

論文 地震動と津波外力を受ける建築構造物の応答における津波波圧鉛直分布の影響

鉢呂 友惟*1・高橋 典之*2

要旨：2011年に発生した東北地方太平洋沖地震を契機に、国土交通省から津波避難施設の構造設計指針が示された。しかし本指針では現行の耐震設計に比べて過度に耐力を要求する設計となる傾向が見られ、より精緻な耐津波設計法の確立が求められている。これを受けて近年、設計用津波外力のモデル化に関する研究が行われ、衝撃波圧を含む時刻歴解析を可能とする外力モデルが検討されているが、その波圧鉛直分布について適切なモデルが確立されているとは言えない。そこで本研究では流体解析結果をもとに構造物受圧面における津波波圧の波圧鉛直分布を算出し、より実態に近い波圧時刻歴波形をモデルの提案を行った。

キーワード：波圧鉛直分布, 地震動・津波連動外力

1. はじめに

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では広範囲に津波が発生し、建築物における被害は甚大であった。これを受けて耐津波設計に関する研究が進められ、国土交通省では津波に対する既存建物の構造設計要件を見直し、「津波避難ビル等の構造上の要件の解説¹⁾」において設計指針を示している。しかし、本指針では要求耐力が大きくなり耐震設計と比べて過度に耐力要求する設計となる傾向が見られ、より精緻な耐津波設計法の確立が求められている。

その際、津波波力には津波先端部が衝突する際の衝撃波力と衝撃波力作用後の流体力が作用する準定常的な持続波圧に大別されることが知られており、これらの波力を総合的に勘案し適切な津波荷重を算定する必要がある。

上記を踏まえ、設計用津波外力のモデル化について、その時刻歴に着目した研究^{2), 3)}が行われているが、構造物に作用する波圧の鉛直分布について適切なモデルが確立されているとは言えない。そこで本研究では津波の遡上浸水を想定した流体解析結果を参照しながら、より実態に近い津波波圧の波圧鉛直分布となる津波波圧時刻歴モデルの提案を試みる。

2. 流体解析に基づく津波波圧鉛直分布

津波波圧の算定には粒子法による流体解析プログラム SPHysics を用いた。本章では解析概要について記述する。

2.1 解析概要と解析結果

流体解析に用いた粒子法 (SPH 法) は計算格子を必要としない離散化解析手法である。SPH 法ではそれぞれの粒子 (計算点) に解くべき物理量を定義し、その物理量が kernel 関数によって定義される分布形状で空間分布していると想定し、影響半径内に存在する粒子上での物理値を平滑化

する。つまり、任意の粒子 i 近傍の微小領域を dx とし、粒子質量 m_i 、密度 ρ_i とすると物理量 $f(x)$ が式(1)で近似される。空間分布に関する項については、式(2)により近似し、支配方程式である Navier-Stokes 方程式を式(1)、(2)に従い式(3)のように離散化する。

$$\nabla f(x) \cong \sum_{i=1}^N \frac{m_i}{\rho_i} f(x_i) \nabla W(x-x_i, h) \quad (1)$$

$$\nabla f(x) \cong -\int f(x') \nabla W(x-x', h) dx' \\ \cong -\sum_{i=1}^N \frac{m_i}{\rho_i} f(x_i) \nabla W(x-x_i, h)$$

$$\frac{1}{\rho_i} \cdot \frac{\partial \sigma^{\alpha\beta}}{\partial x^\beta} = \sum_{i=1}^N m_i \frac{\sigma_i^{\alpha\beta} + \sigma_j^{\alpha\beta}}{\rho_i \rho_j} \left(\frac{\partial W_{ij}}{\partial x^\beta} \right) + b_j \quad (3)$$

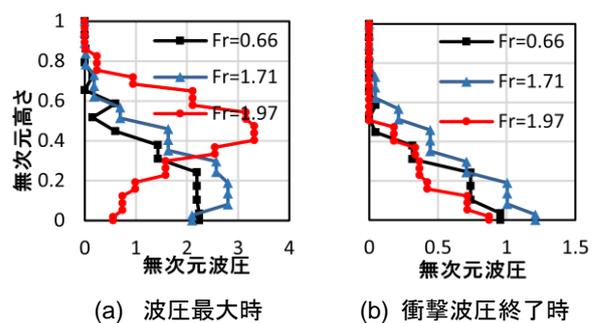


図-1 無次元高さ-無次元波圧グラフ

ダムブレイク式の水利実験を模擬した流体解析³⁾による受圧面の圧力鉛直分布形状を、縦軸に受圧面高さを最大浸水高さで規準化した値、横軸に波圧を静水圧分布で仮定した際の最下層の波圧で規準化した値をとって図に表すと図-1 のようになる。その際、流体力に支配的なパラメー

*1 東北大学 工学部建築・社会環境工学科 (学生会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科 准教授 博(工) (正会員)

とされる(4)式で定義されるフルード数をパラメータとした。

$$Fr = u_i / \sqrt{gh_i} \quad (4)$$

ここで、 u_i :時刻*i*での流速(m/s)、 g :重量加速度(m/s²)、 h_i :時刻*i*での浸水深(m)である。フルード数 Fr が大きいほど後述する「波圧最大時」の波圧鉛直分布は受圧面高さの中間層で極大化し、波圧最大値が最下層より上部で観測される傾向が見られた。

一方、「衝撃波圧終了時」の波圧鉛直分布は三角形分布に近い分布形状が確認された。

2.2 流体解析結果の妥当性

流体解析結果の妥当性の検証として簡易な水理実験⁴⁾で得られた実験結果と当実験をモデル化した解析結果を比較した。貯水量高さをパラメータとして0.3m~0.7mまで変化させた。実験概要を図-2、実験結果と解析結果を表-1に示す。最大波圧及び最大流速は概ね等しく、流体解析による時刻歴波形について整合性が確認された。なお、実験で受圧面に設置したプロペラ流速計などの計測器具のモデル化を解析では行っていないため、実験値と完全に一致した値とならなかったと推察される。

表-1 実験値と解析値の比較

CASE	貯水量 (m)	最大波圧 (kN/m ²)		最大流速 (m/s)	
		解析	実験	解析	実験
CASE1	0.3	2.12	2.16	1.81	1.65
CASE2	0.4	3.27	3.30	2.18	2.04
CASE3	0.5	4.83	4.06	2.63	2.73
CASE4	0.6	4.96	4.68	2.84	2.86
CASE5	0.7	5.99	6.32	3.24	3.47

3. 津波外力時刻歴のモデル化

3.1 鈴木らによる津波外力時刻歴のモデル化手法³⁾

陸上に遡上し構造物に作用する津波波圧の過程はまず衝撃的な波圧が作用し(「波圧最大時」)、その後、準定常的な持続波圧が作用する(「持続波圧時」)形態をとり、衝撃的な波圧は河川を遡上する津波における段波波圧と水の

無い陸上に来襲する津波による波圧のサージフロント波圧とに区別されるが、鈴木らの提案³⁾では陸上に設計される建築物に対する設計用外力を検討すべく、衝撃的な波圧としてサージフロント波圧が作用するものと仮定し、図-3のように津波外力モデルを仮定している。その際、モデル化のパラメータとなる波圧 Q_1 及び Q_2 はそれぞれ式(5)、(6)を用いて算出する。

$$Q_1 = \rho g (\alpha h - z) \quad (5)$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot u^2 \quad (6)$$

ここに、 Q_1 :サージフロント波圧(kN/m²)、 ρ :海水の単位質量(t/m³)、 g :重量加速度(m/s²)、 α :水深係数、 h :浸水深(m)、 z :地盤面からの高さ、 Q_2 :持続波圧(kN/m²)、 C_D :抗力式(本検討では矩形の整形な建築物を対象とするため2.0とする)、 u :津波流速(m/s)である。

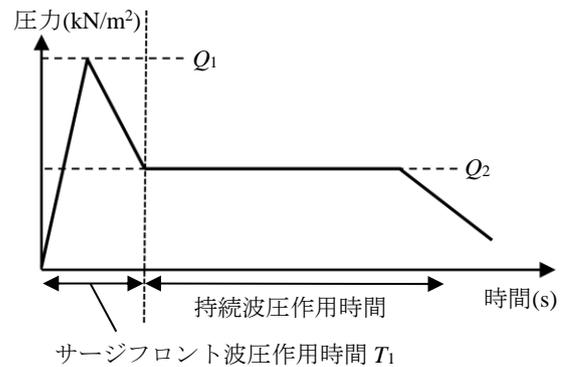


図-3 津波外力時刻歴のモデル化

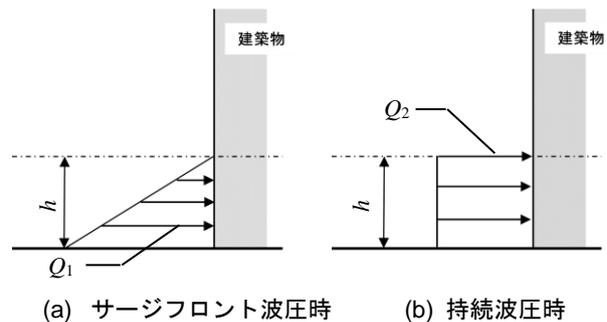


図-4 各波圧における鉛直分布

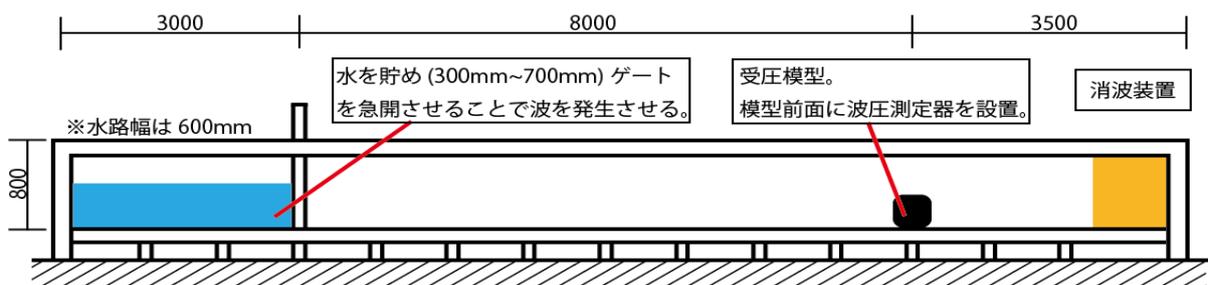


図-2 水理実験概要

鈴木らの提案手法³⁾ (以下、従来法) では、波圧の鉛直分布は、波圧最大時は三角形分布(図-4(a)), 持続波圧作用時は等分布(図-4(b))としている。しかしこの外力モデルは、2.1節で示したようにフルード数 Fr が大きい場合の波圧最大時の波圧鉛直分布を再現できない問題がある。

$$p'(t) = \begin{cases} p_{\max}(t) \times \exp\left(-\frac{\{h' - \mu(t)\}^2}{2\sigma(t)^2}\right) & (h' \leq 0.5 \text{ の場合}) \\ p_{\max}(t) \times \exp\left(-\frac{\{h' - \mu(t)\}^2}{2\sigma(t)^2}\right) \times 2(1-h') & (h' > 0.5 \text{ の場合}) \end{cases} \quad (7)$$

$$p_{\max}(t) = -\frac{4 \times 0.913 \exp(0.655Fr)}{T_1^2} \times \left(t - \frac{T_1}{2}\right)^2 + 0.913 \exp(0.655Fr) \quad (8)$$

$$\mu(t) = \frac{2\{1 - 8.0 \times 10^{-5} \exp(4.4Fr)\}}{T_1} t + \{2 \times 8.0 \times 10^{-5} \exp(4.4Fr) - 1\} \quad (9)$$

3.2 提案する津波波圧分布式とモデル化外力

本研究では、図-1(a)の流体解析結果を参考に図-5のような波圧鉛直分布の時刻歴を仮定し、フルード数 Fr が 1 以上の場合において、時刻 t における波圧鉛直分布を式(7)で表せる設計用津波外力分布式を提案する。

このとき、フルード数 Fr と波圧鉛直分布のピークの大きさ $p_{\max}(t)$ および波圧鉛直分布のピーク位置 $\mu(t)$ の関係は式(8)および式(9)で表されるものとした。また、フルード数 Fr の大小による波圧鉛直分布の形状を定める変数 $\sigma(t)$ は式(10)で表されるものとした。

サージフロント波圧作用時間を T_1 、持続波圧作用時間を T_2 とする。 $t=0 \sim T_1$ の間、 $\mu(t)$ は一定の速さで無次元高さ 1 まで増加する。時刻歴中の最大波圧 p'_{\max} は $t=T_1/2$ のときに生じる。また $t=0$ 、 $t=T_1$ の時は $p_{\max}(t) = p'_{\max}/2$ となる。 $t \leq T_1/2$ のサージフロント波圧作用時の波圧鉛直分布は式(11)で表わされ、 $T_1/2 \leq t \leq T_1$ の波圧鉛直分布は、サージフロント波圧から持続波圧に徐々に移り変わるよう設定し $T_1/20$ ごとに式(12)のように Q_1 と Q_2 の補間割合が変化するように設定した。 $t \geq T_2$ は従来法と同様に抗力式によりモデル化外力を設定し、前項の(6)式を用いて算出した。

フルード数 Fr が 1 よりも小さい場合においては、 $t \leq$

$$\sigma(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} p_{\max}} \times \frac{4}{Fr} \quad (10)$$

$$Q_1 = p'(t) \rho gh \quad (11)$$

$$Q_m = Q_1 \times 0.9 + Q_2 \times 0.1$$

$$Q_m = Q_1 \times 0.8 + Q_2 \times 0.2$$

⋮
⋮
⋮

$$Q_m = Q_1 \times 0.1 + Q_2 \times 0.9$$

$$Q_m = Q_1 \times 0 + Q_2 \times 1.0$$

(12)

$T_1/2$ のサージフロント波圧作用時の波圧鉛直分布は前項の式(5)で表され、 $T_1/2 \leq t \leq T_1$ の波圧鉛直分布は式(12)で表されるものとした。 $t \geq T_2$ の波圧鉛直分布は従来法と同様に前項の(6)式を用いて算出した。

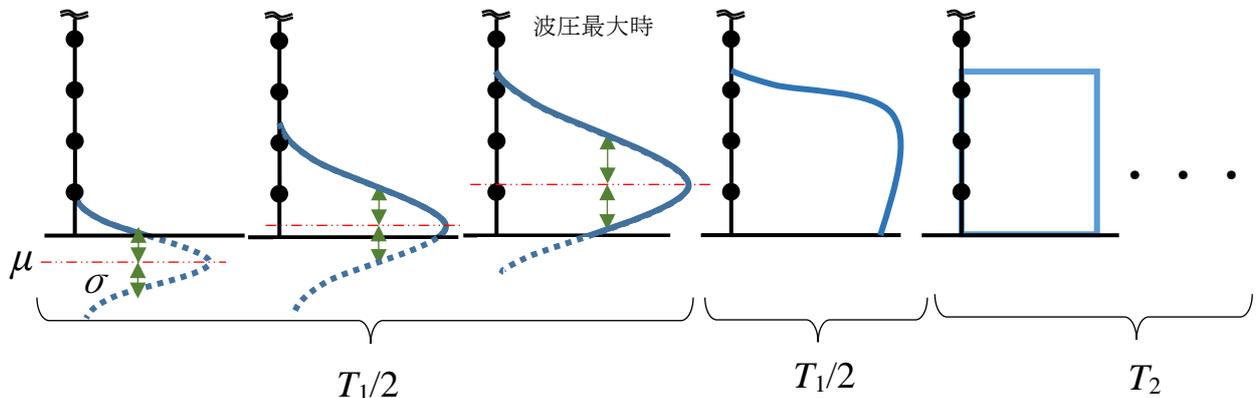


図-5 波圧鉛直分布の推移

表-2 津波波圧分布式の時刻歴変化の設定

	サージフロント波圧作用時間 $0 \leq t \leq T_1 / 2$	移行期 $T_1 / 2 \leq t \leq T_1$	持続波圧作用時間 $T_1 \leq t$
$F_r > 1$	$Q_1 = p'(h', t) \rho g h_{\max}$	$Q_m = (1 - \alpha) Q_1 + \alpha Q_2$ $\left(\alpha = \frac{t - T_1 / 2}{T_1 / 2} \right)$	$Q_2 = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot u^2$
$F_r \leq 1$	$Q_1 = \rho g (h'_{\max} - h')$		

表-2 にフルード数の大小と、サージフロント波圧作用時間、移行期、持続波圧作用時間の3つの時間帯における津波波圧分布式を示す。

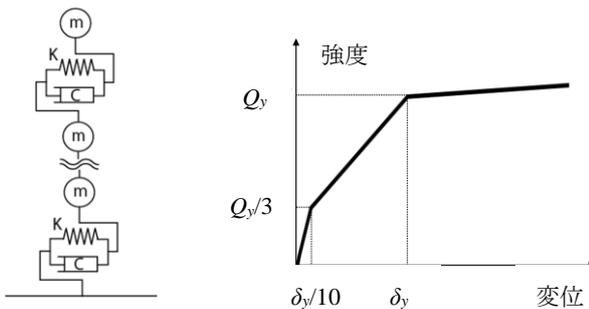
4. 非線形時刻歴応答解析によるモデル化外力の検証

4.1 検証対象建物の解析モデル概要

検証対象建物は RC 造建築構造物とし、設計用浸水深 10m、第2種地盤の地域で設計される床面積 20m×20mの整形な7階建て建築物とする。各層重量を 500t、階高を各層 3m として、図-6(a)のような多質点系モデルに置換する。なお、本建物は杭基礎構造で津波外力に対して滑動及び転倒は生じないものとし、受圧面における開口率は 0 とする。各質点ばねの骨格曲線概要を図 6-(b)に示す。骨格曲線はトリリニア型で、ひび割れ点強度 Q_c は降伏強度 Q_y の 1/3 倍、層間変形角 1/200rad.を各層の降伏点と定め、ひび割れ変位 δ_c を降伏変位 δ_y の 1/10 倍とした。降伏時剛性低下率を 0.3、降伏後の剛性を初期剛性の 1/1000 とした。各質点の履歴モデルには Takeda モデルを用いた。建物の減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を 0.05 とした。また、各層の層せん断力は式(13)より、

$$Q_i = C_i \cdot \sum W_i \tag{13}$$

ここに、 Q_i : i 層の層せん断力(kN)、 C_i : 層せん断力係数、 $\sum W_i$: i 層より上層の総建物重量(kN)である。地域係数 Z 、振動特性係数 R_i をそれぞれ 1.0 とし、標準層せん断力係数 C_0 を 0.55 とし、各階の層せん断力係数が A_i 分布に比例するよう各階の剛性と耐力を定めた。



(a) 解析モデル (b) 各層の骨格曲線

図-6 検討対象建築物のモデル化

表-3 津波外力の解析ケース

Case	フルード数 F_r	最大浸水深 h (m)	衝撃波圧作用時間 T_1 (s)
Case1	0.66	0.22	0.31
Case2	1.71	0.26	0.25
Case3	1.90	0.32	0.23

4.2 モデル化外力作用時の応答と流体解析による外力作用時の応答の比較

(1) 津波外力単独作用時

数値解析ソフト MATLAB[®]を用いて多質点系非線形時刻歴応答解析を行う。前節で作成した建物モデルに、提案した波圧鉛直分布式に基づく津波波力を外力として入力する。津波外力の解析ケースを表-3に示す。既往の研究⁷⁾にならい、縮小水理実験を模擬した流体解析から得られた各物理量を、フルード相似則を用いて、その縮尺比率に従って実大換算した値を用いた。外力入力時間は 20 秒間、積分時間刻みを 0.001 秒とし、津波が構造物に到達した時間を $t=0$ (s)とする。

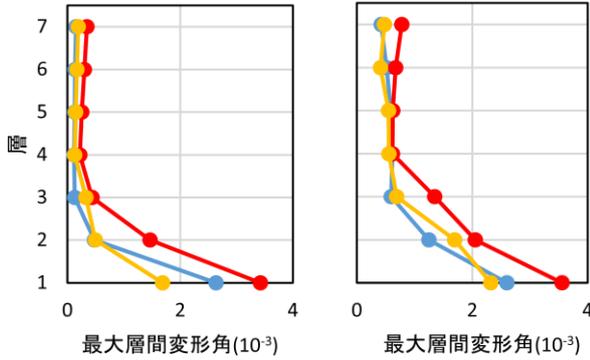
流体解析による外力作用時応答と従来法による外力作用時応答、および、本研究で提案する新モデル化外力作用時の応答を比較したものを図-7(i)に示す。なお従来法は 3.1 節に示したモデル化津波外力を指す。

図-7(i)より、本研究で提案する新モデル化外力作用時の応答が従来法よりも流体解析結果を近似していることが分かる。特に、フルード数 $Fr < 1$ で従来法と新モデル化外力とで波圧鉛直分布に差のない Case1 でも新モデル化外力の方が流体解析結果を近似していることから、従来法との唯一の違いであるサージフロント波圧から持続波圧に移り変わる $T_1/2 \leq t \leq T_1$ の部分の波圧鉛直分布式を補間式にしたことが影響したものと考えられる。

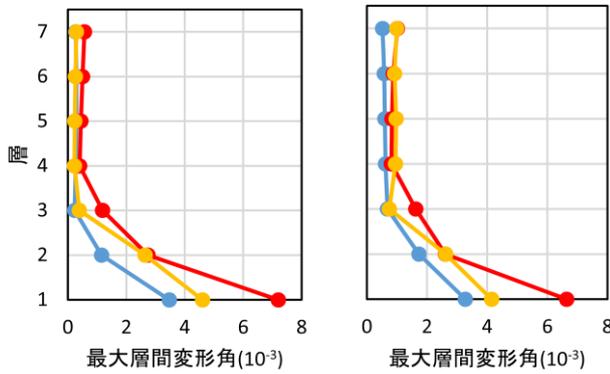
また、Case3 において津波外力のみが加わる場合は新モデル化外力作用時の応答が流体解析結果とほぼ同じ結果となった。特に、従来法と新モデル化外力作用時の 2 階での応答を比較すると、フルード数 Fr が大きい場合に波圧最大値が受圧面高さに対して最下層よりも

やや上部（中間層周辺）で観測されるという流体解析結果の特徴を新モデル化外力では表現することができていることが分かる。

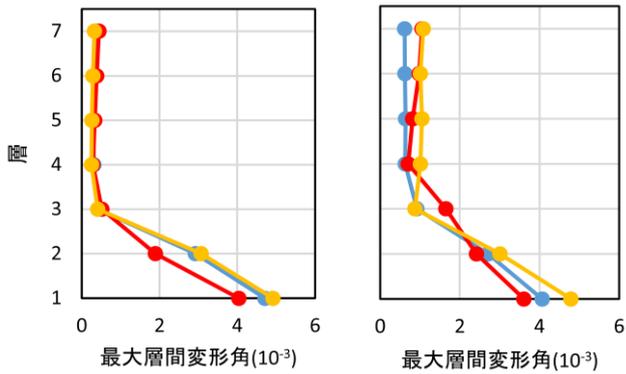
● 流体解析 ● 従来法 ● 新モデル化外力



(i) 津波外力のみ作用 (ii) 地震動・津波外力作用
(a) Case1



(i) 津波外力のみ作用 (ii) 地震動・津波外力作用
(b) Case2



(i) 津波外力のみ作用 (ii) 地震動・津波外力作用
(c) Case3

図-7 各解析ケースでの最大層間変形角 (rad.)

(2) 地震外力に続く津波外力作用時

津波外力作用前に建築物に地震動を作用させるケースを検討する際に入力した強震記録は、文献³⁾の解析結果との比較のため、Tohoku1978(NS)波を用いた算定例を示す。これは実現象を鑑みて、地震動によって損

傷を受けた後、津波外力が加わり損傷を受けることを想定したものである。解析上ではまず構造物に地震動を作用させ、損傷を受けたままの状態の構造物に表-2のように津波外力を加える。

地震動と津波の連動外力作用時の応答比較を図-7(ii)に示す。図-7(ii)より、新モデル化外力による応答は従来法より流体解析結果に近づくものの津波外力のみが加わる場合ほど流体解析結果の値を近似できていないことが分かる。

そこで、地震動による損傷の影響が津波応答に影響した可能性を検討すべく、建物固有周期と衝撃波圧作用時間 T_1 の関係について検討してみる。津波波力のみによる最大層間変形角を R_s 、連動外力による最大層間変形角を R_c として、2つの変形角の比 R_c/R_s と衝撃波圧作用時間との関係を図-8に示す。ただし、図-8は津波による応答が大きい1層についての結果を示しており、Case3において衝撃波圧作用時間 T_1 は0.23sであるが、ここでは検討のため衝撃波圧作用時間 T_1 を0.1sから1.0sまでパラメトリックに（後述する建物固有周期をおさえるように）変化させて応答を求めている。

地震動で損傷を受けていない状態の建物固有周期は0.370sであるが、地震動で損傷を受けた状態の建物固有周期は0.614sである。津波波力のみによる最大層間変形角 R_s と連動外力による最大層間変形角 R_c の比を取った図-8の R_c/R_s は、衝撃波圧作用時間 T_1 が0.1sと0.23sのときに大きく、地震動で損傷を受けていない状態の建物固有周期は0.370sとほぼ同じ衝撃波圧作用時間 T_1 のときに1より小さくなり、その後、地震動で損傷を受けた状態の建物固有周期は0.614sとほぼ同じ衝撃波圧作用時間で1より大きくなる。その後も、衝撃波圧作用時間の違いで、津波波力のみによる最大層間変形角 R_s と連動外力による最大層間変形角 R_c の比 R_c/R_s は、1をはさんでピークの山谷が現れている。

図-8より、建物固有周期とサージフロント波圧が作用する衝撃波圧作用時間 T_1 が近接している場合に、津波外力による建物応答が大きくなることが指摘でき

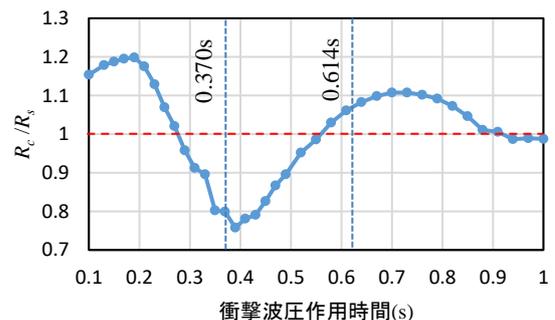


図-8 最大層間変形角比と衝撃波圧作用時間

る。つまり、津波に先立って発生する地震動で損傷を受け、損傷により建物固有周期が長周期化した状態で、サージフロント波圧が作用する衝撃波圧作用時間 T_1 が長周期化した建物固有周期と近接している場合は、地震動と津波外力による応答が津波外力単独による応答よりも大きくなるが、サージフロント波圧が作用する衝撃波圧作用時間 T_1 によっては、津波に先立って発生する地震動で損傷を受けていても、必ずしも津波に対する応答が大きくなるとは限らないことがここから読み取れる。

5. 結論

5.1 まとめ

本論文では、津波の遡上浸水を想定した流体解析結果をもとに津波波圧のモデル化時刻歴波形を算出し、より実態に近い波圧鉛直分布モデルの提案について検討を行った。

本研究で得られた主な結論を以下にまとめる。

- 1) 提案した波圧鉛直分布式により、フルード数 Fr が大きい場合に波圧の最大値が最下層よりもやや上部（中間層）で観測される特徴を表現できた。
- 2) フルード数 Fr が 1 より小さい場合は、従来法と同条件（サージフロント波圧作用時：三角形分布、持続波圧作用時：一様分布）の波圧鉛直分布としたが、サージフロント波圧から持続波圧への遷移時間 ($T_1/2 \leq t \leq T_1$) における鉛直分布補間を導入することで、流体解析による建物応答値を近似するモデル化外力を作成できた。
- 3) サージフロント波圧が作用する衝撃波圧作用時間 T_1 が建物固有周期と近接している場合は、建物応答が大きくなる傾向が見られる。すなわち、サージフロント波圧が作用する衝撃波圧作用時間 T_1 によっては、津波に先立って発生する地震動で損傷を受けていても、津波外力が単独で作用したときよりも応答が必ずしも大きくなるとは限らないこ

とが推察された。

5.2 今後の課題

本研究で提案した津波鉛直波圧分布式は、流体解析から得られた津波鉛直波圧分布を模擬するように定めた式であるが、定式化に用いたパラメータの工学的位置づけおよび定量的意味が、メカニズムとして解明されていない。今後、津波鉛直波圧分布式の定式化に用いたパラメータの工学的位置づけについて分析を進める必要がある。

また、上述した分析を通して、流体解析における計算対象の環境条件が変化した場合でも、津波波圧時刻歴モデルがうまく模擬できるような津波波圧の定式化を検討する必要があると同時に、津波を受ける建築構造物の設計においてより合理的な設計ツールの提供に資する情報を提供できるようにしたい。

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) 高島大輔，木原等：陸上構造物前面に作用する津波波圧に関する数値実験，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.69, No.2, 2013, I_851-I_855
- 3) 鈴木隆雄，高橋典之：地震動及び津波荷重の複合外力を受ける RC 造建築物の耐津波性能評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37, No.2, pp.745-750, 2015.7
- 4) 緑川雄貴：遡上浸水時を想定した建築物の津波荷重に関する実験的研究，秋田県立大学学位論文，2016
- 5) 内閣府：津波避難ビルに係るガイドライン 2005.6
- 6) Math Works：MATRAB R2007b
- 7) 福井芳朗 他：津波の研究 (I) 一段波津波の堤防におよぼす影響一，第 9 回海岸工学講演会講演集，pp.44-49, 同 (II), pp.50-54, 1962