

自由テーマ部門

「免震層変形限界の設定が免震建物応答に及ぼす影響に関する研究」

大西良広 (京都大学大学院 工学研究科 准教授・博士 (工学))
 安本 宏 (京都大学大学院 工学研究科 修士課程)
 三輪田吾郎 (大林組 技術研究所)
 多幾山法子 (京都大学大学院 工学研究科 助教・博士 (工学))
 林 康裕 (京都大学大学院 工学研究科 教授・工博)

1 はじめに

1995年兵庫県南部地震など、近年活断層近傍において顕著なパルス状の波形をもつパルス性地震動が多く発生している¹⁾。また、上町断層帯の予測地震動^{例えば2-3)}にもパルス状の波形が顕著に見られることからパルス性地震動に対する建物応答の把握が重要である。免震建物においては、建物が擁壁に衝突し上部構造の変形が増大する可能性が指摘されており、最大応答を定量的に評価する必要がある。また、実務設計で利用可能な簡易応答予測法の提案が望まれる。

そこで本研究では、せん断質点系解析モデルを用いて、免震建物の擁壁衝突時の応答特性を把握する。また、その知見を基に最大応答予測法の提案を行う。

2 2自由度系せん断型モデルによる分析

2.1 解析概要

本論文では、擁壁とその背後地盤を含めて擁壁部と呼ぶ。上部構造と擁壁部の線形2自由度モデルを図1に示す。簡単のため免震層は設けず、擁壁部剛性 k_w をパラメータとし、2質点に対し初速度 $V=100\text{cm/s}$ を与えて解析を行う。解析諸元は表1のような簡単な条件で基本的な応答特性を調べる。減衰は歪エネルギー比例型減衰を用い、擁壁部のダ

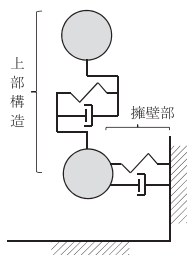


図1 2自由度系せん断型モデル

表1 解析諸元

設定対象	値
上部構造質量 m_1 (ton)	980
免震層上部基礎質量 m_0 (tonf/cm)	1960
上部構造剛性 k (tonf/cm)	10973
階高 h (cm)	300
免震層固定時1次固有周期 $T_1^{(1)}$ (s)	0.06
上部構造1次減衰定数 $h_1^{(1)}$ (%)	3.0
初速度 V (cm/s)	100

ッシュポットによる1次減衰定数は反発係数 e と、減衰定数 h_w の関係を表す式(1)により定める。本研究では $e=0.8$ とする。

$$h_w = -\ln e / \sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2} \quad (1)$$

2.2 応答理論解

2自由度系の第 m 層(擁壁部は第0層)の応答変位の理論解 x_m は、式(2)で表される。

$$\begin{cases} x_0 \\ x_1 \end{cases} = \sum_{k=1}^2 \begin{cases} u_0^{(k)} \\ u_1^{(k)} \end{cases} \frac{V\beta_k}{\omega_k'} e^{-h_k\omega_k t} \sin \omega_k' t \quad (2)$$

ここで、 n は次数、 $u_m^{(n)}$ は固有モード、 β_n は刺激係数、 ω_n' は減衰を考慮した固有円振動数、 h_w は減衰定数、 ω_n は固有円振動数である。また式(2)より第 m 層における1次モードと2次モードの振幅の和に対する n 次モードの振幅の割合 $Y_m^{(n)}(t)$ を式(3)で定義する。

$$Y_m^{(n)}(t) = \left| u_m^{(n)} \frac{V\beta_n}{\omega_n'} e^{-h_n\omega_n t} \right| \left/ \left| \sum_{k=1}^2 u_m^{(k)} \frac{V\beta_k}{\omega_k'} e^{-h_k\omega_k t} \right| \right. \quad (3)$$

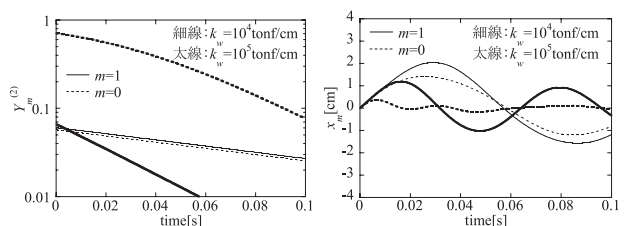


図2 応答変位と2次モード振幅の割合

2.3 解析結果

各層の応答変位 x_m 、2次モードの振幅の割合 $Y_m^{(2)}(t)$ を図3に示す。上部構造は k_w によらず $Y_1^{(2)}(t)$ が小さく1次モードが卓越するが、擁壁部は k_w の増大と共に $Y_0^{(2)}(t)$ が増大し、2次モードの影響が支配的となる。擁壁部剛性が增大すると、擁壁部の応答に影響する固有振動数が高くなり、1次固有振動数との差が大きくなるため、上部構造の応答はそれほど変化しなくなる。

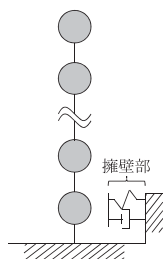


図3 多自由度系せん断型モデル

3 多自由度系せん断型モデルによる分析

3.1 解析モデル

多質点系せん断型モデルで Wilson- θ 法 ($\theta = 1.4$) による時刻歴応答解析を行う。

5,15,45階モデルを考える(表2)。質量は免震層直上以外が等しく、免震層直上はその2倍とする。上部構造の各層の剛性は、免震層固定時の1次固有周期 $T_f^{(1)}$ が $0.0002H$ (H [cm]は建物高さ) となるよう決定する。また、剛性分布は最上層と第1層(免震

層を第0層とする)で1:3の台形分布とする。免震層の剛性は1次固有周期と等しくなるよう設定する。建物は上部構造・免震層ともに線形とし、減衰は歪エネルギー比例型減衰とする。また、擁壁部は免震層変位がクリアランスを超えれば働く水平ばねとダッシュポットでモデル化し、減衰定数 h_w は式(1)に $e = 0.8$ を代入し定める。

3.2 入力波

パルス性地震動を単純化した式(4)で定義される正弦波パルスを入力波に用いる。図5に時刻歴波形を示す。ここで、 A_p はパルス加速度振幅、 V_p はパルス速度振幅、 D_p はパルス変位振幅である。

$$\ddot{y}_0(t) = \begin{cases} A_p \sin(2\pi t / T_p) & (t \leq T_p) \\ 0 & (t > T_p) \end{cases} \quad (4)$$

3.3 衝突力

衝突時に建物が擁壁部から受ける力を衝突力と呼ぶ。衝突力 F_w は式(5)で表される。

$$F_w = \begin{cases} k_w(x_0 - C) + c_w \dot{x}_0 & (x_0 > C) \\ 0 & (x_0 \leq C) \end{cases} \quad (5)$$

ただし、 x_0 、 k_w 、 c_w 、 C は順に免震層変位、擁壁部剛性、擁壁部減衰係数、クリアランスである。 k_w を変化させた時の衝突力の時刻歴波形を図6に示す。5, 15, 45階モデルともに k_w が小さい時は正弦波半波に似た形状であるが、 k_w の増大に従い、形状は崩れ、衝突が複数回生じるようになる。これは

表2 各モデルの解析諸元

設計対象	モデル			
	5階	15階	45階	
階高 [cm]	450	300	300	
クリアランス C[cm]	60	60	60	
1階の質量 [ton]	上部構造 m_u	384	716	833
	免震層直上 m_0	768	1433	1666
減衰定数 [%]	上部構造 h_u	3.0	3.0	3.0
	免震層 h_0	1.8	1.8	1.8
	擁壁部 h_w	7.1	7.1	7.1
1次固有周期 [s]	免震層固定 $T_f^{(1)}$	0.4499	0.8959	2.693
	免震 $T_f^{(0)}$	2.667	5.428	7.556

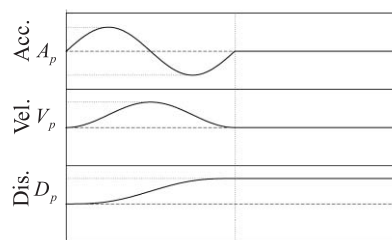


図4 正弦波パルス

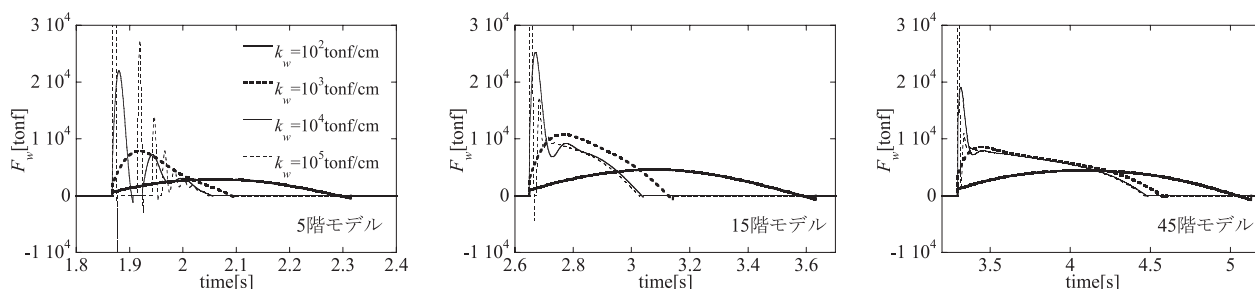


図5 建物が擁壁部から受ける力(衝突力)

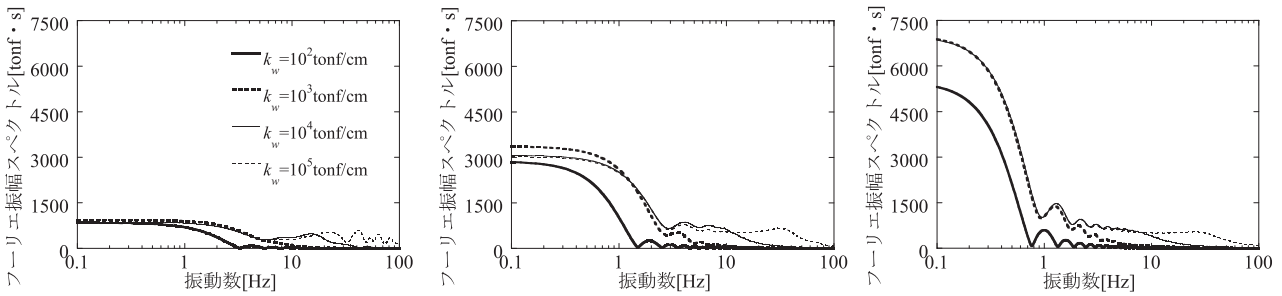


図6 衝突力のフーリエ振幅スペクトル

表3 擁壁部衝突中の1次固有周期 $T_c^{(1)}$

k_w [tonf/cm]	$T_c^{(1)}$ [s]		
	5階	15階	45階
0	2.667	5.428	7.556
100	1.033	2.189	4.260
1000	0.5258	1.089	2.905
10000	0.4569	0.9150	2.714
100000	0.4506	0.8978	2.695
免震層固定	0.4499	0.8959	2.693

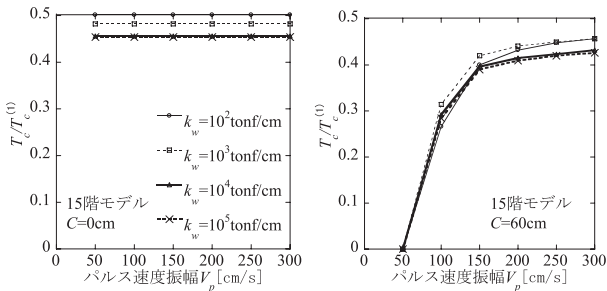


図7 V_p - $T_c/T_c^{(1)}$

図2のように k_w が大きい時は上部構造と免震層の各応答が卓越する固有振動数が大きく異なるためである。

図7に図6の衝突力のフーリエ振幅スペクトルを示す。擁壁部剛性が增大すると、高振動数が励起される。また、階数が増大すると、高振動数の励起が低振動数に比べ相対的に小さくなっており、階数が高いモデルの方が、高次の減衰が効いている。

3.4 衝突時間

複数回衝突時、衝突時間 T_c は最初の衝突から最後の衝突の終了までの時間とする。図8に衝突時間 T_c と擁壁衝突中の1次固有周期 $T_c^{(1)}$ の比 $T_c/T_c^{(1)}$ を示すが両者には高い相関があることがわかる。特殊なケースとしてクリアランスが0cmの場合を示すが擁壁部剛性に関わらず $T_c/T_c^{(1)}$ が0.5に近い。また、クリアランスが60cmの場合は入力を増大すると0.5に漸近する。擁壁衝突までに時間を要するため、0.5に達しない。

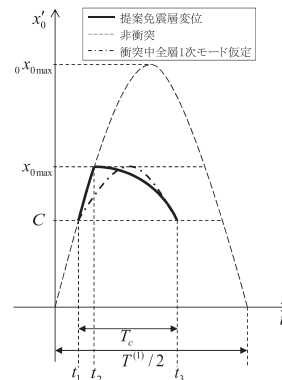


図8 提案免震層変位関係図

4 擁壁衝突時の最大応答評価手法

4.1 提案予測手法概要

図3のような多質点系せん断型モデルにおける最大応答予測法（以下、提案予測法）を提案する。提案予測法で、事前の解析により、必要な情報は、 αx_{0max} 、 x_{ib} 、 \dot{x}_{ib} 、 $T^{(1)}$ 、 $T_c^{(1)}$ 、 $u_i^{(1)}$ であり、順に、非衝突の応答解析による免震層最大変位、衝突直前変位、衝突直前速度、非衝突中の1次固有周期、衝突中の1次固有周期、衝突中の1次固有モードである。ここで、 x_{ib} 、 \dot{x}_{ib} は、非衝突の応答解析における最大応答のクリアランスを超える直前のものである。よって、提案予測法では、最大応答が発生するまでの衝突回数はできるだけ少ないことが望ましい。提案予測法とは、式(6)の等価な力 F'_w を擁壁衝突部に作用させる方法である。

$$F'_w = \begin{cases} k_w(x'_0 - C) & (x'_0 > C) \\ 0 & (x'_0 \leq C) \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 x'_0 は、図8に示す予測免震層応答変位である。 k_w 、 C は定数であり、 F'_w を求めるために、 x'_0 を求める。 x'_0 を次式で表す。

$$x'_0 = \alpha x_{0max} \sin(2\pi t / T^{(1)}) \quad (t_1 \leq t \leq t_2) \quad (7)$$

$$x'_0 = C + x_{0max} \cos(\pi(t - (t_2 - t_1)) / 2(T_c - (t_2 - t_1))) \quad (t_2 \leq t \leq t_3) \quad (8)$$

ここで、 t_j 、 x_{imax} は図8に示す時刻、衝突時の予測

最大応答変位である。まず、非衝突時の固有値解析、応答解析により $T^{(1)}$ 、 ${}_0x_{0\max}$ を求め、式 (7) が決定する。式 (8) については、未知数は $x_{0\max}$ 、 t_2 、 t_3 、 T_c であるが $x_{0\max}$ 、 T_c により、 t_2 、 t_3 は式 (9) (10) となる。

$$t_2 = (T^{(1)} / 2\pi) \arcsin(x_{0\max} / {}_0x_{0\max}) \quad (9)$$

$$t_3 = t_1 + T_c \quad (10)$$

よって、 $x_{0\max}$ 、 T_c を求める。図8に示すように衝突中に1次モード振動するとした時の免震層最大変位と衝突時間を $x_{0\max}$ 、 T_c に近似する。よって衝突直前と最大応答時の建物のエネルギーの釣合から、式 (11) となる。

$$E_k + E_s = E'_s + E_h \quad (11)$$

E_k 、 E_s は衝突直前の運動エネルギー、歪エネルギー、 E'_s 、 E_h は最大応答時の歪エネルギー、減衰消費エネルギーである (式 (12) ~ (16))。式 (11) に入力エネルギーの項が無いが、小さいものとして無視している。

$$E_k = \sum_{i=1}^N m_i \dot{x}_{ib}^2 / 2 \quad (12)$$

$$E_s = k_0 x_{0b}^2 / 2 + \sum_{i=1}^N k_i (x_{ib} - x_{(i-1)b})^2 / 2 \quad (13)$$

$$E'_s = (k_0 + k_w) x_{0\max}^2 / 2 + \sum_{i=1}^N k_i (x_{i\max} - x_{(i-1)\max})^2 / 2 \quad (14)$$

$$E_h = \pi (h_0 k_0 + h_w k_w) (x_{0\max} - x_{0b})^2 / 2 + \sum_{i=1}^N \pi h_i k_i ((x_{i\max} - x_{(i-1)\max}) - (x_{ib} - x_{(i-1)b}))^2 / 2 \quad (15)$$

また、1次モード振動するので、次式となる。

$$x_{i\max} = C + (x_{0\max} - x_{0b}) u_i^{(1)} / u_0^{(1)} \quad (16)$$

式 (11) ~ (16) を連立すれば $x_{0\max}$ の2次方程式となり $x_{0\max}$ が求まる。ここで、 $x_{0\max} > {}_0x_{0\max}$ なら $x_{0\max} = {}_0x_{0\max}$ とする。

次に、 T_c を求める。点a、bの概要を図9に示す。 ${}_0E_s$ 、 ${}_0E_h$ を点aがエネルギー基準の点bの歪エネルギー、減衰消費エネルギー、 A_i を $E_k + E_s$ の運動エネルギーをもつ建物の擁壁衝突時の最大変位とすれば式 (17) ~ (19) となる。

$$E_k + E_s = {}_0E_s + {}_0E_h \quad (17)$$

$${}_0E_s \equiv (k_0 + k_w) A_0^2 / 2 + \sum_{i=1}^N k_i (A_i - A_{i-1})^2 / 2 \quad (18)$$

$${}_0E_h = \pi (h_0 k_0 + h_w k_w) A_0^2 / 2 + \sum_{i=1}^N \pi h_i k_i (A_i - A_{i-1})^2 / 2 \quad (19)$$

1次モード振動なので次式となる。

$$A_i = A_0 u_i^{(1)} / u_0^{(1)} \quad (20)$$

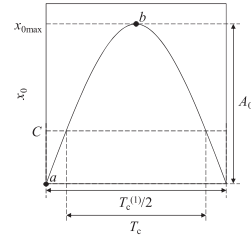


図9 衝突時間関係図

式 (17) ~ (20) を連立すれば A_0 の2次方程式となり A_0 が求まり、図9より式 (21) となるので、 T_c が求まる。

$$T_c = T_c^{(1)} / 2 - (T_c^{(1)} / \pi) \arcsin(A_0 - (x_{0\max} - C)) / A_0 \quad (21)$$

よって $x_{0\max}$ 、 T_c が求まり、 F'_w が求められる。

4.2 予測結果

提案予測法の精度を検証するため、3章で用いた3つの建物モデルを使用する。ただし、表2と異なり、免震層の減衰定数は0.1とする。入力波は、新潟県中越沖地震の刈羽での記録(刈羽波)とした。

F'_w を図10に示す。 F'_w として示すことで、応答解析せずとも、 k_w が変化した時の建物応答への影

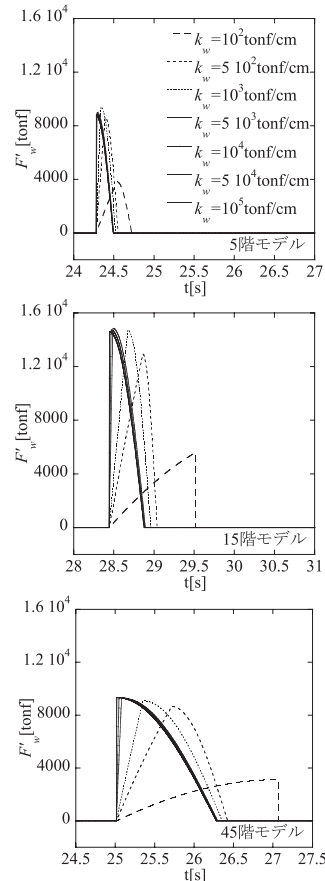


図10 提案波 ($V_p = 200$ [cm]、 $T_p = 2.0$ [s])

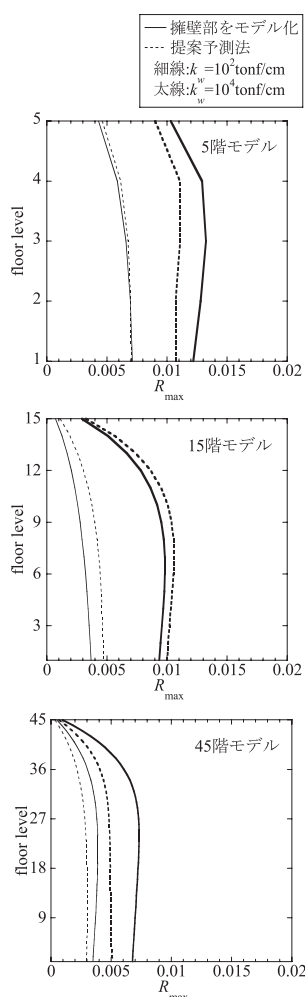


図11 最大応答変形角

響の理解促進が期待できる。ここでは、擁壁部剛性が5000 [tonf/cm] 以上のものを同じラインタイプで示しているが、 F'_w が殆ど変化しないことから、応答も殆ど変化しないことが予測できる。

提案予測法による時刻歴応答解析と、免震層の減衰定数を除き3章と同様の方法で行った場合の結果を比較し、精度を検証する。最大応答となる衝突までに、5階モデルでは1度の衝突、15階モデルでは2度の衝突があり、45階モデルでは衝突は無かった。図11に最大層間変形角 R_{max} を示す。5階、15階モデルについては k_w に関わらず、20%程度の誤差に収まっている。

15階モデルでは小さめの評価となったが、45階モデルでは、 k_w に関わらず40%程度大きめの評価となっている。刈羽波以外の入力波についても検証したが、最大層間変形角について、大きめの評価に関しては40%程度、小さめの評価に関しては、20%程度の誤差で評価可能であった。擁壁部剛性

が大きい場合、3章の時刻歴応答解析では時間刻みを細かくする必要があるが、提案予測法は擁壁部からの入力単純であるため、時間刻みによる誤差は小さい。

5 まとめ

本研究ではパルス性地震動下における免震建物の擁壁衝突時の簡易最大応答予測法の提案を目的としたものである。せん断質点系モデルを用いた解析で得られた知見を基に、擁壁衝突部に、等価な衝突力を建物モデルに作用させる方法を提案した。

以下に得られた知見を示す。

- (1) 擁壁部剛性が大きい時、上部構造と免震層の各応答で卓越する固有振動数が異なるため、免震建物が擁壁に1度衝突し、すぐに再衝突する場合がある。その結果、建物が擁壁部から受ける力の時刻歴波形は擁壁部剛性により大きく変化する。
- (2) 擁壁への衝突時間 T_c （複数回衝突する時は最初の衝突から最後の衝突が終るまでの間）は、擁壁衝突中の1次固有周期 $T_c^{(1)}$ の約0.5倍となり、 T_c に対して、上部構造の応答が卓越している1次モードの影響が顕著であるといえる。
- (3) 提案予測法により、上部構造の最大応答変形を概ね再現できる。擁壁部剛性を増大させた時の提案波は単純明快であり、擁壁部剛性が変化した時の影響についての理解促進が期待できる。また、提案予測法を用いた時刻歴応答解析では時間刻みを大きくしても誤差が大きくなりにくい。

謝辞

本研究は日本免震構造協会「免震構造・制振構造に関わる研究助成」の補助を受けました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 林康裕, 森井雄史, 川辺秀憲: 予測地震動に対する建物応答と設計用地震荷重, 日本建築学会近畿支部耐震構造部会主催シンポジウム「上町断層帯による想定地震動に対する建物の耐震設計を考える」, pp.25-34, 2009.1
- 2) 産業技術総合研究所活断層研究センター: 大阪湾周辺の地震動地図地震動予測研究報告 暫定版, 2005
- 3) 川辺秀憲, 釜江克宏: 上町断層帯の地震を想定した強振動予測, 日本建築学会近畿支部耐震構造部会主催シンポジウム「上町断層帯による想定地震動に対する建物の耐震設計を考える」, pp.17-24, 2009.1