

日本地震工学会
津波対策とその指針に関する研究委員会報告書

平成 26 年 7 月

津波対策とその指針に関する研究委員会

Research Committee on Countermeasures and Guideline for Tsunami Disaster

序 文

委員長

松富 英夫

地球が誕生して約 46 億年，地震観測が始まって約 130 年である．日本人男女の平均寿命は 2012 年度で 84 歳である．地球の年齢に対する地震観測期間を人間の寿命に対する医者
の検診時間に例えると，検診時間は 75 秒ということになる．この程度の検診時間では，受
診者が健康かどうかなど，判断できないことも多いと思われる．地震観測などによる地球
の診断においても同じことが言えよう．

メタンハイドレートが日本周辺の多くの海底下で発見され，日本における将来のエネル
ギー源として話題になっている．日本海側の秋田沖で発見されたメタンハイドレートは太
平洋側のものより海底下の浅いところに埋蔵されているようで，津波発生規模の面からも
その存在が注目される．地震によってメタンハイドレートが海水に触れて気化し，体積の
爆発的な増大が津波発生規模を大きくする可能性があるからである．1998 年パプアニュー
ギニア地震津波は地震規模（M7.1）の割に大きかったが，海底からのガス噴出がその一因
との見解がある．

このような状況下で東日本大震災が発生して 3 年 4 ヶ月が経過した．この震災を教訓に
「想定外」を無くすべく，全国各地で「地震と津波の被害想定」および「地域防災計画」
の見直しが行われており，着実によい方向に進んでいると判断している．一方で，これら
が画餅で終わらないようにと切望している．実質の対応はこれからであり，最近，震災の
風化を強く感じるからである．そのためには，例えば津波では，見直しに並行して，見直
しに見合った「津波対策とその指針」などの調査・研究並びに結果の広報が必要である．

日本地震工学会は，2004 年 12 月のスマトラ島沖地震津波を契機として，津波研究委員
会を設置し（第 1 期：2005 年 7 月～2008 年 3 月，第 2 期：2008 年 6 月～2011 年 3 月），こ
の度第 3 期（2011 年 6 月～2014 年 3 月）を終了した．

本報告書は第 3 期の津波研究委員会（正式名称：津波対策とその指針に関する研究委員
会）の活動と研究成果をまとめたものである．お目通しいただき，読者の忌憚のないご意
見などを頂ければ幸いである．また，本報告書が津波研究の進歩，津波災害の防止・軽減
に少しでも資すれば幸いである．

2014 年 7 月 31 日

**日本地震工学会
津波対策とその指針に関する研究委員会報告書**

目 次

序 文

I. 研究委員会

1. 目的・事業・委員	1
1.1 目的	
1.2 事業	
1.3 委員	
2. 活動状況	2
2.1 委員会	
2.2 研究・調査	
2.3 講演会・シンポジウム等	
2.4 その他	

II. 研究報告

1. はじめに	6
2. 防護施設に作用する津波荷重と被災メカニズム	7
2.1 はじめに	
2.2 防波堤および胸壁の被災状況	
2.3 水理模型実験による被災メカニズムの検討	
2.4 津波荷重算定方法	
3. 橋梁構造物に作用する津波荷重	20
3.1 研究レビューと本研究の目的	
3.2 実験概要	
3.3 時系列波形の特徴	
3.4 津波波力を評価するための無次元量	
3.5 水位、水面上昇速度、フルード数、及び波速の観点からの分析	
3.6 津波波力のモデル化	
3.7 まとめ	
4. RC 造建築物に作用する津波荷重	57
4.1 開口部を有する RC 造建築物における津波の水平力と鉛直力の低減	
4.2 開口部を有する RC 造建築物の前面浸水深と移動・転倒条件	
5. 建築物の津波荷重指針の概要	77
5.1 はじめに	
5.2 一般	
5.3 荷重算定	

5.4 建築物開口部による波力の低減	
5.5 漂流物の衝突荷重	
5.6 耐津波設計において考慮すべき事項	
5.7 おわりに	
6. 構造物周りの洗掘現象への津波数値解析技術の適用	80
6.1 はじめに	
6.2 津波による土砂移動と洗掘に起因した構造物の倒壊被害の事例	
6.3 津波による土砂移動の数値モデル	
6.4 八戸港を対象とした津波による土砂移動解析技術の適用事例	
6.5 おわりに	
7. 海岸黒松の被害条件	92
7.1 はじめに	
7.2 現地試験	
7.3 現地試験結果	
7.4 主な結果	
8. おわりに	102
あとがき	102

I . 研究委員会

1. 目的・事業・委員

1.1 目的

本委員会は、2011年東北地方太平洋沖地震津波を踏まえて、海域施設（養殖施設を含む）、陸域施設（海岸林を含む）、建築物の津波対策とその指針を研究・提案することを目的とした。建築物に関しては津波荷重指針の研究も目的とした。そして、委員会の研究成果を速やかに広く社会へ還元し、地域社会の津波に対する防災・減災力の向上に貢献することをも目的とした。

1.2 事業

委員会は上記の目的を達成するために次に掲げる事業を行う。

- 一 津波対策とその指針における課題の明確化と解決の方向づけ
- 二 防災施設（海岸林を含む）の機能と限界の把握
- 三 防災施設を中心に据えた津波対策とその指針の研究と提案
- 四 研究成果に関する報告会の開催
- 五 研究成果に関する報告書の作成
- 六 その他委員会の目的を達成するために必要な事項

1.3 委員

有川 太郎	(独)港湾空港技術研究所	耐波研究チーム	幹事
今村 文彦	東北大学	災害科学国際研究所	災害リスク研究部門
奥田 泰雄	国土交通省	国土技術政策総合研究所	建築研究部
金子 正洋	国土交通省	国土技術政策総合研究所	危機管理技術研究センター
佐藤 勝弘	アルファ水工コンサルタンツ	東京本部	技術部
庄司 学	筑波大学	システム情報系	構造エネルギー工学域
高梨 和光	清水建設	土木事業本部	土木技術本部先端技術部応用解析グループ
舘野 公一	鹿島建設	建築設計本部	構造設計統括グループ
玉田 崇	いであ	沿岸・海岸事業部	海岸部
中埜 良昭	東京大学	生産技術研究所	基礎系部門
中山 哲厳	(独)水産総合研究センター	水産工学研究所	開発システム研究室
藤間 功司	防衛大学校	システム工学群	建設環境工学科
松富 英夫	秋田大学	工学資源学部	附属地域防災力研究センター 委員長

2. 活動状況

2.1 委員会

第1回委員会

日 時：平成 23 年 8 月 24 日（水）

場 所：建築会館 307 会議室

- 議題 1. 報告事項
- 議題 2. 第 2 期報告書について
- 議題 3. 第 3 期津波委員会について
- 議題 4. 本年度の活動計画について
- 議題 5. 話題提供
- 議題 6. その他

第2回委員会

日 時：平成 23 年 12 月 27 日（火）

場 所：建築会館 306 会議室

- 議題 1. 平成 23 年度第 1 回委員会議事録
- 議題 2. 報告事項
- 議題 3. 第 2 期報告書目次案の確認結果について
- 議題 4. 次年度の視察について
- 議題 5. 話題提供
- 議題 6. その他

第3回委員会

日 時：平成 24 年 3 月 16 日（金）

場 所：専売会館 8F 会議室

- 議題 1. 平成 23 年度第 2 回委員会議事録
- 議題 2. 報告事項
- 議題 3. 2012 年度活動計画，予算案とアクションプランについて
- 議題 4. 石垣島視察について
- 議題 5. 震災対応時の議事録の実態調査について
- 議題 6. 話題提供
- 議題 7. その他

第4回委員会

日 時：平成 24 年 8 月 29 日（水）

場 所：建築会館 307 会議室

- 議題 1. 平成 23 年度第 3 回委員会議事録（案）
- 議題 2. 報告事項
- 議題 3. 日本地震工学会・大会での「オーガナイズドセッション」について

議題 4．次年度の視察について

議題 5．話題提供

議題 6．その他

第 5 回委員会

日 時：平成 24 年 12 月 6 日（木）

場 所：建築会館 307 会議室

議題 1．平成 24 年度第 1 回委員会議事録（案）

議題 2．報告事項

議題 3．本年度の今後の活動について

議題 4．話題提供

議題 5．その他

第 6 回委員会

日 時：平成 25 年 3 月 28 日（木）

場 所：専売会館 8F 会議室

議題 1．平成 24 年度第 2 回委員会議事録（案）

議題 2．報告事項

議題 3．平成 24 年度活動報告について

議題 4．2013 年度活動計画案，予算案とアクションプランについて

議題 5．隠岐の島視察について

議題 6．今期取り組みの進捗状況について

議題 7．話題提供

議題 8．その他

第 7 回委員会

日 時：平成 25 年 8 月 2 日（金）

場 所：専売会館 8F 会議室

議題 1．報告事項

議題 2．年会でのオーガナイズドセッションの企画について

議題 3．次年度の視察について

議題 4．話題提供

議題 5．その他

第 8 回委員会

日 時：平成 25 年 12 月 26 日（木）

場 所：建築会館 301 会議室

議題 1．報告事項

議題 2．第 3 期報告書の目次案について

議題 3．津波委員会の継続について

- 議題 4. 第 14 回日本地震工学シンポジウムにおける OS の提案について
- 議題 5. 話題提供
- 議題 6. その他

第 9 回委員会

日 時：平成 26 年 3 月 28 日（金）

場 所：建築会館 304 会議室

- 議題 1. 平成 25 年度第 1 回，2 回委員会議事録(案)
- 議題 2. 報告事項
- 議題 3. 第 3 期報告書の目次について
- 議題 4. 津波委員会の継続について
- 議題 5. 講習会・シンポジウムの開催について
- 議題 6. 話題提供
- 議題 7. その他

2.2 研究・調査

1) 2011 年東北地方太平洋沖地震津波災害調査

期 間：2011 年 4 月 29 日（金）～2011 年 5 月 1 日（日）

参加委員：有川太郎，庄司 学，中埜良昭，藤間功司，松富英夫

2) 高知市・須崎市の現地視察

期 間：2011 年 10 月 14 日（金）～2011 年 10 月 15 日（土）

参加委員：奥田泰雄，庄司 学，中埜良昭，藤間功司，松富英夫

3) 石垣島・竹富島の現地視察

期 間：2012 年 6 月 8 日（金）～2012 年 6 月 10 日（日）

参加委員：有川太郎，奥田泰雄，中埜良昭，藤間功司，松富英夫

4) 益田市・隠岐の島の現地視察

期 間：2013 年 6 月 7 日（金）～2013 年 6 月 9 日（日）

参加委員：有川太郎，奥田泰雄，中埜良昭，藤間功司，松富英夫

5) 奄美大島・喜界島の現地視察

期 間：2014 年 5 月 23 日（金）～2014 年 5 月 25 日（日）

参加委員：有川太郎，奥田泰雄，庄司 学，松富英夫

2.3 講演会・シンポジウム等

1) 東日本大震災の津波被害の教訓

日 時：2011 年 10 月 21 日（金）

場 所：建築会館（東京）

2.4 その他

1) 日本地震工学会年会へのオーガナイズドセッションの提案

課 題：津波災害とその対策・指針

日 時：2012 年 11 月 8 日（木）

場 所：国立オリンピック記念青少年センター（東京）

2) 日本地震工学会年会へのオーガナイズドセッションの提案

課 題：海域施設，陸域施設（海岸林を含む），建築物の津波対策

日 時：2013 年 11 月 12 日（火）

場 所：国立オリンピック記念青少年センター（東京）

3) 研究成果の公表

公表会誌：日本地震工学会誌，No.14, 2011.

II. 研究報告

1. はじめに

自然災害などの危機に対する対策は時系列的に「事前対策」、「応急対策」、「事後対策」の3段階からなる。

本研究委員会は津波の「事前対策」を対象とする。津波の「事前対策」は防災施設、防災まちづくり、防災体制の3本柱からなるが（図-1.1）、本研究委員会は防災施設を「事前対策」の中心に据える。ただし、防災施設は広く捉えて橋梁、防浪ビル、避難ビル、海岸林などを含めることとし、防災施設に作用する外力は津波そのものによるものを中心とする（図-1.2）。

そこで、本研究委員会は「防護施設に作用する津波荷重と被災メカニズム」、「橋梁構造物に作用する津波荷重」、「RC 造建築物に作用する津波荷重」、「建築物の津波荷重指針の概要」、「構造物周りの洗掘現象への津波数値解析技術の適用」、「海岸黒松の被害条件」などを調査・研究課題として取り上げ、実際に即した津波荷重の評価法や具体的な津波対策とその指針の調査・研究並びに提案を行うこととする。

〔松富英夫〕

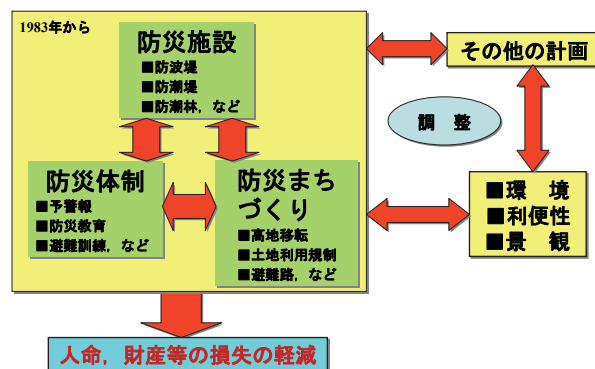


図-1.1 津波の事前対策の基本的な考え方

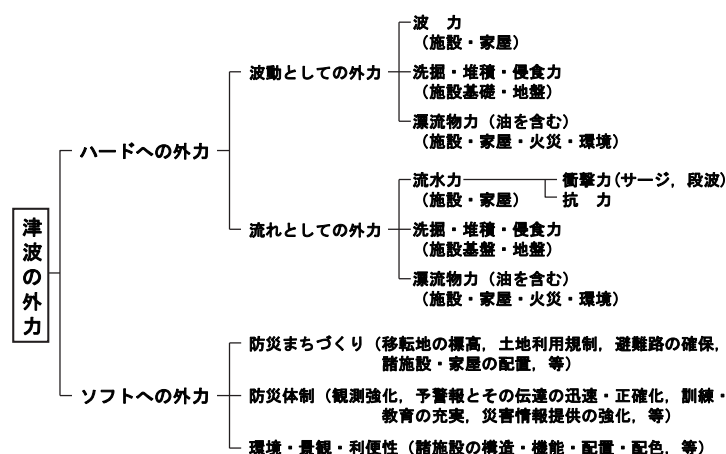


図-1.2 津波の外力の分類例（松富，1996）

参考文献

松富英夫：津波を外力として発生する災害とその防災，沿岸域のあり方 —21 世紀に向けた海岸工学の課題—，土木学会海岸工学委員会，pp.22-25, 1996.

2. 防護施設に作用する津波荷重と被災メカニズム

2.1 はじめに

2011年の太平洋沖地震による巨大津波は、防波堤、海岸堤防などの防護施設の高さを乗り越えて、もしくはそれらを破壊して、背後地域に甚大な被害を生じさせた。この出来事は、これまでの防災の概念を一変させ、ハード対策の限界を示した。その一方で、効果は地域ごとに異なるものの、防護施設により何割かの津波エネルギーの侵入を防いだことも明らかになっている (Tomita *et al.*, 2013)。そこで、本稿では、防波堤を中心として、津波による被災メカニズムを説明するとともに、今後の津波に対する対策の方向性について議論するものである。防波堤の実験は、有川ら (2013) の報告を抜粋している。

2.2 防波堤および胸壁の被災状況

2.2.1 防波堤

1) 一般防波堤

表-2.1 に示すとおり、一般防波堤では、津波波力によって滑動・倒壊したと考えられるものもあるが、越流洗掘や堤頭部周りの洗掘による被災も多い。それは、設計対象としては津波より高波のほうが大きいことが多く、東日本大震災による津波であったとしても、設計された高波の高さを超えない、もしくは、超えて越流が増えたとしても、高波の波圧を上回らないか、越流をすることで波力が軽減されるか、というような状態であったことが推測される。一方で、津波の周期は高波と比べて長いため、越流や堤頭部などの流れが発生した場合、その作用時間が長く、一旦変形すると、その変形量が大きくなり被災するという点に対する対策が不十分であった。

表-2.1 防波堤の被災状況と被災形態 (東北地方整備局提供)

港名	地区	施設名	主な被災状況	津波高(m)
八戸	八太郎	北/基部	消波ブロック移動	6.2
	八太郎	北/中央部	港内マウンド洗掘	6.2
	八太郎	北/ハネ部	滑動	6.2
	外港	中央	暫定堤頭部が洗掘・倒壊	6.2
	外港	第二中央/先端部	暫定堤頭部が洗掘・倒壊	6.2
	外港	第二中央/中央部	被覆ブロック・割石の散乱	6.2
久慈	半崎	波除堤	滑動、倒壊	8.5
	湾口	南・北堤	洗掘	—
	出崎	出崎	滑動、倒壊	8.5
宮古	竜神崎		堤頭部が洗掘・倒壊	7.5
	藤原	藤原	堤頭部が洗掘・倒壊	8.5
	藤原	(Ⅱ)	堤頭部が洗掘・倒壊	8.5
	藤原	宮古木材港南	ケーソン等滑動、滑落	8.5
	藤原	宮古木材港北	地殻変動による沈下	—
	神林	神林北	ケーソン等滑動、滑落	8.5
	藤原	藤原埠頭船溜	ケーソン等滑動、滑落	8.5
	藤原	第1波除堤	地殻変動による沈下	—
	藤原	第2波除堤	ケーソン等滑動、滑落	8.5
	相馬	本港	ケーソン等滑動、滑落	14.38

2) 湾口防波堤

釜石 (図-2.1)、大船渡、女川など湾口防波堤には、大きな津波の作用に加え、港口からの津波の侵入を防ぐために、港口を狭くしており、港内水位上昇が抑えられ、港外・港内の水位差がつきやすい状況であった。そのため、数値シミュレーションの結果から、多く

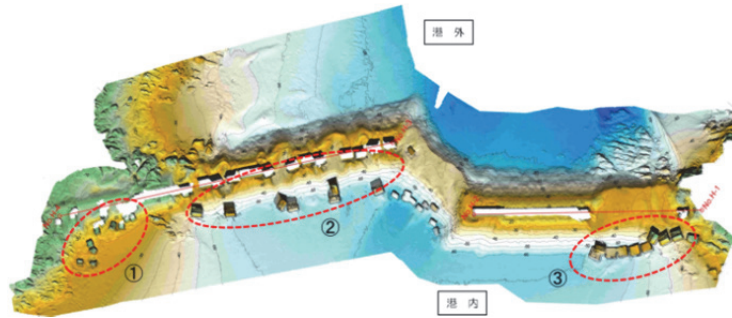


図-2.1 釜石湾口防波堤の被災状況（東北地方整備局提供）

は、港内・港外の水位差により滑動したと考えられる。

3) 被災率

PIANC（2013）は、設計波高と津波高の比と被災率との関係を示している（図-2.2）。被災率は、各港湾における第一線防波堤について、被災程度に関係なく災害査定の対象となる被災が生じる防波堤の延長の割合（＝被災延長／総延長）としている。実線は、以下の対数正規分布の累積分布関数で表現されている。

$$F(\eta, H_{1/3}) = \Phi \left[\frac{\ln(\eta / H_{1/3}) - \mu}{\sigma} \right]$$

ここで、 $H_{1/3}$ は設計で用いられた有義波高、 η は防波堤前面の津波高、 μ および σ はパラメータ（ $\mu=0.0386, \sigma=0.279$ ）となる。これをみると、有義波高と防波堤前面の津波高が同程度以上になると、被災が大きくなっている。これは、ほぼ同程度の波力が作用することになるためと考えられる。一方で、その状態でも 100%にならないのは、背後の水位上昇、津波と高波との波圧の作用の差によるものと思われる。

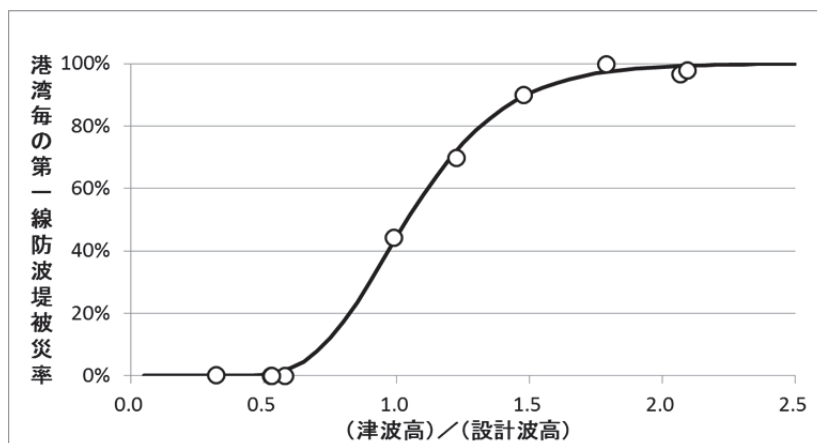


図-2.2 各港湾の第一線防波堤被災率（PIANC, 2013³⁾）

2.2.1 防潮壁

岩手県の久慈市から陸前高田市まで断面のわかる 60 施設を対象として、被災率と比高などの関係を調べた。対象とした施設の比高は図-2.3 に示すとおりである。このときの被災率を図-2.4 に示す。一部被災を含め、20%程度が被災をしていることがわかる。

図-2.5 は、比高と被災率ならびに比高と天端水位を用いて計算される滑動および転倒の

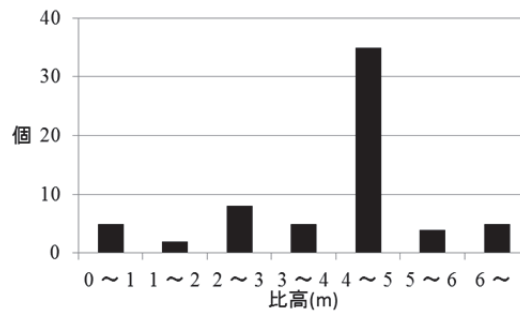


図-2.3 検討対象施設の比高

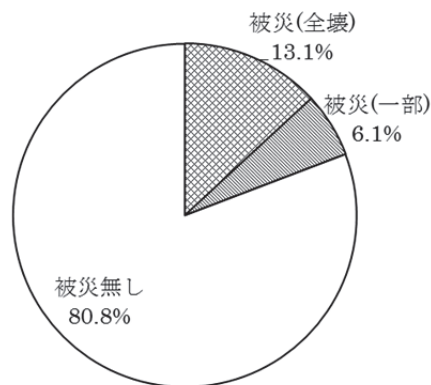


図-2.4 検討対象施設の被災率

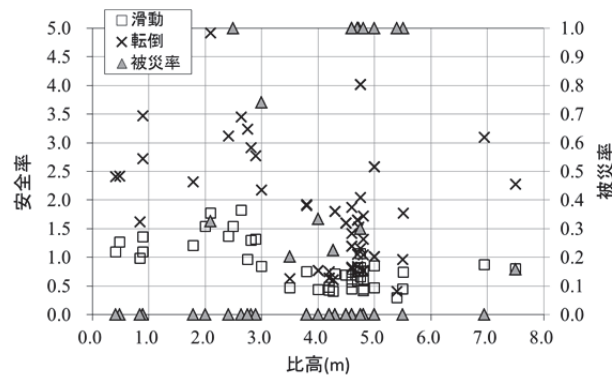


図-2.5 比高と被災率および天端水位を用いた各種安全率の関係

安全率の関係を出したものである。これを見ると、全体的には滑動安全率のほうが転倒安全率よりも低く、また、比高が3 mを超えるあたりから、滑動安全率が1.0を下回ることがわかる。また、4.0 mの比高を超えたあたりから被災率が1になっていることがわかる。

図-2.6に、滑動安全率と被災率の関係ならびに、対数正規分布の累積分布関数曲線を示す。対数の変数としては安全率の逆数とした。曲線は防波堤と同じパラメータにしたものと $\mu=0.01, \sigma=0.1$ としたものを示す。被災しているものだけをみると、概ね曲線には乗っているものの、防波堤よりシャープな曲線であるように思われる。これは、倒壊する場合には、ほぼすべて倒壊する可能性があることがわかる。

一方で、安全率が1を下回っているにもかかわらず被災していないものも多く、また、

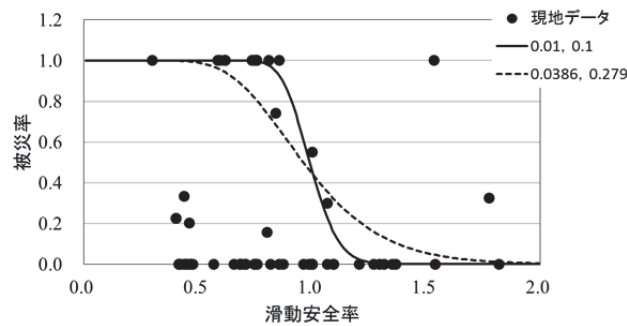


図-2.6 滑動安全率と被災率の関係

安全率が 1.5 程度あるにも関わらず被災率が 1.0 となっているものもあるが、これは胸壁本体だけでなく周辺構造物の強度や背後水位等の影響と考えられる。

2.3 水理模型実験による被災メカニズムの検討

2.3.1 防波堤

1) 港内・港外水位による波力

水理模型実験は、環流装置を用いて、港外側と港内側の水位差を作り、津波による越流状態を擬似的に再現した。ポンプ出力の調整により、なるべく現地の水位差や水位と合うように設定した。実験時の様子を図-2.7 に示す。初期水位から徐々に水位差が大きくなるに従い、ケーソン背後において渦が発生し、さらに水位を上昇させると、水位差が大きくなりケーソンが倒壊する。

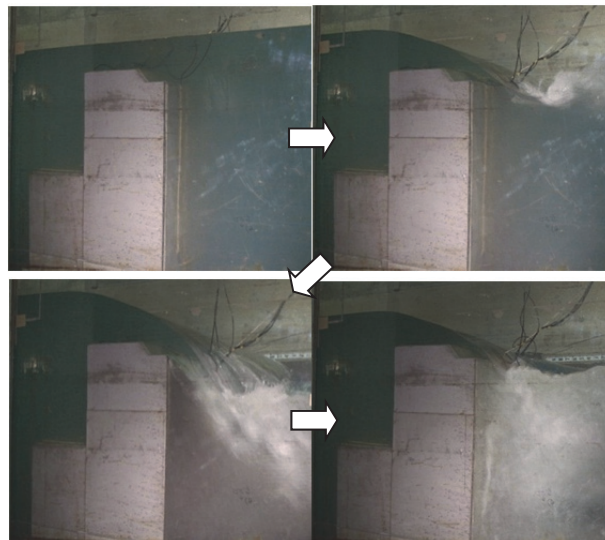


図-2.7 越流実験の様子（釜石港モデル・矩形ケーソン）

釜石港の断面モデルとして、ケーソン高さは、台形が 1.65 m、矩形が 1.4 m とした。ケーソンの質量は台形 4.5 t・矩形 4.0 t、幅は 1.5 m としている。現地に対して 1/20 の縮尺の模型である。御前崎港の断面モデルとして高さ 1.5 m、重さ 4.2 t/m であり、幅は 1.5 m とした。また、ケーソン目地の影響も含めた実験とするため、水路壁に接するケーソンはダ

ミーケーソンとし、幅は 0.9 m、1 m 幅あたりの質量は、試験用ケーソンに比べて倒壊しにくくさせるため単位体積質量を 10% 重くしている。図-2.8 および図-2.9 にそれぞれのモデルでの実験後の様子を示す。試験体ケーソンが滑動もしくは転倒していることがわかる。

図-2.10 は、背面における静水圧からの変化率をみたものである。ここで、前面と背面の水位差を d' とし、 d を水面から作用している面の中心までの距離とし、背面水位が防波



図-2.8 釜石港モデルのケーソンの倒壊の様子



図-2.9 御前崎港モデルのケーソンの倒壊の様子

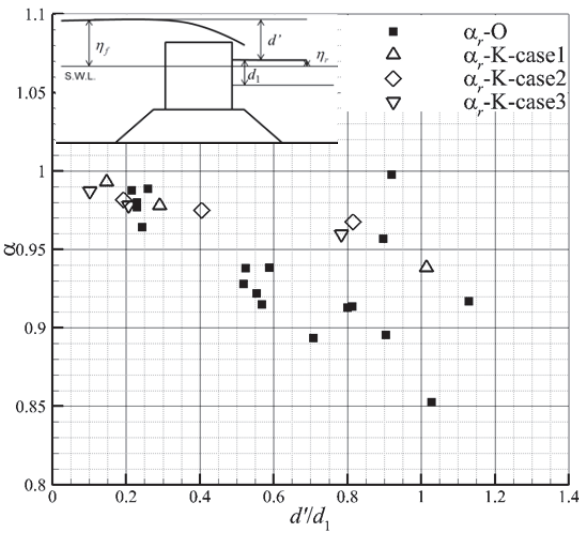


図-2.10 d'/d_1 と背面変化率の比較

堤の天端より高い場合は、水面から防波堤高さの半分までの距離とし、背面水位が防波堤天端より低い場合は、水面と防波堤底面との距離の半分とした。横軸に d'/d_1 をとり、縦軸に背面水位から計算される静水圧からの変化率としている。これをみると、全体的なばらつきはあるものの、 d'/d_1 の変化に応じて変化率が小さくなり、 d'/d_1 が 1.0 程度では、およそ 0.9 となり 10%程度低下していることがわかる。

2) 各種安全率と倒壊との関係

御前崎港モデルにおける、滑動、転倒ならびに支持力破壊の安全率と d'/d_1 との関係をみたものを図-2.11 に示す。滑動については水平方向の力のつりあいを、転倒に関しては壁体後趾周りのモーメントのつりあいを、支持力破壊に関しては、偏心傾斜荷重から簡易ビショップ法により、各地点で得られた波圧に代表面積を乗じて計算した。滑動の計算においては、摩擦係数を 0.6 とし、簡易ビショップ法では、マウンド部においては内部摩擦角 35 度、粘着力 20.0 kN/m²、砂地盤およびコンクリート版においては内部摩擦角 40 度、粘着力 0.0 kN/m² とした。

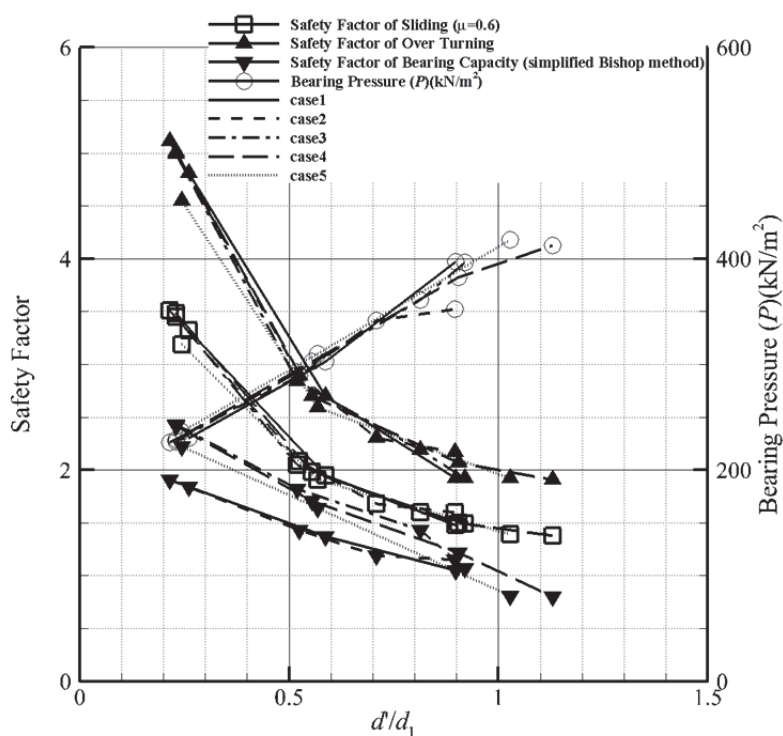


図-2.11 d'/d_1 と各安全率の関係

御前崎港防波堤の当初設計時における波圧に対する安全率は、地震時における波圧作用時で決まっているため、これら安全率は余裕のある値となっているものの、滑動が 3.173、転倒が 3.920、支持力（偏心傾斜荷重）が 2.929 であり、支持力（偏心傾斜荷重）に対する安全性が最も厳しい断面であった。越流時の試験においても、支持力破壊が厳しく、それが 1.0 を下回ったときに、ケーソンが倒壊していた。釜石港モデルでは滑動安全率が 1.0 を下回ったときにケーソンが滑落し、御前崎港モデルは支持力破壊の安全率が 1.0 を下回ったときにケーソンが倒壊した。これらのことから、越流によるケーソンの倒壊メカニズ

ムとしては、滑動・支持力破壊・転倒の破壊モードの検証により確認することが可能であると言える。

3) 越流洗掘の影響

釜石港モデルならびに御前崎港モデルでは、基礎部の顕著な洗掘は見られなかったため、越流洗掘の影響をみるために、八戸港の防波堤を対象として実験を行った。ケーソンの大きさは幅 0.64 m、高さ 0.52 m で水路幅より 2 cm 小さく作り壁側に 5 mm 程度の目地を作っている。ケーソンの質量は現地にあわせ 537.9 kg とした。縮尺は 1/25 で、砂粒子の平均粒径は 0.2 mm である。

図-2.12 に実験の様子を示す。越流開始が 70 s 程度であるが、およそ 15 cm の洗掘深になるまで約 80 s 程度であった。その後、徐々に基礎捨石が洗掘された穴に落ち、ケーソン下部の基礎捨石まで到達したところに、ケーソンが傾き始め、そこから 70 s 程度でケーソンの傾きが止まった。表-2.2 にケーソン下部の洗掘の影響による滑動・転倒・支持力破壊の安全率の違いをみたものを示す。これをみると、ケーソン下部の洗掘が大きくなればなるほど、転倒および支持力破壊の安全率は小さくなるが、滑動の安全率はほとんど影響しないことがわかる。

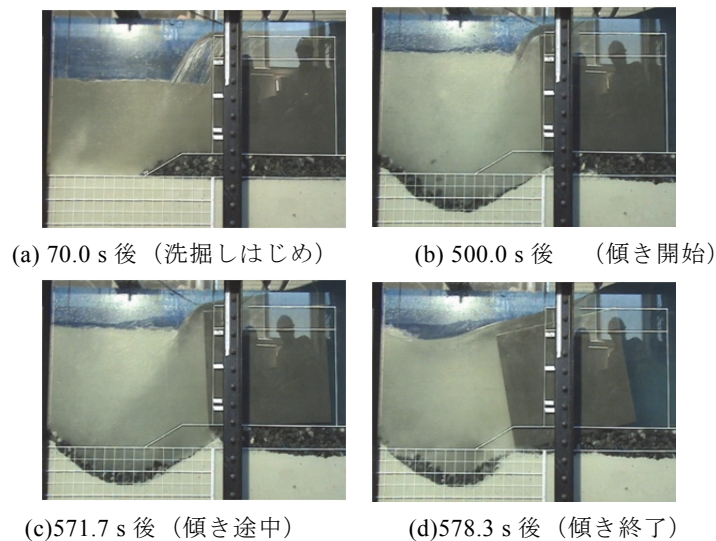


図-2.12 実験中の様子（ケースH-2-1）

表-2.2 ケーソン下部洗掘による各種安全率の変化

洗掘端のケーソン下部までの距離	滑動	転倒	支持力破壊	端支圧（現地換算, kN/m ² ）
なし	1.75	3.43	1.53	277.75
2 cm	1.78	2.89	1.30	369.91
4 cm	1.78	2.27	1.01	553.66

図-2.13 は、横軸に d'/d_1 を縦軸に安全率をとったものである。 d'/d_1 が同じであっても洗掘されることにより安全率が下がることがわかる。たとえば、本条件では、 d'/d_1 が 3.5～

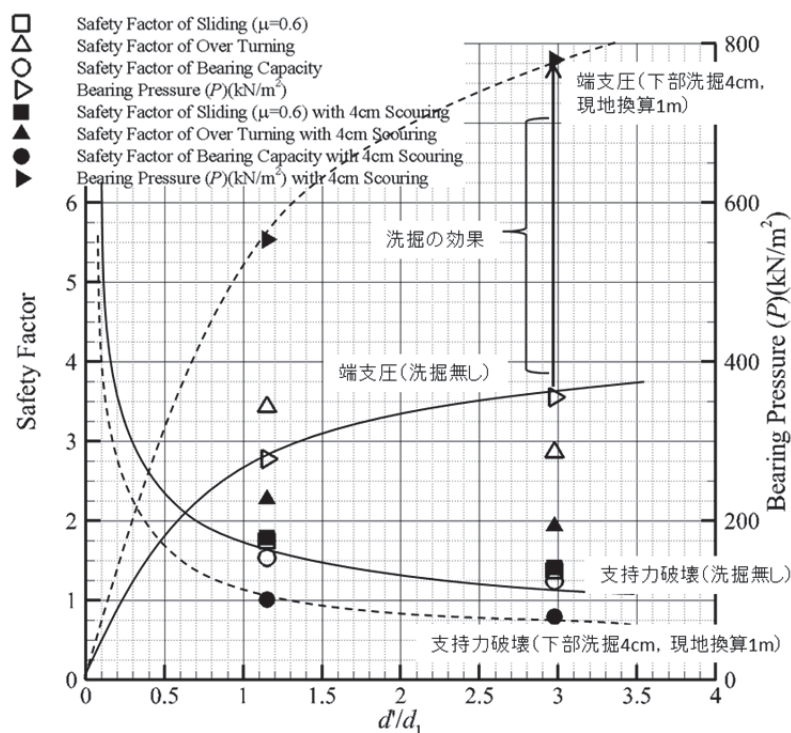


図-2.13 基礎部の洗掘が各安全率に与える影響

4.0 程度までどの安全率も 1.0 を下回らないことが予想されるが、ケーソン下部が洗掘されることで、 d'/d_1 が 1.2~1.4 程度で支持力破壊が 1.0 を下回っており、本来持つ耐力がずいぶん小さくなっていることがわかる。

4) 破壊モード

重力式構造の防波堤、特に混成堤における破壊モードは、摩擦抵抗力を外力が上回ったときに生じる「滑動モード」、回転モーメントにより生じる「転倒モード」、基礎部がケーソン荷重によって破壊される「支持力破壊モード」があり、それぞれの安全率が 1.0 を下回るときに生じていることがわかった。

一方で、特に基礎部の洗掘がケーソン下部まで生じた場合において、支持力破壊、転倒

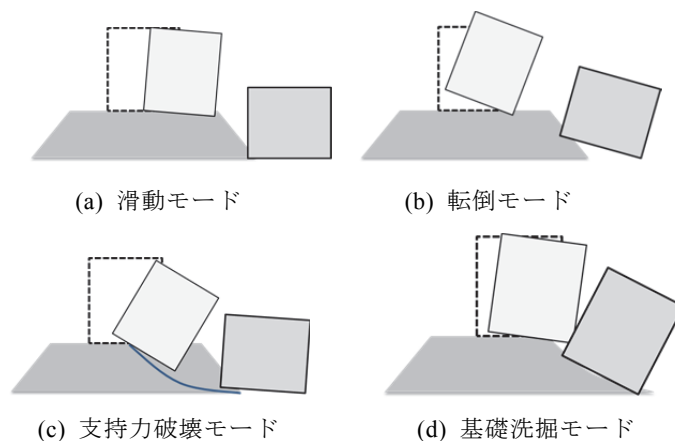


図-2.14 防波堤の破壊モードの概念図

の安全率が、基礎部が洗掘されない場合よりも減少することで、ケーソンが倒壊に至ることがある。ここでは、これを「基礎洗掘モード」と呼ぶこととする（図-2.14）。基礎洗掘モードにおいては、洗掘後の端部を用いて、転倒、支持力破壊（簡易ビショップ法）の計算を行い、それぞれの安全率が 1.0 を下回るかどうかを検証することができたが、高橋ら（2013）は浸透流による支持力の低下を実験で示しており、その影響を今後さらに検討する必要がある。

2.3.2 胸壁

模型縮尺としては、1/10 程度と考え、地盤面から 21 cm とした胸壁の実験を行った。ここに孤立波として 15 cm を 4 回作用させた。

図-2.15 は、そのときの 1 回目の様子である。まだこの時点では背後エプロンが流された程度であったが、同様の波を作用させたところ、3 回目では一つの壁体が傾き、4 回目ではすべての壁体が倒壊した（図-2.16）。このときの滑動および転倒の安全率を測定された波圧から計算したものである。これをみると最大水位の少し後ぐらいで、転倒の安全率が、ほぼ 1.0 を下回っていることがわかる（図-2.17）。これは、この時に水平力の合力が最大になっていたからである。

よって、1 回目から 4 回目まで壁体単体であれば倒壊してもおかしくなかったが、徐々に周辺の構造体が破壊されることで 4 回目に倒壊したと考えられる。従って、このような

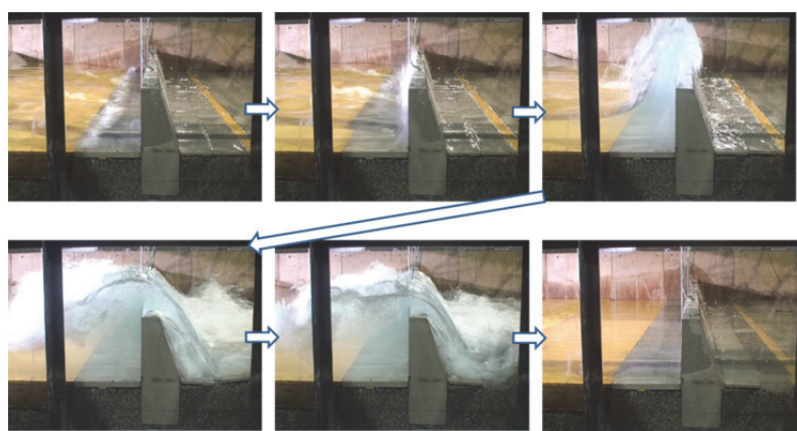


図-2.15 胸壁に孤立波を作用させている様子（1 回目）



図-2.16 3 回目（左）と 4 回目（右）の作用後

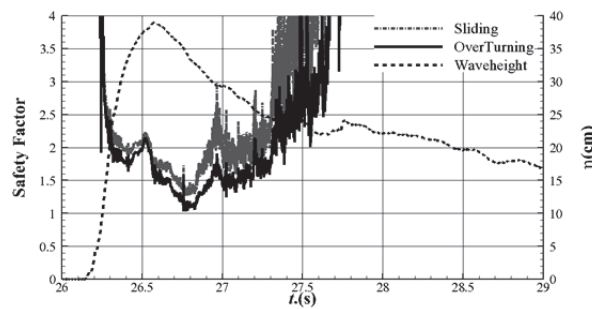


図-2.17 4回目における滑動・転倒安全率と水位の時系列

構造物では周辺の構造物の耐力を調べるということが重要となることがわかる。

2.4 津波荷重算定方法

2.4.1 防波堤

防波堤においては、国土交通省（2012）より設計のためのガイドラインが出されており、それによると、基本的な流れは、図-2.18 のように、波状段波が発生するかしらないか、越流が発生するかしらないかによって、条件を分けて波力を検討する。

越流時ではない場合の波力については、図-2.19 のように考え、仮に、背水面が前面水位よりも下がれば、その分を考慮するが、浮力については前面静水面を背面まで考慮した場合の容積（斜線の部分）として計算する。

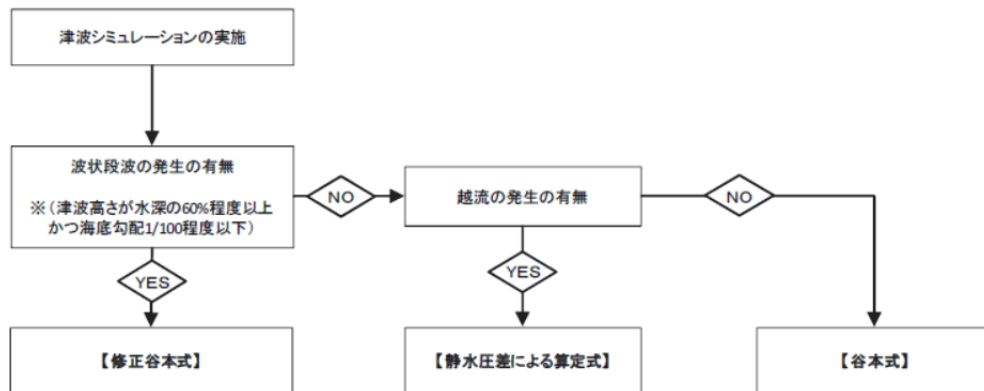


図-2.18 防波堤に対する津波波力算定手順（国土交通省，2012）

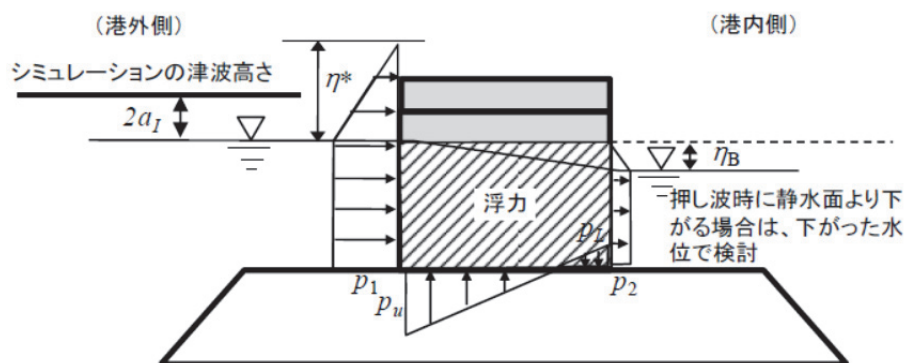


図-2.19 防波堤に作用する津波波力の考え方（国土交通省，2012）

ここで、各変数の持つ意味については、以下のように定義される。

η^*	静水面上の波圧作用高さ (m)	$\eta^* = 3.0a_f$
η_B	直立壁背面で静水面から下がった水位(m)	
a_f	入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)	
$\rho_0 g$	海水の単位体積重量 (kN/m ³)	
p_1	静水面における波圧強度 (kN/m ²)	$p_1 = \gamma_1 \rho_0 g a_f$
p_2	直立壁背面における負圧(kN/m ²)	$p_2 = \rho_0 g \eta_B$
p_u	直立壁前面下端における揚圧力(kN/m ²)	$p_u = p_1$
p_L	直立壁背面下端における揚圧力(kN/m ²)	$p_L = p_2$
γ_1	p_1 に対する波圧係数	修正谷本：3.0，谷本：2.2

越流時においては、**図-2.20** のように考え、浮力については、水没している堤体全体（前面水位を背面まで考慮した場合の容積：斜線の部分）として計算する。また揚圧力については考慮しない。

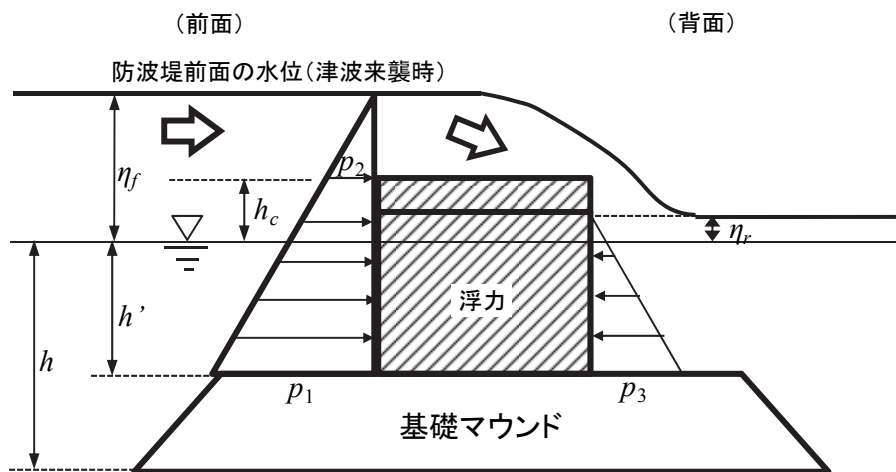


図-2.20 越流時における波力の考え方（国土交通省，2012）

ここで、

- p_1 : 直立壁前面の底面における波圧強度(kN/m²)
- p_2 : 直立壁前面の天端面にける波圧強度(kN/m²)
- p_3 : 直立壁背面の底面における波圧強度(kN/m²)
- $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³)
- h' : 直立壁の底面の水深(m)
- h_c : 静水面から直立壁天端面までの高さ(m)
- η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ(m)
- η_r : 直立壁背面の静水面からの津波高さ(m)
- a_f : 直立壁前面の静水圧補正係数
- a_r : 直立壁背面の静水圧補正係数

であり、

$$p_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$$

$$p_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1$$

$$p_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$$

とし、水理模型実験（有川ら，2013）より $\alpha_f = 1.05$ ， $\alpha_r = 0.9$ とした．

2.4.2 防潮壁

防潮壁に作用する波力としては，**図-2.19** で示す谷本式，もしくは，修正谷本式，陸地においては，朝倉ら（2000）の式との併用考えられる．ただし，その適用条件は不明瞭であり，研究途上にある．また，波圧係数として，フルード数に比例するような係数を与える方法も提案されている（**表-2.3**）．

表-2.3 水深係数

波圧係数(水深係数)	備考	参照論文
$1.0+1.4Fr$	$(0 \leq Fr \leq 2)$	榊山(2012)
$1.0+1.3Fr$	2次元壁体構造物	池谷ら(2013)
$1.0+0.5Fr^2$	ベルヌイの定理	加藤ら(2012), 池谷ら(2013)
$1.0+1.2Fr$	2次元壁体構造物	Asakura et. al. (2002)
3.0	建築構造物	朝倉ら (2000)

〔有川太郎〕

参考文献

- 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷 毅，高尾 誠，金戸俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波に作用する波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.911-915，2000.
- 有川太郎，佐藤昌治，下迫健一郎，富田孝史，廉慶善，丹羽竜也：津波越流時における混成堤の被災メカニズムと腹付工の効果，港湾空港技術研究所資料，No.1269，2013.
- 池谷 毅，秋山義信，岩前伸幸：陸上構造物に作用する津波持続波圧に関する水理学的考察，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.69，No.2，pp.I_816-I_820，2013.
- 加藤史訓，諏訪義雄，藤田光一，岸田弘之，五十嵐崇博，岡村次郎，林雄一郎：建築物等による津波のせき上げの評価方法，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.68，No.2，pp.I_331-I_335，2012.
- 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，2013 年 9 月．
- 榊山 勉：陸上遡上津波の伝播と構造物に作用する津波波圧に関する研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.68，No.2，pp.I_771-I_775，2012.

高橋英紀，佐々真志，森川嘉之，高野大樹：津波による浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性に関する研究，港湾空港技術研究所報告，Vol.52, No.2, 2013.

Asakura, R., K.Iwase, T. Ikeya, M. Takao, T.Kaneto, N. Fuji and M. Ohmori: The tsunami wave force acting on land structure, Proc. of 28th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, pp.1191-1202, 2002.

PIANC: Tsunami Disasters in Ports due to the Great East Japan Earthquake, PIANC Special Publication, Appendix to Report No.112-2010 (Mitigation of Tsunami Disasters in Ports), 2013.

Takashi Tomita, Taro Arikawa and Tadashi Asai: Damage in Ports due to the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Tsunami, Journal of Disaster Research, Vol.8, No.3, 2013.

3. 橋梁構造物に作用する津波荷重

3.1 研究レビューと本研究の目的

2004年インド洋大津波や2011年東北地方太平洋沖地震津波を契機として、家屋構造物及び橋梁構造物に作用する津波波力のメカニズムに関する研究が数多くなされている^{例えば、^{1)~10)}}。津波流速の観点からは、家屋を対象に松富、飯塚¹¹⁾が現地調査、実験及び理論に基づいた陸上流速の特性を明らかにしており、松富ら¹²⁾は氾濫流速の実際的な推定式を提案している。庄司、森¹³⁾は橋桁移動の問題を取り上げ、それらを対象とした水理実験における計測流速を松富、飯塚¹¹⁾による式へ適用し、検討を行っている。また、五十里、後藤¹⁴⁾は津波による作用を受けた橋桁を対象とした上で、粒子法により流速と桁移動の関係性を明らかにしている。水平床版に作用する揚圧力に関しては、水面上昇速度や波速に対する感度が高いと論じられており^{15)、16)}、平木、庄司¹⁷⁾は橋桁を対象として福井ら¹⁸⁾の提案した段波津波の波速に関する式の整合性を検証し、その修正式を提案している。しかし、津波波力に大きな影響を及ぼす水位、水面上昇速度、津波流速及び波速の観点からの統一的な分析は十分ではなく、それら4つのパラメータと津波波力の作用メカニズムの関係についても十分に明らかになっていない。

以上の既往研究のレビューを踏まえ、本研究では、砕波段波及びドライベッド上の遡上波を模擬した水理実験に基づき、水位、水面上昇速度、津波流速及び波速の観点から橋桁に作用する津波波力に関する分析を行う。

3.2 実験概要

橋桁への津波作用としては、砕け寄せ波型砕波段波、巻き波型砕波段波、ドライベッド上の遡上波及び橋桁が水没した状態での巻き波型砕波段波を対象とした。砕け寄せ波型砕波段波は河口付近近傍において津波が河川を遡上後に橋桁に作用する状態、巻き波型砕波段波は河口部の極近傍で津波が作用する状態を模擬している。なお、一般的に、砕波形式は海底勾配 β 及び波長 L_0 に依存する。例えば、波高 H_0 を波長 L_0 で除した H_0/L_0 を 0.01 と仮定すると、砕け寄せ波型は $\tan\beta=0.33$ 、巻き波型は $\tan\beta=0.046$ となる¹⁹⁾。本研究では、目視により津波の進行波の状況を観察した上で、後述のようにゲートからの橋桁の位置を変化させることにより津波の波面形状を確認しながら砕け寄せ波型及び巻き波型をそれぞれ造波し定義した。また、ドライベッド上の遡上波は津波が遡上するような陸域において河川水面の低い状態で津波が橋桁に作用する状態を模擬しており、橋桁が水没した状態での巻き波型砕波段波では、河口極近傍において第1波の津波により橋桁が水没し、湛水状態にある橋桁に対して第2波の津波が作用する状態を模擬している。

実験条件及び実験水路を表-3.1、図-3.1 に示す。また、橋桁模型の構造諸元及び対象とする波面形状の模式図を図-3.2、図-3.3 に示す。橋桁模型は、2004年インド洋大津波で被災した単径間 RC 桁橋である Lueng Ie Bridge（インドネシア・北スマトラ）を幾何学的に 1/79.2 に縮尺したものである。以降の実験データは全てこの橋桁模型に対する水理実験より得られた結果である。

津波の再現に当たっては、橋桁模型の両端面にアクリル板を整流板として設置することによって、水平方向及び鉛直方向の2次元の流れ場を再現している。なお、橋桁模型の両

端面と整流板の間は数 mm の遊間を設け、橋桁模型と整流版が接触しないように十分配慮している。ただし、橋桁模型下部への空気混入が津波波力に与える影響については後述する計測方法において定量的に観測することができないため以下では論じない。

砕波段波の実験ケースでは、桁下から河床までの高さを 50 mm に固定し、静水深 h_0 を表-3.1 の範囲で変化させた。また、造波を多数回試行し、図-3.1 中の 0 地点から 1500 mm の位置における砕波段波を巻き波型、5500 mm の位置における砕波段波を砕け寄せ波型と定義した。ドライベッド上の遡上波の実験ケースでは、橋桁模型を 0 地点から 1500 mm の位置に設置し、ドライベッドの状態下、つまり静水深 h_0 を 0 mm とし、桁下高 h_c を表-3.1 の範囲で 10~40 mm の 4 段階変化させた。橋桁が水没した状態での巻き波型の実験ケースでは、橋桁模型を 0 地点から 1500 mm の位置に設置し、桁上高 h_a を 10 mm と固定した上で桁下高 h_c を 10 mm 及び 20 mm の 2 段階変化させた。以上の全ての実験ケースにおいて、貯水部における水位（表中、貯水部水位）を表-3.1 に示すように 2, 3 段階変化させることにより津波波高を変化させ、ゲートを急開することにより波を発生させた。

計測パラメータは橋桁模型前面の津波流速 v 、橋桁前面及び背面の津波波高 a 、橋桁模型に作用する水平波力 F_x 、鉛直力 F_z 及び y 軸回りのモーメント M_y である。津波流速はプロペラ式流速計（KENEK 製 VOT2-100-10）、津波波高は容量式波高計（正豊工学実験装置製作所 L300）及び超音波式波高計（KEYENCE 製）、水平波力及び鉛直力は 3 分力計（日計電測株式会社製 Y102）を用いて計測する。流速計は、いずれの実験ケースにおいても橋桁模型の中心軸上において橋桁模型前面端部より 40 mm の位置及び桁中心の高さになるように設置した。また、ドライベッド上の遡上波において、橋桁模型前面の津波波高を計測する際には、立ち上がりから 1 秒程度までは超音波式波高計で計測を行い、それ以降のデータに関しては容量式波高計のデータを用いることで 2 つの波高計のデータを連結して用いる。分力計は上記のそれぞれの状態においてゼロ点補正を行い、橋桁模型及び分力計で構成される系の最低次の固有振動数は水平方向で 2.96 Hz、鉛直方向で 4.25 Hz であり、後述する F_x 及び F_z のピーク値を観測する際の振動数とは乖離している。データのサンプリング間隔は 1/200 秒とし、全ての時系列データに対して、ある時刻におけるデータとその前後の 10 データの合計 21 データを用いて移動平均を施す。全てのケースにおいて再現性の高い時系列波形のデータが最低 3 回得られるまで実験を行った。分析には津波流速及び前面津波波高は橋桁模型なしのデータ、水平波力及び鉛直力については橋桁模型有りのデータを用いる。

表-3.1 砕波段波の場合の実験条件

CASE 番号	橋桁模型 設置位置 (mm)	静水深 h_0 (mm)	桁下高 h_c (mm)	貯水部 水位 (mm)	記号	
1	1	5,500	50	0	430	×
					440	×
					450	×
2	1	5,500	45	5	430	×
					440	×
					450	×
3	1	5,500	40	10	425	◇
					435	◇
					445	◇
4	1	5,500	35	15	425	=
					435	=
					445	=
5	1	5,500	30	20	425	△
					435	△
					445	△
6	1	5,500	25	25	425	+
					435	+
					445	+
7	1	5,500	20	30	425	■
					435	■
					445	■
8	1	5,500	10	40	460	●
					465	●
					470	●

CASE 番号	橋桁模型 設置位置 (mm)	静水深 h_0 (mm)	桁下高 h_c (mm)	貯水部 水位 (mm)	記号	
9	1	1,500	50	0	410	×
					420	×
					430	×
10	1	1,500	45	5	402	×
					412	×
					420	×
11	1	1,500	40	10	410	◇
					420	◇
					430	◇
12	1	1,500	35	15	390	=
					400	=
					410	=
13	1	1,500	30	20	390	△
					400	△
					410	△
14	1	1,500	25	25	410	+
					415	+
					420	+
15	1	1,500	20	30	420	■
					425	■
					430	■
16	1	1,500	10	40	440	●
					445	●
					450	●

表-3.2 ドライベット上の遡上波及び橋桁が水没した状態の砕波段波の場合の実験条件

ドライベッド上の遡上波

CASE 番号	橋桁模型 設置位置 (mm)	静水深 h_0 (mm)	桁下高 h_c (mm)	貯水部 水位 (mm)	ゲート開 閉方式	記号	
17	2	1,500	0	10	420	手動	◆
	3				430	手動	◆
18	1	1,500	0	20	390	手動	▲
	2				400	手動	▲
	3				410	手動	▲
					420	手動	■
19	1	1,500	0	30	425	手動	■
	2				430	手動	■
	3				440	手動	●
20	1	1,500	0	40	445	手動	●
	2				450	手動	●
	3				410	遅	◇
21	2	1,500	0	10	420	遅	◇
	3				430	遅	◇
	1				390	遅	▲
22	2	1,500	0	20	400	遅	▲
	3				410	遅	▲
	1				420	遅	■
23	2	1,500	0	30	425	遅	■
	3				430	遅	■
	2				445	遅	●
24	3	1,500	0	40	450	遅	●
	1				410	速	◆
25	2	1,500	0	10	420	速	◆
	3				430	速	◆
	2				400	速	▲
26	3	1,500	0	20	410	速	▲

橋桁が水没した状態の巻き波
型砕波段波

CASE 番号	橋桁模型 設置位置 (mm)	桁上高 h_a (mm)	桁下高 h_c (mm)	貯水部 水位 (mm)	記号	
27	1	1,500	10	10	410	◆
	2				420	◆
	3				430	◆
28	1	1,500	10	20	390	▲
	2				400	▲
	3				410	▲

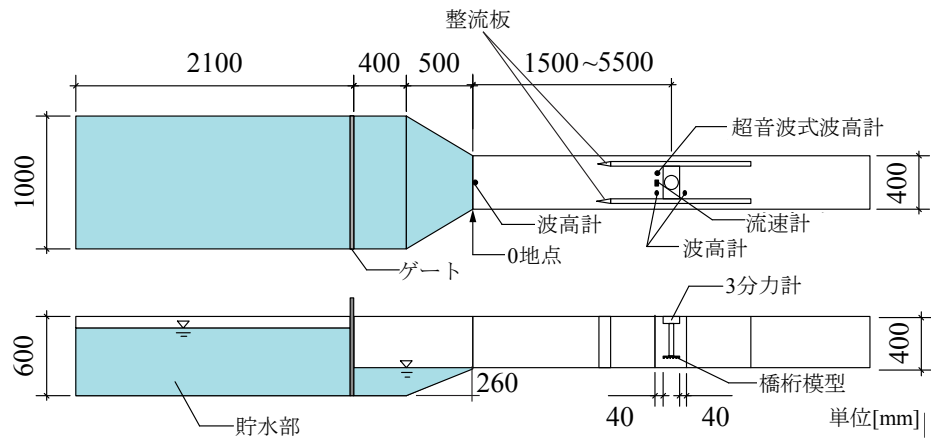


図-3.1 実験水路及び模型の設置状況

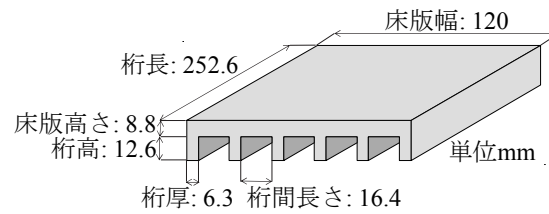
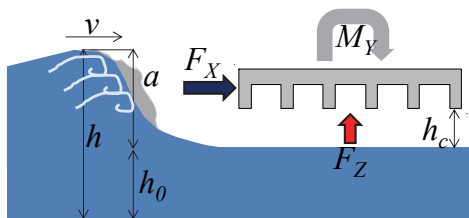
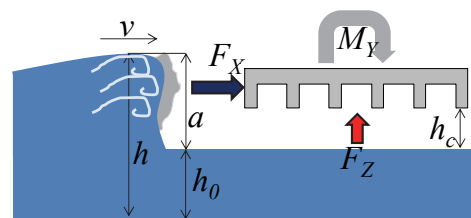


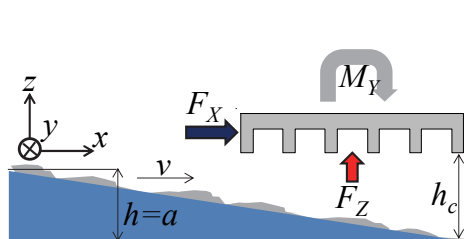
図-3.2 橋桁模型の構造諸元



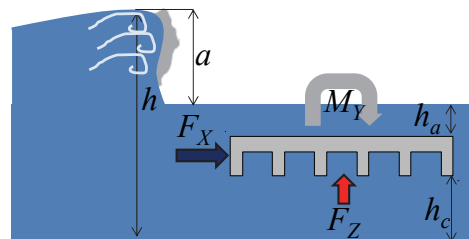
(a) 砕け寄せ波型碎波段波



(b) 巻き波型碎波段波



(c) ドライベッド上の遡上波



(d) 橋桁が水没した状態での巻き波型碎波段波

図-3.2 波面形状と各パラメータ

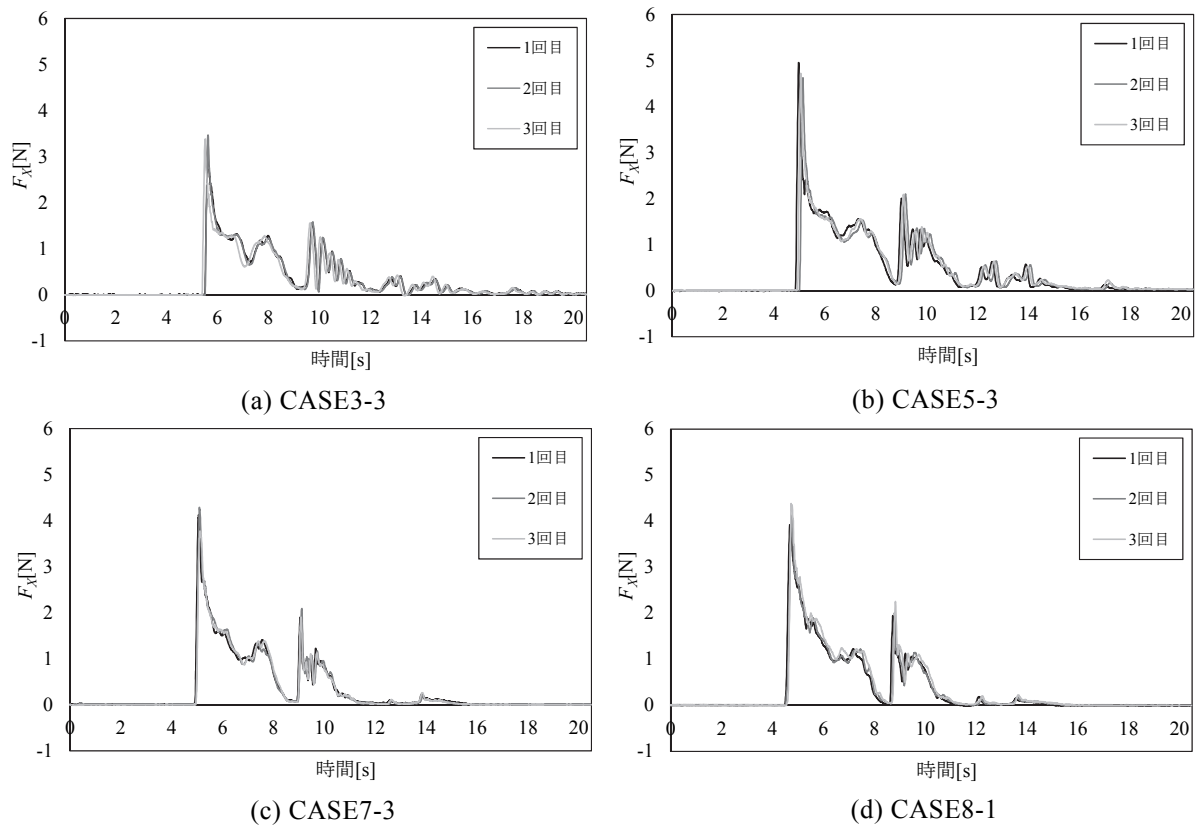


図-3.3 砕け寄せ波型砕波段波における水平波力の時系列

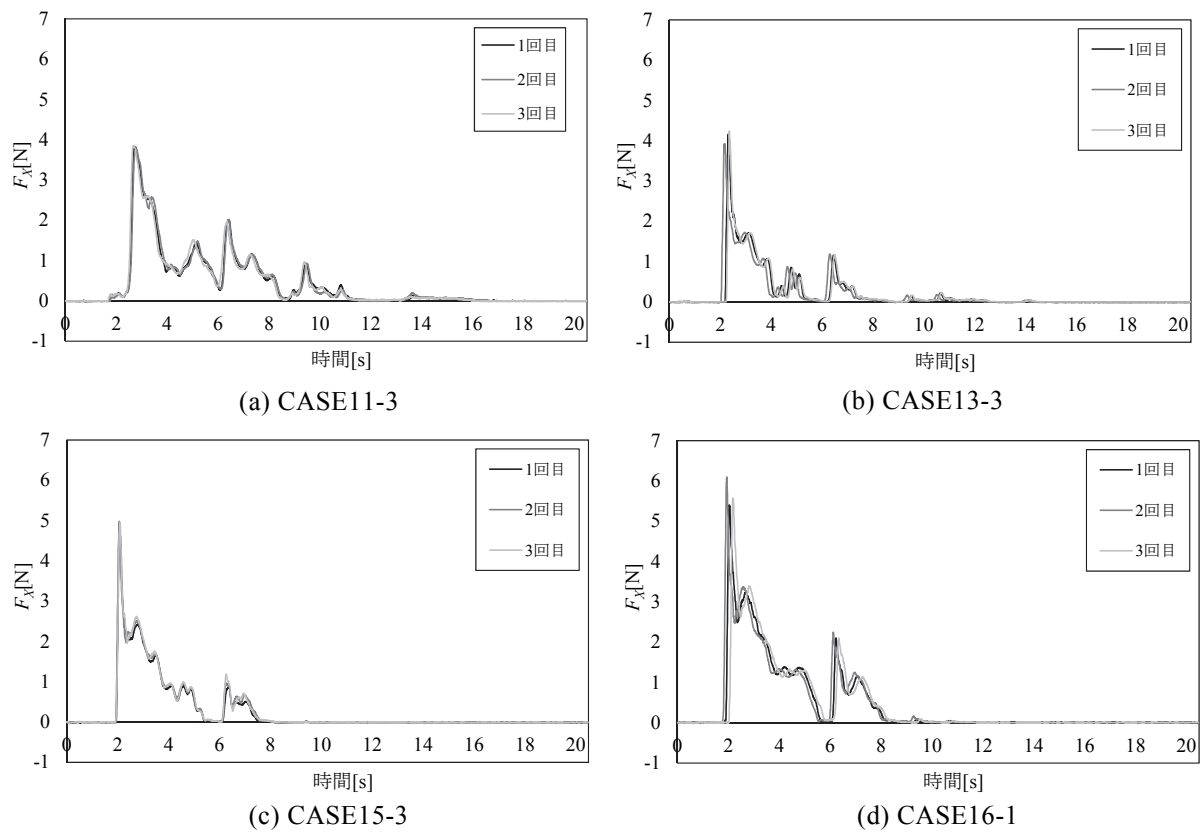


図-3.4 巻き波型砕波段波における水平波力の時系列

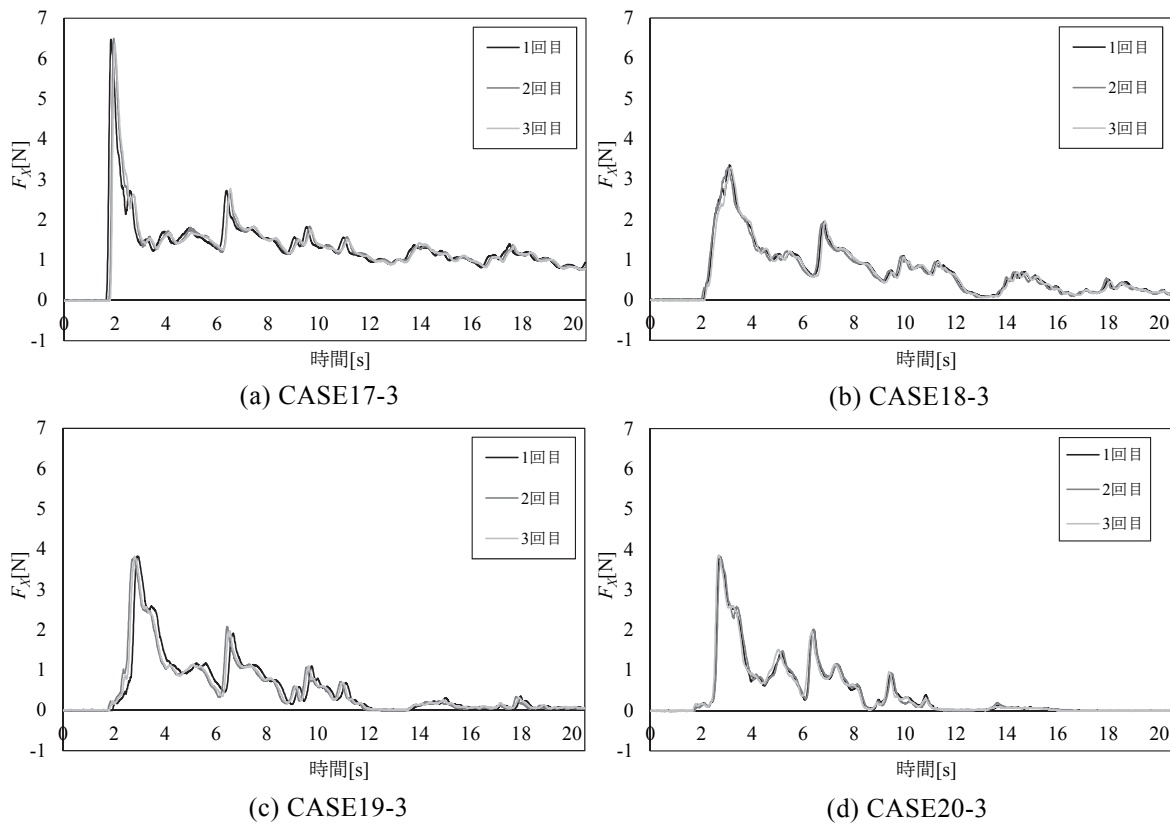


図-3.5 ドライベッド上の遡上波における水平波力の時系列

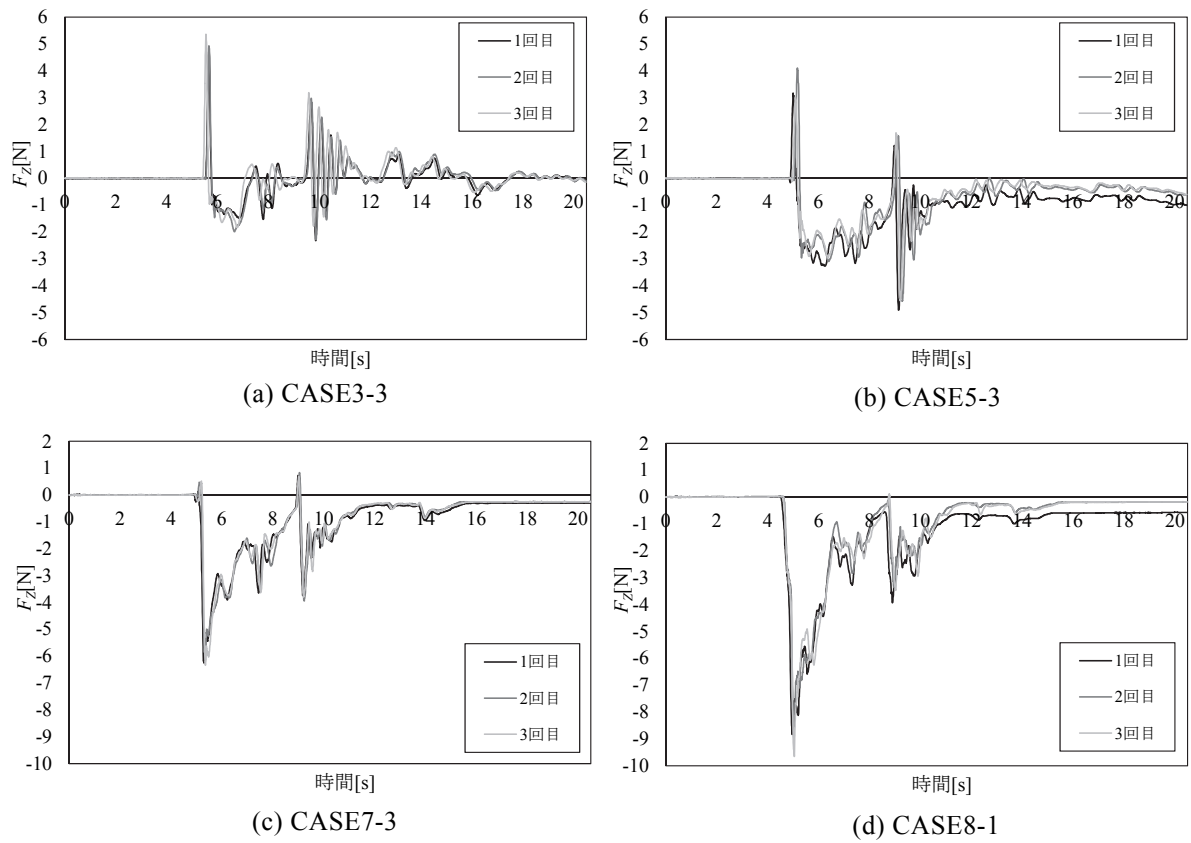


図-3.6 砕け寄せ波型碎波段波における鉛直波力の時系列

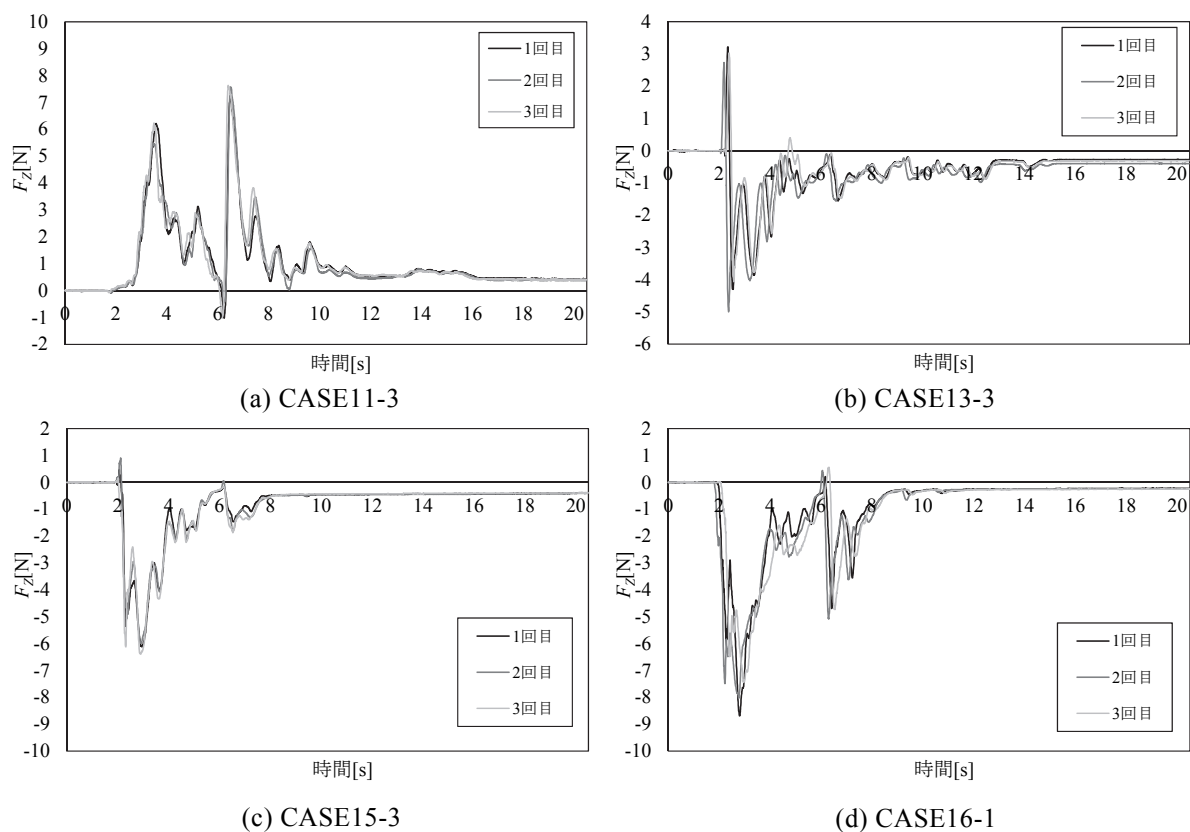


図-3.7 巻き波型砕波段波における鉛直波力の時系列

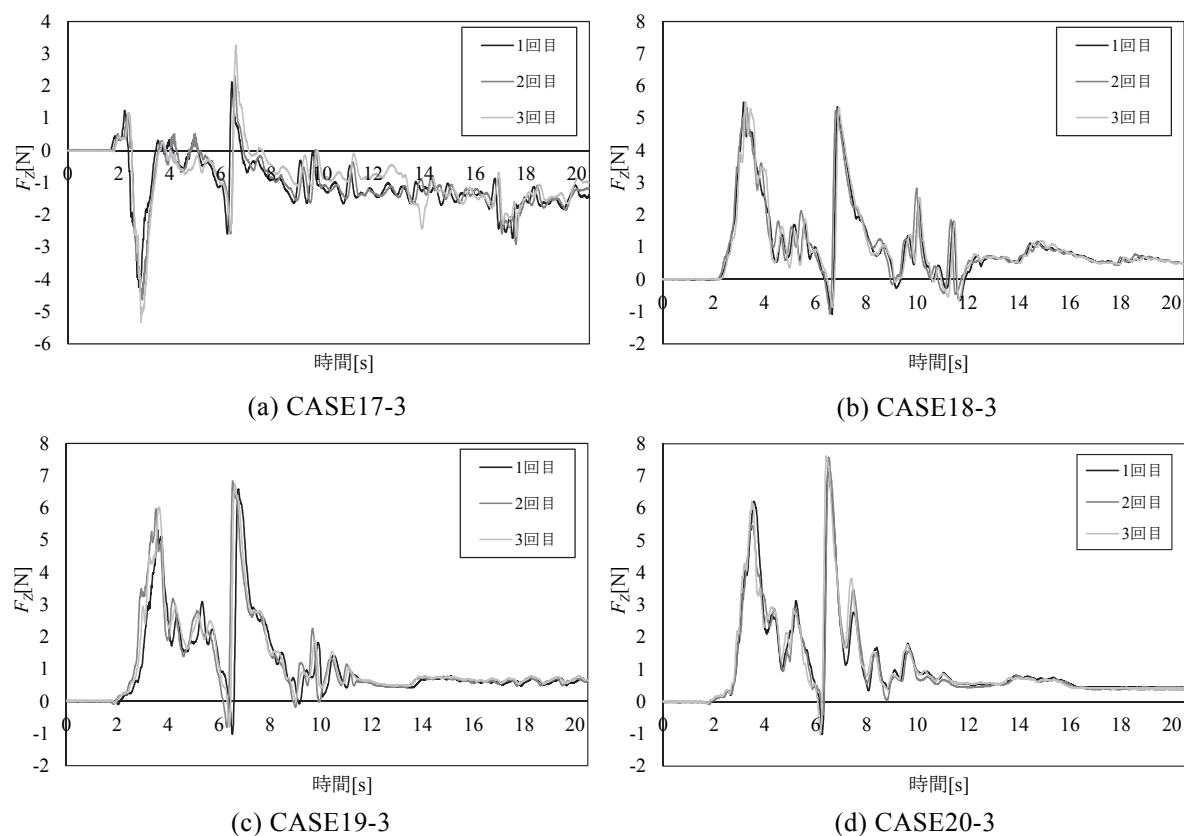


図-3.8 ドライベッド上の遡上波における鉛直波力の時系列

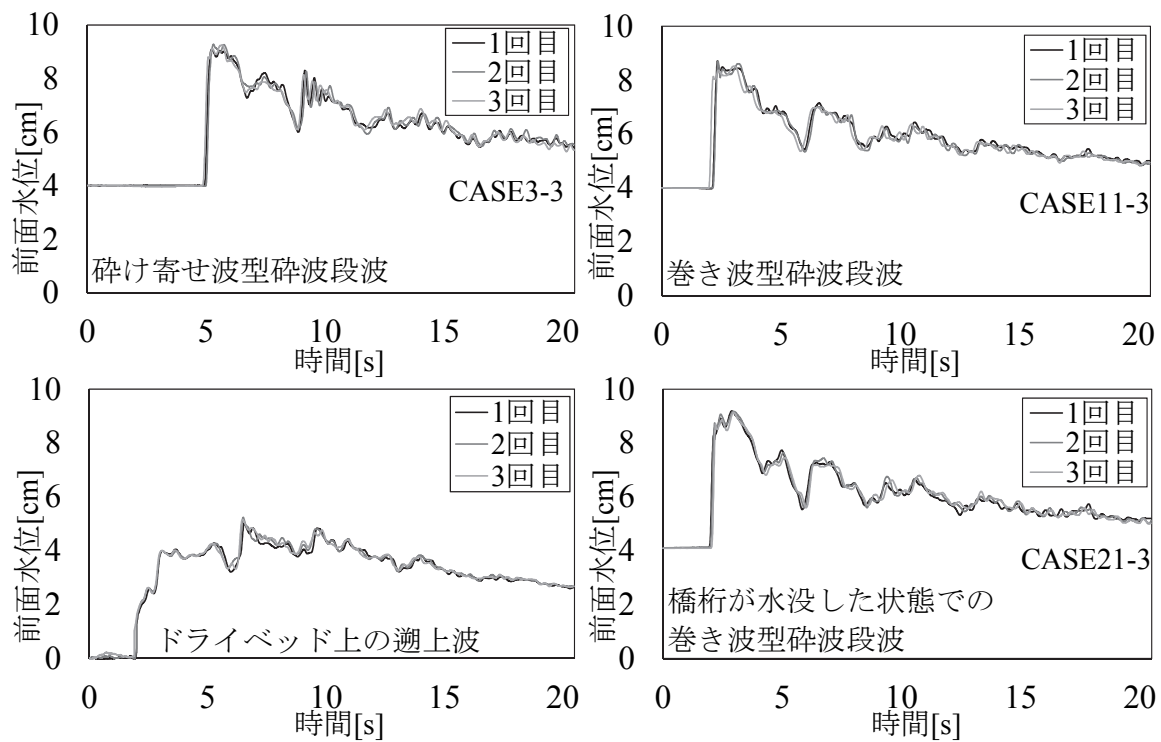


図-3.9 津波波高の時系列(橋桁模型なしの場合のデータ)

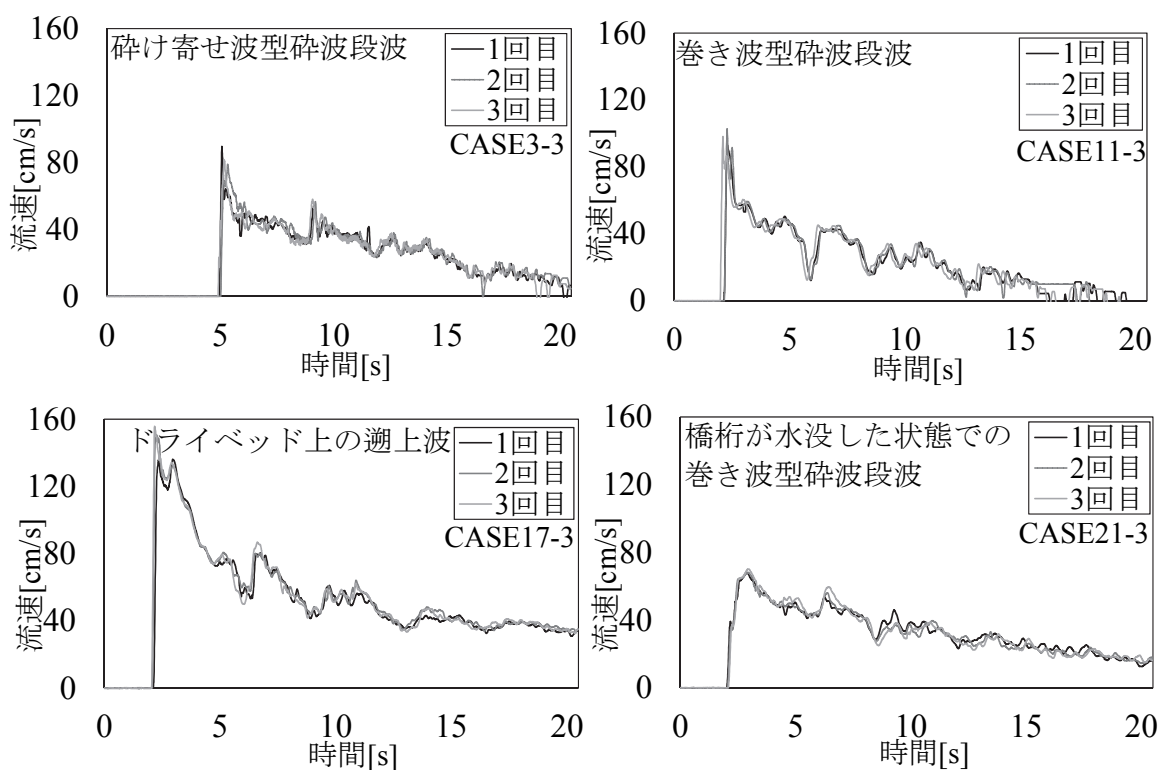


図-3.10 津波流速の時系列(橋桁模型なしの場合のデータ)

3.3 時系列波形の特徴

水理実験で得られた津波波力の時系列波形を示す．砕け寄せ波型砕波段波，巻き波型砕波段波及びドライベッド上の遡上波の水平波力の時系列波形を図-3.4，図-3.5 及び図-3.6 にそれぞれ示す．また，同様に鉛直波力の時系列波形を図-3.7，図-3.8 及び図-3.9 にそれぞれ示す．本研究で対象とする衝撃的な波力に関して，砕け寄せ波型における水平波力は $F_x=2.19\sim5.16[\text{N}]$ ，巻き波型における水平波力は $F_x=2.49\sim5.70[\text{N}]$ となり，ドライベッド上の遡上波では $F_x=2.59\sim9.16[\text{N}]$ となった．鉛直波力は，砕け寄せ波型で $F_z=-9.18\sim6.43[\text{N}]$ ，巻き波型で $F_z=-6.71\sim7.15[\text{N}]$ ，ドライベッド上の遡上波では $F_z=1.04\sim9.61[\text{N}]$ となった．

図-3.3 で定義した前面水位 h 及び津波流速 v の時系列の一例を図-3.10 及び図-3.11 に示す．前面水位において，砕け寄せ波型，巻き波型及び橋桁が水没した状態での巻き波型は立ち上がり後 1 秒以内にピーク値を示すのに対し，ドライベッド上の遡上波は立ち上がり後，前面波高がピーク値に達するまで平均 4.54 秒となった．これは図-3.3 に示すように波面勾配が緩やかであり，波の進行方向に水がないため橋桁前面及び桁下空間の水位が徐々に増加するためである．津波流速に関しては，砕け寄せ波型，巻き波型及びドライベッド上の遡上波では立ち上がり後平均 0.23 秒でピーク値となり，橋桁が水没した状態での巻き波型では相対的にその時間が 0.82 秒と長い．巻き波型と橋桁が水没した状態での巻き波型の流速の最大値の平均を比較するとそれぞれ 98.1 cm/s と 68.87 cm/s になり，橋桁が水没した状態での巻き波型の流速は遅くなった．

3.4 津波波力を評価するための無次元量

水平波圧の無次元化に先立ち，津波波高のピーク値 a を 3 回の実験回数分で平均し， \bar{a} を求める．水平波力 F_x は橋桁模型に津波が作用した直後の衝撃的な波力のピーク値である．水平波力は全ての実験ケースにおいて橋桁模型に津波が作用した直後にピークを示しており，その値を水平波力 F_x として採用する．水平波力 F_x を橋桁側面の受圧面積 $A_s(=54.1[\text{cm}^2])$ で平均的に受けたと見なした場合の水平波圧 F_x/A_s を算定する． F_x/A_s を相当の静水圧 $\rho g \bar{a}$ で無次元化した上で， κ を以下の式で定義する．

$$\kappa = \frac{F_x/A_s}{\rho g \bar{a}} \quad (3.1)$$

ここで， ρ は水の単位体積質量， g は重力加速度である．

室田，古土井¹⁵⁾ や堀川ら²⁰⁾ は栈橋床板に作用する揚圧力に関する実験的検討の中で，次式に示す揚圧力強度を用いて，揚圧力強度と波長比の関係，揚圧力強度とクリアランス及び波高との関係から，マウンド及び網目渡版の効果についてそれぞれ検討を行っている．

$$\text{揚圧力強度} = \frac{p}{\rho c^2} \quad (3.2)$$

ここで， p は揚圧力， ρ は水の単位体積質量， c は波速である．

以上より鉛直波圧の無次元化に当たっては，上記の既往研究を参考とし，揚圧力強度 μ として次式の通り定義した．

$$\mu = \frac{F_z/A_b}{\rho c^2} \quad (3.3)$$

なお，水平波圧の無次元量 κ の場合と同様に，橋桁模型に津波が作用した直後の鉛直上

向きの衝撃的な波力のピーク値を鉛直波力 F_z と定義した上で、その波力を橋桁底面の受圧面積 $A_b (=303[\text{cm}^2])$ で平均的に受けたと見なした場合の鉛直波圧 F_z/A_b を算定する。鉛直波力のピーク値は津波が橋桁模型に作用した直後にピークを取るものと後続の津波が作用している間にピークを示す場合があるが、ここでは橋桁模型に津波が作用した直後のピーク値を鉛直波力 F_z として採用する。

また、式(3.3)の c は波速であり、本研究では以下の式で定義した。

$$c = \frac{l}{t_r - t_f} \quad (3.4)$$

ここで、 l はゼロ点から橋桁前面に設置した波高計の距離[cm]、 t_f は第1波ピークの前面到達時刻[s]、 t_r は第1波ピークの背面到達時刻[s]であり、**図-3.12** に示すように定義する。なお、前面波高のピークが不明瞭な場合は前面波高及び背面波高のトレンドを踏まえ、それぞれ比較することにより両者において対応すると考えられるピークの時刻より推定した。

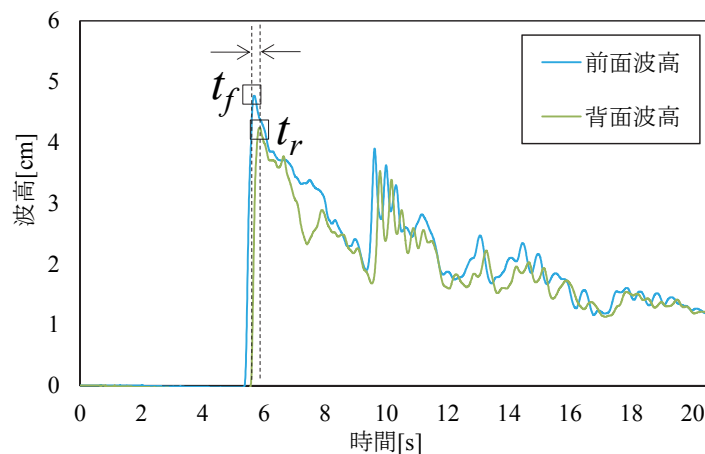


図-3.12 波速の算出に用いるパラメータ

3.5 水位、水面上昇速度、フルード数、及び波速の観点からの分析

(1) 本実験における津波の流れ場の位置づけ

図-3.10 及び **図-3.11** に示した津波波高及び津波流速の時系列に対してピーク値以降の0.5～3.0秒間の準定常的な区間の時間平均 a_{ave} 及び v_{ave} を求め、実験回数分の平均を $\overline{a_{ave}}$ 、 $\overline{v_{ave}}$ と定義した。ドライベッド上の遡上波に関しては、津波波高の時系列がなだらかなるがその場合においても上記のピーク値以降の0.5～3.0秒間の準定常的な区間の時間平均 a_{ave} 及び v_{ave} を求めた。さらに、前面水位 $\overline{h_{ave}} = h_0 + \overline{a_{ave}}$ とし、フルード数を以下の式で定義する (**図-3.13**)。

$$F_r = \frac{\overline{v_{ave}}}{\sqrt{g \overline{h_{ave}}}} \quad (3.5)$$

砕け寄せ波型におけるフルード数 F_r は桁下高 h_c が高いと大きな値となり、最大値は0.60 (CASE7-3)、最小値は0.36 (CASE6-1)となった。巻き波型においてはその傾向が顕著となり、最大値は0.78 (CASE16-3)、最小値は0.34 (CASE13-1)となった。ドライベッド上の遡上波

では、 F_r の最大値は 1.25 (CASE25-3)、最小値は 0.25 (CASE20-1) となり、 F_r は h_c が低いほど大きくなった。橋桁が水没した状態での巻き波型では、 F_r の最大値は 0.58 (CASE21-3)、最小値は 0.32 (CASE22-1)となり、 F_r は h_c が低くなると大きくなった。また、静水深が設定された状態下の巻き波型と比べて最大値が 0.74 倍、最小値が 0.93 倍となった。

砕け寄せ波型では、波の上部が作用すると流速が速く、 F_r が大きい値となり、波の下部が作用すると流速が遅く、 F_r が小さい値となった。巻き波型においては上記の砕け寄せ波型と同様の傾向であり、砕け寄せ波型より最大流速とそれに伴う F_r が大きく、また、最小流速とそれに伴う F_r が小さくなった。ドライベッド上の遡上波では、前述の静水深が設定されている際の砕波段波とは逆の傾向となり、波の下部が橋桁に作用すると流速が速く、 F_r が大きい値となり、波の上部が作用すると流速が遅く、 F_r が小さくなった。同様に橋桁が水没した状態での巻き波型では、静水面上で波が進行する状態で桁下高が低いと流速が速くなり、桁下高が高いと流速が遅くなったが、流速は相対的に遅い結果、 F_r が小さくなった。

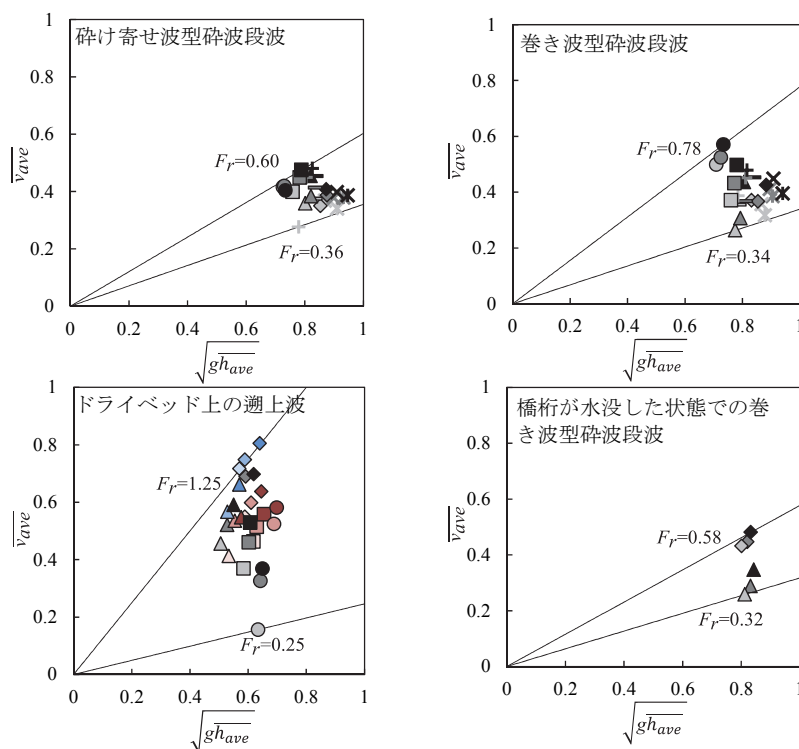


図-3.13 実験におけるフルード数

(2) 水位の観点からの分析

無次元水平波圧 κ と波高 \bar{a} の関係を図-3.14 に示す。砕け寄せ波型においては $\bar{a}=3.41\sim5.25$ 、 $\kappa=0.85\sim1.84$ となり \bar{a} が増加すると κ が増加する傾向が見られる。巻き波型においては、 $\bar{a}=4.16\sim5.75$ 、 $\kappa=1.03\sim2.09$ となり、砕け寄せ波型と同様に \bar{a} が増加すると κ が増加する傾向が見られる。ドライベッド上の遡上波においては $\bar{a}=2.79\sim5.23$ 、 $\kappa=1.22\sim3.04$ となり、 κ が 2.56 から 3.04 と相対的に大きい範囲では、 \bar{a} が増加すると κ が増加し、 κ が 1.22 から 2.15 と相対的に小さい範囲では、 \bar{a} が増加すると κ が減少する傾向が見られる。

また、砕波段波、ドライベッド上の遡上波どちらに関しても、同じ静水深のデータ同士を比較すると、ほとんどのケースにおいて貯水部が高くなると波高 \bar{a} が高くなり、その結果として κ も大きくなる傾向が見られる。

次に波高 \bar{a} に関する無次元量として、津波波高 \bar{a} に対する橋桁の相対的な位置を表す η を次式のように定義する。

$$\eta = \frac{\bar{a} - h_c}{\bar{a}} \quad (3.6)$$

ここで、 $\bar{a} - h_c$ は橋桁底面から波頂部までの高さ、 \bar{a} は津波波高の平均である。

無次元水平波圧 κ と波高に対する橋桁の相対的な位置 η の関係を図-3.15に示す。砕け寄せ波型においては $\eta=0.18\sim 1.00$ 、 $\kappa=0.85\sim 1.84$ となった。 η が0.18から0.70の範囲では、 κ が1.17から1.84と相対的に大きな κ となり、一方、 η が0.79から1.00の範囲では κ が1.55から0.85と相対的に小さくなり、線形的に減少している。この際のメカニズムとして、切り立った波面勾配を有する砕波段波においては、 η の値が大きく、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が低い場合には、波面勾配が切り立っている波の下部が橋桁側面に作用し、相対的に流体の運動エネルギーの低い部分が橋桁模型に作用するため、水平波圧は小さくなる。逆に、 η の値が小さく、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が高い場合には、運動エネルギーの相対的に大きい切り立った波の波頭部が橋桁に作用するため、水平波圧は大きくなる。巻き波型においては、 $\eta=0.18\sim 1.00$ 、 $\kappa=1.03\sim 2.09$ となり、 η の値が小さくなると κ の値も小さくなる。この際のメカニズムは、上記の砕け寄せ波型と同様である。ドライベッド上の遡上波においては $\eta=0.14\sim 0.80$ 、 $\kappa=1.22\sim 3.04$ となった。 $\eta=0.72\sim 0.77$ 及び $\kappa=1.66\sim 1.81$ の領域において一部はずれたデータがあるものの、 η の値が大きくなると κ の値が線形的に増加する。この際のメカニズムとして、上記の砕波段波とは異なり、波面勾配が緩やかなドライベッド上の遡上波においては、 η が大きく、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が低い場合には、波面勾配の緩やかな波の進行波において相対的に運動エネルギーの大きな波の先端部下部が橋桁に作用するため、水平波圧が大きくなる。逆に、 η が小さく、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が高い場合には、波面勾配の緩やかな波において相対的に運動エネルギーの低い、波の後続する部分が橋桁に作用するため、水平波圧が小さくなった。

揚圧力強度 μ と津波波高 \bar{a} の関係を図-3.16に示す。砕け寄せ波型においては $\bar{a}=4.16\sim 5.75$ 、 $\mu=-0.20\sim 0.15$ となり、 \bar{a} が4.23から5.75の範囲で上向きの鉛直波圧となり、 \bar{a} が増加すると上向きの鉛直波圧が大きくなった。また、 \bar{a} が4.16から5.28の範囲で下向きの鉛直波圧となり、 \bar{a} が増加すると下向きの鉛直波圧が大きくなった。巻き波型においては、 $\bar{a}=3.41\sim 5.25$ 、 $\mu=-0.10\sim 0.20$ となり、 \bar{a} が3.41から5.25の範囲で上向きの鉛直波圧となり、 \bar{a} が4.89から5.14の範囲で下向きの鉛直波圧となった。ドライベッド上の遡上波においては $\bar{a}=2.79\sim 5.24$ 、 $\mu=0.02\sim 5.93$ となった。 \bar{a} が2.79から4.89の範囲で揚圧力強度 μ が0.02から0.45と一定値を示すデータ群がある一方で、 \bar{a} が3.27から5.24と増加すると揚圧力強度 μ が1.72から5.93と線形的に大きくなるデータ群が見られた。

揚圧力強度 μ と η の関係を図-3.17に示す。砕け寄せ波型においては $\eta=0.18\sim 1.00$ 、 $\mu=-0.20\sim 0.15$ となった。 η が0.36から1.00の範囲で上向きの鉛直波圧となり、 η が0.18から0.33の範囲で下向きの鉛直波圧となった。この際のメカニズムとしては、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が高く、桁下空間が大きくなると、運動エネルギーの相対的に大きな切

り立った波の波頭部が主として橋桁模型の水平方向に作用しつつ、橋桁上部に侵襲した波に橋桁模型が鉛直方向に巻き込まれるようにしてダウンフォースが作用するため、下向きの鉛直波圧となる。逆に、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が低く、桁下空間が小さいと、運動エネルギーが相対的に小さい切り立った波の下部が橋桁模型に作用し、その結果、波頭部より波面勾配が緩やかな状態で橋桁に作用するため、上向きの鉛直波圧となる。巻き波型においては、 $\eta=-0.18\sim1.00$ 、 $\mu=-0.10\sim0.20$ となった。 η が0.33から1.00の範囲で上向きの鉛直波圧となり、 η が0.18から0.22の範囲で下向きの鉛直波圧となった。この際のメカニズムは、上記砕け寄せ波型と同様である。ドライベッド上の遡上波においては $\eta=0.14\sim0.80$ 、 $\mu=0.14\sim5.93$ となった。 μ が0.14から0.45の範囲で η が0.14から0.80と増加すると上向きの小さい鉛直力が減少するデータ群が見られ、また、 μ が1.72から5.93の範囲で η が0.23から0.77と増加すると上向きの鉛直力が小さくなるデータ群が見られた。メカニズムとしては、 $\eta=0.14\sim0.47$ という津波波高に対する橋桁の相対的な位置が高い領域では、波面勾配が緩やかな波において進行波の先端部より後続する相対的に運動エネルギーの低い部分が橋桁に作用し、橋桁前面から背面にかけて波面勾配が緩やかな状態で橋桁底面に鉛直方向に作用するため、上向きの鉛直波圧が穏やかに高まる。逆に、 $\eta=0.73\sim0.80$ という津波波高に対する橋桁の相対的な位置が低い領域では波面勾配が緩やかな波において相対的に運動エネルギーの大きな進行波の先端部が衝撃的に橋桁に作用し、水平波圧の方が卓越するため、上向きの鉛直波圧は急激に低下する。このように、鉛直波圧の作用メカニズムについては砕波段波、ドライベッド上の遡上波ともに水位 η による説明性が最も高い。

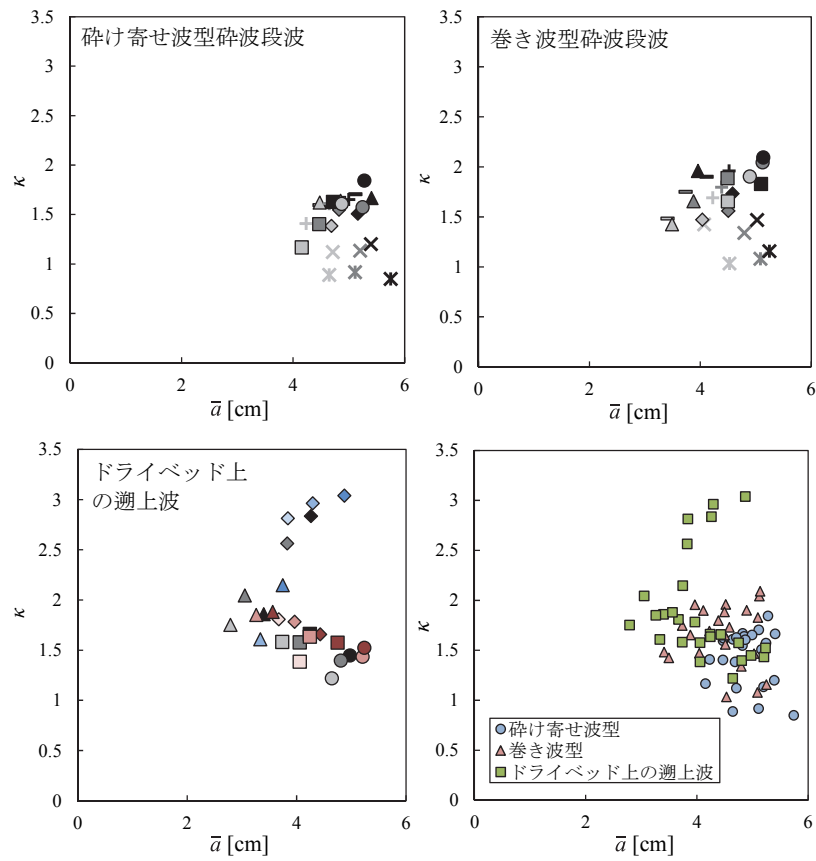


図-3.11 無次元水平波圧 κ 及び波高 \bar{a} の関係

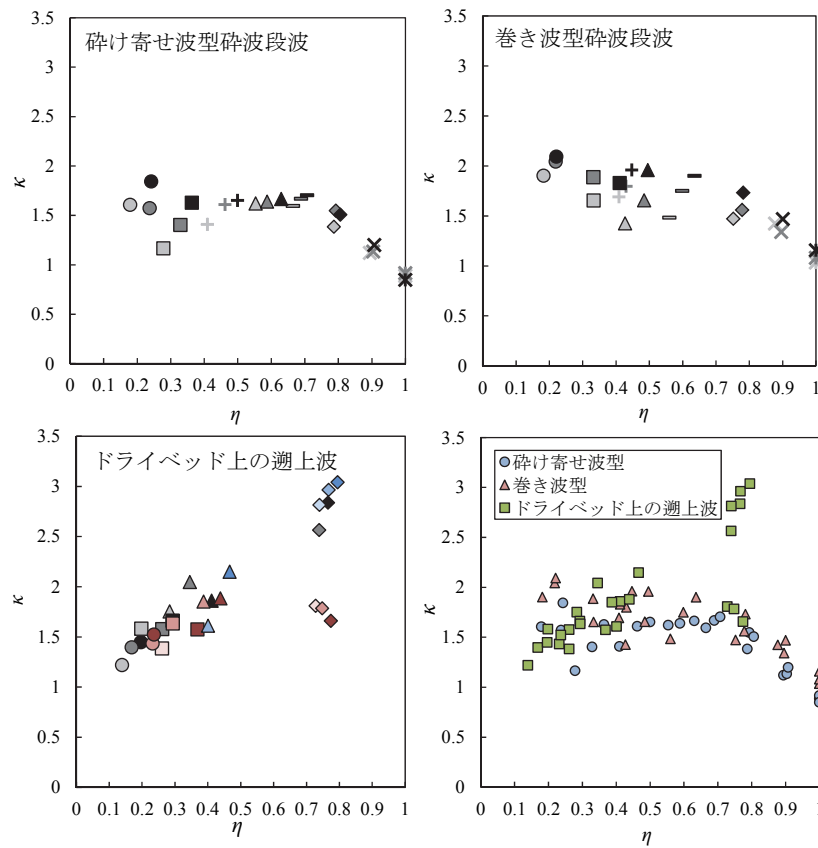


図-3.15 無次元水平波圧 κ 及び波高 \bar{a} に対する橋桁の相対的な位置 η の関係

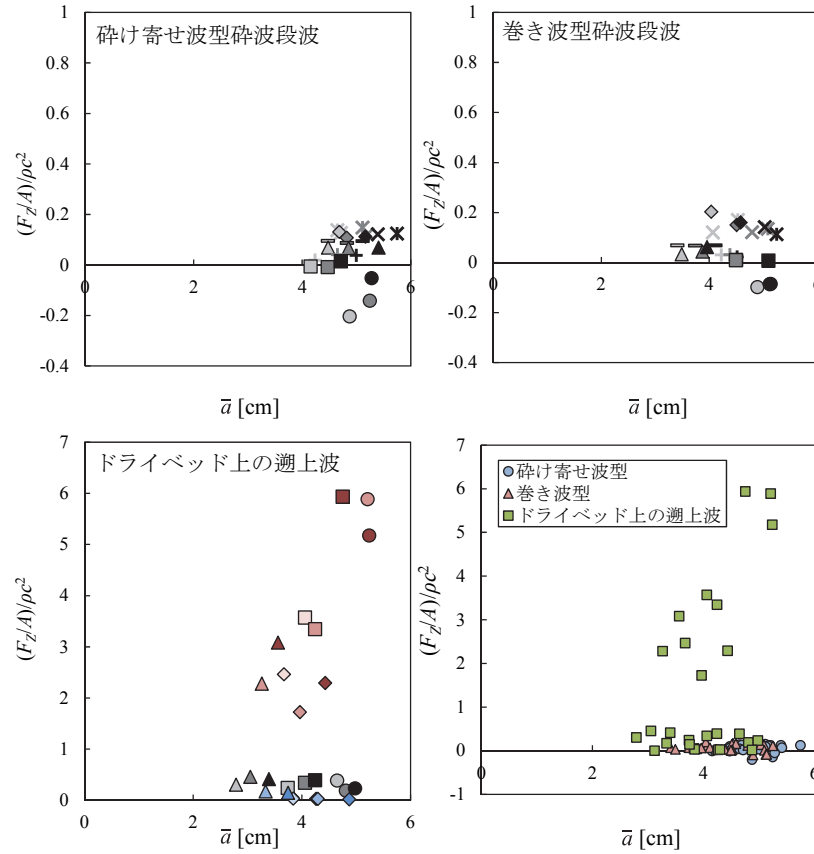


図-3.16 鉛直波力 F_z 及び波高 \bar{a} の関係

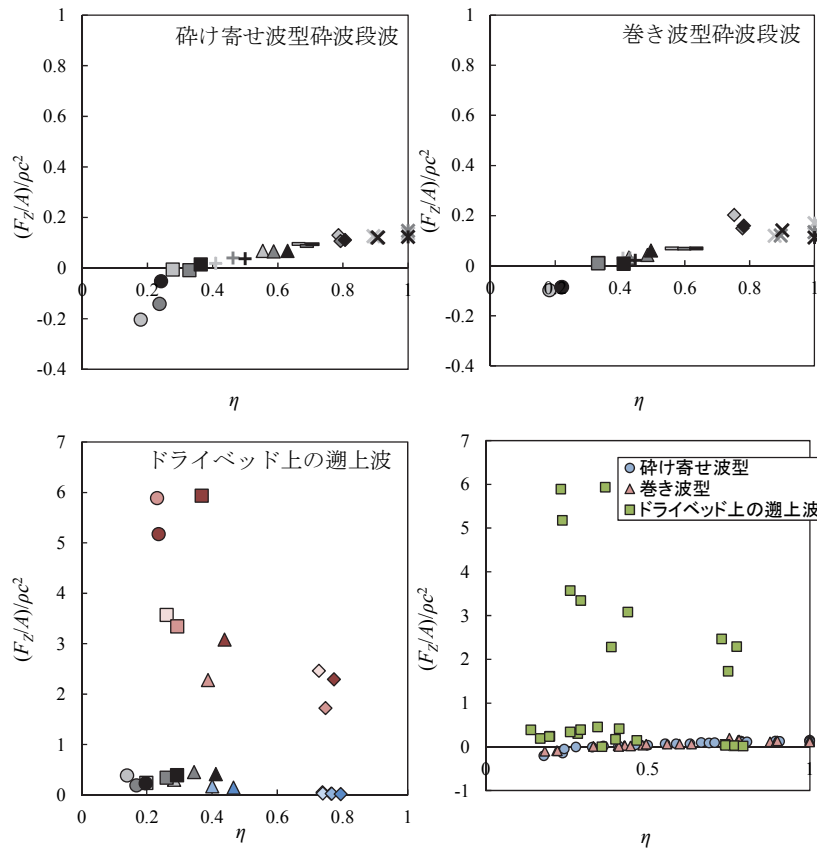


図-3.17 揚圧力強度 μ 及び波高 \bar{a} に対する橋桁の相対的な位置 η の関係

(3) 水面上昇速度の観点からの分析

橋桁前面到達時の第 1 波の傾きを算出することによって水面上昇速度 v_{ws} を以下の式で定義する.

$$v_{ws} = \frac{a_f}{t_f - t_s} \quad (3.7)$$

ここで, a_f は第 1 波ピークの波高[cm], t_f は第 1 波のピークが橋桁前面に到達した時刻[s], t_s は波高の立ち上がり時刻[s]である. 水面上昇速度に関する無次元量を定義するにあたって栈橋床板に作用する揚圧力について考える.

先述した室田, 古土井¹⁵⁾ は, 栈橋床板に作用する揚圧力に関する実験的検討を行っており, 水面上昇速度と波高の関係を以下の無次元量に基づき分析している

$$\frac{H'}{d_0} = \frac{v_0 \cdot T/2}{d_0} \quad (3.8)$$

ここで, v_0 は水面上昇速度, T は波面がエプロンに接触している時間, d_0 はクリアランスである.

本研究においては, 波が桁底面に浸襲する距離と桁下空間の長さとの比率を考慮した上で, 上記の文献 15) で定義される水面上昇速度を参考に, 本実験の水面上昇速度に関する無次元水面上昇速度として ζ を用い, 次式で定義する.

$$\zeta = \frac{v_{ws} \cdot T/2}{h_c} \quad (3.9)$$

ここで, T は桁底面に波が作用している時間, h_c は桁下高である.

橋桁先端部に波が作用し始め, 桁下後方に到達するまでの時間 T を算出するに当たっては, ビデオカメラ及び高速度カメラによって撮影した映像を用いた. 具体的には, 貯水部側の橋桁模型底面に波が到達し始めてから橋桁模型の逆側の端に波が到達した継続時間 T を算出した. また, 映像の精度が悪いケースに関しては, 映像があるケースにおける継続時間と流速の立ち上がりからピークまでの時間を関係付ける **図-3.18** に基づき, 図中の近似直線より算出した.

無次元水平波圧 κ と水面上昇速度 v_{ws} の関係を **図-3.19** に示す. 砕け寄せ波型においては, $v_{ws}=6.53\sim17.76$ [cm/s], $\kappa=0.85\sim1.84$ となり, v_{ws} が増加すると κ も大きくなった. この際のメカニズムとしては, 前節で示した水位の考察と同様に, 水面上昇速度が相対的に速い場合には, 運動エネルギーの相対的に大きな切り立った波の波頭部が橋桁模型に作用し, 水平波圧は大きくなった. また, 水面上昇速度が相対的に低い場合には, 運動エネルギーが相対的に小さい切り立った波の下部が橋桁模型に作用し, 水平波圧は小さくなった. 巻き波型においては, $v_{ws}=11.28\sim25.07$ [cm/s], $\kappa=1.03\sim2.09$ となり, 静水深が 50mm で桁下高が 0mm のケースを除いて, 砕け寄せ波型と同様に v_{ws} が増加すると κ も大きくなった. この際のメカニズムは, 上記の砕け寄せ波型と同様である. ドライベッド上の遡上波においては $v_{ws}=0.82\sim2.52$ [cm/s], $\kappa=1.22\sim3.04$ となった. この際のメカニズムとしては, 砕波段波と比較して狭域ではあるものの, 水面上昇速度が相対的に速い場合には, 波面勾配の緩やかな波において, 進行波の先端部より後続する運動エネルギーの相対的に小さな部分が橋桁模型に作用し, 水平波圧は小さくなった. また, 水面上昇速度が相対的に低い場合には, 波面勾配の緩やかな波において運動エネルギーが相対的に大きい進行波の先端部が橋桁模型

に作用し、水平波圧は大きくなった。

無次元水平波圧 κ と無次元水面上昇速度 ζ の関係を図-3.20 に示す。砕け寄せ波型においては $\zeta=0.24\sim 2.48$, $\kappa=1.12\sim 1.84$ となり、 ζ が増加すると κ の値が小さくなった。また、桁下高が小さい実験ケースほど ζ の値が大きい。巻き波型においては、 $\zeta=0.34\sim 3.46$, $\kappa=1.34\sim 2.09$ となり、砕け寄せ波型と同様に ζ が増加すると κ の値が小さくなった。ドライベッド上の遡上波においては $\zeta=0.03\sim 0.18$, $\kappa=1.22\sim 3.04$ となり、 v_{ws} と同様に ζ の正負の変化に対する水平波圧の上昇及び下降の感度は狭域での桁下高に依存しない急激な変化となった。

揚圧力強度 μ と水面上昇速度 v_{ws} の関係を図-3.21 に示す。砕け寄せ波型においては $v_{ws}=6.53\sim 17.76[\text{cm/s}]$, $\mu=0.10\sim 0.20$ となった。 v_{ws} が $6.53[\text{cm/s}]$ から $17.76[\text{cm/s}]$ の範囲で μ が 0.02 から 0.10 の上向きの鉛直波圧となり、 v_{ws} が $12.64[\text{cm/s}]$ から $17.03[\text{cm/s}]$ の範囲で μ が -0.20 から -0.01 の下向きの鉛直波圧となった。巻き波型においては、 $v_{ws}=11.28\sim 25.07[\text{cm/s}]$, $\mu=-0.09\sim 0.20$ となった。 v_{ws} が $11.28[\text{cm/s}]$ から $25.07[\text{cm/s}]$ の範囲で μ が 0.01 から 0.20 の上向きの鉛直波圧となり、 v_{ws} が $16.18[\text{cm/s}]$ から $21.75[\text{cm/s}]$ の範囲で μ が -0.10 から -0.09 の下向きの鉛直波圧となった。ドライベッド上の遡上波においては $v_{ws}=0.82\sim 2.52[\text{cm/s}]$, $\mu=0.02\sim 5.93$ となり、 v_{ws} の正負の変化に対する鉛直波圧の上昇及び下降の感度は狭域での桁下高に依存しない急激な変化となった。

揚圧力強度 μ と無次元水面上昇速度 ζ の関係を図-3.22 に示す。砕け寄せ波型においては $\zeta=0.24\sim 2.48$, $\mu=-0.10\sim -0.20$ となり、 μ が -0.20 から 0.10 の範囲で ζ が 0.24 から 0.79 と増加すると、下向きから上向きの小さな鉛直波圧となった。また、 μ が 0.11 から 0.13 の範囲で ζ が 0.85 から 2.48 と増加すると、ほぼ一定の上向きの鉛直波圧となった。この際のメカニズムとしては、水面上昇速度が相対的に速い場合には、進行波の先端部より後続する波の運動エネルギーの相対的に小さな波面勾配の緩やかな部分が橋桁模型に作用し、橋桁前面から背面にかけてほぼ同期的に水面が上昇し、橋桁底面に作用するため、上向きの鉛直波圧となった。また、水面上昇速度が相対的に低い場合には、波面勾配の緩やかな波において、運動エネルギーが相対的に大きい進行波の先端部が橋桁模型に作用し、水平波圧が卓越するため、上向きの小さな鉛直波圧となった。このように、ドライベッド上の遡上波の場合、先述した水位のパラメータとともに鉛直波圧の作用メカニズムについて水面上昇速度による説明性が高い。

また、水面上昇速度が砕波段波とドライベッド上の遡上波において大きく異なる原因としては、図-3.23 に示すように砕波段波は直線的に水位が増加するのに対して、ドライベッド上の遡上波ではやや曲線的に水位が増加することが原因と考えられる。

継続時間と水面上昇速度の関係を図-3.24 に示す。砕け寄せ波型は、 $T=0.08\sim 0.19[\text{s}]$ で $v_{ws}=6.53\sim 17.76[\text{cm/s}]$ 、巻き波型は $T=0.08\sim 0.22[\text{s}]$ で $v_{ws}=11.28\sim 25.07[\text{cm/s}]$ となり、それらに比してドライベッド上の遡上波は $T=0.13\sim 0.3[\text{s}]$ と長くなり $v_{ws}=0.82\sim 2.52[\text{cm/s}]$ と遅くなった。砕波段波と比べてドライベッド上の遡上波は水面上昇速度が相対的に小さく、その一方、橋桁先端部に波が作用し始め、桁下後方に到達するまでの時間は相対的に長くなった。

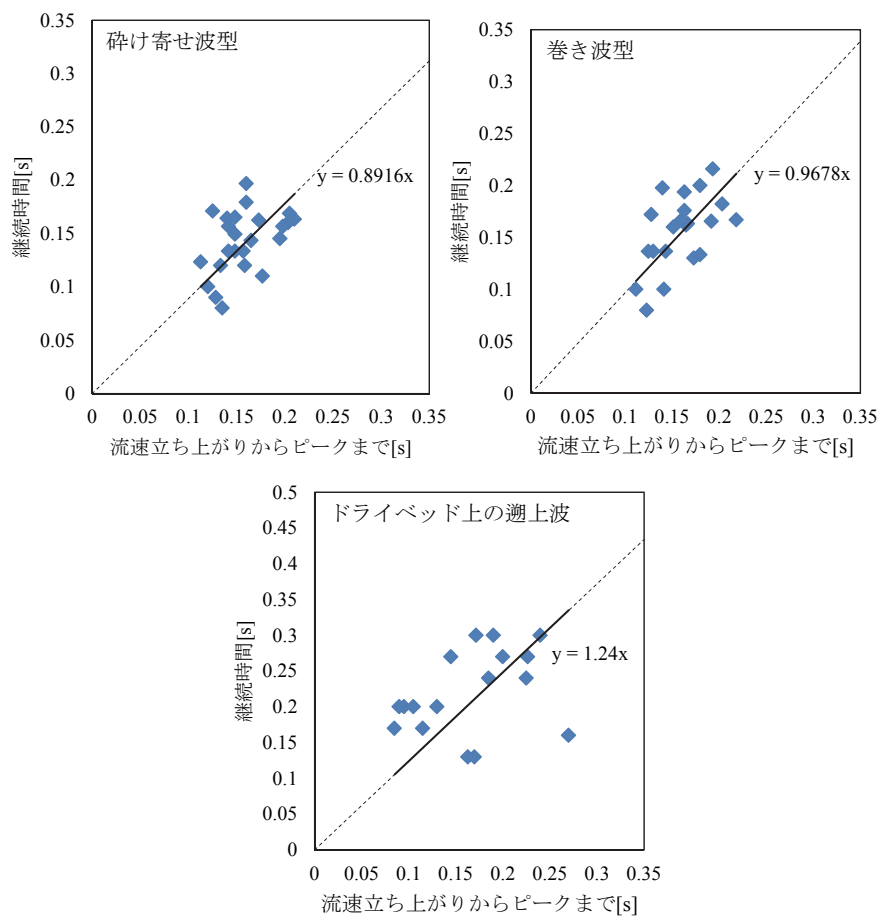


図-3.18 津波継続時間 T と流速の立ち上がりからピークまでの時間の関係

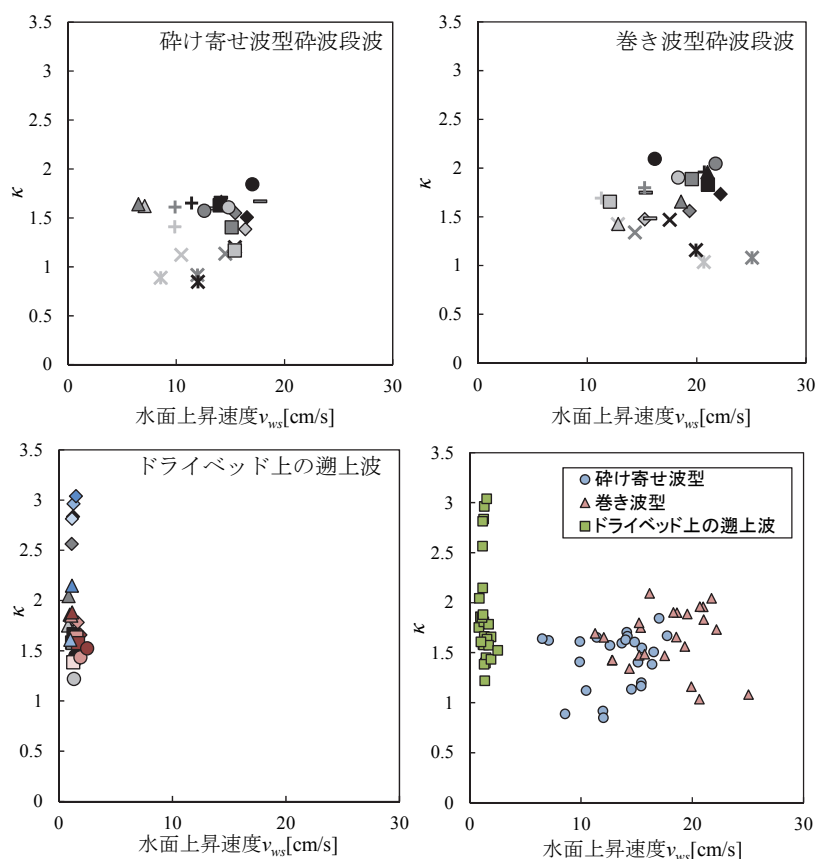


図-3.19 無次元水平波圧 κ 及び水面上昇速度 v_{ws} の関係

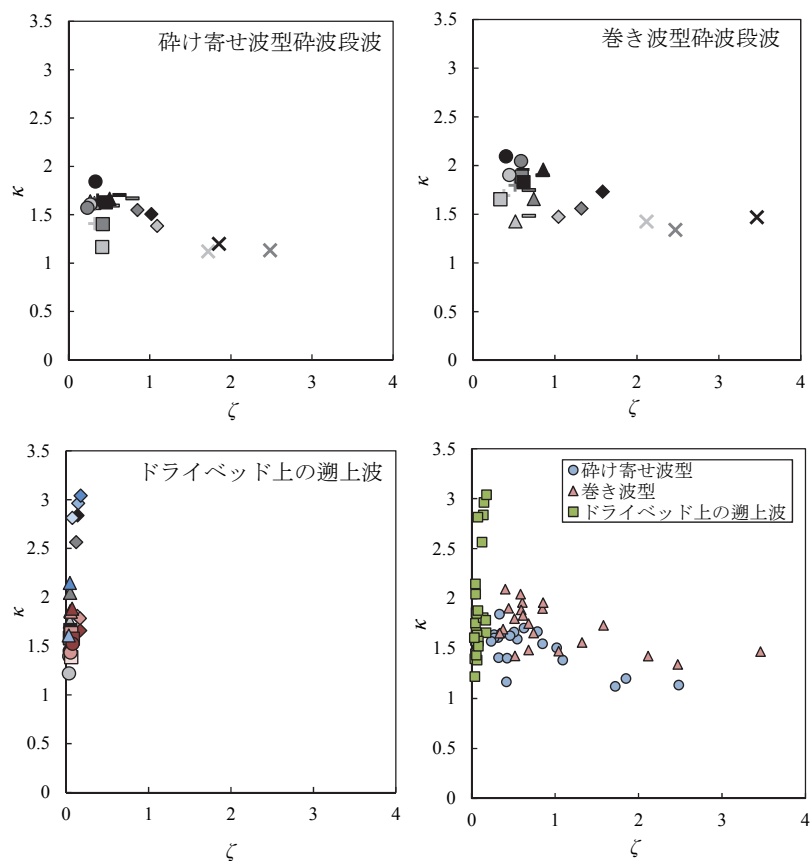


図-3.20 無次元水平波圧 κ と無次元水面上昇速度 ζ の関係

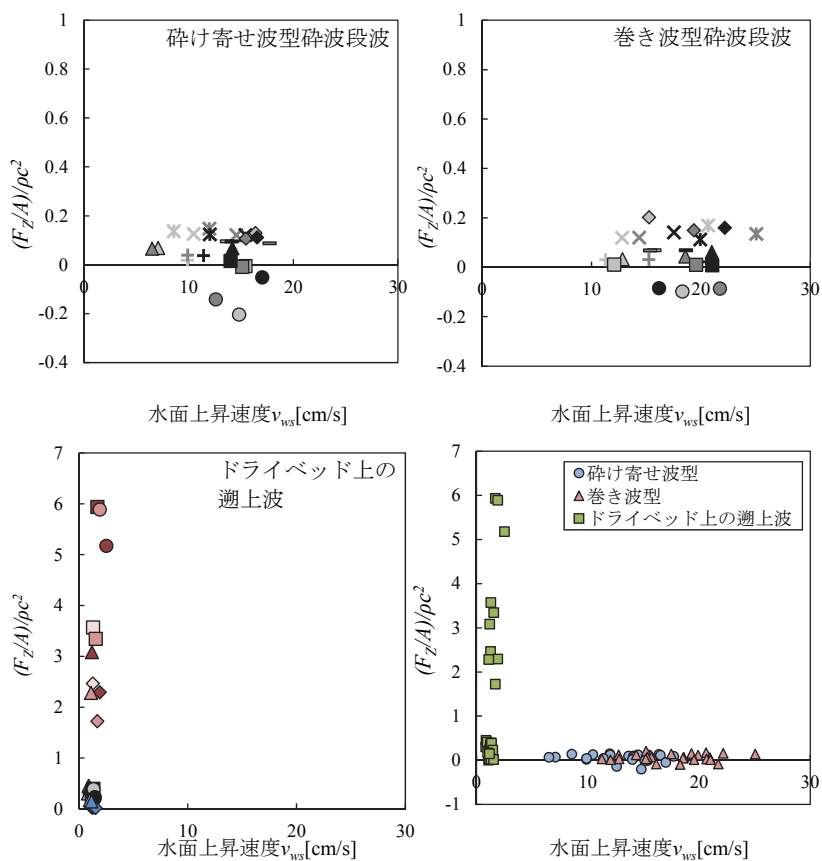


図-3.21 揚圧力強度 μ 及び水面上昇速度 v_{ws} の関係

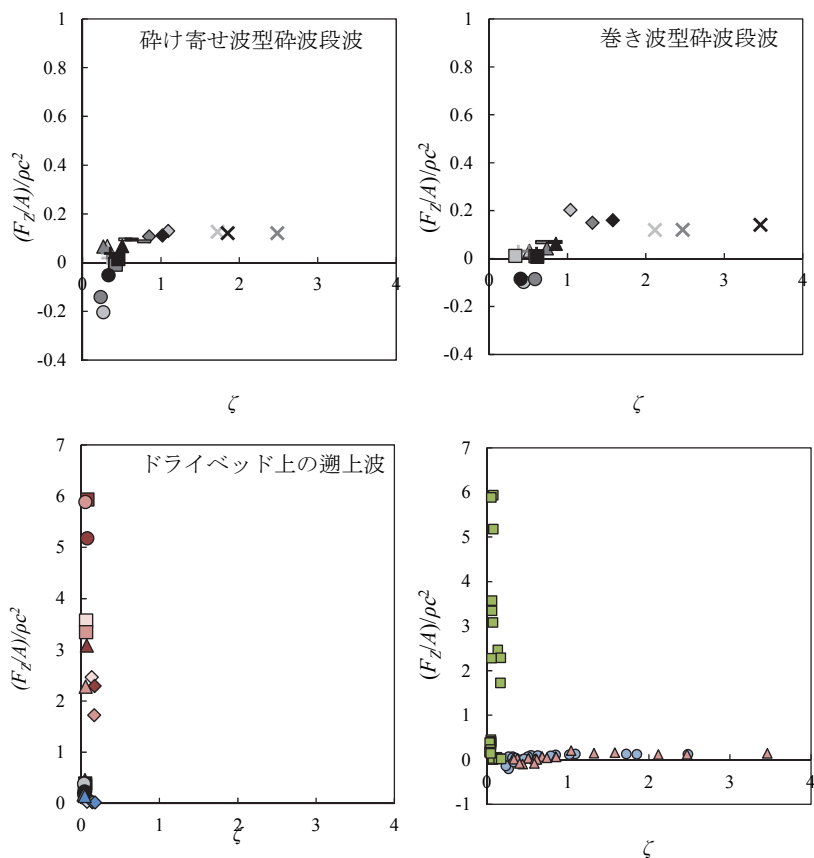


図-3.22 揚圧力強度 μ と無次元水面上昇速度 ζ の関係

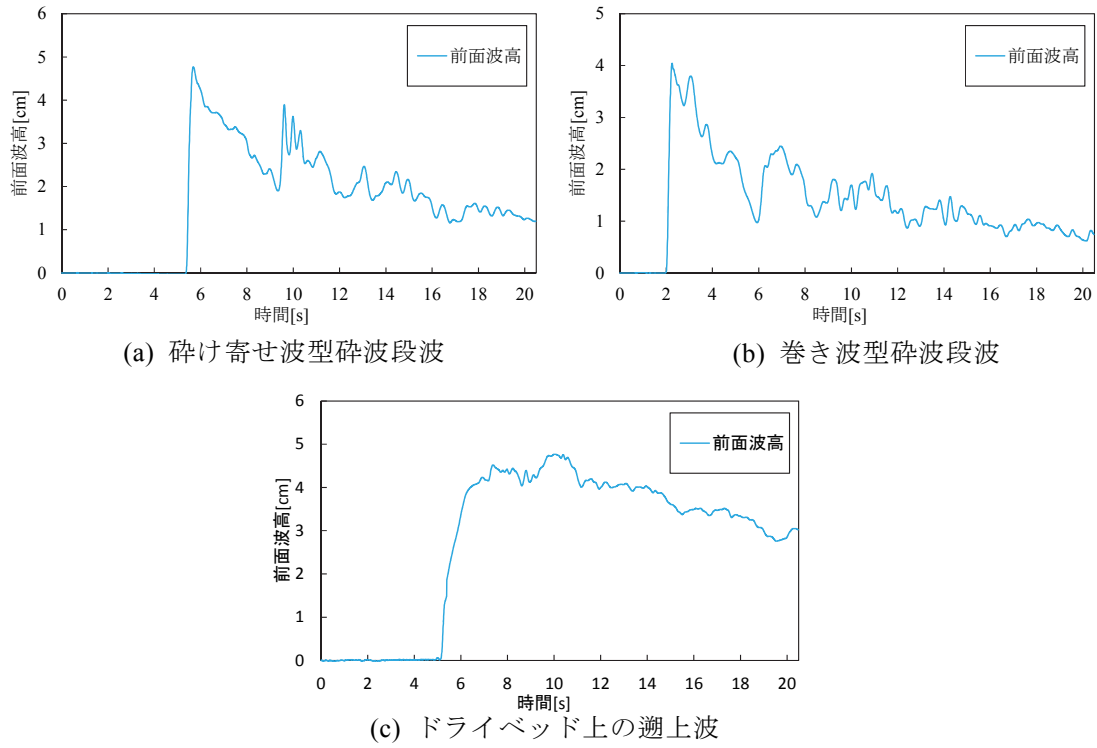


図-3.23 異なる波面形状における前面波高の相違

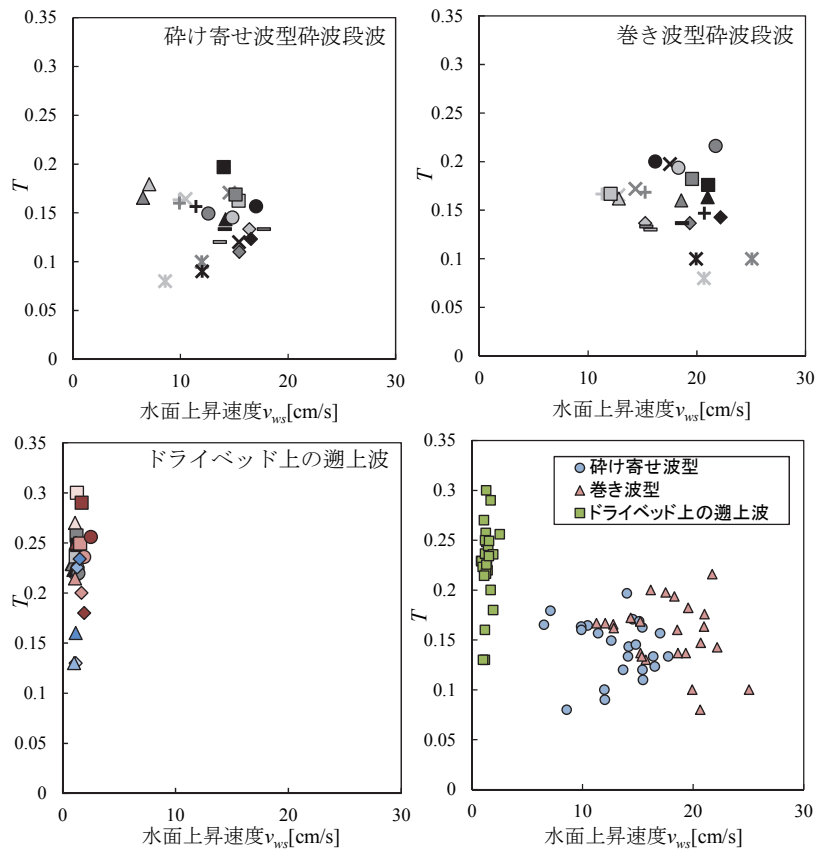


図-3.24 津波作用時間 T と水面上昇速度 v_{ws} の関係

(4) フルード数の観点からの分析

無次元水平波圧 κ と流速 v の関係を図-3.25 に示す．砕け寄せ波型においては $v=27.70\sim48.12[\text{cm/s}]$, $\kappa=0.85\sim1.84$ となり, v が速くなると κ の値が大きくなった．巻き波型においては, $v=26.26\sim57.08[\text{cm/s}]$, $\kappa=1.03\sim2.09$ となり, 砕け寄せ波型と同様に v が速くなると κ の値が大きくなった．ドライベッド上の遡上波においては $v=15.62\sim80.40[\text{cm/s}]$, $\kappa=1.22\sim3.04$ となり, 砕波段波と全く同様に v が速くなると κ の値が大きくなった．

無次元水平波圧 κ とフルード数 Fr の関係を図-3.26 に示す．砕け寄せ波型においては $Fr=0.36\sim0.60$, $\kappa=0.85\sim1.84$ となった．この際のメカニズムとしては, 桁下高が高く, 流速が速い流れ場において, 運動エネルギーの相対的に大きい切り立った波の波頭部が橋桁に作用すると, 水平波圧が大きくなる．逆に, 桁下高が低く, 流速が遅い流れ場において, 相対的に運動エネルギーの低い波面勾配が切り立っている波の下部が橋桁に作用すると, 水平波圧が小さくなる．巻き波型においては, $Fr=0.34\sim0.78$, $\kappa=1.03\sim2.09$ となった．この際のメカニズムは, 砕け寄せ波型と同様である．ドライベッド上の遡上波においては $Fr=0.25\sim1.27$, $\kappa=1.22\sim3.04$ となった． Fr の変化に対する κ の増加率は Fr が 1 以下の領域と比較して Fr が 1 以上の領域のほうが相対的により顕著となった．この際のメカニズムは, 砕波段波と異なり, 相対的に運動エネルギーの大きな進行波の先端部が橋桁に作用するとその部分の流速は速く, Fr が大きいため, 水平波圧が大きくなる．逆に, 進行波の先端より後続する波において相対的に運動エネルギーの低い部分が橋桁に作用すると流速は遅く, Fr が小さいため, 水平波圧が小さくなった．このような観点から, 水平波圧の作用メカニズムとしては砕波段波, ドライベッド上の遡上波ともにフルード数による説明性が最も高い．

揚圧力強度 μ と流速 v の関係を図-3.27 に示す． μ 及び v のデータの範囲はそれぞれ, 砕け寄せ波型においては $v=27.70\sim48.12[\text{cm/s}]$, $\mu=-0.20\sim0.15$ となった．上向きの鉛直波圧が発生した μ が 0.02 から 0.15 の範囲では, 上向きの鉛直波圧が小さくなると, v が 27.70[cm/s] から 48.12[cm/s] と速くなった．下向き鉛直波圧が発生した μ が -0.20 から -0.01 の範囲では, 下向きの鉛直波圧が増加すると v が 40.38[cm/s] から 47.53[cm/s] と速くなった．巻き波型においては, $v=26.26\sim57.08[\text{cm/s}]$, $\mu=-0.10\sim0.20$ となった．上向きの鉛直波圧が発生した μ が 0.01 から 0.20 の範囲では, 上向きの鉛直波圧が小さくなると, v が 26.26[cm/s] から 57.08[cm/s] と速くなった．下向き鉛直波圧が発生した μ が -0.10 から -0.09 の範囲では, 下向きの鉛直波圧はほぼ一定値を示し, v は 49.84[cm/s] から 57.08[cm/s] と速くなった．ドライベッド上の遡上波においては $v=15.62\sim80.04[\text{cm/s}]$, $\mu=0.02\sim5.93$ となった． μ が 1.72 から 5.93 の範囲で v が 46.32[cm/s] から 63.68[cm/s] と増加すると上向きの鉛直力が減少するデータ群が見られ, また, μ が 0.02 から 0.45 の範囲で v が 15.62[cm/s] から 80.40[cm/s] と増加すると上向きの小さな鉛直力がさらに小さくなるデータ群が見られた．

揚圧力強度 μ とフルード数 Fr の関係を図-3.28 に示す．砕け寄せ波型においては $Fr=0.36\sim0.60$, $\mu=-0.20\sim0.15$ となった．上向きの鉛直波圧が発生した μ が 0.02 から 0.15 の範囲では, 上向きの鉛直波圧が小さくなると, Fr が 0.36 から 0.60 へ増加した．下向き鉛直波圧が発生した μ が -0.20 から -0.01 の範囲では, 下向きの鉛直波圧が増加すると Fr が 0.53 から 0.60 へ増加した．この際のメカニズムとしては, 運動エネルギーが相対的に小さい切り立った波の下部が橋桁模型に作用するため, Fr は小さくなり, 水平波圧よりも鉛直波圧

の影響が大きくなり、上向きの鉛直波圧となる。逆に、運動エネルギーの相対的に大きな切り立った波の波頭部が橋桁模型に作用すると、水平方向の流れ場が卓越するため、橋桁上部に侵襲した波に橋桁模型が鉛直方向に巻き込まれるようにして下向きの鉛直波圧であるダウンフォースが作用する。巻き波型においては、 $Fr=0.34\sim0.78$, $\mu=-0.10\sim0.20$ となった。上向きの鉛直波圧が発生した μ が 0.01 から 0.20 の範囲では、上向きの鉛直波圧が小さくなると、 Fr が 0.34 から 0.78 へ増加した。下向き鉛直波圧が発生した μ が -0.10 から -0.09 の範囲では、下向きの鉛直波圧がほぼ一定の値を示し、 Fr は 0.72 から 0.78 となった。この際のメカニズムは、上記砕け寄せ波型と同様となった。ドライベッド上の遡上波においては $Fr=0.25\sim1.26$, $\mu=0.02\sim5.93$ となった。 μ が 1.72 から 5.93 の範囲で Fr が 0.75 から 0.99 と増加すると上向きの鉛直力が減少するデータ群が見られ、また、 μ が 0.02 から 0.45 の範囲で Fr が 0.25 から 0.45 と増加すると上向きの小さな鉛直力がさらに小さくなるデータ群が見られた。この際のメカニズムとしては、進行波の先端部より後続する波において相対的に運動エネルギーの低い部分が橋桁に作用するとフルード数が $Fr=0.25\sim0.99$ という 1 以下の領域に相当し、緩やかな波面が橋桁前面端部から橋桁背面端部までほぼ同期的に鉛直方向に接するため、鉛直波圧は上向きで穏やかに上昇した。逆に、相対的に運動エネルギーの大きな進行波の先端部が橋桁に作用すると、フルード数は $Fr=1.07\sim1.27$ という 1 以上の領域に相当し、水平方向の流れ場が卓越するようになるため、上向きの鉛直波圧が急激に低下した。

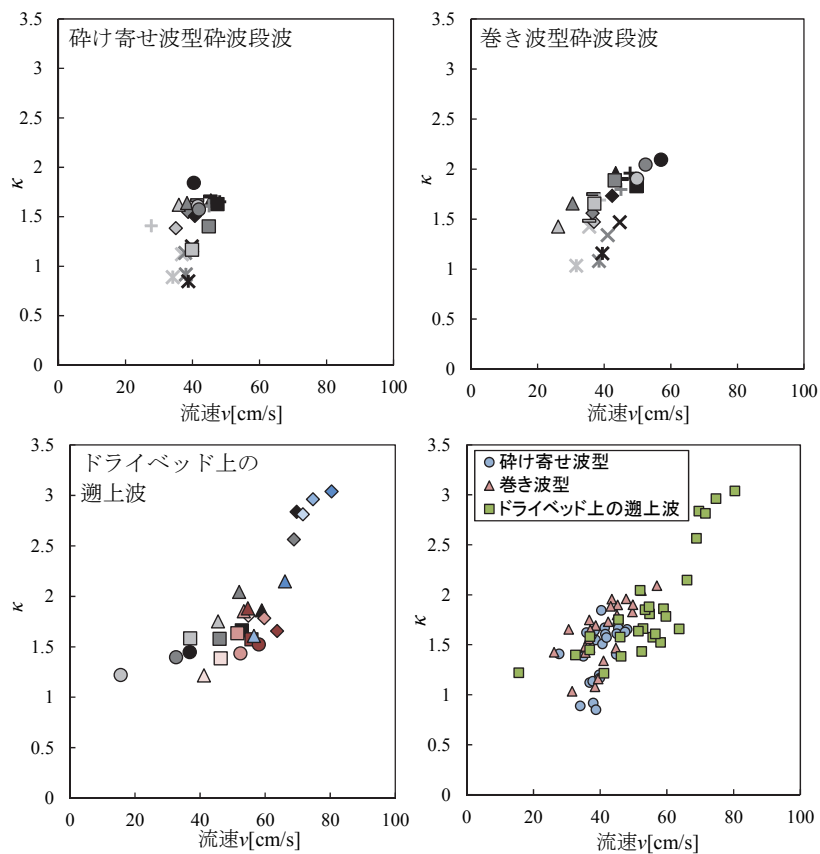


図-3.25 無次元水平波圧 κ 及び流速 v の関係

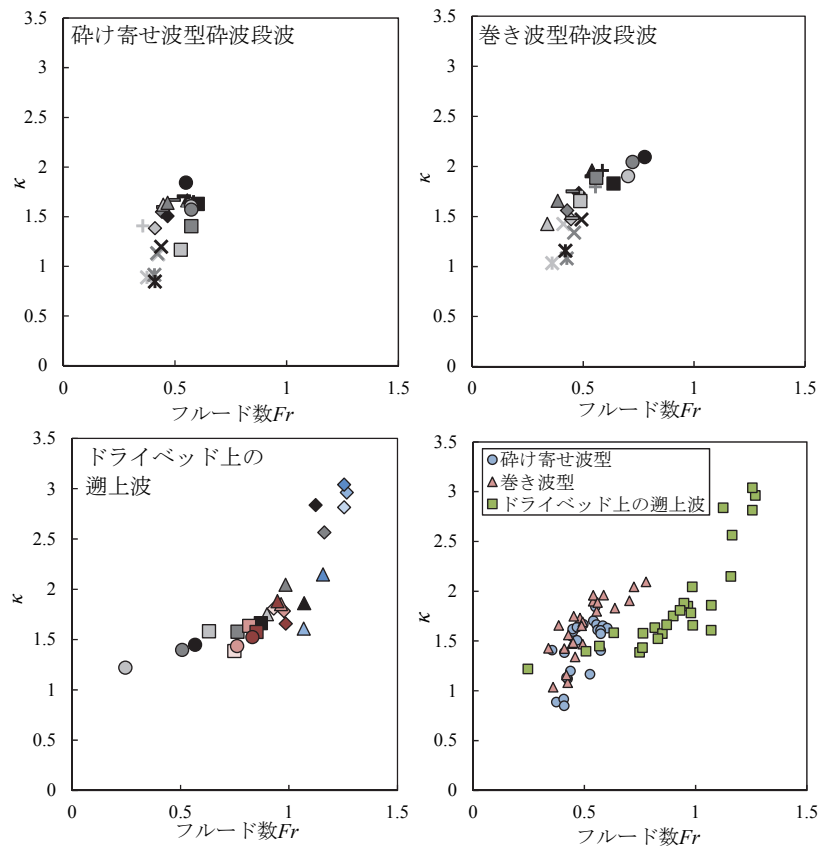


図-3.26 無次元水平波圧 κ とフルード数 Fr の関係

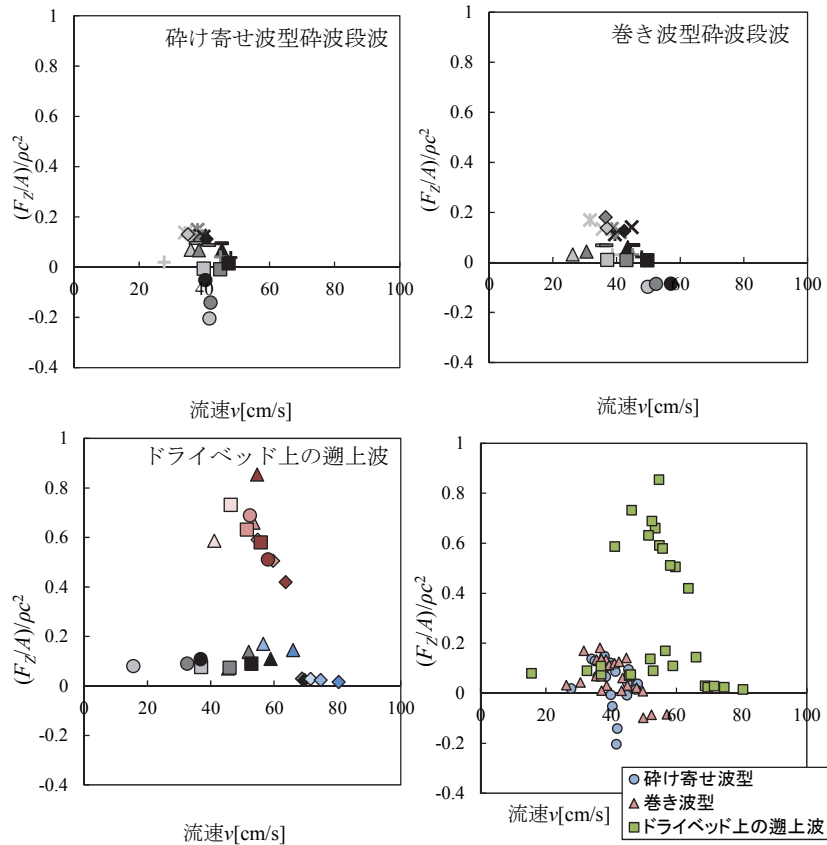


図-3.27 揚圧力強度 μ 及び流速 v の関係

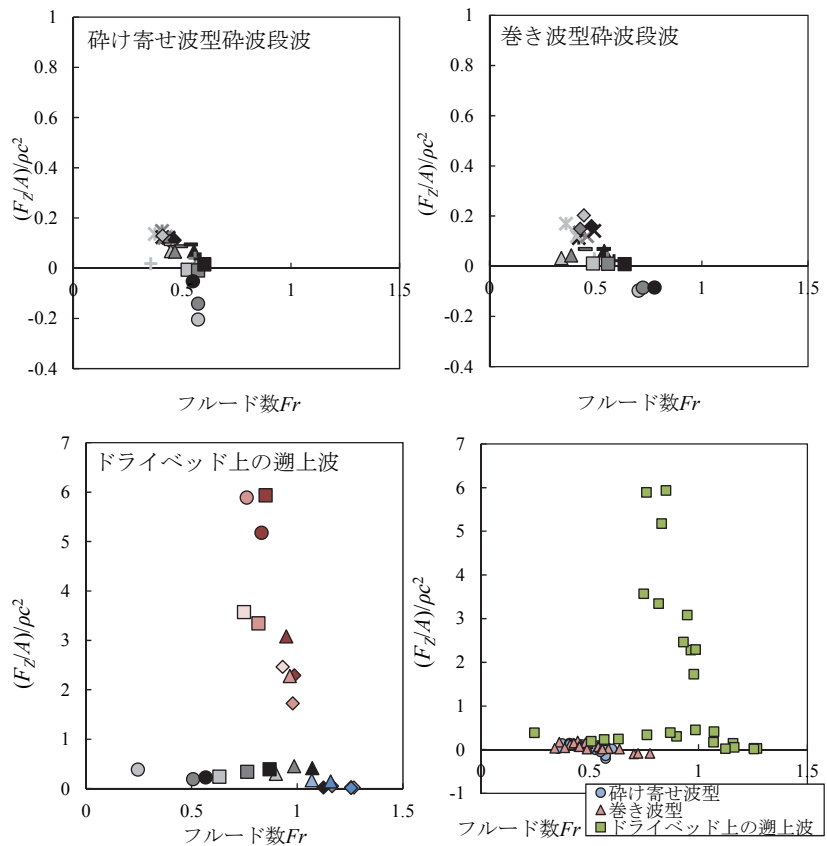


図-3.28 無次元鉛直波圧 λ とフルード数 Fr の関係

(5) 波速の観点からの分析

無次元水平波圧 κ と波速 c の関係を図-3.29 に示す。砕け寄せ波型に関して、 $c=113.29\sim152.23[\text{cm/s}]$ と速くなると $\kappa=0.85\sim1.84$ と増加する。この際のメカニズムとして、波速が速い場合には、桁下底面に波が到達し始めてから下流部背面端部に達するまでの時間が短く、運動エネルギーが相対的に大きい切り立った波の波頭部が衝撃的にほぼ水平方向に橋桁に作用するため、水平波圧は大きくなる。また、波速が相対的に低い場合には、桁下底面に波が到達し始めてから下流部背面端部に達するまでの時間が長くなり、波面勾配が切り立っている波の下部が橋桁に作用し、その部分が崩れながらエネルギーを逸散しつつ橋桁に作用するため、水平波圧は小さくなる。巻き波型に関して、 $c=87.04\sim160.17[\text{cm/s}]$ と速くなると $\kappa=1.03\sim2.09$ と増加する。メカニズムは上記の砕け寄せ波型と同様である。ドライベッド上の遡上波に関して、 $c=22.20\sim151.00[\text{cm/s}]$ の範囲では $\kappa=1.22\sim3.04$ と線形的に増加する。この際のメカニズムは、砕波段波とは逆の傾向となり、波速が相対的に低い場合には、波面勾配の緩やかな波において、進行波の先端より後続する部分が橋桁に作用すると、桁下底面に波が到達し始めてから下流部背面端部に達するまでの時間が長くなり、相対的に運動エネルギーの低い部分が橋桁に作用するため、水平波圧が小さくなる。また、波速が速い場合には、波面勾配の緩やかな波において、進行波の先端部が桁下底面に波が到達し始めてから下流部背面端部に達するまでの時間が短くなり、相対的に運動エネルギーの大きな部分が橋桁に衝撃的に作用するため、水平波圧が大きくなる。このように、先述したフルード数の観点からの分析と同様に波速についても砕波段波、ドライベッド上の遡上波ともに、水平波圧に関する説明性は高い。

無次元水平波圧 κ 及び無次元波速 γ の関係を図-3.30 に示す。砕け寄せ波型においては $\gamma=1.25\sim2.07$, $\kappa=0.85\sim1.84$ となり、 γ が増加すると κ の値が大きくなった。この際のメカニズムは、桁下高 h_c が高く、切り立った波の上部が橋桁に作用すると、波速が速くなり、 γ が大きくなる結果、水平波圧が大きくなった。逆に桁下高 h_c が低く、波の下部が橋桁に作用すると、波速が遅くなり、 γ が小さくなる結果、水平波圧が小さくなった。巻き波型においては、 $\gamma=1.05\sim2.18$, $\kappa=1.03\sim2.09$ となり、 γ が増加すると κ の値が大きくなった。この際のメカニズムは、上記の砕け寄せ波型と同様となった。ドライベッド上の遡上波においては $\gamma=0.32\sim2.60$, $\kappa=1.22\sim3.04$ となり、砕波段波と同様に γ が増加すると κ の値が大きくなった。この際のメカニズムは、砕波段波とは逆の傾向を示し、桁下高 h_c が高く、切り立った波の上部が橋桁に作用すると、波速が遅くなり、 γ が小さくなる結果、水平波圧が小さくなった。また、桁下高 h_c が低く、波の下部が橋桁に作用すると、波速が速くなり、 γ が大きくなる結果、水平波圧が大きくなった。

また、流速と波速の関係図を図-3.31 に示す。砕け寄せ波型においては $c=113.29\sim152.23[\text{cm/s}]$ で $v=27.70\sim48.12[\text{cm/s}]$ となり、巻き波型においては、 $c=87.04\sim160.17[\text{cm/s}]$ で $v=57.08\sim26.26[\text{cm/s}]$ となった。ドライベッド上の遡上波においては $c=22.14\sim151.00[\text{cm/s}]$ で $v=15.62\sim80.40[\text{cm/s}]$ となり、砕波段波及びドライベッド上の遡上波どちらにおいても c が速くなると v も速くなった。

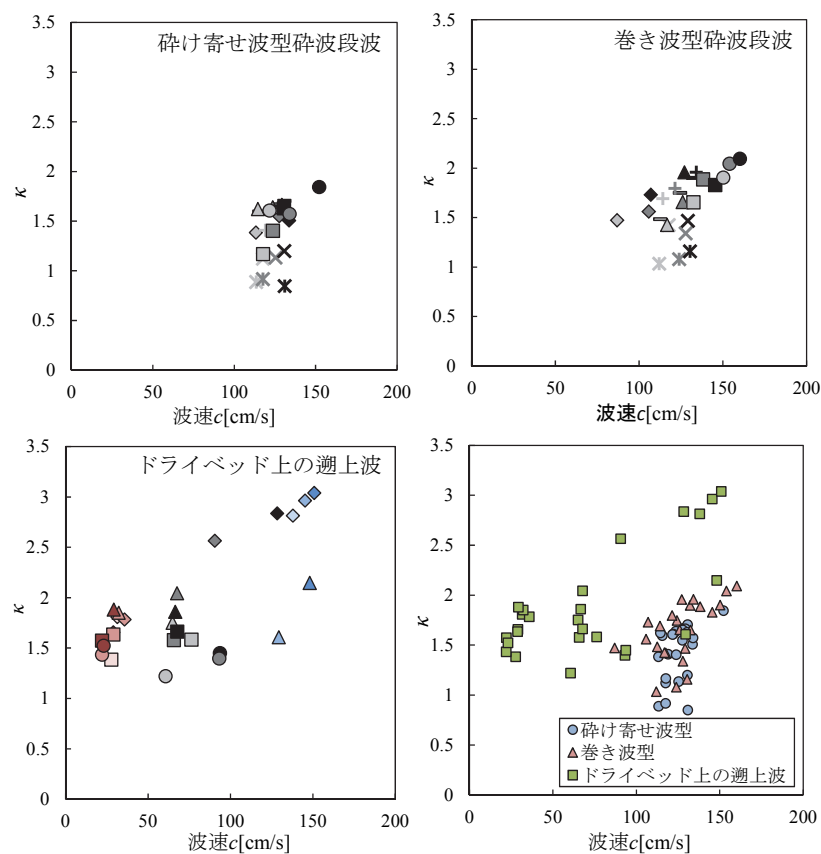


図-3.29 無次元水平波圧 κ と波速 c の関係

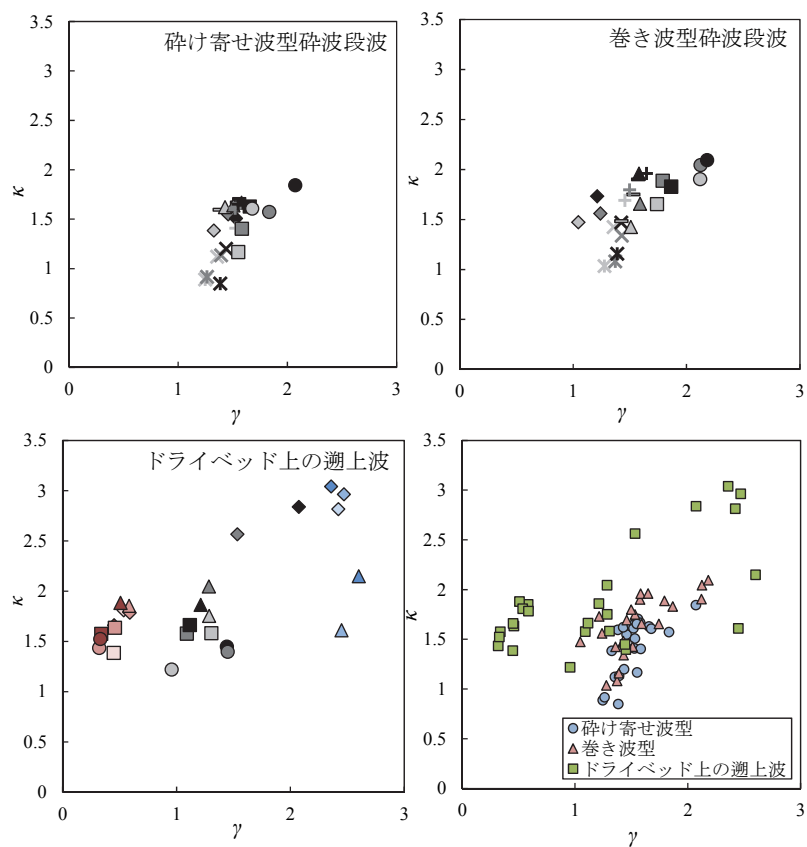


図-3.30 無次元水平波圧 κ と無次元波速 γ の関係

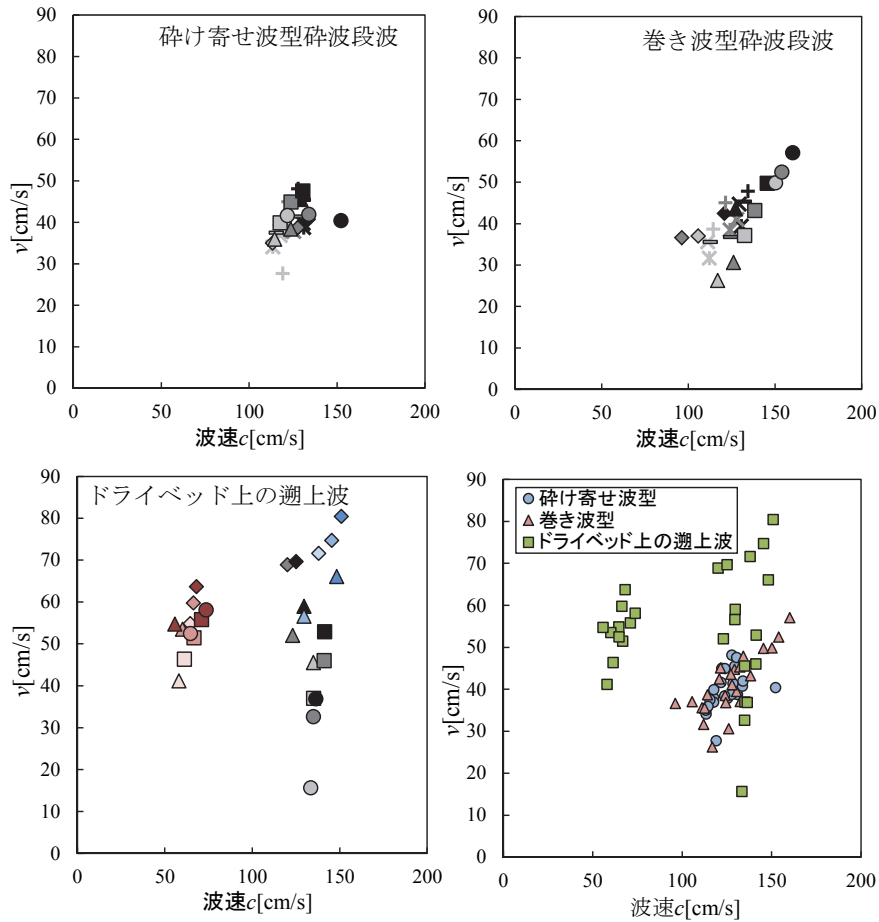


図-3.31 流速 v と波速 c の関係

3.6 津波波力のモデル化

実験データのモデル化に関する既往研究の一例として、流木衝突力の評価式を提案している松富²¹⁾、有川ら(2007)²²⁾、有川ら(2010)²³⁾の研究があげられる．その中でも松富²¹⁾は、衝突力 F_m に影響する因子として、流木の衝突速度 v_{A0} 、直径 D 、長さ L 、降伏応力 σ_f 、密度 ρ_A 、衝突角度 θ を考え、因子間の次元解析を行っている．具体的には次式より流木の衝突力と各パラメータの関係式を得ている．

$$F_m / \gamma D^2 L = f[v_{A0} / (gD)^{0.5}, L / D, \sigma_f / \gamma L, \theta] \quad (3.10)$$

ここで、 $F_m / \gamma D^2 L$ を無次元衝突力、 $v_{A0} / (gD)^{0.5}$ を無次元衝突速度、 L / D を細長比、 $\sigma_f / \gamma L$ を無次元降伏力、 θ を衝突角度としている．流木の衝突力と各パラメータの関係を図示したものが図-3.32 から図-3.36 である．図-3.32 は無次元衝突力と無次元衝突速度の関係図であり、無次元衝突速度が大きくなると、無次元衝突力が大きくなることを示している．

図-3.33 は無次元衝突力と細長比の関係図であり、無次元衝突力が細長比にほとんど依存しないことを示している．また、図-3.34 に関しては、無次元降伏応力が大きくなると、無次元衝突が一見小さくなるように判断しているが、図-3.35 より $D=30$ cm、 $\theta=5^\circ$ のものは逆にやや右上がりの傾向と判断している．図-3.36 に関して、衝突角度が大きくなると、無次元衝突力がやや小さくなると判断している．これらの結果及び考察を踏まえ、松富²¹⁾

は次式を得ている.

$$F_m / \gamma D^2 L \sim \{v_{A0} / (gD)^{0.5}\}^{0.90} (L / D)^{0.06} (\sigma_f / \gamma L)^{0.19} \theta^{-0.05} \quad (3.11)$$

この式は, 1) 無次元衝突力が細長比にほとんど依存しない (図-3.33 に対応), 2) 降伏応力が大きくなると衝突力が大きくなる (図-3.35 に対応), 3) 衝突力が衝突角度にほとんど依存しない (図-3.36 に対応) ことを示している.

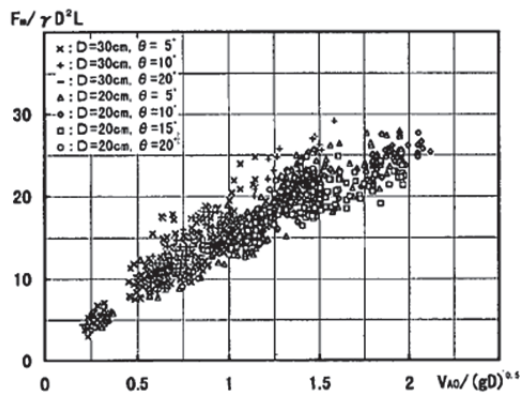


図-3.32 無次元衝突力の無次元衝突速度に対する依存性 ²¹⁾

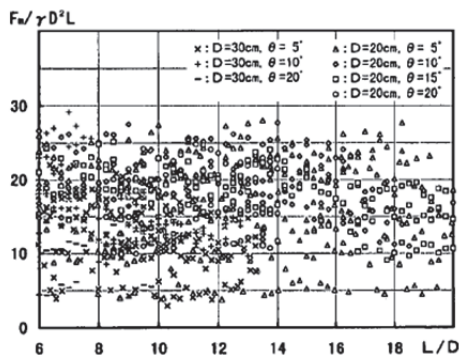


図-3.33 無次元衝突力の細長比に対する依存性 ²¹⁾

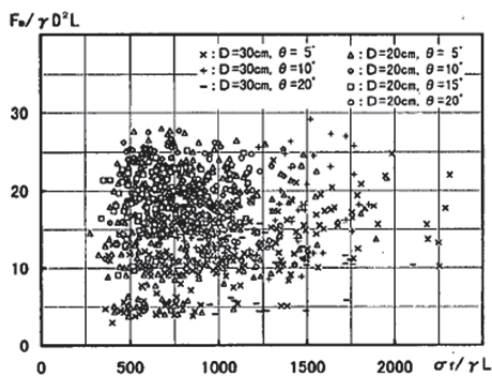


図-3.34 無次元衝突力の無次元降伏応力に対する依存性 ²¹⁾

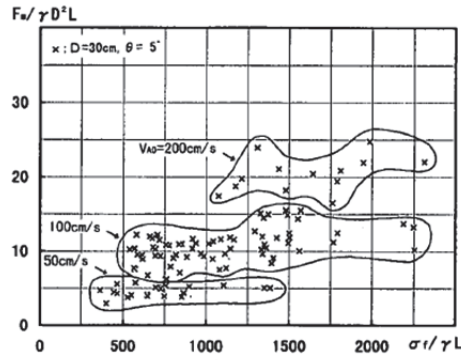


図-3.35 無次元衝突力の無次元降伏応力に対する依存性²¹⁾

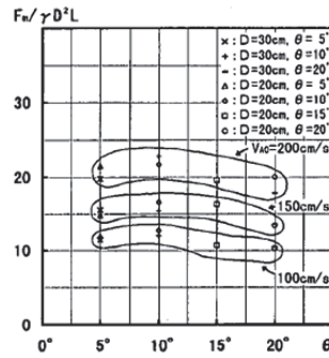


図-3.36 無次元衝突力の衝突角度に対する依存性²¹⁾

以上の既往研究で示された方法論を参考として本研究では、橋桁に作用する津波波力に関する物理量として、波圧 $P[ML^{-1}T^2]$ 、密度 $\rho[ML^{-3}]$ 、波高 $a[L]$ 、桁下高を考慮した波高 $a-h_c[L]$ 、水面上昇速度 $v_{ws}[LT^{-1}]$ 、流速 $v[LT^{-1}]$ 、重力加速度 $g[LT^{-2}]$ 、波速 $c[LT^{-1}]$ を考える。各物理量に指数 π_i を乗じて、

$$P^{\pi_1} \rho^{\pi_2} a^{\pi_3} (a-h_c)^{\pi_4} v_{ws}^{\pi_5} v^{\pi_6} g^{\pi_7} c^{\pi_8} \quad (3.12)$$

のように表す。その上で、基本単位の質量 M 、長さ L 、時間 T の指数の総和を求めて 0 にすると

$$\pi_1 + \pi_2 = 0 \quad (3.13)$$

$$-\pi_1 - 3\pi_2 + \pi_3 + \pi_4 + \pi_5 + \pi_6 + \pi_7 + \pi_8 = 0 \quad (3.14)$$

$$-2\pi_1 - \pi_2 - \pi_6 - 2\pi_7 - \pi_8 = 0 \quad (3.15)$$

となり、式(3.13)は M の指数、式(3.14)は L の指数、式(3.15)は T の指数に関する式となる。物理量 $m=8$ に対して、基本単位は M 、 L 、 T の $n=3$ であるので無次元量の数は $8-3=5$ となる。 π_2 、 π_3 、 π_7 をほかの指数で表すと、

$$\pi_2 = -\pi_1 \quad (3.16)$$

$$\pi_3 = -\pi_1 - \pi_4 - \frac{1}{2}\pi_5 - \frac{1}{2}\pi_6 - \frac{1}{2}\pi_8 \quad (3.17)$$

$$\pi_7 = -\pi_1 - \frac{1}{2}\pi_5 - \frac{1}{2}\pi_6 - \frac{1}{2}\pi_8 \quad (3.18)$$

となり、これらを式(3.12)に代入すると次の関係を得る。

$$\left(\frac{P}{\rho g a}\right)^{\pi_1} \left(\frac{a-h_c}{a}\right)^{\pi_4} \left(\frac{v_{ws}}{\sqrt{g a}}\right)^{\pi_5} \left(\frac{v}{\sqrt{g a}}\right)^{\pi_6} \left(\frac{c}{\sqrt{g a}}\right)^{\pi_8} \quad (3.19)$$

以上の次元解析の結果に基づき、本研究では、非線形最小二乗法により以下の式によるモデル化を行った。

$$\kappa = a_1 \eta^{a_2} \zeta^{a_3} Fr^{a_4} \gamma^{a_5} \quad (3.20)$$

$$\mu = b_1 + b_2 \eta^{b_3} \zeta^{b_4} Fr^{b_5} \quad (3.21)$$

モデル化に際しては変数 $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, b_1, b_2, b_3, b_4, b_5$ を Levenberg-Marquardt 法により求めた。

$$\kappa = 3.51 \eta^{-0.05} \zeta^{0.25} Fr^{0.39} \gamma^{0.21} \quad (3.22a)$$

$$\mu = -2.67 \times 10^{-3} + 2.67 \times 10^3 \eta^{5.88 \times 10^{-5}} \zeta^{9.53 \times 10^{-7}} Fr^{-6.96 \times 10^{-6}} \quad (3.22b)$$

$$\kappa = 1.92 \eta^{0.11} \zeta^{-0.06} Fr^{0.42} \gamma^{0.37} \quad (3.23a)$$

$$\mu = -1.02 + 19.81 \eta^{-1.95} \zeta^{1.47} Fr^{1.09} \quad (3.23b)$$

式(3.22)は砕け寄せ波型砕波段波及び巻き波型砕波段波のデータを包括した砕波段波の水平波圧及び鉛直波圧に関するモデルをそれぞれ表し、式(3.23)はドライベッド上の遡上波の水平波圧及び鉛直波圧に関するモデルである。表-3.3 及び表-3.4 にはモデル化の結果をまとめて示す。また、本モデルにより得られる無次元水平波圧 κ 及び無次元鉛直波圧 μ の計算値とそれらに対応する実験値を比較した結果が図-3.37 である。

砕波段波に関して、水平波圧のモデルでは、 η の値が小さくなり波高に対する橋桁の相対的な位置が高くなり、無次元水面上昇速度、フルード数及び無次元波速が大きくなると水平波圧が大きくなることを示している。また、水平波圧に関しては、フルード数が最も支配的なパラメータである。鉛直波圧のモデルでは、 η の値が大きくなり波高に対する橋桁の相対的な位置が低くなるとともに、無次元水面上昇速度が大きくなり、さらにフルード数が小さくなると下向きの鉛直波圧から小さな上向きの鉛直波圧に移行し、上向きの鉛直波圧が大きくなっていくことを示している。波高に対する橋桁の相対的な位置を表す η が最も支配的なパラメータとなった。

ドライベッド上の遡上波に関しては、水平波圧のモデルでは、 η の値が大きくなり波高に対する橋桁の相対的な位置が低くなるとともに、無次元水面上昇速度の値が小さくなり、フルード数及び無次元波速の値が大きくなると水平波圧が大きくなることを示している。また、水平波圧に関しては、砕波段波と同様にフルード数が最も支配的なパラメータである。鉛直波圧のモデルでは、 η の値が大きくなり波高に対する橋桁の相対的な位置が低くなるとともに、無次元水面上昇速度及びフルード数が小さくなると小さな上向きの鉛直波圧から大きな上向きの鉛直波圧となっていくことを示している。波高に対する橋桁の相対的な位置を表す η が最も支配的なパラメータとなった。

また、図-3.38 には無次元水平波圧 κ と各パラメータの関係、図-3.39 には無次元鉛直波圧 μ と各パラメータの関係をそれぞれ示す。図中の実線は、得られた実験式に横軸のパラメータに関してはその値を代入し、それ以外のパラメータに関しては、砕波段波においては、 $\eta=0.3, 0.8, \zeta=0.5, 1.0, Fr=0.4, 0.6, \gamma=1.5, 2.0$ 、ドライベッド上の遡上波に関しては $\eta=0.3, 0.8, \zeta=0.05, 0.15, Fr=0.8, 1.2, \gamma=1.5, 2.0$ をそれぞれ代入したものである。また、赤の実線

及び青の実線は実験データの最大値及び最小値を含む曲線である．砕波段波の場合に関しては，それに対する各パラメータ値を図中に示しており，ドライベッド上の遡上波の場合の特に鉛直波圧のモデルについては，最大値及び最小値を含む曲線を参考値として示している．

表-3.2 水平波圧に関する実験モデル式

関数形	波面形状	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
$\kappa=a_1\eta^{a_2}\zeta^{a_3}Fr^{a_4}\gamma^{a_5}$	砕波段波	1.917	0.105	-0.057	0.418	0.365
	ドライベッド	3.508	-0.053	0.2452	0.39	0.213

表-3.3 鉛直波圧に関する実験モデル式

関数形	波面形状	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5
$\mu=b_1+b_2\eta^{b_2}\zeta^{b_3}Fr^{b_4}$	砕波段波	-2674.86	2675.01	5.878E-05	9.529E-07	-6.964E-06
	ドライベッド	-1.022	19.811	-1.953	1.465	1.089

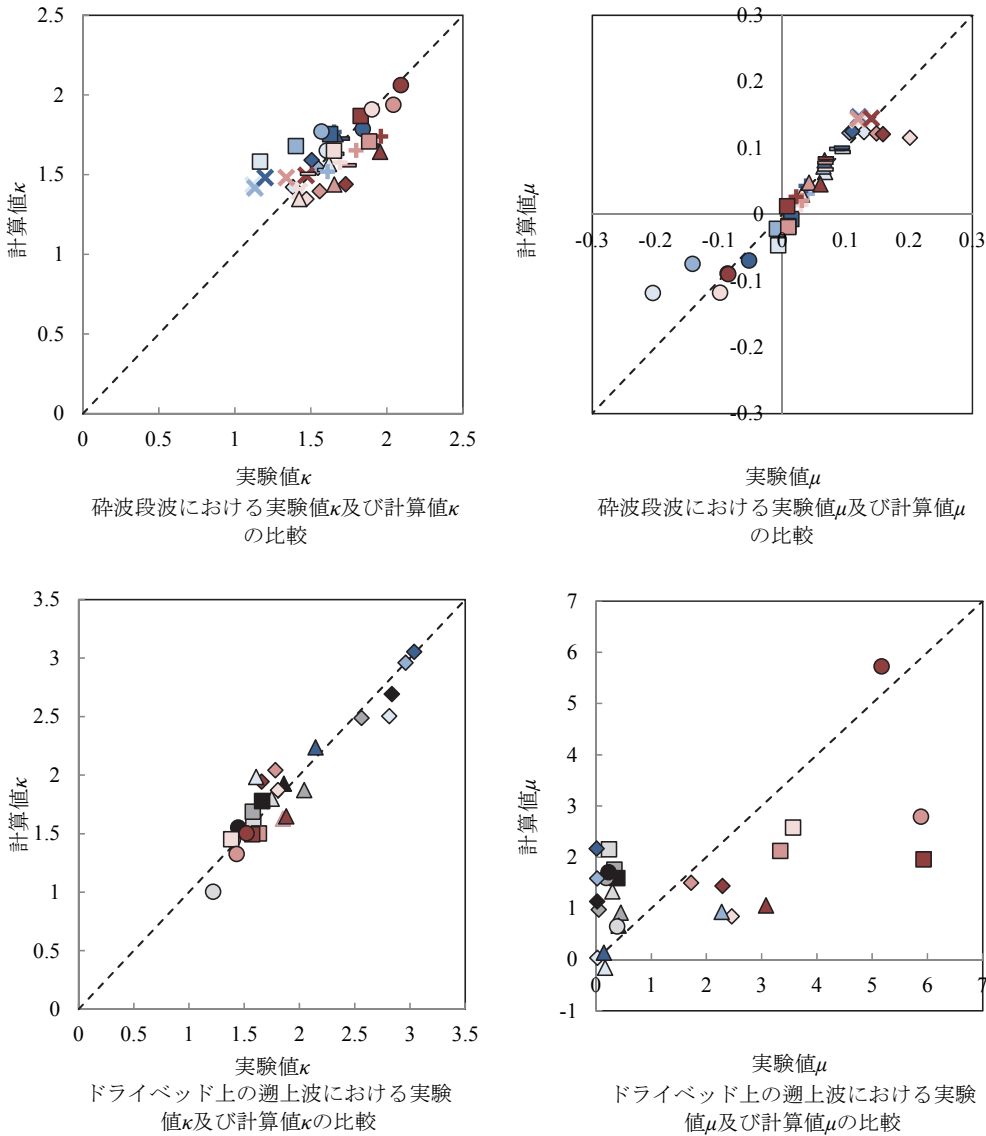


図-3.37 実験値と計算値の比較

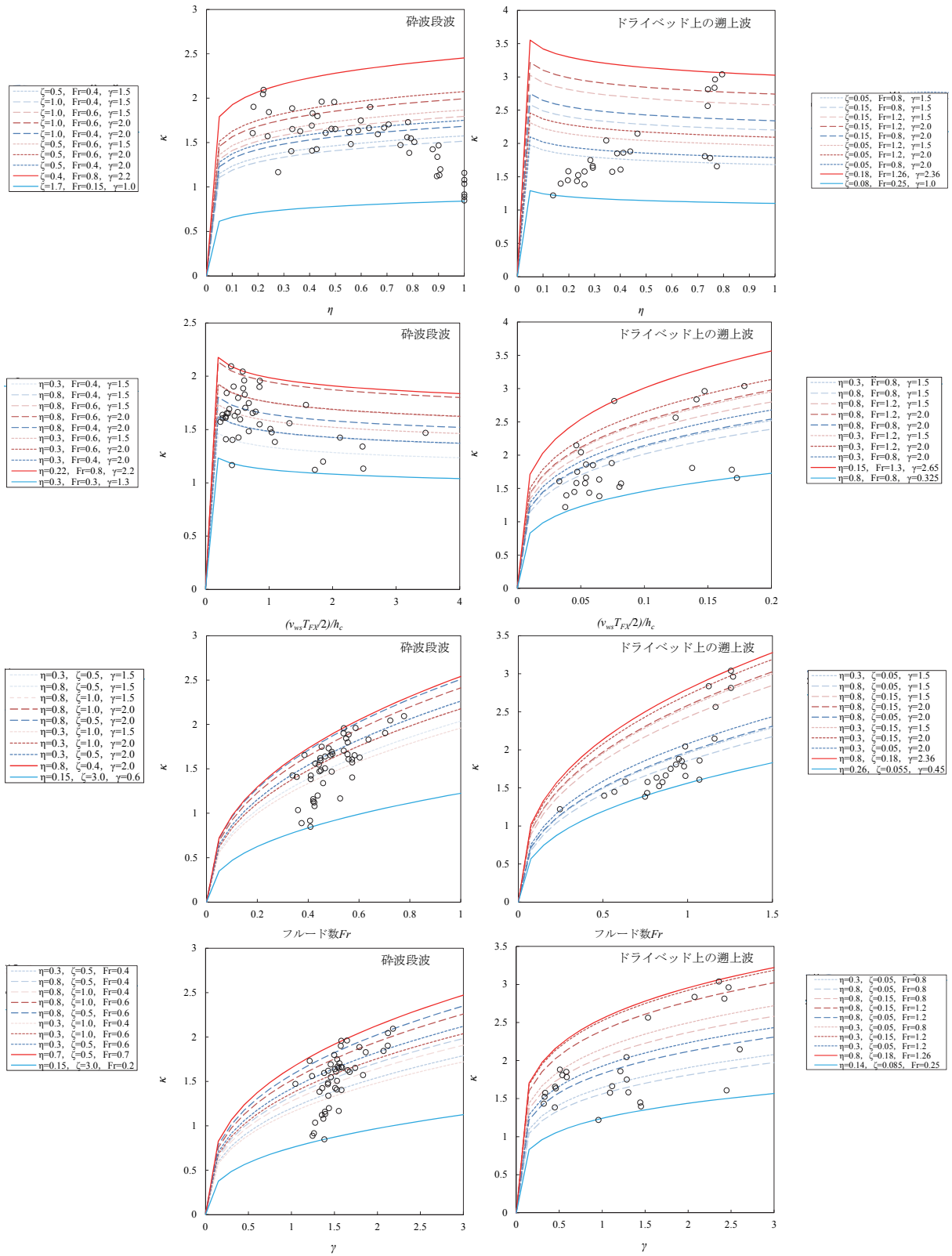


図-3.38 無次元水平波圧 κ と各パラメータの関係

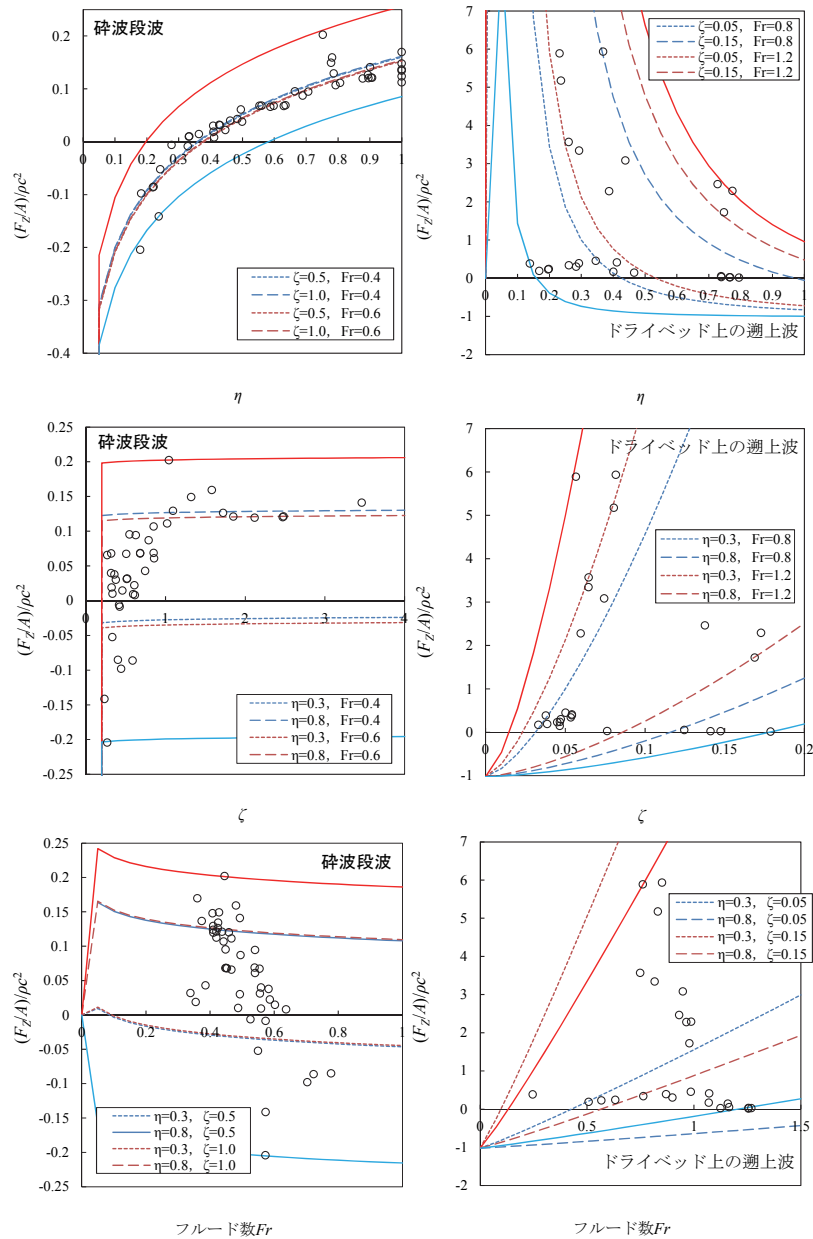


図-3.39 無次元鉛直波圧 μ と各パラメータの関係

3.7 まとめ

本研究では、砕け寄せ波型碎波段波、巻き波型碎波段波及びドライベッド上の遡上波を模擬した水理実験に基づき、水位、水面上昇速度、津波流速及び波速の4つのパラメータの観点から橋桁に作用する津波波力に関する分析を行った。なお、橋桁に作用する水平波力 F_X 及び鉛直力 F_Z を津波波高のピーク値 a 相当の静水圧 $\rho g a$ で除した水平波圧 κ 及び鉛直波圧 λ を定義して考察を行った。

- 1) 水平波圧のメカニズムは、碎波段波において、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が低く、水面上昇速度、フルード数及び波速が低い場合には、相対的に流体の運動エネルギーの低い波面勾配が切り立っている波の下部が橋桁に作用するため、水平波圧は小さくなる。逆に、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が高く、水面上昇速度、

フルード数及び波速が速い場合には、運動エネルギーの相対的に大きい切り立った波の波頭部がほぼ水平方向に衝撃的に橋桁に作用するため、水平波圧は大きくなる。ドライベッド上の遡上波においては、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が低い上、水面上昇速度が低く、フルード数及び波速が速い場合には、波面勾配の緩やかな波において、相対的に運動エネルギーの大きな進行波の先端部が橋桁に作用するため、水平波圧が大きくなる。逆に、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が高い上、水面上昇速度が速く、さらにフルード数及び波速が遅い場合には、波面勾配の緩やかな波において、運動エネルギーの低い先端部より後続する部分が橋桁に作用するため、水平波圧が小さくなる。

- 2) 鉛直波圧のメカニズムは、砕波段波において、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が高く、フルード数及び波速が大きいと、運動エネルギーの相対的に大きな切り立った波の波頭部が橋桁に作用し、橋桁上部に侵襲した波に橋桁が鉛直方向に巻き込まれるようにしてダウンフォースが作用する結果、下向きの鉛直波圧となる。逆に、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が低く、フルード数及び波速が小さいと、運動エネルギーが相対的に小さい切り立った波の下部が橋桁に作用し、波頭部と比較して波面勾配が崩れ、相対的に波面勾配が緩やかな状態で橋桁に作用する結果として、その波面勾配が影響し、上向きの鉛直波圧となる。ドライベッド上の遡上波において、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が高く、水面上昇速度が速い場合は、波面勾配が緩やかな波の進行波の先端部より後続する相対的に運動エネルギーの低い部分が橋桁に作用することに相当するため、橋桁前面端部から背面端部にかけてほぼ同期的に鉛直方向に波が作用する結果、上向きの鉛直波圧となる。逆に、津波波高に対する橋桁の相対的な位置が低く、水面上昇速度が低い場合は、波面勾配が緩やかな波において相対的に運動エネルギーの大きな進行波の先端部が橋桁に作用することに相当し、水平波圧が卓越するため、上向きの小さな鉛直波圧となる。
- 3) 以上より、砕波段波に関して、水平波圧のモデルでは、 η の値が小さくなり波高に対する橋桁の相対的な位置が高くなり、無次元水面上昇速度、フルード数及び無次元波速が大きくなると水平波圧が大きくなることを示している。また、水平波圧に関しては、フルード数が最も支配的なパラメータである。鉛直波圧のモデルでは、 η の値が大きくなり波高に対する橋桁の相対的な位置が低くなるとともに、無次元水面上昇速度が大きくなり、さらにフルード数が小さくなると下向きの鉛直波圧から小さな上向きの鉛直波圧に移行し、上向きの鉛直波圧が大きくなっていくことを示している。波高に対する橋桁の相対的な位置を表す η が最も支配的なパラメータとなった。
- 4) また、ドライベッド上の遡上波に関しては、水平波圧のモデルでは、 η の値が大きくなり波高に対する橋桁の相対的な位置が低くなるとともに、無次元水面上昇速度の値が小さくなり、フルード数及び無次元波速の値が大きくなると水平波圧が大きくなることを示している。また、水平波圧に関しては、砕波段波と同様にフルード数が最も支配的なパラメータである。鉛直波圧のモデルでは、 η の値が大きくなり波高に対する橋桁の相対的な位置が低くなるとともに、無次元水面上昇速度及びフルード数が小さくなると小さな上向きの鉛直波圧から大きな上向きの鉛直波圧となっていくことを示している。波高に対する橋桁の相対的な位置を表す η が最も支配的なパラメータとなっ

た。

- 5) これらの結果より，砕波段波及びドライベッド上の遡上波が橋桁に作用する場合，津波波力のメカニズムが異なるため，このような点を考慮し，津波波力と水位，水面上昇速度，津波流速及び波速の関係を次元解析に基づき以下の通りモデル化することができた。

$$\begin{aligned}\kappa &= 3.51\eta^{-0.05}\zeta^{0.25}Fr^{0.39}\gamma^{0.21} \\ \mu &= -2.67 \times 10^{-3} + 2.67 \times 10^3 \eta^{5.88 \times 10^{-5}} \zeta^{9.53 \times 10^{-7}} Fr^{-6.96 \times 10^{-6}} \\ \kappa &= 1.92\eta^{0.11}\zeta^{-0.06}Fr^{0.42}\gamma^{0.37} \\ \mu &= -1.02 + 19.81\eta^{-1.95}\zeta^{4.47}Fr^{1.09}\end{aligned}$$

謝辞：本研究で実施した実験ケースの選定や水理パラメータによる実験結果の整理に当たっては，本委員会の委員の皆様より様々な角度から貴重な御助言を頂戴しました。また，本研究は，国土交通省・平成 24 年度及び平成 25 年度「津波に強い道路構造物の研究開発」（代表者：幸左賢二・九州工業大学教授，研究分担者・庄司 学）の一部助成を得て実施致しました。これらに関係する全ての皆様方に謝意を表します。

〔庄司 学〕

参考文献

- 1) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol.12, No.3, pp.31-69, 1973.
- 2) 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，高尾誠，金戸俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.911-915, 2000.
- 3) 片岡正次郎，日下部毅明，長屋和宏：津波衝突時に橋桁に作用する波力，第 12 回日本地震工学シンポジウム，pp.154-157, 2006.
- 4) 荒木進歩，中嶋 悠，出口一郎，伊藤禎和：河口付近の橋梁に作用する津波流体力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 55 巻，pp.866-870, 2008.
- 5) 二井伸一，幸左賢二，庄司 学，木村吉郎：橋梁への津波作用力に関する実験的検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.55A, pp.471-482, 2009.
- 6) 中尾尚史，伊津野和行，小林紘士：津波作用時における橋梁周辺の流れと流体力に関する基礎的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.55A, pp.789-798, 2009.
- 7) 嶋原良典，藤間功司，庄司 学：橋梁構造物に作用する津波波力の数値計算，地震工学論文集，Vol.30, pp.899-904, 2009.
- 8) 荒木進歩，坂下友里，出口一郎：橋桁に作用する水平および鉛直方向津波波力の特性，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.66, No.1, pp.796-800, 2010.
- 9) 平木 雄，庄司 学，飯高 稔，藤間功司，嶋原良典：橋桁へ作用する砕波段波の鉛直力評価，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.67, No.2, pp. I _266- I _270, 2011.
- 10) 庄司 学，平木 雄，江面嘉之，飯高 稔，藤間功司，嶋原良典：橋桁に作用する津波波力の水平成分と鉛直成分の発生メカニズムに関する実験的考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.68, No.4（地震工学論文集第 31-b 巻），pp. I _1134- I _1144, 2012.

- 11) 松富英夫, 飯塚秀則: 津波の陸上流速とその簡易推定法, 海岸工学論文集, 第 45 巻, pp.361-365, 1998.
- 12) 松富英夫, 岡本憲助, 佐藤和典: 浸水痕跡に基づく簡易氾濫流速推定法の基礎的検討, 水工学論文集, 第 52 巻, pp.673-678, 2008.
- 13) 庄司 学, 森洋一郎: 桁橋の津波被害再現実験, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.801-805, 2006.
- 14) 五十里洋行, 後藤仁志: 津波氾濫による桁橋被災過程の数値シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 54 巻, pp.211-215, 2007.
- 15) 室田 明, 古土井光昭: 栈橋床版に作用する揚圧力についての実験的研究, 第 13 回海岸工学講演会講演集, pp.120-125, 1966.
- 16) 下迫健一郎, Cuomo, G., 高橋重雄: 臨港道路栈橋部に作用する揚圧力とそれに及ぼす空気塊の影響, 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp.861-865, 2008.
- 17) 平木 雄, 庄司 学: 橋桁へ作用する砕波段波の津波流体力評価, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, pp.821-828, 2010.
- 18) 福井芳朗, 白石英彦, 中村 充, 佐々木泰雄: 津波の研究 (I) - 一段波津波の波速について -, 第 9 回海岸工学講演会講演集, pp.44-49, 1962.
- 19) 土木学会: 水理公式集, p.467, 2007.
- 20) 堀川清司, 中尾忠彦, 矢島昭弘: 栈橋に働く揚圧力に関する実験的研究, 第 14 回海岸工学講演会講演集, pp.148-153, 1967.
- 21) 松富英夫: 流木衝突力の実用的な評価式と変化特性, 土木学会論文集, No.621/II -47, pp.111-127, 1999.
- 22) 有川太郎, 大坪大輔, 中野史丈, 下迫健一郎, 石川信隆: 遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験, 海岸工学論文集, 第 54 巻, pp.846-850, 2007.
- 23) 有川太郎, 鷺崎 誠: 津波による漂流木のコンクリート壁面破壊に関する大規模実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.66, No.1, pp.781-785, 2010.

4. RC 造建築物に作用する津波荷重

4.1 開口部を有する RC 造建築物における津波の水平力と鉛直力の低減

4.1.1 はじめに

津波による鉄筋コンクリート（RC）造建築物の移動や転倒の議論では，津波の水平力ばかりでなく，鉛直力の情報も重要である（松富ら，2004a）．しかしながら，開口部を有する RC 造建築物に対する水平力と鉛直力については，特に鉛直力に至っては，模型実験でさえも限られた条件下における検討が行われているに過ぎず（例えば，松富ら，2013），不明な点が多い．

本研究は建築物の高さ，開口率，底面高（以下，「床高」）と入射津波条件をパラメータとした系統的な模型実験を行い，開口部を有する孤立した RC 造建築物に対する津波の水平力と鉛直力の低減特性を中心に検討する．

4.1.2 模型実験

津波氾濫流はゲート急開流れで模擬した．実験水路の概略，測定機器の配置と諸記号の定義を図-4.1 に示す．水路は高さが 0.50 m，幅が 0.30 m，貯水長 L_U が 5.0 m，一様水深部（静水深 $h_0=0.067$ m），一様勾配斜面部（勾配 $S=1/26$ ），平坦な陸上部（地盤高 $h_G=0.01$ m）が 2.0 m，全長が 11.0 m の両面ガラス張り鋼製矩形水路である．

建築物模型を図-4.2に示す．高さ $H=14$ cm の模型の外形は2011年東北地方太平洋沖地震津波のときに被災した宮城県女川町の4階建て旅館を模擬している．建築物の開口率 O_p は仮想的な「窓なし（窓があっても，壊れない）」（開口率0%），実際の「窓（開口部）あり」（開口率は海側と陸側が同一の20%と40%，両側が共に0%）および「骨組のみ（壁面がはがれた場合）」（開口率は海側と陸側が共に65%，両側が共に69%）の4種類とした．開口率が20%と40%の模型とでは，各階の開口部下端の高さが異なっていることに注意を要する．各階に溜まり得る開口部からの流入水量が異なるからである．縮尺は1/100で，模型重量はフルードの相似則（松富ら，2004b）と実際のRC造建築物が1.3 tf/m²/階程度であることから決めた．

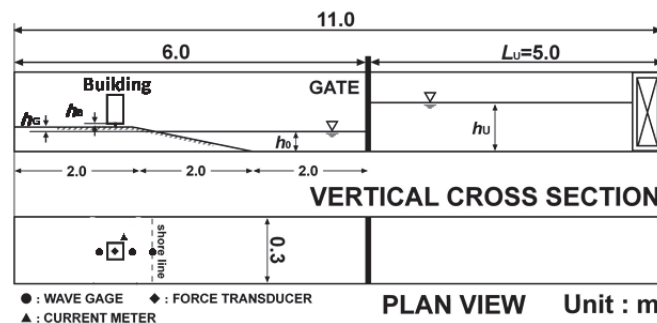
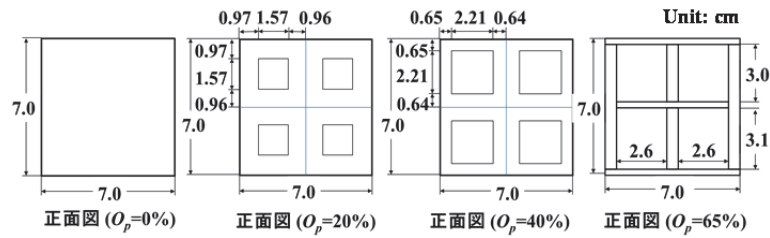
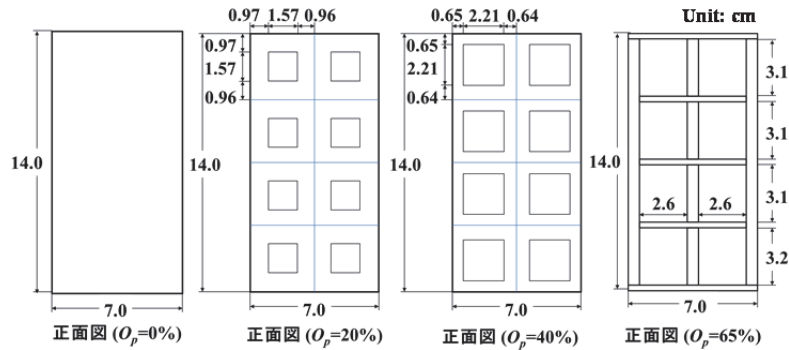


図-4.1 実験水路の概略，測定機器の配置と諸記号の定義

実験条件をまとめて表-4.1 に示す． h_U は初期ゲート上流域の貯水深， h_B は平坦な陸上部の底面から模型底面までの床高で， $h_B=3.5$ cm は 1 階部分がピロティーである RC 造建築物を想定している．実験は各ケース 3 回行った．



(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型（奥行は全て 5.4 cm）



(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型（奥行は全て 5.4 cm）

図-4.2 実験対象の建築物模型の詳細（縮尺 1/100）

表-4.1 模型実験の条件

貯水深 h_U (cm)		15, 20, 22.5, 25, 27.5
静水深 h_0 (cm)		6.7
斜面勾配 S		1/26
地盤高 h_G (cm)		1
床 高 h_B (cm)		0.1, 0.5, 1, 2, 3.5
開口率 O_p (%)		0, 20, 40, 65
模型の高さ H と重量	7 cm	0% (109 gf), 20% (100 gf), 40% (91 gf), 骨組 65% (66 gf)
	14 cm	0% (203 gf), 20% (184 gf), 40% (168 gf), 骨組 65% (116 gf)

測定項目は模型の前面から 25 cm と 5 cm, 背面から 7.5 cm の 3 位置における超音波式変位計（（株）KEYENCE 社製, UD-500）による氾濫水深 h_{f25} , h_{f5} , $h_{f7.5}$, 四分力計（（株）SSK 社製, 定格容量 1000 gf (9.8 N)) による水平力 F_x と鉛直力 F_z , 模型の前面左端から水路横断方向へ 3 cm 離れた位置におけるプロペラ流速計（中村製作所製, 直径 3 mm）による氾濫流速 u （一点法）である。模型が設置されていない場合の模型設置位置における入射氾濫水深と入射氾濫流速も測定した。模型周辺の流況観察のため, 水路の上方と側方からビデオ撮影も行った。

図-4.3 に水平力, 水路横断方向に水平回転軸をもつモーメント M （本研究では参考値）, 鉛直力, 氾濫水深 h の経時変化例を示す。開口率 0% と 40% の場合のもので, 主な留意点は 0%（窓なし）の場合は鉛直力が上向き, 40%（窓あり）の場合は下向きということである。

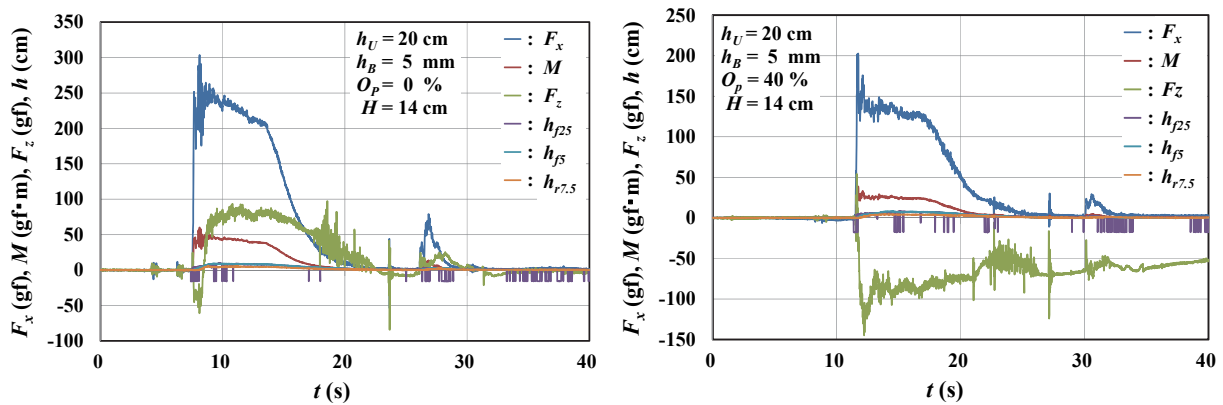


図-4.3 水平力 F_x 、鉛直力 F_z 、氾濫水深 h 、他の経時変化例

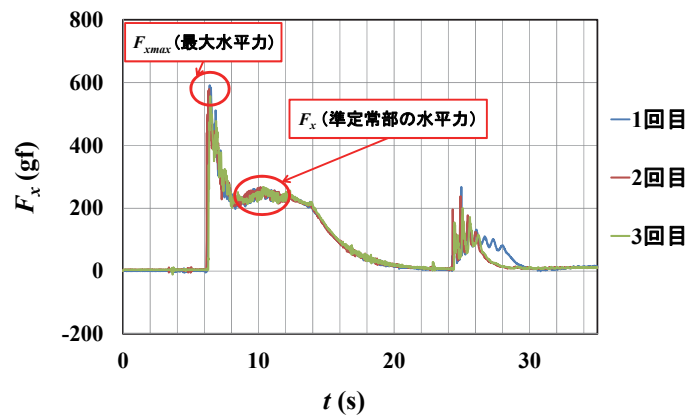


図-4.4 水平力の再現性確認例および最大水平力 F_{xmax} と水平力 F_x の定義 ($H=7$ cm, $O_p=0\%$, $h_B=1$ mm, $h_U=27.5$ cm)

4.1.3 模型実験結果

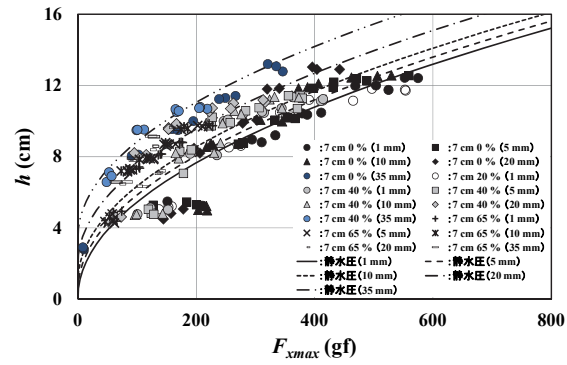
1) 水平力の開口率への依存性

図-4.4に本実験の再現性を確認した例および最大水平力 F_{xmax} （津波氾濫流衝突初期の衝撃部で発生）とその後の準定常部の水平力 F_x （以下、「水平力」）の定義を示す。図から、実験の再現性が高いことが判る。

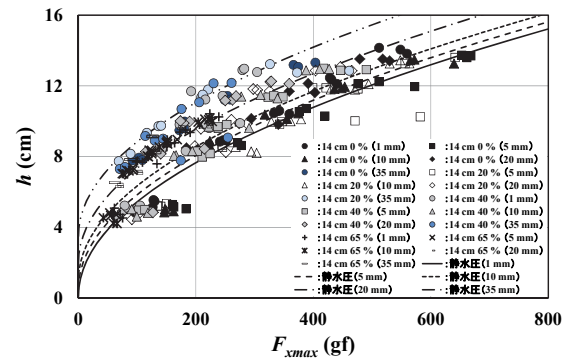
図-4.5 と 4.6 に最大水平力、水平力と模型前面における氾濫水深 h （以下、「前面浸水深」）の関係形式で全実験データを示す。各図中には実線などで前面浸水深と床高 h_B に基づく計算上の全静水圧も示してある。これらの関係の傾向は基本的に既報（松富ら，2013）と同じである。

図-4.7 に最大水平力と水平力の比を示す。比はほとんどが3以下で、建築物を越流する場合と入射氾濫水深および開口率が小さく、床高が低い場合に大きい傾向にある。

図-4.8 と 4.9 に開口率と最大水平力、水平力の関係を示す。図中の直線群は開口率 0% における実験条件毎の実験平均値と開口率 100% における値 0 を結んだものである。図から、開口率が増加するにつれて、水平力は直線的に低減することが判る。ただし、建築物の奥行、両側壁の開口率、屋内の柱や壁も水平力に関係すると考えられることから、この結果は現状では本条件下でのものと考えらるべきであろう。最大水平力は、開口率が増加するにつれて、直線的に低減するとはやや言い難い。

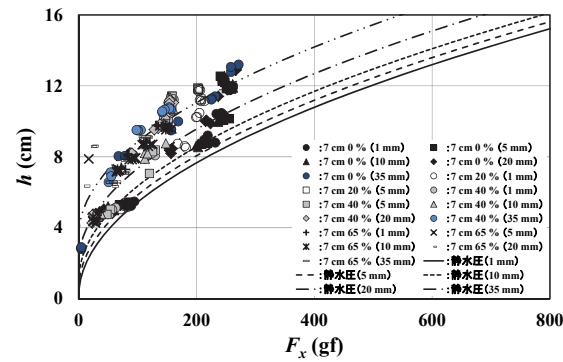


(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型

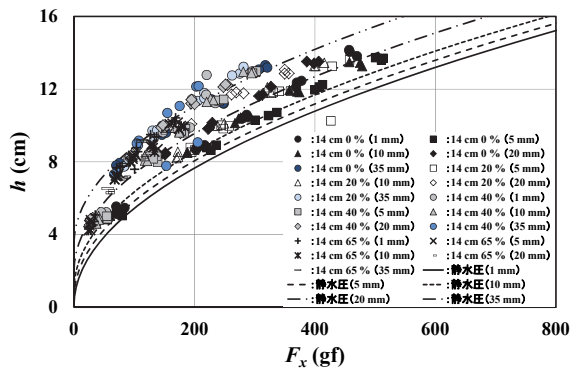


(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型

図-4.5 最大水平力 F_{xmax} と前面浸水深 h の関係（衝撃部）



(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型



(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型

図-4.6 水平力 F_x と前面浸水深 h の関係（準定常部）

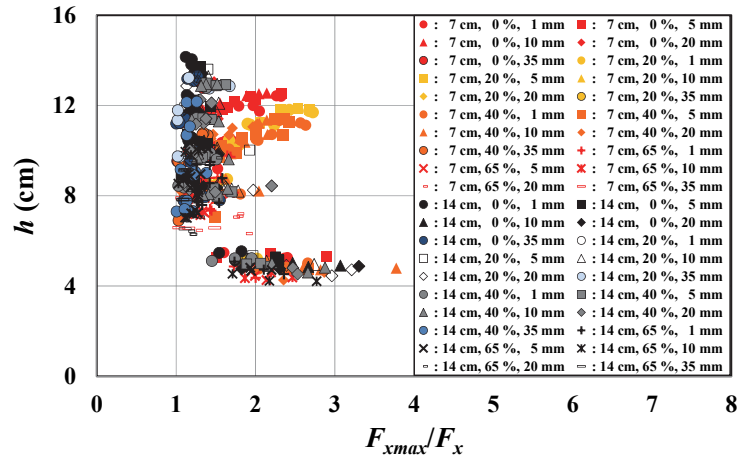
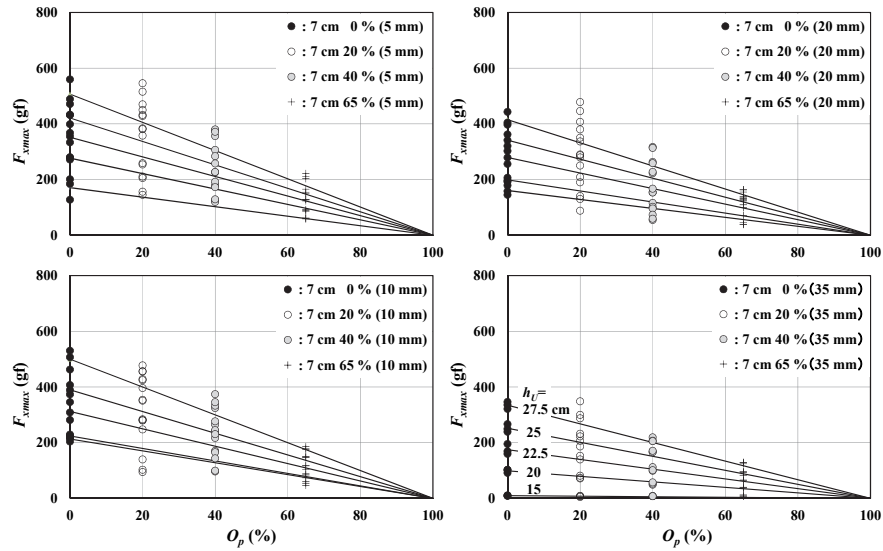
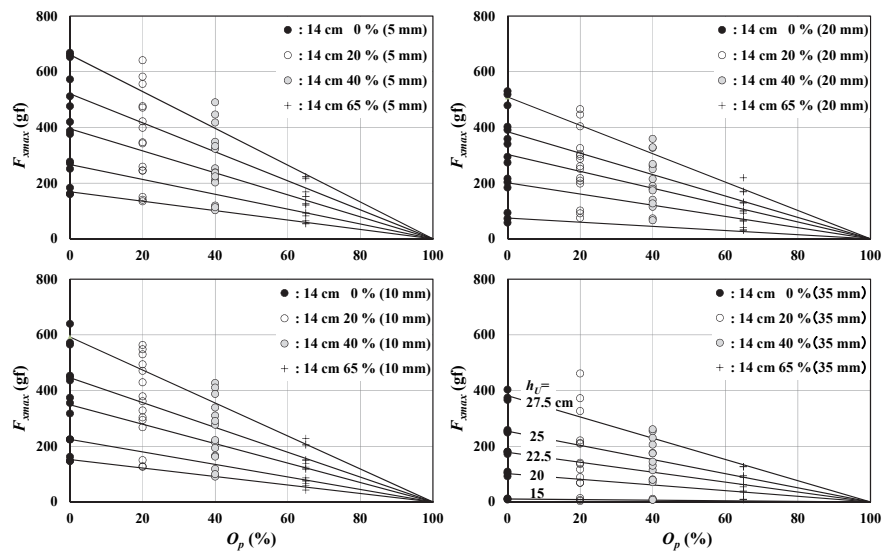


図-4.7 最大水平力 F_{xmax} と水平力 F_x の比

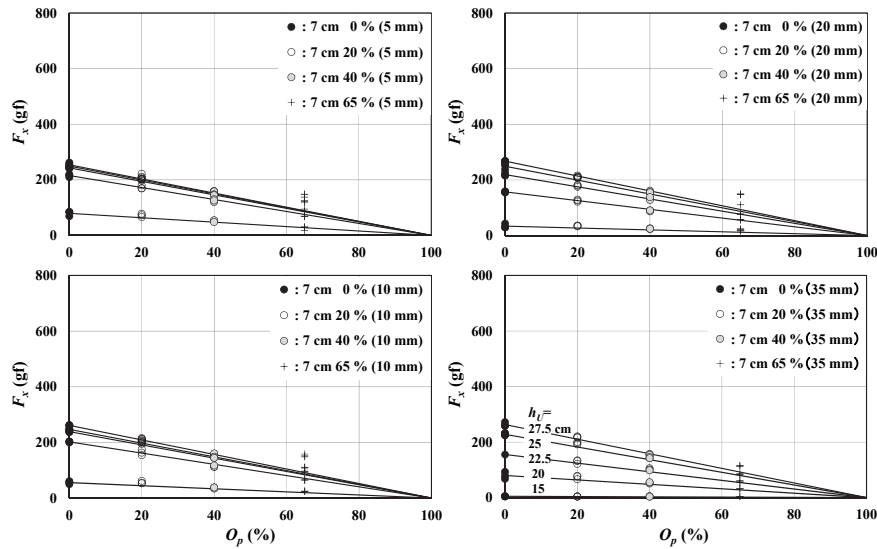


(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型

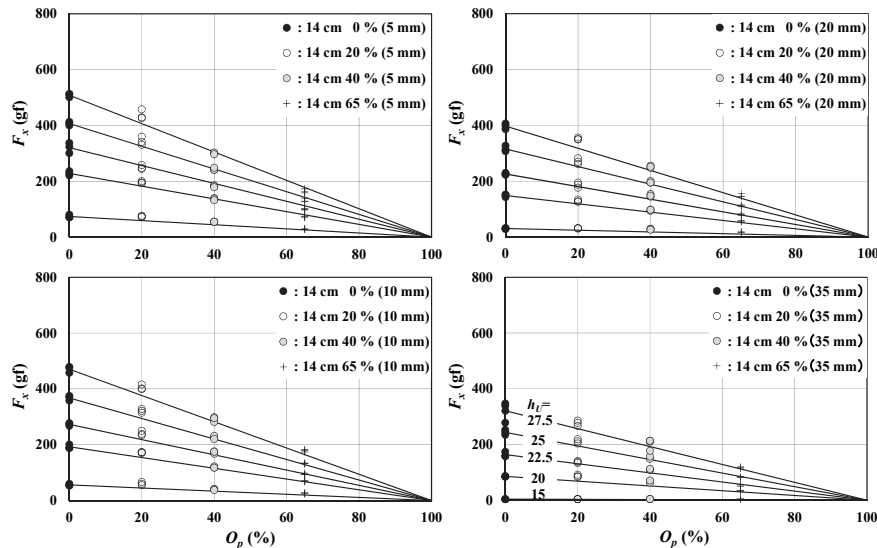


(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型

図-4.8 開口率 O_p と最大水平力 F_{xmax} の関係 (衝撃部)



(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型



(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型

図-4.9 開口率 O_p と水平力 F_x の関係（準定常部）

東北地方太平洋沿岸に実在する RC 造建築物の開口率は最大で 38%程度である（松富ら，2012）。一般に屋内には柱や壁が存在し，それらの影響を考慮すると，「開口部による水平力の低減は 3 割で止める」とする国交省の告示（国総研，2012）は妥当と言えよう。

氾濫流が建築物を越流するようになると，図-4.9 (a)から理解されるように，入射氾濫水深の増加率の割に水平力の増加率は鈍り，一定値に漸近する傾向が認められる。

2) 鉛直力の開口率への依存性

図-4.10 に本実験の再現性を確認した例を示す。図から，鉛直力についても実験の再現性が高いことが判る。

図-4.11 と 4.12 に建築物の高さ，開口率，床高をパラメータとして，最大鉛直力 F_{zmax} （氾濫流衝突初期に発生するとは限らない。図-4.3 の緑線），準定常部の鉛直力 F_z （以下，「鉛直力」と前面浸水深の関係を示す。図-4.3 の上図や図-4.10 から理解されるように，実験

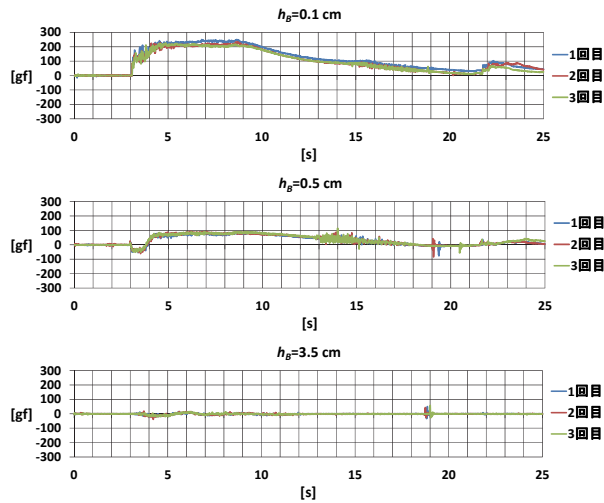
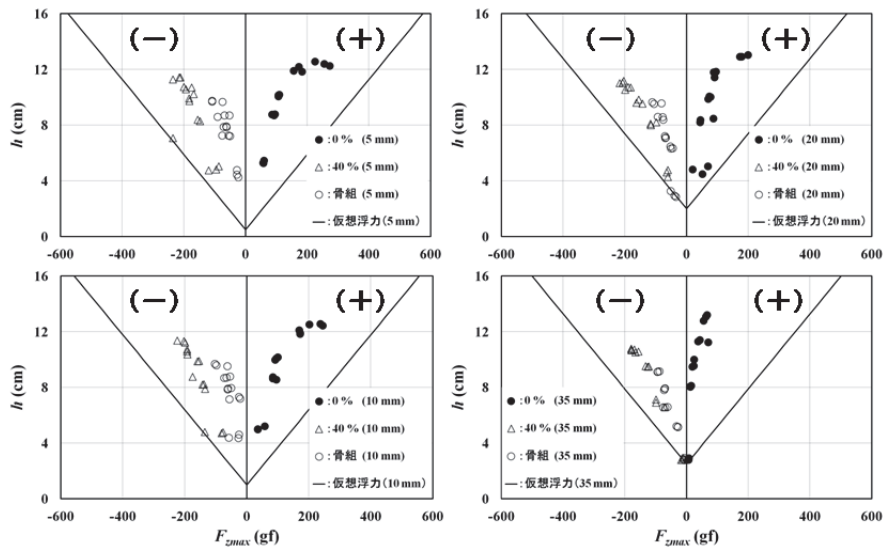
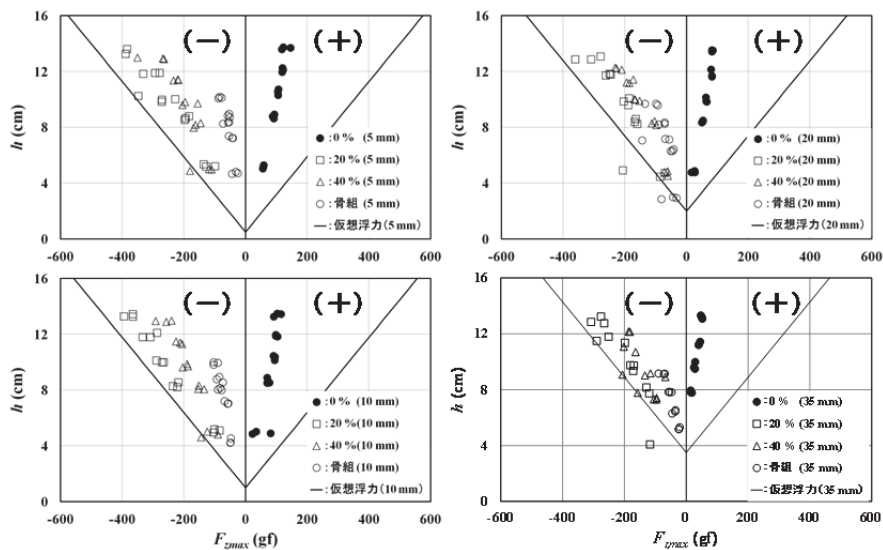


図-4.10 鉛直力の再現性確認例 ($H=14$ cm, $O_p=0\%$, $h_U=20$ cm)

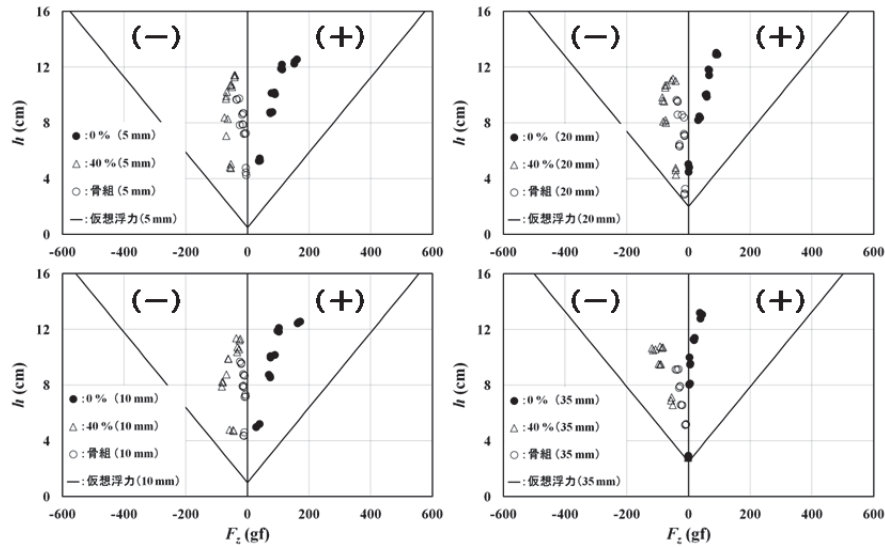


(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型

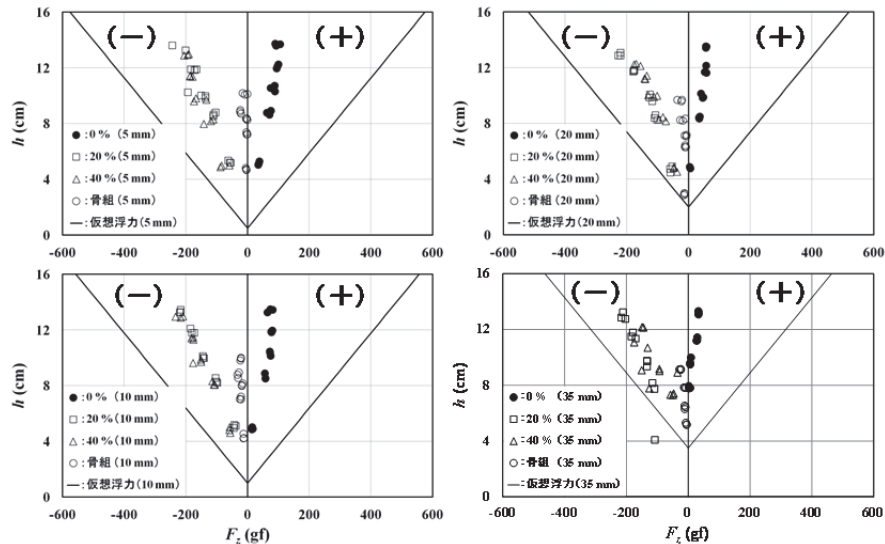


(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型

図-4.11 最大鉛直力 F_{zmax} と前面浸水深 h の関係 (衝撃部)



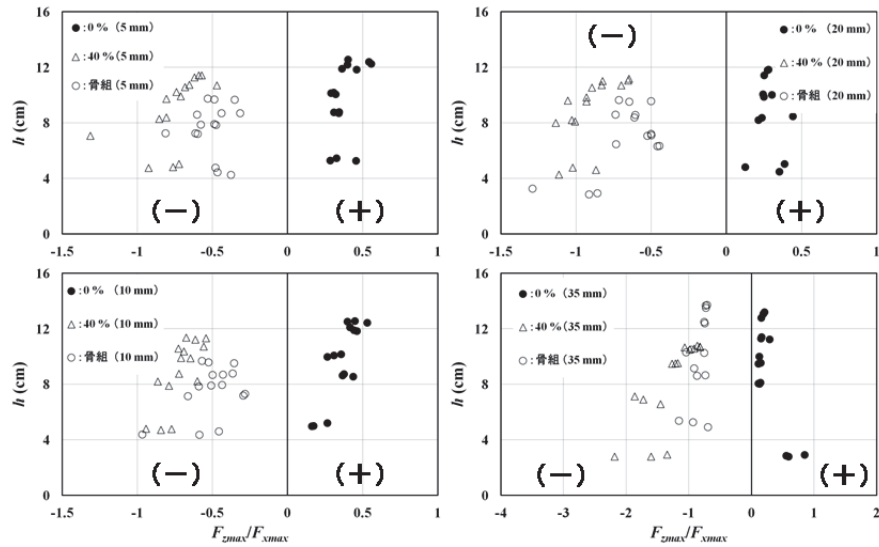
(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型



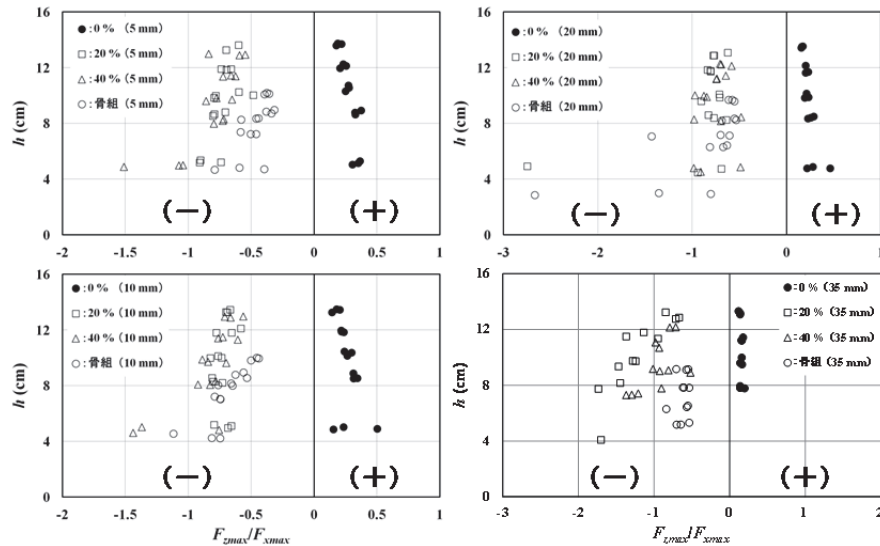
(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型

図-4.12 鉛直力 F_z と前面浸水深 h の関係（準定常部）

ケースによっては「最大鉛直力≒鉛直力」となる場合がある。各図中の実線は建築物周囲の浸水深を前面浸水深とした場合の浮力（以下、「仮想浮力」）である。下向きの力の大きさの目安として、その負値も示してある。両図から、①最大鉛直力と鉛直力ともに、「窓なし」は正值（上向きの力）、「窓あり」や「骨組のみ」は負値である、②氾濫流が「窓なし」の建築物を越流する場合の鉛直力は浮力や揚圧力（松富ら，2004a），建築物底面における下向きの揚力（図-4.3 上図や図-4.10 の初期部）だけでなく，建築物上面における上向きの揚力も働き，越流水深が少し増加するだけで，上向きの鉛直力は大きく増加する（図-4.11 (a)と 4.12 (a)の左図），③「窓なし」の場合（●），建築物が水没する・水没しないに関係なく，上向きの鉛直力は仮想浮力以下である，④開口部がある場合の下向きの鉛直力は，開口率が増加するにつれて小さくなることが判る。①の「窓あり」の負値は氾濫水が開口部から流入し，建築物内に溜まることに起因する。④は，開口率が 20%と 40%の建築物を



(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型



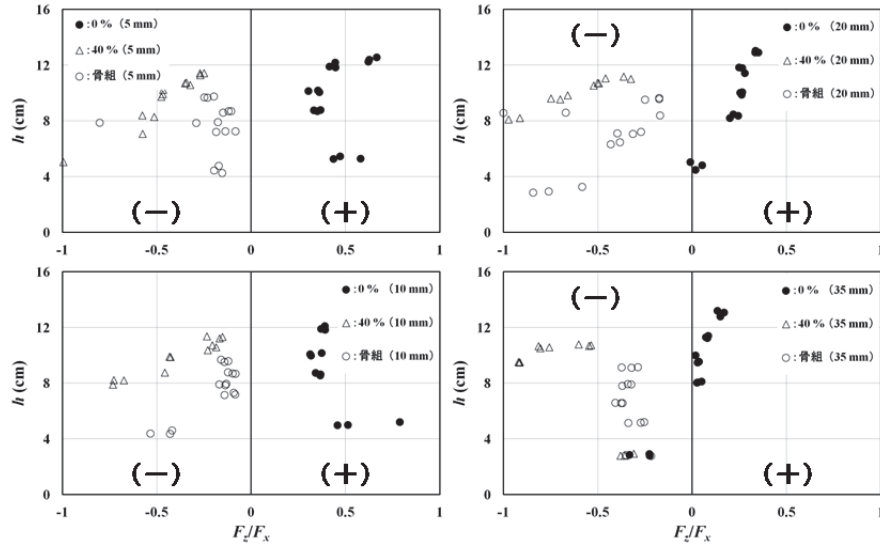
(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型

図-4.13 無次元最大鉛直力 F_{zmax}/F_{xmax} と前面浸水深 h の関係

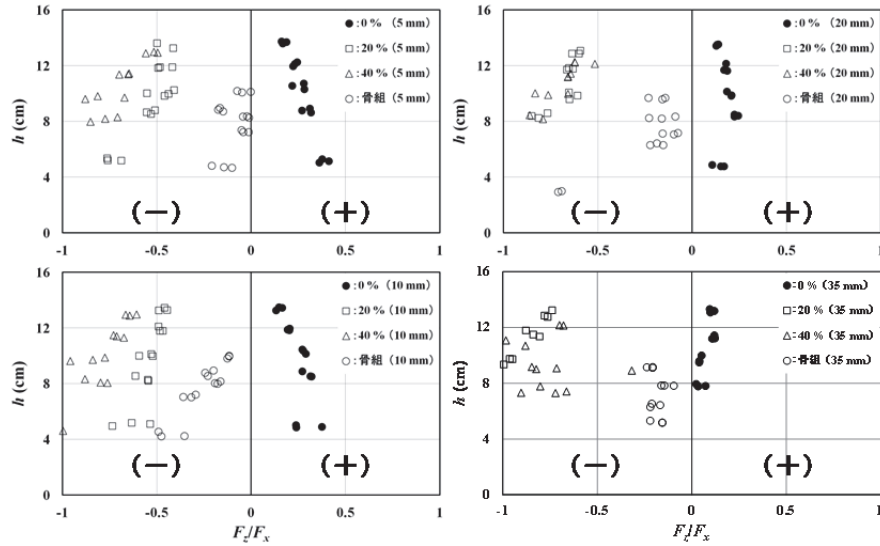
比べた場合、20%の方が各階の開口部の下端が高く（図-4.2）、各階に溜まり得る流入水量が多いからである。

図-4.13 と 4.14 に建築物の高さ、開口率、床高をパラメータとして、無次元の最大鉛直力 F_{zmax}/F_{xmax} 、鉛直力 F_z/F_x と前面浸水深の関係を示す。図-4.14 から、開口部がなく、建築物が水没しない場合、鉛直力は水平力の半分以下であることが判る。これは、例えば建築物の奥行が入射氾濫水深の 2.25 ($=3^2/2/2$) 倍以下であれば（建築物の移動や転倒を考えるほどの大津波では通常と考えられる）、入射氾濫水深まで建築物が浸水すると鉛直力（浮力）を算定する国交省の告示によるものと調和的である。

図-4.15 に最大鉛直力と鉛直力の比を示す。この比は最大水平力と水平力の比に比べて大きく散らばっている。



(a) 高さ $H=7$ cm の 2 階建て模型



(b) 高さ $H=14$ cm の 4 階建て模型

図-4.14 無次元鉛直力 F_z/F_x と前面浸水深 h の関係

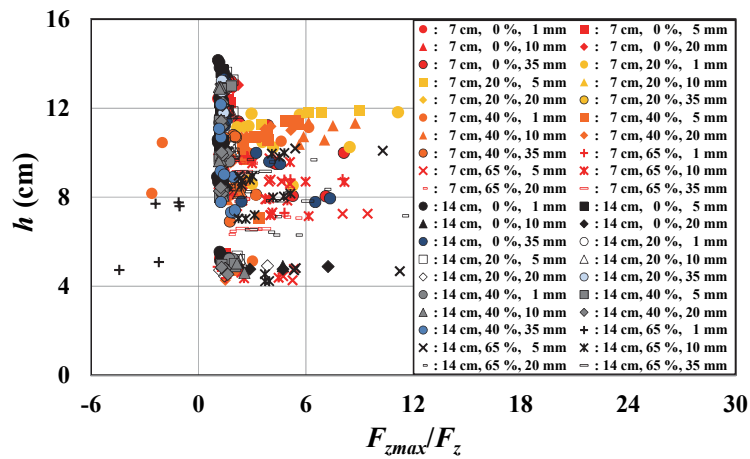


図-4.15 最大鉛直力 F_{zmax} と鉛直力 F_z の比

4.1.4 主な結果

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

①海側と陸側の開口率 O_p が同じ場合、開口率が増加するにつれて、水平力 F_x は直線的に低減する（図-4.9）。

②津波氾濫流が建築物を越流するようになると、入射氾濫水深の増加率の割に水平力の増加率は鈍り、一定値に漸近する傾向がある（図-4.9 (a)）。

③津波氾濫流が開口部のない建築物を越流する場合の鉛直力 F_z は浮力、揚圧力、建築物底面における下向きの揚力、建築物上面における上向きの揚力からなり、越流水深が少し増加するだけで、上向きの鉛直力は大きく増加する。

④開口部がない場合、最大鉛直力と鉛直力は上向き（建築物にとって危険側）となり、建築物が水没する・水没しないに関係なく、仮想浮力以下である（図-4.12）。

⑤開口部がある場合、鉛直力は下向き（安全側）となり、開口率が増加するにつれてその絶対値は小さくなる。

⑥「骨組のみ」の場合、流入水の溜まる場所がなく、小さな下向きの力に止まる。これは、外壁を壊れ易くして水平力を低減させる案において、床に接する部分の外壁を壊れ易くする方法は水平力の低減では効果的であるが、鉛直力の低減では逆効果であることを示している。

⑦開口部がなく、建築物が水没しない場合、通常の建築物の鉛直力は水平力の半分以下である（図-4.14）。

〔松富英夫〕

参考文献

国土交通省国土技術政策総合研究所：津波避難ビル等の構造上の要件の解説，国総研資料 No.673, 2012.

松富英夫，大向達也，今井健太郎：津波氾濫流の構造物への流体力，水工学論文集，第48巻，pp.559-564, 2004a.

松富英夫，大沼康太郎，今井健太郎：植生域氾濫流の基礎式と植生樹幹部の相似則，海岸工学論文集，第51巻，pp.301-305, 2004b.

松富英夫，山口枝里子，直江和典，原田賢治：東北地方太平洋沖地震津波における鉄筋コンクリート造建物と海岸黒松の被害条件，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.68, No.2, pp.351-355, 2012.

松富英夫，決得元基，齋藤雅大：開口部を有する鉄筋コンクリート造建物に働く津波流体力に関する基礎実験，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.69, No.2, pp.326-330, 2013.

4.2 開口部を有する RC 造建築物の前面浸水深と移動・転倒条件

4.2.1 はじめに

RC 造建築物が津波に持ち堪えるかどうかを判断する重要なパラメータとして建築物の前面浸水深 h と浸水縦断面積 A_c (\propto 見付け単位幅当たりの建築物重量) があり, 著者らは RC 造建築物の移動・転倒条件として 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の現地調査結果に基づいて次式を提示した (松富ら, 2012).

$$A_c/h = 6.8 \quad (h \geq 5.4 \text{ m}) \quad (4.1)$$

建築物への津波の水平力や鉛直力は建築物の開口率 O_p に依存する (国総研, 2012; 松富ら, 2013). 限られた条件下であるが模型実験によりその検討が行われてきており (松富ら, 2014), 両力については, 開口部を有する建築物の前面浸水深が評価できれば, 評価できる状況となっている.

本研究は入射津波条件を用いた開口部を有する RC 造建築物の前面浸水深の簡易推定法, その際の広義のエネルギー損失係数 (松富ら, 2013) の評価例と前面浸水深を用いた RC 造建築物の移動・転倒条件を提示する.

4.2.2 前面浸水深の簡易推定法

入射津波条件で開口部を有する建築物の前面浸水深を評価することを考える. 前面浸水深が評価できれば, 建築物に働く水平力や鉛直力の評価が可能と考えるからである.

水平床上の定常的な津波氾濫流 (サージ) を考える. 圧力は静水圧分布とする. 建築物の影響を受けていない入射津波の氾濫水深と氾濫流速をそれぞれ h_i , u_i とする. 入射津波衝突後の建築物前面における浸水深と断面平均流速をそれぞれ h , u_f , 建築物背面における浸水深と断面平均流速をそれぞれ h_r , u_r とする. 建築物の前面かつ背面や側面に窓などの開口部があれば, u_f と u_r は零ではない. 本モデルを図-4.16 に示す.

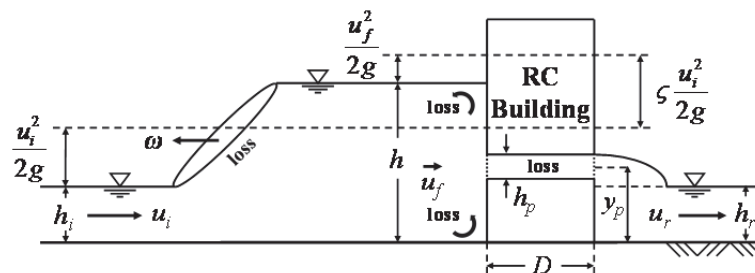


図-4.16 建築物前面浸水深 h の簡易推定モデル

津波は建築物の存在によりその前面で反射段波や跳水を形成し, 開口部を通過することによりエネルギーを失うとともにエネルギーを流出させるが, このときの建築物の前面と背面間のエネルギー保存則は式 (4.2) のように表現してもよからう.

$$h + \frac{u_f^2}{2g} = h + \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \frac{u_i^2}{2g} = h_r + (1 + \zeta') \frac{u^2}{2g} = h_i + (1 + \zeta) \frac{u_i^2}{2g} \quad (4.2)$$

ここで, g は重力加速度, ζ' は形状損失係数 (エネルギー損失係数) (松富・飯塚, 1998), u は ζ' の定義流速 (松富・飯塚, 1998), ζ は広義 (新定義) のエネルギー損失係数で (松富ら, 2013), 反射段波または跳水の形成によるエネルギー得失も含んでいる.

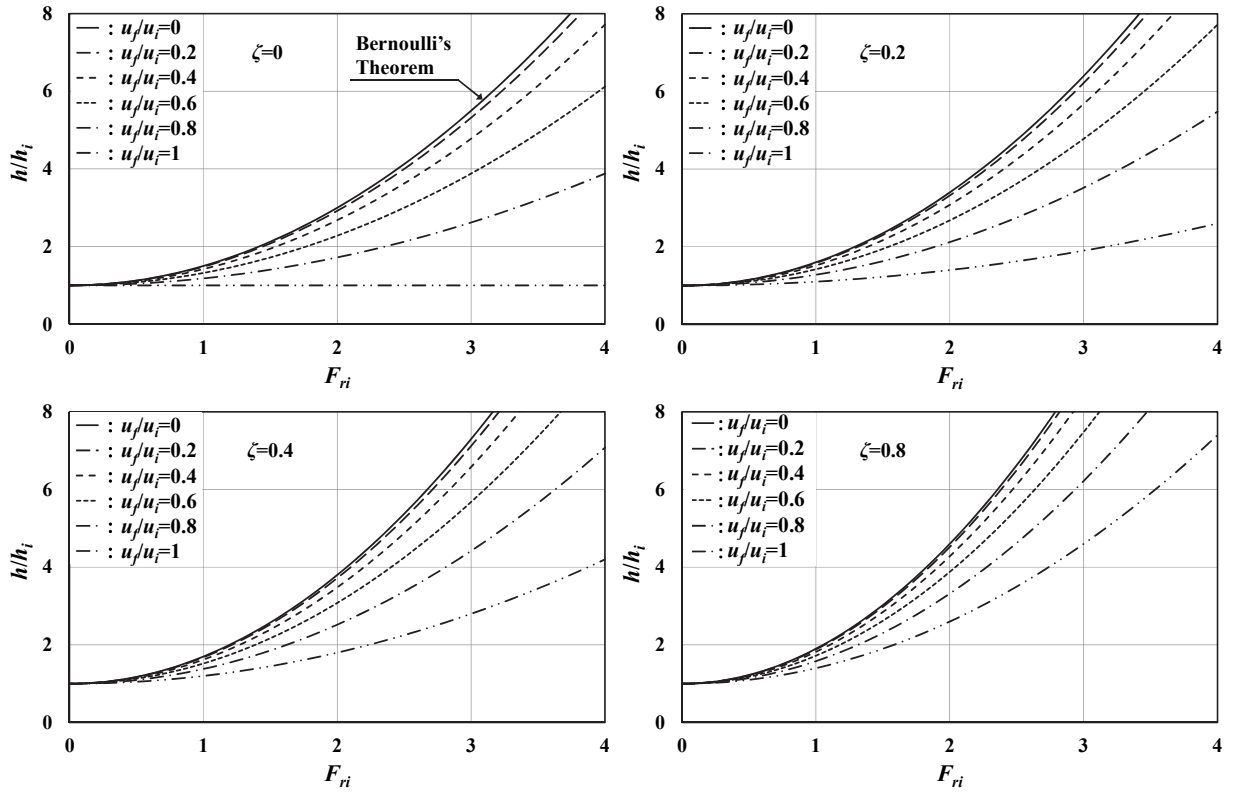


図-4.17 入射フルード数 F_{ri} と無次元前面浸水深 (h/h_i) の関係

式(4.2)の1番目と3番目から次式を得る.

$$u = \sqrt{\frac{1}{1+\zeta} \{2g(h-h_r) + u_f^2\}} \quad (4.3)$$

前面流速 $u_f=0$, つまり開口率 $O_p=0$ のとき, 式(4.2)と(4.3)は松富・飯塚(1998)の式に他ならず, 本理論はこれまでの著者らのものと一貫性を有する. また, $u_f=0$ で, 定常かつ静水圧分布の仮定のもとでは反射段波を形成し, 跳水を形成することはない(図-4.18 参照).

式(4.2)の2番目と4番目から次式を得る.

$$\frac{h}{h_i} = 1 + \frac{1}{2} \left\{ 1 + \zeta - \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \right\} \frac{u_i^2}{gh_i} = 1 + \frac{1}{2} \left\{ 1 + \zeta - \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \right\} F_{ri}^2 \quad (4.4)$$

式(4.4)から理解されるように, 無次元前面浸水深(水深係数) h/h_i は ζ , 無次元前面流速 u_f/u_i や入射津波のフルード数 F_{ri} (以下, 入射フルード数)の値次第で入射津波の無次元全水頭 $h_{BE}/h_i (=1+F_{ri}^2/2)$ (図中では Bernoulli と記す) より大きくなったり, 小さくなったりする(後述). ζ や u_f/u_i は F_{ri} , O_p , 建築物の形状, 建築物への津波入射角などに依存する. 式(4.4)の計算例を図-4.17に示す.

入射津波(サージ)が一様で定常的な場合, ζ は Stoker 理論(1957)やその理論を開口部がある場合へ拡張することで評価可能である. この拡張理論は, 2次元直立壁や建築物間の開口部を想定して, それぞれ富樫・古賀(1983)と池谷ら(2013)がすでに提示しており, 基礎式(質量と運動量の保存則)は式(4.5)と(4.6)である.

$$h_i(\omega - u_i) = h(\omega - u_f) \quad (4.5)$$

$$h_i(\omega - u_i)u_i - h(\omega - u_f)u_f = \frac{1}{2}gh_i^2 - \frac{1}{2}gh^2 \quad (4.6)$$

ここで、 ω は反射段波伝搬速度である。

式(4.5)と(4.6)から次の h/h_i に関する 3 次方程式が得られ、この解も富樫・古賀と池谷らがすでに導いている。

$$\left(\frac{h}{h_i}\right)^3 - \left(\frac{h}{h_i}\right)^2 - \left\{1 + 2F_{ri}^2 \left(1 - \frac{u_f}{u_i}\right)^2\right\} \frac{h}{h_i} + 1 = 0 \quad (4.7)$$

ただし、富樫・古賀は k を実験定数（ ≈ 0.23 ）として、 $u_f/u_i = kh_i/h$ の関係を導入して方程式を表現し、解いている。

建築物間の開口部の場合と本研究で対象とする建築物の開口部の場合の基礎式とその解は基本的に同じとなる。しかし、見付け幅が広い建築物を想定すれば理解されるように、建築物前面における実際の浸水深は、前者の場合は建築物の開口率が零であり、後者の場合は前面浸水深で開口率が変化するため（図-4.28 参照）、両者で異なると推定される。式(4.7)の理論結果の利用にあたっては注意を要する。

前面浸水深は建築物の開口率が同じであっても、開口部の形状や内部などの状況次第で異なるはずである。また、式(4.7)は u_f/u_i と F_{ri} をパラメータとして解くことになるが、 u_f/u_i と開口率や開口部位置の関係は不定である。そこで、実際の個々の建築物に対応できる近似解法を提示する。

建築物前面の開口部前後における質量と運動量の保存則は式(4.8)と(4.9)である。

$$hu_f = h_p u_p \quad (4.8)$$

$$g(h - y_p)h_p + h_p u_p^2 \cong h_p u_f^2 + fDu_p^2 + gA \quad (4.9)$$

ここで、 h_p は開口部の換算高さ（単数または複数の任意形状の開口部を 1 つの矩形開口部に換算したときの高さ。換算法は今後の課題）、 u_p は開口部内における流速、 y_p は地面から開口部中心までの高さ、 f は合成摩擦係数（開口部の換算に起因）、 D は建築物の奥行幅で、開口部内の壁面せん断応力 τ_0 の定義と A は ρ を流体密度として次式である。

$$\tau_0 = \frac{1}{2}\rho f u_p^2 = \frac{1}{2}\rho f \left(\frac{hu_f}{h_p}\right)^2 = \frac{1}{2}\rho f \left(\frac{u_f}{O_p}\right)^2 \quad (4.10)$$

$$\begin{aligned} A &= (h_i - y_p)h_p & h_i > y_p + \frac{h_p}{2} \\ &= \frac{1}{2}\left(h_i - y_p + \frac{h_p}{2}\right)^2 & y_p + \frac{h_p}{2} \geq h_i > y_p - \frac{h_p}{2} \\ &= 0 & h_i \leq y_p - \frac{h_p}{2} \end{aligned} \quad (4.11)$$

式(4.8)と(4.9)から h と u_f の関係として次式を得る。

$$u_f = \sqrt{\frac{g(h - y_p)h_p^3 - gAh_p^2}{(h_p + fD)h^2 - h_p^3}} \quad (4.12)$$

式(4.12)を式(4.7)に代入すると次式を得る.

$$\left(\frac{h}{h_i}\right)^3 - \left(\frac{h}{h_i}\right)^2 - \left\{ 1 + 2 \left[F_{ri} - \sqrt{\left(\frac{h}{h_i} - \frac{y_p}{h_i} \right) \frac{h_p^3}{h_i^3} - A \frac{h_p^2}{h_i^4}} \right]^2 \right\} \frac{h}{h_i} + 1 = 0 \quad (4.13)$$

式(4.13)の解析解を得ることは難しいので, 本研究では逐次計算により数値解を得ることにする.

式(4.9)の代わりに次のエネルギー保存則を用いることが考えられる.

$$(h - y_p) + \frac{u_f^2}{2g} \cong \left(1 + 2f \frac{D}{h_p} \right) \frac{u_p^2}{2g} + A \quad (4.14)$$

ここで, A は次式である.

$$A = \begin{cases} (h_i - y_p) & h_i > y_p \\ 0 & h_i \leq y_p \end{cases} \quad (4.15)$$

運動量保存則またはエネルギー保存則を用いる両方法から得られる h/h_i などの差は小さいことを確認した.

u_f/u_i と F_{ri} の組, または y_p/h_i , h_p/h_i , D/h_i , f と F_{ri} の組をパラメータとして h/h_i が求まれば, 反射段波または跳水の形成による無次元損失水頭 h_l/h_i は次式から評価できる.

$$\frac{h_l}{h_i} = \frac{(h - h_i)^3}{4hh_i^2} \quad (4.16)$$

入射津波衝突後の建築物前面における無次元獲得水頭 $\Delta h/h_i$ は次式から評価できる.

$$\frac{\Delta h}{h_i} = \frac{h}{h_i} + \frac{1}{2} \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 F_{ri}^2 - \left(\frac{h_{BE}}{h_i} - \frac{h_l}{h_i} \right) \quad (4.17)$$

ζ は式(4.4)を変形した次式から評価できる.

$$\zeta = \frac{2}{F_{ri}^2} \left(\frac{h}{h_i} - 1 \right) - 1 + \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \quad (4.18)$$

式(4.5)と(4.6)から無次元反射段波伝播速度 $\omega/\sqrt{gh_i}$ として次式を得る.

$$\frac{\omega}{\sqrt{gh_i}} = F_{ri} - \sqrt{\frac{1}{2} \frac{h}{h_i} \left(\frac{h}{h_i} + 1 \right)} \quad (4.19)$$

本研究対象の現象では $\omega \leq 0$ で, $\omega < 0$ のときは反射段波, $\omega = 0$ のときは跳水である.

$u_f/u_i = 0$, つまり Stoker 理論が適用できる 2 次元直立壁の場合の入射フルード数 F_{ri} と無次元諸量の関係の計算例を図-4.18 に示す. 図から, $F_{ri} \cong 2.5$ を境として, F_{ri} が 2.5 より小さい場合は $\zeta > 0$ かつ $h > h_{BE}$, 2.5 より大きい場合は $\zeta < 0$ かつ $h < h_{BE}$ である. 常に反射段波が形成され ($\omega < 0$ より), $\Delta h/h_i > 0$ かつ単調増加であることも判る.

u_f/u_i をパラメータとして, 入射フルード数 F_{ri} と無次元前面浸水深 h/h_i の関係の計算例を図-4.19 に示す. この関係図は池谷らがすでに提示している. 図から, $u_f/u_i = 1.0$ (建築物なし) の場合を除いて, h/h_i が入射津波の無次元全水頭 h_{BE}/h_i (Bernoulli) より大きくなる F_{ri} 域が存在することが判る.

入射フルード数 F_{ri} と広義のエネルギー損失係数 ζ の関係の計算例を図-4.20 に示す. 図から, ζ は F_{ri} 次第で正や負の値となり, F_{ri} が大きくなるにつれて, u_f/u_i に関係なく, 互いに漸近しあうことが判る.

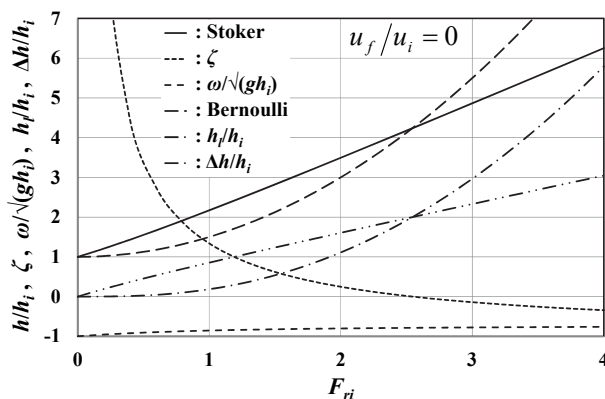


図-4.18 入射フルード数 F_{ri} と無次元前面浸水深 (h/h_i) などの関係

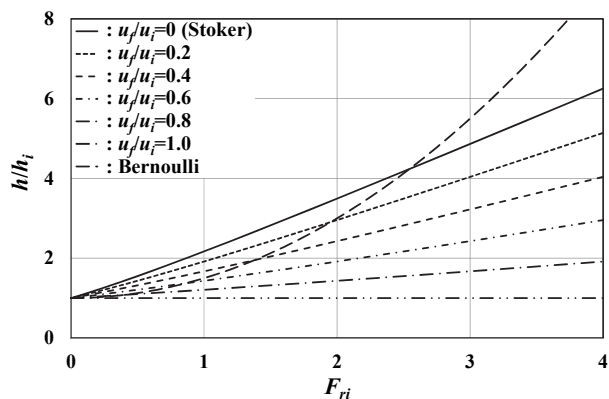


図-4.19 入射フルード数 F_{ri} と無次元前面浸水深 (h/h_i) の関係

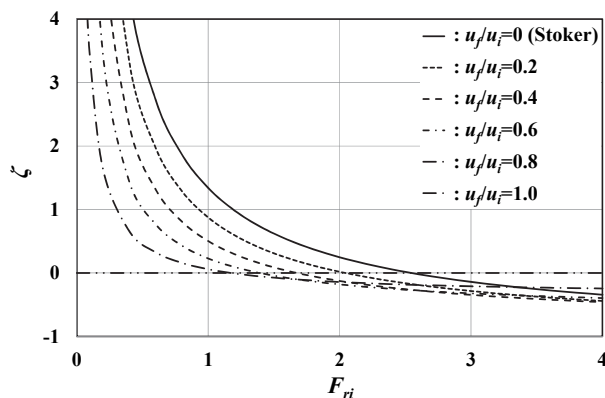


図-4.20 入射フルード数 F_{ri} と広義のエネルギー損失係数 ζ の関係

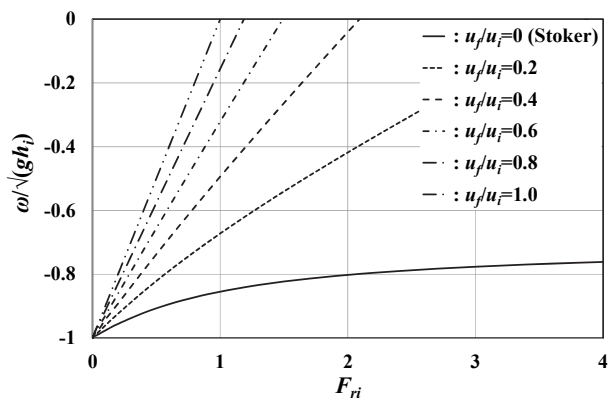


図-4.21 入射フルード数 F_{ri} と無次元反射段波伝播速度 $\omega/\sqrt{gh_i}$ の関係

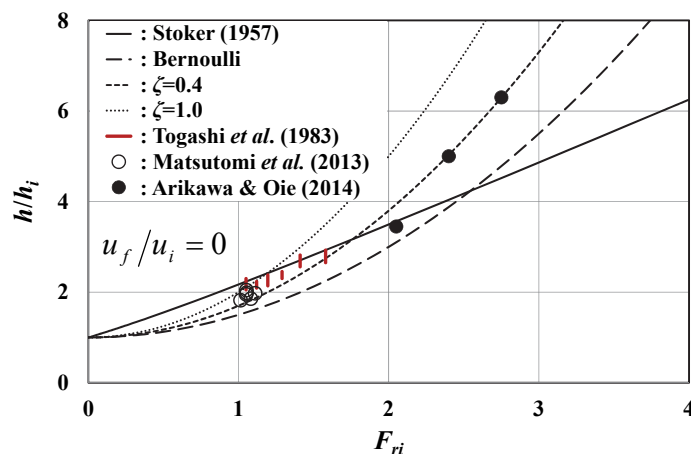


図-4.22 無次元前面浸水深 (h/h_i) の理論値と実験値の比較

入射フルード数 F_{ri} と無次元反射段波伝播速度 $\omega/\sqrt{gh_i}$ の関係の計算例を図-4.21 に示す。図から、 u_f/u_i が大きくなるにつれて、つまり開口率が大きくなるにつれて、反射段波を形成する F_{ri} 域が小さい方へ狭まることが判る。

$u_f/u_i=0$ 、つまり 2 次元直立壁の場合の無次元前面浸水深 h/h_i に関する理論値と実験値の

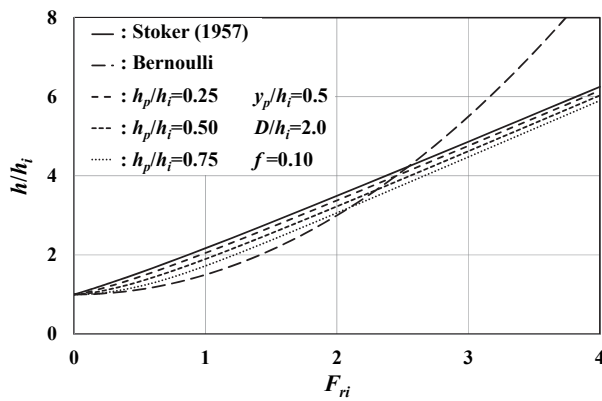


図-4.23 入射フルード数 F_{ri} と無次元前面浸水深 (h/h_i) の関係

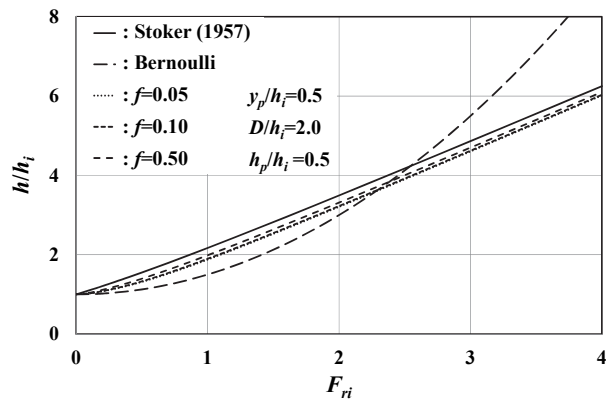


図-4.24 入射フルード数 F_{ri} と無次元前面浸水深 (h/h_i) の関係

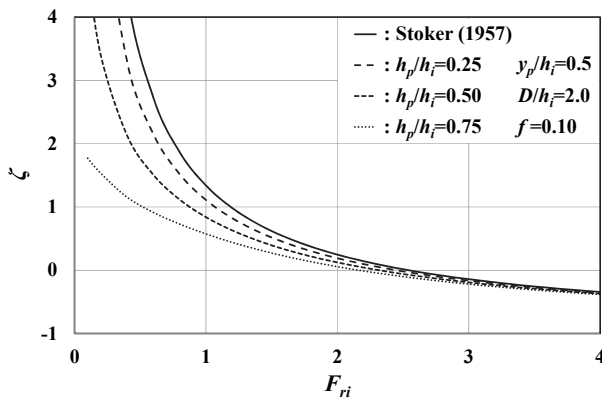


図-4.25 入射フルード数 F_{ri} と広義のエネルギー損失係数 ζ の関係

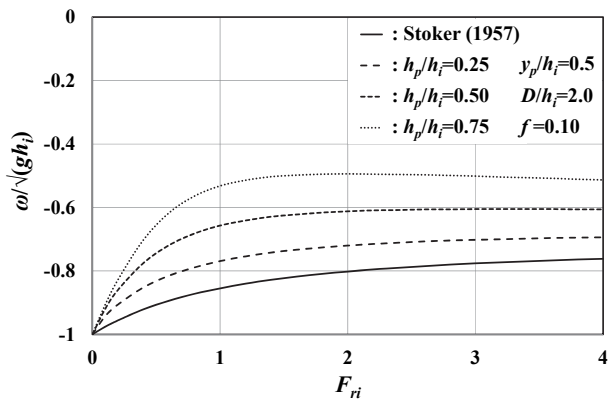


図-4.26 入射フルード数 F_{ri} と無次元反射段波伝播速度 $\omega/\sqrt{gh_i}$ の関係

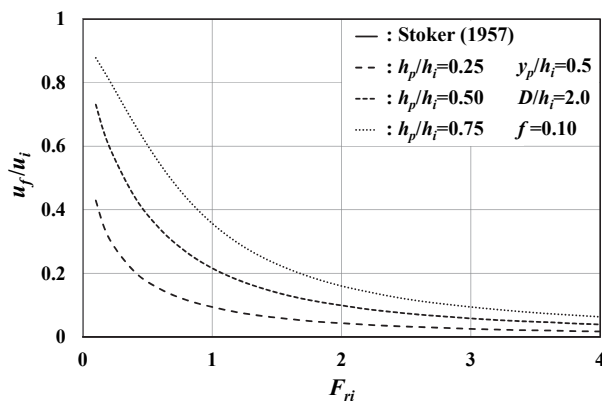


図-4.27 入射フルード数 F_{ri} と無次元前面流速 u_p/u_i の関係

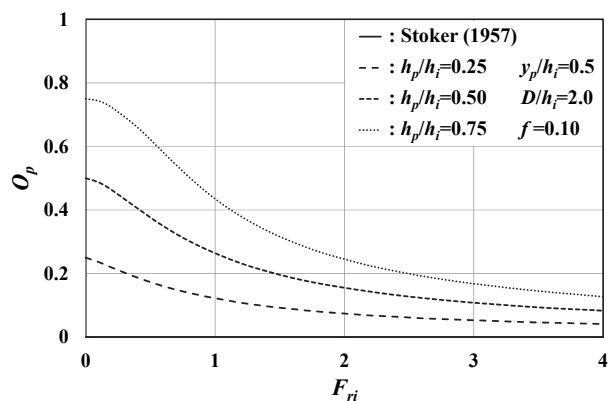


図-4.28 入射フルード数 F_{ri} と開口率 O_p (率表示) の関係

比較例を図-4.22 に示す。図中の松富ら（2013）の実験値は床高 h_B が 5 mm の開口部なしの孤立建築物模型に対するもので、2 次元直立壁に対するものではない。Stoker 理論値や富樫・古賀の実験値（値域を表示）よりやや値が小さいのはこのためと考えられる。図から、2 次元直立壁で、 F_{ri} が 2 程度以下の場合、実験値が小さめであるが、Stoker 理論が

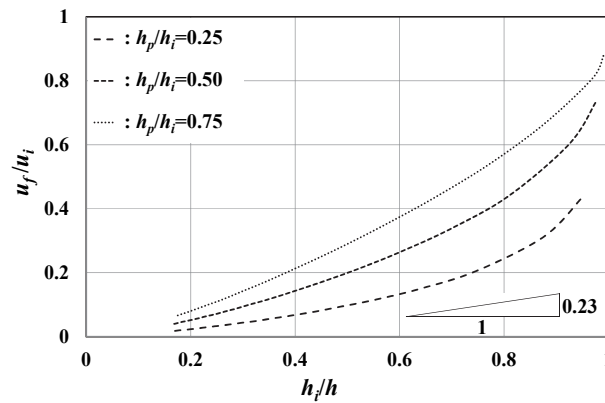


図-4.29 無次元前面浸水深の逆数(h_i/h)と無次元前面流速 u_f/u_i の関係

ほぼ成立することが判る．一方，有川・大家（2014）の実験値（平均値を表示）は開口部なしの孤立建築物模型に対するものでありながら，Stoker 理論値より大きくなっている．この理由は，有川・大家の実験における入射津波氾濫流では，非定常性（非一様性）が無視できないためかもしれない．富樫・古賀（1983）は「実際の入射津波氾濫流では非定常性が無視できない．」と指摘している．

式(4.4)や(4.7)を利用する場合，現状では直面する状況（条件）毎に u_f/u_i や ζ を推定した後，無次元前面浸水深 h/h_i を評価することになる．一方，式(4.13)は仮定や近似が含まれ，パラメータも多いが，実際の個々の建築物に対応できる点で有用と思われる．

式(4.13)の計算例を図-4.23～4.29 に示す．入射津波の氾濫水深 $h_i=4$ m を想定した場合のものである．ただし，全て無次元表示なので，この数値にこだわる必要はない．これらの図から，(1)無次元前面浸水深 h/h_i に対する合成摩擦係数 f の影響はそれほど大きくない（図-4.24），(2)無次元前面流速 u_f/u_i と無次元前面浸水深の逆数 h_i/h の関係は無次元開口部換算高さ h_p/h_i で異なり， h_p/h_i が大きくなるにつれて，両者の比は大きくなる（図-4.29），(3) h_p/h_i 毎で見れば， u_f/u_i と h_i/h の比は，富樫・古賀（1983）が $h_p/h_i=0$ の場合に考えたように（ $k \doteq 0.23$ ）， $F_H=1\sim 2$ の範囲ではほぼ一定である（図-4.29），などが判る．

4.2.3 移動・転倒条件

RC 造建築物の移動・転倒条件式(4.1)は東北地方太平洋沖地震津波の現地調査結果（図-4.30）に基づいている．東北地方太平洋沖地震津波において移動や転倒した RC 造建築物の開口率は，表-4.2 に示すように，10%以下（平均 6%）である（松富ら，2012）．したがって，開口部の水深方向位置にもよるが，開口部による水平力の低減は小さいと考えられ（松富ら，2014），式(4.1)は建築物にとって厳しめの開口部なしに対するものと言えよう．

式(4.1)と(4.4)から，入射津波条件を用いた任意の開口率を有する孤立した RC 造建築物の移動や転倒の条件として式(4.20)を得る．

$$\frac{A_c}{h_i} = 6.8 \left[1 + \frac{1}{2} \left\{ 1 + \zeta - \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \right\} F_H^2 \right] \quad (4.20)$$

式(4.20)は「建築物は，開口率が大きくなった分，奥行幅が狭くなっても持ち堪える」とも解釈できる．

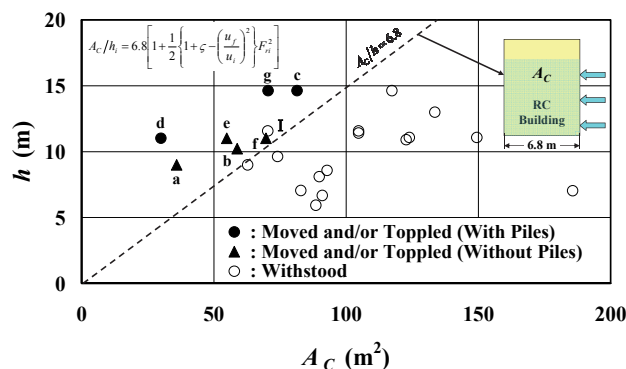


図-4.30 建築物の浸水縦断面積 A_C ，浸水深 h と被害形態の関係

表-4.2 移動や転倒した RC 造建築物の一覧

場 所	階数・用途	表記	開口率 (%)
大 槌	2 階・民家	(a)	0
陸前高田	3 階・民家	(b)	-
女 川	2 階・冷凍庫	(c)	10
女 川	2 階・警察署	(d)	6
女 川	3 階・集合住宅	(e)	-
女 川	3 階・店舗	(f)	5
女 川	4 階・旅館	(g)	8
陸前高田	3 階・集合住宅	I	26

4.2.4 抗力係数

建築物の移動・転倒に関する抗力係数 C_D について少し言及する．建築物背面の静水圧を考慮した場合の見付け幅 B の孤立建築物に働く全水平力 F_x は次式から評価される．

$$F_x = \frac{1}{2}(1-\beta)\rho gh_i^2 B + \rho h_i u_i^2 B - \rho h_i u_i \omega B - \rho \frac{h}{O_p} u_f^2 B + \rho h \omega u_f B - \alpha \quad (4.21)$$

ここで， β は建築物背面に働く全静水圧と建築物の影響を受けていない入射津波の全静水圧の比 ($=0\sim 1$)， α は反射段波領域における横流出に伴う運動量項である． $u_f=0$ の場合， $\omega<0$ より (4.2.2 参照)，次式を得る．

$$F_x = \frac{1}{2}(1-\beta)\rho gh_i^2 B + \rho h_i u_i^2 B - \rho h_i u_i \omega B > \frac{1}{2}\rho \times 2 \times u_i^2 h_i B \quad (4.22)$$

F_{ri} が小さい場合， $\beta \doteq 1$ である．大きい場合， $\beta \doteq 0$ ， $\omega \doteq 0$ である．したがって， h_i と u_i を用いた抗力式では，見付け幅が広ければ，何れにしても抗力係数は 2 より大きくなり， F_{ri} に少し依存することになる．

4.2.5 主な結果

本研究で得られた主な結果は次の通りである．

①入射津波条件を用いた開口部を有する RC 造建築物の前面浸水深 h の簡易推定法を提示した．

②その際に新たに定義された広義のエネルギー損失係数 ζ の評価例を提示した．

③入射津波条件を用いた開口部を有する RC 造建築物の移動・転倒条件を提示した．

〔松富英夫〕

参考文献

- 有川太郎，大家隆行：防潮堤背後の建物に作用する津波力に関する実験的検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.70, No.2, 2014.（印刷中）
- 池谷 毅，秋山義信，岩前伸幸：陸上構造物に作用する津波持続波圧に関する水理学的考察，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.69, No.2, pp.816-820, 2013.
- 国土交通省国土技術政策総合研究所：津波避難ビル等の構造上の要件の解説，国総研資料 No.673, 2012.
- 富樫宏由，古賀克志：直立壁による反射津波段波の水理と波力のメカニズム，第 30 回海岸工学講演会論文集，pp.332-336, 1983.
- 松富英夫，飯塚秀則：津波の陸上流速とその簡易推定法，海岸工学論文集，第 45 巻，pp.361-365, 1998.
- 松富英夫，山口枝里子，直江和典，原田賢治：東北地方太平洋沖地震津波における鉄筋コンクリート造建物と海岸黒松の被害条件，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.68, No.2, pp.351-355, 2012.
- 松富英夫，決得元基，齋藤雅大：開口部を有する鉄筋コンクリート造建物に働く津波流体力に関する基礎実験，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.69, No.2, pp.326-330, 2013.
- 松富英夫，決得元基，嶋津 朋，長沼駿介，桜井 亮：開口部を有する RC 造建物における津波の水平力と鉛直力の低減，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.70, No.2, 2014.（印刷中）
- Stoker, J. J.: Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York, pp.326-333, 1957.

5. 建築物の津波荷重指針の概要

5.1 はじめに

2011 年東日本大震災では建築物の甚大な津波被害が発生し，国土交通省は平成 23 年告示第 1318 号「津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件」（以下，告示という）を制定した．日本建築学会では 2014 年度の建築物荷重指針・同解説の改訂に併せて，新たに建築物の津波荷重指針（以下，本指針という）を定めることになった．本指針は，津波避難ビルに限定せず，津波浸水想定区域に建設する建築物や工作物に作用する津波荷重をより合理的に決定することを目的としているが，網羅的に事項を記載したものではなく，一般に耐津波設計手法として認知されていると判断した事項について記載した．

本指針での建築物の津波荷重とは，流体力である津波波力と漂流物の衝突荷重の総称とし，津波波力は建築物に作用する時間（津波の先端部，非先端部および静水時）で分類し，それぞれ浸水深と流速から算定することを原則とした．その算定方法は，(A) 浸水深と流速の時系列，(B) 最大浸水深と最大流速，(C) 最大浸水深の 3 つに大別され，それぞれについて津波波力算定式を示した．

本指針の構成は，「一般」，「津波の先端部の荷重」，「津波の非先端部の荷重」，「静水時の荷重」，「建築物開口部による波力の低減」，「漂流物の衝突荷重」，「耐津波設計において考慮すべき事項」となっている．

本指針を作成した日本建築学会荷重運営委員会津波荷重小委員会は以下の委員で構成された．所属は平成 26 年 4 月時点のものである．

主査：奥田 泰雄	国土技術政策総合研究所
幹事：石原 直	独立行政法人建築研究所
長谷部雅伸	清水建設株式会社技術研究所
委員：有川 太郎	港湾空港技術研究所
壁谷澤寿一	国土技術政策総合研究所
阪田 升	株式会社環境シミュレーション
庄司 学	筑波大学
館野 公一	鹿島建設株式会社
寺崎 浩	大成建設株式会社
中埜 良昭	東京大学生産技術研究所
濱本 卓司	東京都市大学
藤間 功司	防衛大学校
松富 英夫	秋田大学

5.2 一般

本節では，指針の「適用範囲」，「津波荷重の算定方針」，津波荷重算定の基となる「設計用浸水深と流速の評価法」について示した．

本指針の「適用範囲」としては，(1) 陸上に設置された建築物や工作物を対象とする，(2)

海底地震で発生し、陸上に遡上した津波の押し波と引き波を対象とする、(3)津波荷重を算定するための設計用浸水深等は津波ハザードマップもしくは適切な数値流体計算または水理実験等で求め、津波は建築物の上を超えないものとする、(4)海水は非圧縮性流体とし、海水の密度は周辺状況等を考慮し適切に定める、(5)フルード数の範囲は0～2程度とする、である。このほか建築物周りの津波の流れを数値流体計算により再現し、建築物に作用する津波波力の時系列を直接計算する手法についても触れた。

「津波荷重の算定方針」では、次の方針のもとに津波荷重を算定する。(1)想定する津波荷重として、設計用浸水深または設計用流速が既知である場合の津波荷重の算定方法を示す。(2)建築物に作用する津波荷重は、建築物および津波の実況に応じて津波先端部の荷重、津波非先端部の荷重、静水時の荷重、漂流物の衝突荷重を適切に選択し組み合わせて算定する。(3)津波波力は、建築物の表裏面に作用する津波波圧の差から算定する。(4)津波荷重は、他の荷重との組合せを適切に考慮する。

「設計用浸水深と流速の評価法」としては、津波ハザードマップから設計用浸水深を求めるルートと数値流体計算によって設計用浸水深と設計用流速を求めるルートを想定している。なお、地震時に地盤沈下が想定されるような地域では、設計用浸水深の評価において地盤の沈下量を考慮する必要がある。また、数値流体計算によって直接建築物に作用する津波波力を算定する方法も考えられる。この数値流体計算のガイドラインについては、別の関連資料で纏めて提示する予定である。

5.3 荷重算定

津波の先端部、非先端部および静水時での津波波力について、それぞれ水平方向と鉛直方向の算定式を示した。津波波力算定式には、内閣府の津波避難ビルガイドラインや平成23年国土交通省告示第1318号に示されている静水圧に換算した波力算定式のほか、抗力として津波波力を算定するものも提示した。

「津波の先端部の荷重」は、津波の先端部が建築物に到達した際に発生するスパイク状の波圧や波力をさし、水平力（段波波力、衝撃段波波力）と鉛直力（＝浮力＋全揚圧力－海水重量）について上記の3つの計算ルート別にそれぞれ波力算定式を提示した。「津波の非先端部の荷重」は、津波の先端部が建築物を通過し、建築物まわりに流れが形成されている場合の波力をさし、水平力（抗力）と鉛直力（＝浮力＋全揚圧力－海水重量）について計算ルート別にそれぞれ波力算定式を提示した。静水時の荷重とは、津波が遡上し流速が0になった状態や津波が引いた後に窪地等に残された水などを想定している。一般に建築物の表裏面の水位は同じなので、水平力はほぼ0になるが、建築物の中に水が入らないような場合には浮力を考慮する必要がある。

5.4 建築物開口部による波力の低減

本節では、建築物の特徴である開口部（窓や扉等）や開放部（ピロティ部等）における津波波力の低減方法についてその考え方を示した。開口部や開放部に作用する波圧は建築物には作用しないとみなし、津波波圧が静水圧分布の場合には開口部分や開放部分に作用する波圧分を低減することができる。抗力式により建築物全体の津波波力を算定した場合には、抗力を静水圧分布に置き換えて開口部分や開放部分の波圧分を低減することができる。

るとした。告示では、開口率（開口部を含む受圧面に対する開口部の割合）の上限を 3 割としている。

5.5 漂流物の衝突荷重

漂流物の衝突によって、建築物の自重を支持する柱・壁部材または建築物全体に作用する最大荷重については衝突速度、衝突物・被衝突物の剛性、衝突時間等に大きな影響を受けるため、研究途上の段階であり、断片的な知見が得られているのみである。いくつかの既往の文献では水理実験結果等に基づき漂流物衝突により剛体に作用する荷重算定式が提案されている。これらの提案式における漂流物はいずれも流木およびコンテナを対象としたものであり、実験で想定している漂流物の規模や形状、津波の流速などの前提条件が異なるものについては正確な荷重評価は困難である。さらに漂流物の衝突に対する設計の考え方を示した。

5.6 耐津波設計において考慮すべき事項

本節では、地震動による損傷、地盤の液状化、洗掘、漂流物による堰き止めといった建築物の耐津波設計において考慮すべき事項についても列挙した。

津波が発生する前に本震の地震動によって建築物が損傷することがある。建築物が地震動によって損傷しても津波荷重自体は変わらないが、耐津波設計上は建築物の耐力を安全側に評価するなどの措置を講じることが望ましい。また津波は複数回襲来することを前提として、余震による損傷の進展等も考慮した設計を行うことが望ましい。

建築物の転倒に対する杭の引き抜き抵抗の低下や建築物の傾斜等を引き起こす可能性があるため、地盤の液状化に留意する必要がある。東日本大震災での津波被災地では、杭基礎の建築物であっても津波により転倒したものがあつた。転倒モーメントに対しては自重による復元力に加えて杭の引き抜き抵抗によって対処することが考えられるが、地盤の液状化が発生していたとすると引き抜き抵抗も減少していた可能性もある。

建築物周りの津波による流れによって、主に、建築物前面の隅角部に沿った周辺地盤に局所的な洗掘孔が生じる場合があり、留意する必要がある。建築物に対しては、杭基礎構造や直接基礎構造の適切な設計・補強が必要となる。周辺地盤に対しては、建築物下部の地盤改良や周辺部の舗装・路盤の強化、また、建築物周りをシートパイルや地中連続壁で囲って地盤の流出を防止するなどの対策が必要となる。

建築物内外における漂流物の堰き止め効果による津波荷重の増加を適切に考慮する必要がある。津波作用時に建築物により堰き止められる漂流物には、津波により破壊・流失した木造家屋の一部、防潮林や防風林の樹木、家具、設備機器、電信柱、自動車、船舶、コンテナ、漁具などがある。

5.7 おわりに

平成 26 年度に改定予定の日本建築学会建築物荷重指針・同解説の津波荷重の概要を示した。建築物荷重指針・同解説はほぼ 10 年ごとに改定され、そのときの最新の研究成果が反映されるようになっている。建築物の津波荷重に関する研究は始まったばかりといえ、研究課題も多い。10 年後に建築物の津波荷重に関する研究が進展することを期待したい。

〔奥田泰雄〕

6. 構造物周りの洗掘現象への津波数値解析技術の適用

6.1 はじめに

2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災を受けて、わが国では技術基準・指針等が大幅に改訂された。特筆すべき点は、構造物は施設計画上の津波に対して十分な安定性を有したうえで、最大クラスの津波に対しても粘り強い構造とすることが明記されたことである。本稿では、構造物の耐津波設計において重要となる津波による土砂移動実態や構造物周りの洗掘現象に着目した研究の現状や、数値解析技術を実務に適用した事例を報告する。

浅海域に來襲する津波は、大量の土砂を移動させることがある。東日本大震災においても、多くの海岸堤防・護岸や防波堤周辺で、洗掘に起因した甚大な構造物の倒壊被害がみられた。東日本大震災以降に改訂された技術基準・指針に準ずると、海岸堤防・護岸や防波堤は、耐震性能、耐波性能の他に、洗掘に起因した転倒・倒壊に対しても十分な安全性を有していなければならない。しかし、構造物周辺の津波に伴う流れは非常に複雑なため、広範囲に配置された構造物周辺の洗掘量を定量的に推算する方法は、現時点では確立されていない。また、現行の津波解析モデルは津波の水位・流況を解析するものであり、津波による土砂移動までは予測できない。

ここでは、まず、既往の津波來襲時に、大規模な土砂移動と洗掘に起因した構造物の倒壊被害が生じた事例を紹介し、津波対策における土砂移動の予測および評価の重要性を示す。そして、津波による土砂移動の数値モデルの現状を紹介したうえで、津波土砂移動解析技術を用いて、構造物周辺の局所洗掘や港湾埋没の土砂移動に伴う平面的な被害推定方法を提案する。

6.2 津波による土砂移動と洗掘に起因した構造物の倒壊被害の事例

これまでの大規模な津波來襲時には、必ずと言っていいほど津波による土砂移動が生じており、これに伴う種々の被害が発生してきた。津波による土砂移動の被害は、発生場所や対象構造物により、次の 4 つに分類することができる。

- ① 港湾内での土砂の侵食・堆積被害、港湾の機能障害被害等
- ② 河川・海岸・港湾構造物周辺での局所洗掘による構造物の倒壊被害等
- ③ 沿岸域・河道での津波による海岸侵食被害や津波に伴う地形変化被害等
- ④ 陸域での津波による土砂の堆積問題、局所洗掘による陸上構造物の倒壊被害、緊急輸送路の寸断被害等

既往の研究成果のうち、津波の土砂移動実態に関する代表的な論文を以降に紹介する。

浅井ら（1998）は、伊豆半島入間を対象に、1854 年安政東海地震津波による土砂移動について調査しており、津波により約 70 万 m^3 の砂が陸上に堆積し、その上に現在の集落が築かれたことを報告している。また、高橋ら（1992）によると、岩手県宮古市田老（旧田老町）でも 1933 年昭和三陸地震津波により陸域に大量の土砂が堆積され、堆積深は 1 m 以上であったことが報告されている。さらに、高橋ら（1991, 1999）は、1960 年チリ地震津波來襲前後の宮城県気仙沼湾の測量成果を分析し、津波來襲前後での最大侵食深は狭窄部で 9.9 m、堆積高は湾口部で 6.8 m であったとの結果を得ている。なお、気仙沼湾全体では侵食量は約 262 万 m^3 、堆積量は約 72.5 万 m^3 であり、侵食が卓越していた状況が確認さ

れ、陸域への土砂堆積の報告がなかったことを鑑みると、侵食された土砂の多くは湾口から湾外へ流出したと推察している。

2004 年インド洋大津波においても、津波に伴う土砂移動による各種被害に関わる調査結果が報告されている。西畑ら（2005）は、スリランカ・キリンダ港における被災実態調査を行い、港湾に堆積していた土砂が津波により一掃され、特に主防波堤と旧副堤の間の狭窄域で、大規模な侵食が観測されたことを確認している。また、安田ら（2005）は、スリランカ東部海岸域に河口を有する 3 河川を対象に津波の河川遡上調査を実施し、津波浸入に伴う河床変動や土砂移動は、押し波時に数 10 cm 規模の堆積が生じ、引き波時にその堆積物はほとんどが流されてしまうことを報告している。

2011 年東日本大震災では、さらに多くの調査結果が各種機関から報告された。例えば、高橋ら（2011）は、青森県から茨城県にかけての太平洋沿岸における各港湾での地震や津波による災害実態を調査しており、湾内で津波に伴う流れによって航路や構造物周りの洗掘や堆積被害が発生していたことを報告した。また、渡邊ら（2012）により、三面張り構造が主流の海岸堤防においても、堤防を越えた水流によって、裏法尻部が洗掘された事例が多数確認されている。海岸堤防の被災過程は、洗掘による支持基盤の喪失が裏法被覆工の流出、堤体土の流出を経て、堤防の倒壊に繋がったと推察された。さらに、海岸における津波対策検討委員会（2011）が、東北地方太平洋沿岸を中心に海岸保全施設の被災状況を整理したところ、津波の越流・引き波等により、法尻部の洗掘や防潮堤の倒壊等の被害が多数あった。**写真-6.1～6.3** は、2011 年東日本大震災での洗掘に起因して海岸護岸が倒壊した事例であり、平成 23 年 4 月に宮城県南三陸町で撮影したものである。**写真-6.1** は離岸堤背後の護岸の被災状況を撮影したものであり、離岸堤の開口部のように流れが集中しやすい背後で、海岸護岸の一部が洗掘により倒壊していた。また、**写真-6.2** も**写真-6.1** と同様に、離岸堤開口部で洗掘に伴う海岸護岸の中詰材の吸出しにより、護岸および背後地民家が倒壊していた状況である。**写真-6.3** は津波の越流により、裏法尻が洗掘するとともに、海岸護岸全体が崩壊した被災状況を撮影したものである。



写真-6.1 離岸堤開口部の流れの集中に伴う海岸護岸の洗掘状況（宮城県南三陸町）



写真-6.2 洗掘に伴う中詰材の吸出しによる海岸護岸・背後地民家の倒壊状況
（宮城県南三陸町）



写真-6.3 越流・裏法尻洗掘による海岸護岸の倒壊状況（宮城県南三陸町）

6.3 津波による土砂移動の数値モデル

現状の津波による土砂移動の数値モデルは、平面二次元解析モデルと三次元解析モデルに大別される。平面二次元解析モデルは、実務への適用実績は多いが、掃流・浮遊状態で移動する土砂移動の現象をモデル化する際に浮遊砂濃度の鉛直分布を仮定することが難しく、特に、複雑な地形を有する箇所ではまだまだ改良の余地があるといえる。一方、平面二次元モデルでは物理現象を表現しきれない、浮遊砂の供給が局所的に変化する場所に対して、三次元解析モデルが提案されているが、実現現象の再現精度には幾分の課題が残されている。以降に、それぞれの数値モデルの特徴を概説する。

6.3.1 平面二次元解析モデル

津波による土砂移動予測のための数値モデルには、初期の論文に、高橋ら（1992, 1993）によるものがあり、全掃流砂量を局所フラックス的に求める方法が採用されている。ただし、この方法は、大きな乱れのために浮遊砂が卓越する非定常性の強い津波を再現するには問題があり、浮遊砂量も無視できないことが指摘されていた。藤井ら（1998）は、掃流砂の一部がその場所での外力に一義的に支配される局所フラックスとして挙動し、残りが

浮遊成分として単層の移流拡散方程式に従って挙動する局所フラックス・移流拡散混合モデルを導入することで、予測精度の向上を図った。また、高橋ら（1999）は、津波による流砂現象を掃流砂層と浮遊砂層とに区分し、それぞれを独立に扱い、両層間の交換砂量および浮遊砂フラックスを導入してモデル化を行った。これにより、浮遊砂濃度が非平衡な状態においても適用可能な土砂移動モデルとなった。なお、藤井ら（1998）および高橋ら（1999）は、いずれも水理実験をもとに、流砂量式や掃流砂量式および交換砂量式を定式化している。一方、西畑ら（2005, 2007）は、2004年スマトラ沖地震津波来襲時のスリランカのキリンダ港や、1960年チリ地震津波来襲時の宮城県気仙沼港を対象に、Tajima(2004)による物理メカニズムに基づく漂砂量式を用いた津波土砂移動モデルを構築した。この数値モデルにより、実験などによる合わせ込みを介さずに定量的に評価することが可能となった。さらに、高橋ら（2011）は、高橋ら（1999）よりも精度の高い実験装置を制作し、粒形依存性に着目して、津波の土砂移動モデルによる掃流砂量式や交換砂量式（巻上砂量式）を高度化するための実験を行い、数値モデルの高度化を図っている。

他方、中村・水谷（2008）は、地盤の内部に生じる応力変動の影響を考慮した新たな漂砂量式を提案し、既存の地形変化モデルに組み込むことで、地形変化シミュレーションの構築を行うとともに、遡上津波による矩形構造物周辺の局所洗掘現象を対象に構築したモデルの適用性を検討している。その結果、構造物の沖側隅角部に生じる局所洗掘の開始時刻と津波作用後の最終洗掘深を適切に評価できることが確認され、既存のモデルよりも計算精度が向上していることを確認している。

6.3.2 三次元解析モデル

平面二次元モデルを用いて、津波の伝播および掃流・浮遊による土砂移動を計算する場合、浮遊砂濃度を底面から水面まで鉛直積分した平均濃度を追跡することとなる。そのため、浮遊砂濃度の鉛直分布を仮定する必要となるが、浮遊砂の供給が局所的に変化する場所（例えば、地形が複雑に変化する場所）へ適用した場合、実際の浮遊砂濃度の鉛直分布は局所的に異なった特徴を持つため、その鉛直分布を仮定することは困難である。そこで、木原・松山（2007）は、浮遊砂量の計算精度向上のために、津波の伝播・浮遊の移流拡散・土砂移動に伴う港湾内での地形変化に適用できる静水圧近似を仮定した三次元地形変化数値モデルを開発している。一方、中村・水谷（2012）は、中村・水谷（2008）で残されていた、洗掘がある程度進行した状況での漂砂量に与える有効応力の評価についての課題を解決するために、渦と浸透滲出流の両方の影響を考慮した漂砂計算手法を提案した。さらに、その手法を組み込んだ3次元流体・構造・地形変化連成数値計算モデルを遡上津波による陸上構造物周辺の洗掘現象に適用し、その連成モデルの有用性を確認している。

6.4 八戸港を対象とした津波による土砂移動解析技術の適用事例

6.4.1 津波による土砂移動解析技術の概要

ここでは、高橋ら（1999）により提案された「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」を用いて、地形変化を伴う津波伝播計算を実施した実務での検討結果を紹介する。計算モデルは図-6.1のフローに示す通りであり、水位および流量の計算は、非線形長波理論（浅水理論）式を Staggered Leap-frog 法により差分化した。津波伝播

計算の支配方程式は、式(6.1)～(6.3)のとおりである。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (6.1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gn^2}{D^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} = 0 \quad (6.2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gn^2}{D^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} = 0 \quad (6.3)$$

ここに、 η は水位、 M および N は流量フラックス、 D は全水深、 g は重力加速度、 n は Manning の粗度係数である。

津波による流砂の現象は、掃流砂層と浮遊砂層とを分離して考え、掃流砂と浮遊砂間での巻上げ・沈降フラックスによる鉛直方向の土砂移動を「掃流砂層と浮遊砂層間の交換砂層 w_{ex} 」と定義した上で定式化した。ただし、これらの区分は粒径の移動形態の相違による概念的なものであるため、ここでは高橋ら（1999）と同様に、掃流砂層とは砂粒が掃流形態で移動する領域、浮遊砂層とは砂粒が浮遊形態で移動する領域と定義した。図-6.2 には流砂の計算モデルの概念図を示す（高橋ら，1999）。図中の ρ_s は砂粒の密度、 λ は砂粒の空隙率、 Z_B は基準面からの底面高さ、 q_B は掃流砂量、 \bar{C}_B は平均掃流砂層濃度、 h_B は掃流砂層厚、 \bar{C}_s は平均浮遊砂層濃度、 h_s は浮遊砂層厚、 ε_z は鉛直方向の拡散係数、 C は掃流砂層と浮遊砂層の境界付近の濃度、 w_0 は砂粒の沈降速度である。 Z_B と \bar{C}_s は津波来襲以前の状態が初期条件となり、 M と h_s は津波伝播計算から与えられる。最終的に得られた地形変化計算の支配方程式は、式(6.4)～(6.7)のように記載される。

$$\frac{\partial Z_B}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} + w_{ex} \right) = 0 \quad (6.4)$$

$$\frac{\partial \bar{C}_s M}{\partial x} + \frac{\partial \bar{C}_s N}{\partial y} - w_{ex} + \frac{\partial \bar{C}_s h_s}{\partial t} = 0 \quad (6.5)$$

$$q_B = \alpha \sqrt{sgd^3} \tau_*^{3/2} \quad (6.6)$$

$$w_{ex} = \beta \sqrt{sgd} \tau_*^2 - w_0 \bar{C}_s \quad (6.7)$$

ここに、 τ_* はシールズ数、 s は砂粒の水中比重、 d は砂粒の粒径である。掃流砂量式および交換砂量式の係数 α と β は水理実験結果からそれぞれ 21 および 0.012 が得られている。

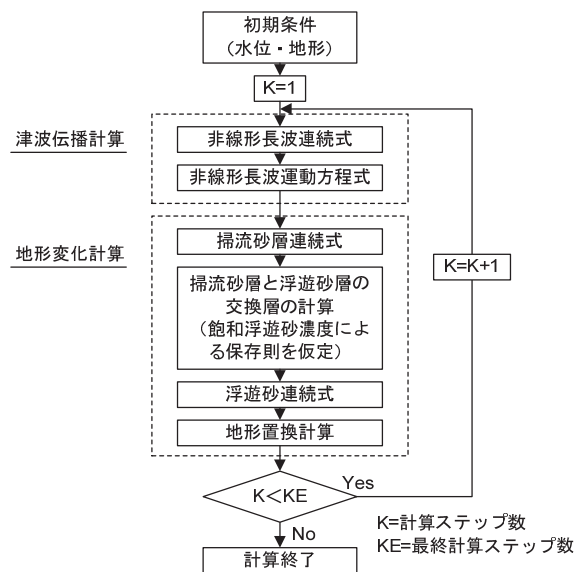


図-6.1 計算フロー図

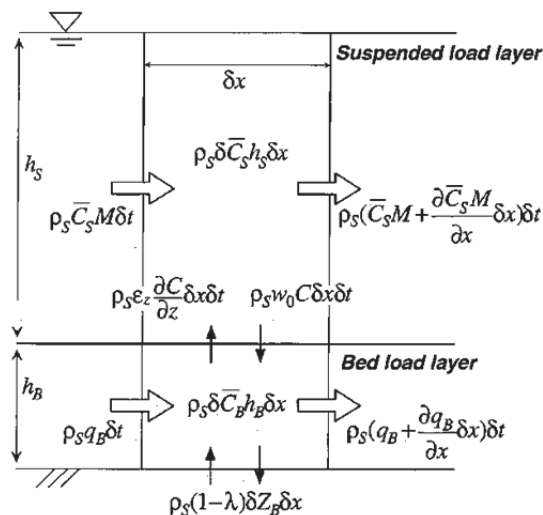


図-6.2 掃流砂層・浮遊砂層分離モデル概念図

出典「高橋ら(1999)」

6.4.2 八戸港を対象とした津波挙動解析

1) 八戸港での地形変化実態

八戸港では 2011 年東北地方太平洋沖地震津波来襲前後の深浅測量データが存在しており、津波による防波堤周辺で著しい洗掘が発生していたことが確認された。図-6.3 は 2011 年東北地方太平洋沖地震津波来襲前後の標高差分図である。これより、八太郎北防波堤、中央防波堤、第二中央防波堤の先端において 5 m 以上の洗掘が生じ、中央防波堤と第二中央防波堤の間では 10 m 以上の洗掘が生じていたことが明らかとなった。

2) 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の再現計算条件

2011 年東北地方太平洋沖地震津波来襲時の八戸港を対象に、津波土砂移動解析技術の妥当性検証を実施した。数値計算では、格子間隔は波源域から陸域にかけて徐々に詳細(1,350

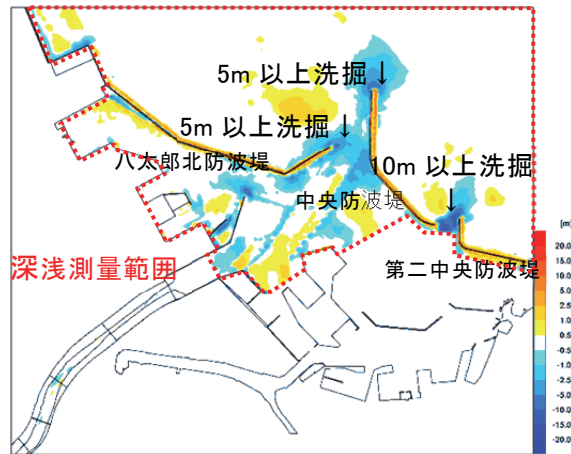


図-6.3 八戸港の地形変化実態

m→450 m→150 m→50 m→16.7 m) にし、最小格子間隔は 5.6 m とした。また、2011 年東北地方太平洋沖地震津波の断層パラメータは、藤井・佐竹 ver.4.6 を採用し、断層の破壊時間差 2.0 km/s を考慮した。図-6.4 には藤井・佐竹 ver.4.6 の津波波源モデルを示す。計算潮位は八戸港に第一波が到達した時刻 (15:22) の天文潮である T.P.-0.35 m とした。計算初期地形は、2011 年東北地方太平洋沖地震津波来襲前である平成 22 年 10 月に実施された深浅測量成果をもとに作成した。また、現地資料より、底質粒径は 0.59 mm、砂の空隙率は 0.4 とした。

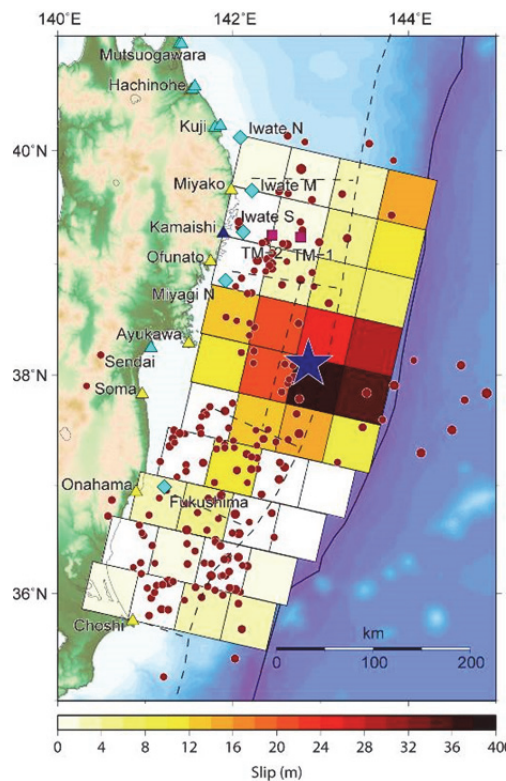


図-6.4 津波波源モデル (藤井・佐竹 Ver.4.6)

出典「2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の津波波源 (暫定結果, Ver. 4.2 と Ver. 4.6)」

3) 水位・流況の再現性検証

津波来襲状況の再現性を確認するため、八戸港潮位観測所における観測値と計算値を比較した結果を図-6.5 に整理した。これによると、八戸港検潮所では、地震発生 60 分後の津波第一波の到達開始から地震発生 70 分後に第一波のピーク水位変動量 (+2.43 m) を観測し、さらに、地震発生 110 分後に第二波が到達しはじめ、地震発生 125 分後の 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の最大津波水位変動量 (+4.85 m) を観測した。図-6.5 に示したとおり、計算モデルは八戸港潮位観測所で観測された津波の水位変動と非常に良く一致しており、津波の水位や流況を精度よく再現できていることが確認された。

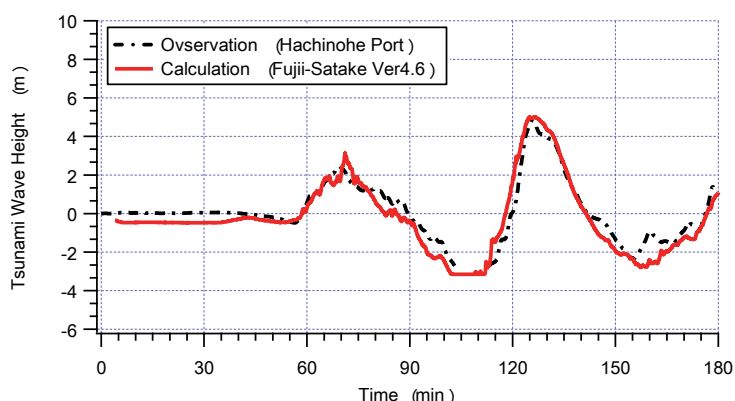


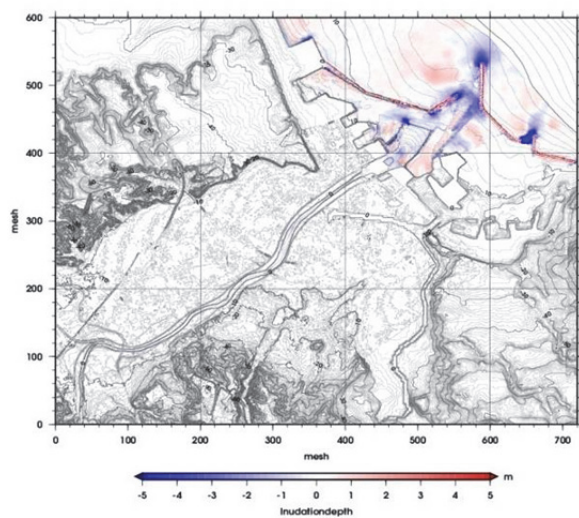
図-6.5 八戸港検潮所での津波波形の比較

4) 土砂移動解析の再現性検証

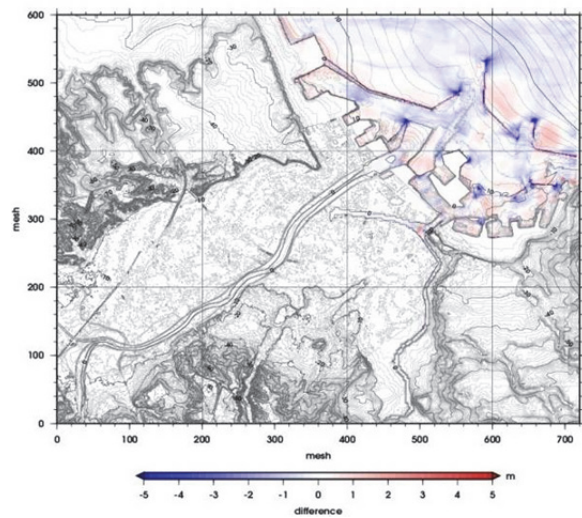
津波土砂移動解析モデルでは、飽和浮遊砂濃度は計算精度に影響を及ぼす重要なパラメータの一つである。これまで、津波来襲時の飽和浮遊砂濃度については、経験的に 1%～5% 程度とされているが、指標が定式化されるまでには至っていない。そこで、本研究では、まず飽和浮遊砂濃度 1%～5% の間を 1% ずつ変化させた 5 ケースを検討した。その結果、特に、飽和浮遊砂濃度 1%～2% において、実態の再現性が良好であった（図-6.6 を参照）ため、その間をさらに詳細に検討した。表-6.1 は飽和浮遊砂濃度ごとの地形変化状況を整理したものである。これによると、飽和浮遊砂濃度 1.4% の場合が、観測値と計算値の誤差が最も小さく再現性が良好となった。また、図-6.7 には飽和浮遊砂濃度 1.4% の場合における津波による八戸港湾内の地形変化と観測値との比較図を示した。左図は観測値であり図-6.3 を再掲したものである。一方、右図は飽和浮遊砂濃度 1.4% の場合の計算結果である。図-6.7 によると、計算値のほうが観測値に比べて、幾分侵食範囲が広がっているものの、各防波堤先端および開口部での侵食傾向等は、概ね再現することができた。

表-6.1 飽和浮遊砂濃度ごとの地形変化状況

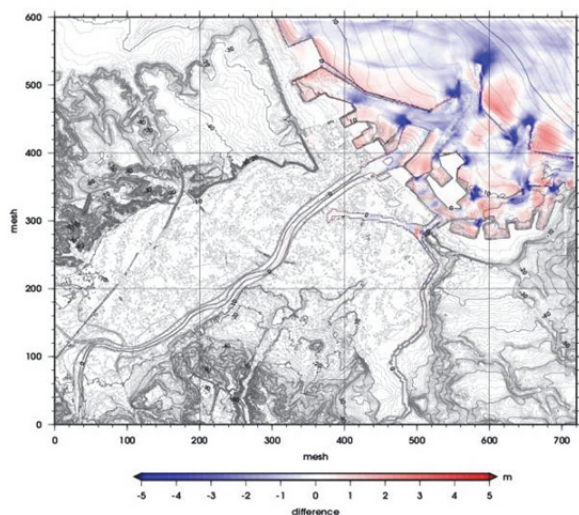
ケース名	飽和浮遊砂濃度(%)	最大侵食深(m)	誤差(m)	順位
実績	-	-16.2	-	-
1	1.0	-12.4	-3.8	6
2	2.0	-20.9	4.7	7
3	3.0	-29.3	13.1	8
4	4.0	-47.5	31.3	9
5	5.0	-60.7	44.5	10
6	1.2	-14.8	-1.4	2
7	1.4	-17.1	0.9	1
8	1.5	-18.5	2.3	3
9	1.6	-19.8	3.6	5
10	1.8	-19.2	3.0	4



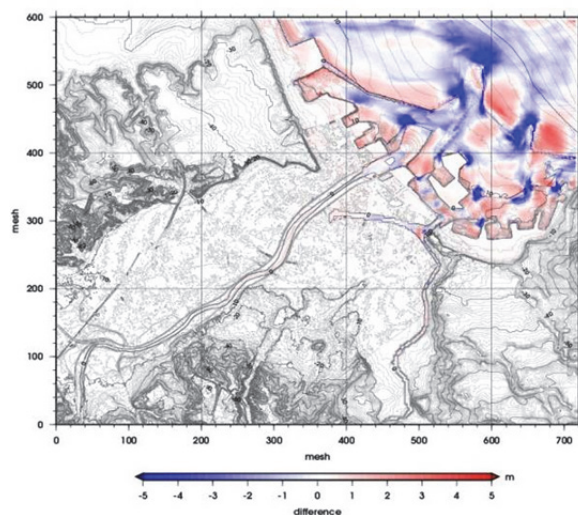
実測値差分図



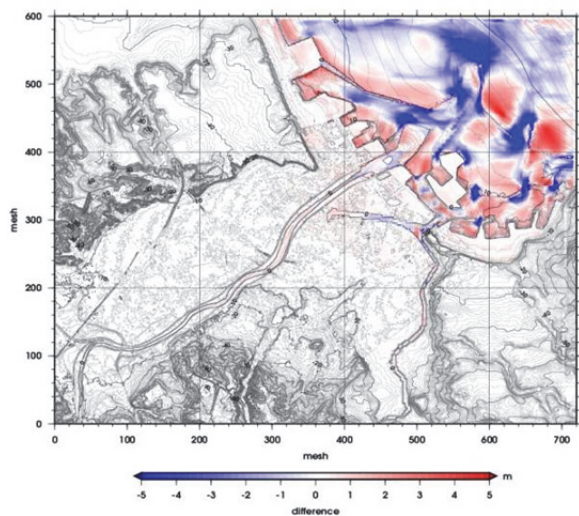
(1) 計算結果差分図, 飽和浮遊砂濃度 $w=1\%$



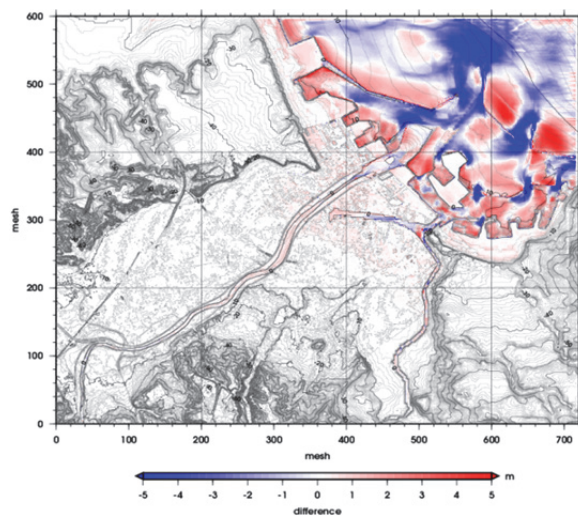
(2) 計算結果差分図, 飽和浮遊砂濃度 $w=2\%$



(3) 計算結果差分図, 飽和浮遊砂濃度 $w=3\%$



(4) 計算結果差分図, 飽和浮遊砂濃度 $w=4\%$



(5) 計算結果差分図, 飽和浮遊砂濃度 $w=5\%$

図-6.6 飽和浮遊砂濃度の違いによる地盤高差分図 (津波後-津波前)

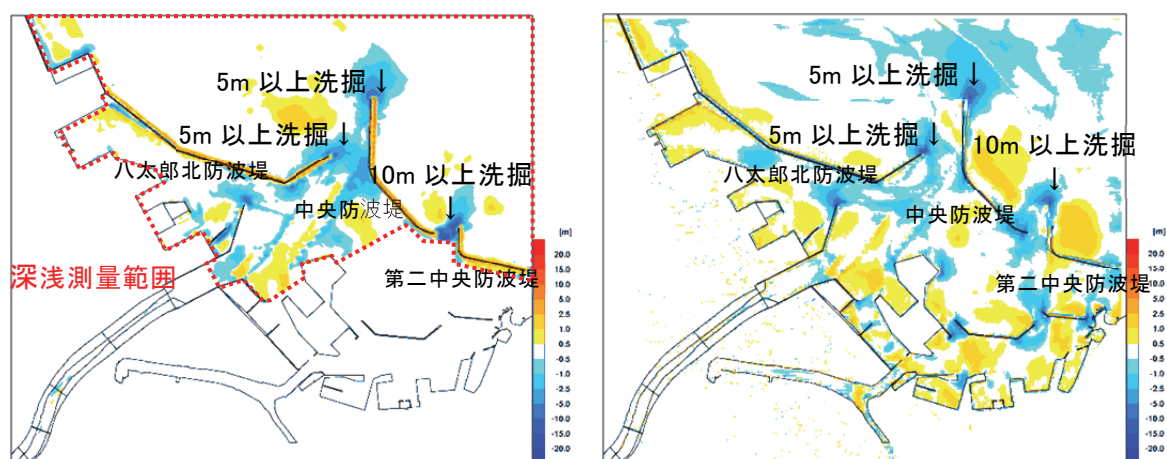


図-6.7 津波による八戸港湾内の地形変化の比較（左：観測値，右：計算値）

5) 施設計画上の津波に対する予測計算

図-6.8 には、青森県が想定している施設計画上の津波「青森県独自断層タイプ」が来襲した場合の八戸港における地形変化予測結果を整理した。これによると、侵食・堆積箇所は、2011 年東北地方太平洋沖地震津波来襲時とほぼ同様に、各防波堤の先端および防波堤間で洗掘し、各防波堤の前面および海岸護岸の前面に堆積する傾向がみられた。しかしながら、洗掘量は 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の半分程度であり、最大でも 2.5 m～5 m の範囲に収まる予測結果となった。

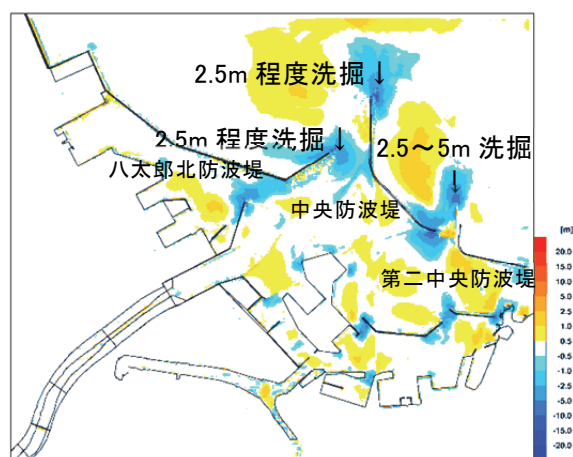


図-6.8 施設計画上の津波来襲時の洗掘状況推定値

6. 4. 3 津波による土砂移動解析技術の活用法

本研究で用いた津波土砂移動解析モデルは、平面二次元の解析モデルであり、津波による土砂移動の状況を平面的に予測することが可能である。また、堤防・護岸、防波堤周辺での局所洗掘による構造物倒壊や、堆積による港湾機能障害等を定量的に把握できるため、粘り強い構造物の設計に繋がったり、港湾を活用した震災後の復旧・復興計画に寄与することができる。

6.5 おわりに

6.4 節では高橋ら（1999）の津波土砂移動解析モデルを用いて、津波による土砂移動の状況を平面的に予測することが可能であることを確認した。ただし、このモデルは掃流・浮遊状態で移動する土砂移動の現象をモデル化する際の浮遊砂濃度の鉛直分布を仮定しているため、複雑な地形を有する箇所や、構造物の詳細設計においては、三次元解析モデルや水理模型実験に検討が必要である。以下には、高橋ら（1999）のモデルの課題を列挙した。

- ・ 現行モデルは単一粒径の砂を仮定しているが、実海岸は混合砂で形成されているため、混合砂を取り扱えるモデルが必要である。
- ・ 現行モデルは、せん断応力の計算に Manning 則を用いているが、全水深が小さい場合に底面でのせん断応力を過大に評価する傾向がある。
- ・ 現行モデルは浮遊砂濃度の上限を便宜的に導入しているが、物理的なメカニズムを考慮した飽和浮遊砂濃度のモデル化が必要である。

本稿では、現状の数値モデルとして、実務でも用いられている格子（メッシュ）法を中心に報告してきた。一方で、粒子法の MPS（Moving Particle Semi - implicit）法による数値モデルを構造物周りの局所洗掘予測に用いる研究も散見されるようになってきた（例えば、小笠原ら、2013）。MPS 法は、ある物体の時々刻々の位置を追跡し、物体の最初の位置と時間の関数として記述でき、自由表面を有する解析が容易に可能となる。また、流体－剛体の連成解析も取り扱うことができる。MPS 法による数値モデルは、堤体内部の間隙水の挙動および浸透圧による洗掘・吸い出し現象の再現・予測にも繋がり、今後の研究のさらなる発展が期待される。

謝辞：本研究のデータは、国土交通省東北地方整備局青森河川国道事務所、八戸港湾・空港整備事務所および青森県県土整備部から提供していただきました。ここに明記し謝意を表します。

〔玉田 崇〕

参考文献

- 浅井大輔，今村文彦，首藤伸夫，高橋智幸：伊豆半島入間における安政東海地震津波の波高と土砂移動，海岸工学論文集，第 45 巻，pp.371-375, 1998.
- 小笠原敏記，亀尾実愛，佐々木智，砂川透吾：ポリゴン型壁境界 MPS 法の特徴および防波堤越流津波への適用，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.69, No.2, pp.I_901-I_905, 2013.
- 海岸における津波対策検討委員会：国土交通省水管理・国土保全局，第 1 回委員会資料-4，20p., 2011.
- 木原直人，松山昌史：静水圧 3 次元数値モデルを用いた津波による地形変化の計算，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.516-520, 2007.
- 高橋重雄，他：2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報，港湾空港技術研究所資料，No.1231., pp.1-175, 2011.
- 高橋智幸，今村文彦，首藤伸夫：津波による流れと海底変動に関する研究 —1960 年チリ津波の気仙沼湾での場合—，海岸工学論文集，第 38 巻，pp.161-165, 1991.

- 高橋智幸，今村文彦，首藤伸夫：土砂移動を伴う津波計算法の開発，海岸工学論文集，第 39 卷，pp.231-235, 1992.
- 高橋智幸，今村文彦，首藤伸夫：津波移動モデルの適用性と再現性の検討，海岸工学論文集，第 40 卷，pp.171-175, 1993.
- 高橋智幸，首藤伸夫，今村文彦，浅井大輔：浮遊砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波土砂移動モデルの開発，海岸工学講演会論文集，第 46 卷，pp.606-610, 1999.
- 高橋智幸，黒川貴博，藤田将孝，島田広昭：津波による土砂移動の粒径依存性に関する水理実験，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.67, No.1, pp.231-235, 2011.
- 中村友昭，水谷法美：地盤内部の応力変動の影響を考慮した漂砂量式を用いた遡上津波による地形変化シミュレーション，海洋開発論文集，Vol.24, pp.57-62, 2008.
- 中村友昭，水谷法美：渦と浸透滲出流の影響を考慮した漂砂計算手法と遡上津波による陸上構造物周辺の洗掘現象への適用に関する研究，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.68, No.1, pp.12-23, 2012.
- 西畑剛，田島芳満，森屋陽一，関本恒浩：津波による地形変化の検証－2004 年スマトラ沖地震津波 スリランカ・キリンダ港－，海岸工学論文集，第 52 卷，pp.1386-1390, 2005.
- 西畑剛，佐貫宏，森屋陽一，後藤和久：津波による地形変化モデルに関する研究，海岸工学論文集，第 54 卷，pp.521-525, 2007.
- 藤井直樹，大森政則，高尾誠，金山進，大谷英夫：津波による海底地形変化に関する研究，海岸工学論文集，第 45 卷，pp.376-380, 1998.
- 藤井雄士郎，佐竹健治：2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の津波波源（暫定結果，Ver. 4.2 と Ver. 4.6），2011.
- 安田浩保，渡邊康玄，三田村浩，長谷川和義，Bandara Nawarathna：スリランカにおけるスマトラ沖大津波の河川遡上とそれに伴う土砂輸送・橋梁被害に関する考察，第 60 回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM) DISC1 2-176, 2005.
- 渡邊国広，諏訪義雄，加藤史訓，藤田光一：東北地方太平洋沖地震津波による海岸堤防の被災分析，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68, No.2, pp.356-360, 2012.
- Tajima, Y.: Waves, currents, and sediment transport in the surf zone along long, straight beaches, Doctoral thesis in Massachusetts Institute of Technology, 313p., 2004.

7. 海岸黒松の被害条件

7.1 はじめに

陸上氾濫津波の減勢に海岸林の有用性や活用の可能性が定量的に示されてから久しい（例えば，首藤，1985）．松富ら（2012，2013）は津波を対象に日本の海岸林の代表である黒松の幾何特性，力学特性や被害条件を現地調査や現地試験に基づいて検討してきたが，簡易かつ実用的な被害条件式を提案するには至っていない．

本研究は 2011 年東北地方太平洋沖地震津波時に浸水した三陸海岸黒松の倒伏（Lodging），抜根（Uprooting），折損（Breaking）に関する現地試験データを①樹幹へ載荷した水平力の地表面からの作用高さ，②生存・枯死，③生育（現地試験）場所の 3 観点から検討し，三陸海岸黒松に対する簡易かつ実用的な被害条件式を提案する．

7.2 現地試験

海岸黒松の被害条件に関する現地試験は岩手県の①宮古市田老字向山（2011 年 12 月 6～9 日（Case 1～13），堤内地の堤近くで，地盤表層の中央粒径 $d_{50}=0.22$ mm，津波被災後に枯死），②山田町船越浦の浜（2012 年 5 月 11～13 日（Case 14～26），湾奥の堤外地で，汀線に近く， $d_{50}=0.44$ mm；2012 年 6 月 15～17 日（Case 27～46）， $d_{50}=0.72$ mm，被災後も生存）と③普代村 9 地割銅屋（2013 年 8 月 19～21 日（Case 47～59），川の中州で $d_{50}=0.42$ mm，被災後に枯死）で行った．試験地を図-7.1，その遠景を図-7.2 に示す．試験地の地盤は砂質で，2011 年東北地方太平洋沖地震による地盤沈下量は一等水準点でいずれも 0.4 m 程度（国土地理院，2011），試験期間中の日最大と日最小の潮差（宮古）は 127 cm と 62 cm である（気象庁，2014）．

測定項目はワイヤー，滑車とパワーショベルを用いて黒松の樹幹へ載荷する水平力 F_L ，水平載荷力毎の地表面から高さ $h=1.2$ m における樹幹部の水平変位 δ ，樹高 H ，樹幹高 H_T ，胸高直径 D ，樹幹部の比重 S ，抜根時の根部の深さ h_R と幅（長軸と短軸の 2 方向），地下水面から地表面までの高さ h_G である．樹木の幾何諸元の定義と記号を図-7.3 に示す．水平力は引張型荷重計（（株）東京測器研究所，定格容量 100 kN（Case 1～26），200 kN（Case 27

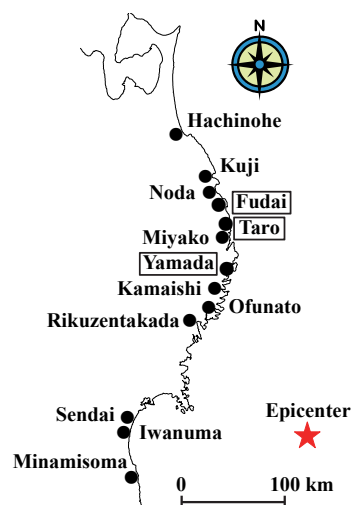


図-7.1 海岸黒松の特性と被害条件の現地試験地



(a) 岩手県宮古市田老字向山の県有海岸林



(b) 岩手県山田市船越浦の浜の県有海岸林



(c) 岩手県普代村9地割銅屋の県有海岸林

図-7.2 現地試験地の遠景

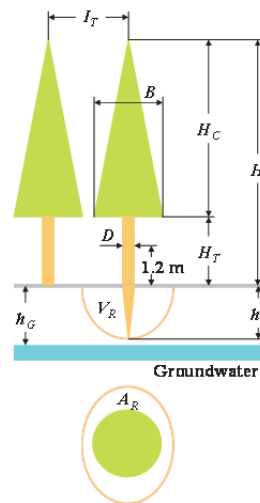


図-7.3 樹木の幾何諸元の定義と記号

～59)) で測定した。水平力の載荷点は基本的に地表面から高さ 1.2 m の胸高直径測定部 (Case 39～41, 47～49, 51～59 は 2.4 m, Case 42, 44, 50 は 3.6 m, Case 43, 45, 46 は 4.8 m) である。水平力載荷中に載荷点のワイヤーが滑らないように載荷部の樹幹に浅い切れ込みを入れた。水平変位は 10 cm 間隔に目盛を入れた測量ポールを試験樹木の背面側で、地表面から 1.2 m の高さにおいて水平に設置し、載荷荷重毎に撮った写真から判読した。ポール、樹木、撮影点間の各距離も測定した。

7.3 現地試験結果

7.3.1 現地試験データ

図-7.4～7.7 に試験 Case 毎の樹木の樹高，胸高直径，水平力載荷樹幹部の比重，根部の深さ h_R ，平面積 A_R (=長軸長×短軸長) と体積 V_R ($=A_R \times h_R$) に関する試験データを示す．試験黒松の年輪から判断した樹齢は 60～70 年とほぼ同じで，樹高は 13～27 m (平均 20.8 m)，胸高直径は 0.22～0.49 m (平均 0.32 m)，比重は 0.52～0.98 (平均 0.76) で，枯死木の比重はやや小さめである．

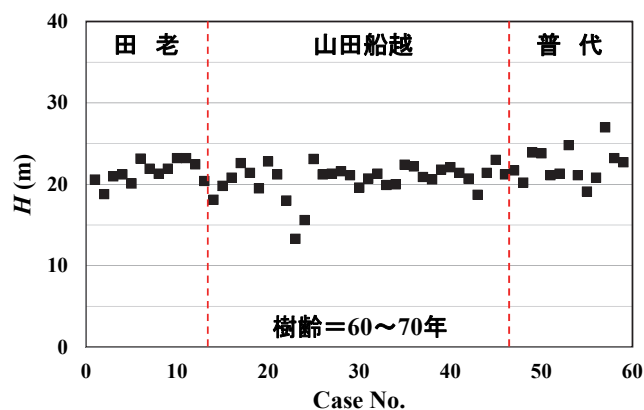


図-7.4 試験黒松の樹高 H

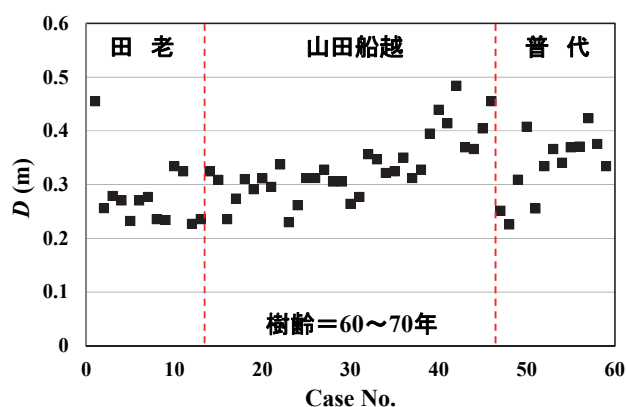


図-7.5 試験黒松の胸高直径 D

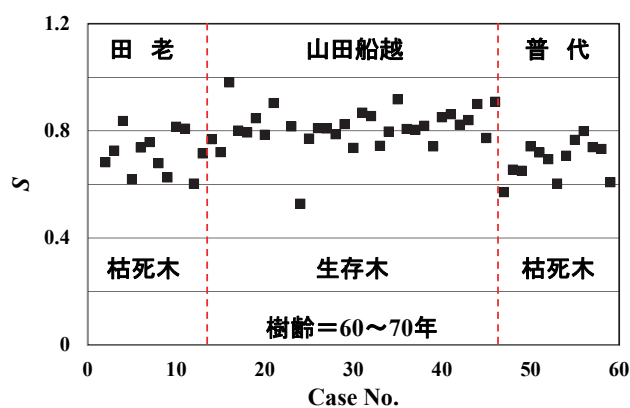


図-7.6 水平力載荷樹幹部の比重 S

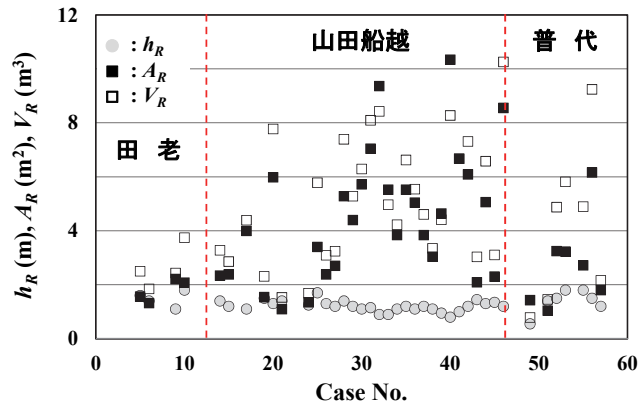


図-7.7 根部の深さ h_R , 平面積 A_R と体積 V_R

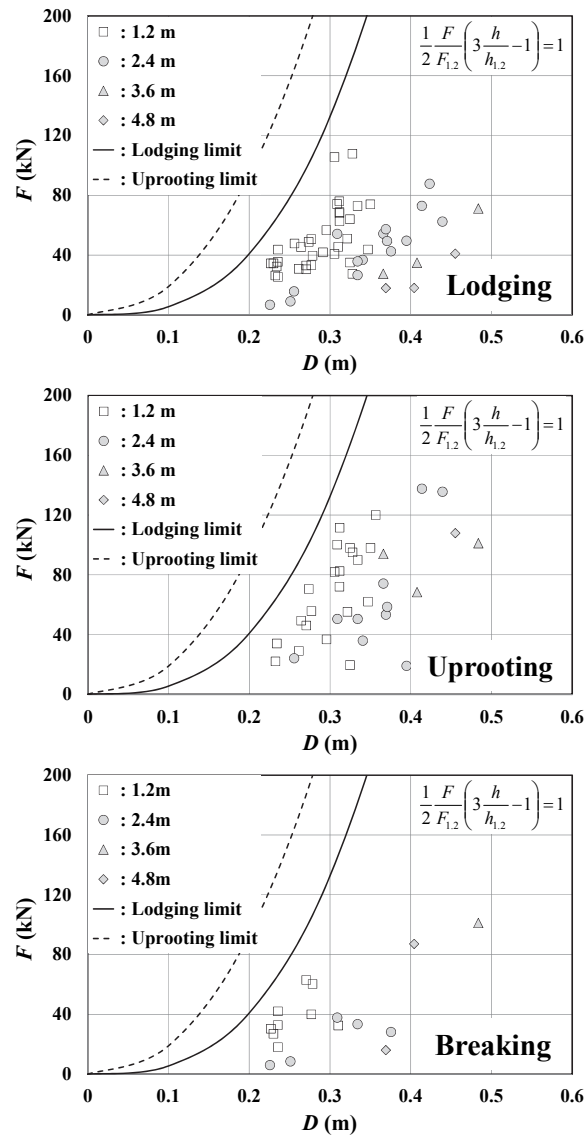


図-7.8 胸高直径 D と限界水平力 F の関係（力の作用高さ）

7.3.2 水平力の作用高さの観点

図-7.8 に水平力の作用高さをパラメータとして、倒伏、抜根、折損の被害形態毎の胸高直径 D と限界水平力 F の関係を示す。図には三陸海岸黒松の耐力の位置付け(松富ら, 2013)のため、生きた *Sea Casuarina* に対する倒伏(実線)と抜根(破線)の上限の被害条件(松富ら, 2011)も示されている。これは、特に断らない限り、以下の同種の図では同じである。図によれば、作用高さの違いにより、倒伏、抜根、折損の限界水平力に差がある。これらの差は式(7.1)の片持梁のたわみ理論でほぼ説明できる。

$$F(3h/h_{1.2}-1)/F_{1.2}=2 \quad (7.1)$$

ここで、下添字 1.2 は水平力の作用高さが 1.2 m のときのものであることを示し、式(7.1)はこのときのたわみが他の水平力と作用高さの組合せで出現したときも被害条件に達するとして導かれている。例えば、水平力の作用高さが 2.4 m のとき ($h=h_{2.4}$)、限界水平力 F ($=F_{2.4}$) は $F_{1.2}$ の 0.4 倍で被害条件に達すると算定される。また、倒伏、抜根、折損の平均的な限界水平力の大小関係は既報(松富ら, 2013)と同じで、抜根>折損>倒伏である。

図-7.9 に水平力の作用高さをパラメータとして、倒伏と折損の被害形態毎の胸高直径と限界モーメント M の関係を示す。本試験法では抜根時の正確なモーメント評価が難しいため、抜根の限界モーメントは論じない。これは以下も同じである。図には対象黒松の耐力の位置付けのため、生きた *Sea Casuarina* に対する上限の倒伏限界モーメント(実線、後述)も示されている。これは、特に断らない限り、以下の同種の図では同じである。図から、モーメントで整理したときは試験データのまとまりがよく、被害条件は作用高さにあまり依存しないことが判る。これも樹幹が片持梁的に挙動することを示す証である。

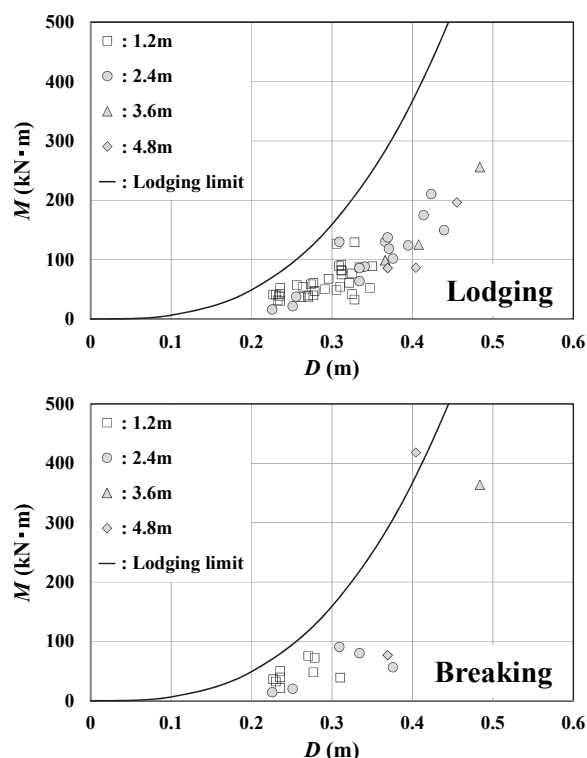


図-7.9 胸高直径 D と限界モーメント M の関係 (力の作用高さ)

7.3.3 生存・枯死の観点

図-7.10 に生存・枯死をパラメータとして、被害形態毎の胸高直径と限界水平力の関係を示す。図によれば、水平力の作用高さの違いを考慮しても、生存・枯死による被害条件に大差は認められない。

図-7.11 に生存・枯死をパラメータとして、被害形態毎の胸高直径と限界モーメントの関係を示す。図によれば、図-7.9 と同様に試験データのまとまりがよく、生存・枯死による被害条件に大差は認められない。

7.3.4 生育場所の観点

図-7.12 に生育場所をパラメータとして、被害形態毎の胸高直径と限界水平力の関係を示す。図によれば、どの被害形態でも田老における限界水平力が平均的に大きい。これは田老では作用高さを全て 1.2 m に固定しているためで、式(7.1)を考慮すれば、生育場所の違いによる被害条件に大差は認められない。

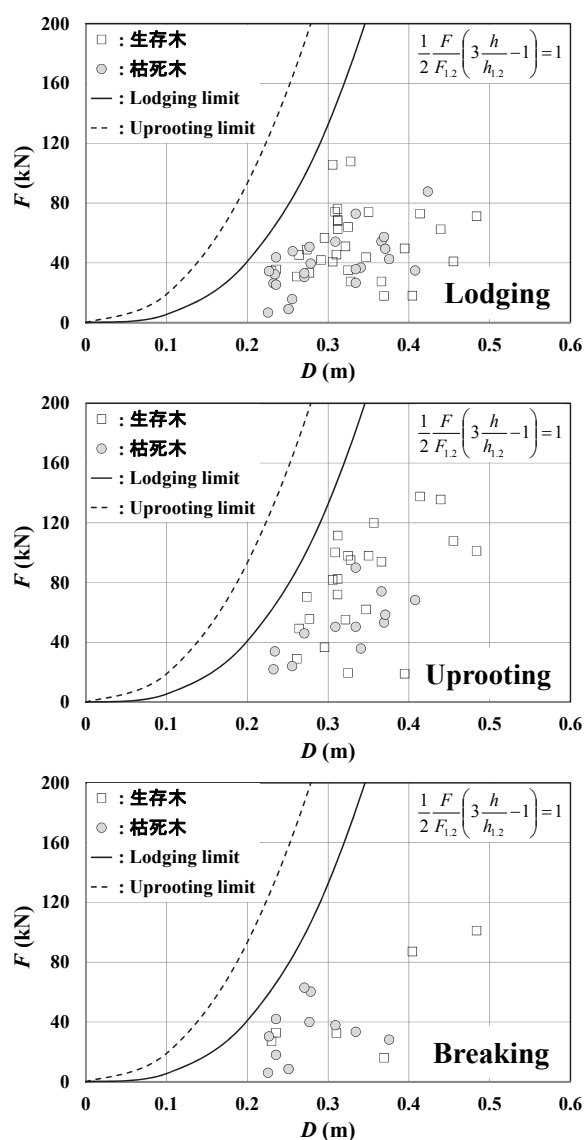


図-7.10 胸高直径 D と限界水平力 F の関係（生存・枯死）

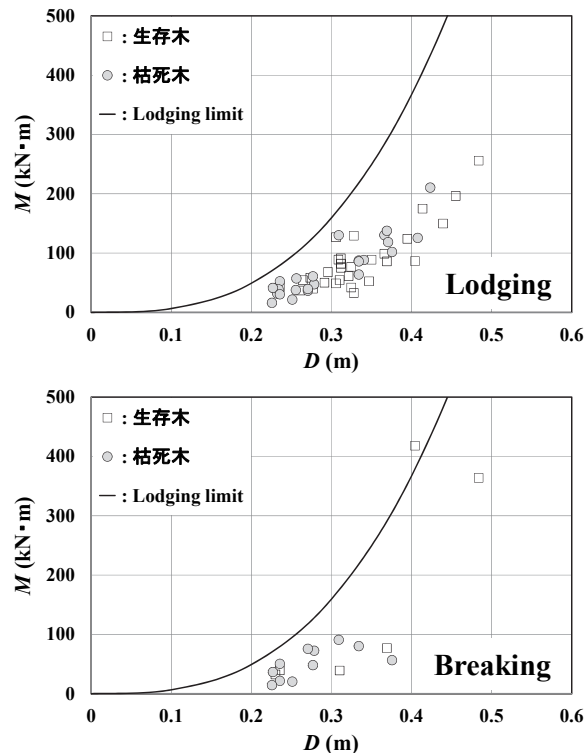


図-7.11 胸高直径 D と限界モーメント M の関係（生存・枯死）

図-7.13 に生育場所をパラメータとして、被害形態毎の胸高直径と限界モーメントの関係を示す。図によれば、生育場所の違いによる被害条件に大差は認められない。

7.3.5 被害形態毎の観点

7.3.2～7.3.4の考察結果は被害形態毎に水平力の作用高さ、生存・枯死、生育場所の影響結果図を並べて比較・検討する過程を経ることで一層明瞭となる。

7.3.6 被害条件

試験データのまとまりがよく、普遍性（理論背景）があることから、胸高直径と限界モーメントの観点から三陸海岸黒松の簡易かつ実用的な被害条件式を提案する。

図-7.14 に胸高直径 D 、限界モーメント M と被害形態の関係を示す。図中の実線は、松富ら（2011）の考察に基づいて、 $M \propto D^3$ としたときの回帰式(7.2)で、倒伏と折損の両被害形態に対する本研究提案の被害条件である。

$$M = 2300D^3 \quad (kN \cdot m) \quad (7.2)$$

ここで、 $0.22 \text{ m} < D < 0.49 \text{ m}$ である。

図中の破線は回帰値を 0.5 と 1.5 倍したときのものである。ほとんどの試験データが回帰値から±5割の偏差内に含まれることが判る。偏差がやや大きいですが、式(7.2)は三陸海岸黒松の簡易かつ実用的な被害条件式と言える。

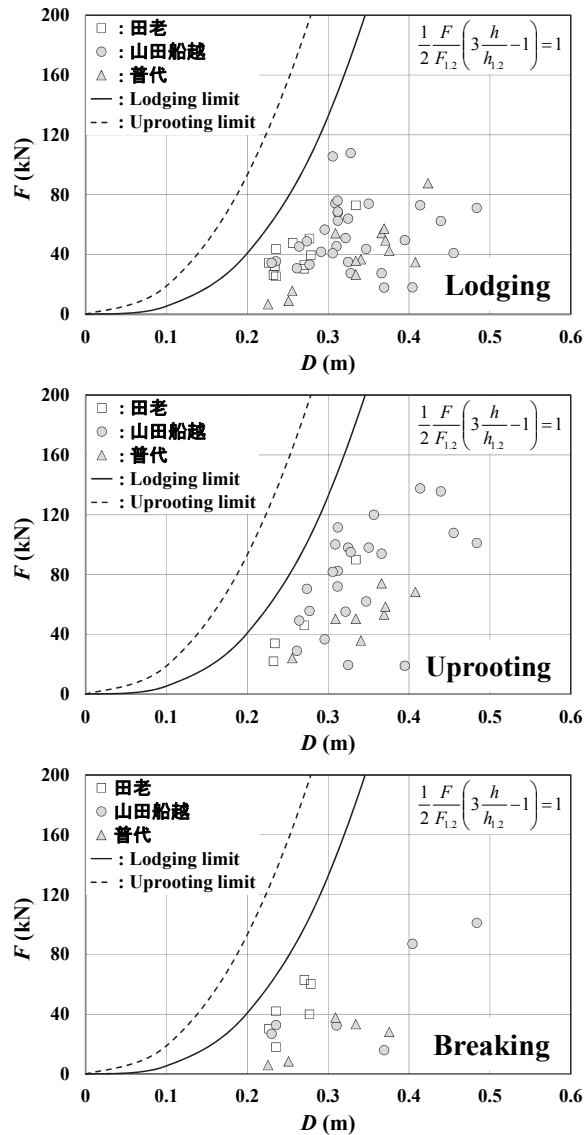


図-7.12 胸高直径 D と限界水平力 F の関係（生育場所）

7.3.7 既往式との比較

（財）リバーフロント整備センター（1999）は河道内樹木を対象に平均的な倒伏限界モーメントとして式(7.3)を提案している.

$$M = 760 D^2 \quad (kN \cdot m) \quad (7.3)$$

ここで, $0.02 \text{ m} < D < 0.4 \text{ m}$ である.

今井ら（2013）は海岸林を対象に平均的な倒伏限界モーメントとして式(7.4)を提案している.

$$M = \beta \sigma_b W = 5300 D^3 \quad (kN \cdot m) \quad (7.4)$$

ここで, $0.08 \text{ m} < D < 0.22 \text{ m}$, W は断面係数で, 群生環境係数 $\beta=1.9$, 曲げ破壊強度 $\sigma_b=2.83 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ を採用している. 式(7.4)は式(7.5)に示す生きた Sea Casuarina に対する上限の倒伏限界モーメント（松富ら, 2011）とほとんど同じで, 両回帰式を求めた D の値域（生長期の

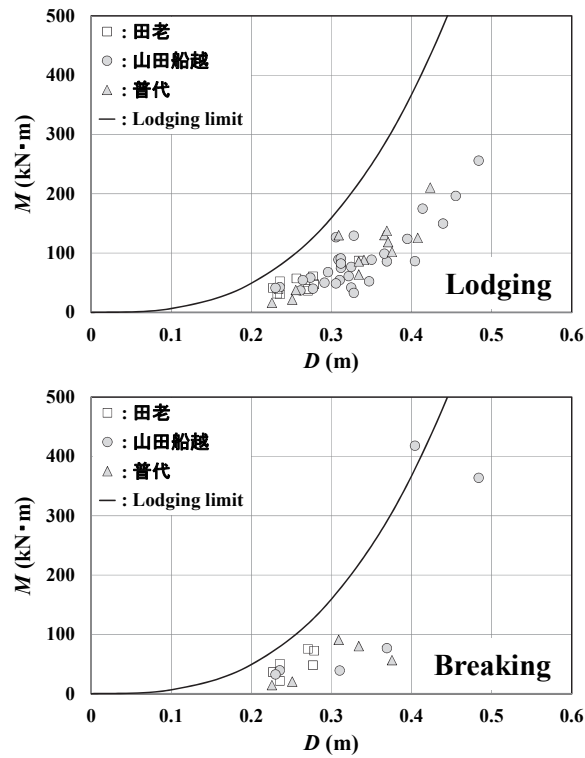


図-7.13 胸高直径 D と限界モーメント M の関係（生育場所）

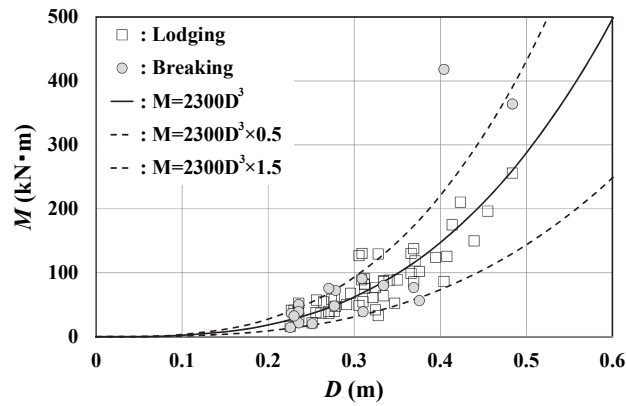


図-7.14 胸高直径 D と限界モーメント M の関係（実線：式(7.2)）

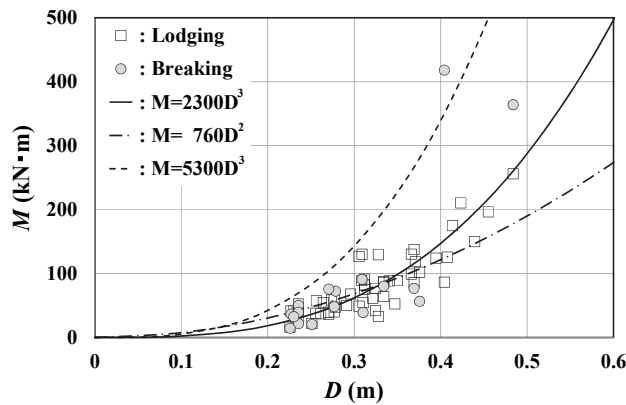


図-7.15 既往の被害条件との比較（実線：式(7.2)，一点鎖線：式(7.3)，破線：式(7.4)）

若くて元気のいい樹木を対象) もほぼ同じである。

$$M = 5200D^{2.9} \quad (kN \cdot m) \quad (7.5)$$

図-7.15 に試験データとともに式(7.2), (7.3), (7.4)の比較を示す。それぞれ実線, 一点鎖線, 破線で表示されている。各回帰式を求めたときの互いに重なり合う D の値域に着目すると, 式(7.2)と(7.3)はほぼ同じ M の値を与える。

7.4 主な結果

限られた地点と条件の現地試験に基づくが, 本研究で得られた主な結果は次の通りである。

①各種被害形態に至る限界水平力 F は地表面からの作用高さ h に依存し, 作用高さが低いほど被害に至る限界水平力は大きい。この傾向は片持梁のたわみ理論(式(7.1))で説明可能である。

②各種被害形態に至る限界モーメント M のまともは限界水平力のものよりよい。これも樹幹が片持梁的に挙動することを示す証である。

③津波被災後 2.5 年以内の現地試験であったためか, 生存木・枯死木の被害条件に大差は認められなかった。

④生育(現地試験)場所の違いによる被害条件にも大差は認められなかった。

⑤三陸海岸黒松の簡易かつ実用的な被害条件式(7.2)を提案した。ほとんどの試験データが式(7.2)で計算された回帰値の ± 5 割の偏差内に包含された。

〔松富英夫〕

参考文献

- 今井健太郎, 原田賢治, 南 幸弘, 川口誠史, 二宮栄一: 海岸樹木の津波耐力評価手法の高度化, 土木論文集B2(海岸工学), Vol.69, No.2, pp.361-365, 2013.
- 気象庁: <http://www.data.kishou.go.jp/kaiyou/db/tide/suisan/suisan.php?stn=MY>, 2014.04.01参照.
- 国土地理院: <http://www.gsi.go.jp/sokuchikijun/sokuchikijun60008.html>, 2011.04.14参照.
- (財)リバーフロント整備センター: 河川における樹木管理の手引き, 山海堂, pp.154-160, 1999.
- 首藤伸夫: 防潮林の津波に対する効果と限界, 第32回海岸工学講演会論文集, pp.465-469, 1985.
- 松富英夫, 原田賢治, A. B. Widagdo, S. Diposaptono: Casuarina の倒伏・抜根条件と 2010 年 Mentawai 地震津波でのその検証, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.67, No.2, pp.301-305, 2011.
- 松富英夫, 山口枝里子, 直江和典, 原田賢治: 東北地方太平洋沖地震津波における鉄筋コンクリート造建物と海岸黒松の被害条件, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.68, No.2, pp.351-355, 2012.
- 松富英夫, 原田賢治, 星 孟志, 齋藤可織, 決得元基: 現地試験に基づく東北地方太平洋沖地震津波浸水域における黒松の特性と被害条件, 土木論文集 B2(海岸工学), Vol.69, No.2, pp.416-420, 2013.

8. おわりに

本研究委員会では、実際に即した津波荷重の評価法や具体的な津波対策とその指針の調査・研究並びに提案を推進した。本委員会で行き上げた主な課題の調査・研究成果を概説する。

2 章の「防護施設に作用する津波荷重と被災メカニズム」では、防波堤を中心に被災要因、被災メカニズムと構造物に作用する津波荷重を現地調査および大規模実験に基づいて論じた。

3 章の「橋梁構造物に作用する津波荷重」では、橋梁の被災要因、被災メカニズムと橋桁・橋台背面盛土に作用する津波荷重を現地調査および小規模実験に基づいて論じた。実験では津波形態を段波とサージに分けて論じた。

4 章の「RC 造建築物に作用する津波荷重」では、RC 造建築物の高さ、開口率、底面高と入射津波条件をパラメータとした系統的な小規模実験を行い、開口部を有する孤立した RC 造建築物に対する津波の水平力と鉛直力の低減特性を中心に論じた。また、入射津波条件を用いた開口部を有する RC 造建築物の移動・転倒条件を現地調査、小規模実験と簡易理論に基づいて提示した。

5 章の「建築物の津波荷重指針の概要」では、建築学会が検討中で、本委員会が協力している「建築物の津波荷重指針（案）」を概説した。

6 章の「構造物周りの洗掘現象への津波数値解析技術の適用」では、津波による土砂移動と洗掘に起因した構造物の被害事例を示したあと、既存の津波土砂移動数値解析技術を八戸港における構造物周りの洗掘現象へ適用して、その技術の課題などを論じた。

7 章の「海岸黒松の被害条件」では、2011 年東北地方太平洋沖地震津波時に浸水した三陸海岸黒松の倒伏、抜根、折損に関する現地試験データを(1)樹幹へ載荷した水平力の地面からの作用高さ、(2)生存木・枯死木、(3)生育（現地試験）場所の3観点から検討し、三陸海岸黒松に対する実用的な被害条件式を提示した。

〔松富英夫〕

あとがき

今期で津波研究委員会の活動を一度中断するが、「各種構造物に対する津波荷重の体系化に関する研究委員会」として再開する予定である。東日本大震災から3年4ヶ月が経過し、これまで以上に様々な構造物に対する津波荷重に関し実験や数値計算が実施され、その知見の整理と体系化の必要性を強く感じるからである。

最後に一言。今期委員会終了間際に病に倒れた藤間功司委員が委員会終了間もない2014年5月2日に永眠された。藤間委員を失ったことはもちろんであるが、彼の研究成果（かき養殖施設の津波対策法、津波防災施設の最適規模と残余リスクの評価法など）を本報告書に載せられなかったことが残念でならない。

〔松富英夫〕

発 行：日本地震工学会津波対策とその指針に関する研究委員会
連絡先：〒108-0014 東京都港区芝 5-26-20 建築会館 4F
TEL 03-5730-2831 FAX 03-5730-2830