

免震建物に作用する津波先端部の衝撃荷重と応答評価に関する研究

明治大学大学院 宇佐美孝典

1. はじめに

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震以後、津波荷重の算定には国土交通省より公表された式(1)に示す静水圧式¹⁾が活用されており、過去の津波被害調査からRC造構造物に対してその適用性が確認されている²⁾。一方、免震建物では、津波荷重の評価法や津波荷重に対する安全性は未だ不明確である。また、津波先端部の衝撃荷重は作用時間が短く、構造物の固有周期との関係により動的な応答の増幅が生じる恐れがある。そこで、本研究では免震建物を対象とした水理模型実験および流体-構造物連成解析（以下、流体解析）を実施し、免震建物に作用する津波先端部の衝撃荷重および衝撃荷重作用時の免震層の応答に関して分析を行うことで、免震建物に対する静水圧式の適用性について検討する。

$$Q_T = \rho g B (1-\gamma) \int_{z_1}^{z_2} (a\eta - z) dz \quad (1)$$

ここで、 Q_T : 津波荷重 (kN), ρ : 流体の密度 (t/m^3), g : 重力加速度 (m/s^2), B : 津波受圧面の幅 (m), γ : 壁面開口率, z_1 : 津波受圧面下端高さ (m), z_2 : 津波受圧面上端高さ (m), a : 水深係数, η : 設計用浸水深 (m)。

2. 水理模型実験

2.1 実験水路および試験体

実験水路および計測機器の配置を図1に示す。実験水路は全長13m、高さ0.4m、水路幅0.3mの矩形鋼製水路（一部観察用ガラス）であり、水路端に貯水し遮水壁を開放させることで造波するダムブレイク型造波とする。水路は予め水を溜めた一様水深部（水深20mm）と陸部に分かれ、津波は傾斜面（全長1.2m、勾配1/20）を越流して試験体に到達する。

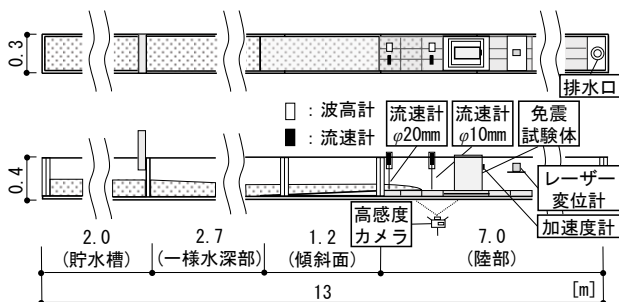


図1 実験水路および計測機器の設置位置

本実験では、免震層を持つ試験体（以下、免震試験体）および免震層を固定した試験体（以下、固定試験体）を用いる。試験体は原型で高さ28m、幅8m、奥行24mの8階建てRC造建築物を想定し、質量は $1.3t/m^2$ /階とする。免震周期は原型で4s, 5s, 6sの3種類を想定する。試験体諸元は、縮尺を1/80とし、重力と慣性力を相似にするフルードの相似則に従い設定する（表1）。試験体はアクリル板およびステンレス鋼版、免震層はリニアボールスライド（摩擦係数 $\mu=0.0006\sim 0.0012$ ）および引張ばねを用いて再現する（写真1）。作成した免震試験体は、自由振動実験および静的加力実験の結果から、想定した各諸元との誤差が1割以下となることを確認し、減衰定数は6~10%、免震層の摩擦力 f は0.55N程度となった。また、クリアランスは試験体前面3cm、背面5.5cm、側面1cmであり、免震層に流入する津波は免震層内部に留まらず、背面側から水路に流出する。

表1 免震試験体の諸元

試験体		免震層	
高さ [cm]	35	免震周期 [s]	剛性 [N/cm]
幅 [cm]	10		
奥行 [cm]	30	0.45	7.7
質量 [kg]	3.9	0.56	5.0
		0.67	3.4

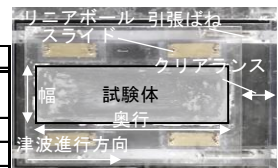


写真1 免震層

2.2 水理模型実験の概要

通過波実験および4種類の試験体実験を行う。通過波実験は試験体を設置しない状態での浸水深および流速を、試験体設置位置を含む3箇所で計測する。浸水深は超音波式波高計、流速は直径の異なる2種類（ $\phi 10mm$, $\phi 20mm$ ）のプロペラ式流速計および高感度カメラを用いたPIV解析により計測する。PIV解析に用いる微粒子は、水への追従性が良好である比重1.01のイオン交換樹脂を用いる。高感度カメラの設定は解像度 $1024px \times 1024px$ 、フレームレート500fps、シャッタースピード1kHzとする。試験体実験では津波の浸水深および流速に加え、試験体に作用する圧力、免震試験体の応答加速度および応答変位を波圧計、加速度計、レーザー変位計を用いて計測する。計測はサンプリング間隔を1kHzとし、波圧の時刻歴波形はノイズ除去を目的に50Hzのローパスフィルタを適用する。実験はばらつきを考慮し通過波実験で10回、試験体実験で各5回行う。

2.3 造波した津波の特性

有川ら³⁾の水理模型実験の結果によると、津波先端部では試験体を設置しない状態での浸水深ピーク（以下、 η_{\max} ）時におけるフルード数 ($Fr=v/\sqrt{g\eta}$)

（以下、 $Fr_{\eta_{\max}}$ ）と水深係数の関係は、式(2)に示すエネルギー損失係数 ($\zeta=0.4$) を含めたベルヌイ式がよく一致することが示されている。

$$a=1+0.5(1+\zeta)Fr_{\eta_{\max}}^2 \quad (2)$$

ここで、水深係数 a ：静水圧に対する試験体設置時に試験体前面で計測した準定常的な波圧の比。

本研究では通過波実験および固定試験体実験の結果を基に、式(2)とよい対応を示す津波を作成する。なお、波圧の計測位置は図2に示すように、試験体前面の9箇所、背面の2箇所とする。

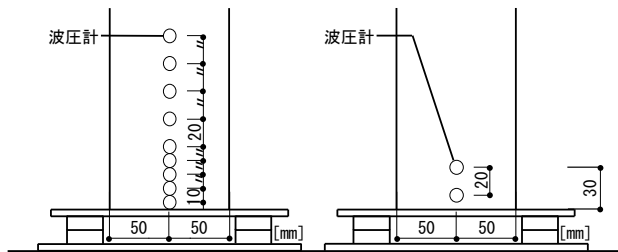


図2 波圧計の設置位置（左：前面，右：背面）

通過波実験の結果から試験体設置位置での η_{\max} と η_{\max} 時の流速（以下、 $v_{\eta_{\max}}$ ）の関係を図3に示す。図中の灰色および黒色のケースは全10回の結果とその平均値を示し、PIV解析で算出した流速は0.04s間の単純移動平均とする。図3より、流速計およびPIV解析で算出した $v_{\eta_{\max}}$ は同程度であり、 η_{\max} のばらつきも少ないことから実験の再現性を確認した。

固定試験体実験の結果から試験体設置位置での $Fr_{\eta_{\max}}$ と水深係数の関係を図4に示す。図中の灰色および黒色のケースは全5回の結果とその平均値を示し、 $Fr_{\eta_{\max}}$ は通過波実験における η_{\max} と $v_{\eta_{\max}}$ から算出した値の平均値を示す。図4より、本実験で造波した津波は式(2)と概ね対応し、津波先端部の特性を有することを確認した。

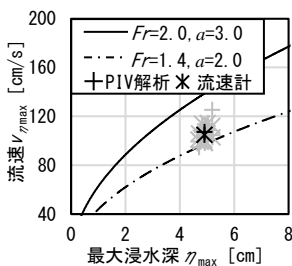


図3 最大浸水深と最大流速の関係

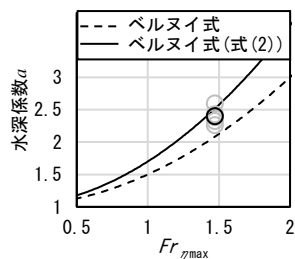


図4 フルード数と水深係数の関係（実験）

2.4 実験結果

各実験において、PIV解析で算出した試験体直前の流速が同程度であったケースを抜粋して示す。

2.4.1 免震試験体の応答

免震試験体の応答時刻歴波形を比較する（図5）。なお、応答速度は0.001s間の応答変位の差分を数値微分し算出する。図5より、応答加速度は全ての免震周期で同程度となり、応答速度および応答変位は免震周期が長いほど最大値が増加した。また、応答速度は試験体前面の流速の最大値が140~170cm/s程度であったのに対して、十分に小さな値となった。

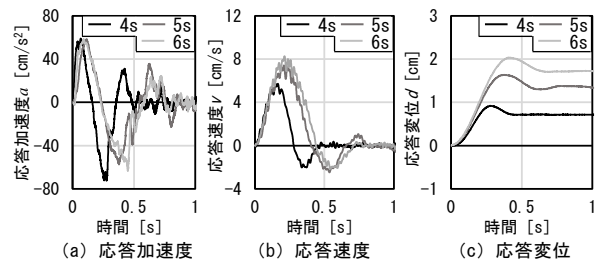


図5 免震試験体の応答値

2.4.2 試験体に作用する津波荷重

図6に示す試験体に作用する津波荷重は、各波圧計で計測した波圧に負担面積を乗じて足し合わせることで算出した。図6より、免震周期が長くなるほど単位時間当たりに増加する津波先端部の荷重が小さくなり津波荷重が最大（以下、 F_{\max} ）となる時刻が遅れる傾向を示した。また、 F_{\max} は試験体によらず式(1)中の水深係数に本実験の津波の規模である2.5（図4）を用いて算出した値とよく対応した。

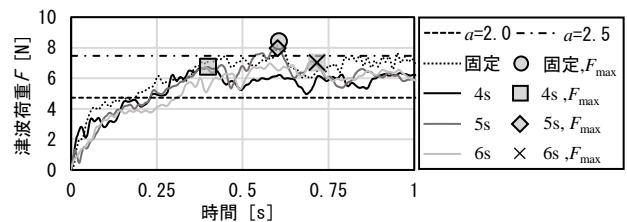


図6 津波荷重の時刻歴波形

2.4.3 試験体に作用する波圧

朝倉ら⁴⁾の手法を参考にして、試験体の各波圧計測位置における最大波圧（以下、 P_{\max} ）および F_{\max} となる時刻の波圧（以下、 $P_{F_{\max}}$ ）を静水圧で除すことで無次元化した（図7）。ここで、 $P_{\max}/\rho g \eta_{\max}$ および $P_{F_{\max}}/\rho g \eta_{\max}$ をそれぞれ P_{\max} 時、 F_{\max} 時の無次元最大波圧と呼ぶ。図7より、 P_{\max} 時の無次元最大波圧は試験体による差は生じなかったが、 F_{\max} 時には、免震試験体下部で固定試験体下部より大きくなり、上部では小さくなった。これは、免震試験体の場合、

F_{max} に対する応答変位が大きく、クリアランスから免震層に流入する水量が増え、免震試験体下部に水が集中したことが原因として考えられる (図 8)。

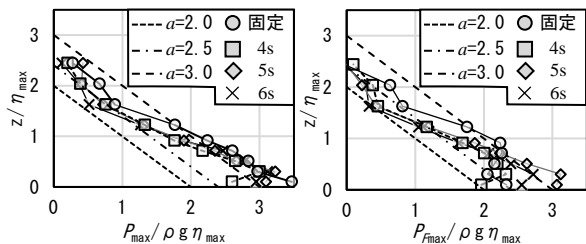
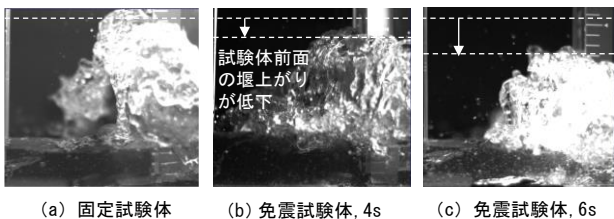


図 7 無次元最大波圧 (左: P_{max} 時, 右: F_{max} 時)



(a) 固定試験体 (b) 免震試験体, 4s (c) 免震試験体, 6s

図 8 津波荷重最大時の試験体前面の流況

3. 流体解析

水理模型実験の結果には相似則の影響が含まれているため、実大の免震建物を想定した検討を行う。なお、本解析は水理模型実験の再現解析ではない。

3.1 流体解析の概要および解析諸元

本解析は粒子法に基づく数値解析プログラム「DYBECS」を使用した 2 次元解析であり、SPH 法を用いて Navier-Stokes 方程式を計算する。衝突津波、構造物、地盤境界を粒子、積層ゴム (以下, NRB) および履歴系ダンパー (以下, Hd) をばね要素, 流体系ダンパー (以下, Od) をダッシュポットでモデル化した。流体解析概要, SPH 解析の計算条件, 受圧面の単位幅当たりの免震層および Hd1 基の諸元をそれぞれ図 9, 表 2, 表 3, 表 4 に示す。また, 解析上は免震層の浸水や擁壁への衝突, 地盤境界と建物モデルの接触力や摩擦力は生じないものとする。

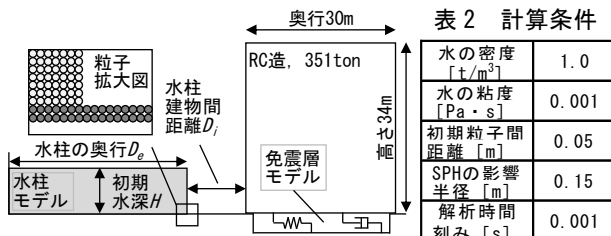


図 9 流体解析概要

表 2 計算条件

水の密度 [t/m ³]	1.0
水の粘度 [Pa·s]	0.001
初期粒子間距離 [m]	0.05
SPH の影響半径 [m]	0.15
解析時刻 [s]	0.001

表 3 免震層の諸元

Od: リニア	Hd: バイリニア
免震周期 [s]: 3.0, 4.0, 5.0	
減衰定数 h	降伏せん断力係数 α
0.10, 0.20, 0.30	0.021, 0.032, 0.43

表 4 Hd1 基の諸元

一次剛性 [kN/m]	760
二次剛性 [kN/m]	12.8
降伏変位 [mm]	24.2
使用基数: 4基, 6基, 8基	

解析モデルは, NRB と Od (減衰定数 $h=0.10, 0.20, 0.30$) を併用した Od モデル, NRB と Hd (4 基, 6 基, 8 基) を併用した Hd モデルに加え, NRB を剛ばねに置換し極短周期の応答を抑えるため臨界減衰係数を設定した固定モデルの 3 種類とする。

3.2 水柱モデルの諸元

建物モデル前面の水柱モデルを重力により水柱崩壊させることで衝突津波を再現した。水柱モデルは初期水深, 奥行および建物モデルからの距離をパラメータとし, 水理模型実験同様に式(2)とよい対応を示す条件とした (表 5, 図 10)。

表 5 水柱モデル諸元

初期水深 H [m]	奥行 D_o [m]	水柱建物間距離 D_i [m]	最大浸水深 η_{max} [m]	η_{max} 時の流速 $V_{\eta_{max}}$ [m/s]
$H \times 1.0$	$H \times 2.5$	$H \times 1.5$		
8	20	12	2.3	7.7
10	25	15	2.9	8.2
12	30	18	3.5	8.3

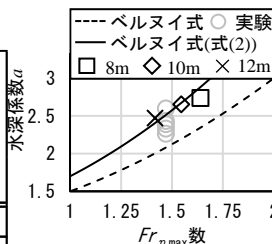


図 10 フルード数と水深係数の関係 (解析)

3.3 解析結果

本解析は 2 次元解析であり, 解析開始から 3s 以降に建物モデル前面の水位の上昇および津波荷重の増加が見られたため, 3s 以前を対象に検討する。また, 以降の解析結果は, $H=10m$ において, Hd モデルと Hd モデルの最大応答変位から算出した等価減衰定数が同程度であった Od モデルについて示す。

3.3.1 免震モデルの応答値

免震モデルの応答時刻歴波形を比較する (図 11)。凡例における h は Od モデルの減衰定数, α は Hd モデルの降伏せん断力係数を示す。図 11 より, 免震建物が津波のような片側に大きく作用する衝撃荷重を受ける場合, 免震層の剛性が大きい Hd モデルの方が応答速度および応答変位は小さくなる。また, 水理模型実験の結果と同様に応答速度は衝突津波の流速に比べて十分に小さく, 一般的な免震用 Od の限界速度である 100~150cm/s には達しない。

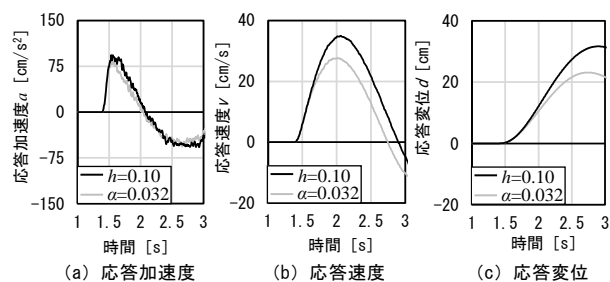


図 11 免震モデルの応答値 (免震周期 3s)

3.3.2 建物モデルに作用する津波荷重

固定モデルに作用する津波荷重は剛ばねの反力、免震モデルに作用する津波荷重は免震層のせん断力から算出する。図12に示す免震周期3s, 5sにおける固定モデル, OdモデルおよびHdモデルの荷重時刻歴波形から、全モデルに作用する F_{max} は同程度であり、免震周期や減衰定数および降伏せん断力係数の変化による大きな差は生じなかった。

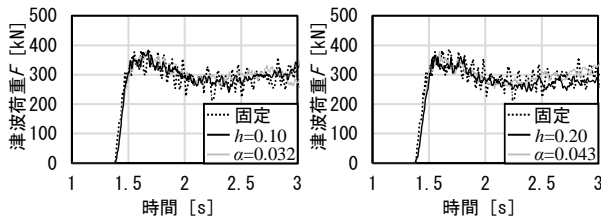


図12 津波荷重の時刻歴波形 (左: 3s, 右: 5s)

4. 津波先端部の衝撃荷重に対する動的応答増幅

免震周期に対する津波先端部の作用時間(以下、 t_0)の比(以下、作用時間比 t_0/T)と変位応答倍率の関係について分析する。ここで、変位応答倍率とは F_{max} に対して免震層の荷重-変位関係から定まる静的変位に対する最大応答変位の比であり、 t_0 とは津波が衝突してから F_{max} となるまでの時間である。

4.1 荷重のモデル化

固定モデルおよび固定試験体に作用する津波荷重を、 F_{max} 付近および全体の力積が等価となる複数の直線でモデル化する(図13)。

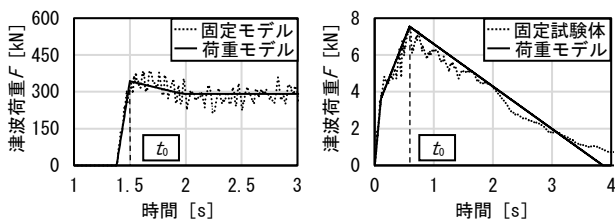


図13 荷重モデル (左: 流体解析, 右: 水理模型実験)

4.2 作用時間比と変位応答倍率の関係

図13に示す荷重を免震周期および減衰定数を変化させた1質点系モデルに作用させた場合の、作用時間比と変位応答倍率の関係を図14に示す。図14より、水理模型実験および流体解析の作用時間比は1.0未満で、変位応答倍率は1.2~1.4程度である。なお、水理模型実験における作用時間比が流体解析に比べ大きくなったことは、縮尺効果や免震層への津波の流入が原因として考えられる。

津波先端部の t_0 については、RC構造物を対象とした林ら⁵⁾の研究では0.05~0.09s程度と極めて短く、免震建物を対象とした山本ら⁶⁾の研究において

も2~3s程度であるため、免震周期4~6sが一般的である免震建物の場合、作用時間比は1を下回り変位応答倍率が1を超える可能性が十分に考えられる。

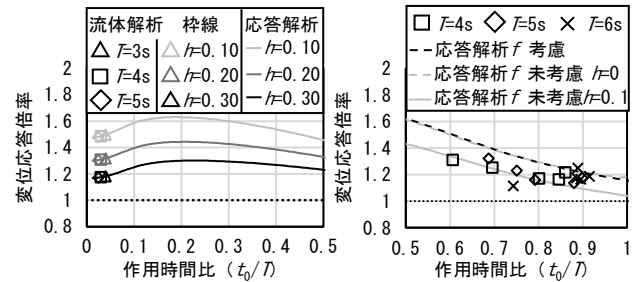


図14 作用時間比と変位応答倍率の関係

5. まとめ

本研究では、津波先端部の衝撃荷重を対象に免震建物に対する静水圧式の適用性および免震層の応答に関して分析を行った。以下に、本研究の条件下で得られた知見をまとめる。

- 1) 同程度の減衰性能を持つ免震建物の場合、津波荷重に対しては履歴系ダンパーを用いることで、応答速度および応答変位の低減が見込める。
- 2) 同程度の津波が耐震建物と免震建物に衝突した場合、それぞれに作用する津波荷重の最大値に大きな差は生じず、静水圧式を用いて概ね評価できる。また、免震層への津波の流入を考慮した場合、免震周期が長いほど単位時間当たりに増加する津波先端部の荷重は小さくなった。
- 3) 津波先端部の作用時間が免震周期の1割以下、または6~8割程度の場合、応答変位は津波荷重を静的に作用させて評価した変位に対して2~4割程度の増幅が起こる可能性が示唆される。

参考文献

- 1) 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，2012.2
- 2) 中埜良昭：2004年スマトラ島沖地震津波の被害調査結果に基づく津波避難施設の設計用外力評価，日本建築学会技術報告集，Vol.13，No.25，pp.337-340，2007.6
- 3) 有川太郎，他：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(海洋工学)，Vol.70，No.2，pp.I_806-I_810，2014
- 4) 朝倉良介，他：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，Vol.47，pp.911-915，2000
- 5) 林泰造，他：砕波の波圧について，第10回海岸工学講演会講演集，pp.98-103.1963
- 6) 山本雅史，他：3次元流体解析による免震建物に作用する津波荷重についての基礎的研究(その1)免震層部空間の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，pp.639-640，2021.9