災時に地域住民の“安心”を確保するためには確実な避難が不可欠であることを、常に情報発信していき、地域の防災意識を醸成していかなければならない。逆に言えば現代社会において、防災意識を向上させることが出来れば、地域防災力は非常に高い水準で維持できるということでもある。つまり陸から海が見えないくらいの巨大堤防があるから大丈夫と油断するのではなく、見えないからこそ海に関心を持ち、見えないか

からこそ不安感や恐怖感を常に持ち続けること、人間の意識や記憶は時間と共に薄れていくということを前提にして、自分たちの人命や資産の防護手段を住民自らが考えるといったことを文化にすることが、求められているのである。

また今次津波の被災では、各地で誤った情報により人々の油断を招き、被害を拡大したことも指摘されており、迅速かつ正確な情報は、地域防災力向上の基本であると言える。以上のことから本研究で目指すべき地域防災力は、次の3つにまとめることができる。

- ①先人が残した知恵の恒久的な活用
- ②現在の高い防護技術の維持向上
- ③公的機関からの正確な情報提供・迅速な伝達

1.1.3. 新しい設計思想の概念

写真 1.1 には、2017 年 4 月 4 日、5 日に撮影した岩手県陸前高田海岸の整備状況と対策概念図を示す。対策概念図を見ると、堤防背後には広大な盛土を行い、樹木を植え、その背後に水路を設置し、少し離れて道路を施工する計画である。また前面の砂浜には新たに盛土を行い、松原を形成させるとしている。これらは図 1.1 に示した粘り強い断面に加え、背後盛土を行うことでより堤防を粘り強くするとともに、環境面や背後からの景観等の利用面にも配慮した形となっている他、水路による津波の減衰効果並びに二線堤としての道路盛土など、多重防護により背後の人命、財産および生活を守るために、東日本大震災により得られた様々な知見が反映されている。

一方で堤防は、被災前より 7 m も天端が嵩上げされ、法勾配を緩くしたことで巨大なコンクリートブロックの壁ができてしまっており、海と陸は完全に遮断された。また堤体は前面の砂浜や背後地等の貴重な空間を広く占有しており、広大な背後盛土や植林による減災効果を期待する形で計画されているが、被災後に自然の営力によってできた貴重な環境を人為的に激変させることになる。

つまり、堤防を粘り強くするため、言い換えれば“背後地域を防護”するために、砂浜などの“環境”や背後地等の“利用”を犠牲にした形となっている。

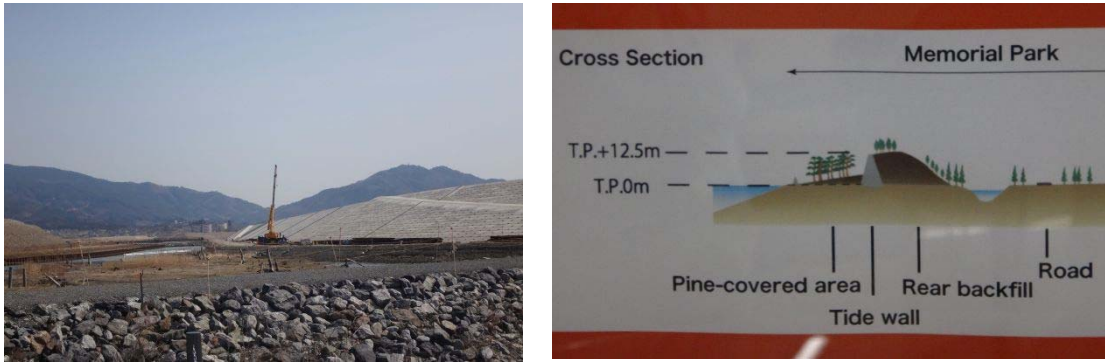


写真 1.1 岩手県陸前高田海岸の整備状況と対策概念図

東日本大震災により被災した地域においては、その復興は急務でありかつ背後の街づくりと一体となって整備される必要がある。例えば、女川町での堤防に頼らない高台移転や南三陸町での粘り強い堤防と背後地盤のかさ上げの組合せ等の事例があり、いずれの地域では住民とともに将来を見据えた復興街づくりが行われている。

一方、今後の発生が危惧される南海トラフ巨大地震に伴う津波の襲来予測地域においては、被災前の東北地方と同様かそれ以上に背後地域は多様、かつ密集して利用されており、図 1.1 や写真 1.1 のような“巨大な”粘り強い断面を構築することは現実的に難しいと思われる。また高台への集団移転等についても、現状の社会生活を改変させることとなり大半の地域では非現実的であろう。

したがって、これらの地域の防災力を向上させるためには、まず近代における防災技術を活用し、堤防を粘り強く改築することであるが、そのためには図 1.1 や写真 1.1 に示した通り堤体幅を拡大にして周辺環境を犠牲にするしかないのが現状である。

仮に、図 1.1 のような断面を、南海トラフ巨大地震の発生が危惧されている未被災地に適用しようとした場合、以下のような様々な問題が生じることとなる。

- 環境面：全国的には法面勾配が 1 : 1.5 の事例が多く、前面には貴重な砂浜、背後にはその地特有の生態系が形成されており、法勾配を緩くし堤体幅を上げると現地の貴重な環境を人為的に破壊させてしまう
- 利用面：堤防背後には民家等の土地利用上の制約があり、法面勾配 1 : 2 の採用はこれらの利用に支障を来す
- 品質面：裏法尻付近に施す地盤改良部分が直接空気に触れることや、貧配合改良体の経年劣化や施工品質のばらつきを始めとする耐久性の問題など、津波越流時に期待している強度を恒久的に発揮できるかどうか不明な点も多い
- 維持管理面：天端面の空気孔や被覆ブロックからの雨水の侵入による堤体内での水路の発生、雑木の根張り等による堤体強度の低下等、今後の維持管理上の課題が多い
- 構造面：地震による振動や液状化による地盤変形に伴って堤体が変形し、ブロックかみ合わせの緩みが生じることで安定性の低下が懸念される
- その他：本断面には側溝の記載がない(基礎部に一体化させるものと推察される)

したがって、今後の南海トラフ巨大津波対策として、本断面を全国に一義的に適用することは現実的ではなく、防護のみに焦点を当てた現在の対策方法を、実状に見合う形に改善していく必要がある。そのためには、防護・環境・利用の調和を実現させる新しい設計思想に基づく、これまでに無い新しい堤防形式の開発が必要不可欠であり、かつ喫緊の課題であると考えた。

本研究で考える新しい設計思想の概念図を，図 1.6 に示す。

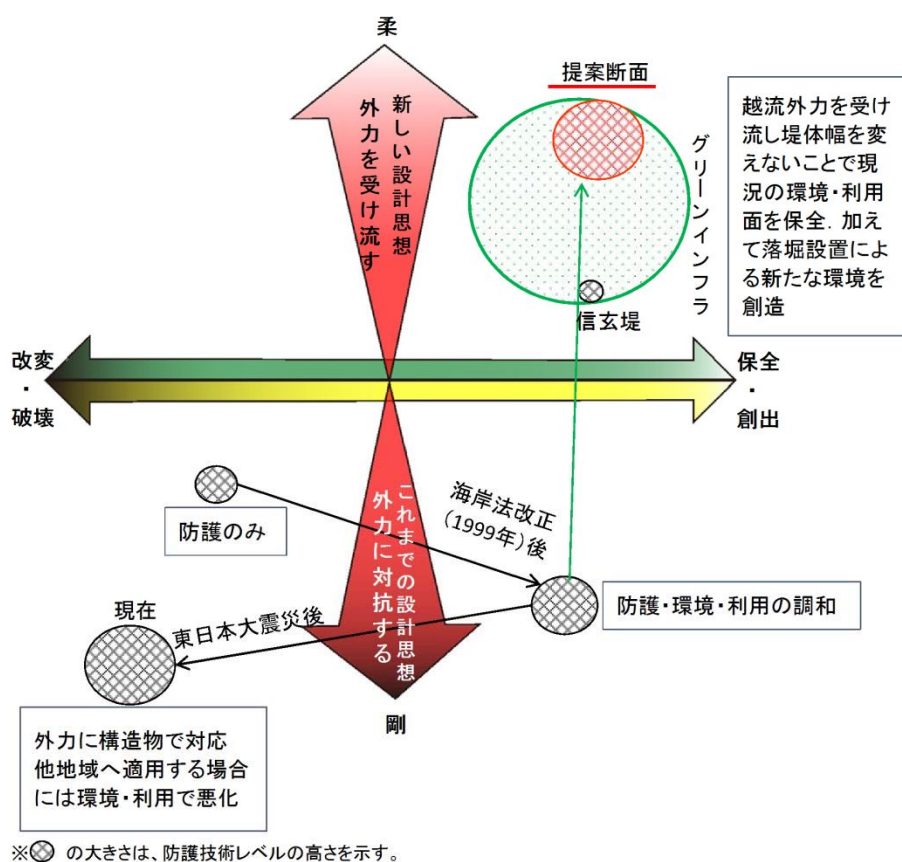


図 1.6 新しい設計思想概念図

図の横軸は，環境面および利用面を表しており，軸方向右側に保全・創出，左側に改変・破壊を示している．縦軸は，防護方法を表しており，下側は，外力に対して構造物の耐力で対抗するという，従来の設計思想を示しており，上側は，それとは反対に外力を逃がすという新しい設計思想を示したものである．

1953 年台風 13 号による甚大な被害を契機に，我が国では海岸堤防（いわゆる“三面張り堤防”）が整備されてきているが，当初は，「防護」のみに重点が置かれたため，海岸が侵食され，海岸環境が改変されてしまった．そこで 1999 年に海岸法が改正され，「防護・環境・利用の調和のとれた海岸」を目指した整備が進められてきた．2011 年 3 月に東北地方太平洋沖地震が発生し，海岸堤防が津波により“壊滅”したため，復興事業では再び「防護」に主眼を置いた“巨大な”堤防が整備されつつある．

しかしながら，この「防護」について考えてみると，構造物のみの力で対抗することには限界があるということは，東北地方太平洋沖地震での甚大な被害が証明しており，防護

水準を高めたとしても、それを上回る外力が作用すれば、“力”対“力”で負けてしまい、構造物は崩壊し、被害がさらに甚大化する危険性が高い。したがって、本研究では、強大な外力をまともに受けきるのではなく、“力を逃がす”構造形式を考えることが重要であり、それを提案断面とすることとした。また近年では、グリーンインフラなどの考え方のように、生態系を基盤とした防災・減災の考え方が取り入れられつつあり、これらの知見を活かした堤防整備が必要であると考えた。

したがって今後の設計において必要なことは、

- ①防護・環境・利用の調和を図る
- ②防護面においては、超大な外力に対して構造物で対抗することには限界があり、その耐力を越えると被害がより甚大化する危険性があることから、構造物を粘り強くより長い時間残存させるために、外力をうまく受け流すことができる構造的工夫を行う
- ③環境・利用面においては、堤体幅現状維持を基本とした上で、出来る限り新たな付加価値を創造する

等であると考え。また図 1.4 に示した地域防災力を向上させるためには、まず防災意識を高めることが重要であり、その方策として堤防の一部に新たな環境を創出し、その維持管理を地域住民に任せることで、海岸構造物に日常的な関心を持ち、同時に防災に関する教育を合わせて行うことで、防災意識を取り戻し、主体的に災害に備える文化が醸成できるものと考えられる。これにより防災と生活の両立が可能となり、被災後でも速やかに日常生活を取り戻すことが出来る力、すなわち地域防災力の向上が可能となる。

以上より、今後の整備においては、防護面として堤体幅を変えずに粘り強さを付加させるとともに、環境面として常時は現状を維持しながら、津波等の越流時には粘り強い構造の一部としての機能を有し、利用面として地域防災活動の持続性に配慮した占有空間の狭い断面にする技術開発が必要であると考えた。

本研究では、このような新しい設計思想に基づく耐津波海岸堤防の構造形式について、最適な断面形状を検討するものである。

1.2. 研究の目的

今後、発生が危惧されている南海トラフ巨大地震津波などの最大級の津波（L2 津波）に対し、これまで研究されてきた法面の緩勾配化や基礎部の補強、裏法尻部に矢板を打設して裏法尻の洗掘を防止する等の対策は、いずれも強大な外力に対し、構造物で対抗する“力対力”の対策であり、背後地の土地利用に何らかの支障を来す可能性がある。

また粘り強い堤防として採用されている図 1.1 に示した断面図の内、特に越流時の弱点となる裏法尻基礎部に対しては、基礎工を大きくし、その周辺を地盤改良等により補強することで、この範囲内で鉛直流速を水平流速に変換し洗掘を抑制する（例えば、加藤ら⁸⁾）粘り強い構造を採用している。このことに着目すると、基礎部においてうまく鉛直流速を水平成分に変換できれば、粘り強い化が図れるということである。

そこで本研究の目的は、背後の土地利用等を勘案し、堤体幅を現状から拡幅することなく堤防裏法尻基礎部への作用外力を軽減させるよう、堤防の形状を工夫して既存堤防に粘り強い機能を付加する方法を提案するものである。また合わせて、強大な作用外力に対し“構造部材による防護”ではなく、“構造的工夫により力を逃がす”ことで堤体を粘り強くするという新しい設計思想も提案するものである。

堤防の粘り強い化で最も重要なことは、裏法尻の洗掘抑制である。本研究では、数値解析を用いて堤防形状の工夫による裏法尻部への作用外力に着目し、堤防の「粘り強さ」のメカニズムを解明する。

また粘り強さに合わせ、現行の海岸法⁹⁾の理念である「防護・環境・利用に配慮した海岸整備」の観点から、東日本大震災後の堤防復旧工事に見られるようなエコトーンを軽視したような災害対策を考えるのだけではなく、周辺の利用状況を勘案した上で、“生態系を生かした減災機能、即ち Eco-DRR などのグリーンインフラストラクチャーの実現”に向け、これまでにない環境面や利用面にも配慮した堤防の新しい構造形式について研究することとする。

以上のことより、本研究の目的は以下のとおりである。

最大級の津波に対し、既存堤防を活かした構造形式を工夫することで、堤防裏法尻基礎への作用外力を低減させ(逃がし)、粘り強さを付加させるとともに、「エコ機能」(Eco-DRR 機能)を付加価値として備え持つ、これまでに無い新しい設計思想に基づく海岸堤防を提案する。

1.3. 本論文の構成

本論文では、津波越流に対する海岸堤防の粘り強い構造形式について提案している。各章の構成は以下のとおりである。

第2章 では、東日本大震災での津波分布の状況と海岸堤防の被災パターンおよび被災メカニズムについて解明し、海岸堤防の耐津波に関する設計方法や既往の研究並びに、東北地方における災害復旧断面についてレビューする。

第3章 では、東日本大震災での現地踏査結果や数値解析を用いて、津波越流時の堤防への作用外力と構造形式との関連性について検討する。

第4章 では、津波越流に対し、新しい設計思想に基づき粘り強さを持つ海岸堤防の構造形式について提案するとともに、粘り強さに加えエコ機能を併せ持つ構造形式の提案を行う。

第5章 では、本研究の結論を示す。

参考文献

- 1) 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. I_891 -I_895, 2012.
- 2) 鳩貝 聡・諏訪義雄・加藤史訓：津波の越流による海岸堤防の裏法尻の洗掘に関する水理模型実験，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 68, No. 2, pp. I_406 -I_410, 2012.
- 3) 国土交通省 東北地方整備局：仙台湾南部海岸堤防復旧の取り組み，2015.
- 4) 福島県：粘り強い海岸保全施設の構造について，2012.
- 5) 北原糸子：日本災害史，pp. 324 -328, 2012.
- 6) 海岸管理の歴史の変遷：www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn0619pdf/ks061906.pdf
- 7) 自然災害における死者・行方不明者数の変遷：www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/pdf/H26_fuzokushiryou.pdf
- 8) 加藤史訓・鳩貝 聡・諏訪義雄：津波の越流に対するコンクリート平張り海岸堤防の粘り強い構造，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 69, No. 2, pp. I_1021 -I_1025, 2013.
- 9) 海岸法：平成 26 年 2 月施行

第2章 東日本大震災での津波に対する海岸堤防の被災パターンと

そのメカニズム

2.1. 東日本大震災での津波の特徴

東日本大震災で発生した津波(以下、今次津波と略記する)高は、図 2.1¹⁾に示す通り、T.P. +15m を超える箇所もあり、被災前堤防高と比較してもそれらをはるかに上回る高さであった。岩手県では、既往の堤防高は、明治三陸津波、昭和三陸津波、チリ地震津波など過去の津波を対象に設定されていたが、ほとんどの地域でそれらを上回る津波高となっている。宮城県では、岩手県県境～牡鹿半島までをチリ地震津波で、それ以南を高潮により設定していたが、ほぼ全域でそれを上回る津波高であった。福島県では、福島第一原発の事故もあり調査範囲が限られているものの、従前の高潮で決定されていた堤防高をほとんどの地域で上回る津波高であった。つまり今次津波は、既往の計画外力をはるかに上回るものであったことがわかる。

またその浸水範囲も広く(図 2.2²⁾参照)、特に仙台平野では、仙台東部道路より海側のほぼ全域が浸水している。今次津波では、道路盛土により津波の浸水拡大をせき止めることができたことから、これらの知見は、今後の津波対策としての多重防護方式(一線堤だけではなく、二線堤などによる多重な防護方式)に生かされることとなった、

市区長村別でみると石巻市が群を抜いて多く浸水していることがわかる(図 2.3²⁾参照)。これら津波遡上は、海岸堤防を越えて陸域に侵入するものと、河口部より河川を遡上し、河川中流域や上流域から堤防を乗り越え(破堤の場合もある)、陸域に侵入してくるケース等がある。特に気仙川や北上川などでは、河川遡上による陸域の浸水被害が大きかったことが報告されている。

このように今次津波の特徴としては、以下のことがわかる。

- 当該地に来襲した過去のいずれの津波高、高潮高よりも高い
- 浸水面積が広大である
- 河川遡上により被害が拡大した地域がある
- 強大な津波外力により、多くの海岸堤防や護岸が被災、破堤



図 2.2 今次津波の浸水範囲²⁾

2.2. 海岸堤防の被災パターンとそのメカニズム

2.2.1. 被災の状況

2011年4月28日から4月30日および同年11月12日から11月14日にかけて、岩手県田老町から宮城県亙理町までの海岸堤防の被災状況に着目し、現地踏査を実施した。

まず、海岸保全施設としての堤防および護岸について、構造形式の違いによる施設の被災状況に注目した。代表例として、写真2.1, 2.2には六ヶ浦漁港海岸(岩手県陸前高田市)を、写真2.3, 2.4には長浜海岸(宮城県石巻市)の様子を示す。



写真 2.1 六ヶ浦漁港海岸(堤防陸側より撮影)



写真 2.2 六ヶ浦漁港海岸(堤防天端より撮影)

写真2.1は、堤防背後地から堤防を望んだものである。写真に向かって左側には水門があり、その部分が集中的に被災していることがわかる。その影響により、水門に接続する堤防の裏法面に被災が広がっている。

写真2.2は、堤防上より水門側を望んだものであり、写真奥側に水門が設置されていたことになる。写真右側が海であるが、表法面は場所打ちコンクリートにより被覆された階段状の緩傾斜堤防となっており、全く被災していないことがわかる。



写真 2.3 長浜海岸(堤防天端より被災区間を望む)



写真 2.4 長浜海岸(堤防陸側の状況)

写真 2.3 は、堤防天端より被災区間を望んだものであり、手前側が表法勾配 1 : 1.5 で写真奥側が緩傾斜堤防である。写真中央部の傾斜堤部分が被災しているが、手前側は同様の構造形式であるにもかかわらず被災していない。これは写真 2.4 により関連付けられる。

写真 2.4 を見ると、背後地が舗装されていることがわかる。被災した区間においても、同様な舗装がなされていたと推察されるが、写真 2.4 の手前側のように、地震あるいは津波の越流等によりその舗装部分が破壊され、押波時の越流等により基礎部が洗掘を受けたことが原因の一つであると考えられる。つまり背後の舗装が残っていた箇所は被災を免れており、堤防が粘り強く残ったことになる。したがって堤防背後の舗装は、堤防の粘り強さを考える上で重要な要素である。もう一つの破堤原因としては考えられるのは、写真奥側に被災していない緩傾斜堤防が見えるが、破堤箇所は傾斜堤と緩傾斜堤の構造形式の変化点であったことで、構造的な弱点となったことかあげられる。

現地踏査結果より、破堤状況と法勾配に関連がみられた。法勾配が 1:1.5 程度の場合、堤防本体はほぼ全壊しておりその一部が引波作用により海側に転倒しているケースがあるが、勾配が緩傾斜(勾配 1 : 4)の場合はほとんど被災していない。例えば、写真 2.1 の裏法面の被災状況から見ると、①構造形式の異なる水門部分および取付護岸が弱点となり押波時に被災した、②背後地が低いことから、引波時に水門部分に波が集中して被災を拡大した、ことが考えられる。写真 2.3 は、被災箇所は傾斜堤部であり、裏法尻部の舗装が無く大きな洗掘が確認された。写真最手前側は同じ傾斜堤であるが、背後に舗装があり破堤していない。写真奥側の緩傾斜堤側は、裏法尻部に舗装は無いが被災していない。

次に、津波の越流による堤体の被災状況で、表法側と天端を含む裏法側を比較した場合、天端を含む裏法面の方が表法面に比べて多く被災していた。代表例として、写真 2.5 には西浜海岸(宮城県石巻市)を、写真 2.6 には野蒜海岸(宮城県石巻市)の様子(いずれも 2011 年 4 月 28 日に撮影)を示す。

写真 2.5 は、表法勾配と裏法勾配が同じ(勾配 1 : 1.5 程度)法枠形式の堤防であるが、天端舗装の一部および裏法法枠の間詰部が被災している。背後松林手前側には水たまりがみられ、津波越流による洗掘の様子がうかがえる。なお被災していない区間の中詰土に空洞化は見られなかった。また裏法部には施工途中であった抑え盛土が存在していたことから、比高が小さくなっていたことで裏法尻部の洗掘が抑制され、堤体が被災しなかった可能性が高い。天端舗装部の一部被災については、堤体自体の変形が無いことから地震による液状化あるいは局所的な破壊が生じた可能性は低く、海底地形が周辺と変わらないため津波作用外力はほぼ同様であったこと、断面も連続で形状も同じであることを勘案すると、中尾ら³⁾が指摘している空洞化に起因する津波による浮力の作用や、小竹ら⁴⁾が指摘している裏法肩付近の被覆工上面への作用圧力の低下(負圧)等が原因であると考えられる。また堤防前面の被覆ブロックおよび法枠本体が被災していないことから、津波外力に対しては、通常の版として力を受けるのではなく、梁構造のように力を逃がす構造が有利であることが伺える。



写真 2.5 西浜海岸(堤防天端より撮影)

写真 2.6 は、陸側から海岸堤防を見た写真であり、裏法面（勾配 1 : 1.5 程度）の一部が被災しているが、堤体の変状が無いことなどから地震による変形はほとんどなく、法尻部の洗掘も見られないことから、写真 2.5 と同様な原因による被災であると推測される。また写真では堤防裏側に盛土が確認できるが、これは津波襲来前から工事用道路として盛土が設置されていたものである。これらの堤防がいずれも破堤していない原因の一つとして、堤体高さが周辺地盤と比べて高くなく、背後地盤高も高いこと等で比高が小さかったため、裏法尻での洗掘が起らなかったことが考えられる。いずれの海岸も、背後地盤高と天端高の差は 2 m 程度であった。



写真 2.6 野蒜海岸(堤防陸側より撮影)

写真 2.7, 2.8 には、相馬市大洲海岸の被災状況を示す。いずれの写真も右側が海であるが、写真 2.7 では堤防の裏法面が無くなりその背後は約 30m 幅の落堀が形成されている。また堤防が所々破堤し、不連続になっている。

写真 2.8 では堤防が法枠構造となっており中詰材が抜け出し一部裏法面が倒れこんでいるが当該区間ではこれのみであった。また背後には道路があることで裏法は残存し、落堀も形成されていない。これらからも先の知見と同様に、裏法基礎付近に舗装がある場合には基礎は洗掘されず、堤体は粘り強く残存する可能性が高いと言える。



写真 2.7 大洲海岸の破堤の様子



写真 2.8 大洲海岸の堤防被災状況

写真 2.9 には, 引き波によって被災した脇之沢漁港海岸(岩手県陸前高田市)護岸を示す.



写真 2.9 脇之沢漁港海岸(護岸海側より撮影)

写真手前側には水門があるが、その奥側の護岸を見ると海側(写真右から左)に倒壊していることがわかる。また写真最奥側では、陸側にコンクリート片が確認できる。これらより、押波時に護岸の一部が破壊され、背後が山の場合にはその一部が残骸となって残っており、引波時には、山間の谷筋に流れが集中し、その先にあった護岸を海側へ転倒させたものと推察される。今回の場合、引波による海側基礎部の洗掘の有無は不明であるが、引波の強大な波圧の作用が起因していることはほぼ間違いない。

次に写真 2.10 には広田漁港海岸(陸前高田市)の陸閘の写真を、写真 2.9 には同海岸の胸壁の写真を示す。



写真 2.10 広田漁港海岸における陸閘(護岸陸側より撮影)



写真 2.11 広田漁港海岸における陸閘(護岸陸側より撮影)

写真 2.10 を見ると、クランプ装置部の変形以外は大きな被害が無い状態であった。当該海岸は広田湾の湾口部に位置し、津波高が 10m 程度であったことから、押波時の波圧は強

大であったことが推察されるが、本施設はほとんど被災していないと言ってよい状態であった。これは、本陸閘が“両開き式スウィングゲート”方式であったため前面からの津波波力に対し構造体自体の圧縮応力で耐えることができたこと、また取付け部の胸壁自体も残存したことで水密性が確保された一連の構造物として機能したことが、残存できた大きな要因と考えることができる。

写真 2.11 を見ると、胸壁背後の舗装部分は洗掘されず残っており、押波時にも胸壁が安定性を確保できたことが伺える。ここでも、写真 2.4 で見られたように、背後の舗装が残存することが津波越流による裏法基礎部の洗掘を抑制できることに有効であることを示すものである。

以上より、現地踏査より得られた今次津波による海岸堤防の被災に関する知見は、次の通り大別できる。

- 構造形式の異なる箇所および地盤高の低い箇所は、津波外力(特に引波)が集中し易く被災している箇所が多い
- 裏法背後が舗装されている場合、あるいは盛土等があり比高が小さい場合は、被災しにくい
- 裏法勾配が 1 : 1.5 程度の場合は、裏法肩付近の被覆工上面への作用圧力の低下(負圧)作用により被災する可能性がある
- 裏法尻が洗掘されなければ、堤体は残存できる可能性が高い
- 表法勾配が 1 : 4 程度の緩傾斜である場合、堤防は完全に被災せず残存している事例が多い
- 粘り強い構造とするためには、裏法尻の洗掘を防止するほか、裏法肩付近の被覆工上面への作用圧力の低下(負圧)作用を解消することあるいは、法面勾配を緩くすることが有効であることが示唆された

2.2.2. 被災パターン分類

今次津波による堤防の被災パターンは、以下のように大別できる。

1) 押波による被災

海岸堤防および護岸の押波による被災パターンは、以下のとおりである。

表 2.1 押波による被災パターン

No.	被災原因	被災状況
①	裏法尻の洗掘	堤防を越流した津波より裏法尻が洗掘され、裏法基礎部分が破壊されることにより堤体が安定性を損ない流出 (図 2.4 左側参照)
②	天端面および裏法肩部における負圧	津波越流時に、堤防天端上での早い流速と天端から裏法肩部における断面の急激な変化により、上向きの圧力(負圧)が作用することにより被覆部分および中詰土が流出 (図 2.4 右側参照)
③	波返工の破損	強大な津波波力の作用や波返し部の老朽化等により、接続部から上側の波返し工部分がせん断破壊を受け飛散

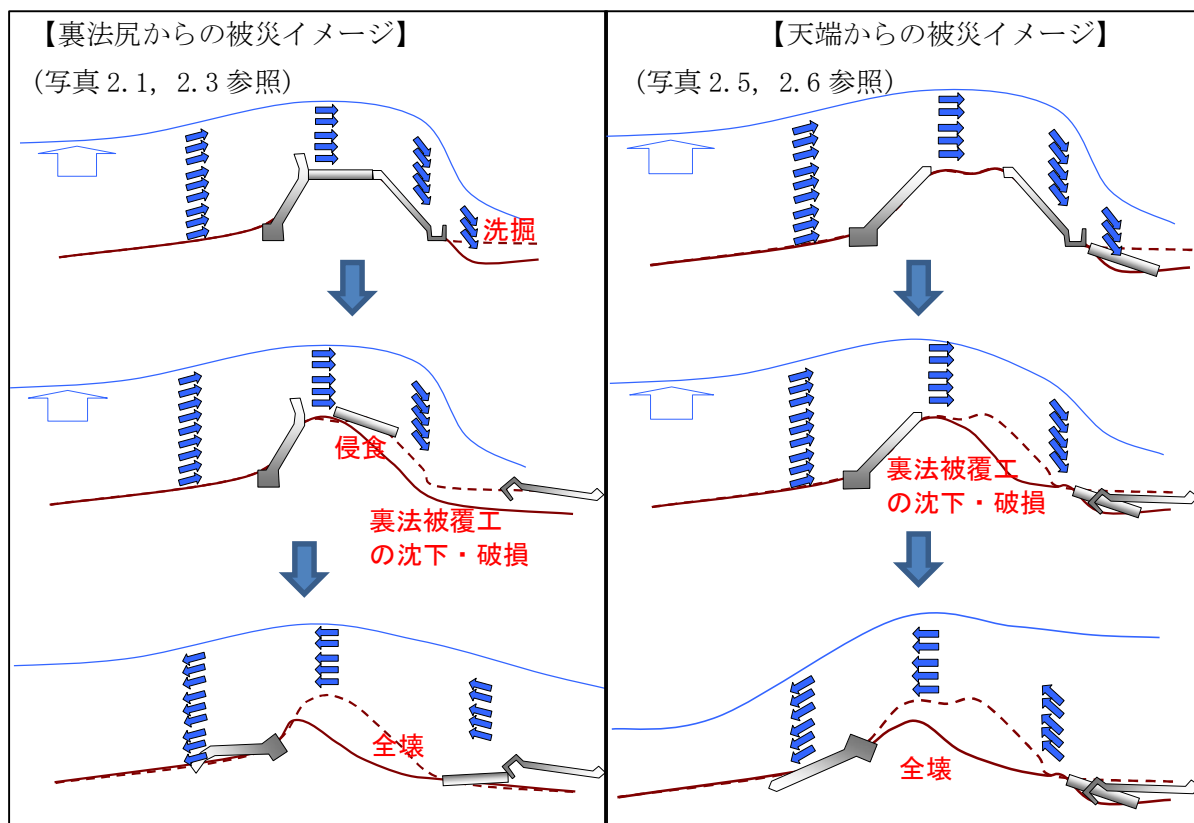


図 2.4 津波による堤防の被災パターン(1)

2)引波による被災

海岸堤防および護岸の引波による被災パターンは、以下に大別できる。

表 2.2 引波による被災パターン

No.	被災原因	被災状況
①	裏法尻の洗掘	陸域に一端侵入した津波が、引波時に標高の低い箇所を狙って海に戻る際、堤防裏法尻部において陸から海側への堤防横断面方向の流れと堤防縦断方向の流れの複合的な作用により、舗装されていない裏法尻が洗掘され安定性を損ない堤体が流出あるいは被害が拡大
②	表法尻部の洗掘	護岸部において、陸域に浸水した津波が海側に戻る際、天端上からの落差により表法尻部での流速が早くなり基礎部前面を洗掘することと、引波時での波返部における海側への波圧の作用により安定性を損ない流出 (図 2.5 参照)
③	波返工や水門・陸閘の破損	波返工については、押波時と同様に引波時でも波圧の作用による転倒や老朽化等が原因でせん断破壊を受け飛散 水門・陸閘については、引波時の強大な波力作用により波返工との接続部や扉体接続部の器具が破損し、扉体が流出

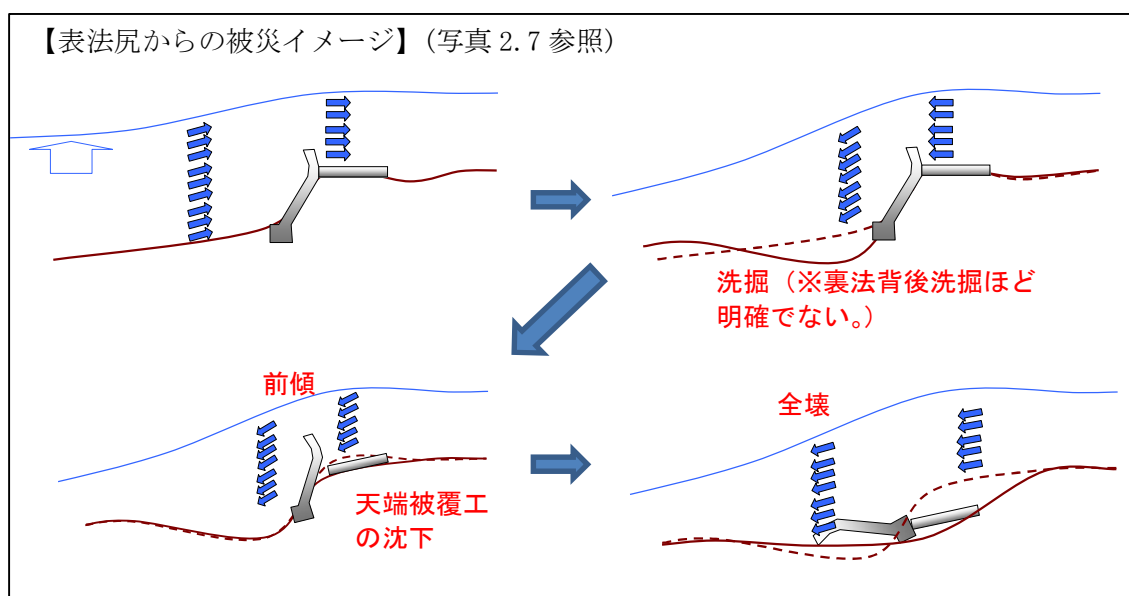


図 2.5 津波による堤防の被災パターン(2)

3)その他

今次津波においては、上記以外にも様々な被災形態が確認されたが、いずれの場合も設計当初は想定していない巨大な外力の様々な作用によって、被災したことがわかった。

①地震力による被災

強大な地震に伴い、堤体に作用する慣性力および作用土圧が大きく、堤体が滑動あるいは転倒破壊を起こし防潮壁が破損・流出した。

本現象については、津波被害が大きかった地域ではその現象はあまり顕著には残っていないものの、宮城県塩竈市浦田野々島にある毛無崎地崎海岸では、写真にあるように地震力により堤体に亀裂が生じ、一部が転倒する形で海側に傾斜している様子がうかがえる。また仙台港では、重力式構造の本体工が海側にはらみ出し、背後の構造物にもその影響が出ている地域もあった。



写真 2.12 毛無崎地崎海岸(宮城県塩竈市)

一方海岸堤防では、地震による被害はほとんど報告されていないが、平成7年の阪神淡路大震災では、多くの海岸堤防や岸壁の被災が報告されている。東日本大震災の地震動と阪神淡路大震災の地震動の加速度応答スペクトルを比較すると、0.5秒以下の単周期帯では、東日本大震災の方が圧倒的に大きな加速度を示しているが、堤防などの土木構造物に影響を及ぼす周期帯である1～2秒周辺に着目すると、阪神淡路大震災の方が圧倒的に大きい値を示している(図2.8参照)。つまり地震動そのものとしては、圧倒的に東日本大震災の方が大きかったが、堤防などの土木構造物の固有周期帯である1秒超付近では、阪神淡路大震災での地震動の加速度応答スペクトルの方が大きく、東日本大震災において、地震動により土木構造物が大規模に被災しなかった要因であると考えられる。

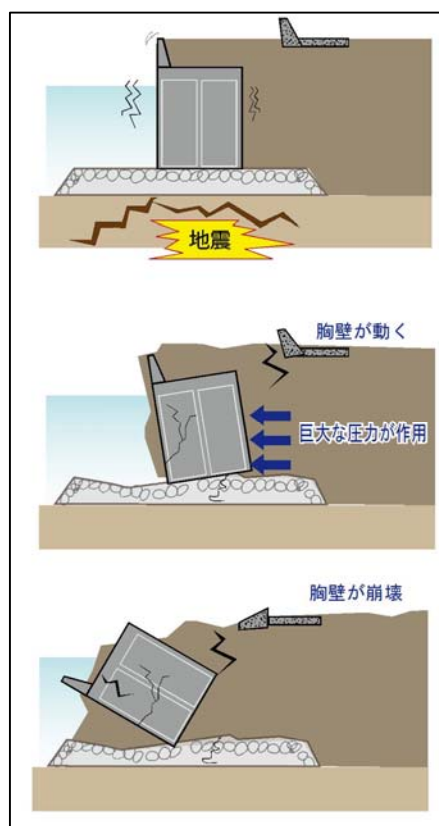


図 2.6 地震による被災イメージ図

②液状化による被災

巨大な地震の揺れにより砂質系基礎地盤等が液状化し、堤体基礎部が安定性を失い堤体が大きく変形する場合がある。

液状化による被災については、先の地震動と同様に津波被害の大きかった地域では液状化による被害の程度は不明な箇所が多いが、阪神淡路大震災および新潟中越地震など多くの事例が報告されている。

本現象については、図のような偏土圧を背負う場合には、基礎部側が液状化により支持力を失って、背後の主働側の土圧作用により堤体が海側に押し出される形で変形する。また偏土圧を背負っていない堤防形式の場合には、海側と陸側の両方の基礎部分が股割きのような形で両側に広がって堤体に変形する。特に液状化が起こりやすいのは、上載荷重が無く拘束圧が小さい箇所、図で言えば左側の海側部分の地盤で緩い砂質土層であることが多い。

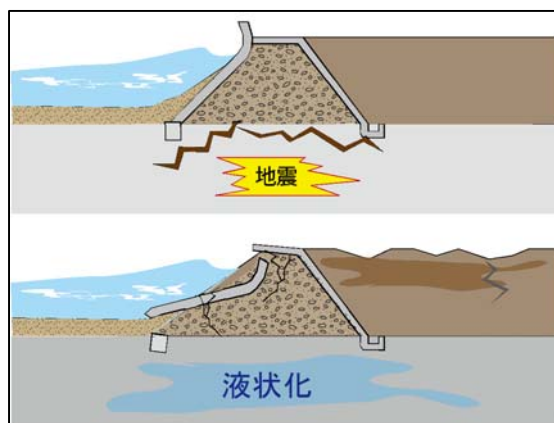


図 2.7 液状化による被災イメージ図

図 2.8 の加速度応答スペクトル比較では、堤防などの土木構造物に影響を与えるとされる周期帯である 1~2 秒付近に着目すると、加速度応答スペクトルは、阪神淡路大震災では 1,000gal を越えているのに対し、東日本大震災では 300gal 程度となっており、阪神淡路大震災と比べて 1/3 以下とかなり小さくなっていることがわかる。一方、加速度応答スペクトルの最大値を見ると、東日本大震災では 10,000gal を越えており、地震動自体の大きさは阪神淡路大震災の数倍にも及んでいたことがわかる。しかしながら幸いにして、土木構造物に影響を与える地震動の周期帯とそのピーク値がずれていたことから、地震や液状化による被害が、地震動の大きさに対してはそれほど甚大にならなかったものと考えられる。また図 2.9 には、日本道路協会が発行している道路橋示方書に記載されている各地震動と東日本大震災の加速度応答スペクトルの比較を示す。道路橋示方書では、レベル 2 地震動をプレート境界型(タイプ I)と内陸直下型(タイプ II)の二つに分類している。図を見ると、プレート境界型のピークは比較的長周期側に、内陸直下型のピークは比較的短周期側に設定されていることがわかる。しかし東日本大震災では、プレート境界型にもかかわらず、短周期側にピークがあるスペクトル特性を持つ傾向があるように見える。堤防などの土木構造物に影響のある周期帯では、設計に用いるスペクトル値よりも小さい値となっていることから、阪神淡路大震災と比べ、地震による甚大な被害が少なかったものと考えられる。

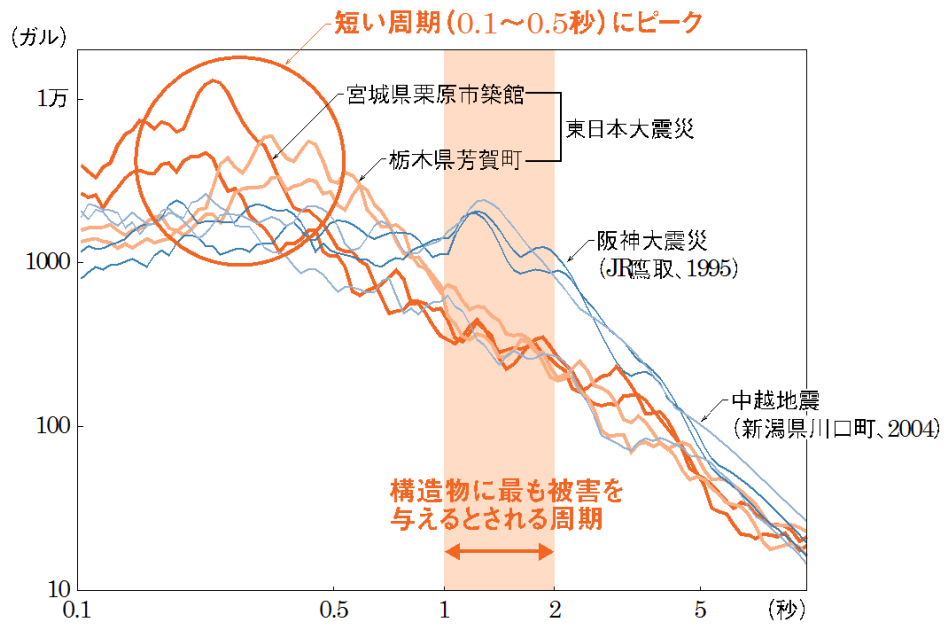


図 2.8 加速度応答スペクトル比較 (阪神淡路大震災と東日本大震災)⁵⁾

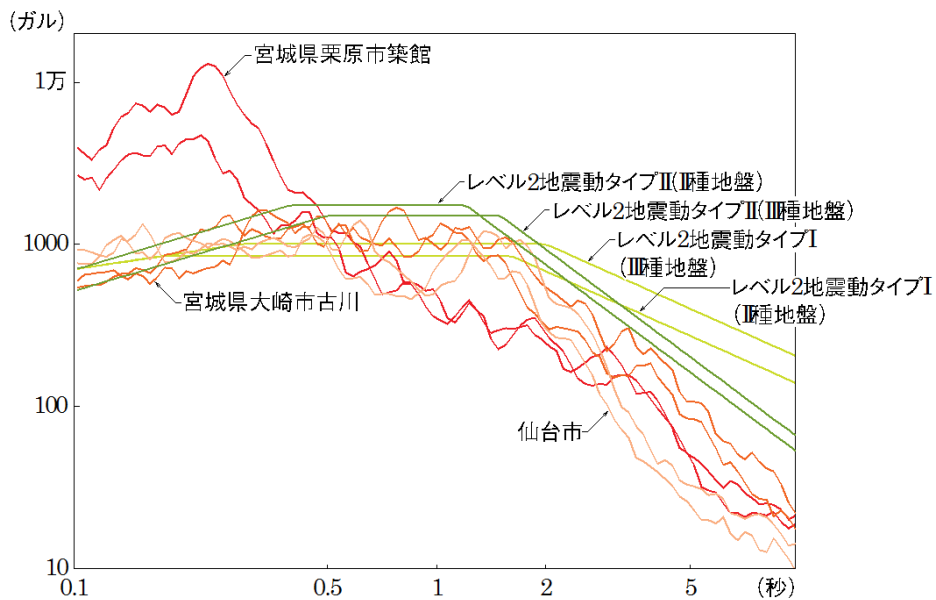


図 2.9 設計地震動との比較 (道路橋示方書と東日本大震災)⁵⁾

③破堤口による被害の拡大

押波時に連続する堤防の一部が破堤し，引波時に集中した流れにより被害が拡大する．この現象は，主に仙台平野における海岸堤防に多く見られた．

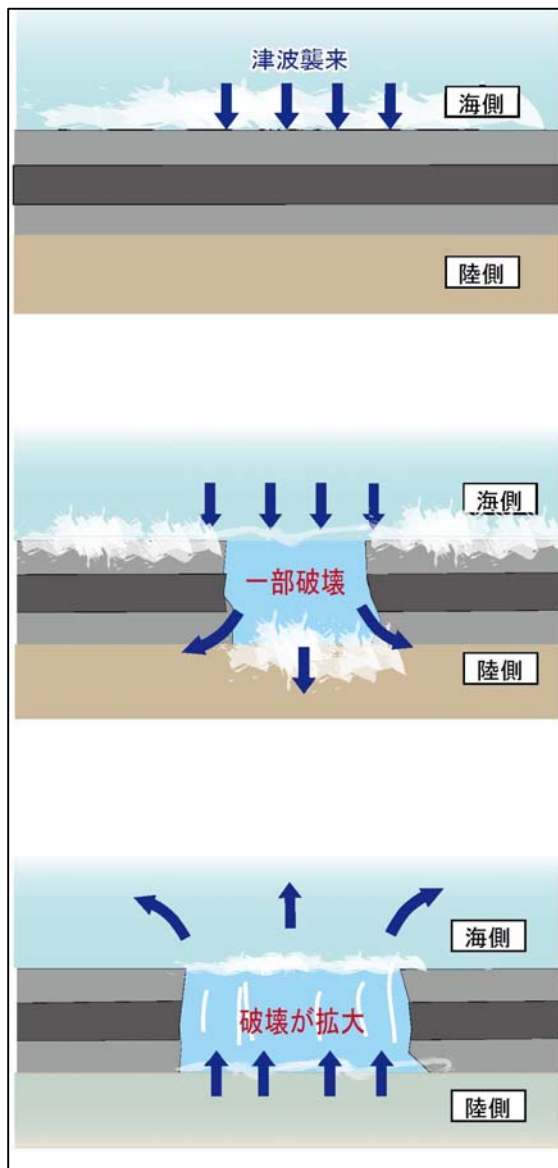


図 2.10 破堤口による被災拡大のイメージ図

次ページには，破堤箇所について仙台平野の山元町を例に考察してみた．

上段には，国土地理院発行の2万5千分の1地形図(昭和48年12月発行)⁶⁾を，下段には国土地理院が平成23年3月13日に撮影した空中写真⁷⁾を示す．海岸堤防の破堤箇所を赤破線で集落の位置を紫線で囲んだ．

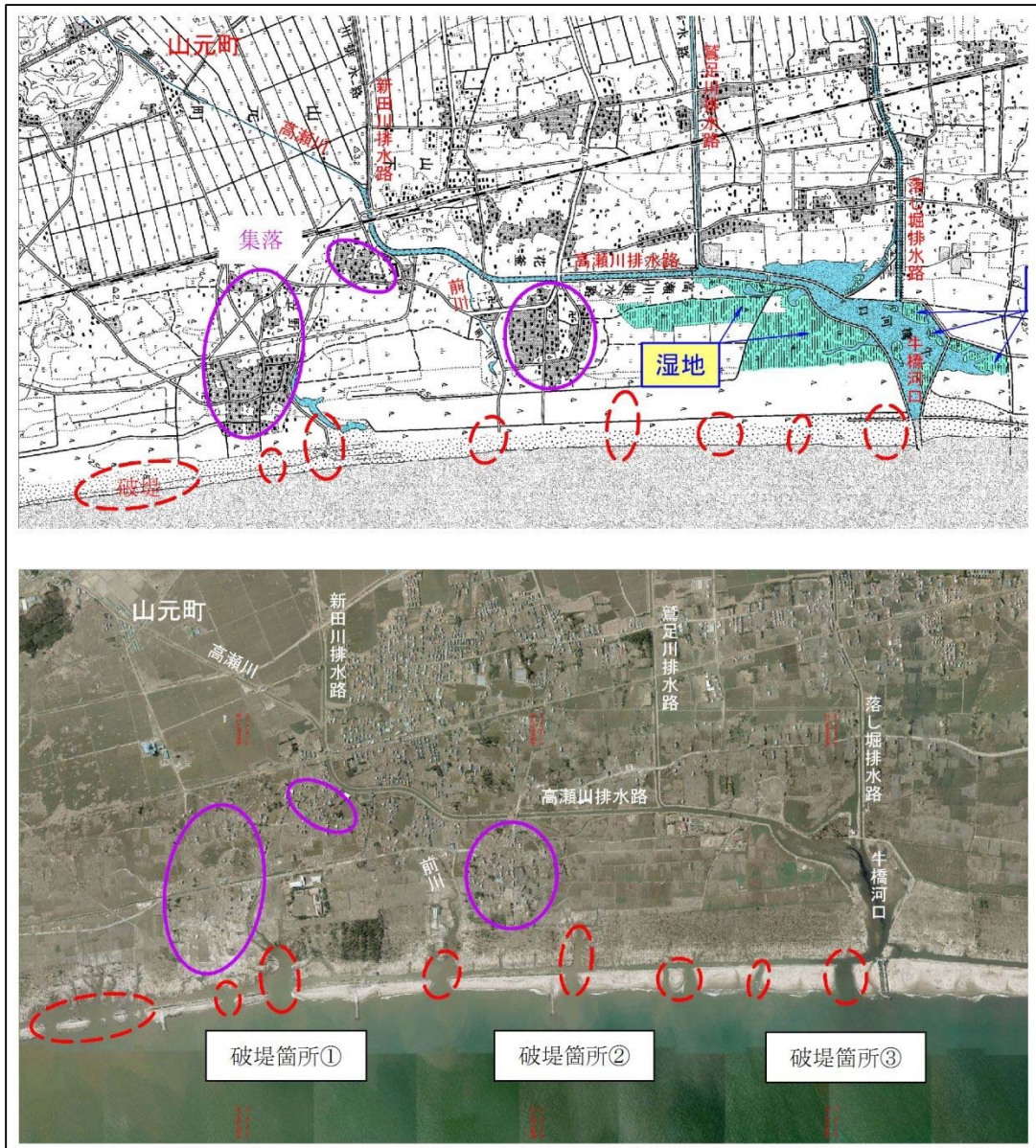


写真 2.13 津波越流による破堤状況

下段写真の破堤箇所①では、背後の低地において海側に向かう道路の存在や水路の存在が確認できる。集落は、若干ではあるが標高が高く、流路にはなっていないものと考えられる。破堤箇所②では、海側（写真下側）に向かってラップ状に砂浜が広がっていることから、集落にある海側に向かう道路を流下して破堤したものと推察される。破堤箇所③では、背後が低湿地でありその延長線上で破堤している。以上を勘案すると、海岸堤防の被災は、津波越流により押波時に旧河道等の比較的背後地が低い箇所(一連区間内では比高が大きい箇所)で破堤し、引き波時にも地盤が低い箇所に集中して破堤が助長されるといった現象が起こった可能性が高いものと推察される。また津波の第 2, 3 波の作用が重なることで、さらに大きな被害が出ている地域もあるものと考えられる。

2.2.3. 被災メカニズムの解明

前節において、津波越流による海岸堤防の被災パターンを、押波と引波に分けて整理した。押波時の被災要因としては、裏法尻の洗掘と裏法天端肩付近に発生する負圧の影響が大きいと考えられる。

1) 裏法尻の洗掘における被災メカニズム

海岸堤防の津波越流による被災については、越流水深が大きく、比高の大きさに比例して裏法尻部が大きく洗掘され、被害が大きくなっていることが分かっている(鳩貝ら⁸⁾)。

これらを考慮すると、裏法尻の被災メカニズムについては、図 2.11 に示すように、越流する津波の鉛直方向の流速により背後の土が巻き上げられながら水平方向の流速により陸側へ運ばれ、洗掘が進行していくと考えることができる。

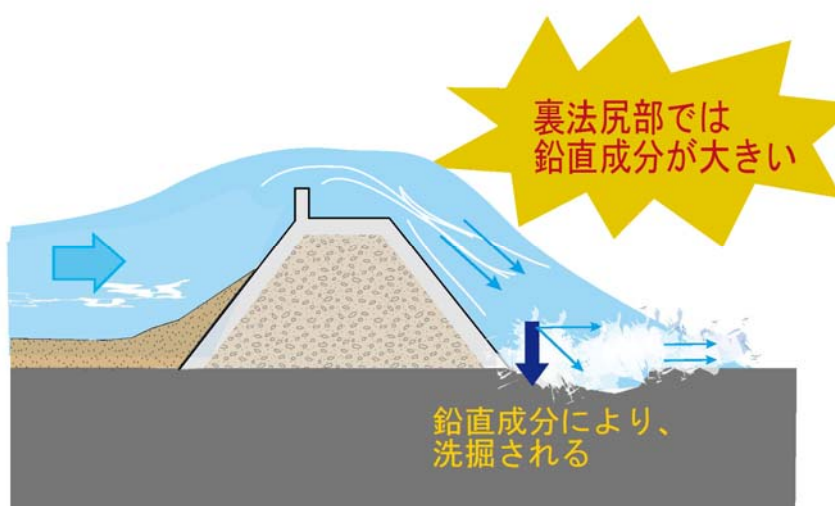


図 2.11 裏法尻における被災メカニズム

これらの知見から、今後堤防を粘り強く改良するためには構造物形状による流速の減衰は困難であることから流向に着目して、

“鉛直流速”をいち早く“水平流速”に変換する

ことが重要であると考えられる。

2)裏法天端肩部に作用する負圧

津波越流において、堤防裏法天端肩部に作用する負圧に関しては、小竹ら⁴⁾によれば、堤防を越流する流れが天端面から裏法勾配に沿った“曲線状”の流線を描いて裏法面に落下していくことから、裏法肩付近に作用する越流に伴う遠心力=負圧に着目している。

これらを考慮すると、裏法肩部からの被災メカニズムについては、図 2.12 に示すように、津波越流に伴い裏法肩部において発生する遠心力(負圧)により天端面が持ち上げられ、背後に運ばれることにより被災が進行していくと言える。

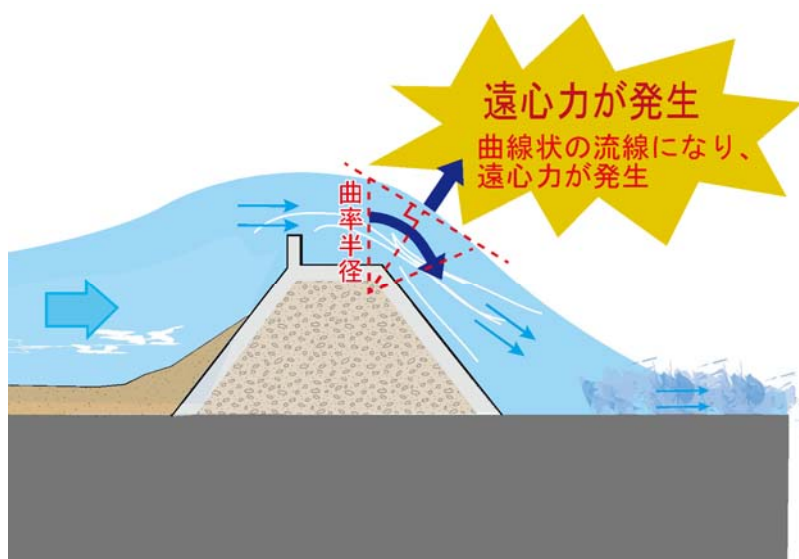


図 2.12 裏法肩分に作用する遠心力（負圧）による被災メカニズム

これらの知見から、今後堤防を粘り強く改良するためには、津波越流に伴う負圧を解消することが有効であり、

裏法肩付近の流線の曲率半径を大きくすることや法肩付近を一体化する

ことが有効であると考えられる。

2.3. 海岸堤防に作用する津波波圧（設計基準類の限界と CADMAS-SURF の適用）

海岸堤防の機能については、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」（平成 16 年 6 月）（海岸保全施設技術研究会）⁹⁾（以下、海岸基準と略記する）には以下の通り記載されている。

堤防は、海岸背後にある人命・資産を高潮、津波および波浪から防護するとともに、陸域の侵食を防止することを目的として設置される海岸保全施設である。

堤防は、高潮若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、若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又はすべての機能を有するものとする

このように、わが国の海岸堤防に係る設計体系では、堤防は海水の侵入を防止することとしているので、越流を前提とした設計体系になっていないのが現状である。

また、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（平成 19 年 7 月）（(社)日本港湾協会）¹⁰⁾（以下、港湾基準と略記する）P237 および「海岸基準」P2-86¹¹⁾には、海岸堤防に作用する津波波圧に関し、直立壁に作用する波圧について以下の式が記載されている。

$$\eta^* = 3.0a_t$$

$$p_1 = 2.2\rho_0ga_t$$

$$p_u = p_1$$

ここに、

η^* ：静水面上の波圧作用高さ (m)

a_t ：入射津波の静水面上の高さ（振幅）(m)

ρ_0g ：海水の単位体積重量 (kN/m³)

p_1 ：静水面における波圧強度 (kN/m²)

p_u ：前面下端における揚圧力 (kN/m²)

これらはいずれも、堤体自体に直接的に作用する津波波圧を算出するものであり、堤体背後の基礎および地盤面に対する波圧および洗掘についての算出式は今のところ存在しない。

ただし野口ら¹²⁾は、津波の越流による護岸の基礎洗掘量に関する大規模模型実験を実施しており、越流量などにより洗掘深 R を以下の式により提案している。

$$R = g^{-1/4} q^{1/2} Z_f^{1/4} \quad , \quad D = 2.1 R$$

ここに、 R は洗掘深、 g は重力加速度、 q は単位幅あたりの越流量、 Z_f は背後水面から護岸天端までの高さ、 D は最大洗掘深を示している。

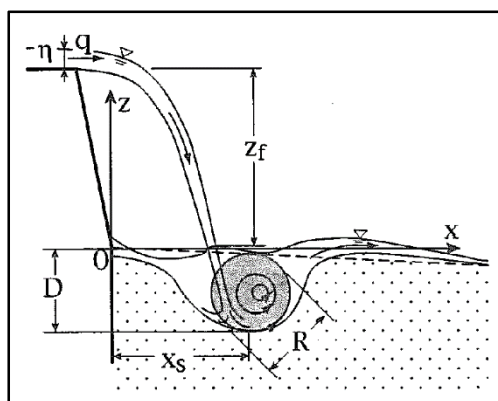


図 2.13 津波越流による護岸の洗掘量（野口ら¹²⁾）

しかしこれらの式を用いて、設計を行った事例は無く、また式にあるパラメータを算出するには実験あるいは数値シミュレーションを実施する必要がある、一義的に計算式を用いて施設を設計することは難しい。したがって津波越流による堤体への作用外力については、その作用が複雑であるため、従来の設計基準類に記載されている算出式ではなく、数値解析を用いて算出するか模型実験を実施するしか方法はない。

津波越流による海岸堤防への作用外力については、模型実験を用いて実施することが望ましいが、本研究では津波に対する粘り強い堤防の構造形式を数多く検討し最適な断面形状を提案することを目的としているため、模型実験を実施する場合は多大なる時間と経費を必要とすることから、数値解析を主体に研究を進めることとする。

数値解析手法については、津波への適用事例(松山ら¹³⁾)を考慮し、断面 2 次元の流体解析モデル数値波動水路(CADMAS-SURF) (財沿岸開発研究センター)を基に VOF 法により自由水面の解析精度を向上させた数値波動水槽 (CADMAS-SURF/3D) (以下 C-S/3D と略記する)を用いることとする(第 3 章で解説)。

2.4. 津波に対する設計法

2.4.1. 海岸堤防の津波に対する設計の考え方

海岸堤防の津波に対する基本的な考え方として、津波を以下の通り分類しそれぞれに対する整備水準を設定している。

■ レベル1 津波 (L1 津波)

発生確率が、100年～200年に1回と言われる $M=8\sim 8.5$ クラスの地震による津波を発生頻度の高い津波(レベル1 津波)として、構造物の設計にはこのレベル1 津波を用いる。

■ レベル2 津波 (L2 津波)

東日本大震災を引き起こした、1,000年に1回と言われるような $M=9$ クラスの地震による津波を最大クラスの津波(レベル2 津波)として、住民などの避難を基調に命を守ることとしている。

したがって、レベル1 津波に対しては“防災”，レベル2 津波に対しては“減災”を基本的な考え方としている。

海岸基準には、津波越流に伴い堤体に作用する波圧に関する技術的な記載はないが、「港湾における防波堤の耐津波設計ガイドライン」(H27.12) (国土交通省港湾局)¹⁴⁾(以下、防波堤耐津波ガイドラインと略記)によれば、越流に伴い堤体に作用する津波波圧分布については以下の通り記載されている。

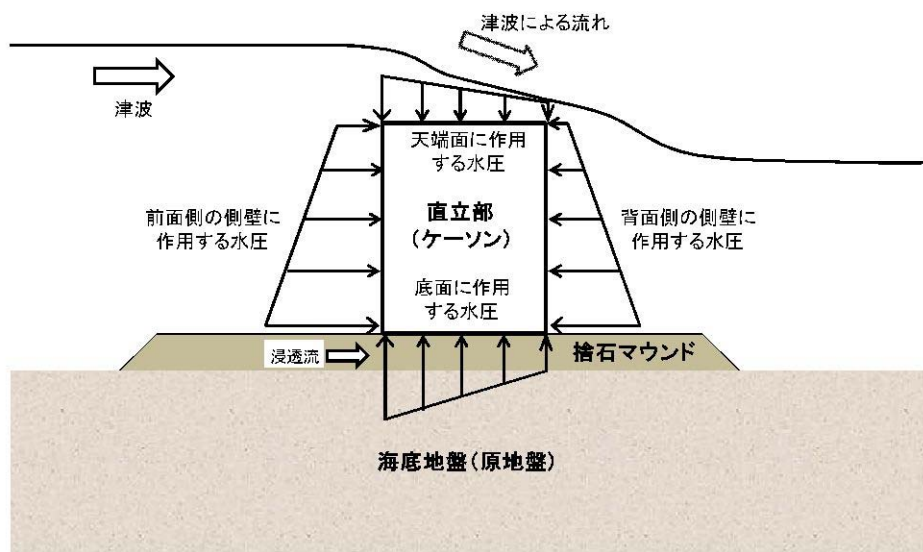


図 2.14 越流に伴い堤体に作用する津波波圧分布

「港湾基準」では、港湾構造物の設計に性能設計の概念が取り入れられ、構造物の安定計算に用いる手法として部分係数法が採用されているが、今次津波を受け「防波堤耐津波ガイドライン」では、構造物解析係数以外のすべての部分係数を 1.0 として計算する方法が、紹介されている。

b) 当面の安定性照査手法の一つの考え方

- ①[3.4.2(1)b)]に示す「直立部の滑動、転倒および基礎の支持力に対する安定性照査」を適用する。
- ②防波堤に作用する津波による水平波力、揚圧力、浮力については、【参考②】防波堤(混成堤)に対する津波波力の算定手順に示す方法で算定する。
- ③部分係数は、構造解析係数を除き全て 1.0 を用いる。
- ④「設計津波」に対して安定性照査を行う際の構造解析係数については、下表に示す値を参考とする。

表 3-2 構造解析係数の参考値

照査項目	構造解析係数
直立部の滑動	1.2
直立部の転倒	1.2
基礎の支持力	1.0

出典：「港湾における防波堤の耐津波設計ガイドライン」¹⁴⁾P20 より

また「港湾における防潮堤(胸壁)の耐設計津波ガイドライン」(平成 25 年 11 月)(国土交通省 港湾局)¹⁵⁾ (以下、胸壁ガイドラインと略記)によれば、胸壁の耐津波設計にあたっては、「設計津波」に対しては機能が維持されるとともに、「設計津波」を超える津波に対しては胸壁に求められる機能が可能な限り維持されるよう、「倒壊しにくい粘り強い構造」とすることとしており、津波波圧作用時の安定計算手法については、上記と同様な手法を用いることとしている。

2.4.2. 津波に対する粘り強さの考え方

「胸壁ガイドライン」によれば、津波に対する粘り強さの考え方を以下の通りとしている。

3.5 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討

「設計津波」を超える規模の津波に対する胸壁の「粘り強い構造」の検討にあたっては、津波の規模に応じた胸壁の破壊形態と構造上の弱点について十分な検討を行った上で、その弱点部分に付加的な対策を施すことによって、「設計津波」を超える規模の津波に対しても可能な限り胸壁の全体安定性を損なわない「粘り強い構造」となるように、港湾の防護目標に応じて断面諸元を設定するものとする。

(解説)

(1) 胸壁に対する「粘り強い構造」の考え方

「設計津波」を超える規模の津波に対する胸壁の検討にあたっては、「設計津波」に対して設定された断面に対して、外力としての津波の規模が「設計津波」を越えて段階的に大きくなっていくことを想定し、水理模型実験等も活用しながら、津波の規模に応じた胸壁の破壊形態と構造上の弱点について十分な検討を行った上で、施設の重要度や費用対効果等を踏まえつつ、その弱点部分に付加的な対策を施すことによって、「設計津波」を超える規模の津波に対しても胸壁が変形しつつも倒壊しない「粘り強い構造」とし、可能な限り胸壁の全体安定性が損なわれないようにする必要がある。

(2) 胸壁の「粘り強い構造」の例

「設計津波」を超える規模の津波により、胸壁の堤体は滑動および転倒、さらに津波が越流することによる背後の洗掘等が生じる可能性がある（参考資料参照）。これらの想定される堤体の倒壊に対して、胸壁の構造上の工夫を図ることにより、可能な限り堤体の倒壊を防止、または遅らせることを目指す。また、堤体の安定性に限らず、堤体の構造部材上の被災も見受けられたことから（上部の滑落）、コンクリートの打ち継ぎ目等での対策も考慮する。

出典：「港湾における防潮堤(胸壁)の耐設計津波ガイドライン」¹⁵⁾

胸壁を津波外力に対し粘り強くするためには、“胸壁の破壊形態と構造上の弱点を見極め、それに対し付加的な対策を施す”こととしている。

L2 津波に対しては、胸壁を粘り強くすることとしているが、この“粘り強さ”は人命を守ることを基本としており、そのために構造物で背後を守ることとはしておらず、あくまで可能な限り構造物を存続させることで津波到達時間を遅らせること、浸水面積を低減させることを目的としている。

つまり、粘り強い構造物とは、“人が逃げるための時間を稼ぐ”ことを主目的として設計することとしているものである。

しかし現状の設計においては、超過外力により構造物が破壊される“時間”を算定することが困難であるため、先の「防波堤耐津波ガイドライン」では、L2 津波に対して、滑動および転倒に対する所要安全率を「1.0」として、波圧に対する安定性を最低限確保した上で、越流洗掘等に対しては、模型実験や数値解析を用いて背面の腹付け工および被覆材の重量を決定することとしている。

また仮に、この“時間”が算定できたとしても、どの程度の時間の粘り強さを確保する必要があるかについては、その外力条件、立地条件、地震後の堤防の状況、土地利用状況および背後の住民および利用者の状況によって、命を守るという観点からの必要となる“時間”は異なってくるはずである。したがって、これだけの不確定要素を対象に、“時間”を設定することは設計の観点からは現実的ではないと判断する。

したがって堤防などの海岸保全施設を設計する場合には、強大な津波外力が作用した時に考えられる被災原因に対し、安全率=1.0以上となるような“対策”を予め講じておくことが、堤体の粘り強さを発揮させるための有効な手段であると考えられる。

2.5. まとめ

本章で述べた，東日本大震災での津波に対する海岸堤防の被災パターンとそのメカニズムについて，主要な結果を以下にまとめる．

- (1) 東日本大震災で発生した津波は，東北地方に來襲した過去のいずれの津波高よりも高く，陸域での浸水面積は広大であった．また今次津波により，多くの海岸堤防や護岸が被災した．
- (2) 被災した海岸堤防において，表法が緩傾斜堤防や背後の法尻部付近が舗装されている箇所，あるいは背後に盛土などがあり比高が小さくなっている箇所については，被災していない場合が多く見られた．
- (3) 押波による被災パターンとしては，津波越流に伴う裏法尻部の洗掘による堤防の崩壊の他，裏法肩部に作用する津波越流に伴う遠心力による天端部からの崩壊などが挙げられる．
- (4) 引波による被災パターンとしては，押波時に破堤した箇所への流れの集中により拡大されてしまうことや，その破堤部周辺の裏法基礎が洗掘を受け，安定性が低下することなどが挙げられる．なお引波は，背後の道路などの土地利用や地盤高が低い箇所に集中する傾向が見られた．
- (5) 押波時に起こる堤防裏法尻の洗掘については，越流水の鉛直方向の流速の影響が大きく，また裏法肩部における遠心力については，越流水の流線での曲率半径が影響していることがわかった．
- (6) 津波に対する防護方針は二段階に分かれており，発生頻度の高い津波（レベル1津波）に対しては，海岸保全施設で背後地を防護することを基本としていること，最大クラスの津波（レベル2津波）に対しては海岸保全施設が粘り強く機能し，住民などの避難を基調に命を守ることを基本としている．
- (7) 津波に対する粘り強さについては，背後裏法尻の洗掘抑制のため，越流水における鉛直流速を出来る限り早く水平方向に変換できる構造形式とすることが有効であると考えられる．
- (8) 現在東北地方で進められている復旧断面は，法面勾配を1：2としており，法面の被覆材として噛み合わせの良いブロックを採用しているが，法勾配を標準的な1：1.5よりも緩く設定することで背後用地の確保が困難な場合や前面砂浜が消滅する可能性があること，また地震やそれに伴う液状化によりブロックの噛み合わせが弱くなってしまい，津波襲来により堤防が破壊されてしまう可能性があるなどの課題が見られた．

参考文献

- 1) 国土交通省：「河川津波対策検討会 第1回配布資料 資料3」, 2011.
- 2) 国土地理院：WEBSITE (<http://www.gsi.go.jp/common>)
- 3) 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. I_281 -I_285, 2012.
- 4) 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. I_891 -I_895, 2012.
- 5) (株)日経BP マーケティング：「日経コンストラクション」(2011.5.9号), p25, 2011.
- 6) 国土地理院：2万5千分の一地形図(昭和48年12月発行), 1973.
- 7) 国土地理院：空中写真(平成23年3月13日撮影), 2011.
- 8) 鳩貝 聡・諏訪義雄・加藤史訓：津波の越流による海岸堤防の裏法尻の洗掘に関する水理模型実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 68, No. 2, pp. I_406 -I_410, 2012.
- 9) 海岸保全施設技術研究会：海岸保全施設の技術上の基準・同解説, p3-19, 2004.
- 10) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, p237, 2007.
- 11) 海岸保全施設技術研究会：海岸保全施設の技術上の基準・同解説, p2-86, 2004.
- 12) 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.
- 13) 松山昌史・橋 和正・榊山 勉・田中良仁・仲村治朗・須賀康雄：盛土を越流する津波に対する防波壁の効果に関する数値解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. I_201 -I_205, 2011.
- 14) 国土交通省 港湾局：港湾における防波堤の耐津波設計ガイドライン, p20, 2015.
- 15) 国土交通省 港湾局：港湾における防潮堤(胸壁)の耐津波設計ガイドライン, 2013.

第3章 海岸堤防の津波に対する粘り強い構造形式

3.1. 現地踏査に見る粘り強い構造形式

2011年4月28日～4月30日および2011年11月12日～11月14日に実施した現地踏査より、東北現地での構造形式の違いによる被災状況およびそれを踏まえた粘り強い構造形式について考察する。

宮城県沿岸において、被災事例を53海岸分収集し、表3.1に堤防および護岸を対象に緩傾斜堤と傾斜堤の被災状況を整理した。表は、各構造形式ごとに健全と全壊の割合について津波高10mを境界として各々の値を示したものである。堤防と護岸のいずれの場合も、緩傾斜堤の方が傾斜堤より健全の割合が高くなっており、来襲した津波高を見ると、堤防の場合は緩傾斜の方が津波高が10m超の割合が多いにもかかわらず、健全の割合が大きいことがわかる。常田ら¹⁾は、現地調査を行い、緩傾斜堤の耐津波性が高いことを示している。また護岸においても、来襲した津波高に差異はほとんど見られないが、緩傾斜の方が健全の割合が大きい。

したがって、緩傾斜堤が有する何らかの構造上の優位性がこの結果に繋がったと考えた。

表 3.1 宮城県内における海岸堤防・護岸の被災割合

	構造形式	割合		津波高 10m未満	津波高 10m以上
		健全			
堤防	傾斜 (直立)	健全	44%	75%	25%
		全壊	56%	100%	0%
	緩傾斜	健全	69%	67%	33%
		全壊	31%	75%	25%
護岸	傾斜 (直立)	健全	77%	55%	45%
		全壊	23%	33%	67%
	緩傾斜	健全	100%	60%	40%
		全壊	0%	0%	0%

これらより得られた結論は以下のとおりである。

- ①緩傾斜堤防は、傾斜堤式に比べ今次津波に対しては粘り強い構造である
- ②表法面を緩傾斜、構造形式は護岸とする方が被災の割合が少ない

つまり表法面を緩傾斜構造とすることで、比較的粘り強い構造になる可能性があることがわかった。

これらの現象は、津波越流時に、津波の強大な外力を直接的に受けるのではなく、“うまく逃がす”ことの有効性を示唆しているものと思われる。つまり法面を緩傾斜とした方が、津波の堤防遡上を容易できることで堤体自体への作用波圧は小さく、また裏法尻部で流速の鉛直成分を低減できるものと考えられる。

このように堤防の構造形式の工夫によりこの強大な外力を“逃がす”ことができれば、堤防の粘り強い化が実現できることから、その構造メカニズムを解明する必要があると考えた。

3.2. 数値計算による粘り強さの検証

3.2.1. 数値計算手法および検討条件

津波作用に対する堤防の粘り強さの評価方法としては、水理模型実験と数値解析を用いる方法がある。水理模型実験については、鳩貝ら²⁾を始め、現状では数多くの研究者が実施しており、津波越流に伴う被災要因とその対策方法について以下の通り研究結果を出している。

表 3.2 津波越流による堤防の被災要因と対策方法の検証(水理模型実験による)

主な被災要因	実験内容	実験成果
裏法尻の洗掘	押波による海岸堤防の裏法尻の洗掘からの被災パターンについて、水理模型実験により洗掘過程および洗掘を軽減する保護工等の効果を検討した。(鳩貝ら ²⁾)	<ul style="list-style-type: none"> ・裏法の緩勾配化および比高を小さくすることにより堤防陸側での最大洗掘深がやや低減される。 ・水密性の高い保護工で越流水をしっかり跳ねることにより、最大洗掘深が低減され、洗掘を堤体から遠ざけることができる。 ・越流水深が大きくなると最大洗掘深も大きくなる。
裏法肩の負圧	三面張り海岸堤防を対象に、水理模型実験を実施して、越流時の堤体内外に作用する圧力の変動状況を測定した。(小竹ら ³⁾)	裏法を急勾配とすると、裏法肩付近の被覆工上面に作用する圧力は低下し、条件によっては下面から押し上げる力より小さくなることから、海岸堤防の粘り強い構造形式として裏法面を緩勾配化することが有効である。

本研究では、数値解析により粘り強さを発揮する堤防構造形式の解明を目的としているため、今回実施する数値解析結果と別途研究で実施された水理模型実験との結果の整合性確保が重要である。

ここで、本研究で用いる数値波動水路 CADMAS-SURF (Super Roller Flume for Computer Aided Design of Maritime Structure) は、Navier-Stokes 方程式と連続式を基礎式とし、自由表面解析モデルに VOF (Volume of Fluid) 法を採用した 2 次元非圧縮性流体解析プログラムである。CADMAS-SURF については、平成 10 年から「数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会」が設置され、官・学・民によってさまざまなケースについて耐波設計への適用を試み、「数値波動水路の開発に関する研究」(磯部ら⁴⁾) によって開発された、従来の断面 2 次元造波水路の水理模型実験に変わり得る手法であり、海域施設の耐波設計への適用を目的に開発されたプログラムである。

基本物理モデルは、CADMAS-SURF の基礎方程式は海岸域での波浪場の解析に重要となる海底斜面や透過性消波構造物等の複雑な形状を取り扱えるよう 2次元非圧縮性粘性流体を対象に連続式およびNavier-Stokes 方程式をポーラスモデルに基づく拡張式を用いている。

4)

・連続式

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = S_p \quad (3.1)$$

・運動方程式

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w u}{\partial z} = \\ - \frac{\gamma_v}{p} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - D_x u + S_u - R_x \end{aligned} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u w}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w w}{\partial z} = \\ - \frac{\gamma_v}{p} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - D_z w + S_w - R_z \end{aligned} \quad (3.3)$$

$$- \gamma_v g$$

ここで、 t ：時間、 x, z ：水平、鉛直座標、 u, w ：流速の水平、鉛直成分、 ρ ：密度、 p ：圧力、 v_e ：分子動粘性係数と渦動粘性係数の和、 g ：重力加速度、 γ_v ：空隙率、 γ_x, γ_z ：水平、鉛直方向の面積透過率である。 $\lambda_v, \lambda_x, \lambda_z$ は C_M を慣性力係数とすれば次のように表され、右辺第2項が構造物から受ける慣性力の効果となる。⁴⁾

$$\left. \begin{aligned} \lambda_v &= \gamma_v + (1 - \gamma_v) C_M \\ \lambda_x &= \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M \\ \lambda_z &= \gamma_z + (1 - \gamma_z) C_M \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

D_x, D_z はエネルギー減衰帯のための係数、 S_p, S_u, S_w は造波ソースのためのソース項であり、V4.0 説明書に示した。また、 C_D を抵抗係数として多孔質体からの抵抗力 R_x, R_z は、次のように流速の2乗に比例する形でモデル化した。⁴⁾

$$R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \quad (3.5)$$

$$R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \quad (3.6)$$

自由表面解析モデルには、VOF法を採用している。VOF法では、「流体である・ない」を表す関数を計算セル毎に平均化したVOF関数Fの移流方程式と、「流体である・表面である（向きを含む）・気体である」というフラグを逐次計算することにより、自由表面の挙動を解析する。⁴⁾

今回検討を行う計算領域は、図 3.1 に示すとおり、堤防法線から沖へ 6km 地点から堤防背後 500m までをモデル化した海岸地形である。

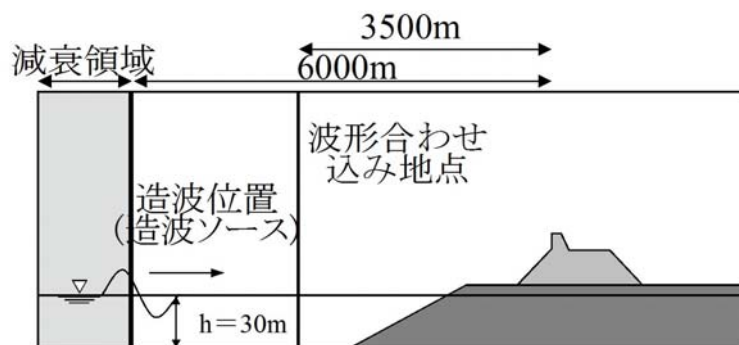


図 3.1 計算領域図

解析に用いる津波波形は、今次津波において津波被害の大きかった東北地方沖合にある岩手南部沖 GPS 波浪計が捉えた波形を基に、平面津波計算で再現計算を行った押波時の結果より、図 3.2 の通りとした。

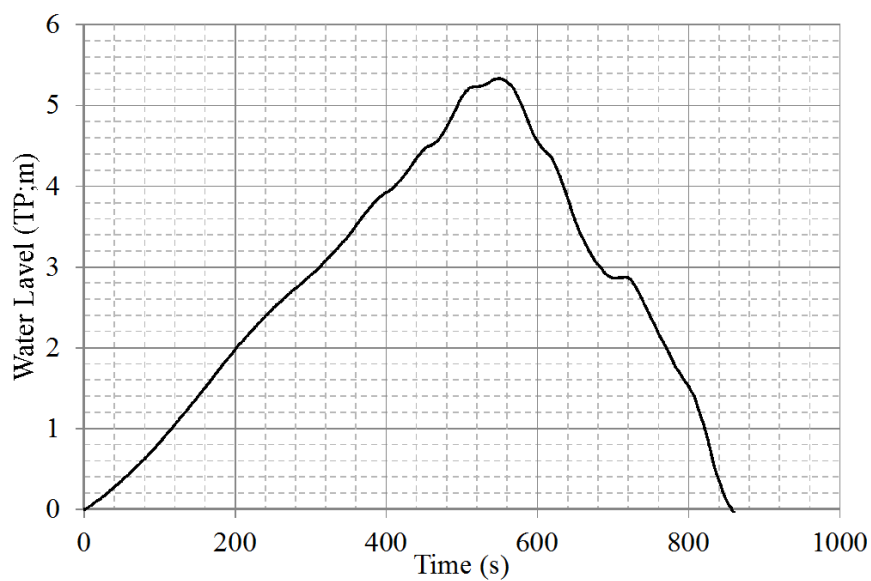


図 3.2 解析に用いる津波波形

C-S/3Dにおける計算条件は、表 3.3 に示すとおりである。

表 3.3 数値波動水槽の計算条件

	項目	設定値
時間制御	時間ステップ Δt (s)	AUTO
	計算時間(s)	1100
物性値	初期水面の高さ	0
	密度 (kg/m ³)	1.0D+3
	分子動粘性係数(m ² /s)	1.0D-6
	重力加速度 g (m/s ²)	9.8
モデル等	造波モデル	造波ソース
	水深(m)	30
	波高	5.3m
	周期(s)	858
	開境界	造波側放射境界
	減衰領域	造波側に設定
数値解法	VP-DONOR	0.8
	M-ILUBCGSTAB	0.95
	最大反復回数	500
	収束判定値(絶対誤差)	1.0D-12
	収束判定値(相対誤差)	1.0D-10
格子	Δx (m)	0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0~
	Δy (m)	1.0
	Δz (m)	0.2, 0.5, 1.0
ポータス	ポータスリミット	0.1
境界条件	流速・圧力	SLIP
	VOF	FREE
オプション	気泡の上昇速度 (m/s)	0.2
	水滴の落下速度 (m/s)	自由落下
	表面セルの流速	勾配ゼロ

3.2.2. 解析結果とその考察

1) 検討ケース

現地踏査の結果、緩傾斜堤防は傾斜堤に比べて残存率が高く粘り強い構造であると考えられることから、検討ケースについては、そのメカニズムを解明するため表法勾配の違いに着目して設定した。またパラペット構造については、現地で確認する限り、存在する場合の方が被災事例が多いことから、その有無における検討も併せて行うこととした。

検討ケースとしては、一般的な堤防断面として多く採用されている表法勾配および裏法勾配が1:1.5で天端幅が3mを基本に、法勾配を変化させた場合と、パラペットの影響を見るためパラペットが無い場合のケースについて行うこととした。また表法勾配の大小による粘り強い構造としての感度分析を行うため、Case2(表法勾配1:4, パラペット無し)に対し勾配をやや急にしたCase5(表法勾配1:2, パラペット無し)と、勾配を更に緩くしたCase6(表法勾配1:10, パラペット無し)とし、作用する外力の状況を数値解析により把握することとした。

表 3.4 検討ケース一覧

検討ケース	表法勾配	裏法勾配	パラペット
Case1	1.5	1.5	有り
Case2	4	1.5	無し
Case3	1.5	4	有り
Case4	4	1.5	有り
Case5	2	1.5	無し
Case6	10	1.5	無し

2) 解析結果

堤防に作用する津波外力を把握し堤防崩壊の原因を究明するために、出力ポイントは、天端上、天端陸側肩、裏法尻部、陸側水平部とし各々の中間点(図3.3中の▼印で示した地点)とした。断面諸元として、堤防天端高は、T.P.+5.5m、天端幅は3m、背後地盤高はT.P.+1.0mとした。

これらの地点設定については、今村ら⁵⁾が、水理模型実験により越流最大波圧の測点変化を越流後の断面部位において整理した事例を参考にした。

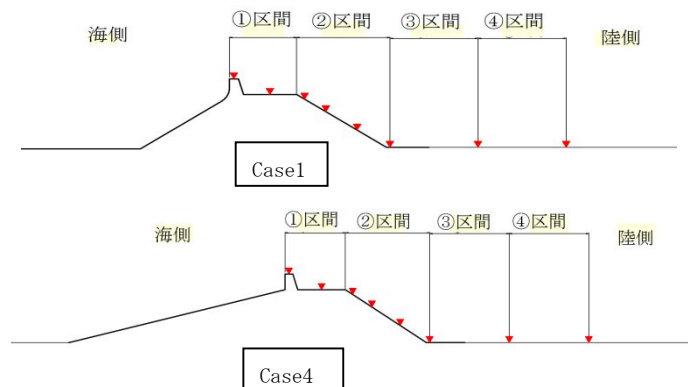


図 3.3 出力ポイント

各ポイントにおける津波越流水深，流速，波圧を各々図 3.4，3.5，3.6 に示す．図の x 軸は，堤防法線からの距離 x を天端から裏法尻までの距離 x_m で無次元化したものであり，図 3.5 の流速に関する y 軸は，流速 v_0 をすべての Case での最大流速 $v_{om}(10.5\text{m/s})$ との比で示した．図 3.6 の波圧の場合も同様に波圧 P_0 を最大波圧 $P_{om}(60,000\text{Pa})$ との比で示した．津波越流水深は図 3.4 に示すとおりであり，全 Case に共通する特徴として堤防を越流する天端付近で最大となり天端上で減衰した後，裏法面上ではほぼ一定の値を示し，背後地に向かって法尻から 5m 区間 (③区間) で減少した後，④区間では一定値を示した．表法勾配とパラペットの有無による影響は①区間に顕著に現れており，Case1 と Case3 が大きくなっていることから，表法勾配が 1:1.5 でパラペットがある場合に越流水深が大きくなる結果となった．②区間では，Case3 を見ると裏法勾配により裏法尻部での水位が異なり，勾配 1:1.5 の結果の方が越流水深が高く，勾配 1:4 の結果との水深の差は②区間端部(裏法尻部)で約 0.9m であった．③区間端部では，いずれも同じ水位となり，この地点において構造物形状の影響が顕著では無くなるのがわかった．

津波越流流速は図 3.5 に示すとおりであり，大まかな傾向としては，①区間 (天端上) で減速，②区間 (裏法面) では加速，③区間 (裏法尻部から 5m 区間) でさらに加速し，それより陸側では一定速度となった．Case2 と 4 を比較すると，①区間端部で Case2 の方が流速が速くなっていることから，パラペットが有ることでわずかではあるものの津波がせき止められ，その影響で天端裏肩部分の流速が遅くなっているものと推察される．この傾向は，前述した越流水深においても確認できる．また②区間に着目すると，Case3 が全測点において他ケースよりも速度が大きくなっており，裏法勾配を緩傾斜とすることで，法面上の流速は速くなるのがわかる．

津波越流波圧は図 3.6 に示すとおりであり，堤防を越流後，裏法尻部にかけて増加し，陸側では減少している．特に裏法面では，勾配が緩いほうが波圧の変化が小さいことがわ

かる。水谷ら⁵⁾は、津波越流後の衝撃越流波圧を水理模型実験により算出しており、断面において天端上、裏法面上、裏法尻付近、背後地の空間分布に分類し、作用波圧を算出したところ、法尻部付近において最大越流波圧が発生するとしている。本研究による結果は、水谷ら⁵⁾の実験と比べ裏法尻部付近にピークが出ることと背後地における減衰の程度において概ね一致しており、これより本計算は津波越流時の水理特性を再現できているものといえる。

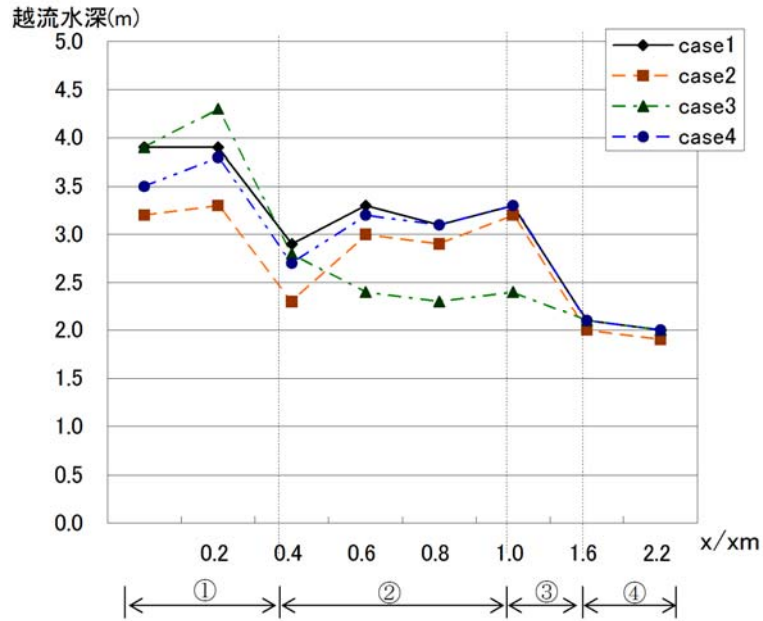


図 3.4 C-S/3D 計算結果 (津波水位比較)

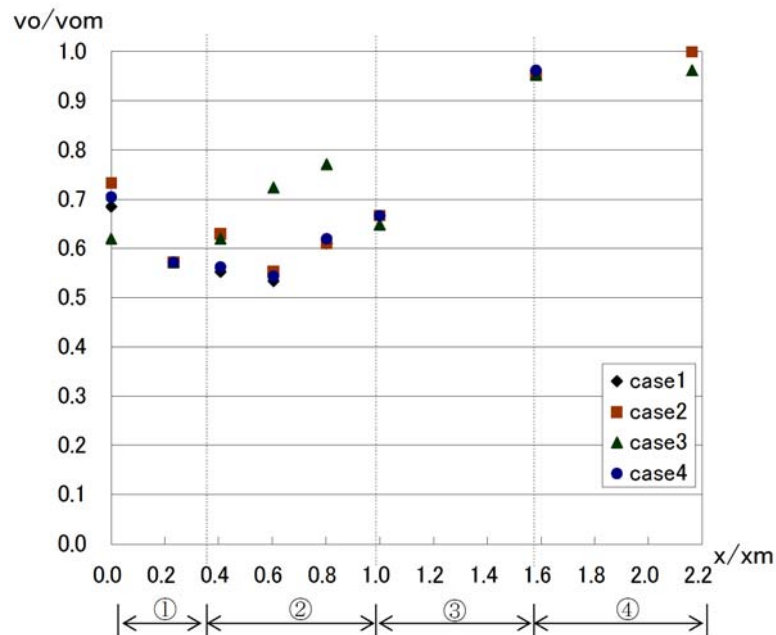


図 3.5 C-S/3D 計算結果 (津波流速比比較)

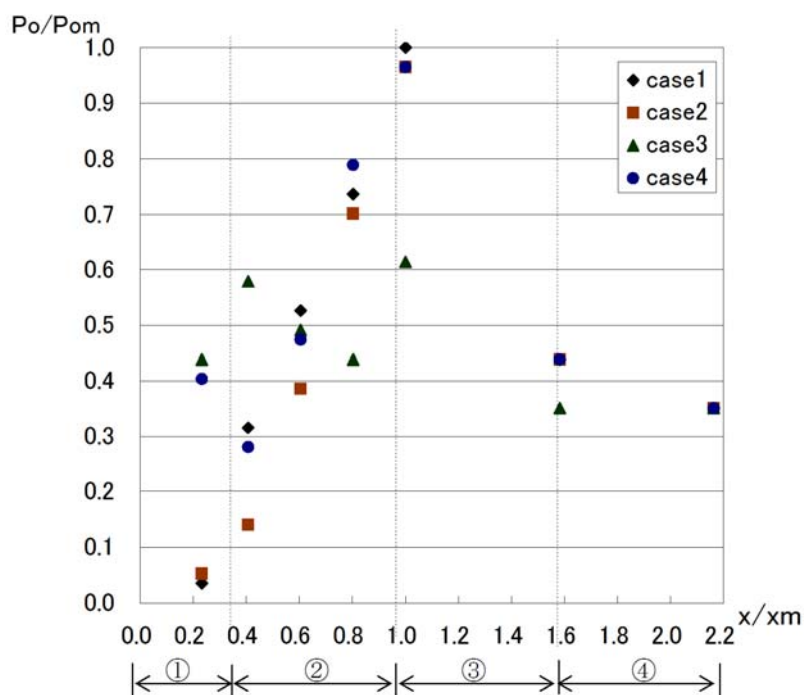


図 3.6 C-S/3D 計算結果 (津波波圧比比較)

本計算結果を基に、各区間における勾配の違いおよびパラペットの有無による影響を、越流水深、流速、波圧に分けて表 3.5 に整理した。ここで、勾配の違いについて、表法面の場合は Case1 と Case4 を裏法面の場合は Case1 と Case3 を比較した。パラペットの有無については、Case2 と Case4 を比較した。図 3.4, 3.5, 3.6 を見ると、構造を変化させた影響は、変化させた区間とその周辺のみ限定されていることがわかる。また法面勾配やパラペットの有無の影響は、越流水深および波圧において大きいものの、流速においては、②区間を見ると Case3 が大きい値を示していることから、裏法面が緩傾斜の場合の方が大きい。その他の区間については各ケースともほとんど差が無いことから、構造形式の違いが流速に及ぼす影響は小さいと考えられる。したがって、背後地域で津波流速を落とす必要がある場合は、法勾配やパラペットを無くす等の断面形状を変化させるのではなく、堤防天端高を上げて越流量を減じるか、背後地盤高を上げる必要があると考えられる。一方堤防天端上の越流水深を減じるためには、図 3.4 の区間②では Case2 と 4 が小さいことから、表法面を緩傾斜とすることやパラペット構造を無くすことが有効であると言える。

表 3.5 各区間における法勾配およびパラペットの影響区間

構造上の違い		越流水深	流速	波圧
法面勾配	表法	①②	—	①②
	裏法	②③	①②	②③
パラペット有無		①②	①	①②

野口ら⁶⁾は、津波の越流による護岸の基礎洗掘量に関する大規模模型実験を実施しており、越流量などにより以下の式を提案している。

$$R = g^{-1/4} q^{1/2} Z_f^{1/4} \quad (3.7)$$

$$D = 2.1 R \quad (3.8)$$

ここに、 R は洗掘深、 g は重力加速度、 q は単位幅あたりの越流量、 Z_f は背後水面から護岸天端までの高さ、 D は最大洗掘深を示す。

法尻部の最大洗掘量について式(3.7)、(3.8)を用いて本研究での最大洗掘量を算出すると、傾斜堤(Case1)と緩傾斜堤(Case4)では約1m程度の、パラペットの有無(Case2とCase4)では約1.5m程度の差が出ている。

今次津波における堤防の被災形態から、裏法尻の洗掘を抑制することが粘り強い構造を考える上で有効であり、裏法尻の洗掘に影響がある越流水深を小さくできるという点で、表法面の緩傾斜化およびパラペット構造の改善が有効であると言える。

これらの知見をもとに、図3.7に示すとおりパラペット無しの状態では表法勾配の違いによる越流水深への影響を見るために、Case2, 5, 6で比較を行った。

区間①、②を見ると、Case5に比べCase2, 6の方が越流水深が小さいことがわかる。これは表法勾配の違いにより、越流水深は天端から裏法尻付近まで影響が出るということになる。またCase2と6には明確な差は見られない。つまり表法勾配が緩いほうが越流水深は小さいが、法勾配は1:4以上であればその効果が変わらないこととなる。

したがって、越流水深を小さくするためには、表法勾配を1:4程度とすることが有効であると言える。

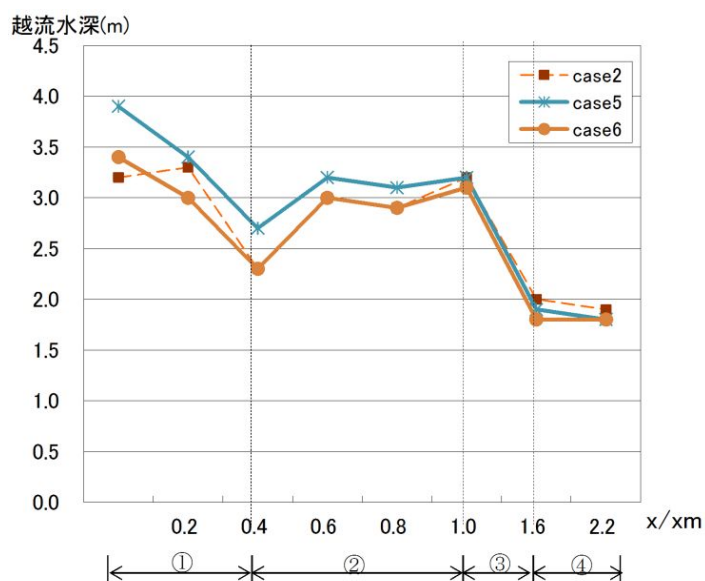


図 3.7 G-S/3D 計算結果(緩傾斜津波水位比較)

3) 考察

今回の解析により得られた結論は、以下のとおりである。

- 現地踏査の結果、緩傾斜堤の被災事例は傾斜堤に比べ少ない。
- 今次津波に対し緩傾斜堤の方が流速が早く堤体上を遡上しやすい。
- 表法勾配が急で波返工がある場合は、越流深が大きくなり背後法尻部の洗掘が大きくなる可能性がある。
- 背後洗掘に影響する越流水深を減じるためには、表法勾配を緩傾斜化することと、パラペットを無くすことが有効である。
- 緩傾斜のうち、越流水深を抑えるには勾配が 1:4 程度が有効である。
- 緩傾斜形式の採用については、越流深を低くするためには有効であるがその一方で津波流速が早くなり、堤防直背後に民家がある場合などは被害が大きくなる可能性が高い等、背後の土地利用とあわせて考えていく必要がある。

3.3. 津波越流時の海岸堤防への作用外力と構造形式との関連性

海岸堤防の構造形式(表法勾配の違い, パラペットの有無)の違いにより, 津波越流時の被災形態の違いについては前節⁷⁾で論述した通りである. ここでは表法勾配と裏法勾配を変化させ, その構造形式の違いによる津波作用外力(流速, 波圧)について, 数値解析を用いて検証する.

3.3.1. 検討ケース

表法および裏法における法面勾配の違いやパラペットの有無に着目して表 3.6 に示すとおり設定した. パラペットの有無については, 前節⁷⁾のとおり, パラペットが無く表法勾配が緩傾斜の場合の方が越流水深が小さく, 裏法尻の洗掘を抑制できる可能性を示唆している. ここではこれらの研究成果を踏まえて, 裏法肩付近の被覆工上面に作用する圧力の低下状況を把握することを目的として, 先の前節⁷⁾の検討ケースに加え, 裏法勾配を緩傾斜でパラペット無しとして表法勾配を変化させるケースも併せて解析することとした.

表3.6 検討ケース一覧

検討 Case	表法勾配	裏法勾配	パラペット
Case1	1.5	1.5	有り
Case2	4	1.5	無し
Case3	1.5	4	有り
Case4	4	1.5	有り
Case5	2	1.5	無し
Case6	10	1.5	無し
Case7	4	4	無し
Case8	1.5	4	無し

3.3.2. 解析結果とその考察

堤防周辺における越流特性と作用外力を把握するため、出力ポイントは前節と同様に図3.8中の▼印で示した地点とした。これらの地点設定については、水谷⁵⁾らが、水理模型実験により越流最大波圧の測点変化を越流後の断面部位において整理した事例を参考にした。また断面諸元として、堤防天端高は、T.P.+5.5m、天端幅は4m、背後地盤高はT.P.+1.0mとし、パラペットは天端被覆工より1.0mの高さとした。

各ポイントにおける最大流速、最大波圧を各々図3.9、図3.10に示す。これらの図における丸数字は、図3.8における区間を示すものである。図の縦軸は、堤防法線からの距離 x を天端から裏法尻までの距離 x_m で無次元化したものであり、図3.9の流速に関する横軸は、流速 v_0 をすべての検討ケースでの最大流速 v_{0m} (10.5 m/s)との比で無次元化したものである。

図3.10の波圧の場合も同様に、 y 軸は波圧について作用波圧 P_0 を最大波圧 P_{0m} (60,000 pa)との比で無次元化したものを示す。

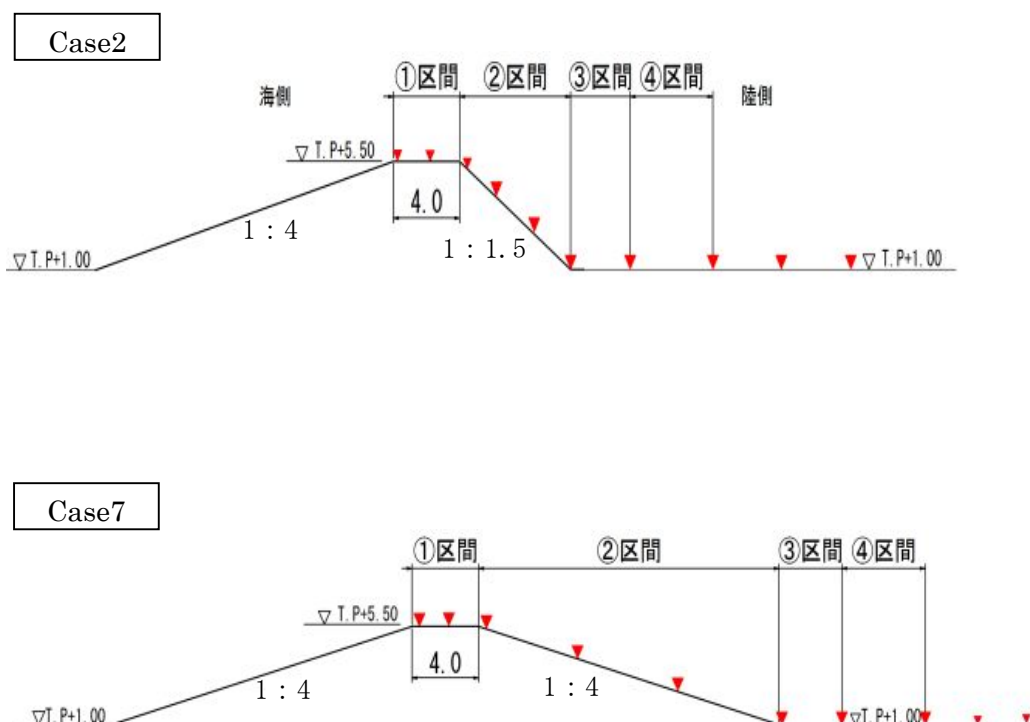


図3.8 出力ポイント

図 3.9 より，津波越流時の流速は，表法勾配が最も緩やかな Case6 を除き，堤防を越流する天端付近から(区間①)減速し，裏法面上(区間②)で再び加速し，背後地域(区間③，④)で最大となる傾向にあることがわかる．裏法勾配が 1:4 の Case3, 7, 8 とそれ以外を比較すると，②区間において裏法勾配が緩傾斜の方が法面上の流速は大きくなっているものの，裏法尻部での流速は他と比べて小さくなり，背後地での流速は他のケースと変わらない．

このことから津波越流時において，法面勾配の違いは，堤防を含むその周辺の流速にのみ影響を与えるものであり，それ以外の区間で違いはほとんど見られないことから，裏法尻部から 10m 以上離れた背後地においては，ほとんど影響はないものと考えられることができる．

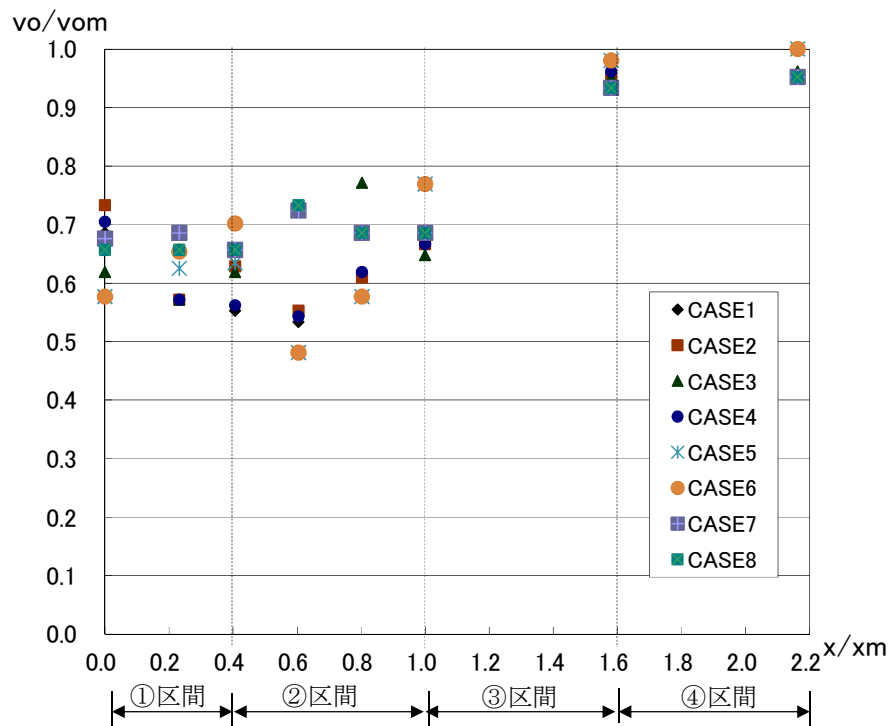


図 3.9 C-S/3D 計算結果 (津波流速)

図 3.10 に示す最大波圧は，裏法面が緩勾配（1：4）である Case3, 7, 8 を除いたケースにおいては，堤防を越流後，裏法尻部にかけて大きく増加し，陸側では減少している。裏法尻部（②と③区間の境界部）では，裏法面が緩傾斜の場合には波圧が小さい。これは法面勾配が緩い方が，津波は流れやすく流速は大きくなるが，裏法尻部での断面変化が小さいため，法尻部の作用波圧が小さくなっているものと考えられる。

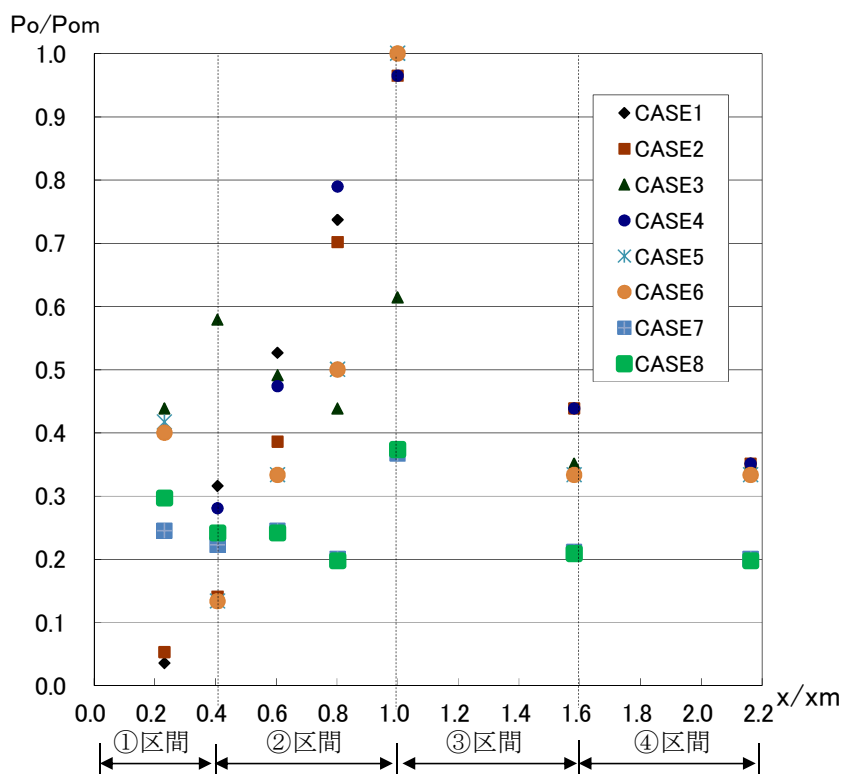


図 3.10 C-S/3D 計算結果（津波波圧）

各ケースにおける堤防周りの津波波圧の空間的分布を図 3.11 に示す。なお図 3.11 には，作用波圧が最大となる計算時間 ($t=840$ s) での結果を示す。

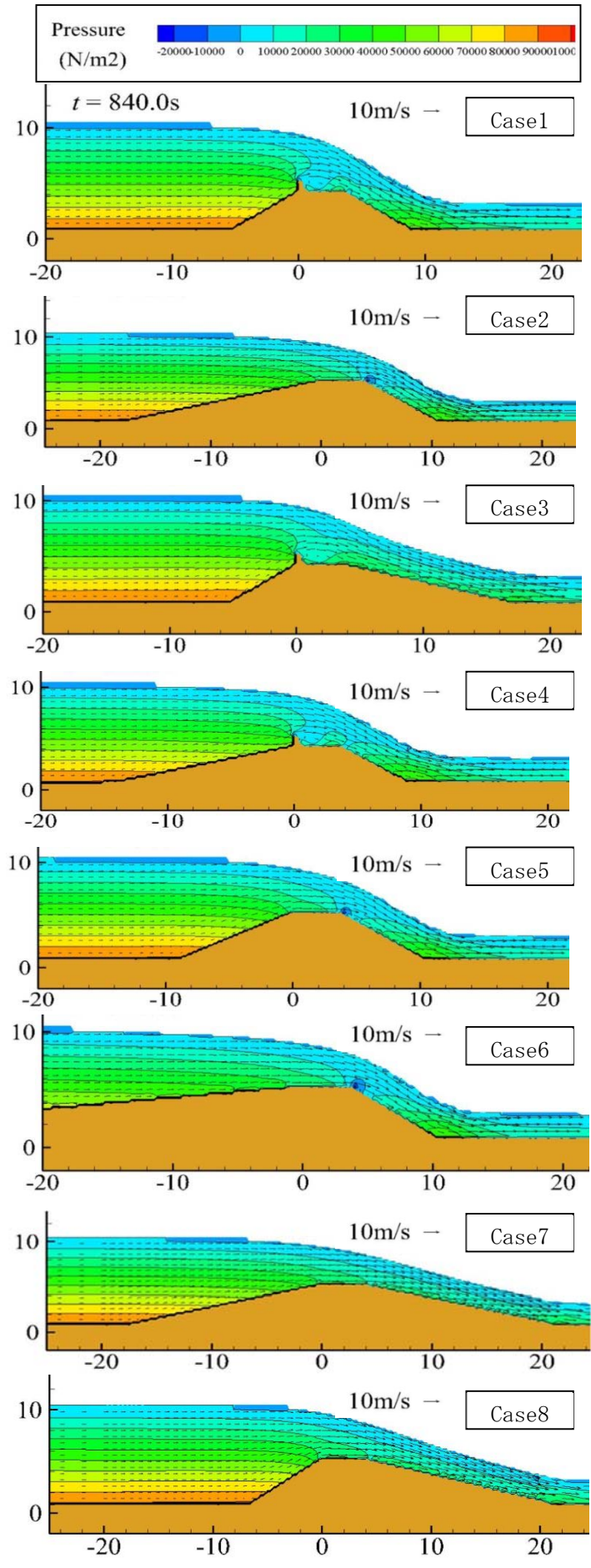


図 3.11 C-S/3D 計算結果 (津波波圧の空間的分布)

まずパラペットの有無について着目する。同一の法面勾配でパラペットの条件のみ異なる Case2 と Case4 を比較すると、裏法尻部における波圧はパラペットが有る場合の方がやや大きい。裏法肩部では、パラペットが無い場合のみ図中の濃い青色で示された領域で負圧が作用している。同じく裏法勾配が 1:1.5 でパラペットの無い条件の Case2, Case5, Case6 についても同様に、裏法肩部に負圧の発生が認められた。このように、裏法勾配が 1:1.5 でパラペットが無い堤体には表法勾配に関わらず津波越流時に裏法肩部に負圧が生じることがわかった。ここで、Case5 は小竹ら³⁾の実施した水理模型実験断面と表法勾配・裏法勾配とも同一な断面形状であり、解析結果の裏法肩付近の被覆工上面への作用圧力の低下の程度についても、実験結果と概ね一致している。このことから本計算は津波越流時の水理特性を再現できているものと言える。また越流水深については、Case2 と Case4 の比較よりパラペットが有る場合の方が、無い場合に比べて大きいことがわかる。またパラペットの前面と後面では 50,000N/m² 程度の圧力差が生じており、この圧力差がパラペットの破壊を引き起こした要因の一つであったと考えられる。続いて裏法勾配の違いについて着目する。パラペットを有し裏法勾配が異なる Case1 と Case3、およびパラペットが無く裏法勾配が異なる Case2 と Case7 を比較すると、パラペットの有無に関わらず裏法勾配が緩勾配の方が裏法尻部への作用波圧が小さくなるほか、パラペットの無い場合において裏法面を緩勾配とすることで裏法肩部に作用する負圧が解消されている。なお図 3.11 での作用波圧の時系列変化については、各ケースとも水位上昇に伴い波圧が増大するが、パラペットが有る場合は、天端面への波圧を抑制できる傾向にある。

また小竹ら³⁾は、堤防を越流する流れが天端面から裏法勾配に沿った曲線状の流線を描いて裏法面に向けて落下していくことから、裏法肩付近に作用する越流に伴う遠心力の大きさに着目している。小竹ら³⁾の実験では、越流水深および越流時の流速を裏法勾配等の断面諸元の変化に関係なく一定として遠心力を算出しているが、本研究では、C-S/3D により各断面に関して、越流水深、流速等が算出できているため、これらを用いて、裏法肩付近に作用する遠心力を算出した。本解析における流線の曲率半径および遠心力を表 3.7 に示す。まずパラペットの有無による違いを見るために、Case2 と Case4、Case3 と Case8 をそれぞれ比較すると、裏法勾配の相違に関わらず、いずれの場合もパラペットが無い方が、曲率半径が小さく遠心力が大きい。次に裏法勾配の違いに着目して、Case2 と Case7 を比較すると、裏法勾配が急な Case2 の方が曲率半径が小さく遠心力が大きい。

以上より、津波による海岸堤防崩壊の要因として裏法尻洗掘の他に考えられる、裏法肩付近の被覆工上面に作用する圧力の低下については、パラペットを付けるか裏法面を緩傾斜化することで解消されることがわかった。

粘り強い堤防とは、L2 津波時での避難時間を稼ぐためできる限り長い時間堤防機能を維持することであり、堤防が粘り強く存続することで、台風などとの複合災害においても、

背後人命を守ることができ、また堤体の損傷を出来る限り小さく抑えることで、復旧期間をできる限り短くすることができることとなる。筆者ら⁷⁾は、今次津波による海岸堤防崩壊の主要因である裏法尻部の洗掘対策として、パラペットがある方が、越流水深が大きく裏法尻部の洗掘が大きくなること、越流水深を減じるためには、パラペットを無くし表法勾配を緩傾斜化することが有効であるとしている。一方、図 3.11 に示す通りパラペット無しの Case2, 5, 6, 7, 8 を比較すると、裏法肩付近で負圧が発生しているのは Case2, 5, 6 であり、これは裏法勾配が 1 : 1.5 と急な場合に限られている。Case7, 8 のように裏法勾配を緩傾斜化することで、負圧の発生は解消されている。したがって、津波の越流により裏法肩付近に作用する遠心力を小さくするためには、パラペットを有していた方が有利であるが、裏法肩部における負圧の作用という観点からは、パラペットを無くした場合でも裏法面を緩傾斜化することで負圧は解消されることがわかった。

表3.7 曲率半径および遠心力一覧

検討 Case	曲率半径 (m)	遠心力 (N)
Case1	3.04	479
Case2	2.65	551
Case3	3.38	293
Case4	3.01	471
Case5	2.78	303
Case6	2.59	284
Case7	3.24	420
Case8	3.32	416

今次津波により明らかになった海岸堤防の主な弱点としては、裏法尻の洗掘と裏法肩での負圧であり、本研究成果を踏まえた対策としては、①裏法尻の洗掘を抑制するためには越流水深を小さくする必要があり、そのためにはパラペットを無くし、②裏法肩での負圧を解消するために裏法面を緩傾斜化することが有効であることがわかった。

3.4. まとめ

本章で述べた、海岸堤防の津波に対する粘り強い構造形式について、主要な結論を以下にまとめる。

- (1) 現地踏査の結果、緩傾斜堤の被災は少ない。
- (2) 裏法勾配が緩傾斜の場合、法面上での流速は速いものの、裏法尻部での作用波圧が小さくなる。
- (3) 津波越流時に発生する裏法肩部の負圧については、パラペットがある場合および裏法勾配が緩傾斜の場合に解消できるが、パラペットが無く裏法勾配が1:1.5の場合は、裏法勾配の大小に関係なく生じる。
- (4) ただし前節⁷⁾の結果では、パラペットがある方が、越流水深が大きく裏法尻洗掘を生じやすく、粘り強い構造としては不向きであると指摘していることから、粘り強い堤防としては、裏法尻の洗掘抑制としてパラペットを無くし、裏法肩の負圧抑制として裏法面を緩傾斜化することが有効である。
- (5) C-S/3Dによる結果を見ると、裏法尻部付近に津波越流に伴う作用波圧のピークが出ることと、背後において波圧が減衰していく過程およびパラペットが無く法面勾配が表裏とも1:1.5の場合において、裏法肩付近の被覆工上面への作用波圧が低下していること等、既往の実験結果との整合性は取れており、今回実施した解析の妥当性は検証出来ていると判断される。

なお、裏法面緩傾斜の採用については、裏法肩部の負圧の解消および裏法尻洗掘対策としても有効であると考えられるが、堤防直背後に民家がある場合などには、土地利用に伴う規制等の理由から適用できない場合が考えられるため、背後の土地利用と合わせて考えていく必要がある。

以上より、今回用いた津波波形に対して、堤防の「粘り強さ」の発生メカニズムと設計上の留意点については整理できたが、背後の土地利用との関係性への配慮が必要となった。堤防の「粘り強さ」を発現するメカニズムは、解明すべき点が多く残っていると認識している。次章では、今回得られた知見が背後地への影響を考慮した上で、他の海岸堤防の構造形式に対する適用性について検証し、設計の現場において、実際に採用できる断面形状を追及していくこととする。

参考文献

- 1) 常田賢一・谷本隆介：2011年 東北地方太平洋沖地震の現地調査による防潮堤などの津波被害特性, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 68, No. 2, pp. I_1406 -I_1410, 2012.
- 2) 鳩貝 聡・諏訪義雄・加藤史訓：津波の越流による海岸堤防の裏法尻の洗掘に関する水理模型実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学) , Vol. 68, No. 2, pp. I_406 -I_410, 2012.
- 3) 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. I_891 -I_895, 2012.
- 4) 磯部雅彦・高橋重雄・余錫平・榊山勉・藤間功司・川崎浩司・蔣勤・秋山実・大山洋志: 数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究－VOF 法基本プログラムの作成－, 海洋開発論文集, Vol. 15, pp. 321 -326, 1999.
- 5) 水谷 将・今村文彦：津波段波の衝撃性および越流を考慮した設計外力算定フローの提案, 海岸工学論文集, 第49巻, pp. 731 -735, 2002
- 6) 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.
- 7) 石河雅典・上月康則・山中亮一・大久保陽介：津波越流時の海岸堤防への作用外力と構造形式との関連性に関する数値的考察, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) , Vol. 69, No. 2, pp. I_311 -I_316, 2013.

第4章 津波越流に対する粘り強い堤防とエコ機能の付加

4.1. 粘り強い堤防の条件と新しい構造形式の提案

先の東日本大震災では、堤防を津波が越流し、裏法尻部が洗掘され、破堤に至ったという被害が多数みられた（例えば石河ら¹⁾）。また、田老町の巨大堤防は一部被災したものの、全壊を免れたために、津波の到達地点と背後の浸水深が抑制されたと考えられる。このように堤防が“粘り強く”残存されれば、背後地への津波到達の遅延、浸水深の減衰効果、さらに津波襲来後の台風などの複合災害に対しても、ある一定の防護機能が期待できる。今次津波によって明らかになった“粘り強い堤防”の条件としては、表4.1に示す3つに大別できる。

表 4.1 粘り強い堤防の条件

堤防の弱点	粘り強い条件
①裏法尻	裏法尻の洗掘の抑制
②越流水深	パラペット廃止による越流水深の抑制
③裏法肩部	裏法肩部の負圧の解消

これまで“粘り強い”堤防については、裏法勾配の緩傾斜化や裏法尻部に鋼矢板を打設することによって裏法尻の洗掘を防止する等の研究が報告されている（例えば加藤ら²⁾）。しかし、裏法尻部に打設された矢板は、「港湾基準」³⁾P438によれば、塩分による腐食速度が0.02mm/年～0.03mm/年と記されており、年数の経過につれて劣化が進行していくこととなる。これは、例えば50年後には鋼矢板の肉厚が1mm～1.5mm程度減少することとなり、維持管理において土中に埋めた矢板を調査し、耐力が無いと判断される場合には打ち替える必要がある等、ライフサイクルコスト面でも重大な課題を残すことになると思われる。“粘り強い”構造として、コンクリートとは違った靱性のある鋼矢板を用いることは極めて有効であると考えるが、土中部においては重防食塗装や電気防食などの予防保全的な劣化対策が不可能であることから、腐食代による対応を強いられることとなる。このような場合、これまでの港湾域における岸壁などによく見られた部分的な集中腐食による孔食の発生も懸念され、土中に埋められた矢板に対しそれらを目視等により確認することは極めて困難であることから、恒久的な対策としては不完全であると考えられる。

また、防波堤の粘り強い構造については、上部工の形状の工夫等によって基礎マウンドの洗掘を防ぐといった研究が報告されている（「防波堤耐津波ガイドライン」⁴⁾）。同ガイドラインでは、越流による洗掘対策として、①上部工の形状変更、②腹付け工等の設置や被覆・根固めブロック等の設置があげられている。これらの対策には、大きな違いが存在する。「②腹付け工等の設置や被覆・根固めブロック等の設置」では、津波の越流に対し、

ブロックの重量や腹付け石の厚みにより、基礎マウンドが洗掘されないあるいは洗掘されるまでの時間を稼ぐことを目的としているのに対し、「①上部工の形状変更」では、越流後の津波の着地位置を基礎マウンドから遠ざけることで、マウンド自体の洗掘を防止するあるいは安定性が損なわれるまでの時間を稼ぐことを目的としている。①は上部工の形状を工夫することで津波の力を利用する形で構造物に粘り強さを付加しているのに対し、②では構造物の設置により粘り強さを付加していることとなる。これは津波の大きさ、越流の仕方などにより状況が大きく異なってくることから、同ガイドラインでも模型実験や数値計算により検証することを条件としている。

以上を勘案すると、堤防形状と津波越流に伴う作用外力の関連性についても解明し、今後はさらに粘り強い構造上の工夫について検討していくことが重要であると考えられる。

前章では、海岸堤防の形状と“粘り強さ”の関連について検討を行い、①裏法尻の洗掘抑制には、鉛直方向の流速を抑制することが有効であり、裏法面を緩勾配化することが有効であること、②裏法肩部の負圧の解消には、裏法肩付近に作用する越流に伴う遠心力を抑制することが有効であり、これに対しても裏法面を緩傾斜化することが有効であること、を解明してきた。しかし裏法面を緩傾斜化することは、わが国の沿岸部における土地利用状況を勘案すると、官民境界の現状から必ずしもどの地域にでもあてはまる対策ではない。一方背後の土地利用に配慮して、現状の堤防裏法尻位置を固定し、裏法面を緩勾配化させて、そのまま堤防法線を海側に移動させることは、現存する砂浜を消滅させてしまうこととなり、また堤防基礎部に波を直接作用させてしまうことでより不安定な構造物となってしまうことも考えられることから非現実的である。また加藤ら²⁾の裏法尻部への矢板打設については、矢板を設置した場合の洗掘深の把握、矢板の耐用年数、津波越流押波時の洗掘と引波の繰り返し作用に対する設計方法など、未解決の課題も多く残されており、矢板の構造諸元は津波外力の大きさに左右されることから、今後全国的な堤防の粘り強い整備を考える上では汎用性は低いと判断される。

したがって、現状の堤防に“粘り強さ”を付加させるためには、“現状の堤防幅を変えず”に裏法面を緩勾配化するか、もしくはそれと同等機能が確保できる新しい断面形状を考案していく必要があると考える。

本研究での新しい断面形状の考案にあたっては、まず被災地における現地踏査で、緩傾斜堤防・護岸の被災事例が少なかったことに着目し、強大な外力をうまく“逃がす”構造とすることを前提として、加藤ら²⁾と同様に裏法尻の洗掘抑制として、裏法尻部の鉛直流速を抑制することを主眼に、これまで得た知見を発展させ、曲線形を含む形状の堤防を提案し、数値解析で評価することとする。特に、津波越流時の裏法尻部への作用外力に着目して、裏法面の形状の違いによる空間的分布を明らかにし、堤防の「粘り強さ」の発生メカニズムについて考察を行った。

4.2. 数値解析による粘り強さの検証

4.2.1. 検討ケース

数値解析モデルは、前章¹⁾と同様に C-S/3D を用いることとし、作用させる津波波形も同様のものを用いた。

本研究における検討ケースとしては、表法勾配を1:1.5とし、裏法勾配について通常の法勾配1:1.5に加え、鳩貝ら⁵⁾の研究より、裏法勾配を緩傾斜化することで裏法尻の洗掘が低減されるとしていることから緩勾配として1:4とした。

裏法尻での洗掘対策として、加藤ら²⁾は、裏法尻での越流水の流向を鉛直から水平にすることが有効であるとしている。また小竹ら⁶⁾は、堤防を越流する流れが、天端面から裏法勾配に沿った曲線状の流線を描いて裏法面に向けて落下していくことと、それにより裏法肩付近に遠心力が作用し、上向きの圧力が作用することを水理模型実験により確認し、それらが堤防被災の要因の一つとしている。

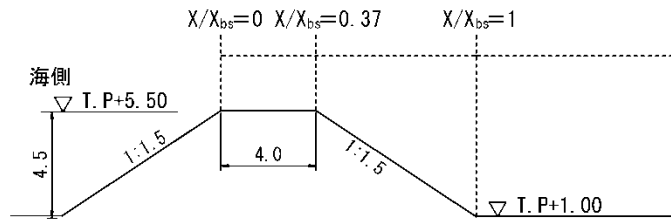
これらの研究より、堤防を粘り強くするための方策として、裏法尻部での断面変化を小さくして、越流時の流線の曲率半径をできる限り大きくし、越流水の流向をスムーズに水平方向にすることができる構造上の工夫が有効であると考えた。そこで、津波越流時に発生する裏法肩付近の「曲線状の流線」に着目し、越流する津波をスムーズに水平方向に変換する方策として、緩勾配化の他に、裏法肩および法尻部に半円状の曲線形を採用することを考えた。特に裏法肩部の形状によって、越流時の曲線状の流線形状が変化すると考え、裏法面の中点を切る曲線（曲線形1）と裏法面上で法肩から法尻の2/3の地点を切る曲線（曲線形2）のケースも併せて、表4.2に示す計4ケースの検討を行った。検討断面を図4.1に示す。

天端部のパラペットについては、前章¹⁾では、一般的な堤防断面として多く採用されている表法および裏法勾配が1:1.5で天端幅3mを基本に、法勾配を変化させた場合とパラペットの有無に対する検討をC-S/3Dにより行っており、パラペットが無く表法が緩傾斜の方が越流水深が小さく、裏法尻の洗掘を抑制できる可能性を示唆していることから、パラペットを無しとして数値解析を行うこととした。

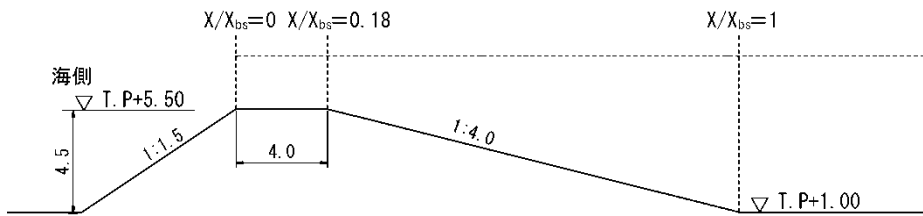
表4.2 検討ケース一覧

検討 Case	表法勾配	裏法勾配
Case1	1.5	1.5
Case2	1.5	4
Case3	1.5	曲線形 1
Case4	1.5	曲線形 2

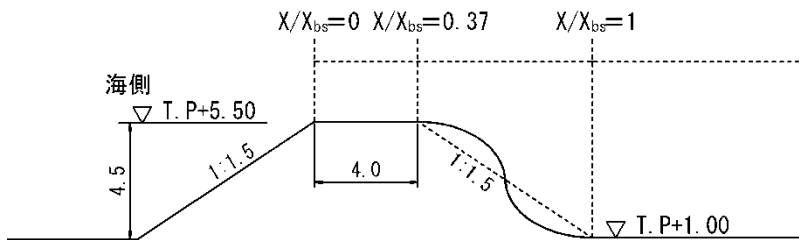
Case1(1:1.5)



Case2(1:4)



Case3(曲線形 1)



Case4(曲線形 2)

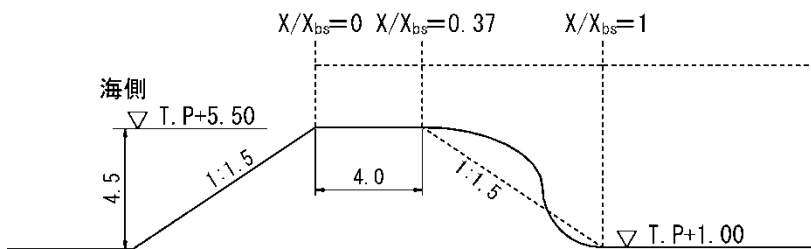


図4.1 解析に用いる堤防断面

4.2.2. 新しい構造形式の効果

1) 作用波圧

図 4.2 は、津波の越流に伴い堤防に作用する津波最大波圧分布を示す。x 軸は堤防法線からの距離 x を天端から裏法尻までの距離 X_{bs} で無次元化したものであり、y 軸は波圧について作用波圧 P_0 を全ての検討ケースでの最大波圧 P_{0m} (Case3) との比で無次元化したものである。

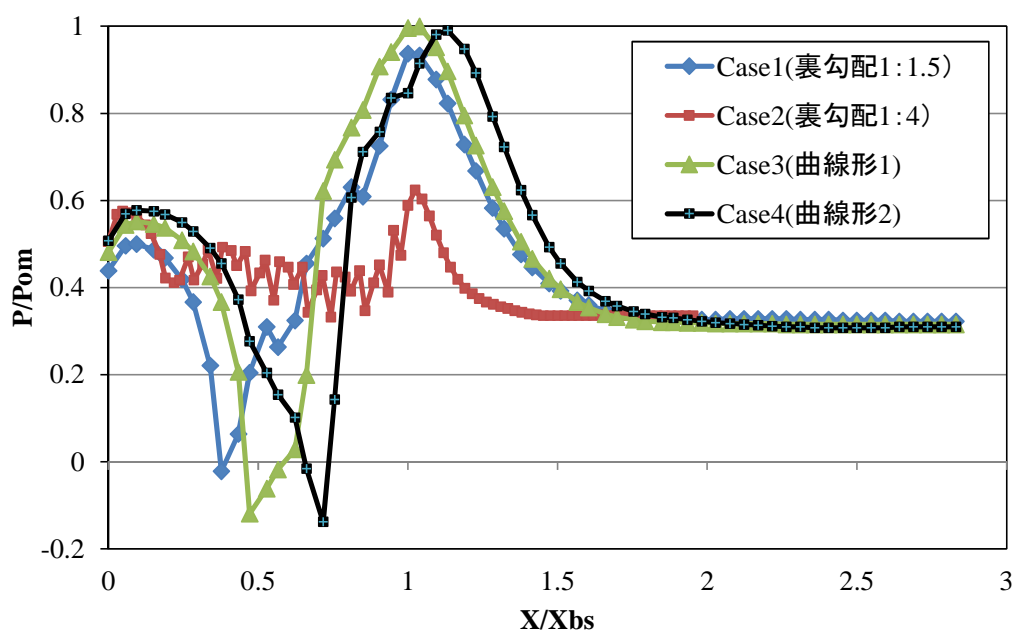


図4.2 解析結果（作用波圧比）

Case2の裏法勾配が1:4の場合に着目すると、他のケースと比べ全体的に作用波圧は小さく、裏法尻付近で若干大きくなるものの、天端から裏法面およびピーク後の陸側部においては緩やかな減少傾向を示している。これは、津波越流による局所的な流動構造の変化が生じなかったためであると判断される。また、 X/X_{bs} が1.5以上の堤防通過後の陸上部では、堤防形状に関係なく、どのケースもほぼ同じ程度の波圧が作用していることがわかる。一方、裏法勾配が1:1.5であるCase1と曲線形を用いたCase3, 4を見ると、グラフの形状が似ているが、裏法面に曲線形を用いたCase3, 4の方が、裏法勾配が直線形であるCase1と比べて作用波圧の変動幅が大きい。裏法肩部では、Case3の曲線形を用いた方が上向きに作用する圧力が大きくなっているものの、Case4では作用波圧のピークを裏法尻よりやや陸側に移動させることができしており、裏法尻部での波圧は、Case1, 3と比べて小さくなっている。また波圧のピークに着目すると、Case3の曲線形の場合もCase1と比べてやや陸側に移動していることがわかる。

2) 作用流速

図4.3には、最大越流時における堤防に作用する津波越流流速のうち水平成分の作用状況を示す。x軸は図4.2と同様、堤防法線からの距離 x を天端から裏法尻までの距離 X_{bs} で無次元化したものである。Case2では、流速は天端から裏法面にかけて水平流速が増加し、裏法尻部で一旦減少して、再び陸側部に向けて増加するが、他のケースと比べ、その変動幅は小さい。この結果からも、裏法勾配が緩傾斜の場合には、津波は局所的な流動構造の変化を生じずに堤防を通過していることが推察できる。また陸側での水平流速は、どのケースもほぼ同じであり、堤防形状には関係ないことがわかる。Case1を見ると、流速は天端面では増加し裏法面で減少して裏法尻部で下限値となり、陸側に向けて増加している。

変動幅を見ると、Case2に比べ大きい。Case3, 4では、両者とも同じような傾向を示しており、裏法尻部付近でマイナスの流速となっていることがわかる。これは越流水が、法尻部で局所的に陸側から海側向きの流れとなっていることを示している。また他のケースと比べて変動幅が大きくなっている。つまり断面形状に曲線形を取り入れる方が、越流水の流れを複雑化させ、裏法尻部における流速を小さくする効果が期待できるものと考えられる。一方でどのケースにおいても、 $X/X_{bs} = 1 \sim 1.5$ の範囲の速度増加具合(グラフの勾配)はほぼ同一となっており、形状に関係なく加速度は一定であることがわかる。

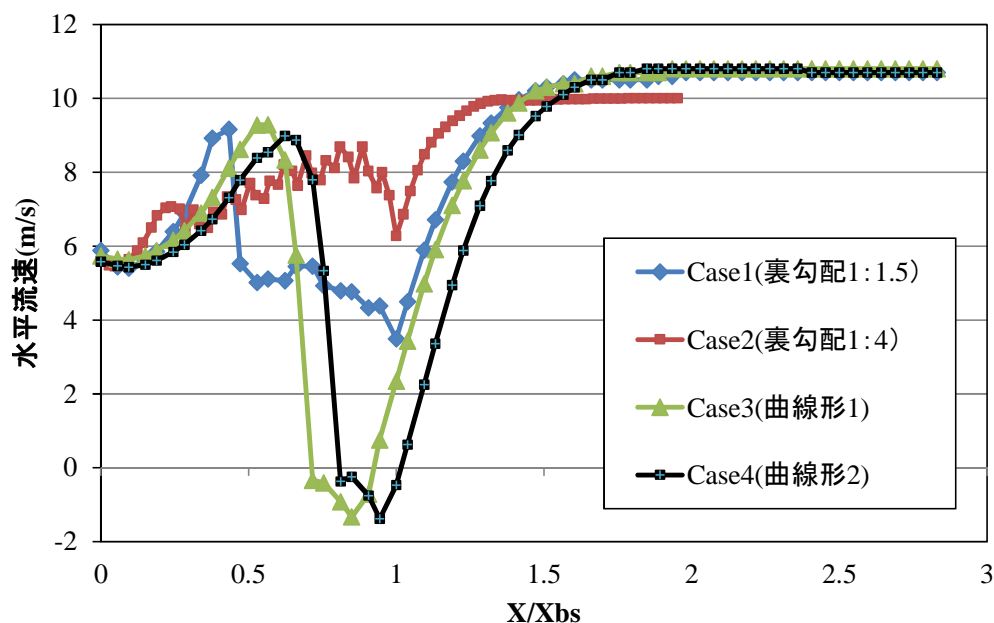


図4.3 解析結果（作用流速（水平））

図4.4には、最大越流時における堤防に作用する津波越流流速のうち鉛直成分の作用状況を示す。横軸は図4.2と同様とし、y軸はプラス側が上向きの流速を表し、マイナス側が下向きの流速を表している。

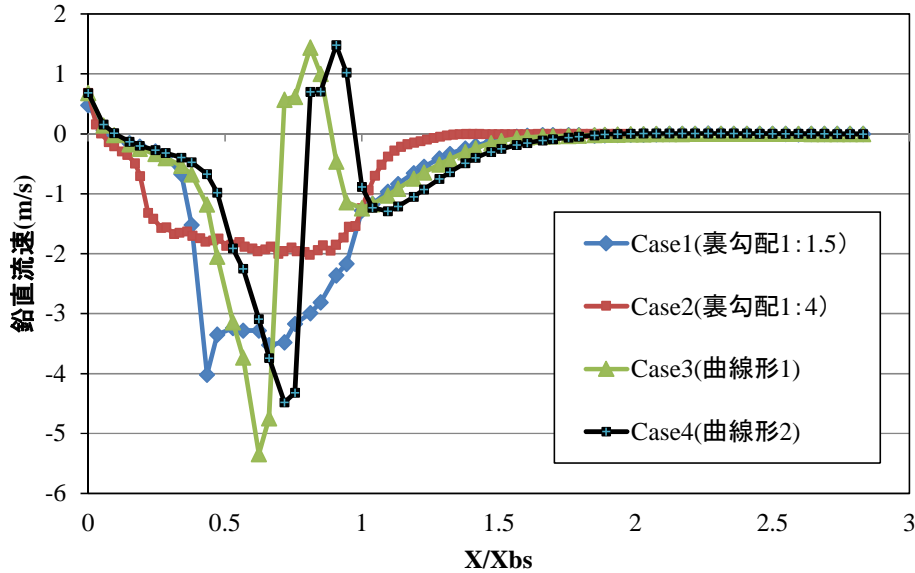


図4.4 解析結果（作用流速（鉛直））

横軸の0～0.4までが天端部，0.4～1が裏法面部，1～が陸上部を示している。

Case1, 3, 4では、天端部において各ケースとも鉛直流速はほとんど変わらないが、天端肩から裏法部にかけて、各ケースによって違いが見られる。Case1では、3ケースの中で最も早い段階から鉛直方向の流速が増加し始め、次にCase3, 4の順で増加していることがわかる。これはCase1では、裏法面に沿って越流水が流下して行くのに対し、Case3, 4では裏法面から離れる形で裏法尻部基礎付近に落下して下向きに最大となり、裏法尻部基礎海側で着水することで基礎部では上向きの流速に変化していることと推察できる。

裏法尻部付近に着目すると、Case1では他のケースよりも鉛直方向の流速が大きくなっており、検討ケースの中で最も洗掘されやすい構造であると言える。Case2の裏法勾配が緩傾斜の場合は、他の解析結果(図4.2, 図4.3参照)と同様に変動幅が小さく鉛直流速も小さいことがわかる。またCase3, 4を見ると、裏法尻部付近で上向きの流速となっており、図4.3の水平流速での陸側から海側の流れと合わせて考えると、裏法尻部付近で海側へ戻る弱い流れを形成していることを示唆している。このような津波の流向と逆方向の弱い流れの形成は、裏法尻部での洗掘の抑制効果が期待でき、粘り強い構造を考える上で重要な知見であると言える。

図4.5には、最大越流時における堤防に作用する津波流速分布を示す。

横軸は図4.2と同様とし、y軸は流速について作用流速 v_0 を最大流速 v_{om} との比で無次元化したものを示す。

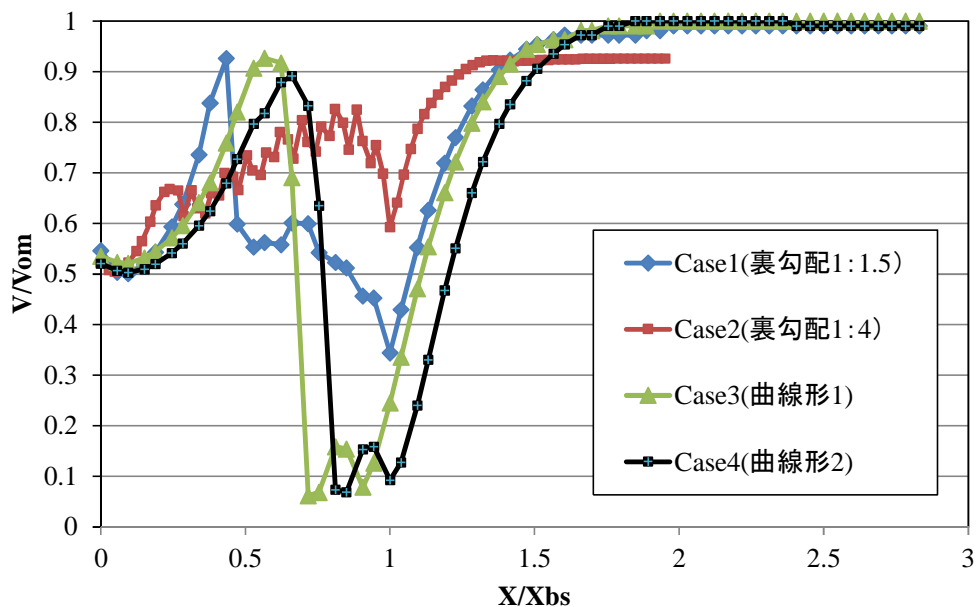


図4.5 解析結果（作用流速比）

流速の傾向としては、図4.3の水平成分と同様の傾向を示しており、津波越流に伴う堤体への作用流速は、水平流速が支配的であることがわかる。Case3, 4の曲線形においては、速度の変動幅が他ケースと比べて大きいものの、裏法尻部での流速がかなり抑制されていることが確認できる。これを見ると、裏法尻付近での流速はCase2が最も大きくなっている。X/Xbs=0.5~1を見ると、Case1, 2ともに裏法面上を法面に沿って流下しているが、Case1は減速、Case2は加速していることがわかる。これはCase2が常流、Case1が斜流となって裏法面上を流下していることを示唆するものと推察される。またCase3, 4を見ると、急激に減少していることから、落下状態で越流していることがわかる。また各ケースとも、裏法尻部で一旦減速し、陸側に向かって速度が増加していることがわかる。

次に図4.6には、堤防法線上で越流深が最大となる時点での津波波圧の空間分布を示す。

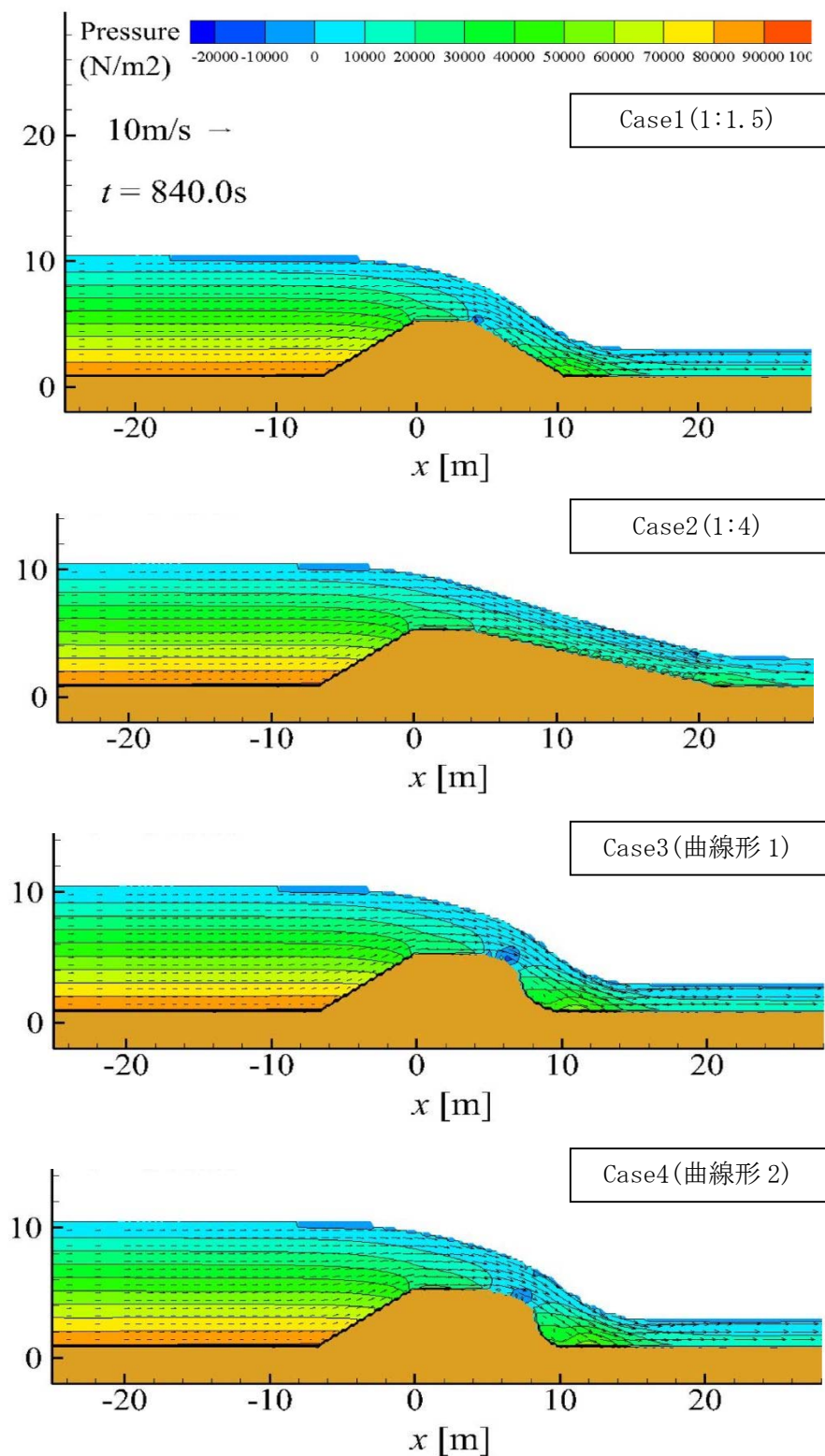


図 4.6 C-S/3D 計算結果 (津波波圧空間分布)

Case2を見ると、小竹ら⁶⁾が指摘している裏法肩部での曲線をなす流線がほとんど発生しておらず、曲率半径も大きく、津波が海側から滑らかに乗り越えている現象が確認できる。また裏法尻部での流線を見ても、滑らかな曲線をなしており、裏法尻部での波圧が最も小さくなっていると考えられる。

Case1, 3, 4を比較すると、裏法肩部での上向きの波圧が作用している状況は同じであるが、その値は曲線形を採用した方がやや大きくなっており、流線の曲率半径が小さい(表4.3参照)。裏法尻部に着目すると、曲線形を用いた方(Case3, 4)が、津波が急速に流れ落ちる形となっており、越流到達点に見られる下向きに凸型の流線の曲率半径が、他のケースに比べて小さいことがわかる。

また越流到達点での波圧強度分布をみると、曲線形を用いた方が波圧強度はやや大きくなっている。ただしその現象は、裏法尻から陸側にずれたところで見られており、Case1やCase2と比べて波圧のピークを陸側へずらすことができていることがわかる。

本研究では、裏法面に曲線形を採用することで、津波が堤防を滑らかに越流し、被災の原因となる裏法尻の洗掘を抑制させることを考えたが、裏法肩部の上向きの作用圧力および裏法尻部の作用波力の低減効果は期待できないことがわかった。一方、防波堤を対象に上部工の形状を工夫することで、津波越流の到達位置を防波堤の背後から遠くし基礎マウンドの洗掘が抑制できると指摘されており⁴⁾、本研究での曲線形は、作用最大波圧地点を裏法尻位置より陸側に遠ざけることができているという点では、洗掘抑制効果が期待できる可能性が有ると言える。

表4.3 曲率半径一覧

検討 Case	裏法肩部(m)	裏法尻部(m)
Case1	2.5	9.1
Case2	3.0	18.4
Case3	2.3	8.3
Case4	2.2	7.8

図 4.7 は、図 4.6 と同じ時刻の津波流速の空間分布を示す。

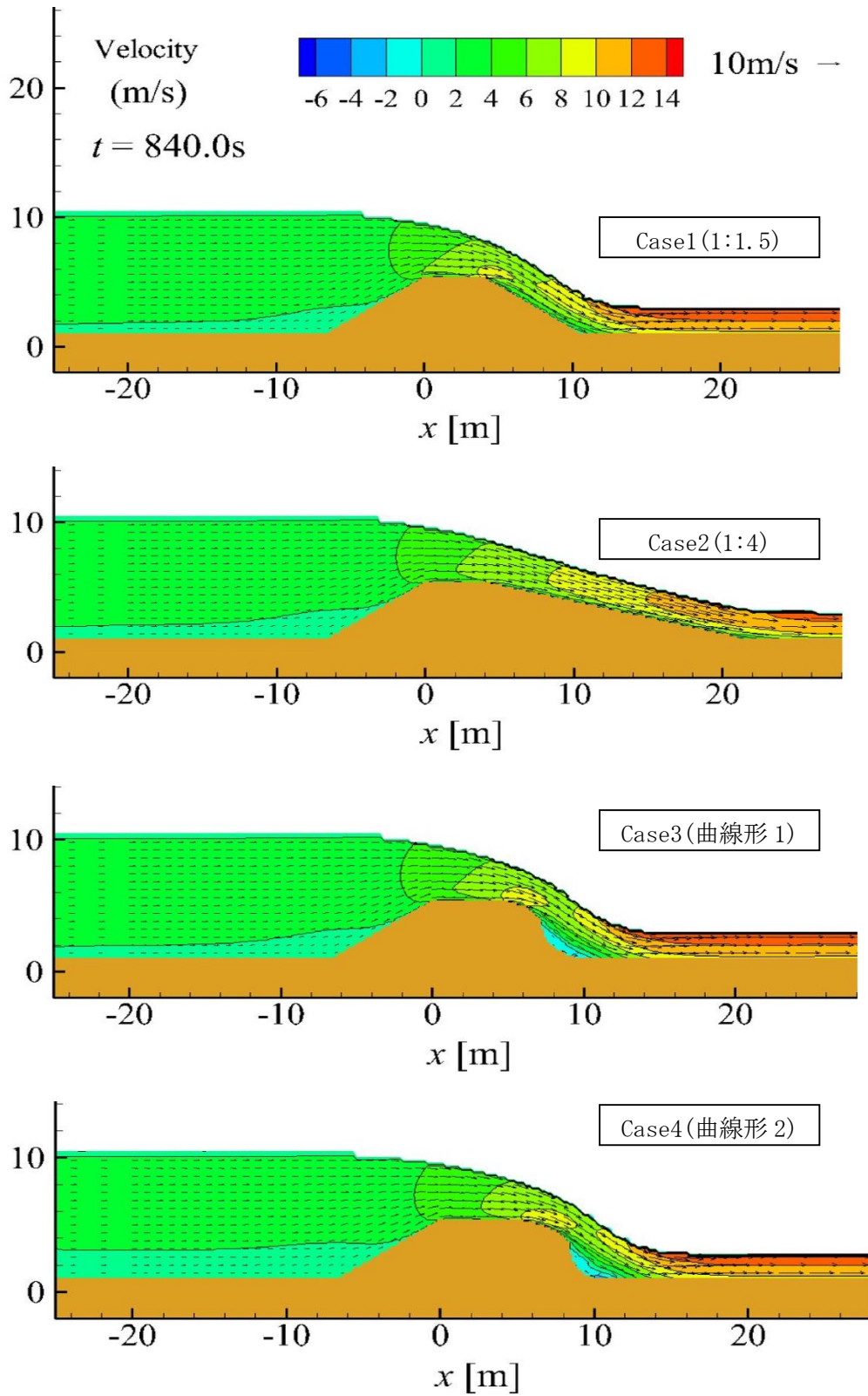


図 4.7 C-S/3D 計算結果 (津波流速空間分布)

Case2 では、越流水は裏法面上に沿って流れており、流速が徐々に増加する状況（常流）がわかる。Case3, 4 では、裏法肩を越えて流れ落ちると状況であり、法尻部で急激に速度が大きくなっている。また同ケースでは、裏法肩部において局所的に流速が大きくなっており、先の作用波力の結果と照らし合わせると、上向きの圧力発生の一因の一つであると考えられることかできる。

一方、Case3, 4 の堤防裏法尻部に着目すると、陸側と反対向きの弱い流れが発生している。これは、越流による着地点を、裏法尻から陸側へ遠ざけたことにより、到達点より海側では逆向きの流れが発生し、海側への弱い流れを形成することとなったものと推察される。この弱い流れにより、裏法尻部での洗掘抑制効果が期待できる。

今回解析した津波流速および津波波圧について、裏法尻部付近での作用状況を表 4.4 にまとめた。Case1 を基準に、各ケースの比を取ったものである。

表 4.4 各構造形式の裏法尻部付近における作用外力の比率

構造形式	作用流速		作用波圧
	水平方向	鉛直方向	
Case1 (1:1.5)	1.00	1.00	1.00
Case2 (1:4)	1.80	0.97	0.63
Case3 (曲線形 1)	0.67	0.80	1.06
Case4 (曲線形 2)	0.63	0.79	1.05

東日本大震災において、津波による堤防の被害は、越流による裏法尻の洗掘が原因の一つとされている。洗掘を起こす要因としては、鳩貝ら⁵⁾の研究等では鉛直流速が大きいこととされている。

表 4.4 を見ると、鉛直流速は裏法勾配が 1:1.5 の Case1 で最も大きくなっており、今回の検討ケースの中では裏法尻が最も洗掘されやすい構造であると言える。曲線形については、鉛直流速が小さく越流時に海側方向に弱い流れが生じていることから、裏法尻が洗掘されにくいと思われるが、作用波圧は最も大きくなっており、東日本大震災で被災の多かった法勾配 1:1.5 (Case1) の波圧を上回ることから、波圧が作用する部分に何らかの補強を実施する必要があることを示唆している。

なお Case3 と Case4 では、流速および波圧ともに同様の傾向を示しており、両者に有効な差は見られない。したがって、曲線形状を変化させる優位性は、無いものと考えてよい。

3) 考察

本研究により得られた結論は、以下のとおりである。

- 裏法面を緩勾配とした場合、越流による洗掘の原因と考えられる鉛直方向の流速や、裏法尻部に作用する波圧を軽減できることから、粘り強い構造であると言える。ただし水平流速は、全ケースの中で最も大きくなる。
- 裏法面を緩勾配とした場合、堤体において津波波圧の局所的な上昇がほとんど無く、スムーズに津波が通過していくことで堤体が残存する可能性が高い。
- 裏法面の勾配を緩くすると、そこを流下する津波は斜流から常流に変化する可能性がある。
- 裏法肩部および裏法尻部に曲線形を採用する場合、裏法尻部に作用する流速は、相当低減できるが、作用波圧がやや大きくなり、また裏法肩部での上向きの圧力がやや大きくなる。
- 曲線形の採用により、越流後の到達点を裏法尻よりも陸側にずらすことができ、戻り流れのような海側に向かう弱い流れを形成することができることで、洗掘抑制効果が期待できる。
- 曲線形状の違いによる、作用流速および作用波圧への有意な差は見られない。
- 陸上部での津波越流流速は、堤防の形状に関係なくほぼ一定である。

4.2.3. 新構造形式の更なる断面改良

前節の数値解析による検討では、裏洗面での曲線形の採用により法尻部での洗掘抑制に一定の効果が期待できるが、作用波圧の上昇など解消すべき課題も残されていることがわかった。

そこで本節では、更なる粘り強い効果が期待できる断面形状を考えることとする。

常田ら⁷⁾は今次津波により堤防背後にできた落堀の津波抑制効果の可能性を指摘している。また鳩貝ら⁵⁾は、津波越流による洗掘によってできるウォータークッションにより裏法尻部における流速が落ちることを指摘している。これらの知見を活用し、予め堤体の一部として落堀を設置しておくことの効果について、先と同様の数値解析モデルを用いて検証する。

1) 数値解析手法および計算条件

数値モデルは、津波への適用事例を考慮し、先の検討と同様にC-S/3Dを用いることとした。

解析に用いる津波波形は、今次津波において津波被害の大きかった東北地方沖合にある岩手南部沖GPS波浪計が捉えた波形を基に、平面津波計算で再現計算を行った押波時の結果より、図4.8の通りとした。これは最大クラスのL2津波に相当するが、本検討では他にも発生頻度の高い津波（L1津波=L2津波×0.6と想定）を超える津波に対する評価も実施した。具体的には、ピーク値をL2津波の0.8倍、0.6倍として解析を行った。なお計算条件は、第2章¹⁾と同じ条件とし、堤防法線から沖へ6km地点から津波波形を入射するものとした。

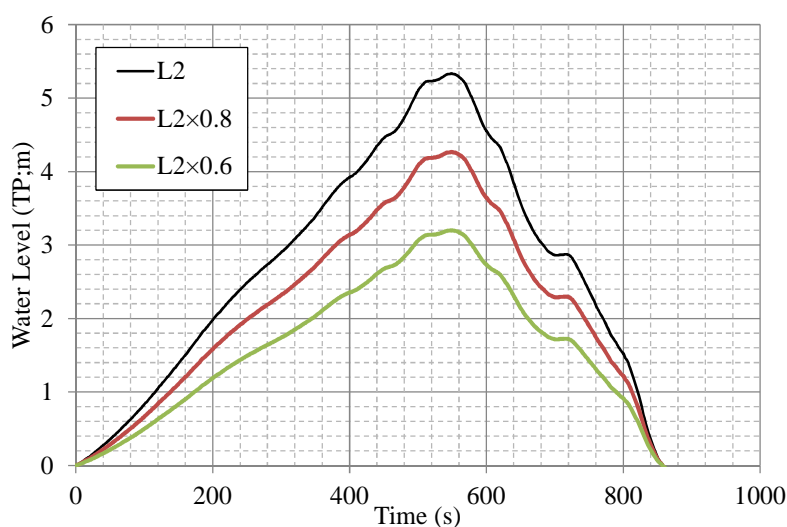


図 4.8 解析に用いる津波波形

本研究では、表4.5に示す、Case1（表法勾配を海岸堤防として一般的に良く使われている1:1.5勾配）、Case2（裏法勾配を緩勾配1:4にした）、Case3（堤体幅を従来と変えずに裏法尻での越流水の流向を鉛直から水平にすることができるよう曲線形(以下、流線形と表記する)、Case4（従来の排水溝の形状を工夫し、津波越流後にできていた落堀形状を小型化したケース）の計4ケースについて解析を行った。図4.9には、各検討ケースの断面形状と解析で求まる流速と圧力の出力位置を示す。

なお落堀の大きさについては、海岸堤防で通常設置されている排水溝と同程度の流下断面面積となるよう、また谷本ら⁸⁾の「2011年東北地方太平洋沖地震の津波により形成された落堀に関わる現地調査」に示されている $D=0.27B$ (D :落堀深さ、 B :落堀幅)より、深さ0.8m、幅3.0mと設定した。

表4.5 検討ケース一覧

検討 Case	表法勾配	裏法勾配
Case1	1.5	1.5
Case2	1.5	4
Case3	1.5	曲線形
Case4	1.5	曲線形+落堀

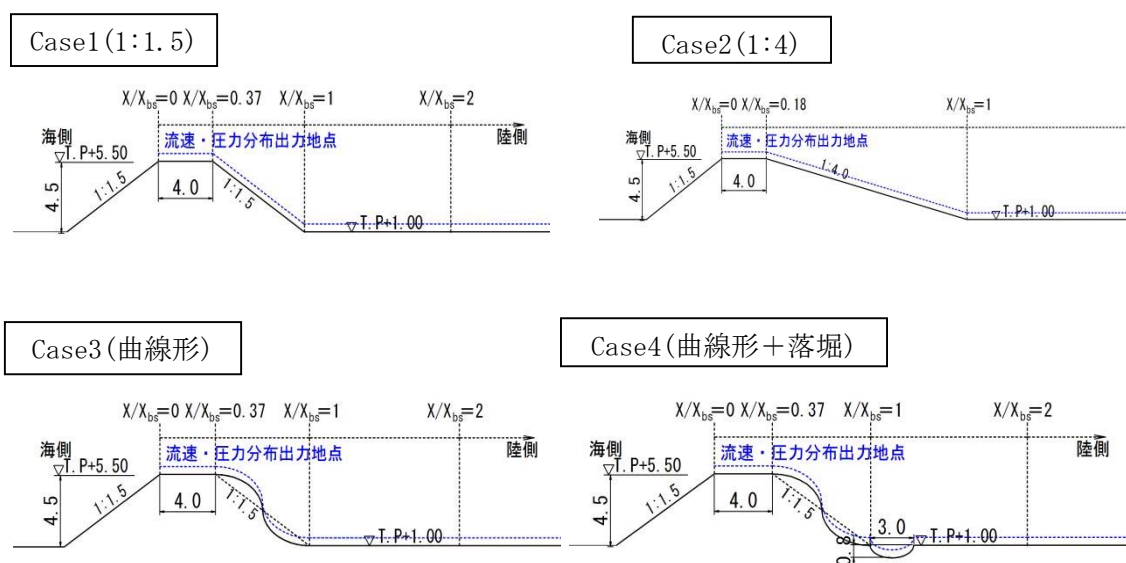


図 4.9 解析に用いる堤防断面（単位；m）

2) 解析結果

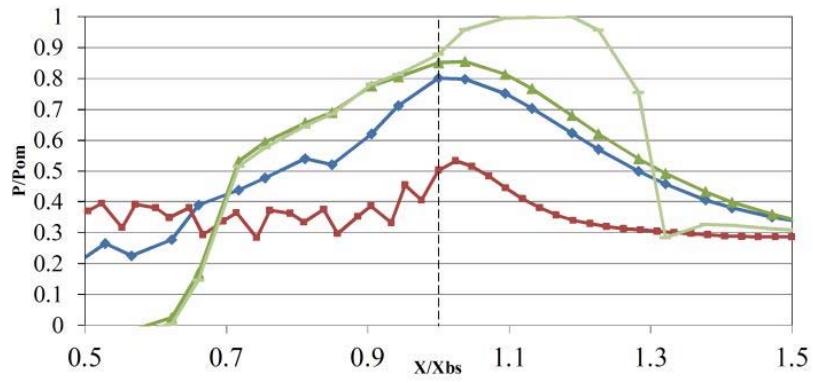
図 4.10 は、堤防に作用する津波最大波圧分布を示す。x 軸は堤防法線からの距離 x を天端から裏法尻までの距離 X_{bs} で無次元化したものであり、y 軸は波圧について作用波圧 P_0 を全ての検討ケースでの最大波圧 P_{0m} (Case4) との比で無次元化したものを示す。

津波高 L2 のケースで、Case 2 (裏法勾配が 1:4) に着目すると、他のケースと比べて裏法尻 ($X/X_{bs}=1.0$) より陸側では作用波圧は小さく、陸側に向かって緩やかな減少傾向を示している。これは、津波越流による局所的な流動構造の変化が生じなかったためであると判断される。 X/X_{bs} が 1.5 以上の陸側部では、堤防形状に関係なく、どのケースもほぼ同じ程度の波圧が作用している。また Case 4 を見ると、裏法尻付近で落堀により波圧が増大し最大値を示していることがわかる。Bernoulli の定理を適用すると、波圧が増大した分、流速が落ちていることが期待できる。波圧の変動幅は、裏法面に形状の変化を持たせた Case 3 と Case 4 で、基準とした Case 1 に比べて大きくなっている。天端肩付近 ($X/X_{bs}=0.37$) では、作用波圧が負の値となっており、小竹ら⁶⁾が指摘している上向きの圧力が本解析でも作用していることがわかる。

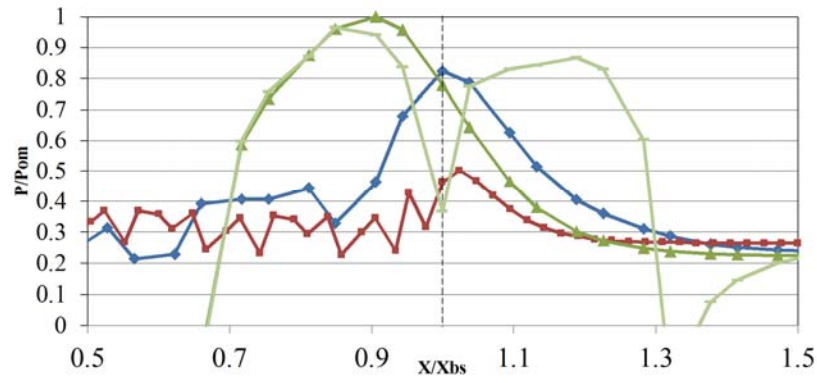
津波高を 0.8 倍としたケースを見ると、Case 1 および Case 2 では津波高 L2 のケースと同様に、裏法尻部をピークに陸側に向かって減少しているが、流線形を用いた場合にはそのピークが裏法尻よりも海側に移動している。またその値は図 4.2 と同様に Case 1 よりも大きくなっている。Case 4 では落堀による波圧増大が見られるが、法尻部において局所的に波圧が減少していることが特徴的である。天端肩付近 ($X/X_{bs}=0.37$) では、L2 津波同様に負圧が作用している。

次に、L2 津波の 0.6 倍のケースでは、流線形を用いた場合 (Case 3, 4) には、全体的な傾向として波圧のピークをより海側へ移動させることができ、裏法尻部の波圧の低減効果も 0.8 倍の時と比べてより大きくなることが期待できる。また Case 3 では、裏法尻から陸側にかけて、裏法を緩傾斜化した Case 2 と同等の波圧の低減効果が期待できる。

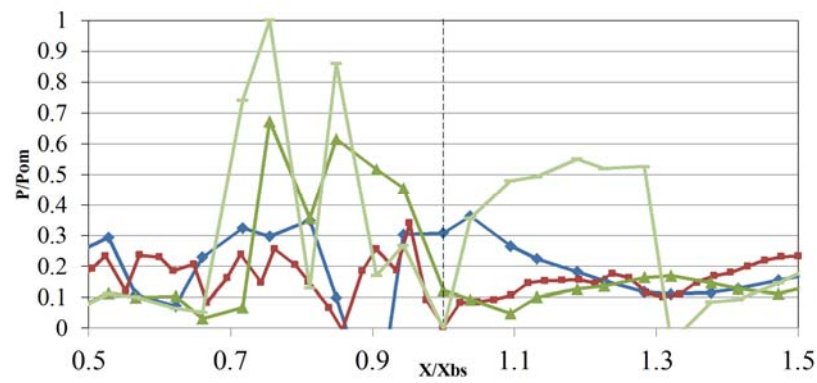
以上より、裏法面を緩勾配にすると、裏法尻部付近に作用する波圧を相当程度低減させることが期待できると思われる。また裏法面に流線形を用いることで、今次津波のような最大級の津波に対しては法面および法尻部に作用する波圧を低減することはできないが、発生頻度の高い津波 (L1 津波) を超える津波、つまり L1 津波以上 L2 津波未満の場合には、裏法尻部における波圧の低減効果も期待できることがわかる。さらに、この波圧低減効果は、流線形に落堀を付加することで、より大きくなることもわかった。ただし落堀部では、断面形状の急激な変化による局所的な波圧増大も見られた。



a) 津波高, L2



b) 津波高, L2×0.8



c) 津波高, L2×0.6

◆ : Case1(裏勾配1:1.5), ■ : Case2(裏勾配1:4)
 ▲ : Case3(流線形), - : Case4(流線形+落掘)

図4.10 解析結果 (作用波圧比)

図4.11には、最大越流時における堤防に作用する津波越流流速の作用状況を示す。x 軸は図4.10と同様、堤防法線からの距離 x を天端から裏法尻までの距離 X_{bs} で無次元化したものであり、y 軸は流速（鉛直と水平の合成）について作用流速 V_0 を全てのケースの最大流速 V_{0m} （Case4）との比で無次元化したものを示す。

津波高 $L2$ のケース（図4.11a）津波高， $L2$ ）を見ると流速は、作用波圧とは逆にCase2の裏法勾配が1:4の場合が最も大きく、Case3、Case4の流線形を用いた場合が小さくなっている。特にCase4では、Case3と同様に流線形の影響により、裏法面で一端減速した後更に落堀の効果により流速が抑えられた後、陸側に向かって急激に流速が加速している。

Case3での裏法尻付近に着目すると、他のケースでは裏法尻部で一端流速が減衰する様子が見られるが、流線形の場合は裏法尻よりも海側で減速してその後加速していくことがわかる。これは先の図4.7と対比すると、裏法面に流線形を用いて越流津波の着地点を裏法尻よりも陸側にずらすことで、堤体周辺の流速を小さくすることに成功していることの効果が表れているものと考えられる。またその陸側では、裏法形状に関係なく流速は一定となっている。

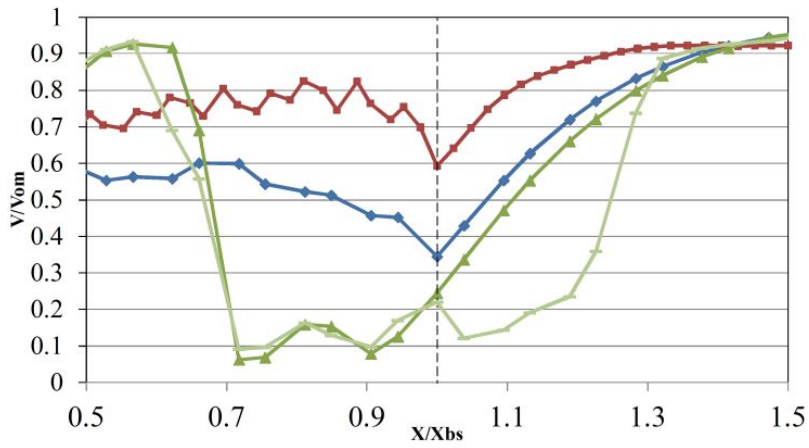
次に津波高が小さいケースのうち0.8倍のケース（図4.11b）津波高， $L2 \times 0.8$ ）を見ると、裏法尻付近ではCase1とCase2の大小関係は津波高が大きい場合と変わらないものの、Case3、4の方が大きくなっており、また裏法面では、上に凸から下に凸の形状への変化点のみにおいて流速が小さくなっており、これらについては津波高 $L2$ のケースとの傾向は異なっている。

図4.12には、津波高 $L2 \times 0.8$ 倍（図4.12a）津波高， $L2 \times 0.8$ ）および $L2 \times 0.6$ 倍（図4.12b）津波高， $L2 \times 0.6$ ）での最大越流時における、裏法面に流線形を用いたケースの作用流速の空間分布を示す。図4.12aを見ると越流津波は、裏法尻付近に着水していることがわかる。この影響により、流線形を用いた場合に裏法尻付近での流速が大きくなっているものと考えられる。またCase1、Case2の流速の変動幅は津波高 $L2$ のケースと比べて小さい。陸側を見ると、各ケースによって流速の値が異なっており、特にCase2が最少となっている。

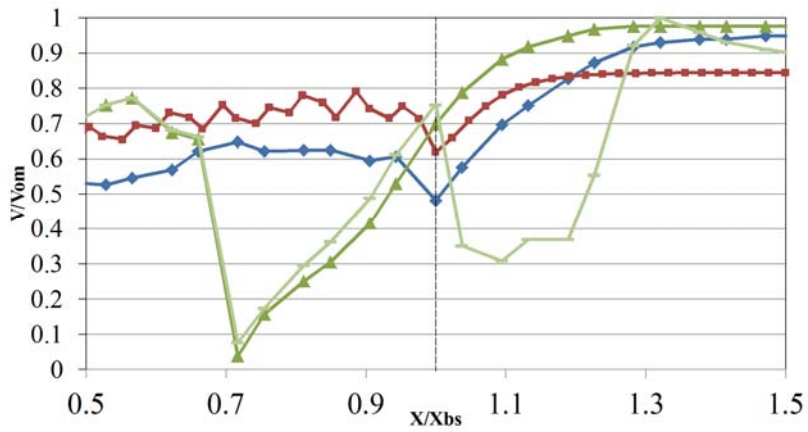
次に津波高が小さいケースのうち0.6倍のケース（図4.11c）津波高， $L2 \times 0.6$ ）を見ると、法尻部ではCase2が大きくCase3が最も小さくまた変動幅も小さい。図4.12b（津波高， $L2 \times 0.6$ ）を見ると、越流した津波は裏法面形状に沿って流下しており、図4.7や図4.12a（津波高， $L2 \times 0.8$ ）での“落下現象”は見られない。つまり越流水深が小さい場合には、裏法面に流線形を用いることで、その法面上を津波が流下することとなり、屈曲点がないことでかなりスムーズな水の流れが形成できているものと考えられる。

また陸側部では Case1 が最も大きな流速となっており，流線形 (Case3) を用いることで Case1 の 80%程度にまで低減できている．特に Case 2 が最も小さい値を示しており，越流水深の大きさの違いにより緩勾配とした方が流速が小さくなるケースが見られる場合がある．落堀の効果 (Case 4) による流速の減衰効果も見られた．

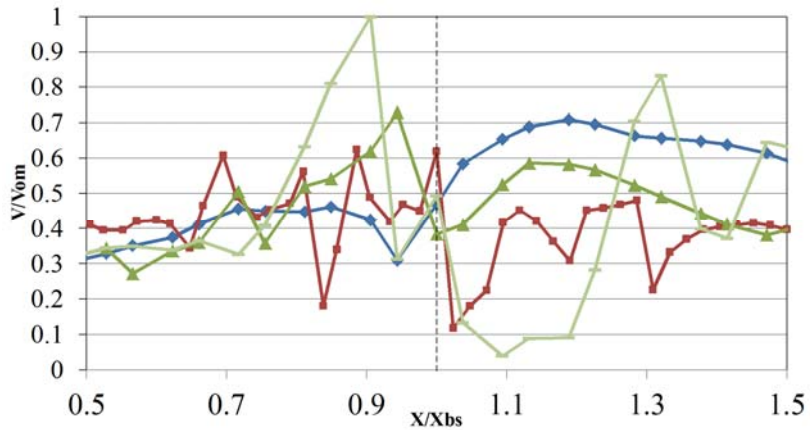
裏法形状の違いによる流速に対する効果は，津波高が大きいほど顕著であることがわかった．



a) 津波高, L2



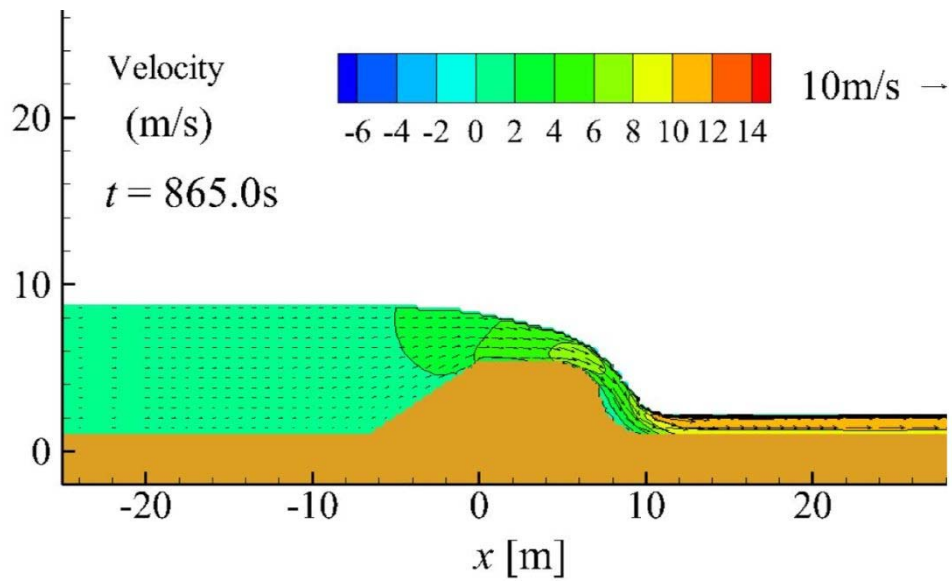
b) 津波高, L2×0.8



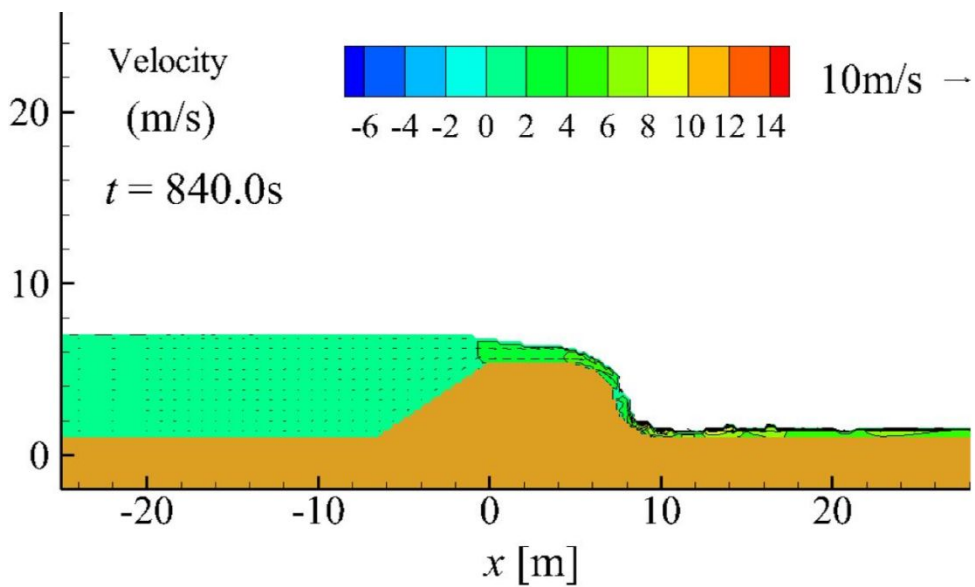
c) 津波高, L2×0.6

◆ : Case1(裏勾配1:1.5), ■ : Case2(裏勾配1:4)
 ▲ : Case3(流線形), - : Case4(流線形+落掘)

図4.11 解析結果 (作用流速比)



a) 津波高, $L2 \times 0.8$



b) 津波高, $L2 \times 0.6$

图4.12 津波流速空间分布 (津波高 $L2 \times 0.8, 0.6$)

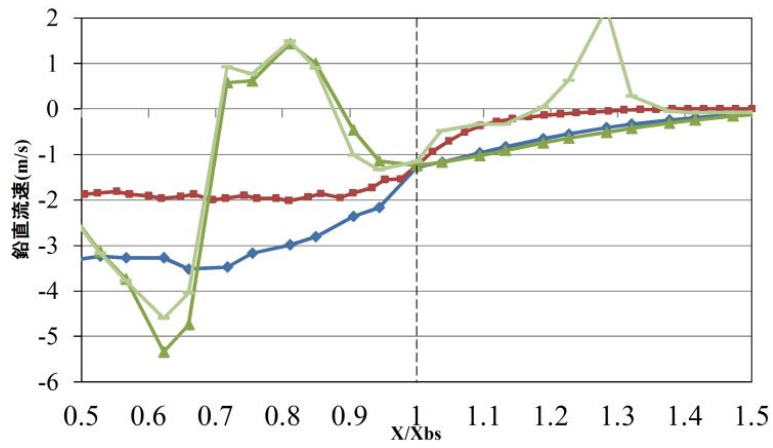
図4.13には、裏法面から陸側における各ケースの最大越流時における鉛直流速の分布を示す。y軸のうち、マイナスの流速が下向きを表している。

津波高L2のケース(図4.13a) 津波高, L2) では、裏法尻付近から陸側となる $X/X_{bs} \geq 1.0$ を見ると、Case1とCase3, Case2とCase4の流速の変化傾向が似ている。これは裏法面に流線形を用いるだけでは、今次津波のような最大級のL2津波に対しては鉛直流速を減じることとはほとんど期待できないものの、流線形に落堀を付加することで裏法面を緩勾配化した場合と同じ効果が得られることがわかる。今次津波による裏法尻洗掘の主原因であった鉛直流速に対し、裏法形状に流線形+落堀を用いることは緩勾配化と同じ効果が得られ、洗掘抑制効果が期待できることを示唆している。この効果は津波高の大小にかかわらず期待できることがわかる。

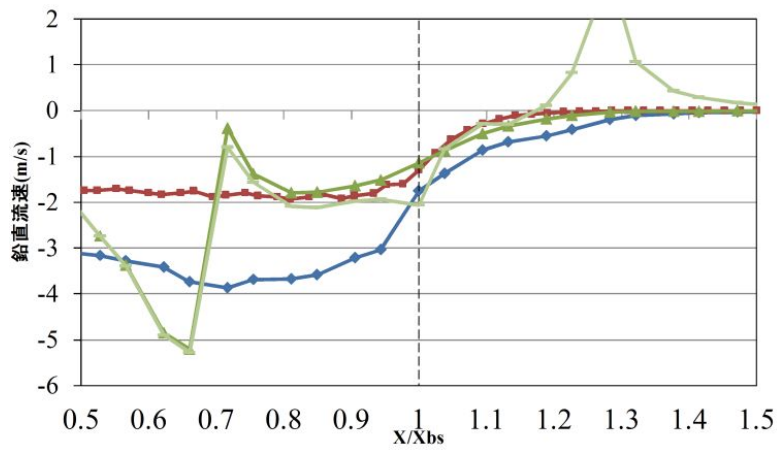
またL2津波のケース(図4.13a) 津波高, L2)とL2津波 $\times 0.8$ のケース(図4.13b) 津波高, L2 $\times 0.8$)を比較すると、Case3の傾向に大きな違いが見られる。L2津波では、流線形を用いただけでは裏法尻付近の流速がCase1と変わらず効果が無かったのに対し、L2津波 $\times 0.8$ では、裏法緩勾配化および流線形+落堀と同じ効果、つまり鉛直流速を軽減する効果が期待できることがわかる。このことより、裏法面に流線形を用いる場合は、L2津波のような越流水深が3mを超える場合には、あまり粘り強い効果は期待できないが、越流水深が2m程度以下の津波であれば粘り強い効果が期待できることを示唆している。

加えて、海岸堤防はL1津波に対して背後地に越流させないように天端高を決めることを勘案すれば、L1津波とL2津波の差があまり大きくないような場所では、落堀をつけなくても流線形だけで粘り強さを付加できるものと考えることができる。L2津波 $\times 0.6$ (図4.13c) 津波高, L2 $\times 0.6$)を見ると、L2津波 $\times 0.8$ とした場合と同様に、裏法面に流線形を用いるだけで粘り強い効果が期待できる。またいずれのケースにおいても、落堀による鉛直流速の低減効果が顕著であることがわかる。

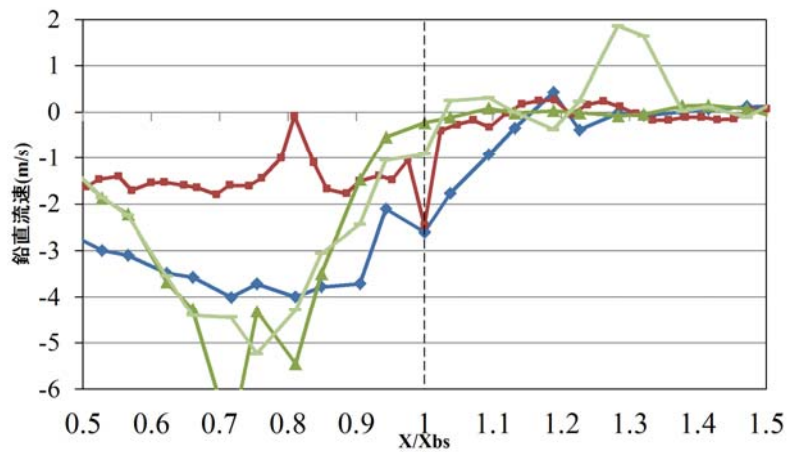
なおこれらは当然越流水深だけに注目すべきではなく、堤防の天端幅や比高を始めとする堤防形状等、および津波外力状況(段波の有無等)によってその効果は変わるため、各地域での流線形の採用にあたっては、その都度数値解析や模型実験を実施して、効果を確認しておく必要がある。



a) 津波高 L2



b) 津波高, L2×0.8



c) 津波高, L2×0.6

◆ : Case1(裏勾配1:1.5), ■ : Case2(裏勾配1:4)
 ▲ : Case3(流線形), — : Case4(流線形+落掘)

図4.13 解析結果 (鉛直流速)

ここに、徳島県が公表している地域海岸ごとの津波高と現況堤防高の対比表の内代表的な箇所を抽出して以下に示す。

表4.6 徳島県における津波水位分布

単位：m (T.P.)

地域海岸名	L1津波水位	高潮高	現況天端高	L2津波水位	L2-L1(天端高)
1 讃岐阿波	2.0	4.7	5.4	2.7	越流なし
4 撫養	2.9	4.2	4.9	8.2	3.3
6 松茂	3.8	5.7	11.3	6.0	越流なし
7 徳島	2.9	4.8	6.3	6.2	越流なし
8 小松島	3.6	4.5	7.7	5.5	越流なし
9 今津坂野	4.9	7.2	7.9	5.1	越流なし
11 橘	7.3	3.3	4.6	11.9	4.6
14 伊島	2.8	7.4	9.5	6.2	越流なし
16 由岐	6.3	7.0	8.1	12.3	4.3
17 日和佐	6.0	7.0	9.2	9.8	0.6
19 牟岐	5.9	7.0	7.0	13.4	6.4
21 浅川	6.0	2.9	7.2	10.5	3.3
24 宍喰	10.3	7.8	8.5	18.4	8.1

出典) 徳島県 津波水位の設定 (H25. 3. 29)⁹⁾に加筆

表内の右の欄には、近い将来に天端高がL1津波水位までは整備されるものとして、L2津波高とL1津波高あるいは現況天端高の大きい方を比較し、その差分を取った。なおL2津波高の方が小さい場合には越流しないため“越流なし”と表記している。また表の左の欄の番号は、徳島県が定める地域海岸に付記されている番号を示している。

最大クラスの津波 (L2津波) 作用時に堤防を越流すると考えられる地域海岸は、上記の内では撫養、橘、由岐、日和佐、牟岐、浅川、宍喰の7地区となっている。これらの内、L2津波水位と計画天端高 (=L1津波水位) の差が比較的小さいのは日和佐のみ(0.6m)となっており、それ以外はその差が3m以上である。つまり先の知見を用いれば、日和佐地区においては、裏法面に流線形を用いることで、堤防の粘り強い化が期待できると考えられる。

ただしこれについても、実際の設計にあたっては、C-S/3Dにより数値解析を行うかあるいは模型実験を実施してその効果を確認しておく必要がある。

次に図 4.14 および図 4.15 には，裏法面に流線形および落堀を用いた場合（Case4）の津波越流時における最大流速および作用波圧に関する空間的な分布状況を示す。

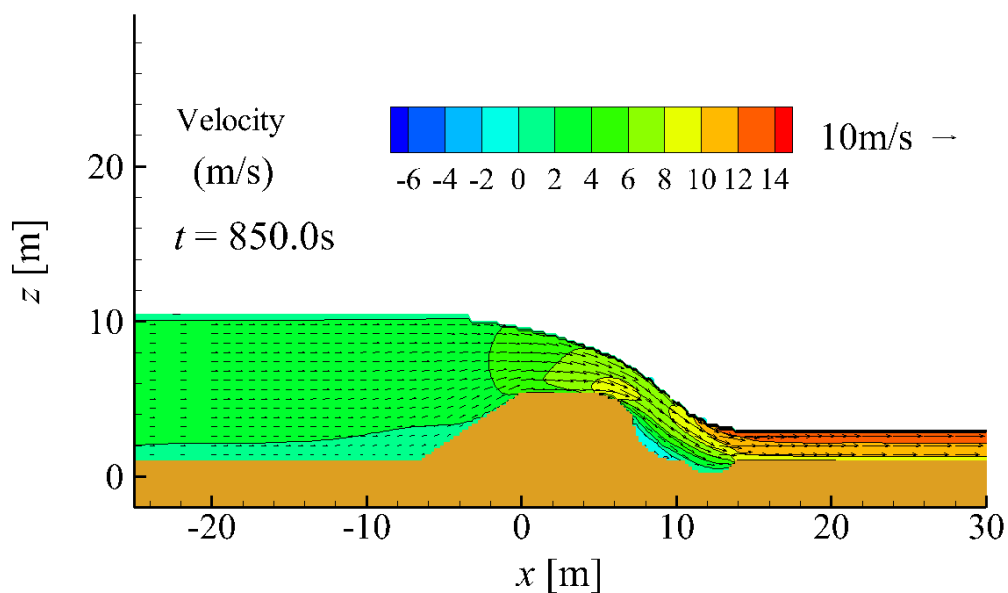


図4.14 解析結果（最大流速分布）

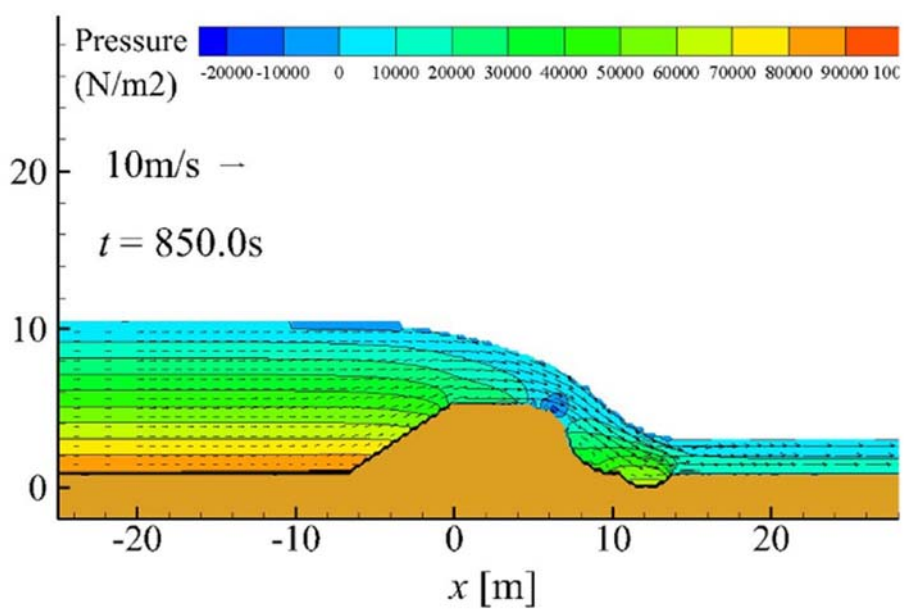


図4.15 解析結果（作用波圧分布）

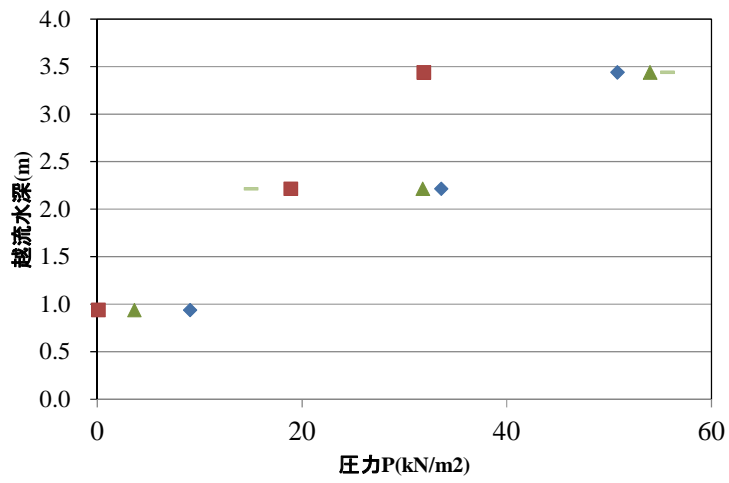
図4.14に示した最大流速分布図を見ると、裏法尻付近には陸側から堤防側に向かう弱い流れが発生しており、これは越流による着地点を裏法尻から陸側へ遠ざけたことにより逆向きの流れが形成されたためと推察され、洗掘深の増加を抑制できることを示唆している。このことは、中村ら¹⁰⁾によっても指摘されている。

ただし作用波圧分布図(図4.15)を見ると、着地点を遠ざけたことで、落堀部には大きな波圧が作用しており、これにより崩壊しないための対応が必要である。裏法肩部では、流線の曲率半径が小さくなっており(第3章¹¹⁾)、 20 kN/m^2 程度の負圧が作用していることがわかる。例えば、仙台湾南部海岸¹²⁾の防潮堤では部材厚を従来の 0.2 m から 0.5 m へと大きくしたが、コンクリート部材のみの重量($23 \text{ kN/m}^3 \times 0.5 = 11.5 \text{ kN/m}^2$)では裏法肩部で負圧に対して不足しており、周辺の法面および天端舗装部との連結を施すなどの対策が必要となっていることがわかる。

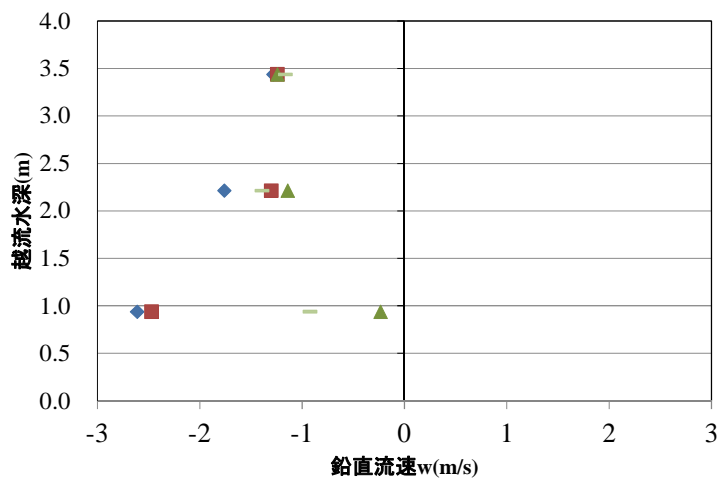
また表4.5に示した各ケースについて、裏法尻部に着目して、越流水深の違いによる最大越流時の作用波圧および鉛直流速の変化を図4.16に示す。図4.16b)では横軸に鉛直流速を示すが、マイナスが鉛直方向下向きの流速をプラス方向が上向きの流速を示す。作用波圧との関係図(図4.16a))を見ると、グラフが右肩上がりの傾向を示しており、越流水深の増加に伴い作用波圧も増加していることがわかる。

作用波圧については、Case 2を見ると他のケースに比べ全体的に波圧の増加度合いは抑えられており、裏法面の緩傾斜化により波圧軽減効果が期待できることがわかる。またCase 4では、越流水深が 2 m 程度までであればCase 2と同様の傾向を示しており、越流水深が小さい場合には流線形に落堀を付加することで緩傾斜化と同様の波圧減衰効果も期待できると言える。

鉛直流速と越流水深の関係図(図4.16b))を見ると、越流水深が 2 m を超える場合は裏法面の構造形式に関係なく下向きに 1.3 m/s 程度の流速となっているが、越流水深が 2 m 未満の場合にはCase 3でほぼ 0 m/s となっている他、Case 4でも 0.9 m/s 程度(越流水深 2 m 以上の場合に比べ約70%程度にまで減速)となっており、裏法面に流線形を用いることで鉛直流速を抑制する効果が期待でき、その効果は越流水深が小さいほどより期待できることがわかる。



a) 作用波圧との関係



b) 鉛直流速との関係

◆ : Case1(裏勾配1:1.5), ■ : Case2(裏勾配1:4)

▲ : Case3(流線形), — : Case4(流線形+落掘)

図4.16 裏法尻における越流水深と作用波圧、鉛直流速の関係

3) 結論

粘り強い構造とするために、裏法面を緩勾配とすると、後背地に幅広い空間が必要となり、堤防直背後に民家がある場合などには現況堤防幅での対応が必要となってくる。しかし、本研究で提案した法肩から法尻部に向かって流線形状を採用し併せて落堀を用いると、後背地に用地を必要とせず、裏法面緩勾配化と同様に裏法尻部での洗掘の主要因と考えられる鉛直流速を抑制する効果が期待できることがわかった。

本研究により得られた結論は、以下のとおりである。

- 裏法面を緩勾配とした場合、越流による洗掘の原因と考えられる鉛直方向の流速や、裏法尻部に作用する波圧を軽減できることが示唆された。また、越流水深が小さくなると、他の構造形式よりも陸側の流速が小さくなる傾向にあった。
- 裏法肩部から裏法尻部に流線形を採用すると、裏法尻部に作用する流速は、越流水深が小さい場合において、大幅に低減できる。
- したがって、L1津波とL2津波の差が大きい地域においては、堤防の粘り強い化を図る場合に、裏法面での流線形の活用は有効であると考えられる。
- 今次津波のような越流水深が大きい場合には、流線形+落堀を採用すると、作用流速が相当低減できるが作用波圧がやや大きくなり、また裏法肩部での上向きの圧力はやや大きくなる
- 流線形の鉛直流速軽減効果は、越流水深が大きい場合は期待できることから、L2津波とL1津波の差が小さい箇所および、L2津波と堤防天端高の差が小さい箇所では十分に適用可能であることが示唆された。
- 流線形を採用すると、裏法尻部付近において陸側から海側へ向かう流れが形成され、洗掘の抑制効果が期待できる。
- 流線形に落堀を付加すると、越流水深に関係なく緩傾斜化と同様に鉛直流速を抑制できることから、より粘り強い構造として期待することができる。また、越流水深が2 m以下の場合には緩傾斜化と同様に波圧も軽減された。

以上は固定床を用いた C-S/3D による解析結果であるが、この解析では津波の大小に関係なく、“流線形+落堀”が裏法尻部における鉛直流速を最も低減でき粘り強い構造であることがわかった。合わせて越流水深が小さい場合には、“流線形のみ”でも粘り強い構造となることもわかった。

4.2.4. 洗掘モデルを用いた新構造形式の効果検証

前節までの数値解析による検討では、いわゆる固定床を用いて新しい構造形式の有効性（流線形の採用による洗掘抑制効果）について検証できた。このことを受け、ここでは大久保ら¹³⁾の開発した洗掘モデルを用いて、新しい構造形式の洗掘抑制効果に係る効果を検証する。

1) 洗掘モデルの考え方

大久保ら¹³⁾は、数値波動水路CADMAS-SURF/2Dに掃流砂および浮遊砂による地形変化モデルを組み込んだ数値解析モデルを構築した。解析モデルは、図4.17のフローに示すように、計算ステップ毎に流体解析、地形変化計算を行い、それを繰り返すことにより洗掘現象を解析したものである。

本モデル¹³⁾では、砂地盤をポアラス値が変化する透過性構造物としてモデル化し、地形変化は対象区間のポアラス値を変化させることにより表現している。メッシュ内の砂地盤が洗掘により全て水となったとき、空隙率 100%の流体セルとして取り扱う。なお、砂地盤を透過構造物として表現すると、砂地盤内部でも流れが生じることとなるが、CADMAS-SURF/2D による流動場の計算において、抗力係数 C_D の値を一般値の 100 倍程度と非常に大きく設定することで砂地盤内部での流れを抑えることとしている。¹³⁾

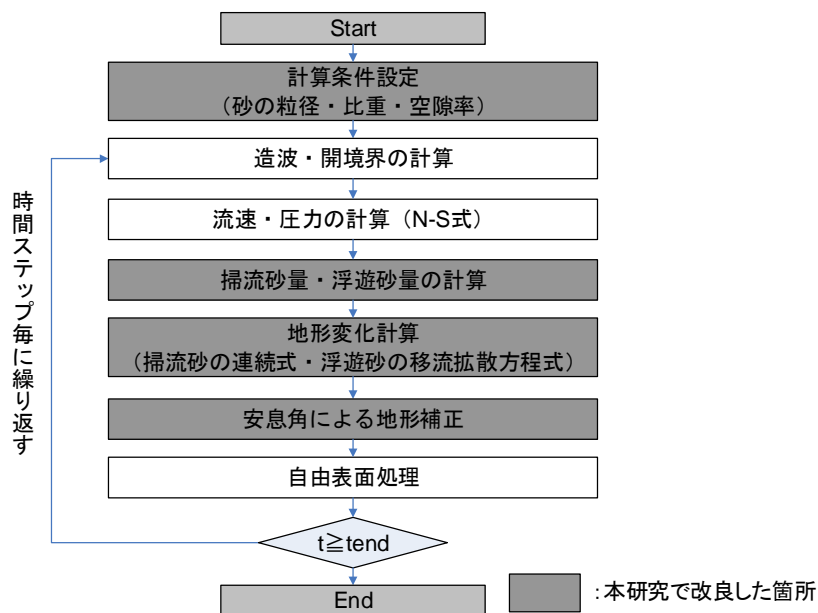


図 4.17 洗掘モデル計算フロー¹³⁾

本節では、大久保ら¹³⁾のモデルを用いて解析することとし、モデルに関する説明は以下のとおりとなっている。あるメッシュで砂の移動があるとき、砂の空隙率を一定値、掃流砂量を q_B 、砂地盤からの浮上量を q_s とし、侵食されたときの海底の高さ z_B の変化は式(4.1)で表される(高橋ら¹⁴⁾)。

$$\frac{\partial z_B}{\partial t} = -\frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_B}{\partial x} + q_s - C_b w_s \right) \quad (4.1)$$

ここで、 C_b は底面に沈降するときの浮遊砂濃度を示し、 w_s は浮遊砂の沈降速度を示し、Rubey (1933)¹⁵⁾の式により求めている。右辺第一項が掃流砂の項を示し、右辺第二項と第三項が拡散による巻き上げと重力による沈降の項を示す。

掃流砂量 q_B は以下の式(4.2)に示すMeyer-Peter・Muller式(1948)を用いている。

$$\frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = 8(\tau_{*c} - 0.047)^{3/2}, \quad \tau_{*c} = \left(\frac{0.0192d^{1/6}}{n} \right) u_* \quad (4.2)$$

ここで、 s は砂の水中比重、 g は重力加速度、 d は砂の粒径、 u_* は摩擦速度、 τ_{*c} は無次元限界掃流力、 n は粗度係数(=0.02)を示す。本検討では、無次元摩擦速度の算定には岩垣の式(1956)¹⁶⁾を用いることとしている。

浮遊砂の計算は、浮遊砂濃度の移流拡散方程式を解くことにより取り扱う。砂地盤からの浮上量 q_s の算出には、池野ら¹⁷⁾が提案したシールズ数に加えて砂の粒径・沈降速度を考慮した津波に対する浮遊砂巻上式(式(4.3))を用いることとしている。

$$\frac{q_s}{\sqrt{sgd}} = a \left(\nu^2 / sgd^3 \right)^{0.2} \left\{ (w_s / \sqrt{sgd})^{0.8} (\psi - \psi_c) \right\}^2 \quad (4.3)$$

ここに、 a は係数(実験結果と整合するよう、本論文では $a=2.0$ を用いた。)、 ν は水の動粘性係数、 ψ はシールズ数、 ψ_c は移動限界シールズ数を示す。

本論文での摩擦速度 u_* は、池野ら¹⁷⁾が水理模型実験を行い、津波作用時の摩擦速度について検討を行った結果より、式(4.4)を用いて算定することとしている。

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z}{k_s / 30} \quad (4.4)$$

ここに、 z は底面からの距離、 $u(z)$ は底面から z だけ上方位置での水平流速、 κ はカルマン係数 ($=0.4$)、 k_s は相当粗度 ($=7.5d$) を示す。

また、本モデルは、地形変化計算後に砂の安息角 ($=30^\circ$) より急な地形変化が生じた場合は、砂の安息角と同じにするよう、地形の平滑化処理を行うモデルとした。

2) 粘り強さの検証結果

パラペットを設置にしない表法勾配 1 : 1.5 の断面形状を基本に、裏法勾配については一般的な 1 : 1.5, 粘り強い断面として効果のある 1 : 4 および本研究により粘り強い断面として提案する曲線形(流線形と表記)の 3 ケースについて、洗掘モデルを用いてその粘り強さの効果の検証を行った。作用させる津波は、L2 津波とする。

3 つのケースの最大洗掘形状を図 4.18 に示す。図 4.8 に示した波形で、越流水深を 1m としたものである。

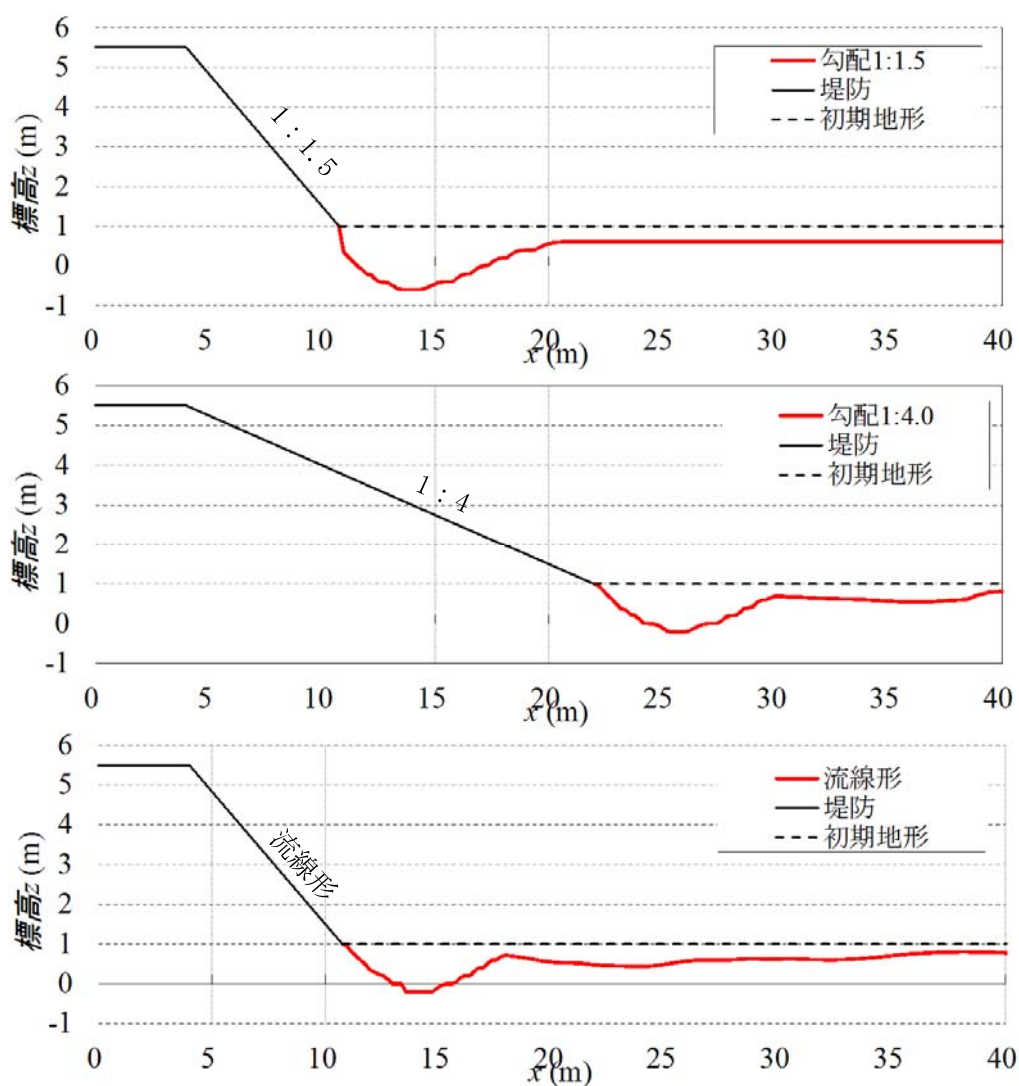


図 4.18 堤防裏法尻部における洗掘形状比較

まず最大洗掘深に着目する。

裏法勾配 1 : 1.5 では 1.7m となっているのに対し、勾配 1 : 4 および流線形では 1.2m となっており、勾配 1 : 1.5 に対し約 70% に低減できていることがわかる。これは前節までの固定床で検証してきた、「鉛直方向の流速の抑制効果」によるものであると考えられる。

また最大洗掘深が確認される位置に関しては、いずれのケースも裏法尻より 3~5m 程度離れた位置となっており、裏法勾配による違いは見られない。

一方裏法尻付近の洗掘形状に関しては、勾配 1 : 1.5 のみ裏法尻直背後で 0.5m 程度鉛直方向に洗掘されたのち、陸側に向かって椀状の洗掘形状となっているのに対し、勾配 1 : 4 および流線形では裏法尻部において勾配 1 : 1.5 のように局所的に洗掘されることはなく、緩い勾配を保った椀状の洗掘形状となっており、両ケースの洗掘状況は似ている。これは、裏法面に勾配 1 : 4 および流線形を用いることで、法面上で鉛直方向の流れを水平方向に変化させ、洗掘の主原因と考えられる鉛直方向の流速を抑制できていると考えることができる。これは前節の固定床での結果と合致する。

次に、津波高が図 4.8 に示した L2, L2×0.8, L2×0.6 のケースにおける最終洗掘状況の比較を行った。表 4.7 に検討ケースを、図 4.19 に津波高に応じた最終洗掘状況図を、表 4.8 には津波外力による裏法基礎部の洗掘量比をまとめた。

Case4 と 5 では、流線形+落堀の断面(図 4.9 参照)において、落堀部までを固定床とする場合(Case4)と落堀部を移動床とする場合(Case5)とに分けて数値解析を実施した。

表 4.7 検討ケース一覧

検討ケース	裏法面形状
Case1	1 : 1.5 勾配
Case2	1 : 4 勾配(緩傾斜)
Case3	流線形
Case4	流線形+落堀(固定床)
Case5	流線形+落堀(移動床)

加藤ら¹⁸⁾は、津波越流による裏法尻部の圧力上昇範囲を保護することで基礎下面までの洗掘を抑制できることが、堤防の粘り強い化に有効であるとしており、基礎部直近での洗掘深に着目した評価を行っている。

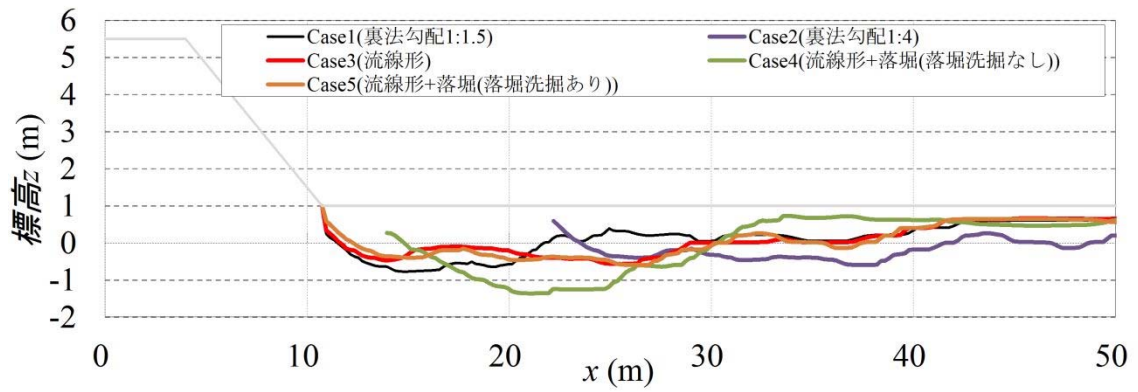
図 4.19 に示した洗掘状況の図より、裏法尻基礎直近の最大洗掘量に着目して、各々の津波外力に対する Case1(裏法勾配 1 : 1.5)に対する各 Case の比を表 4.8 にまとめる。

表 4.8 津波外力の違いによる裏法基礎部の最大洗掘量比

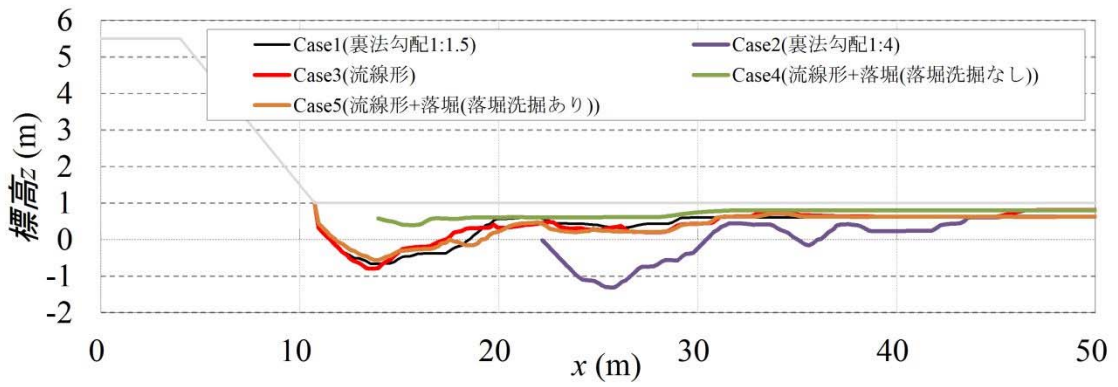
裏法基礎位置	L2 津波	L2 津波×0.8	L2 津波×0.6
Case2 (x=22.0m)	0.9	1.43	0.75
Case3 (x=10.75m)	1.4	1.0	0.95
Case4 (x=10.75m)	0.88	0.57	0.88
Case5 (x=13.75m)	0.80	0.86	0.88

ケースごとに見ると、Case2 では、裏法勾配を 1 : 4 の緩傾斜とすることで、L2 津波のような強大な外力に対しては、基礎洗掘抑制効果が期待できるものの、L2 津波×0.8 のケースでは、逆に洗掘深が大きくなっており、津波外力の条件によってその洗掘抑制効果にバラつきが大きい。Case3 では、裏法面に流線形を用いることで、L2 津波×0.6 のケースのみ僅かではあるが洗掘抑制効果が期待できることがわかる。Case4 では、津波外力の大きさに関わらず、洗掘抑制効果が期待できることがわかる。その効果は、L2 津波×0.8 のケースで最も顕著である。Case5 では、Case4 に次いで洗掘抑制効果が期待できることがわかる。

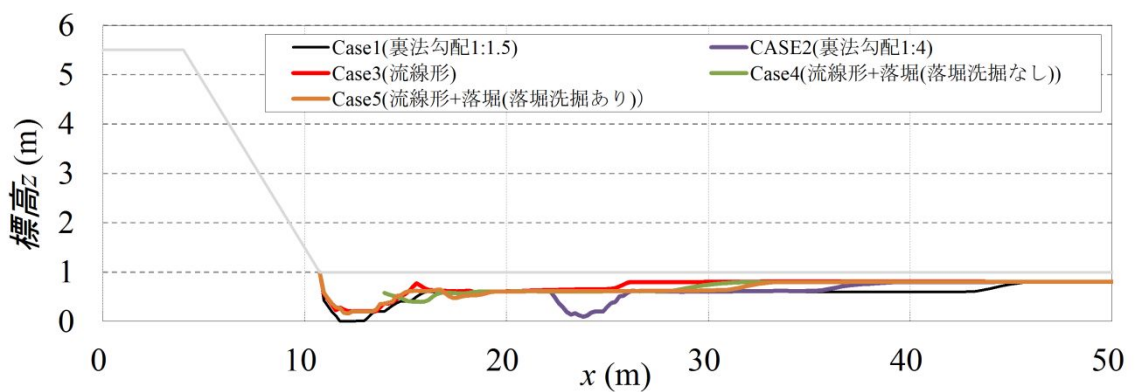
また Case2 の a) 津波高, L2 と b) 津波高, L2×0.8 の洗掘量比を比較すると、津波高が小さい b) の方が洗掘量が大きくなっている。これは、後述する図 4.29 に時系列での洗掘状況を示すが、a) 津波高, L2 の場合は、津波越流水深の増加に伴い洗掘深も大きくなっていくが、越流水深がピークから小さくなって行くにしたがって、裏法尻基礎付近の洗掘部分において、海側への弱い戻り流れのような現象が起き、その流れにより土砂で埋め戻される現象が起きた影響によるものであり、b) 津波高, L2×0.8 の場合はその現象が起らなかったことが原因と考えられる。



a) 津波高, $L2$



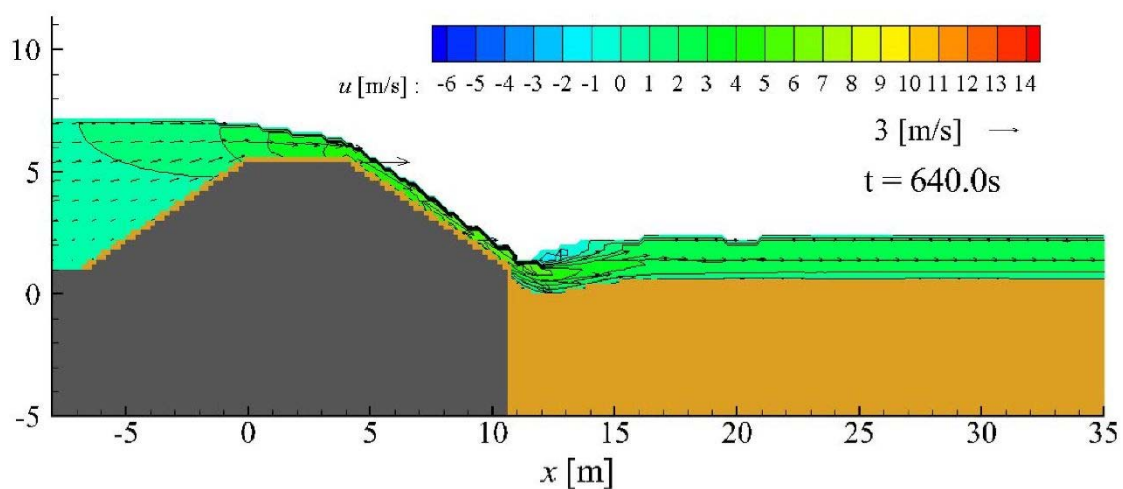
b) 津波高, $L2 \times 0.8$



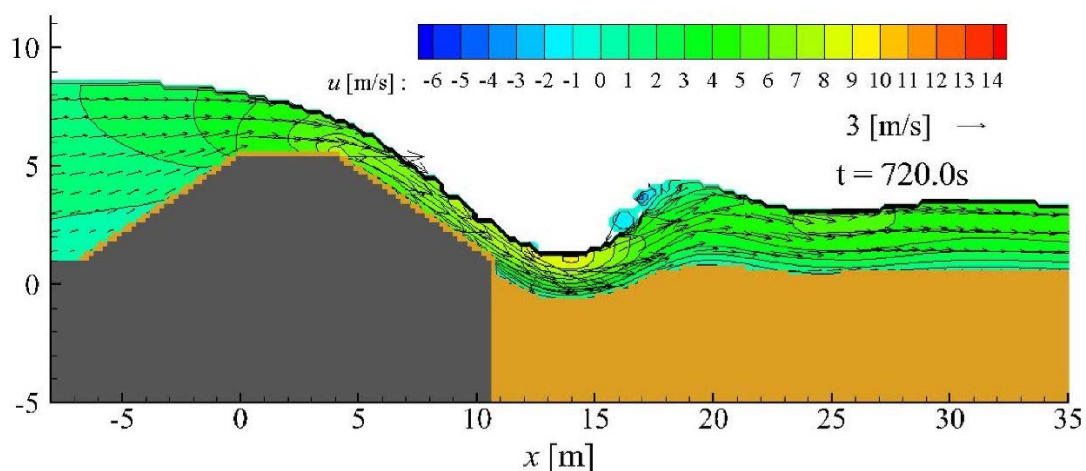
c) 津波高, $L2 \times 0.6$

図 4.19 津波越流による洗掘状況

国総研技術速報¹⁹⁾によれば，縮尺 1/25 における模型実験による結果として，津波越流に伴い発生する跳水の位置が基礎に近づいたり離れたりする現象により砂の移動に影響することが示されている．今回解析での Case1 における洗掘状況を図 4.20 に示すが，まず越流により法尻部の洗掘が起こり ($t=640\text{s}$)，その後越流水深の増加に伴い跳水の位置が陸側へ移動し ($t=720\text{s}$ ， $t=850\text{s}$)，越流水深の減少に伴って海側へ移動 ($t=920\text{s}$) している．このように跳水の移動と洗掘との関係については，本解析結果と模型実験との整合はある程度確認できる．

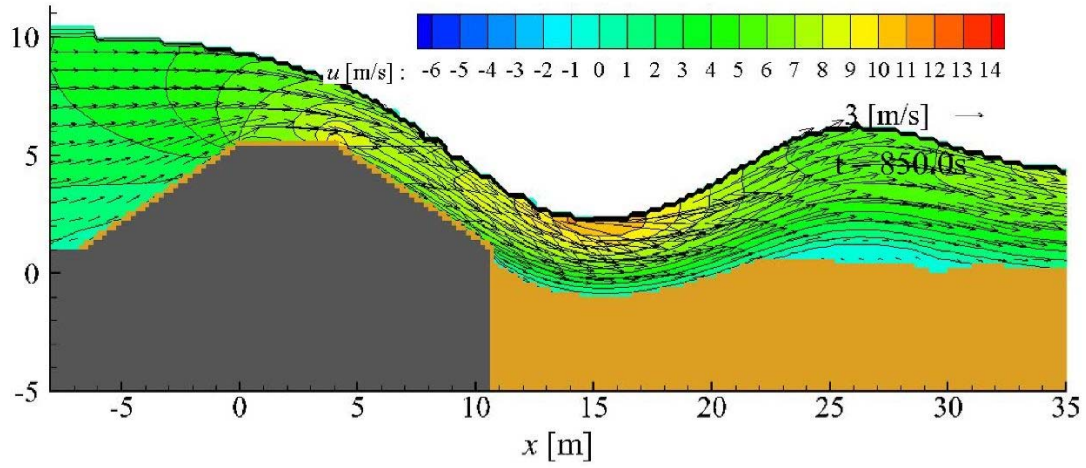


a) 洗掘開始時($t=640\text{s}$)

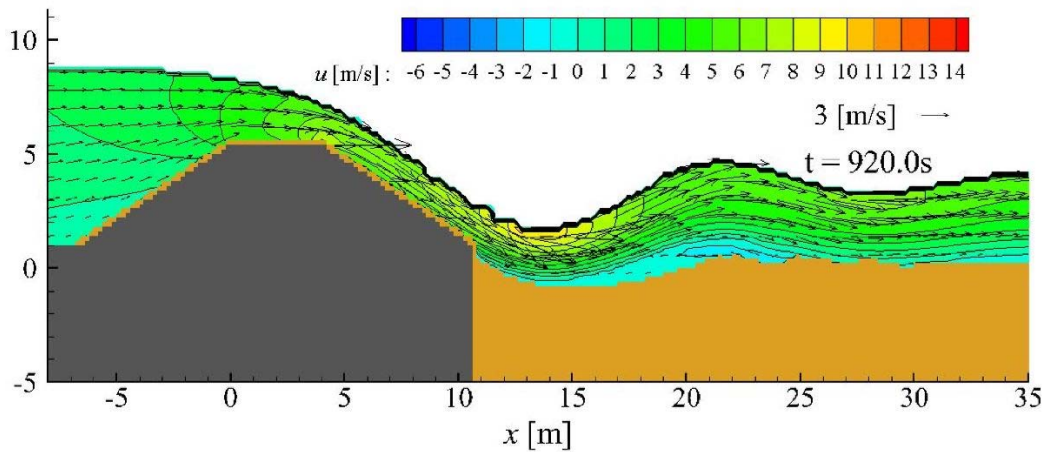


b) 洗掘進行時($t=720\text{s}$)

図 4.20 洗掘状況時系列変化図(Case1) (u ; 水平流速)



c) 最大越流時(t=850s)



d) 越流水深減衰時(t=920s)

図 4.21 洗掘状況時系列変化図(Case1) (u ; 水平流速)

また金子ら²⁰⁾は水理模型実験により、津波越流に伴う堤防裏法尻周辺の流れ場をタイプ分けし、跳水が発生する場合は底層部での戻り流れの発生を確認しており、これは図 4.21 の洗掘部分(x=(x=10m~25m 付近)での現象と合致していることから本解析の妥当性が確認できる。

次に、比較的洗掘抑制効果があると考えられる Case4(流線形+落堀(落堀固定床))に着目して、その空間的な流速の分布状況(最大越流時)を見ると(図 4.22 参照)、越流後のベクトルの方向は、越流した波が直接的に落下する形で堤体背後の現地盤に作用し、洗掘を引き起こしていることがわかる。

しかしその最も洗掘されている位置は、基礎からかなり離れたところにあることがわかる。これはベクトルの向きに着目すると、越流後から落堀にあたるまでは比較的急な角度でほぼ直線的に落下しているが、その後落堀に当たった波がやや右上向きの流れに変化しており、この流向の変化(x=14m~18m 付近)により基礎洗掘が抑制されていると考えられる。

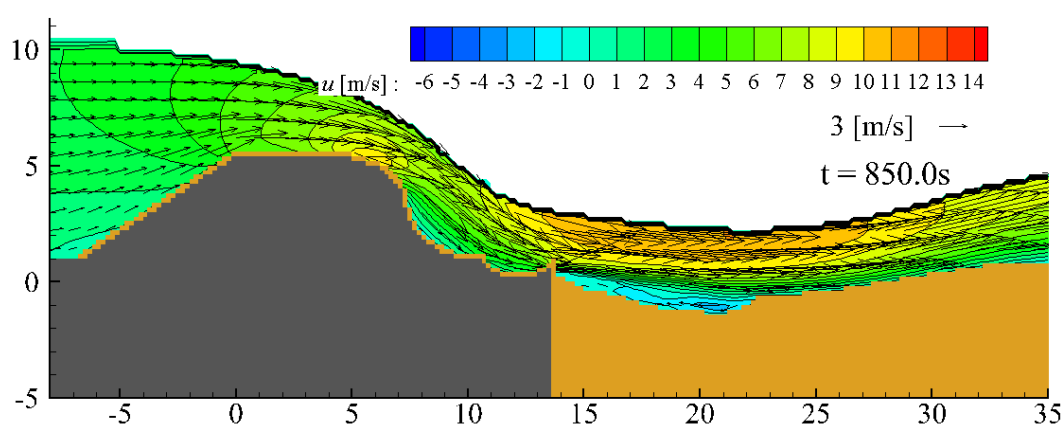


図 4.22 Case4 における津波越流時の流速の空間分布 (L2 津波) (最大越流時)

また図 4.23 には最大洗掘時の空間分布を示すが、背後地の洗掘部分上側では、陸側に向かってほぼ水平方向の流れとなっているのに対し、洗掘された箇所では陸から堤防基礎部への弱い流れが発生していることがわかる。これにより、裏法尻基礎部の洗掘は抑制されることとなり、堤体が粘り強い状況になっていると言える。

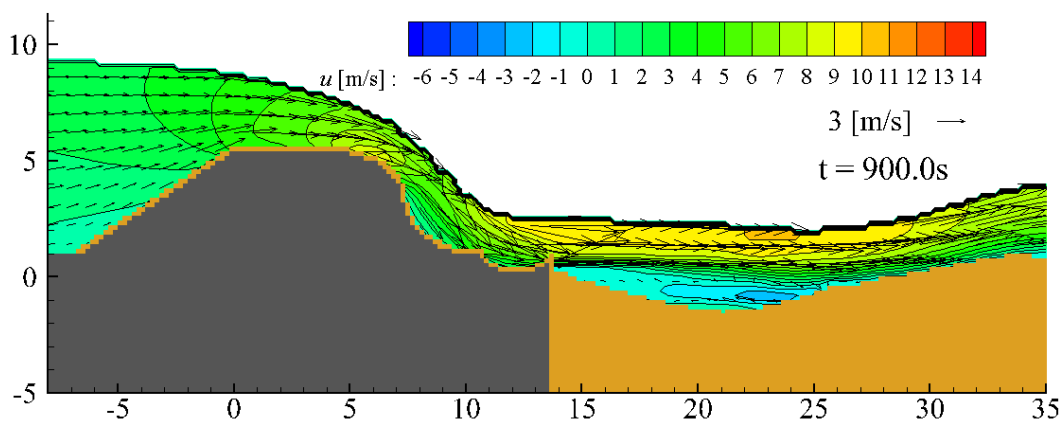


図 4.23 Case4 における津波越流時の流速の空間分布 (L2 津波) (最大洗掘時)

一方、これに次いで Case1(裏法勾配 1 : 1.5)の洗掘深が大きくなっており、その他のケースは Case1 に比べて 80%程度と、ほぼ同程度の洗掘深であることがわかる。つまり L2 津波作用時の洗掘深に着目すると、裏勾配 1 : 4, 流線形, 流線形+落堀(落堀は移動床)とする方が有利であるといえる。

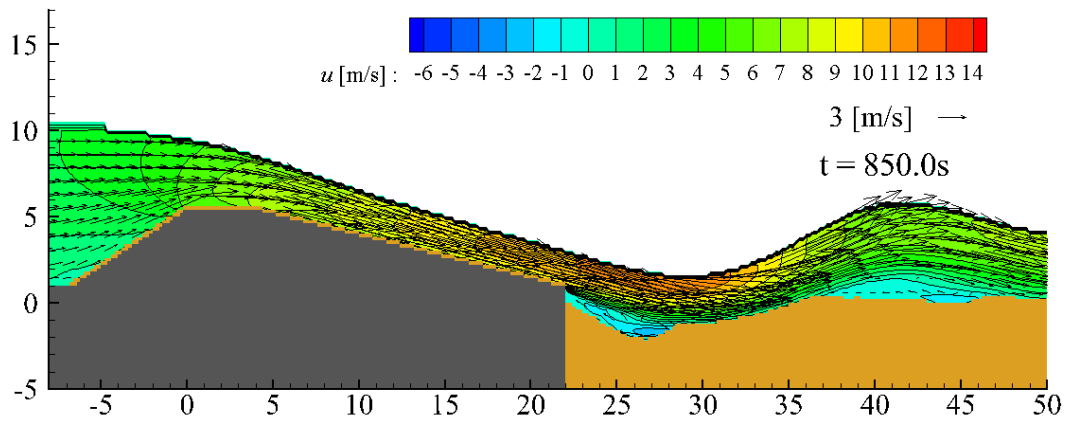


図 4.24 Case2 における津波越流時の流速の空間分布 (L2 津波) (最大越流時)

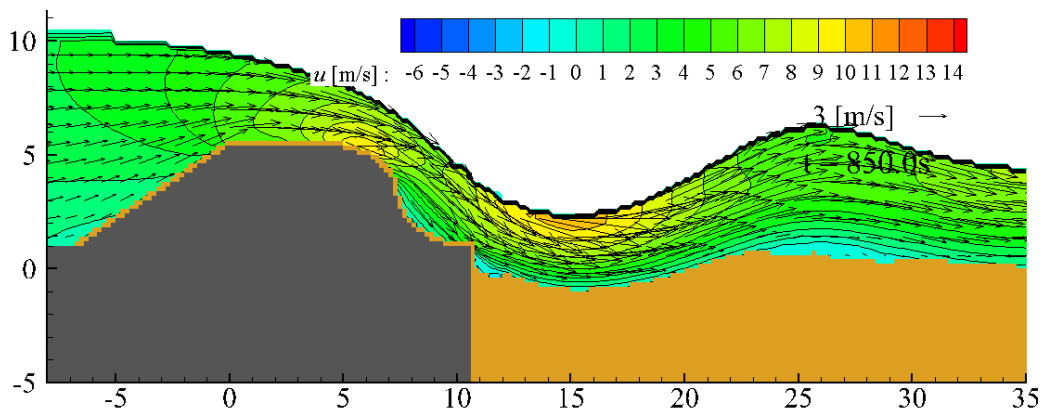


図 4.25 Case3 における津波越流時の流速の空間分布 (L2 津波) (最大越流時)

次に図 4.19 の L2 津波×0.8(津波高を L2 津波の 0.8 倍とした場合)を見ると、最大洗掘深を与えているケースは、Case2(裏法勾配 1 : 4)の裏法勾配を緩傾斜とした場合となっている。

これは図 4.11b)を見ると、 $X/X_{bs} < 1$ となる堤防の裏法面から裏法尻までの流速は、他ケースよりも大きくなっており、また図 4.12b)を見ると同区間の鉛直流速も大きくなっている。このことから考えると、越流流速の影響を受けて洗掘が大きくなったと考えられる。また津波高 L2 時に見られたような、津波越流の減少に伴う洗掘部での弱い戻り流れの現象が起きていないため、土砂による埋戻し効果が無いことから、洗掘深が大きくなってしまっている。

図 4.26 に各ケースのフルード数の算出結果を示すが、越流水深が大きくなるにつれてフルード数も大きくなっていることがわかる。一般にフルード数が 1.0 よりも大きくなると斜流、1.0 より小さいと常流ということとなっているが、「河道計画検討の手引き」²¹⁾では、0.6 を基準としてその区分けをしている。ここでは 0.6 を基準として見ると、Case2 の裏法勾配を 1 : 4 とした場合のみ越流水深の大小にかかわらず、フルード数が 0.6 を下回っており常流状態であることがわかる。一方その他のケースにおいては、越流水深が 1 m 程度までは常流であるが、それ以上になると斜流になる傾向にあり、特に Case1 の裏法勾配 1 : 1.5 ではその傾向が強い。また Case3 と 4 では、落堀の有無に関係なく全く同じ傾向を示していることから、落堀を設置することにより流れの状態の変化は無いと言える。

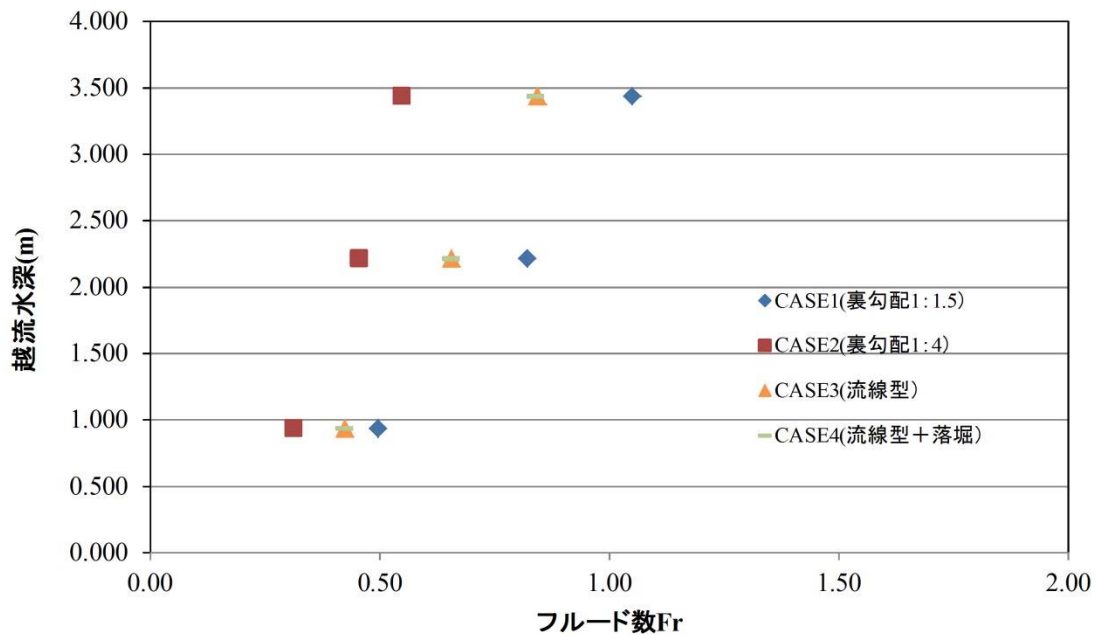
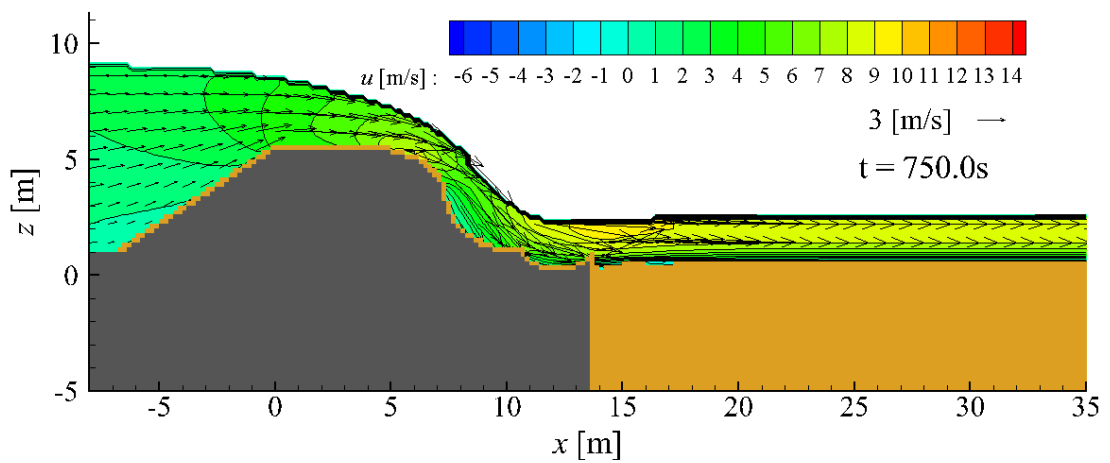
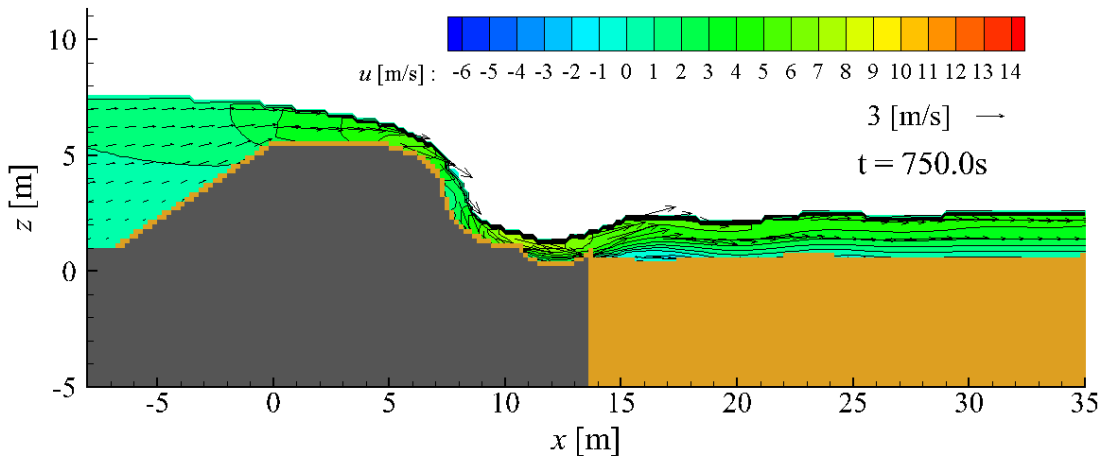


図 4.26 津波越流による裏法面におけるフルード数算定結果

また Case4 では洗掘深が最も小さくなっている。図 4.27 に L2 津波時と L2 津波×0.8 時での洗掘が始まる時間での流速の空間分布状況を示すが、裏法尻部に注目すると、a) (津波高, L2) では図面右下方向に向かう大きな流向ベクトルが存在するが、下図 (b) 津波高, L2 津波×0.8) では図面右上方向に向かう大きな流向ベクトルが存在している。これは、L2 津波の場合には裏法基礎陸側の地盤を洗掘する流れが生じているのに対し、L2 津波×0.8 の場合では、流線形に沿って越流し落堀の形状の効果により発生する上向きの流れにより、洗掘が発生しにくくなっていることがわかる。



a) 津波高, L2



b) 津波高, L2×0.8

図 4.27 津波越流時の流速の空間分布 (洗掘開始時)

したがってL2津波を下回る津波(例えばL1.5津波など)の場合には, 流線形+落堀(落堀固定床)とすれば, 裏法基礎部での洗掘を抑制でき, 粘り強さを相当程度付加できると言える.

次に図 4.28 の L2 津波×0.6(津波高を L2 津波の 0.6 倍とした場合)を示す. これは, 津波が流線形に沿って越流し, 落堀の効果により跳ね上げられていることがわかる. この傾向は, 先の図 4.27 (b) 津波高, L2×0.8)の場合よりも顕著である.

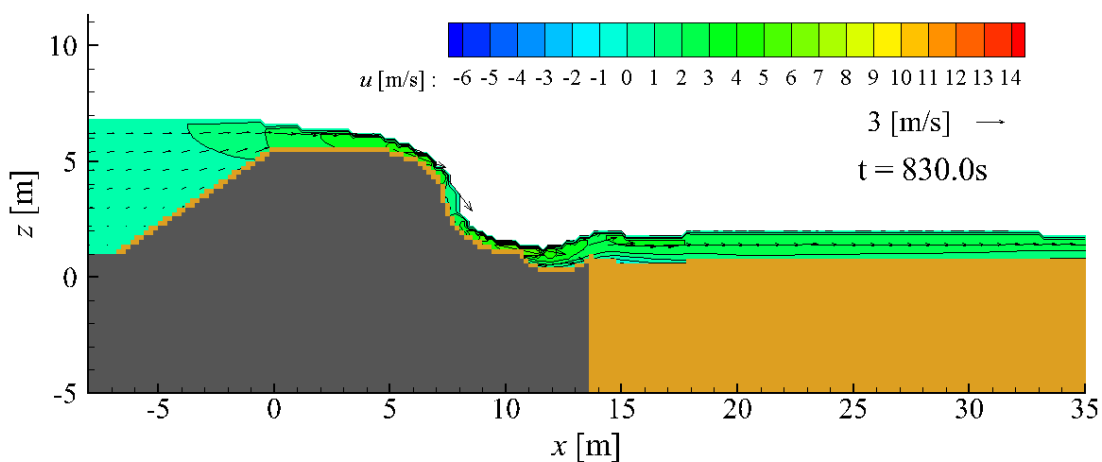


図 4.28 津波越流時の流速の空間分布 (L2 津波×0.6)

次に Case5 に着目してみる。Case5 の落堀を移動床とした場合は、表 4.8 を見ると津波外力の大きさにほとんど関係なく、洗掘深を抑制できていることがわかる。L2 津波に対する洗掘開始時の空間的分布を図 4.29 に、L2 津波に対する最大越流時の洗掘状況を図 4.30 に示す。

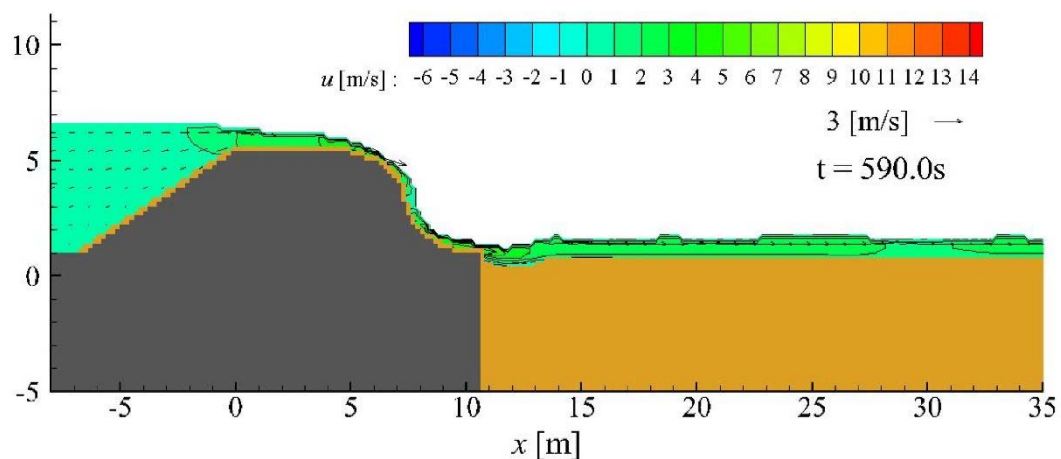


図 4.29 津波越流時の流速の空間分布(洗掘開始時) (Case5)

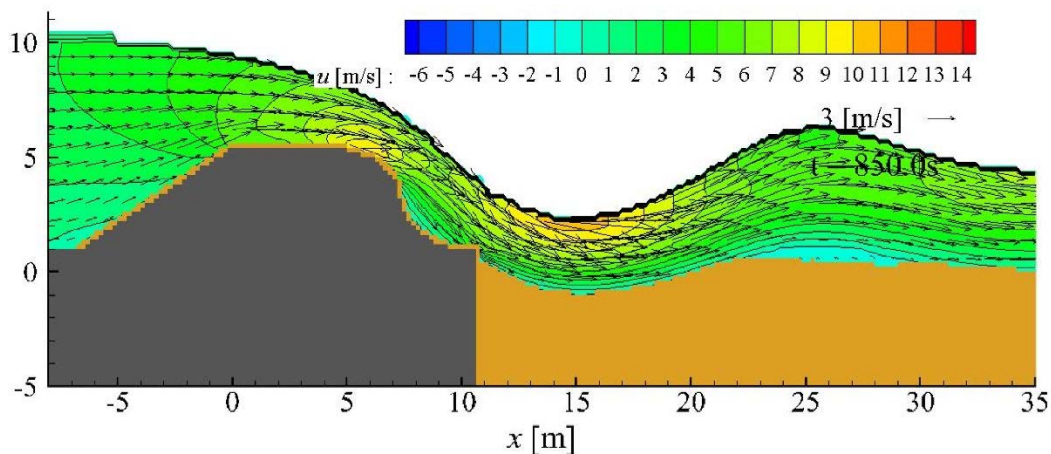


図 4.30 津波越流時の流速の空間分布(最大越流時) (Case5)

まず図 4.29 を見ると、基礎付近に落堀を設けるだけでもウォータークッションの効果によりある程度鉛直方向の流速が抑制され、図 4.30 のように洗掘された後はその箇所が更にウォータークッションの効果を増大させ、下層部において流れの勢いを抑制しているこ

とがわかる。また跳水の起きている ($x=25\text{m}$ 付近) 下層部では弱い戻り流れが発生しており、基礎部の洗掘を抑制出来ているものと考えられる。

これらの結果をもとに、最大洗掘深と裏法尻(基礎)からの水平距離の関係を整理したものを図 4.31 に示す。

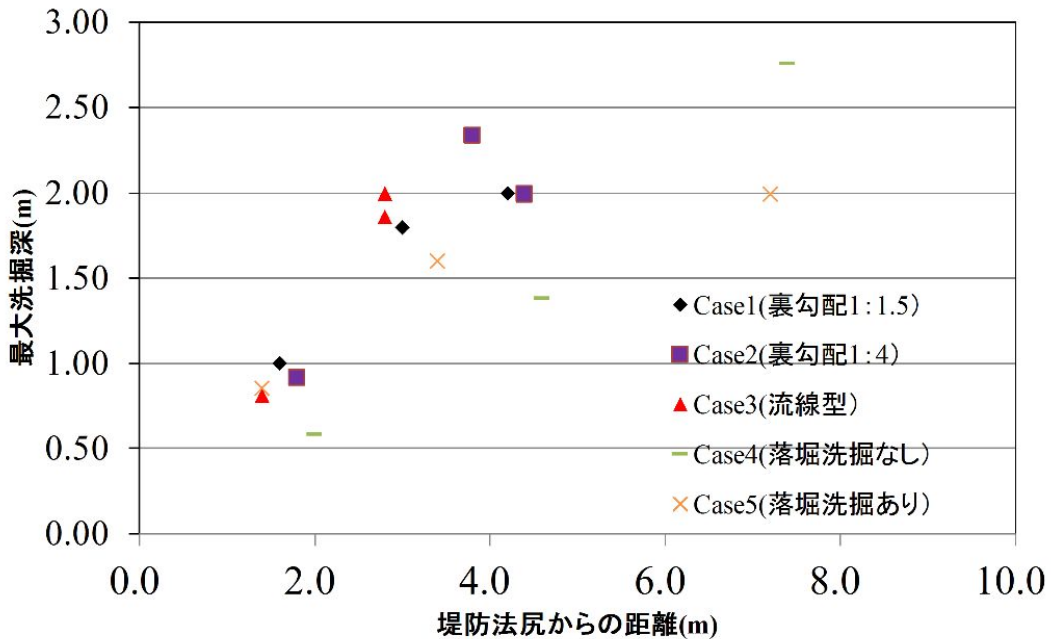


図 4.31 最大洗掘深と堤防法尻(基礎)からの距離

洗掘深が最大となるのは、Case4(落堀洗掘なし)であり、次にCase2(裏勾配1:4)の順になっている。最大洗掘深の堤防法尻からの距離は、Case4(落堀洗掘なし)が最大であり、次いでCase5(落堀洗掘あり)となっており落堀を設ける方が最大洗掘位置を法尻から遠ざけることに有利であることがわかる。

また洗掘深が小さい場合には、構造形式の違いによる法尻からの水平距離に大きな差は見られないが、洗掘深が大きくなるにつれて、構造形式ごとに法尻からの水平距離にばらつきが出てくる。特に流線形に落堀を加えたCase4, 5でその傾向が顕著に見られ、最大洗掘深が大きくなるにつれて、その発生位置も堤防法尻から遠ざかる傾向にある。しかしながらCase5の落堀を移動床とした場合は、図 4.19a)を見ると、裏法尻部付近で法勾配1:1.5と同様に掘られつつ、10m程度陸側に行ったところで最大洗掘となっており、その場合の裏法尻付近の洗掘深は、法勾配1:1.5と比べて80%程度となっている。

堤防の粘り強さという観点からは、

- 津波越流により基礎部の洗掘深を出来る限り小さくすること
- 最大洗掘位置を出来る限り基礎から遠ざけること

の2点が重要であると考える。

粘り強い堤防という観点から最も理想的なのは、洗掘深を小さく且つ洗掘位置を遠くであるが、これまで示した計算でわかるとおりその両条件を満足させることは難しい。

次の条件の有効な組み合わせとしては、洗掘位置が基礎部に近くても洗掘深が小さい場合、洗掘深が大きくても洗掘位置が基礎部から遠い場合、の2つが考えられる。基礎部の洗掘深については、従来の海岸堤防で標準的なCase1(裏法勾配1:1.5)と比較してCase1を著しく下回るほどの構造形式は見当たらないものの、Case4, 5がやや抑制できている。

またCase4およびCase5の裏法形状を流線形とし落堀を設置することで、洗掘位置を相当程度陸側にずらすことが可能となることから、この構造形式の採用が堤防を粘り強い構造とすることが出来るものと考えられる。

したがって、この洗掘モデルによる検討結果からは、裏法形状を流線形とし落堀を固定床あるいは移動床とすることが、既設堤防の改良において粘り強さをもっとも有効に付加できることがわかった。

以上より、洗掘モデルによる数値解析から、以下のことがわかる。

- 裏法勾配を 1 : 4 の緩傾斜とすることで、L2 津波時作用時には裏法尻部における最大洗掘位置を陸側に遠ざけることができ、裏法尻からの堤防崩壊までの時間を長く稼ぐことができる、あるいは崩壊自体を抑制できる可能性がある。
- これは、裏法尻部の洗掘の主原因と考えられている鉛直流速を抑制することができるからであると考えられる。
- その結果として、津波高が大きい場合には最大洗掘深を抑制できる。
- その効果は、裏法形状を流線形+落堀（落堀固定床または移動床）とすることも同様に期待できる。
- ただし L1 以上 L2 未満程度クラスの津波に対しては、裏法勾配を 1 : 4 とすることで洗掘が大きくなってしまう可能性があることに留意が必要である。
- 粘り強さという観点からは、洗掘深を小さくすることが望ましいが、今回検討したケースではいずれもその効果は小さいことがわかった。
- 流線形+落堀（固定床あるいは移動床）とすることで、L2 津波作用時には洗掘深が大きくなるものの、検討ケースの中で最も粘り強い構造であることがわかった。最大洗掘については、その位置は基礎から大きく離れており、堤体の安定上は全く問題ないものと考えられることから、粘り強い構造であると言える。

3) 洗掘の時系列的変化

次に、各ケースにおける L2 津波作用時の時系列的な洗掘形状の変化を示す。

各 Case の解析結果を、時系列的に整理した。

①Case1；裏法勾配 1 : 1.5（洗掘形状により、5つの区間に分割）

越流開始(600s)から 100s ごとの洗掘状況を図 4.32 に示す。

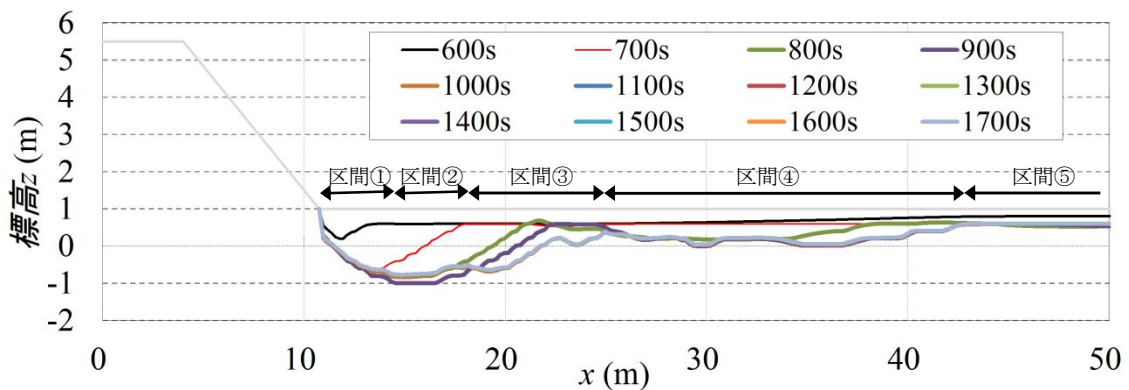


図 4.32 時系列洗掘形状(津波高 L2)(裏法勾配 1 : 1.5)

洗掘状況から、区間を分割してその現象を考察する。

区間	洗掘状況
区間① (法尻より 3m)	700s までは順次洗掘されるが、その後は安定。流向が最初は裏法面に沿って流下していたが、その後洗掘部分に水が溜まり、ウォータークッションの役割を果たしたことで洗掘が抑制された。
区間② (法尻より 7m)	900s までは順次洗掘されるが、その後は安定。最大洗掘発生箇所。区間①と同様な現象ではあるが、越流水の影響を最も大きく受けて洗掘が最大となったと考えられる。
区間③ (法尻より 15m)	700s まではほとんど洗掘されないが、当該区間の海側半分はその後時間の経過とともに順次深さ方向にも洗掘され、陸側は薄く洗掘される程度に収まっている。越流水の流向の影響で、基礎部付近から洗掘が始まり、その後陸側の区間③に広がった。またウォータークッションの働きと時間経過による越流水深の減衰により、流向が次第に水平方向となったことで薄く洗掘されたものと考えられる。
区間④ (法尻より 30m)	700s 以降に薄く洗掘される。流向が水平であるため、その影響により薄く水平に洗掘されているものと考えられる。
区間⑤ (法尻 30m 以遠)	ほとんど洗掘されない。裏法尻部より 30m 以上陸側に離れると、流速が小さくなり、洗掘されにくくなっていることがわかる。

②Case2；裏法勾配 1 : 4（洗掘形状により、5つの区間に分割）

越流開始(600s)から 100s ごとの洗掘状況を図 4.33 に示す。

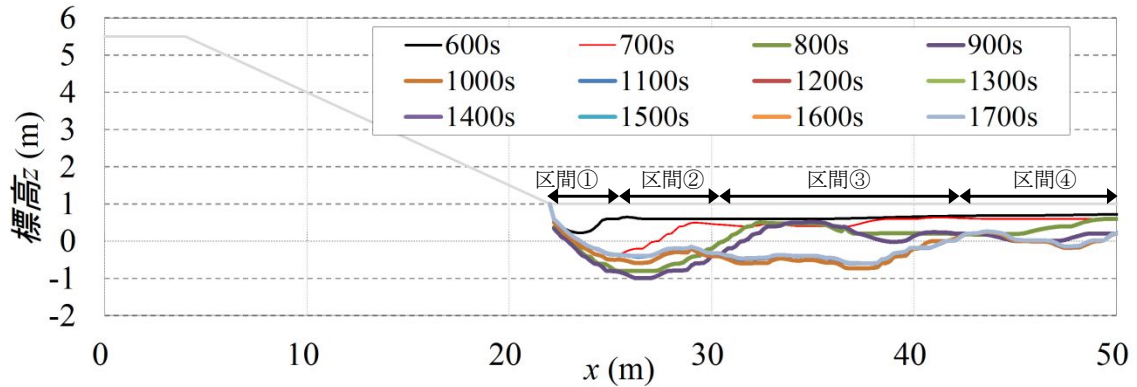


図 4.33 時系列洗掘形状(津波高 L2)（裏法勾配 1 : 4）

洗掘状況から，区間を分割してその現象を考察する。

区間	洗掘状況
区間① (法尻より 3m)	900s までは順次洗掘されるが，その後は安定．流向が最初は裏法面に沿って流下していたが，その後洗掘部分に水が溜まり，ウォータークッションの役割を果たしたことで洗掘が抑制された．Case1 と比較すると，越流水の流向が法面に沿うため緩やかとなり，洗掘形状も緩やかな椀状で，基礎部直近の洗掘深も小さくなっている．
区間② (法尻より 10m)	900s までは順次洗掘されるが，その後は安定．最大洗掘位置．1400s 以降に若干埋め戻されることに留意．区間①と同様な現象ではあるが，越流水の影響を直接的に受けて洗掘が最大となったと考えられる（Case1 と同様）．最大洗掘位置は Case1 に比べ 30%程度陸側に移動できる．1400s まで洗掘された後，越流水深の減少とともに埋戻しが発生．したがって洗掘による最終形状を見るのではなく，洗掘形状の時系列変化に着目し，最大洗掘時を確認しておく必要である．
区間③ (法尻より 20m)	700s まではほとんど洗掘されない．1400s 以降，特に洗掘が進んでいることから，区間②にできた洗掘箇所にも水が溜まり，ウォータークッションの働きをして，直背後部分はほとんど洗掘が進まず，越流がなくなり陸から堤防側への流れが発生し，埋め戻された．
区間④ (法尻より 40m)	700s 以降に薄く洗掘される．区間③を通過した越流水の流向が水平であるため，薄く水平に洗掘されている．Case1 と比べて陸側部での流速が早くなっていることがわかる．つまり，家屋などの背後の土地利用に対しては，流速が早くなることで悪影響を及ぼす可能性があることを示唆している．

③Case3；流線形（洗掘形状により、4つの区間に分割）

越流開始(600s)から 100s ごとの洗掘状況を図 4.34 に示す。

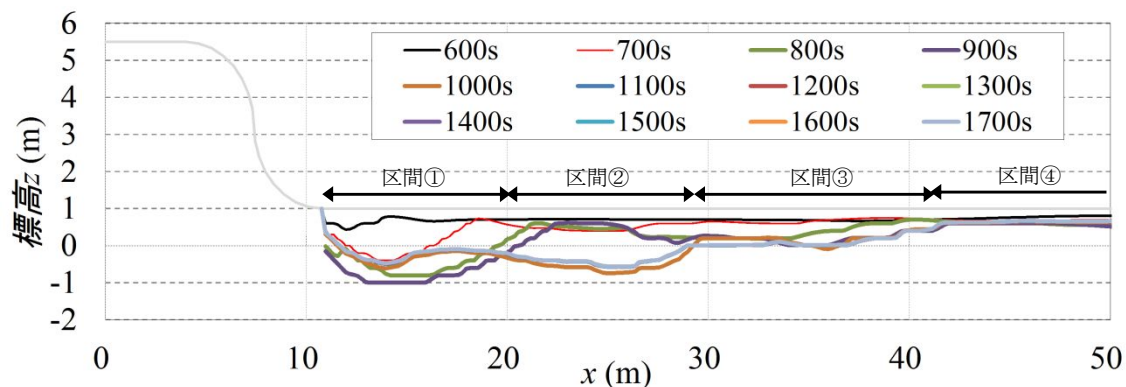


図 4.34 時系列洗掘形状(津波高 L2) (裏法勾配 流線形)

洗掘状況から，区間を分割してその現象を考察する。

区間	洗掘状況
区間① (法尻より 10m)	900s までは順次洗掘されるが，その後は安定．越流が無くなると若干埋め戻される．越流水は越流開始直後では裏法面に沿って流下し，越流深が大きくなると直接的に背後地盤に当たり洗掘が進行．その後洗掘部分に水が溜まり，ウォータークッションの役割を果たし洗掘が抑制された．ただし Case1 と比較すると，基礎直近部分では，一時的に洗掘深が大きく，基礎の安定性に支障を来す可能性がある．また 1400s 以降の埋戻しの現象は，Case2 と同様の傾向である．これは，Case2 の区間①，②と酷似していることが注目される．
区間② (法尻より 20m)	900s まではほとんど洗掘されないが，その後時間の経過とともに順次洗掘される．最終洗掘形状としては，区間①と同程度である．洗掘状況は先の Case2 の区間③と酷似していることから，裏法勾配を 1：4 の緩傾斜とした場合と同様の効果が期待できると考えられる．ただし基礎部は大きく洗掘されることから，補強は必要である．
区間③ (法尻より 30m)	700s 以降に薄く洗掘される．洗掘状況は Case1 の区間④と同様である．つまり，流向が水平であるため，その影響により薄く水平に洗掘されているものと考えられる．
区間④ (法尻より 30m 以遠)	ほとんど洗掘されない．裏法尻部より 30m 以上陸側では，流速が小さくなり洗掘されにくい．これは Case1 と同様の傾向である．つまり，裏法面に流線形を用いることで，基礎部から陸側 20m 区間は裏法緩勾配と同じ効果を，それ以遠は通常の堤防と同様の傾向となる．ただし基礎直近の洗掘量は，他 Case と比べて大きい．

④Case4 ; 流線形+落堀 (固定床) (洗掘形状により、2つの区間に分割)

越流開始(600s)から 100s ごとの洗掘状況を図 4.35 に示す。

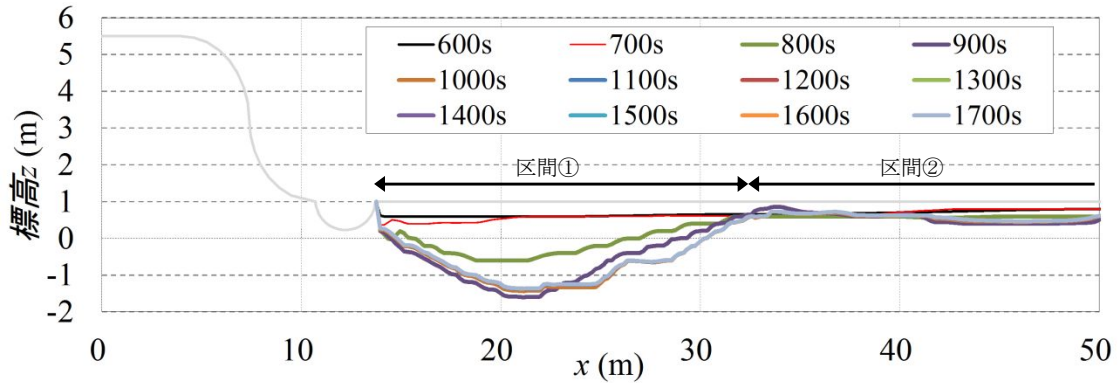


図 4.35 時系列洗掘形状(津波高 L2) (裏法勾配 流線形+落堀(固定床))

洗掘状況から、区間を分割してその現象を考察する。

区間	洗掘状況
区間① (法尻より 20m)	700s までにはほとんど洗掘されないが、その後 900s までには時間の経過とともに順次洗掘され、その後は安定。これは流向が、最初の内は裏法面に沿って流下し、越流が大きくなるにつれて、越流水が直接的に背後地盤に当たることで洗掘が進行していたが、その後洗掘部分に水が溜まり、ウォータークッションの役割を果たしたことで洗掘が抑制されたことによるものである。基礎部の洗掘は、検討 Case の中では一番小さく、また最大洗掘深はほとんど変わらないものの、最大洗掘位置は Case2 と同様に基礎部から陸側に遠ざけることが可能となっており、その洗掘の勾配も緩いことから、検討ケースの中では、津波越流 (L2 津波) に対し最も粘り強い形状であると言える。
区間② (法尻より 20m 以遠)	ほとんど洗掘されない。 裏法尻部より 20m 以上陸側に離れると、落堀の効果により越流水の流向が強制的に変化させられることで、流速が小さくなり、洗掘されにくくなっていると考えられる。

⑤Case5；流線形+落堀（移動床）（洗掘形状により、4つの区間に分割）

越流開始(600s)から 100s ごとの洗掘状況を図 4.36 に示す。

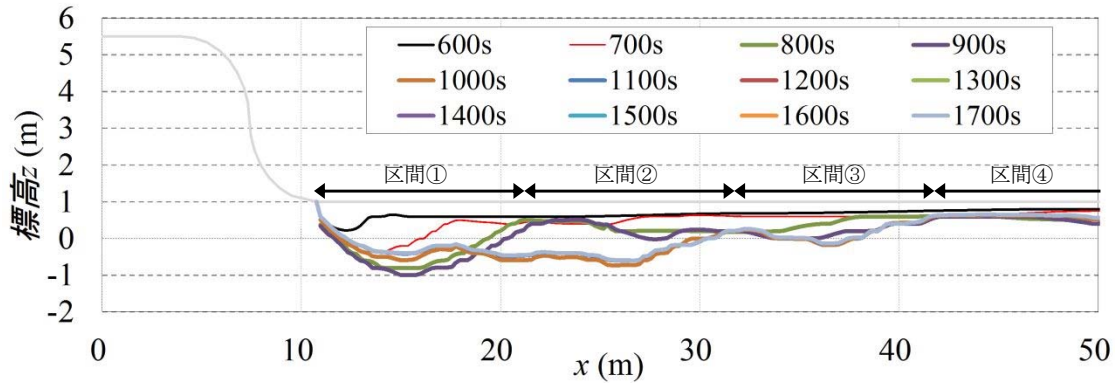


図 4.36 時系列洗掘形状(津波高 L2) (裏法勾配 流線形+落堀(移動床))

洗掘状況から、区間を分割してその現象を考察する。

区間	洗掘状況
区間① (法尻より 10m)	900s までは順次洗掘されるが、その後は安定。越流が無くなると若干埋め戻される。これは流向が、越流開始直後では裏法面に沿って流下し、越流深が増大に伴い越流水が直接的に背後地盤に当たり洗掘が進行したが、その後洗掘部分に水が溜まり、ウォータークッションの役割を果たしたことで洗掘が抑制されたことによるものである。Case1 と比較すると、基礎部直近の洗掘深も小さくなっており、洗掘形状は裏法勾配を緩傾斜とした Case2 と酷似している。
区間② (法尻より 20m)	900s まではほとんど洗掘されないが、その後時間の経過とともに順次洗掘される。最終洗掘形状は、区間①と同程度である。1400s 以降に洗掘が進んでおり、この区間の土が区間①へ埋戻されたこととなる。つまり区間①にできた洗掘箇所が水が溜まり、ウォータークッションの働きをしたことで、その直背後部分の洗掘は抑制されたが、越流が無くなると、陸から堤防側への流れが発生し、それにより埋め戻された。これは Case2 の区間③の現象と酷似している。
区間③ (法尻より 30m)	700s 以降に薄く洗掘される。この区間の現象は、Case3 の区間③と同様である。つまり、流向が水平であるため、その影響により薄く水平に洗掘されているものと考えられる。
区間④ (法尻より 30m 以遠)	ほとんど洗掘されない。裏法尻部より 30m 以上陸側に離れると、流速が小さくなり、洗掘されにくくなっている。

以上より、基礎部の洗掘を抑制でき、かつ最大洗掘位置を陸側に遠ざけることのできる“Case4；流線形＋落堀（固定床）”が、堤防の粘り強い化には最適であることがわかった。また従来より粘り強い化として効果があるとされている“裏法緩傾斜化（Case2）”については、一定の効果が期待でき、それと同等の効果が期待できる形状として、“裏法形状を流線形（Case3）”や“流線形＋落堀（移動床）”であることがわかった。ただし流線形のみの場合（Case3）には、基礎部付近の洗掘量が大きくなることから、基礎を大きくするなどの対策を同時に施す必要があることもわかった。なおこれらは洗掘形状や時系列の洗掘状況について考察したものである。

次に津波高を 0.6 倍とした場合の解析結果を示すが、流線形＋落堀(落堀は洗掘なし)のケールで洗掘深が小さい他は、裏法面形状の違いによる、洗掘形状の有意な差はみられない。

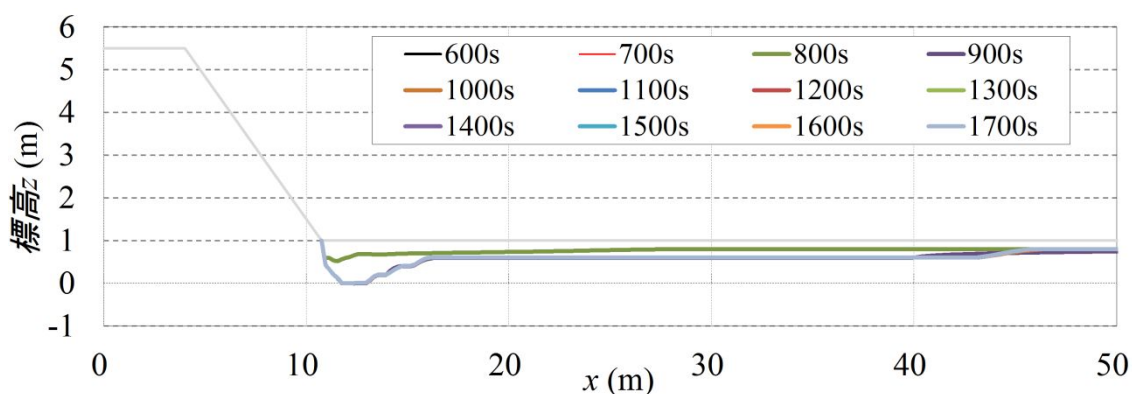


図 4.37 時系列洗掘形状(津波高 $L2 \times 0.6$) (裏法勾配 1 : 1.5)

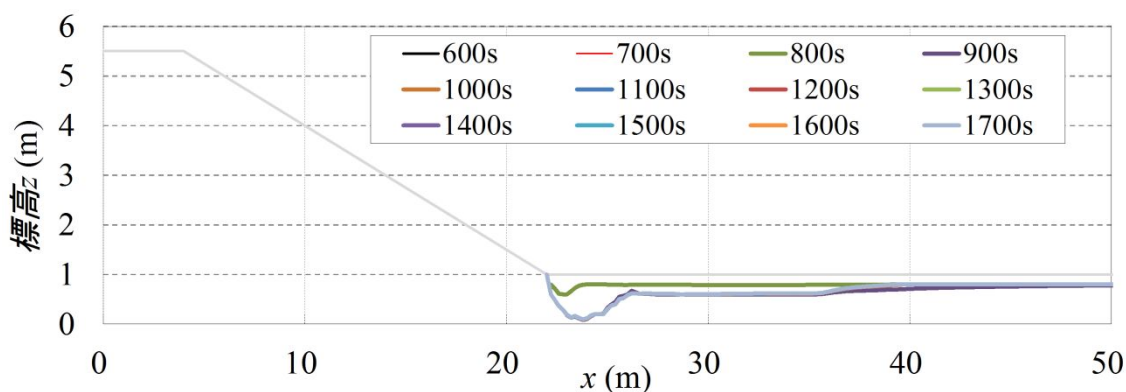


図 4.38 時系列洗掘形状(津波高 $L2 \times 0.6$) (裏法勾配 1 : 4)

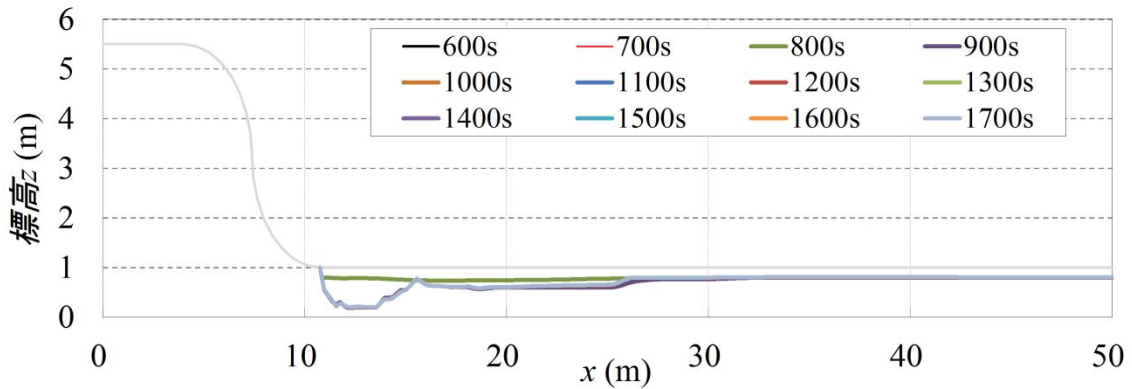


図 4.39 時系列洗掘形状(津波高 $L2 \times 0.6$) (裏法勾配 流線形)

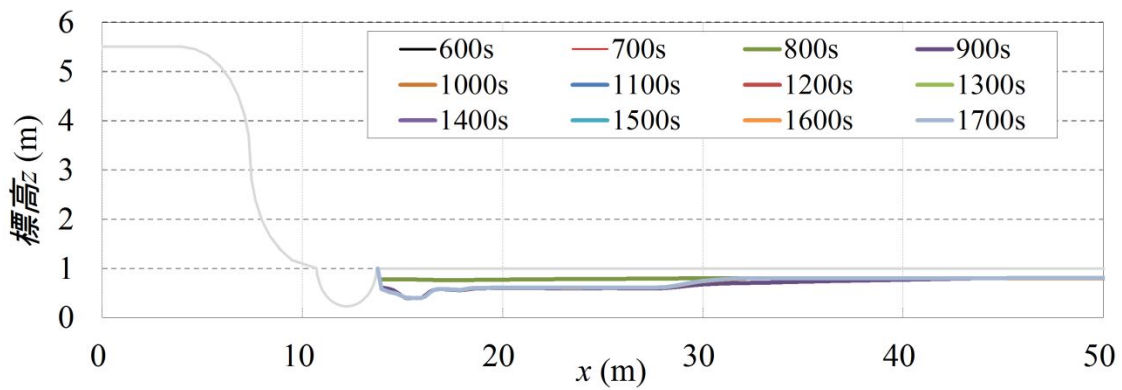


図 4.40 時系列洗掘形状(津波高 $L2 \times 0.6$) (裏法勾配 流線形+落堀(固定床))

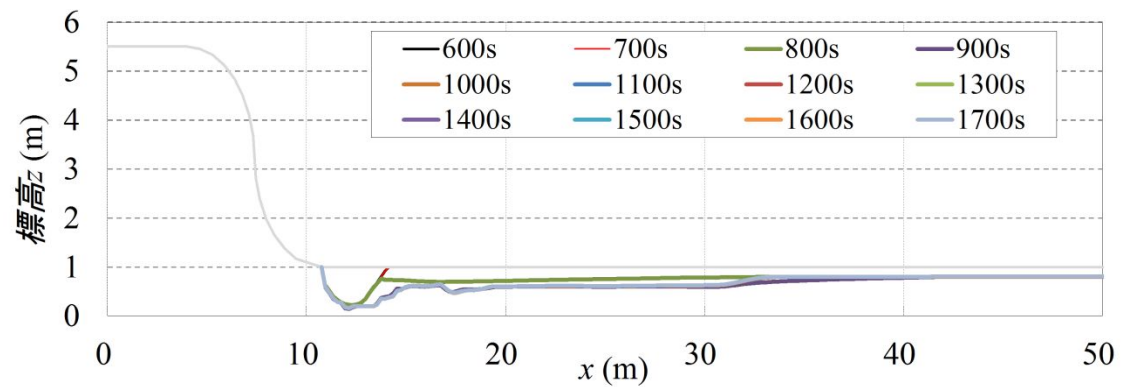


図 4.41 時系列洗掘形状(津波高 $L2 \times 0.6$) (裏法勾配 流線形+落堀(移動床))

裏法形状の違いによる裏法尻基礎付近の洗掘状況は、 $L2$ 津波ではその違いが顕著であったが、 $L1$ 津波では $L2$ 津波ほどの違いが見られなかった。

3) 結論

CADMAS-SURF の洗掘モデルを用いて、津波越流により裏法尻から陸側での、裏法面形状の違いによる洗掘形状の変化を時系列的に見ることで、以下のような結論を得た。

- 裏法勾配が 1 : 4 の緩傾斜の場合と、流線形のみを用いた場合では洗掘形状が似ており(広く浅くなっている)、最終洗掘形状だけを見ると、流線形では裏法尻部付近において海側への弱い流れを形成することで、洗掘の拡大を抑制できるように見えるが、基礎部付近における最大洗掘量は検討ケースの中で最も大きくなるため、基礎を大きくするなどの対策が必要であることがわかった。
- また裏法勾配が 1 : 4 の緩傾斜の場合(Case2)と流線形のみの場合(Case3)および流線形+落堀(落堀移動床)の場合(Case5)は、L2 津波において津波越流に伴いある時間で最大洗掘深に達するが、その後越流水深の減少とともに陸側から堤防側へ向かう戻り流れにより、土砂で埋め戻される現象が起こることがわかった。
- 流線形+落堀(落堀固定床)場合では、最大洗掘深は大きいもののその発生位置が裏法尻から離れて陸側になっており、洗掘される勾配も緩やかであること、また基礎部直近での洗掘量は最少となることを勘案すると、基礎の洗掘による堤防の崩壊を抑制でき、最も粘り強い構造となっていることがわかる。
- 流線形+落堀(落堀移動床)場合では、流線形や裏法緩勾配の場合と似ているが、全体的に洗掘深は浅くなっており、特に法尻基礎部での洗掘深が小さくなっている。つまり堤防基礎背後に落堀のような水辺空間を作る方が、堤防を粘り強くし、防災面にとって良い効果が期待できることがわかった。
- 津波高を L2×0.6 倍とした場合では、構造形式の違いによる洗掘深への影響はないことがわかった。ただし津波高を L2×0.8 倍とした場合には、裏法勾配を 1 : 4 の緩傾斜とした場合が、鉛直流速が他ケースに比べて大きくなることで洗掘深も大きくなることに留意が必要である。このように数値解析を行う場合の留意点としては、洗掘の最終形状だけに着目するのではなく、時系列的变化をきちんと把握する必要があることがわかった。

これらの結果より、津波越流時での堤防の粘り強さについては、流線形+落堀(固定床)が最も期待でき、次いで流線形+落堀(移動床)、裏法緩勾配(法勾配 1 : 4)の順であることがわかった。これまで鳩貝ら⁵⁾を始め、数多くの研究者が津波越流に対する堤防の粘り強い構造として裏法緩勾配を推奨してきているが、本研究で実施したように、裏法面形状を流線形としまたそれに落堀を付加させることで、従来の堤体幅を変えずにそれと同等以上の効果が期待できることが解明できた。同時にこの落堀を活用してエコ機能を付加させることもでき、防護・環境・利用の調和が可能となる断面形式が究明できた。

4.3. エコ機能の付加

4.3.1. 背景(海岸法, ECO-DRR, グリーンインフラ等)

前節までは、堤防の裏法形状を工夫することで、超過外力となる巨大津波に対する粘り強い構造形式について検討し、一定の結論を得たが、実際の施設整備にあたっては、現行の海岸法に照らして実施する必要がある。

現行の海岸法²²⁾の理念は以下の通りとなっている。

【海岸法第一条】

この法律は、津波、高潮、波浪その他海水又は地盤の変動による被害から海岸を防護するとともに、海洋環境の整備と保全および公衆の海岸の適正な利用を図り、もって国土の保全に資することを目的とする。

【海岸法第二条】

この法律において「海岸保全施設」とは、第三条の規定により指定される海岸保全区域内にある堤防、突堤、護岸、胸壁、離岸堤、砂浜（海岸管理者が、消波等の海岸を防護する機能を維持するために設けたもので、主務省令で定めるところにより指定したものに限り。）その他海水の侵入又は海水による侵食を防止するための施設（堤防又は胸壁にあっては、津波、高潮等により海水が当該施設を越えて侵入した場合にこれによる被害を軽減するため、当該施設と一体的に設置された根固工又は樹木（樹木にあっては、海岸管理者が設けたもので、主務省令により指定したものに限り。）を含む。）をいう。

海岸法²²⁾では、海岸保全施設としての堤防整備にあたっては、「防護」のみならず「環境」や「利用」についても配慮することとしている。

またグリーンインフラストラクチャーや ECO-DRR (Ecosystem-based Solution for Disaster Risk Reduction) などのように、生態系を基盤とした防災・減災対策の考え方が定着しつつあり、わが国においても 2011 年の東日本大震災以降、環境省が中心となって、世界国立公園会議や生物多様性条約締約国会議等でその重要性について積極的な発言を行っているところである。例えば仙台市では、「Eco-DRR に関する仙台宣言」として、今後の防災・減災対策には、土木技術によるインフラの利点を生かしつつ、Eco-DRR の考え方を積極的に取り入れていくこととしている。

このように、現海岸法の理念とグリーンインフラストラクチャーや Eco-DRR 等の生態系を活用した防災・減災対策という概念はほぼ一致するものであり、今後の構造物への粘り強さの付加方法として、生態系の活用を工夫することは極めて重要であると考えられる。

4.3.2. 減災効果事例（防潮林，落堀）

自然本来が持つ機能を活用する形で，防潮林や落堀による津波減衰効果については，以下の通りの事例がある．

(1) 防潮林

防潮林の減災効果とその限界に関しては，首藤²³⁾の報告によると，津波浸水深が3mまでであれば漂流物を阻止することや流勢を緩和することができるとしている．また坂本ら²⁴⁾によれば，浸水深が4m程度であって，先の首藤²³⁾が示した漂流物捕捉に十分な幅としての150m以上を有していたが，今次津波では船舶などの大型の漂流物が流入したことで，立木本数密度の大きさに関係なく防潮林が170mまでなぎ倒されたとしている．ただし実際には，海岸林の幅が200m以上もあり，海岸林を構成するクロマツはなぎ倒されながらも漂流物を捕捉したとしており，防潮林の減災効果が確認された．

(2) 落堀

落堀の津波抑制効果については，常田ら⁷⁾などの報告より，その可能性について言及されている．また渡邊ら²⁵⁾などによれば，今次津波に対し，現地調査より津波浸水高を減衰させる効果を明らかにし，水理実験により越流量を減少させる効果についても検証している．谷本ら⁸⁾によれば，落堀の津波抑制効果の可能性をより定量的に解明するため，現地調査により落堀形成の実態(形状や規模などの構造特性等)を明らかにしている．これによれば，落堀幅：最大洗掘深＝1：0.27であり，また裏法高(比高)：洗掘断面積＝1：12.5であるとしている．

これらの知見と，先の“図4.19 a) 津波越流による洗掘状況(L2津波)”のCase1とを比べると，洗掘幅は約10mであり最大洗掘深が約2mであることからおおむね一致している．同様に裏法高は4mであり洗掘断面積は約50 m²であることからほぼ一致していることとなり，ここでも先の洗掘モデルの検証の一つができたと言える．

また谷本ら⁸⁾は，東日本大震災での津波越流により落堀が形成されなかった場合について，地盤の抵抗性が高い箇所であると指摘している．その事例によれば，侵食に対する抵抗性を高めるのに有効な手段として，地表面の植生や礫質土の存在を指摘している．

4.3.3. 新しい設計思想に基づく多機能型海岸堤防の提案

1) 現状での環境面等への配慮方針と問題点

「宮城県沿岸域河口部・海岸施設復旧における環境等への配慮の手引き」(平成 24 年 3 月)(東北地方整備局・宮城県)²⁶⁾では、災害復旧に係る堤防工事(河川は 44 河川, 海岸堤防は約 60km)において、長大な構造物を短期間に整備することから、景観面, 環境面, 利用面で配慮すべき事項を以下に示す。

- 景観への配慮方針：適切な視点場の設定, 堤防の位置・線形における景観配慮, 堤防の構造形式における景観配慮, 堤防の法面処理等における景観配慮, 樹木等の活用における景観配慮, 水門等における景観配慮。
- 環境への配慮方針：震災後の自然環境の把握, 配慮事項の検討, モニタリング調査の実施, 配慮事項の評価。
- 利用への配慮方針：地域の利活用に配慮した堤防の活用, 利便性や地域の日常利用に対する配慮, 環境保全への配慮。

これらの内、特に景観への配慮事項としては、以下の通り様々な配慮事項が盛り込まれている。

- 長区間の直線的な連続を避け、構造物はシンプルな構造とする。
- 堤防設置にあたっては、なるべく一連の構造とすることを基本。
- 長大で単調な景観にならないよう配慮する。
- 堤防の見えの高さや圧迫感を軽減する。
- 構造物の立ち上がりやコンクリート面の連続を緩和し、高さ感・圧迫感を軽減する。
- 部分的に陸側法面全体に覆土・張芝等を行い、印象の軽減を図る。

以下に宮城県七ヶ浜町の菖蒲田海岸の整備状況写真を示す。堤防背後には部分的に植樹が施されており、環境面や景観面に配慮した整備が実施されている。



写真 4.1 菖蒲田海岸(七ヶ浜町)の様子(2017 年 4 月 4 日)

しかし一方で、環境面への配慮については、①堤防位置は災害復旧であることから原則原位置復旧であること、②平成 28 年度までモニタリング調査を行い配慮事項を評価することとしているが、堤防設置での生息環境改変による生態系への影響が出た場合の対処はどのように行うかが不明瞭であること、③堤防設置位置が、その地固有の環境において適切かどうかの判断基準が不明瞭であること、④震災後、新たに形成された生態系に対する配慮方法が不明瞭なことなど、復旧工事と生態系形成・回復との時間スケールの違いに配慮した方針とはなっていないのが現状である。

また環境面については、「生態系が語る東日本大震災」²⁷⁾では、東日本大震災により改変された海岸エコトーン^{注)1}での環境について、防災と環境の両立の重要性を指摘している。

そこで今回の復旧工事では、最大クラスの津波に対する海岸堤防の粘り強さの付加方法の一つとして、堤防背後に腹付け盛土を行い植樹する方法を提案しているが、これは新たな非海浜性の植物の侵入をもたらし、もともとその地域の生物が持っていた遺伝子が交雑により変化する遺伝子汚染を引き起こす危険性があると考えられる²⁷⁾。また堤防設置位置による生態系への影響についても、「河川・海岸構造物の復旧における景観配慮の手引き」²⁸⁾には、人工構造物の設置と健全な生態系形成の概念が記されている。

このように、地震や津波により海岸堤防が被災・倒壊した場合には、その土地に形成されていた固有のレジリエント(回復力)と生物種に負の影響が起こるだけでなく、更に人工構造物であるコンクリートによる長大な堤防や背後盛土を設置することで、被災後の短期間で新たに形成された健全な海浜環境を、人為的に改変させてしまう場合もある。したがって被災地における堤防等の復旧にあたっては、防護のみに重点を置くのではなく、海岸における堤防周辺のエコトーン^{注)1}の保全を図り、固有のレジリエント(回復力)と生物種、景観を併せ持つ健全な生態系の存続を優先させることに配慮することは重要であると考える(図 4.42 参照)。

自然災害により一端被災してしまった場合の施設整備の難しさを勘案すれば、現状の施設を最大級の外力に対しても倒壊せず粘り強く残存できる施設へ改変していくことは、「人命を守る」だけでなく「人命の防護と生態系の保全」のためにも非常に重要である。またその土地本来の生態系が持ち合わせている回復力と多機能性を尊重し、賢く利活用するためにも、海岸堤防の粘り強い化は必要不可欠である。

注)1：生態学において、陸域と水域、森林と草原など、異なる環境が連続的に推移して接している場所。一般に、生物の多様性が高いことで知られる。

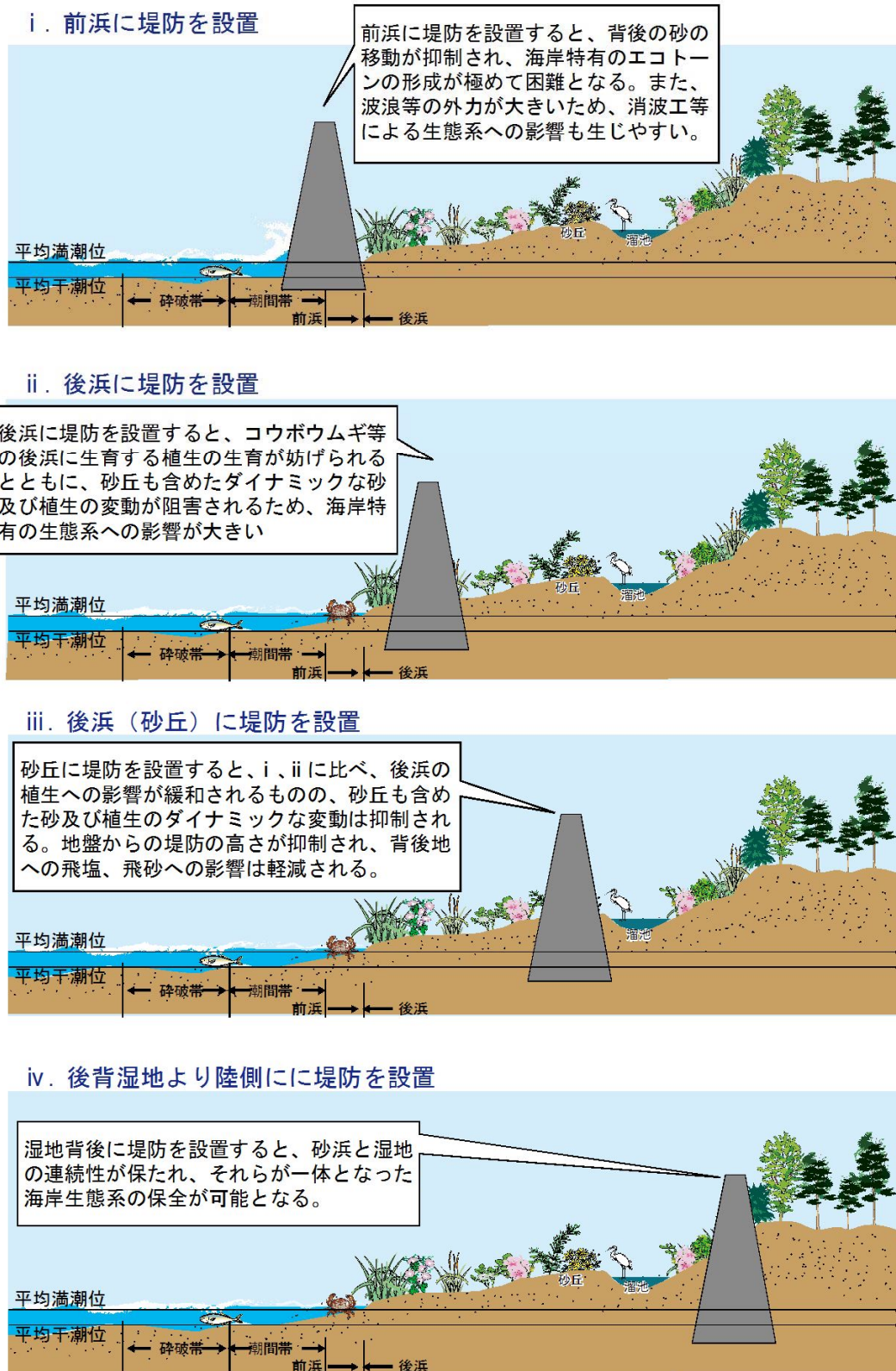


図 4.42 堤防の設置と生態系への影響の関係²⁸⁾

2) エコ機能の付加方法

被災した海岸堤防の復旧では、「健全な生態系と人工構造物のベストミックスの追求」、つまり講じられた保全対策が、①現地植生保全エリアの設置、②種子や根茎を含んだ表土の現地内陸部への仮移植、③根茎の系外(現地から遠い場所)での仮移植、④種子の保存および播種による育苗である必要がある。このように複数の対策を講じることで、海浜植物絶滅のリスクの軽減を図る。

しかし、ここではこれら被災後の対策ではなく、事前に海岸堤防に環境面での機能を付加させることで、より粘り強い構造に改造する方法について検討する。

これまでの本研究では、強大な津波外力に対し、裏法面形状を流線形とし、裏法尻背後に落堀を設置することで、越流後の流れ(圧力)に対抗することなくスムーズに通過させることが可能であり、堤防の主な被災原因であった裏法尻の洗掘抑制に有効であることを解明してきた。ここではその落堀部分の活用方策について、環境面(エコ機能)の付加方策をこれまでの様々な観点から検討することとする。

①堤体幅に見るエコトーンの維持

現在、仙台湾南部海岸で進められている堤防は、法面勾配が表裏ともに1:2であり、これを非被災地での現状の堤防の一般的な形状に当てはめると、図4.43のイメージとなる。

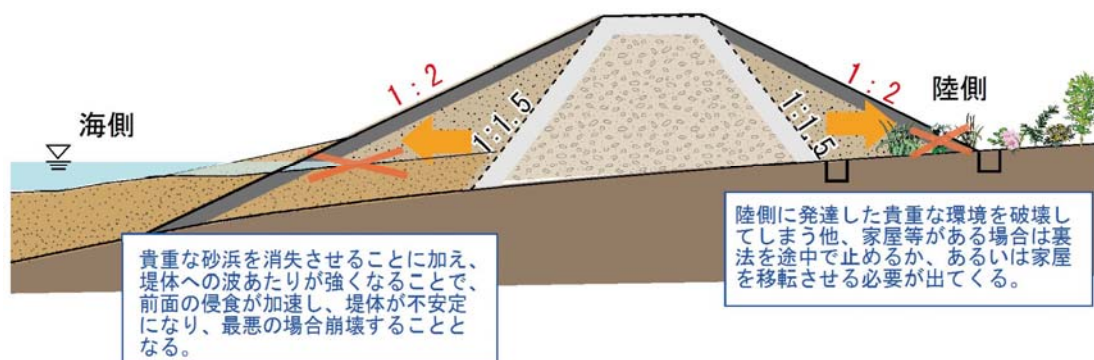


図 4.43 非被災地における現況堤防と仙台湾南部海岸復旧堤防

この場合は、大きく2つの問題点が考えられる。

1つ目は、現況の堤防法線を維持した場合、堤防前面に存在する貴重な砂浜を消失させることとなり、長い年月をかけて形成された生態系を破壊してしまう。さらに、堤防の法先を海側に持っていくことで波あたりが強くなり、基礎洗掘を助長させてしまい、構造物が不安定化しかねない。2つ目は、陸側部に発達した生態系を人為的に破壊してしまうだ

けでなく、沿岸部に多くみられるように民家等が隣接している箇所では、その土地利用に支障を来す恐れがあり、現実的には設置は困難と言える。

一方、本研究において提案している粘り強い断面のイメージを、図 4.44 に示す。

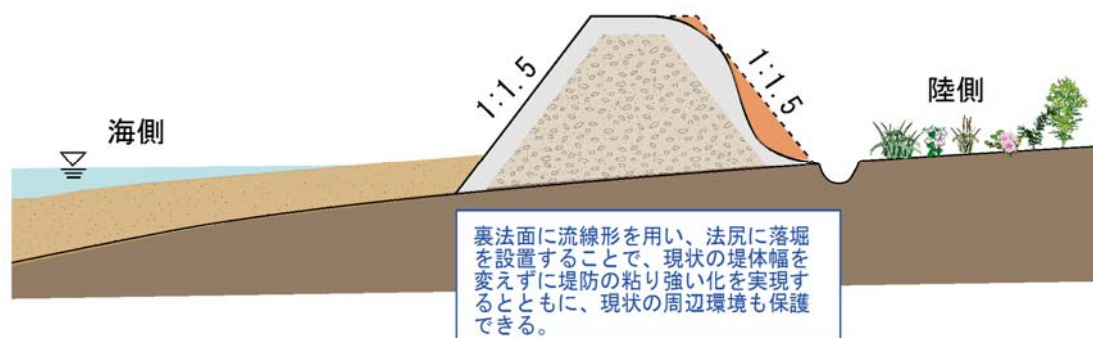


図 4.44 エコ機能を有する耐津波堤防イメージ図

本研究で粘り強さの有効性を示した、裏法面に流線形を用い裏法尻部には落堀をあらかじめ設置しておく断面イメージである。

この堤防形式を採用することで、防護面での粘り強い化の機能アップに加え、環境面でも現状のエコトーンを維持することができ、また落堀部に新たな環境要素を付加できる可能性を持っていると言える。これにより、防護+環境+利用の多機能型海岸堤防の実現が可能となる。

前節では、落堀までを固定床（コンクリート）とした方が、津波越流に対する裏法尻基礎部の洗掘抑制には効果があることが分かっている。しかしこのような落堀を現地に設置した場合、常時水が存在しているわけではなく、台風による越波時あるいはある程度の降雨時に水が溜まる他は、ほとんどの時期には干上がってしまう可能性がある。

またエコ機能の付加については、復旧が進む東北でも定量的なその効果の評価は難しく、検討が進んでいないのが現状である。したがって本研究では、エコ機能については定性的な評価を行うものとし、提案断面に対するエコ機能の付加方法については、裏法面と落堀部に分けて検討を行う。

裏法面部におけるエコ機能としては、堤体外の工夫としてコンクリート表面への種子の吹き付けによる緑化が考えられる。堤体自体の工夫としては、アミノ酸コンクリート²⁹⁾注²の使用による法面緑化の推進や化粧型枠による景観面への配慮なども考えられる。

落堀部においては、落堀に水が常時ある場合には水生生物や植物などによりエコ機能が期待できる。落堀に水が無い場合には、籠自体に種子を吹き付けて緑化を促進させるかあるいは、落堀を地下水位(月の半数くらい水が出る程度)まで掘り下げて生態系を創出することが有効と考えられる。

このように落堀部は、コンクリート構造とせず、土あるいは石材を用いる構造とすることが望ましいと考えられる。ただし落堀部は、海岸堤防において排水溝としての機能も期待していることを勘案すると、常時における形状維持は不可欠であることから、土を基本とすることは難しい。また先の谷本ら⁸⁾によれば、越流水に対する地盤の侵食の抵抗性を高めるためには、植生や礫質土のような抵抗性のあるものが有効であることが分かっている。一方、堤体の粘り強さを発揮させるためには、津波越流による作用流速に対しても形状が維持できる、つまり材料が安定性を維持できる構造としておく必要がある。

したがってここでは、落堀部において礫質土の代わりに蛇籠等に詰めた石材を用いることを考え、安定性の評価を行った。

「港湾基準」³⁾pp561-562によれば、流れに対する石の所要重量は以下の式により求めることができるとしている。

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U_d^6}{48 g^3 (y_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (4.5)$$

ここに、

M : 捨石等の安定質量 (t)

ρ_r : 捨石等の密度 (t/m³)

U : 捨石等の上面における水野流れの速度 (m/s)

g : 重力加速度 (m/s²)

y : イスバッシュ (Isbash) の定数 (埋め込まれた石にあつては 1.20, 露出した石にあつては 0.86)

S_r : 捨石等の水に対する比重

θ : 水路床の軸方向の斜面の勾配 (°)

注)² : コンクリートにアミノ酸の一種であるアルギニン²⁹⁾を混和した環境新素材のこと。海中ではコンクリートに混和したアルギニンがゆっくりと溶け出し、コンクリート表面に微細藻類の生長を早めることで、コンクリートの表面を起点とした新たな食物連鎖が期待できる。徳島大学、味の素㈱、日建工学㈱で共同開発された。

式(4.5)のうち、津波越流に伴い時系列的に変化するのは流速(U)と越流水と材料がなす角度(θ)であるが、その設定については、越流最大時が最も材料の安定性上条件が不利となることから、その時点での値を抽出することとした。

落堀部における津波越流時の最大流速は、先の計算結果より 5.0m/s 程度であり、その場合に θ は 28° 程度であり、必要重量は 3.5t となる。したがって、3.5t 以上の重量となる石詰め蛇籠等を使用することで、津波越流時においても落堀部の安定性が確保でき、堤防全体の粘り強さが確保されると考えることができる。ただしこれらは数値解析のみに基づく知見であることから、実際の使用にあたっては、今回提案した断面形状の粘り強さの有効性と落堀の安定性について、模型実験により確認しておく必要があると思われる。

ここで、今回提案する“流線形+落堀”堤防（以下、“流線形型堤防”と表記する）と、加藤ら¹⁸⁾が提案する断面(図 1.1 参照)を比較すると以下の通りとなる。

図 4.45 には、一般的は海岸堤防(法面勾配 1:1.5, 天端幅 4m)を 1m 嵩上げた場合の改良断面を示す。

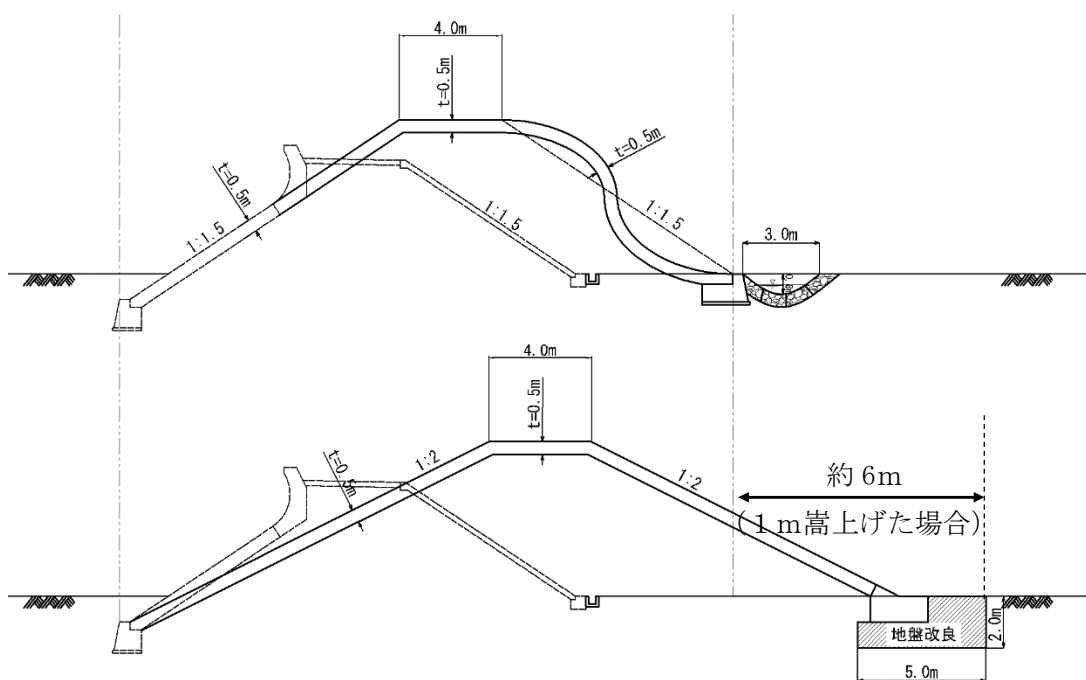


図 4.45 断面改良による堤体幅の違い

(1m嵩上げた場合)(上側：流線形型断面，下側：国交省断面)

現地盤高 T.P. $\pm 0.0\text{m}$ 、天端高 T.P. $+5.0\text{m}$ とした断面に対し、1m嵩上げた場合には、裏法尻で約 6mの差が生じる。また工事費を比較すると、イニシャルコストで約 37%、ランニングコストで約 82%のコスト削減効果が期待できる。

表 4.9 流線形型堤防への改良費用(直接工事費)

工種			単位	数量	単価(千円)	金額(千円)	備考
構造物撤去工	コンクリート構造物取り壊し	無筋	m3	2.6	15.0	39.0	波返し、天端被覆
	床掘		m3	1.2	0.5	0.6	
土工	埋戻し		m3	0.0	1.0	0.0	
	盛土	購入	m3	28.8	3.0	86.4	
表法被覆工	コンクリート		m3	2.9	30.0	87.0	
	砕石	t=0.3+0.2	m3	2.9	3.0	8.7	基礎砕石+基礎栗石
	均し		m2	5.7	5.0	28.5	
天端工	コンクリート		m3	2.0	30.0	60.0	
	砕石	t=0.3+0.2	m3	2.0	3.0	6.0	基礎砕石+基礎栗石
	均し		m2	2.0	5.0	10.0	
裏法被覆工	コンクリート(流線形)		m3	5.9	50.0	295.0	L=11.9m
	砕石	t=0.3+0.2	m3	5.9	3.0	17.7	基礎砕石+基礎栗石
	均し		m2	11.9	5.0	59.5	
基礎工	コンクリート		m3	1.4	30.0	42.0	
	砕石		m2	0.2	3.0	0.6	
	均し		m2	0.2	5.0	1.0	
	流線形蛇かご		m3	1.9	10.0	19.0	
						761.0	m当たり

※) 表内の費用は、イニシャルコストを示している。維持管理費用としては、基礎工の蛇かごを10年周期で取り換える費用を見込む。

表 4.10 国土交通省断面への改良費用(直接工事費)

工種			単位	数量	単価(千円)	金額(千円)	備考
構造物撤去工	コンクリート構造物取り壊し	無筋	m3	6.2	15.0	93.0	表法、波返し、天端被覆、裏法(一部)
	床掘		m3	9.1	0.5	4.6	
土工	埋戻し		m3	0	1.0	0.0	
	盛土	購入	m3	52.2	3.0	156.6	
表法被覆工	コンクリート		m3	7.8	30.0	234.0	
	砕石	t=0.3+0.2	m3	7.6	3.0	22.8	基礎砕石+基礎栗石
	均し		m2	15.3	5.0	76.5	
天端工	コンクリート		m3	1.9	30.0	57.0	
	砕石	t=0.3+0.2	m3	1.9	3.0	5.7	基礎砕石+基礎栗石
	均し		m2	3.8	5.0	19.0	
裏法被覆工	コンクリート		m3	6.2	50.0	310.0	
	砕石	t=0.3+0.2	m3	6.2	3.0	18.6	基礎砕石+基礎栗石
	均し		m2	12.3	5.0	61.5	
基礎工	コンクリート		m3	2.5	30.0	75.0	
	地盤改良		m3	7.3	10.0	73.0	
						1207.3	m当たり

※) 表内の費用は、イニシャルコストを示している。維持管理費用としては、地盤改良を供用期間内に一度施工し直すこととし、その場合には基礎工コンクリート撤去・打設および裏法被覆工コンクリート撤去・張替を見込む。

3) エコ機能を期待する落堀形状の違いによる堤防の粘り強い効果の試算
 落堀形状として、落堀幅と落堀高を変化させた場合の津波越流による洗掘形状を比較してみる。
 検討ケースとしては、流線形+落堀(移動床)を基本として、表 4.11 に示す9 ケースとした。

表 4.11 検討ケース一覧

ケース	落堀幅 (m)	落堀高 (m)
Case 1	3.0	0.8
Case 2	3.0	0.8
Case 3	3.0	0.8
Case 4	10.0	1.5
Case 5	10.0	1.5
Case 6	10.0	1.5
Case 7	30.0	3.0
Case 8	30.0	3.0
Case 9	30.0	3.0

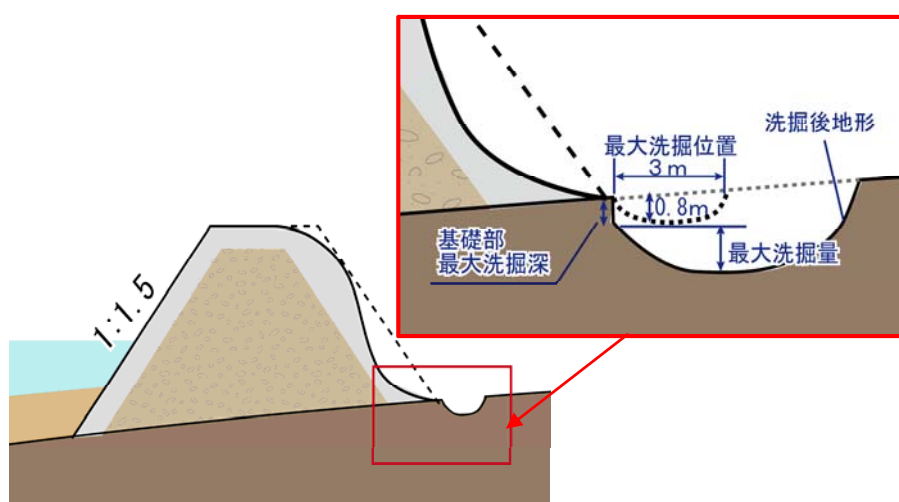


図 4.46 解析ケースイメージ図

各ケースに対し、堤防の粘り強さを比較するため、裏法尻基礎部における最大洗掘深(h1)、最大洗掘深(h2)、最大洗掘位置(d1)について CADMAS-SURF 洗掘モデルを用いて解析した。

これまで検討してきた Case1(落堀幅 3.0m, 落堀高 0.8m)での計算結果を基本に各ケースでの比を合わせて算出した結果を表 4.12 にまとめる。また Case6 および Case8 に対して、裏法勾配を既存の 1 : 1.5 と 1 : 2 を追加で検討を実施した。

表 4.12 洗掘状況比較解析結果一覧

ケース	落堀幅 (m)	落堀 高(m)	基礎部最大洗掘深		最大洗掘深		最大洗掘位置		法尻最大波圧 Pa		法尻最大流速 (水平) m/s		法尻最大流速 (鉛直) m/s		備考
			洗掘深	比	最大値	比	基礎からの距離	比	最大値	比	最大値	比	最大値	比	
1	3	0.8	0.662	1.00	1.193	1.00	15.15	1.00	25400	1.00	5.86	1.00	-2.59	1.00	流線形
2	3	1.5	1.167	1.76	0.878	0.74	13.15	0.87	27200	1.07	5.65	0.96	-2.32	0.90	流線形
3	3	3.0													流線形
4	10	0.8	0.657	0.99	1.193	1.00	15.15	1.00	25500	1.00	5.85	1.00	-2.59	1.00	流線形
5	10	1.5	0.826	1.25	0.492	0.41	14.95	0.99	27500	1.08	5.83	0.99	-2.56	0.99	流線形
6	10	3.0	1.216	1.84	0.086	0.07	15.75	1.04	23200	0.91	6.66	1.14	-3.26	1.26	流線形
6-2	10	3.0	1.217	1.84	-0.002	0.00	15.95	1.05	25600	1.01	4.64	0.79	-2.77	1.07	裏法勾配1:1.5
6-3	10	3.0	1.029	1.55	-0.002	0.00	16.15	1.07	21900	0.86	5.36	0.91	-2.29	0.88	裏法勾配1:2.0
7	30	0.8	0.660	1.00	1.190	1.00	15.35	1.01	25800	1.02	5.83	0.99	-2.58	1.00	流線形
8	30	1.5	0.643	0.97	0.569	0.48	29.75	1.96	22700	0.89	6.64	1.13	-3.33	1.29	流線形
8-2	30	1.5	0.664	1.00	0.498	0.42	14.95	0.99	24900	0.98	4.70	0.80	-2.92	1.13	裏法勾配1:1.5
8-3	30	1.5	0.590	0.89	0.537	0.45	31.95	2.11	18800	0.74	6.46	1.10	-3.21	1.24	裏法勾配1:2.0
9	30	3.0	0.908	1.37	0.310	0.26	35.55	2.35	29000	1.14	5.39	0.92	-2.16	0.83	流線形

表内の着色は、Case1(落堀幅 3.0m, 落堀高 0.8m)と比較して、粘り強くなっているものが青色、脆弱化しているものを黄色とした。

津波越流に伴う堤防の崩壊メカニズムを考える場合、最も着目すべきは裏法尻基礎部の洗掘であり、その洗掘量を抑えることが堤防を粘り強くすることに繋がる。また津波の越流は、ある程度の時間継続して起こることから、最大洗掘深とその発生位置にも着目する必要がある。

落堀幅ごとに、落堀高を変化させた場合について考察する。

①落堀幅 3.0m の場合(Case1, 2, 3 の比較)

落堀高を 3.0m とした場合は、砂の安息角との関係から計算が不安定になるため検討から除外した。Case1, 2 を比較すると、Case2 の方が基礎部における最大洗掘深が大きいこと、最大洗掘深は小さいが最大洗掘位置が基礎の近く落堀の形状がCase1 に比べ急勾配になっていることを勘案すると、Case1 の方が粘り強い形状であると言える。

②落堀幅 10.0m の場合(Case4, 5, 6 の比較)

まず Case1 と Case4~6 を比較する。Case1 と Case4 に明瞭な差は見られないことから、落堀高が 0.8m の場合は落堀幅の違いによる洗掘への影響はほとんどないものと考えられ

る。次に Case4～6 を比較する。Case4 に対し Case5 および Case6 とともに基礎部最大洗掘深は大きく、特に Case6 が顕著である。一方最大洗掘深は Case6, 5 の順で小さくなり、Case6 が極端に小さい。また最大洗掘位置については各ケースで大差は無いが、Case6 が基礎から最も離れた位置で最大の洗掘が起こっていることとなる。以上を勘案すると、裏法尻基礎を大きくできれば、Case6 が最も粘り強い形状であると言える。

③落堀幅 30.0m の場合 (Case7, 8, 9 の比較)

まず Case1 と Case7 を比較する。両者に明瞭な差は見られないことから、落堀高が 0.8 m の場合は落堀幅の違いによる洗掘への影響はほとんどないものと考えられる。次に Case7～9 を比較する。Case7 と比べ基礎部最大洗掘深は Case8 がやや小さく、Case9 が大きくなっている。一方最大洗掘深は Case9, 8 の順に小さく、最大洗掘位置は Case9, 8 の順で大きい。以上を勘案すると、Case8 でも Case1 に比べて粘り強いが、裏法尻基礎を大きくできれば Case9 が最も粘り強い形状であると言える。

最後に落堀高ごとに、落堀幅を変化させたケースを比較する。

①落堀高 0.8m の場合 (Case1, 4, 7 の比較)

各ケースを比較すると基礎部最大洗掘深、最大洗掘深、最大洗掘位置はいずれもほとんど差がない状況である。

②落堀高 1.5m の場合 (Case2, 5, 8 の比較)

各ケースを比較する。基礎最大洗掘深と最大洗掘位置を見ると、Case2, 5 と 8 では傾向が異なっている。また最大洗掘深については、各ケースともに Case1 と比べて小さくなっている。以上を勘案すると、Case8 が最も粘り強い形状であるといえる。

③落堀高 3.0m の場合 (Case3, 6, 9 の比較)

Case6 と Case9 を比較する。基礎部最大洗掘深を見ると、Case9 の方が Case6 に比べ 75% 程度となっているものの最大洗掘深は Case6 が極端に少ないことから、基礎の大きさに制限がある場合には Case9 の方が粘り強いが、大きさに制限がない場合には Case6 の方が粘り強いと言える。また最大洗掘深では Case6 が極端に小さく、最大洗掘位置は Case9 が極端に大きいものの、いずれの場合も基礎への安定性に支障をきたさない。以上を勘案すると、基礎の大きさに制限がない場合は Case6 が粘り強い形状であると言える。

次に落堀形状を同じとして、裏法形状を変化させたケースを比較する。

①落堀幅 10m, 落堀高 3.0m の場合 (Case6, 6-2, 6-3 の比較)

いずれのケースも傾向は似ており、裏法形状の違いが粘り強さにあまり影響しないことがわかる。

②落堀幅 30m, 落堀高 3.0m の場合 (Case8, 8-2, 8-3 の比較)

基礎部最大洗掘深を見ると, 裏法勾配 1 : 1.5 の場合を除くケースで小さくなっている. また最大洗掘位置も同様に, 裏法勾配 1 : 1.5 の場合を除くケースで基礎から離れていることから, 流線形および裏法勾配 1 : 2 の場合が粘り強いと言える. 以上より, 落堀形状の大小と裏法形状の違いによる粘り強さの検証については, 裏法勾配を 1 : 2 とした場合と流線形とした場合で同様な効果が期待できることがわかった.

これらをまとめると以下のとおりである.

■基礎の形状を通常のまま変えない場合は, Case8, Case4, Case7, Case1 の順で粘り強い形状であると言える.

■基礎の形状を大きくした場合は, Case6, Case9, Case8, Case5 の順で粘り強い形状であると言える.

次に各ケースの時系列的洗掘状況の変化を，図 4.47～図 4.54 に示す。

Case1～5 までは同様な傾向を示しており，1,400s までは基礎から 5m 程度の位置で最も洗掘が進行し，その後越流深が小さくなるにつれて埋め戻しの現象が起こっている。Case6 は，その”埋め戻し”の現象がほとんど無いことに加え，基礎から 10m 以遠で越流深が小さくなった後も洗掘が進行している。一方 Case7～9 は，落堀幅が 30m と大きいこともあり，各ケースとも異なった傾向を示している。Case7 は Case1～5 と同様に基礎付近で洗掘を受けながら，時間経過と共に基礎に近いところは埋め戻されつつ全体的に洗掘範囲が広がっている。Case8 と 9 は，落堀高を大きくしていくことで，初期形状からの地形変化が小さくなっている。

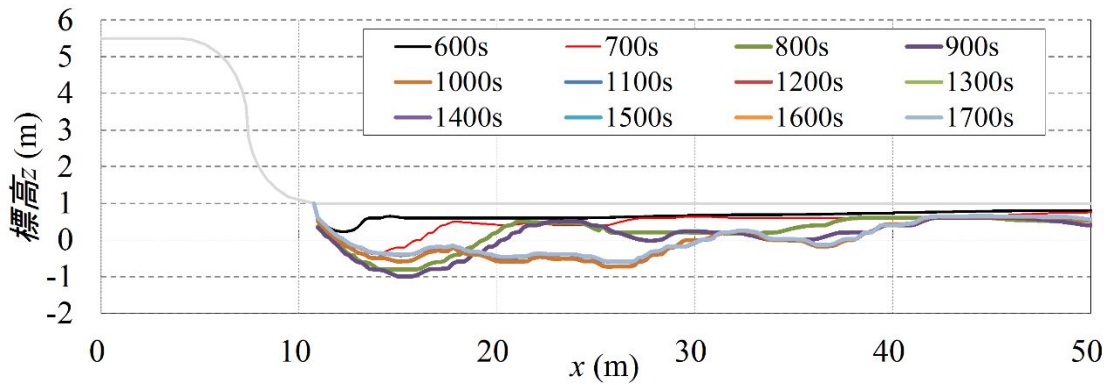


図 4.47 時系列洗掘形状 (Case1) (落堀幅 3.0m, 落堀高 0.8m)

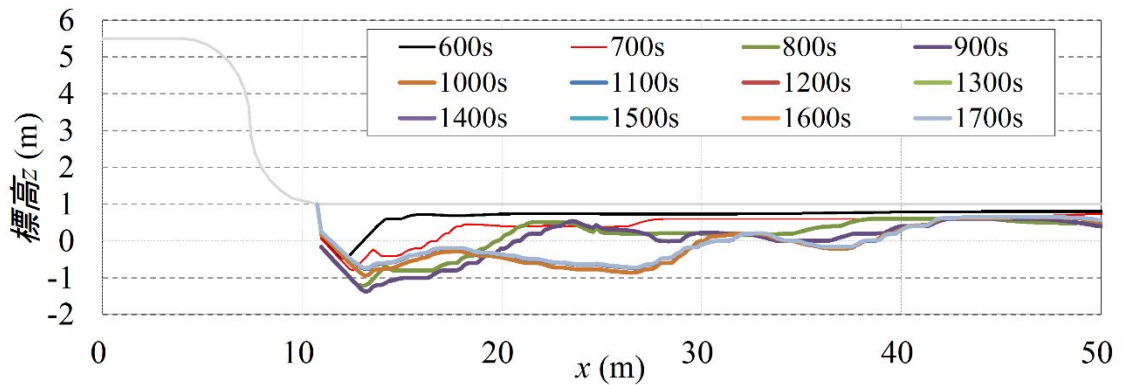


図 4.48 時系列洗掘形状 (Case2) (落堀幅 3.0m, 落堀高 1.5m)

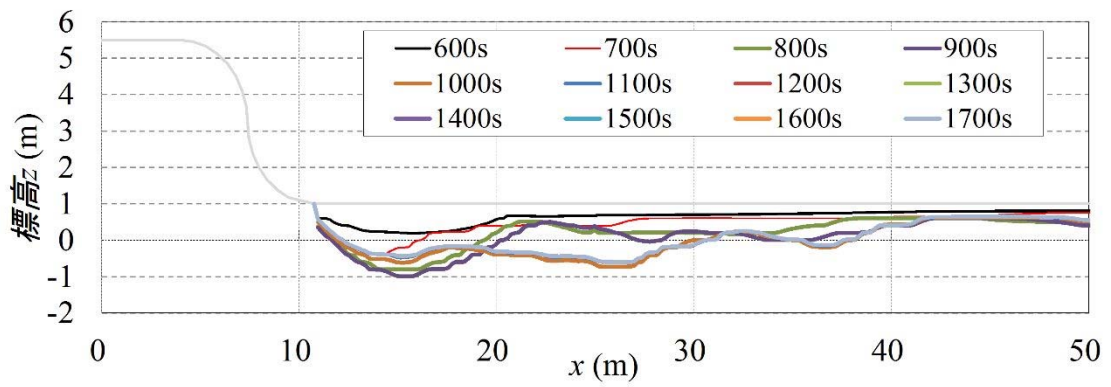


图 4.49 時系列洗掘形状 (Case4) (落堀幅 10.0m, 落堀高 0.8m)

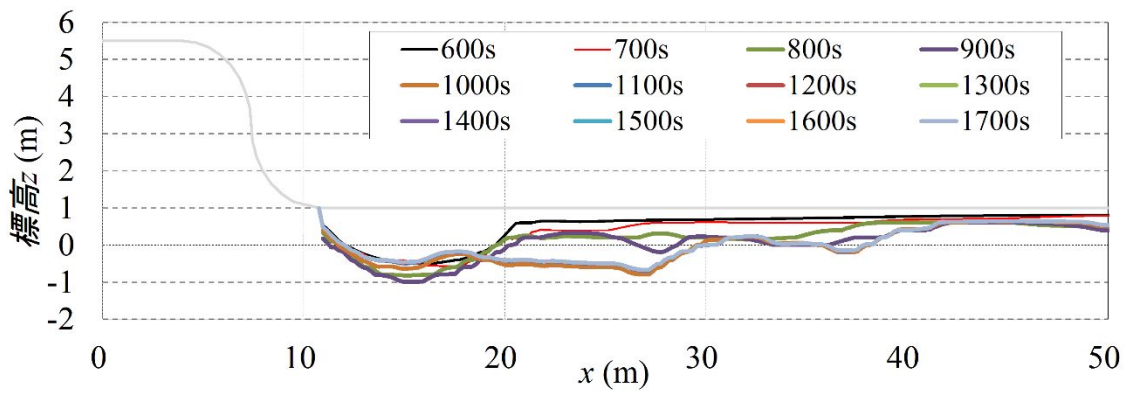


图 4.50 時系列洗掘形状 (Case5) (落堀幅 10.0m, 落堀高 1.5m)

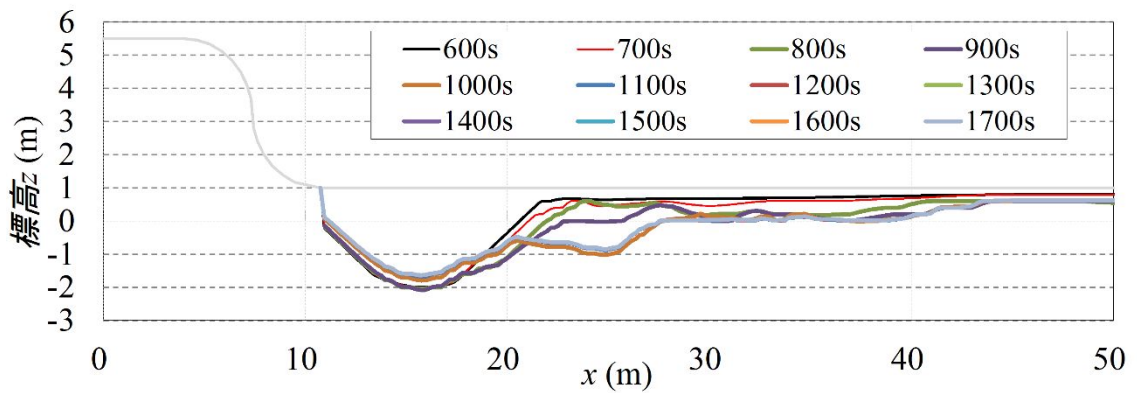


图 4.51 時系列洗掘形状 (Case6) (落堀幅 10.0m, 落堀高 3.0m)

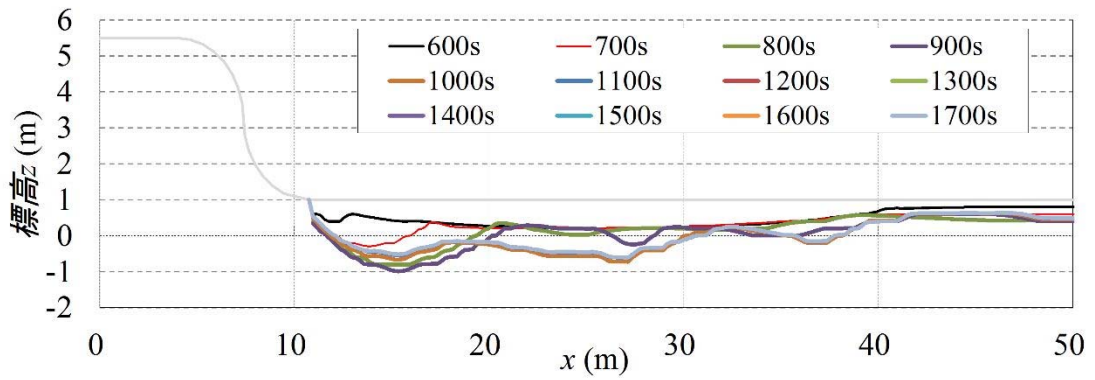


图 4.52 時系列洗掘形状 (Case7) (落堀幅 30.0m, 落堀高 0.8m)

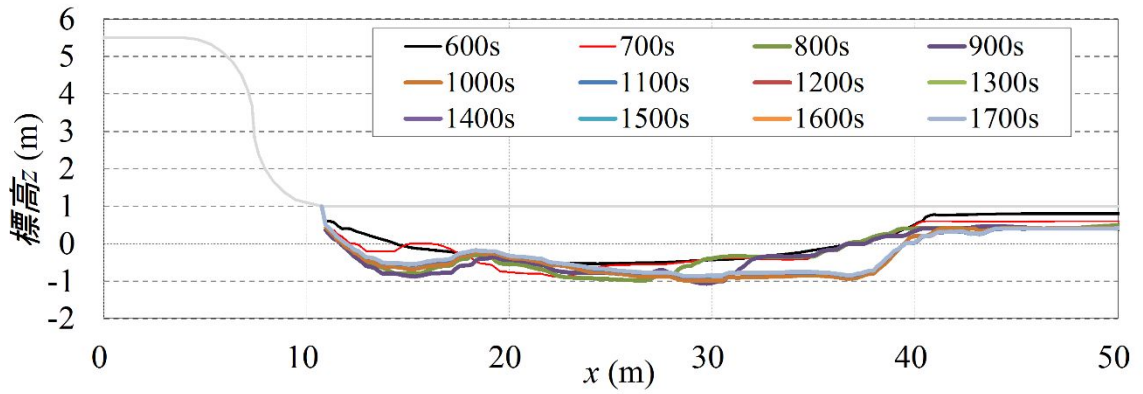


图 4.53 時系列洗掘形状 (Case8) (落堀幅 30.0m, 落堀高 1.5m)

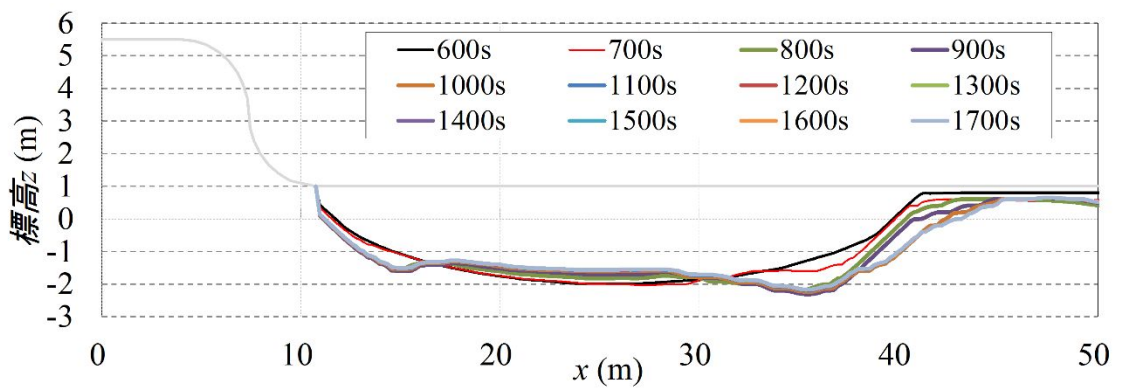


图 4.54 時系列洗掘形状 (Case9) (落堀幅 30.0m, 落堀高 3.0m)

4) 巨大津波襲来時における堤防の粘り強い効果の試算

ここまでは、東日本大震災における岩手南部沖 GPS 波浪計が捉えた津波波形を基本に検討を実施し、裏法面形状を流線形としてその基礎部に落堀(固定床)とすることが、堤防を粘り強くする最も有効な方策であるとの結論に至った。

しかしこれまで今次津波のような巨大外力の発生は予想されていなかったように、今後も今次津波よりも大きな津波の襲来が起こるかもしれない。そこで発生確率こそ低いが、今回考えた堤防の粘り強さが、どの程度の外力まで有効であるかの試算を行ってみることとした。

津波外力としては、先の図 3.2 に示した波形のピーク値を 1.5 倍、2 倍まで大きくし、堤防裏法面形状を、通常の法勾配 1 : 1.5 (Case1)、加藤ら¹⁸⁾の提案する法勾配 1 : 2 + 基礎部地盤改良 (Case2)、流線形 + 落堀(固定床) (Case3)、流線形 + 落堀(移動床) (Case4) の 4 ケースにおいて、C-S/3D により数値解析を行った。

越流水深を指標として、検討結果を図 4.55～図 4.57 にまとめる。

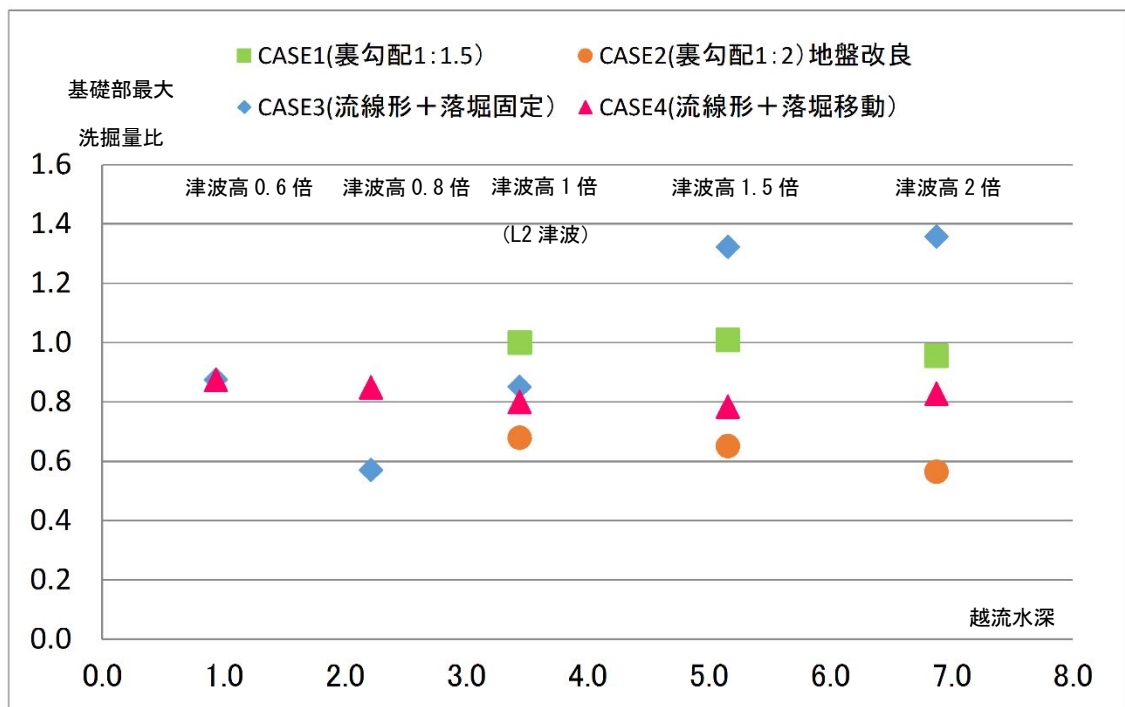


図 4.55 基礎部最大洗掘量比と越流水深の関係

図 4.55 には、横軸に越流水深、縦軸に裏法勾配 1 : 1.5 で津波高が L2 津波のケースに対する基礎部の最大洗掘量比を示す。

まず堤体の安定性に最も影響を与える基礎部の洗掘について、図 4.55 を見ると、Case1 の法勾配 1 : 1.5 は、津波外力(越流水深)が大きさに関係なく、基礎部最大洗掘量はほと

んど変化していない。

Case2 の法勾配 1 : 2 + 地盤改良は、津波が大きくなるにつれて洗掘量比が小さくなっており、外力の増加に伴って粘り強さが増していることがわかる。

Case3 の流線形 + 落堀(固定床)の場合は、津波高 1 倍 (L2 津波) 以下であれば基礎部洗掘量比が最も小さいが、越流水深の増加に伴って基礎部の洗掘量が飛躍的に大きくなっていく。

Case4 の流線形 + 落堀(移動床)は、津波の大きさに関係なく洗掘量比はほぼ一定である。

以上より、今次津波クラスまでであれば流線形 + 落堀(固定床)が最も粘り強い構造であるが、それ以上の外力の場合は、加藤ら¹⁸⁾が提案している勾配 1 : 2 + 地盤改良が最も粘り強い構造である。また流線形 + 落堀(移動床)は、津波の大きさに関係なく粘り強い構造である。

次に、基礎部を含む背後地における最大洗掘深と基礎からの越流水深の関係を図 4.56 に、その発生位置(基礎からの距離)と越流水深の関係を図 4.57 に示す。いずれの図も、縦軸は図 4.55 と同様に裏法勾配 1 : 1.5 で津波高 L2 のケースに対する比を示す。

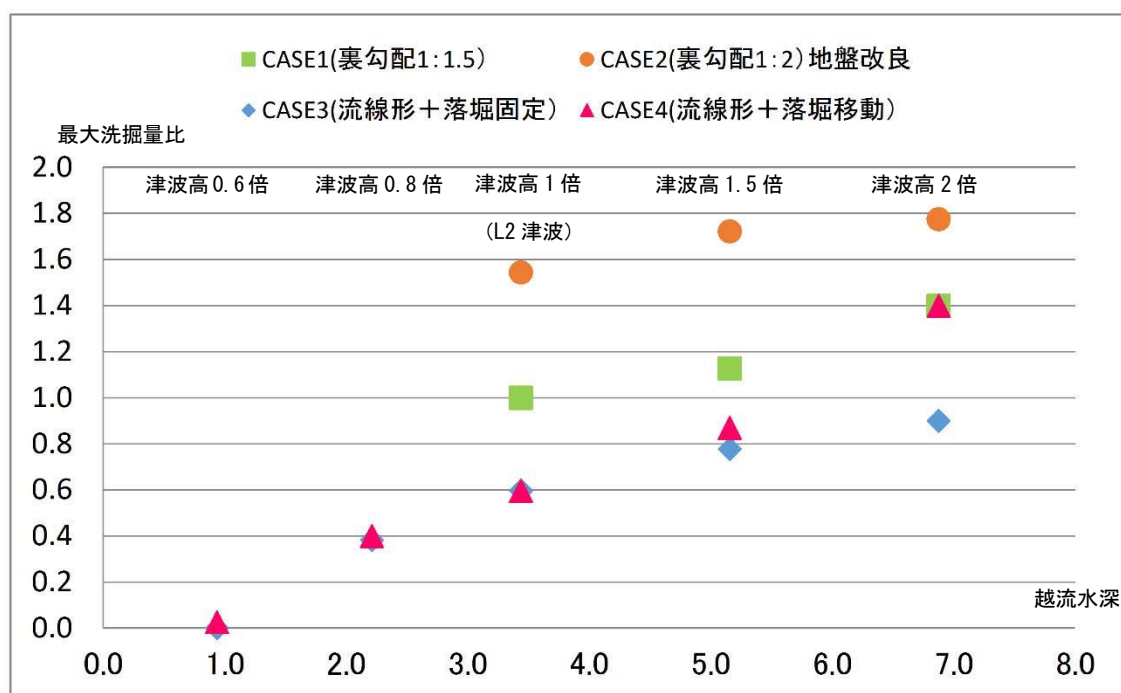


図 4.56 最大洗掘量比と越流水深の関係

Case2 は、越流水深が増加しても最大洗掘量比は最大となるが、その発生位置が基礎部から段々遠ざかっている。一方その他のケースは、越流水深の増加に伴って最大洗掘量比も大きくなるとともにその発生位置も基礎から遠ざかっていく傾向にある。つまり外力の増大に伴って、洗掘深は大きくなるもののその位置が基礎部から遠ざかることから、安定性に影響を与えないものと推察される。しかし図 4.57 を見ると、各ケースを Case1 と対比させてみると、Case2 のみ最大洗掘の発生位置が Case 1 よりもかなり遠くになっている、Case3 は、最大洗掘量は小さいものの、その発生位置が基礎に近くなっている。Case4 は、最大洗掘量の大きくなる割合に比べてその発生位置は Case1 とほとんど近似している。

以上より、Case2 が最も粘り強い構造であると言える。

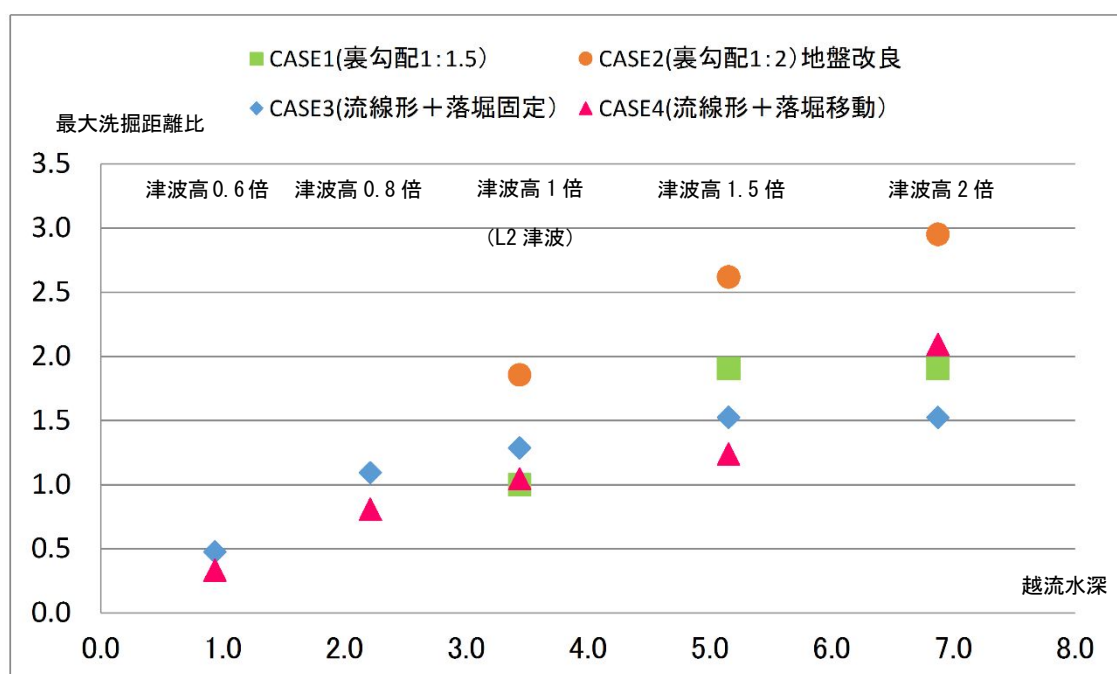


図 4.57 最大洗掘距離比と越流水深の関係

津波外力を増大させた場合の、基礎部の最大洗掘量、基礎を含む陸域の最大洗掘量およびその発生位置について、裏法形状の違いによる粘り強さの検証を試みた。

その結果、今回のような巨大外力下では、加藤ら¹⁸⁾が提案する図 1.1 の裏法勾配 1:2 で裏法基礎周辺を地盤改良する断面が最も粘り強い構造であり、次には流線形+落堀(移動床)であることがわかった。

しかしながら先述の通り、加藤ら¹⁸⁾が提案する断面は、今後の南海トラフ巨大地震津波等に備える地域に適用する場合には、環境面および利用面において現状をかなり侵すこと

となる。防護面のみならず環境面および利用面から総合的に勘案すれば、このような巨大外力が作用する場合は、流線形+落堀(移動床)が粘り強さを発揮できる構造であると考えることができる。なお落堀部に蛇籠等による石材を用いる場合、その重量を L2 津波に対して安定するよう設定する場合は“固定床”扱いとなるが、L2 を超える津波に対しては、外力が大きくなり越流水の流速も大きくなると考えられることから、安定性が満足されなくなるため“移動床”扱いとなる。つまり例えば図 4.55 で見ると、越流水深が 3.5m 以下の場合 Case3 の落堀固定を、3.5m より大きい場合は落堀移動の値を参照することになり、津波高の大小に関わらず洗掘量比 0.8 程度に低減することが可能となる。

よって粘り強い堤防とするための落堀の材料としては、L2 津波に対し安定するよう石材の重量とし、L2 津波より大きな津波が来襲した場合には、意図的に落堀部が消失するよう予め設定しておけばよいこととなる。

4.4. 流線形型堤防の総合評価

今回提案する流線形型堤防(流線形+落堀)について、今後の南海トラフ巨大地震津波の発生が危惧される地域への展開を考え、防護性能を始め幅広い視点から総合評価を行う。評価は、現在東北地方で整備が進んでいる加藤ら¹⁸⁾が提案する断面と対比して行う。

4.4.1. 防護性能(粘り強さ)

大久保ら¹³⁾の洗掘モデルを用いて、津波高を変化させた時の構造形式の違いによる防護性能(粘り強さ)の評価を行った。比較した構造形式は、一般的な堤防である法勾配 1 : 1.5 (Case1)、加藤ら¹⁸⁾が提案している法勾配 1 : 2 + 地盤改良 (Case2)、今回提案する裏法面流線形+落堀(固定床) (Case3) および裏法面流線形+落堀(移動床) (Case4) である。防護性能の評価指標としては、東日本大震災での堤防被害状況を勘案して、裏法基礎部での最大洗掘量と陸域における最大洗掘量およびその位置とした。なお大久保ら¹³⁾が開発したモデルは、縮尺 1/25 の実験による妥当性検証がなされたものであるが、実スケールに対する適用性は検討されていない。したがってここでは、解析により計算された値そのものを評価するのではなく、L2 津波高作用時での法勾配 1 : 1.5 (Case1) を基本に、それとの比を取ることで、相対的に評価することとした。また評価に用いる津波規模は L2 未満, L2, L2 以上の三段階とし、L2 未満には津波高が L2 津波の 0.8 倍と 0.6 倍で解析結果の平均値を、L2 以上には津波高が L2 津波の 1.5 倍と 2 倍での解析結果の平均値を示すこととした。

表 4.13 には、津波規模ごとの基礎部最大洗掘量比を示す。

表 4.13 津波高と基礎部最大洗掘量比の関係

津波規模	Case1 (1 : 1.5)	Case2 (1 : 2 + 地盤改良)	Case3 (流線形 + 落堀(固定床))	Case4 (流線形 + 落堀(移動床))
L2 未満	0.85	0.63	0.73	0.87
L2	1.00	0.68	0.88	0.80
L2 以上	0.99	0.61	1.34	0.81

上表を見ると、Case2 が津波規模に関係なく基礎部の洗掘量が小さくなることから、最も粘り強い構造であると言える。一方で Case3 と Case4 を比較すると、津波高が L2 以上の場合の傾向に大きな差が出ている。

つまり、L2 を超える津波が作用する場合には、落堀が固定床であれば基礎部の洗掘が増大することとなるため、落堀の構造を、L2 津波までは固定床で L2 津波以上になれば移動床になるように工夫すれば良いことがわかる。

表 4.14 には、各津波規模における陸域での最大洗掘量とその発生位置(基礎から最大洗掘が起こった箇所までの水平距離)の比を示す。ここではこれを、洗掘勾配と呼ぶこととする。

表 4.14 津波高と洗掘勾配(最大洗掘量/その発生距離)

津波規模	Case1	Case2	Case3	Case4
L2 未満	1.00	0.78	0.17	0.33
L2	1.00	0.83	0.46	0.57
L2 以上	0.67	0.63	0.55	0.68

上表を見ると、Case3 および Case4 の落堀を設けた場合には、津波規模の増大に伴い洗掘勾配も増大する傾向にあるが、L2 津波未満に注目すると、越流水深が小さい場合には流線形形状に沿って流れることにより、基礎部に作用する波の向きを水平方向に変換することに加え、落堀の存在により最大洗掘位置を遠ざけることが出来ているものと考えられる。一方、Case2 は、津波規模の増大に伴って洗掘勾配が低減されており、越流水深が大きくなることで基礎部の地盤改良部に波が直接作用し、鉛直方向の流速を減じることができ、超大津波に対する粘り強さが発揮できているものと考えられる。

以上より、津波越流に対する防護性能(粘り強さ)は、加藤ら¹⁸⁾が提案している法勾配 1:2+地盤改良(Case2)が最も高く、次いで流線形型堤防(流線形+落堀)であるが、落堀に使用する材料については、L2 津波作用に安定する重量とし、それを越える津波に対しては不安定となる重量に設定することで、堤防の粘り強さは発揮されると考えた。

4.4.2. 経済性

経済性比較については、既設堤防を改良する場合の費用を算出することとする。費用は、整備に必要なイニシャルコストと今後の維持管理で必要となるランニングコストについて整理する。比較では、各材料に対する直接工事費を算出することとし、単価は、筆者の実務経験に基づく値を使用した。堤防天端高は、既設高を1mから5mまで、mピッチで嵩上げした場合での試算を行った。結果を表4.15に示す。

表 4.15 粘り強い断面の整備に要する費用比較

天端嵩上げ高		1m	2m	3m	4m	5m
加藤ら ¹⁸⁾ が提案する 断面	イニシャル コスト	1,207 千円/m	1,408 千円/m	1,621 千円/m	1,847 千円/m	2,084 千円/m
	ランニング コスト	538 千円/m	607 千円/m	678 千円/m	748 千円/m	819 千円/m
	合計	1,745 千円/m	2,015 千円/m	2,299 千円/m	2,595 千円/m	2,903 千円/m
今回提案 断面	イニシャル コスト	761 千円/m	930 千円/m	1,106 千円/m	1,290 千円/m	1,484 千円/m
	ランニング コスト	95 千円/m	95 千円/m	95 千円/m	95 千円/m	95 千円/m
	合計	856 千円/m	1,025 千円/m	1,201 千円/m	1,385 千円/m	1,579 千円/m

今回提案断面は、加藤ら¹⁸⁾が提案する断面に比べ、既設堤防を改築する場合のコストが半分程度になり経済性に優れることがわかった。ランニングコストでは、地盤改良が貧配合であるため耐久性が不確定であり、供用年数50年とした場合に1回程度打ち変えることを想定したものである。またその他は、これまでの海岸整備において、50年以上経過した堤防でも被覆コンクリートは健全であることが多いことから、維持管理費用としては見込んでいない。

4.4.3. 環境面および利用面

環境面および利用面の比較については、各地域によりその実態が異なるため、ここでは直接的な比較は行わず、堤防整備により失われる陸域の幅について、裏法基礎部からの距離による評価を行う。評価は、天端の嵩上げ高ごとに行うこととし、図 4.58 に示した方法で行うものとする。結果を表 4.16 に示す。

表 4.16 堤防整備に伴う環境・利用改変幅(裏法基礎からの距離)

天端嵩上げ高	1m	2m	3m	4m	5m
加藤ら ¹⁸⁾ 提案断面	15.6m	19.6m	23.6m	27.6m	31.6m
今回提案断面	9.9m	12.9m	15.9m	18.9m	21.9m
断面幅の差	5.7m	6.7m	7.7m	8.7m	9.7m

既設堤防について、粘り強い堤防へ改築する場合に法線を固定すると考えると、天端高を1m嵩上げするごとに今回提案断面と加藤ら¹⁸⁾の提案断面の堤体幅の差も1mずつ広がっていくこととなる。先の表 4.6 を参照すると、例えば橘海岸であれば、L1 津波に対応するため天端高を現況より約3m嵩上げすることになるので、今回提案断面を採用すれば、加藤ら¹⁸⁾の断面を採用した場合よりも堤体幅を7.7m狭くすることが可能となり、背後利用や環境に対し現状への影響を緩和できるものと考えられる。

4.4.4. 総合評価

本研究では、加藤ら¹⁸⁾が提案している裏法勾配 1:2 に基礎部周辺を地盤改良した断面と、裏法面を流線形とし基礎部に落堀を設置した断面(流線形型堤防)について、津波越流に伴う基礎部などの洗掘量に着目した堤体の粘り強さについて、CADMAS-SURF を用いた解析を行った。

基礎部の最大洗掘については、加藤ら¹⁸⁾の提案断面の方が有利となるものの、流線形型堤防を用いた場合でも、落堀に用いる石材の重量を外力の大きさに合わせて調整することで、粘り強さを確保することが出来ると思われる。

既設堤防改築における経済性については、流線形型堤防が約半額となる。

環境面および利用面においても、流線形型堤防が有利となる。

従来の堤防断面、流線形型断面および加藤ら¹⁸⁾の提案断面について、防護・環境・利用の側面から比較した結果を図 4.58 に示す。

まず防護性能として、耐津波性能、耐高潮性能、耐震性能、維持管理性と粘り強さを指標に比較した。従来の堤防断面は、耐高潮性能および耐震性能については、設計基準類の改訂により整備レベルが向上してきているが、耐津波性能については、今次津波を機に防護水準が引き上げられたため、その水準までの整備が終了していない地域があり、低い評価とした。維持管理性については、例えば伊勢湾内の堤防のように、築後 50 年以上経過しても構造部材としては比較的健全な状態にあることから、性能は高いと判断した。また加藤ら¹⁸⁾の提案断面は、裏法基礎部地盤改良の品質のばらつきや天端部に設けた孔口部からの雨水の侵入による堤内の空洞化や樹木が生える危険性など、今後の維持管理面では課題があると考えた。なおグラフの目盛は、5 つを最大とし、2 つ目が防護水準の下限を表している。

次に防護・環境・利用面として、加藤ら¹⁸⁾の提案断面は堤体幅が広いことから、環境面および利用面において現況に劣ると判断した。なおグラフの目盛は、5 つを最大とし、3 つ目が現状とした。

防護面では、流線形型断面と加藤ら¹⁸⁾の提案断面は、従来の堤防断面に対し、耐津波性能と粘り強さが付加されたことから目盛を 2 つ上げた。

環境面では、流線形型断面は、石材を用いた落堀を設けて新たな水辺環境を創出することにより、現状よりも環境がよくなることから 1 つ上げた。一方加藤ら¹⁸⁾の提案断面は、堤体幅が広くなることで現状の背後環境を潰してしまうことや、堤体材料としての土砂やコンクリートを大量に消費することから、環境面で 2 つ下げた。

利用面では、流線形型堤防は、石材を用いた落堀部を、背後地域の憩いの場や環境教育の場、および地域住民らの手で落堀部の維持管理を行い、防災教育の場としての活用が可

能であることから1つ上げた. 加藤ら¹⁸⁾の提案断面は, 堤体幅が広くなることで背後地利用に支障をきたすことから, 1つ下げた.

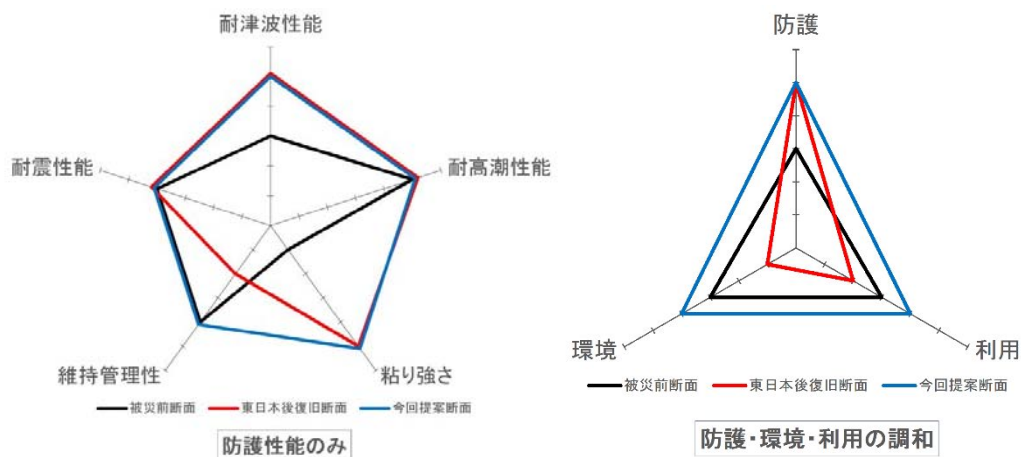


図 4.58 防護性能および海岸堤防機能面の比較

したがって, 今後発生が危惧されている南海トラフ巨大地震津波に備えた整備においては, 流線形型堤防による整備を基本とし, 背後地に相当の空間的余裕がありかつ, 環境面での配慮も必要無いような箇所については, 加藤ら¹⁸⁾が提案する断面を採用することも出来ると考える. 今後は, 今回提案した流線形型堤防について, 実スケールでの模型実験で研究成果を検証すると共に, 汎用性についても検討していく必要がある.

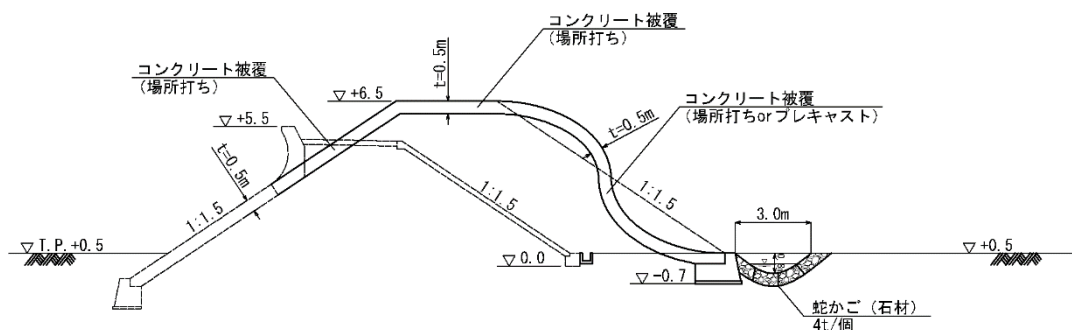


図 4.59 流線形型堤防断面図(案)

以上のように、新しい設計思想に基づく耐津波海岸堤防の構造形式について、裏法面に流線形を採用し、基礎部には落堀を設けることを導き出した。

今後は、本研究成果を活かした整備を期待するところであるが、津波が越流後に全ての堤防が粘り強く残存した場合は、内陸部において長期浸水の可能性が危惧される。実際には、水門や排水機場からの排水が行われるとしても、資産や人命確認のために完全に開放するには時間がかかるものと想定される。したがって、このような粘り強い堤防の整備と合わせて、長期浸水対策を今後の街づくりの一つとして検討しておく必要がある。対策としては、“いち早く水を逃がす”ことを基本として、既存水路の活用や、新たな粘り強い排水路の設置など、浸水状況と地域の実情に合わせた上で、事前に検討しておく必要がある。また東日本大震災では、引き波による堤防被害がクローズアップされたが、堤防の破堤箇所には、「背後が低平地や湿地であること」、「旧河道と一致すること」などの知見があり、もともと地盤が低いところに集中する傾向がうかがえる。

今後の整備においては、これらの知見を活かし、古地図等を収集整理して、当該地において沼や旧河道などの地盤高が低かったところを洗い出し、あらかじめその海側に位置する堤防の一部が引き波時に被災することを前提として、内水を海側へ排除できる構造上の工夫(例えばゲート形式など)を施すことなどが有効であると考えられる。ただし、押波時の作用や第二波、第三波の作用など、津波の特徴を十分勘案しておく必要がある。

4.5. まとめ

本章で述べた，津波越流に対する粘り強い堤防とエコ機能について，主要な結論を以下にまとめる．

- (1) 粘り強い堤防の新しい構造形式として，これまでの現地踏査結果や諸研究結果を踏まえ，津波外力をうまく逃がす構造として裏法面に曲線形を採用し，その効果を数値解析による検証を行った．裏法緩勾配の場合も併せて検討した．
- (2) 背後地盤を固定床とした場合，裏法面を緩勾配とすると，越流による洗掘の原因と考えられる鉛直方向の流速を低減でき，津波波圧の変動が小さく，裏法肩部分の負圧の作用も解消されることから，堤防を粘り強い構造とすることが可能になる．
- (3) 裏法面流線形の効果として，鉛直流速の抑制度合いを見ると，越流水深が小さいほどその効果が大きいことがわかった．つまり L1 津波と L2 津波の差が小さい地域では，流線形の採用で粘り強い化が期待できることがわかった．
- (4) 裏法面に流線形を用いると，L2 津波のような強大な津波の作用時には，越流水の陸側の到達地点を裏法基礎部から遠ざけることができ，その影響で基礎部付近には津波とは逆の海側に向かって弱い流れが生じることから，埋め戻し効果も期待できることがわかった．
- (5) 裏法面流線形に加え裏法基礎部に落堀を設置することで，裏法基礎部分に作用する流速が相当程度低減できることから，粘り強い構造として有効であることがわかった．
- (6) 背後地盤を移動床とした場合，裏法緩勾配のケースでは，作用流速が大きい分，背後地盤の洗掘量も大きくなってしまいが，通常の堤防に比べ最大洗掘位置を陸側に移動させることができ，堤体自体の崩壊は免れることができる．
- (7) 落堀を固定床とする場合，L2 以下の津波作用時に裏法基礎付近での洗掘量は他のケースと比べ最少となり，最大洗掘位置を陸側に移動させることができることから，粘り強い構造と言える．
- (8) 落堀を移動床とする場合では，裏法基礎付近での洗掘量は比較的小さく，また最大洗掘位置を陸側に移動させることができることから，粘り強い構造であると言える．

- (9) 本研究の成果として、L2 津波作用時の粘り強い構造は、流線形+落堀(固定床)、流線形+落堀(移動床)、裏緩勾配、流線形、裏法勾配 1 : 1.5 の順となった。
- (10) 津波外力を今次津波の 2 倍まで大きくした場合においては、現在東北地方で採用された加藤ら¹⁸⁾が提案する裏法勾配 1 : 2 で基礎部分を地盤改良した構造(堤防)が、最も粘り強さを発揮することがわかった。
- (11) 落堀部に着目すると、L2 津波の規模までは落堀部が固定床となるものが、それ以上の津波の場合には移動床となる構造が有効であり、予め石材の重量を調整しておくことであらゆる津波外力に対しても粘り強く、また環境にやさしく、利用面に優れた堤防整備ができると考えられる。
- (12) エコ機能の付加方法としては、落堀部に石材などを詰めた籠を敷き詰めることや、籠に種子を吹き付ける等の対応が有効である。
- (13) L2 津波作用時における、エコ機能を期待する落堀形状の違いによる堤防の粘り強い効果(移動床)については、堤防基礎形状を通常のまま変えない場合は、落堀幅 30m で落堀高 1.5m が、基礎形状を大きくできる場合は、幅 10m で高さ 3 m が最も粘り強い形状であると言える。このように、粘り強さを考える場合には、背後地の利用状況を見据えながら、落堀幅と落堀高さの關係に留意することが必要である。

以上の本研究の成果より、粘り強い構造としては、“流線形+落堀(固定床=石材)(L2 津波を超える場合は移動床となるよう石材重量を調整)”とすることが有効であるとの結論を得ることができた。例えば落堀を移動床とする場合は、落堀幅が 3 m であれば、落堀高さ 0.8m の形状が最も粘り強い構造である。落堀幅を大きくする場合の有効な落堀高は一義的に決められず、数値計算や水理模型実験により確認が必要であることがわかった。このように本研究成果を用いれば、図 1.6 に示した新しい設計思想に基づく”防護+環境+利用の調和がとれた多機能型海岸堤防”が実現できると考えられる。一方で流線形のみの場合でも、越流水深が小さい(=L1 津波と L2 津波の差が小さい)地域においては、その有効性を確認できており、地域の防護面、環境面、利用面等の現状に合わせて、選択していくことが好ましい。

参考文献

- 1) 石河雅典・上月康則・山中亮一・大久保陽介：津波に対する緩傾斜堤の粘り強さの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. I_1336 -I_1340, 2012.
- 2) 加藤史訓，嶋貝 聡，諏訪義雄：津波の越流に対するコンクリート平張り海岸堤防の粘り強い構造，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 69, No. 2, pp. I_1021 -I_1025, 2013.
- 3) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 4) 国土交通省 港湾局：港湾における防波堤の耐津波設計ガイドライン，pp15 -35, 2015.
- 5) 嶋貝 聡・諏訪義雄・加藤史訓：津波の越流による海岸堤防の裏法尻の洗掘に関する水理模型実験，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 68, No. 2, pp. I_406 -I_410, 2012.
- 6) 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. I_891 -I_895, 2012.
- 7) 常田賢一，谷本隆介：2011 年東北地方太平洋沖地震の現地調査による防潮堤などの津波被害特性，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 68, No. 2, pp. I_1406 -I_1410, 2012.
- 8) 谷本隆介，常田賢一，秋田 剛：2011 年東北地方太平洋沖地震の津波により形成された落堀に関わる現地調査，第 31 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集.
- 9) 徳島県 WEBSITE：<http://www.pref.tokushima.jp/sekkeitsunami>
- 10) 中村友昭，日比野加奈，趙容桓，水谷法美，小竹康夫：東北地方太平洋沖地震津波による海岸堤防裏法尻の対策工の有効性に関する数値解析，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 71, No. 2, pp. I_1099 -I_1104, 2015.
- 11) 石河雅典・上月康則・山中亮一・大久保陽介：津波越流時の海岸堤防への作用外力と構造形式との関連性に関する数値的考察，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol. 69, No. 2, pp. I_311 -I_316, 2013.
- 12) 国土交通省：WEBSITE
http://www.thr.mlit.go.jp/Bumon/J74101/kasen_kaigan/fukkou/index.html
- 13) 大久保陽介・熊谷健蔵・辻尾大樹・永澤 豪・加藤史訓：津波越流時における海岸堤防の洗掘に関する数値解析モデルの構築，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 70, No. 2, pp. I_991 -I_995, 2014.
- 14) 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔：掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発，海岸工学論文集，第 46 巻，pp. 606 -610, 1999.
- 15) Rubey, W. W. : Setting velocities of gravel, sand and silt particles, American

Journal of Science, Vol. 25, pp.325-338.

- 16) 岩垣雄一(1956)：限界掃流力に関する基礎的研究，(I)限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号，pp.1-21.
- 17) 池野正明・吉井 匠・松山昌史・藤井直樹：津波による砂移動量実験と浮遊砂巻上量式の提案，電力中央研究所 研究報告 No. 8064.
- 18) 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. I_31 -I_49, 2014.
- 19) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部：粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討(第2報)，国総研技術速報 No. 3，2010.
- 20) 金子祐人・小森大輔・三戸部佑太・田中 仁・乙志和孝・黒澤辰昭：津波越流による堤防法尻における流れ場の分類に関する水理実験，東北地域災害科学研究，第52巻，2016.
- 21) (財)国土技術研究センター：河道計画検討の手引き，p 88, 2003.
- 22) 海岸法：平成26年12月施行.
- 23) 首藤伸夫：防潮林の減災効果とその限界，第32回海岸工学講演会論文集，pp. 465-469, 1992
- 24) 坂本知己・新山馨・中村克典・小谷英司・平井敬三・齋藤武史・木村公樹・今 純一：東北地方太平洋沖地震津波における海岸林の漂流物捕捉効果，海岸林学会誌 11(2)，pp. 65-70, 2012.
- 25) 渡邊 峻・三上貴仁・柴山知也：貞山運河の津波減衰効果に関する実験的研究：土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 71, No. 2, pp. I_301 -I_306, 2015.
- 26) 国土交通省 東北地方整備局・宮城県：宮城県沿岸域河口部・海岸施設復旧における環境等への配慮の手引き，2012.
- 27) 日本生態学会 東北地区会：生態系が語る東日本大震災，pp164 -183, 2016.
- 28) 国土交通省 水管理・国土保全局：河川・海岸構造物の復旧における景観配慮の手引き，pp12 -15, 2011.
- 29) アミノ酸コンクリート：NETIS 登録 No. SK-120002-A, 2016.

第5章 結論

第1章 序論

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震と津波により海岸堤防等が壊滅的な被害を受けたことを契機に、粘り強い海岸堤防に関する研究が進められているが、今後の発生が危惧されている南海トラフ巨大地震津波に対して、地域防災力の本来あるべき姿と新しい設計思想について論述した。

第2章 東日本大震災での津波による海岸堤防の被災パターンとそのメカニズム

現地踏査により緩傾斜堤防及び背後が舗装されている区間がほとんど被災していないことに注目し、今次津波での海岸堤防の被災パターンを体系的に分類した上で、主な被災原因は裏法尻洗掘と裏法肩付近の被覆工上面に作用する圧力低下が原因であることがわかった。また海岸堤防を粘り強くするためには、これらの現象を改善する必要があることがわかった。

第3章 海岸堤防の津波に対する粘り強い構造形式

数値波動水槽を用いて断面形状の違いによる津波越流時の流速や波圧の変化を解析した。結果としては、裏法緩傾斜堤防の場合は裏法尻での作用波圧が小さくなることがわかった。またパラペットの有無について比較を行った結果、パラペットが無い方が越流水深が小さくなり裏法尻洗掘に対しては有利となることが解明できた。さらに被災要因の一つである裏法肩付近の被覆工上面に作用する圧力低下については、裏法緩傾斜の場合に解消されることがわかった。

第4章 津波越流に対する粘り強い堤防とエコ機能

前章と同様に数値波動水槽を用いて、裏法面形状の違いによる津波越流時の作用外力の違いに着目して、粘り強い構造形式を解明した。断面形状として、前章までの裏法緩傾斜に加え津波越流時に発生する裏法肩の曲線形状に着目し、越流する津波をスムーズに水平方向に変換する方策として、裏法肩部及び法尻部に曲線形(以下“流線形”と表記する)を採用する断面を考えた。また今次津波作用時に、堤防背後にできた落堀が越流水を減勢させる効果があったという知見を発展させ、流線形に加え排水溝としての機能を備えた落堀を設置する断面についてもその効果を検証した。

背後地盤を固定床とした場合には、最大級の津波(以下“L2津波”と表記する)に対しては、流線形のみではあまり効果は無く流線形に落堀を付加することで裏法尻における鉛直方向の流速が抑制されることから、粘り強い効果が期待できることがわかった。発生頻度の高い津波高(以下“L1津波”と表記する)と最大級の津波高の差が3m未満の地域に対しては、流線形のみで粘り強い効果が期待できることが分かった。

一方、洗掘モデルを用いた解析では、L2 津波までは流線形+落堀(固定床)が、裏法尻基礎部における洗掘深を小さくできることから最も粘り強い構造であることが分かった。次いで流線形+落堀(移動床)、裏法緩傾斜の順となった。流線形のみの場合は、あまり効果が無いことが分かった。よって流線形のみの場合は、背後が道路等で舗装されており、かつL1 津波とL2 津波の差が3m以内の地域への適用が効果的である。

また津波高をL2 津波の1.5倍、2倍として、仙台湾南部海岸で採用された裏法勾配1:2の断面を含めて粘り強さを検証した結果、裏法勾配1:2の断面が津波高に関係なく裏法尻基礎部の洗掘量が最少となり、粘り強さを発揮できる断面であることがわかった。従って堤防背後の土地利用や周辺環境面で制約が無い地域であれば、この裏法勾配1:2の断面が有効であるが、制約がある場合には適用は好ましくない。その場合には、L2 津波以下であれば流線形+落堀(固定床)が、それ以上の津波であれば流線形+落堀(移動床)が有効であったことから、落堀部にはL2 津波流速に対して安定する石材(蛇かごに入れた)を用いることが最適であることが分かった。一方、経済性、環境面、利用面においては、今回提案する流線形型堤防の方が、仙台湾南部海岸で採用された裏法勾配1:2の断面よりも優れていることから、断面の採用に当たっては、地域の状況に応じて選択することが必要である..

本研究では、これまでの作用外力に対して構造物の耐力で対抗するような構造物の設計に対し、構造物の形状を工夫することにより外力の作用を上手く逃がし、防護面での粘り強い効果を付加することができ、堤体幅を現況とほぼ同じとすることで周辺環境及び利用に配慮した構造形式を提案することが出来た。つまり、防護・環境・利用面の調和のとれた、新しい設計思想に基づく耐津波海岸堤防の構造形式を究明できたと考える。ただし本研究では、数値解析のみで流線形型堤防の粘り強さの評価を行っていることから、今後は、実スケールでの模型実験で研究成果を検証すると共に、汎用性についても検討していく必要があると考える。

謝 辞

徳島大学環境防災研究センター教授 上月康則先生には、本研究を遂行するに当たり、研究テーマの選定から、各種論文査読および論文内容全般にわたり懇切丁寧にご指導やご助言を賜りました。特に流線形形状の発案や今後の地域防災のあり方については、多大なるアドバイスを頂戴いたしました。また博士課程への入学を快く受け入れて下さり、最後まで熱心にご指導いただきました。ここに、深甚なる謝意を表します。

徳島大学環境防災研究センター教授 中野 晋先生には、主に数値解析における構造形式と跳水の関連性に関する計算の妥当性について、的確なご指導、ご助言をいただきました。ここに深甚なる謝意を表します。

徳島大学環境防災研究センター講師 山中亮一先生には、研究テーマの選定から、各種論文査読および論文内容全般にわたり懇切丁寧にご指導やご助言を賜りました。特に数値解析全般において、解析手法から結果の考察まで、的確なご指導、ご助言を頂戴いたしました。ここに深甚なる謝意を表します。

徳島大学地域創生センター 井若和久氏には、今後の地域防災のあり方に関し、的確なご助言を頂戴いたしました。ここに謝意を表します。

徳島大学上月研究室の学生諸君には、論文作成に関してお手伝いをいただき、それにより本論文を取りまとめることが出来ました。ここに謝意を表します。

パシフィックコンサルタンツ株式会社 大久保陽介氏には、CADMAS-SURF による解析計算をお手伝い頂きました。また海岸工学論文集などへの投稿に際し、多大なるご協力を頂きました。ここに深甚なる謝意を表します。

パシフィックコンサルタンツ株式会社 熊谷健蔵技術理事、田所紀文部長、高西春二部長には、本研究を遂行する機会と多大なるご協力ならびにご支援を頂きました。心より御礼申し上げます。

パシフィックコンサルタンツ株式会社 故藤平欣司氏には、技術者や研究者としての姿勢、信念等について、熱心にご指導いただきました。ここに謝意を表します。

最後に、妻 史子、長男 玲音、次男 宥允、三男 杜晏には、本研究を遂行するに当たり、全面的な支援を頂いたことに感謝いたします。また様々な面で支援いただいた母および義父 加知武司氏にも感謝し、本論文の謝辞といたします。

平成 29 年 7 月

おわりに

わが国の海岸堤防は、1949年(昭和24年)のキティ台風による被害を契機に、国の直轄事業として本格的な整備が始まった。その後1953年の台風13号や1959年の伊勢湾台風に代表される高潮災害、1960年のチリ地震津波等による津波災害などの甚大な被害を受けた経験から、その都度防護水準を見直して整備が進んできている。海岸堤防は、三面張り構造を基本としており、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」(平成16年6月)(海岸保全施設技術研究会編)P3-30には、型式別に標準的な法勾配が記載されているが、一般的には表法勾配と裏法勾配が同じで一様勾配としているものが多い。しかしながら今次津波のように、堤防の表裏面で作用する外力が大きく異なる場合においては、これまでの海岸整備と同様に表裏同一・一様勾配として整備することについて、設計者としての“違和感”を覚えた。作用する外力が大きく異なるのであれば、守り方も変わって然るべきであり、“同一・一様勾配”としているところに自ら技術的な限界線を引いてしまっているように思う。今次津波のような強大な外力に対し、堤防を粘り強く存続させるためには、裏法尻部に作用する越流水の鉛直流速を低減させることが最も有効であるという知見はほとんどの研究者や技術者の一致した考えであるが、いわゆる“想定外の外力”の作用に対しては、技術的にも“想定外の発想”が必要であると考えた。つまり土木業界の枠にとらわれず、“力を逃がす”という発想は、自動車業界や航空業界の方が研究は進んでおり、これらの知見を取り入れる工夫も一つの有効な方策であろう。

本研究は、このような視点に立ち、防護面だけでなく環境や利用に配慮した新しい設計思想を取り入れ、これまでに無い海岸堤防断面を提案したものであり、今後発生が危惧されている南海トラフ巨大地震に起因する津波等に対して、粘り強く効果を発揮してくれることを期待するものである。

これと同時に、中世までの災害を許容し水害を受ける技術を、もう一度取り戻すことが重要である。甚大な被害の後には、人々の生命、財産、生活を守るために巨大な施設が技術革新により作られ、そしてまた巨大な外力がそれを越え、新たな技術開発等により施設が作られるという“輪廻”をわが国は沿岸部において繰り返してきた。そして施設が巨大化するたびに、人の自然災害に対する意識は安心から油断へと変化し、時間の経過とともに先人が残してくれた貴重な防災意識(=知識)が薄らいでいくこととなった。本研究により、新しい設計思想に基づく耐津波海岸堤防の構造形式を開発でき、“防災技術”と“防災意識”の向上の両立を実現できるものと考えた。しかし防災意識については、地域住民が落堀部の利用や維持管理を通して、近年失われてしまった災害への対処法を身につける必要がある。このためには、各々の地域に根差した活動が不可欠であり、井若ら¹⁾の活動

が参考になる。

今後は南海トラフ巨大地震を始めとする巨大津波の襲来が危惧される地域において、本研究で提案した流線形型堤防（流線形＋落堀）での整備を進めるとともに、井若ら¹⁾を参考に地域の実情に合った活動を実践し、一日も早く地域防災力を向上させていく必要があると考える。

以上

参考文献

- 1) 井若和久・上月康則・浜大吾郎・山中亮一：持続の危ぶまれる地域での住民主体による事前復興まちづくり計画の立案初動期の課題と対策，地域安全学会論文集，No. 22，2014.