

衝撃外力が作用する津波避難ビルの弾性応答評価手法

正会員 ○浅井 竜也\*1 同 松川 和人\*2  
同 崔 琥\*2 同 中埜 良昭\*3

衝撃外力 津波 津波避難ビル  
弾性応答評価

1. はじめに

津波来襲時には、漂流物の衝突や砕波により衝撃的な外力が建物に作用し得る。そこで本研究では、津波避難ビルを対象に、津波来襲時に発生する衝撃外力に対する弾性応答特性を把握し、簡便な応答評価手法を検討する。

2. 衝撃外力が作用する建物の応答解析事例

2.1 検討対象建物と外力の設定

検討対象建物は、RC造6層の津波避難ビル設計例<sup>1)</sup>とし、これを各階等質量Mの弾性6質点系モデルに置換した(一次固有周期 ${}_1T=0.22s$ )。衝撃外力は、漂流物の衝突と砕波による外力を考える。外力波形は両者共に三角形パルス波で近似されることが多いが<sup>2),3)</sup>、今回は式展開の容易さから正弦パルス波とした。荷重作用継続時間 $\tau$ は、漂流物の衝突および砕波の既往研究<sup>2)-4)</sup>に報告される値を含む0.004s(4ms)~0.4s(400ms)とした。力積Iは $M \times 1m/s=893t \text{ m/s}$ と設定し、これを特定階(2階~R階)に作用させた。なお、ここでは、衝撃外力に対する応答性状の把握を目的とし、津波の重複波圧外力は考慮しない。

2.2 衝撃外力に対する弾性応答解析結果

衝撃外力に対する建物の応答性状を把握するため、ここでは、まず時刻歴応答解析を行った。減衰は剛性比例型(1次の減衰定数 $h=0.02$ )とし、数値積分はNewmark- $\beta$ 法( $\beta=1/6$ )を用いて、積分時間刻みは0.02msとした。

図1に荷重作用継続時間 $\tau=0.004s, 0.05s, 0.2s$ の時の各階の応答層間変形の最大値を、図2に $\tau=0.004s, 0.2s$ の時の2階お

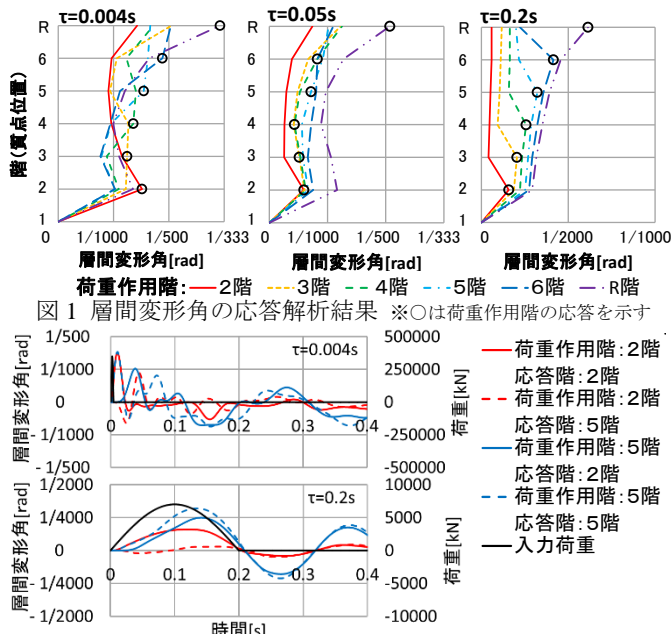


図2 層間変形角の時刻歴応答波形例

よび5階の時刻歴応答波形を、それぞれ示す。図1より、①荷重作用階の層間変形が最も大きい、② $\tau$ が小さいほど各階の層間変形が大きい、③ $\tau=0.2s$ の時は、①に加えて、荷重作用階以下と荷重作用階より上階のそれぞれで層間変形は概ね均一(i.e.,一次モード卓越)となり、その値は荷重作用階以下の方が大きい、という傾向が得られた。さらに図2より、④ $\tau=0.2s$ で荷重作用階より上階は一次固有周期 ${}_1T$ 程度の周期で応答し(同図に示す荷重作用階が2階の時の5階以外の応答でも同様の傾向を確認した)、⑤荷重作用階以下の応答波形は時刻 $\tau$ までは荷重波形と同様の波形形状となった。一方⑥ $\tau=0.004s$ の時は、 ${}_1T$ よりも非常に短い周期で応答することが確認された。

以上より、各階の応答性状は、i)  $\tau$ が ${}_1T$ 程度以上の場合と、ii)  ${}_1T$ より十分小さい場合とで異なり、さらに、i)では荷重作用階とその他の階とで、ii)では荷重作用階より上階と荷重作用階以下とで、それぞれ異なることがわかったため、3章ではこれらを考慮して、応答評価手法の検討を行う。

3. 衝撃外力に対する簡便な弾性応答評価手法の検討

3.1  $\tau$ が ${}_1T$ 程度以上の場合

図2の $\tau=0.2s$ の時の応答波形からわかるように、 $\tau$ が ${}_1T$ 程度の場合には、時刻 $\tau$ 以前に最大層間変形が生じ、これは正弦波外力に対する過渡応答として求められる。

一般的な振動方程式(式(1))を想定すれば、減衰 $h=0$ かつ、 $i$ 階にのみ外力 $f(t)$ (式(2))が作用する場合、 $j$ 階の応答は各モードの重ね合わせとして式(3)で求められる。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{f(t)\} \quad (1)$$

$$f(t) = \{s u\}^T \{f(t)\} = s u_i f(t) = s u_i F_{max} \sin pt \quad (2)$$

$$y_j = \sum_{s=1}^N \frac{s u_i s u_j F_{max}}{s K} \frac{s \omega^2}{p^2 - s \omega^2} \left( \frac{p}{s \omega} \sin s \omega t - \sin pt \right) \quad (3)$$

ここで、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ は質量[t]、減衰[-]、剛性[kN/m]マトリクスを、 $\{y\}$ 、 $\{s u\}$ は変位[m]およびs次のモードベクトル( $\{s u\}^T \{s u\} = 1$ として基準化)を、 $p$ 、 $s \omega$ は外力およびs次の角振動数[1/s]を、 $s M$ 、 $s K$ はs次の広義質量[t]および広義剛性[kN/m]を、 $F_{max}$ は外力の最大荷重[kN]を、それぞれ表す。

ここで、 $\sum_{s=1}^N s u_i s u_j / s K$ を $i, j$ 成分にもつ $[U][s K]^{-1}[U]^T$ ( $[U]$ :モードマトリクス)は $[K]^{-1}$ に等しい(式(4))ため、式(5)が成立し( $K_j$ :j階剛性[kN/m])、式(3)と式(5)から式(6)を得る。

$$[U][s K]^{-1}[U]^T = [U][U]^{-1}[K]^{-1}([U]^T)^{-1}[U]^T = [K]^{-1} \quad (4)$$

$$\sum_{s=1}^N \frac{s u_i (s u_j - s u_{j-1})}{s K} = \frac{1}{K_j} \quad (i \geq j), \quad 0 \quad (i < j) \quad (5)$$

$$|y_j - y_{j-1}| = \left| \left[ \frac{F_{max}}{K_j} \sin pt \quad (i \geq j), \quad 0 \quad (i < j) \right] - \sum_{s=1}^N s u_i (s u_j - s u_{j-1}) \frac{F_{max} p}{s K} \left( \frac{s \omega \sin s \omega t - p \sin pt}{s \omega^2 - p^2} \right) \right| \quad (6)$$

以下に、 $t \leq \tau$ で最大応答が生起することを条件として、式(6)を用いて層間変形の推定式を検討する。検討は、前述③の傾向を考慮し、荷重作用階より上階とそれ以下に分けて行う。

荷重作用階 ( $i$ 階) より上階 ( $i < j$ ) の応答推定式：前述③、④より、荷重作用階より上階では周期 $1T$ 程度の一次モードが卓越した応答となる。また、前述のとおり、この時の衝撃外力に対する最大応答値は、正弦波外力に対する時刻 $\tau$ 以前の最大応答値として求まるため、 $t \leq \tau$ での式(6)の一次モードの最大値で推定する。ここで、式(6)中の( )項の最大値を別途検討すると、 $p > 1\omega$ で $1/p \sim 2/p$ 、 $p < 1\omega$ で $1/1\omega \sim 2/1\omega$ 、となったため、式(6)を包絡するように $2/\max(p, 1\omega)$ とし、式(6)の一次応答解に代入して、式(7)を得る。

$$|y_j - y_{j-1}| = \left| 1u_i (1u_j - 1u_{j-1}) \frac{2pF_{max}}{1K_{max}(p, 1\omega)} \right| = \left| 1u_i (1u_j - 1u_{j-1}) \frac{p^2 I}{1K_{max}(p, 1\omega)} \right| \quad (7)$$

荷重作用階 ( $i$ 階) 以下 ( $i \geq j$ ) の応答推定式： $\tau$ が大きくなる( $p \rightarrow 0$ )と、式(6)の第二項が0に漸近し第一項のみが残るため、ここではその最大値(式(8))を推定式とする。なお、前述③に基づき、荷重作用階以下では式(8)で一律の値とする。

$$|y_j - y_{j-1}| = \frac{F_{max}}{K_i} = \frac{pI}{2K_i} \quad (8)$$

### 3.2 $\tau$ が $1T$ より十分小さい場合

3.1節では、最大応答が時刻 $\tau$ 以前に生起すると仮定して検討したが、 $\tau$ が $1T$ より十分小さい場合は、図2の $\tau=0.004s$ の時の応答波形からもわかるように、 $t \geq \tau$ で最大応答が生じるため、定常外力に対する解である式(6)は適用できず、単独パルス波による応答から評価する必要がある。そこで、 $\tau \rightarrow 0s$ の極限を想定した単位インパルス応答を用いた推定を試みる。

単位インパルス応答は一般的に式(9)で求まる( $h=0$ の場合)。

$$y_j - y_{j-1} = \sum_{s=1}^N s u_i (s u_j - s u_{j-1}) \frac{I}{s M s \omega} \sin s \omega t \quad (9)$$

$\tau$ が $1T$ よりも十分小さい場合は、一次固有周期 $1T$ よりも非常に短い周期で応答することが確認された(2.2節⑥)。この応答性状を詳しく把握するため、図3に、荷重作用階が2階の時の2階の式(9)による応答波形を示す。同図より、最大応答時には高次モードが卓越すること、層間変形の最大応答生起時刻は、最高次のそれと概ね一致していることがわかる。よって、 $N$ 次の最大応答生起時刻 $t = \pi/2N\omega$ で最大層間変形になるとすれば、その時の応答値は式(10)となる。

$$|y_j - y_{j-1}| = \left| \sum_{s=1}^N s u_i (s u_j - s u_{j-1}) \frac{I}{s M s \omega} \sin \frac{\pi s \omega}{2 N \omega} \right| \quad (10)$$

また、上述のとおり、時刻 $t = \pi/2N\omega$ の応答値(式(10))では高次モードが卓越しているため、式(10)において $s\omega$ を最高次の $N\omega$ で置き換え、さらに本検討対象建物では各階の質量 $M$ が等しいため $sM = M$ が成り立つことを考慮すると、荷重作用階( $j = i$ )での層間変形は式(11)で求まる。なお、荷重作用階の層間変形が当該建物での最大層間変形となる(2.2節①)ため、荷重作用階以外では過大評価となるが、今回は式(11)を上限值として各階応答と比較する。

$$|y_i - y_{i-1}| = \frac{I}{M N \omega} \quad (11)$$

### 3.3 解析値と推定値の比較

式(7)、式(8)、式(11)による推定値を解析値と比較して図4に示す。同図では、推定値は解析値を概ね包絡している。ただし、今回の検討対象範囲での推定値/解析値は0.5~2.0程度に分布し(図5)、特に下階に荷重が作用したときの上階の層間変形は、推定式に考慮されていない2次モードの影響により過小評価となった。

### 4. まとめ

津波来襲時に発生する衝撃外力に対する弾性応答の推定式として、式(7)、式(8)、式(11)を提案した。今後は、弾塑性系についての適用性を検討する必要がある。

#### 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，2012.2
- 板倉正英：津波漂流物衝突時の衝撃外力評価に基づくRC造建築物の応答特性，2014年度東京大学大学院工学系研究科建築学専攻修士論文，2015.1
- 高橋重雄，下迫健一郎，上部達生：衝撃砕波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動，港湾技術研究所報告，No.33(1994)，pp.59-86
- 林泰造，服部昌太郎：砕波の波圧について，海岸工学講演会講演集，Vol.10(1963)，pp.98-103

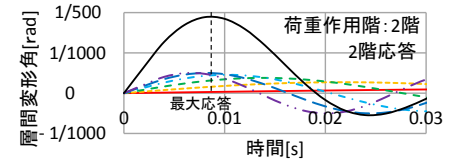


図3 モードごとの応答波形例

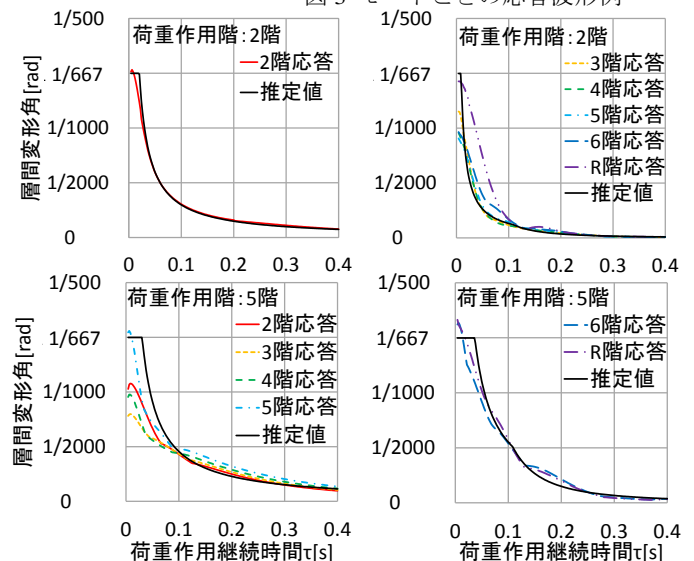


図4 推定値と解析値の比較 (荷重作用階：2階，5階)

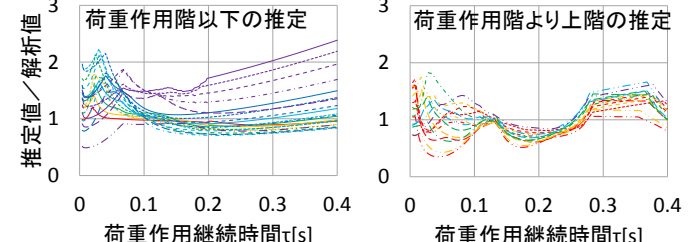


図5 推定値/解析値の推移 (荷重作用階：全階)

\*1 東京大学大学院 大学院生・修 (工)

\*2 東京大学生産技術研究所 助教・博 (工)

\*3 東京大学生産技術研究所 教授・工博

\*1 Graduate Student, Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo

\*2 Research Associate, Institute of Industrial Science, The Univ. of Tokyo, Ph. D.

\*3 Professor, Institute of Industrial Science, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.