

定常・非定常流実験による建築物への津波荷重に対する一考察*

秋田大学 松富英夫

1. はじめに

いろいろな水理実験方法（大規模・小規模、定常流・非定常流、傾斜面+水平面・段地形、など）や測定方法（水位計・ポイントゲージ・写真、分力計・波圧計、など）の水理実験結果に基づいて、津波荷重（水平力と鉛直力）に関する知見が蓄積されてきている。ただし、実験方法や測定方法の違いで同じ事項に対する実験結果が異なる場合があり¹⁾、津波実験に関するガイドラインの必要性が指摘されている²⁾。

東日本大震災以後、国土強靭化計画の下、津波防災施設に限らず、河川堤防を含む防災施設一般に強靭性の強化が求められている。しかし、残念ながら、防災施設の強靭性の強化は他施設との関わりを考慮することなく（「木を見て森を見ず」と言ってもよい），すなわち防災施設と他施設を人工構造物システムとして捉えることなく、防災施設のみを取り上げて推進されている。また、津波常襲地域の津波避難ビルなどの重要建築物に対して津波荷重が考慮されるようになったが、この件も陸上津波防災施設との関わりを考慮することなく、建築物の頑健性が検討・推進されている。

三陸海岸の漁港域のように、胸壁とその直ぐ背後に居住域が存在する場合が多々ある。この場合、胸壁の強靭性が背後の重要建築物の在り方（頑健性）に影響を及ぼすことが考えられる。したがって、胸壁と重要建築物を一体として捉えた胸壁・重要建築物システムの評価や強化を喫緊に図る必要がある。

本研究は上記を背景にそれぞれで測定方法が異なる定常流と非定常流（ゲート急開流れに基づく碎波段波後の氾濫流）による著者らの既報実験データ^{1),3),4)}を用いて、測定方法や流れの違いによる建築物模型への津波荷重の差を例示し、考察することを目的とする。

2. 実験

図-1に各実験で用いた水路と建築物模型配置の概略を示す^{1),3),4)}。実験水路は高さ、幅 B' 、全長が各々0.5, 0.3, 12.0（非定常実験Cは11.0）mの小規模な両面ガラス張り鋼製矩形水路である。建築物模型は実験水路横断の中心に設置している。

定常実験Aにおける津波氾濫流は定常流で模擬している。胸壁模型の縦断面形は矩形（Type 1）と台形（Type 2）の2種類で、諸元を図-2に示す。これらの縦断面形は漁港における代表的なものである。定常実験Bにおける津波氾濫流も定常流で模擬している。非定常実験Cにおける津波氾濫流はゲート急開流れに基づく碎波段波後の氾濫流で模擬している。

定常実験A、定常実験B、非定常実験Cの実験条件を順に表-1～3に示す。表中、 Q は定常流量、 h_B は水路底面から建築物模型底面までの高さ（床高）、 O_p は建築物模型前背面の開口率、 I_l は水路床勾配、 h_U は貯水深、 h_0 は静水深、 S_l は斜面勾配である。実験は各ケース3回行っている。

建築物模型は1種類とし、その諸元を図-3に示す。建築物模型の外形は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⁴⁾。

模型縮尺は胸壁模型を含め全て1/100を想定している。

3. 実験結果と考察

3.1 前面浸水深

図-4(a)に定常実験Aにおける入射フルード数 F_r と前面浸水深係数(h/h_i)の関係を示す。図中、 ζ は松富らの広義のエネルギー損失係数⁴⁾、 u_f （文献3）では u_{fb} に相当）は建築物模型前面における津波氾濫流衝突後の断面平均流速、 u_i は入射津波の氾濫流速で、松富ら⁴⁾の前面浸水深係数評価式の利用においては u_f を0としている。本実験における入射津波の氾濫水深はポイントゲージで測定し、前面浸水深は1cmのメッシュを入れた透明

* Considerations for tsunami loads on RC building based on the steady and unsteady flow experiments by Hideo MATSUTOMI

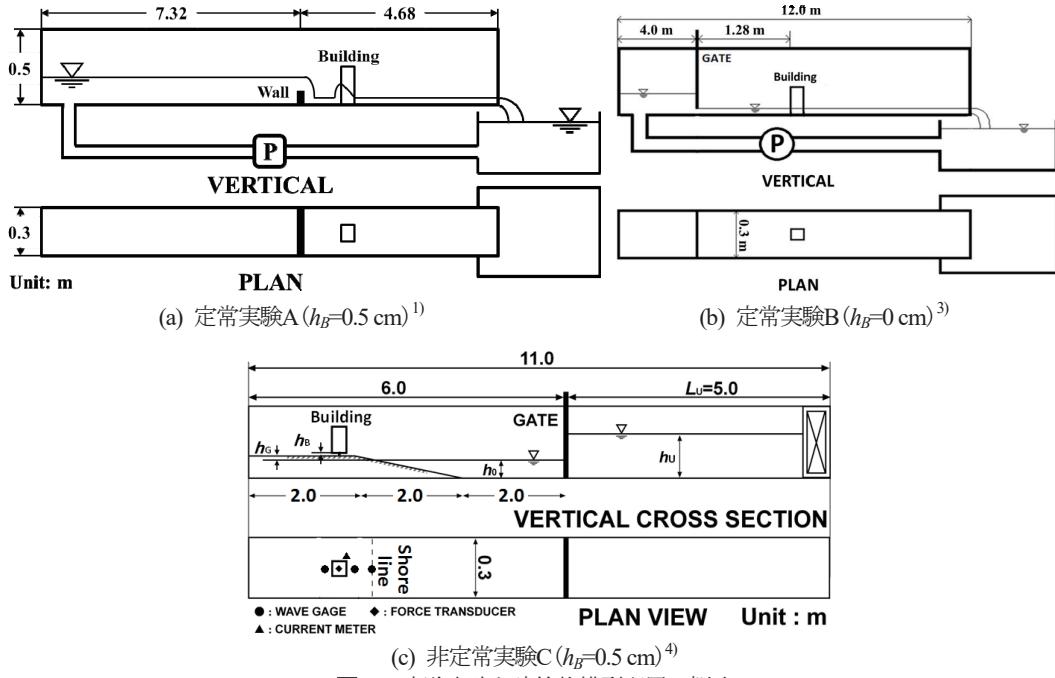


図-1 実験水路と建築物模型配置の概略

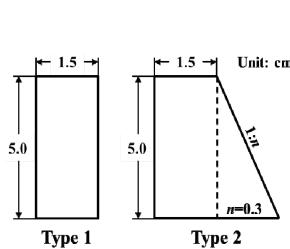


図-2 建胸壁模型の諸元 (左: 上流)

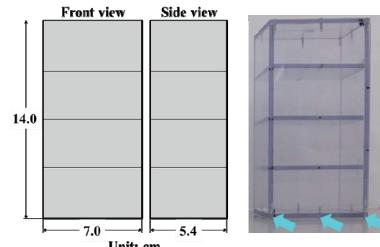


図-3 建築物模型の諸元

表-1 定常実験Aの実験条件¹⁾

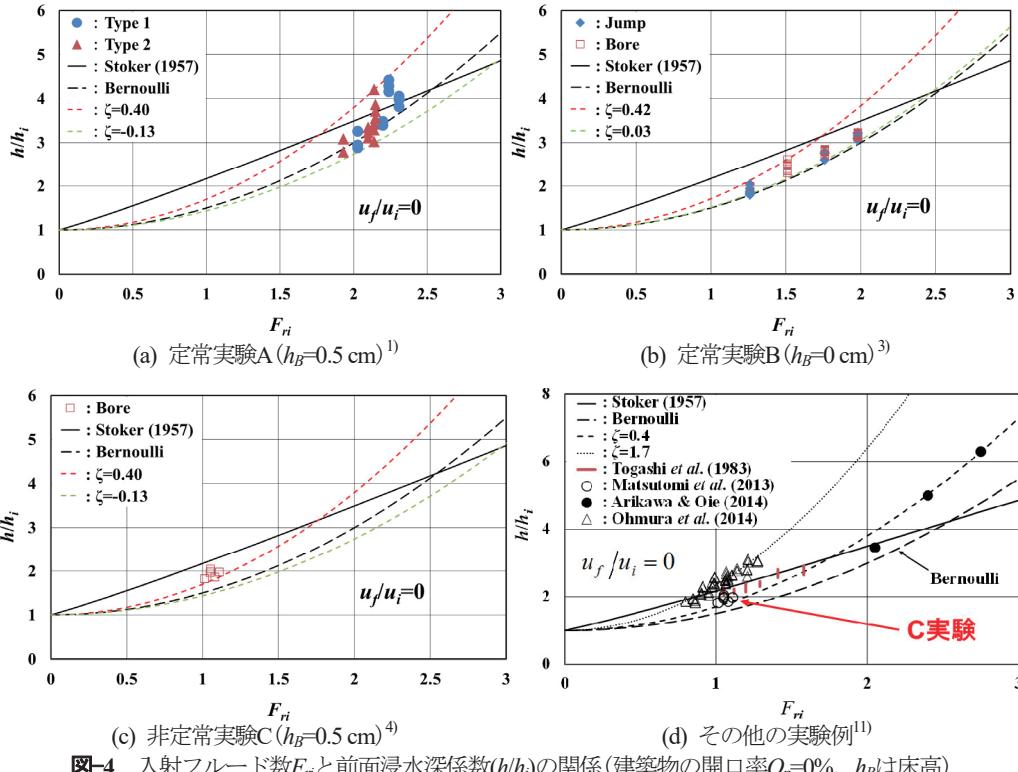
| 胸壁の断面形状 | Type 1 (矩形) | Type 2 (台形) |
|---------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 流量 Q (l/s) | 1.38, 2.99, 7.48, 11.07 | 1.38, 2.99, 7.74, 11.10 |
| 胸壁・模型間距離 X (cm) | 25, 50, 75 | |
| 模型(幅 B ×奥行 D ×高さ H) (cm) | 14×7.0×5.4 | |
| 床高 h_B (cm) | 0.5 | |
| 開口率 O_p (%) | 0 | |
| 水路床勾配 I | 1/313 | |

表-2 定常実験Bの実験条件³⁾

| 流量 Q (l/s) | 5.54, 5.82, 6.09, 6.37, 6.67 |
|---------------|------------------------------|
| 幅 B (mm) | 18, 24, 27, 30, 35, 40, 70 |
| 奥行 D (mm) | 18, 27, 30, 36, 40, 45, 54 |
| 高さ H (mm) | 140 |
| 床高 h_B (mm) | 0 |
| 開口率 O_p (%) | 0 |
| 水路床勾配 I | 1/313 |

表-3 非定常実験Cの実験条件⁴⁾

| | |
|----------------|------------------------|
| 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) | 0.5 |
| 開口率 O_p (%) | 0 |
| 水路床勾配 I | 0 |

図-4 入射フルード数 F_n と前面浸水深係数(h/h_i)の関係(建築物の開口率 $O_p=0\%$, h_B は床高)

シートを建築物模型前面に貼付け、前面前方から浸水状況写真（ビデオ）を撮り、建築物模型前面の中心と両端の3点で写真から判読している。これらの浸水深は真の前面浸水深であり、後述のポイントゲージ³⁾（1 cm前方）や超音波式変位計⁴⁾（建築物模型前面から5 cm前方）で測定したものと若干異なることが考えられる。図から、実験値は矩形断面胸壁におけるものが台形断面胸壁におけるものに比べてやや大きいことが判る。入射フルード数も矩形断面胸壁におけるものがやや大きいことが判る。これは矩形断面胸壁の方におけるエネルギー損失が小さく、氾濫流速が大きいことを示している。さらに、実験値はともに定常流を対象とするベルヌーイの定理（ $=1+F_n^2/2$ ）とStoker理論⁵⁾の間辺りに位置しており、妥当なものと判断される。松富らの評価式において ζ を-0.13～0.40としていることで、実験値の推定が可能であることも判る。

図-4(b)に定常実験Bにおける入射フルード数 F_n と前面浸水深係数(h/h_i)の関係を示す。前面浸水深は建築物模型前面の前方1 cmにおいてポイントゲージで測定している。入射津波の氾濫水深もポイントゲージで測定している。これらの実験値は建築物模型の幅が7 cm未満、奥行が5.4 cm未満の場合におけるものも含んでおり、 $h_B=0$ cmの条件で得られたものである。津波氾濫流は図-4(a)の実験と同じ実験水路を用い、胸壁などの防護施設模型を設けずに定常流で模擬している。図から、実験値はベルヌーイの定理とStoker理論の間に位

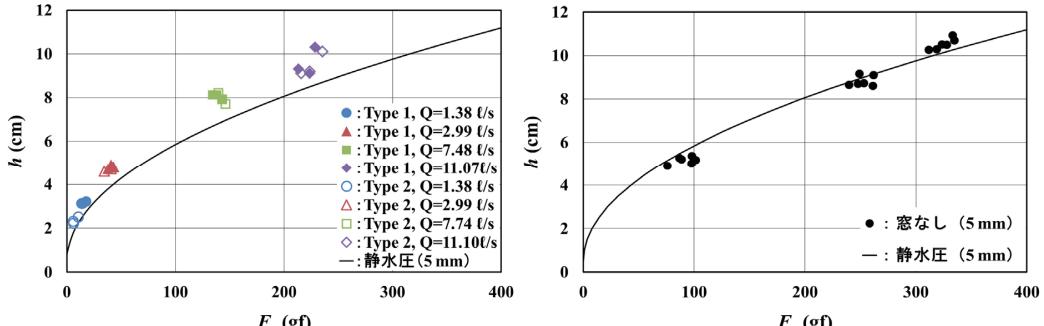


図-5 水平力 F_x と前面浸水深 h の関係($O_p=0\%$, $h_B=5 \text{ mm}$, 左: 定常実験A, 右: 非定常実験C)

置しており、 ζ を0.03～0.42とすることで実験値の推定が可能であることが判る。本実験値に対するこの値が定常実験Aの実験値に対するものよりやや大きいが、これは h_B の違いが主因と考えられる。両実験において入射フルード数が重なる部分($F_n \approx 2$)の実験値も本実験におけるものがやや大きい。さらに、本実験結果⁴⁾によれば、建築物模型前面の前方1 cmと2 cmにおける前面浸水深に差はなく、前方6 cmにおいて4.4% (0.29 cm) 小さくなる程度である。以上を総合すれば、本実験の前面浸水深は妥当なものと判断される。

図-4(c)に非定常実験Cにおけるゲート急開流れに基づく碎波段波後の氾濫流の入射フルード数 F_n と前面浸水深係数(h/h_B)の関係を示す。建築物模型とその設置条件は定常実験Aと同じで、建築物模型前面の前方5 cmに設置した超音波式変位計で前面浸水深を測定した場合のものである。入射津波の氾濫水深も超音波式変位計で測定している。図から、実験データが6個と少ないが、本実験の前面浸水深係数は入射フルード数の割に定常流で得られるものより大きい傾向にあることが判る。この傾向は押し波初動の半周期波⁶⁾($\zeta=1.7$) や孤立波⁷⁾($\zeta=3.0$)の実験でも確認されている。したがって、この傾向の一因として入射氾濫流の非定常性が考えられ、これはすでに指摘されている⁸⁾⁻¹¹⁾。

3.2 水平力

図-5の左図(定常実験A)と右図(非定常実験C)に水平力 F_x と建築物模型前面における浸水深 h の関係を示す。ここで、水平力は入射氾濫流が建築物へ衝突した初期の衝撃部で発生する最大水平力後の準定常部でのものである⁴⁾。両図中には前面浸水深 h と床高 h_B に基づく計算上の前面全静水圧⁴⁾($=\rho g(h-h_B)^2 B/2$, ρ は氾濫水密度, g は重力加速度, B は建築物模型幅)が実線で示されている。両図から以下が判断される。

前面浸水深測定方法の観点では、写真による前面浸水深の評価(定常実験A)はほぼ正確で、超音波式変位計によるもの(非定常実験C)は変位計を建築物模型前面から5 cm離して設置しており、そこで平面的な平均値となるため、小さめに評価されると判断される。これは、定常流・非定常流に関係なく、非定常実験Cにおける測定方法では前面浸水深の割に水平力が過大評価されることになる。

圧力勾配に起因する慣性力の観点では、建築物前面浸水深が同じ場合、水平力発生時(読み取り時)の建築物背面浸水深は非定常流の場合の方が小さく、非定常実験Cの場合の慣性力が大きくなる。

建築物模型周囲水の加速に起因する慣性力の観点では、非定常流の方が当然のこととして加速度は大きく、非定常実験Cの場合の慣性力が大きくなる。

入射フルード数の観点では、入射フルード数の大きい方が建築物模型前面に形成される反射段波または跳水³⁾の内部に含まれる気泡量は多く、定常実験A($F_n=1.93 \sim 2.31$)と非定常実験C($F_n=1.01 \sim 1.13$)における建築物模型前面の圧力分布に差が生じ、非定常実験Cにおける方が水平力は大きくなる。

以上から、非定常実験Cにおける水平力が定常実験Aにおけるものに比べて大きめとなること(図-5)が理解される。

3.3 鉛直力

図-6の左図(定常実験A)と右図(非定常実験C)に鉛直力 F_z と前面浸水深 h の関係を示す。ここで、鉛直力は入射氾濫流が建築物へ衝突した後の準定常部でのもので、実験ケースによっては「鉛直力=最大鉛直力」

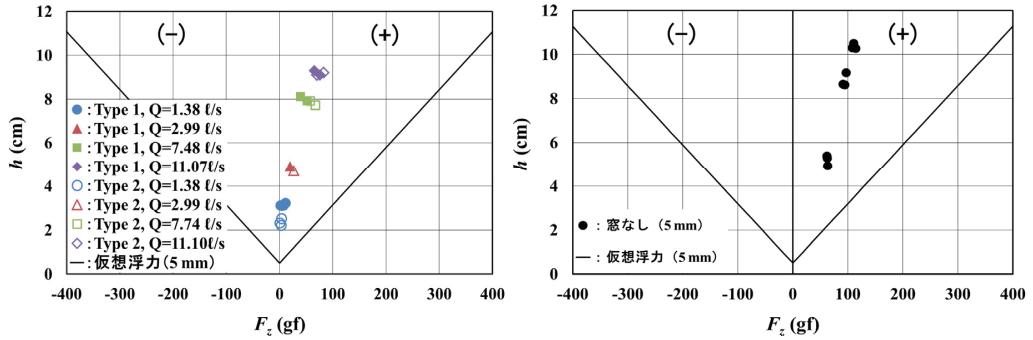


図-6 鉛直力 F_z と前面浸水深 h の関係($O_p=0\%$, $h_B=5$ mm, 左: 定常実験A, 右: 非定常実験C)

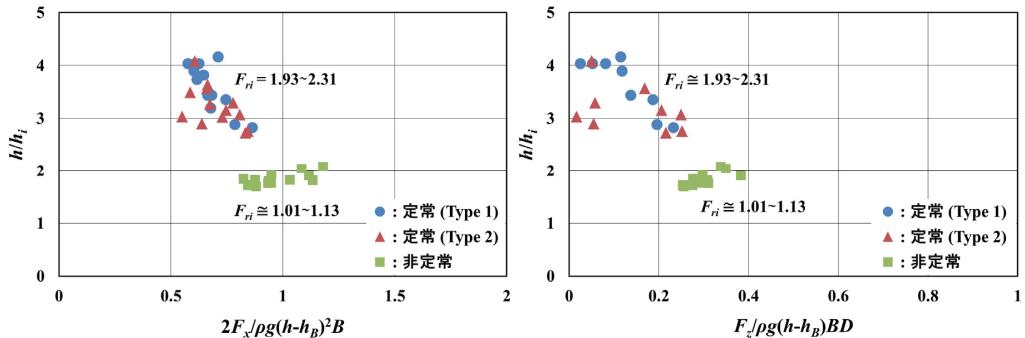


図-7 無次元化された津波荷重と前面浸水深係数の関係($O_p=0\%$, $h_B=5$ mm, 左: 水平力 F_x , 右: 鉛直力 F_z)

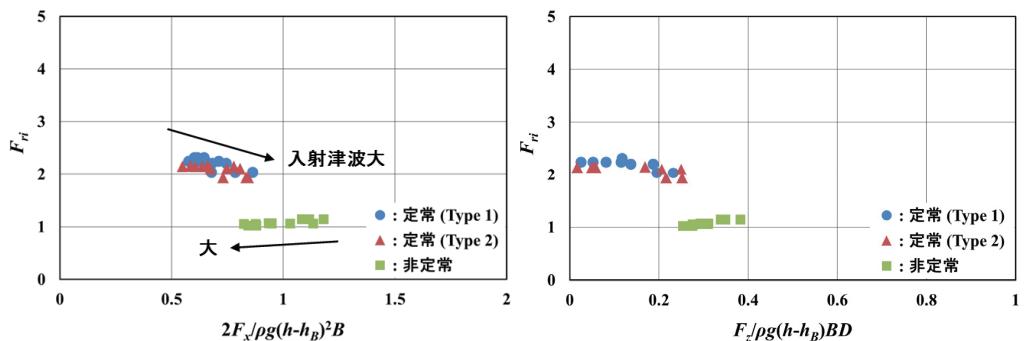


図-8 無次元化された津波荷重と入射フルード数の関係($O_p=0\%$, $h_B=5$ mm, 左: 水平力 F_x , 右: 鉛直力 F_z)

となる場合がある¹¹⁾。両図中には建築物模型の周囲浸水深を前面浸水深とした場合の浮力⁴⁾ (=「仮想浮力」= $\rho g(h-h_B)BD$ 。Dは建築物模型の奥行) が実線で示されている。両図から以下が判断される。

前面浸水深測定方法の観点では、水平力の場合と同様、定常流・非定常流に関係なく、非定常実験Cにおける測定方法では前面浸水深の割に鉛直力が過大評価される。

圧力勾配に起因する慣性力の観点では、建築物前面浸水深が同じ場合、鉛直力発生時(読み取り時)の建築物背面浸水深はまだ非定常流の場合の方が小さく(鉛直力の読み取り時は水平力のものより遅く⁴⁾、定常流と非定常流の違いに起因する流況差は小さくなると考えられる)、水平力の場合と逆で、非定常実験Cの場合の慣性力が小さくなる。

建築物模型周囲水の加速に起因する慣性力の観点では、水平力の場合と同様、非定常流の方が加速度は大きく、非定常実験Cの場合の慣性力が大きくなる。

入射フルード数の観点では、入射フルード数の大きい方が建築物模型前面に形成される反射段波または跳水の内部に含まれる気泡量は多く、建築物模型の前面や底面の圧力分布に差が生じ、水平力の場合と同様、非定常実験Cにおける方が鉛直力は大きくなる。

下向きに作用する揚力($h_B \neq 0$ 場合など)¹²⁾の観点では、氾濫流が建築物の底面下を流れ難ければ難いほど、下向き揚力が大きくなると推察されていること¹³⁾、同じ床高、入射氾濫水深、入射フルード数であれば、非定常流は定常流に比べて前面浸水深係数が大きく、底面下の流速が大きいと推察されることから、非定常実験Cにおける方が下向き揚力は大きいと推察される。

以上を総合すれば、非定常実験Cにおける鉛直力が定常実験Aにおけるものに比べて大きめとなること(図-6)が理解される。

3.4 無次元表示

図-7と8に前面全静水圧や仮想浮力で無次元化された津波荷重と前面浸水深係数並びに入射フルード数の関係を示す。左図が水平力、右図が鉛直力に関するものである。現状では定常実験と非定常実験において同じ前面浸水深係数や入射フルード数域の実験データが存在しない。図から、前面浸水深係数や入射フルード数が同じであれば、両実験の無次元津波荷重はほぼ同じになりそうと読み取れなくもない。しかし、入射津波スケール($=h_i$)が大きくなるにつれて、定常実験では前面浸水深係数や入射フルード数は小さくなり、無次元津波荷重は大きくなるのに対して、非定常実験では前面浸水深係数や入射フルード数は定常実験と同様に小さくなるが、無次元津波荷重は逆に小さくなる。この点でも定常実験と非定常実験に差が認められる。

4. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- ①建築物の前面浸水深 h が同じ場合、定常流による水平力 F_x と鉛直力 F_z は非定常流（ゲート急開流れに基づく碎波段波後の氾濫流）によるものより小さい。この理由として、両流れにおける建築物背面の浸水深（圧力勾配）差や周囲水の加速度差（共に慣性力）などが考えられる。
- ②別視点で言えば、建築物の前面浸水深が同じでも、入射フルード数 F_r が異なれば、津波荷重（水平力、鉛直力）は異なる。この理由として、抗力、慣性力、揚力、気泡量の差が考えられる。これは津波荷重が静水圧で評価できないことを示している。
- ③実験規模、測定方法、定常・非定常、フルード数などを考慮した綿密な実験が必要である。

参考文献

- 1) 松富英夫、小泉拓也、加藤広之、岩瀬浩之：胸壁越流後の津波氾濫流とそのRC造建築物への波力、日本地震工学会・大会－2017梗概集、P-14(10頁), 2017.
- 2) 建築学会津波荷重小委員会。
- 3) 松富英夫、紺野友恵、高尾駿介：つなぎ空間と開口部を有するRC造建築物前面における津波浸水深の推定法、土木学会論文集B1（水工学），Vol.73, No.4, pp.1015-1020, 2017.
- 4) 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.
- 5) Stoker, J. J.: Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York, 1957, pp.326-333.
- 6) 有川太郎：水理模型実験による防潮壁に作用する孤立波の波圧特性に関する検討、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.71, No.2, pp.889-894, 2015.
- 7) 大村智宏、八木宏、中山哲嚴、米山正樹、成田賢仁、加藤広之、門安曇、滑川順：胸壁に作用する津波波力に関する実験的研究、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.71, No.2, pp.991-996, 2015.
- 8) 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回海講論文集, pp.332-336, 1983.
- 9) 有川太郎：防護施設のねばり強さ、土木学会2015年度水工学に関する夏期研修会講義集, pp.B-3-1-20, 2015.
- 10) 松富英夫、小野奈那子：開口部を有するRC造建築物前面における津波浸水深の推定法、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.71, No.2, pp.361-366, 2015.
- 11) Matsutomi, H.: A method for estimating the reflected tsunami inundation depth at the front of RC building with aperture, Proc. of Coastal Structures and Solutions to Coastal Disasters 2015: Tsunamis, ASCE, pp.258-268, 2017.
- 12) 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, pp.371-375, 2014.
- 13) 決得元基、松富英夫、藤井俊典、富井達也：RC造建築物に作用する津波鉛直力とその低減法、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.71, No.2, pp.367-372, 2015.