

論文 衝突回避のための建物の連結に関する研究

高橋 愛<sup>\*1</sup>・中埜 良昭<sup>\*2</sup>・真田 靖士<sup>\*3</sup>

要旨:地震時に近接建物間で生じる衝突を回避するため,建物同士を連結する手法について,連結による応答低減効果,および,連結部に要求される耐力に着目し,解析的に検討を行なった。質量が大きく固有周期が短い建物に,質量が小さく固有周期が長い建物を連結すると,両建物の応答を低減できることを示した。また,連結した建物の弾性解析および弾塑性解析を行なった結果,連結部にある程度の剛性を確保することにより連結部の必要耐力が低減でき,設計上合理的であること,さらに,連結部を剛体とみなし必要耐力を簡便に評価できることがわかった。

キーワード:連結,衝突,必要耐力,地震応答解析

1. はじめに

過去の地震における被害要因の一つとして,隣接建物間の衝突が報告されている。その解決策として,しばしば近接建物同士を連結する手法が用いられるが,連結部の具体的な設計方法は存在しないのが実状である。そこで,本論文では,建物同士を連結することが建物の応答に与える影響およびその連結部に要求される耐力の評価に関する検討を行なった。

2. 単層連結建物の応答低減効果

応答性状の異なる建物同士を連結することによる応答の軽減効果について,連結された建物の弾性地震応答解析を行い,独立振動時の応答との比較を行なった。

2.1. 解析諸元

解析モデルとして,図 1 に示す剛性  $k_s$  のばねで連結された二つの一質点せん断系モデルを用いた。減衰はレーリー型減衰とし 1 次と 2 次の減衰定数は 5% とした。入力地震動は El Centro 1940NS の 0~25 秒とし,最大速度を 50kine に基準化して用いた。数値積分法として Newmark- 法( $\gamma=1/6$ )を用い,積分時間刻みを 0.0002 秒とした。建物 A・B の固有周期は低層建

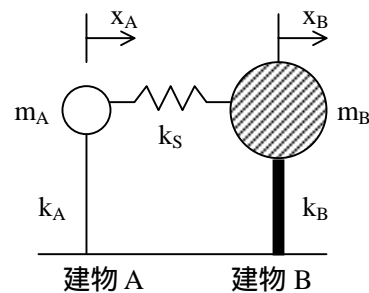


図 1 解析建物モデル

物を想定し,  $T_A=0.46$  秒と  $T_B=0.40$  秒(固有周期比  $T_A/T_B=1.15$ ), および  $T_A=0.80$  秒と  $T_B=0.40$  秒( $T_A/T_B=2.0$ )を設定した。

2.2. 運動方程式

連結された建物の運動方程式は式(1)で与えられる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0 \quad (1)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_A & 0 \\ 0 & m_B \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} k_A + k_s & -k_s \\ -k_s & k_B + k_s \end{bmatrix}$$

$$[C] = a_0[M] + a_1[K]$$

$$\begin{cases} a_0 = 2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \\ a_1 = 2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \end{cases}$$

$m_A, m_B$ : 建物 A・B の質量

$k_A, k_B$ : 建物 A・B の剛性  $k_s$ : 連結部の剛性

$\omega_1, \omega_2$ : 1 次, 2 次固有円振動数

$h_1, h_2$ : 1 次, 2 次減衰定数

\*1 東京大学大学院工学系研究科 (正会員)

\*2 東京大学生産技術研究所助教授 工博 (正会員)

\*3 東京大学生産技術研究所助手 博士(工学) (正会員)

### 2.3. 解析結果

連結部の剛性を十分に剛であるとし(建物 A の剛性の 100 倍), 建物 A・B の質量比  $m_B/m_A$  を  $1/16, 1/8, 1/4, 1/2, 1, 2, 4, 8, 16$  と設定したときの, 独立振動時と建物 A・B を連結したときの応答の比を図 2 に示す。

図 2 より, 建物 A・B の質量比  $m_B/m_A$  が小さい場合には, 建物 A の応答の低減は小さく, 建物 B の応答を増大させること, ならびに建物 A・B の質量比  $m_B/m_A$  が大きい場合には, 建物 A の応答は大きく低減され, 建物 B の応答は独立振動時とほぼ同程度になることがわかる。つまり, このことは短周期領域での変位応答スペクトルの一般的な傾向により次のように説明できる。本稿で対象とする固有周期比が一定の 2 つの建物では, 連結後の固有周期は建物 A・B の質量比  $m_B/m_A$  に大きく依存し,  $m_B/m_A$  が小のとき連結後の固有周期は長く,  $m_B/m_A$  が大のとき連結後の固有周期は短い。短周期領域での変位応答スペクトルは周期が長くなるにつれて増大するため,  $m_B/m_A$  が小のとき応答変位が大きくなり,  $m_B/m_A$  が大のとき応答変位が小さくなる。なお, 厳密には固有周期比にも依存するが, 二つの建物の固有周期の大小関係が逆転しない限り, 一般的な傾向に変化はない。

従って, 本稿の解析ケースでは,  $m_B/m_A$  が小さい建物 A・B を連結する場合には建物 A の剛性を何らかの補強により高める必要があり, 一方,  $m_B/m_A$  が大きい場合には連結のみで十分な応答低減効果があると言える。

そこで, 以下では固有周期が長く質量が小さい建物 A と, 固有周期が短く質量が大きい建物 B を連結する場合を対象に, 連結部に要求される耐力に関する検討を行なう。

### 3. 連結部を剛体と仮定した場合の必要耐力の評価方法

はじめに, 建物 A・B の連結部の剛性を無限大と仮定し, 静的な力の釣り合いにより, 連結部に要求される耐力を評価する。

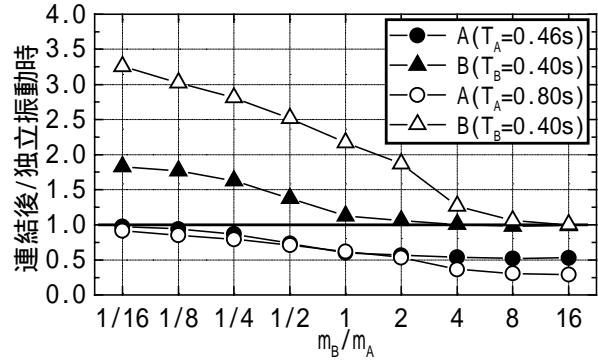


図 2 連結による応答低減効果

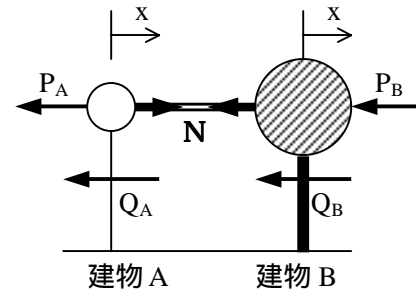


図 3 力のつりあい

ある外力により建物 A・B に変形が生じたとき, 建物 A・B に生じる力の釣り合い(ただし減衰は無視する)は図 3 のように表され, 式(2)で示すことができる。

$$\begin{cases} P_A + Q_A - N = 0 \\ P_B + Q_B + N = 0 \end{cases} \quad (2)$$

$P_A, P_B$ : 建物 A・B の慣性力

$Q_A, Q_B$ : 建物 A・B の復元力

$N$ : 連結部の軸力

以下に, 建物 A・B が弾性挙動する場合と弾塑性挙動する場合に分け, 連結部に要求される最大軸力の評価方法について議論する。

#### 3.1. 建物が弾性挙動する場合

連結部の剛性が無限大であることから, 建物 A・B の弾性応答変位を等しく  $x$  とすると, 式(2)は式(3)のように書くことができる。

$$\begin{cases} P_A + k_A \cdot x - N = 0 \\ P_B + k_B \cdot x + N = 0 \end{cases} \quad (3)$$

$k_A, k_B$ : 建物 A・B の剛性

また, 建物 A・B に生じる加速度を等しく  $a$  とすると, 慣性力は式(4)で表される。

$$P_A = m_A \cdot a, \quad P_B = m_B \cdot a \quad (4)$$

$m_A, m_B$ : 建物 A・B の質量

従って、連結部の必要耐力は式(5)より得られる。

$$|N_e| = \left| \frac{m_A \cdot k_B - m_B \cdot k_A}{k_A + k_B} \cdot a \right| \quad (5)$$

$N_e$ : 建物 A・B が弾性挙動する場合の連結部の最大軸力

### 3.2. 建物が弾塑性挙動する場合

建物 A・B の降伏変形が等しく、ともに降伏するとき連結部に最大軸力が生じると仮定すると、式(2)は式(6)のように書くことができる。

$$\begin{cases} P_A + Q_{yA} - N = 0 \\ P_B + Q_{yB} + N = 0 \end{cases} \quad (6)$$

$Q_{yA}, Q_{yB}$ : 建物 A・B の降伏耐力

従って、連結部の必要耐力は式(7)で得られる。

$$|N_{ie}| = \left| \frac{m_B \cdot Q_{yA} - m_A \cdot Q_{yB}}{m_A + m_B} \right| \quad (7)$$

$N_{ie}$ : 建物が弾塑性挙動する場合の連結部の最大軸力

以下、式(5)、(7)による評価の妥当性を連結部の剛性が有限である場合の解析を用いて検証する。

## 4. 連結部の剛性を有限とした単層連結建物の解析による検証

### 4.1. モーダルアナリシス（弾性解析）

ここでは、連結部の剛性を有限とした場合に、連結部に要求される耐力をモーダルアナリシスにより求め、式(5)による連結部の必要耐力と比較する。なお、解析モデルは 2.1 節と同様にし、建物 A・B の固有周期比は  $T_A/T_B=1.15$  と  $T_A/T_B=2.0$  を仮定した。建物 A・B の質量比は  $m_B/m_A=16, 4, 1$ 、連結部の剛性  $k_S$  は建物 A の剛性  $k_A$  の倍 ( $=0.01, 0.1, 1, 10, 100$ ) と設定した。

#### (1) CQC 法による最大耐力の評価

単層連結建物の非減衰自由振動の運動方程式を式(8)に示す。

$$\begin{bmatrix} m_A & 0 \\ 0 & m_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_A \\ \ddot{x}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_A + k_S & -k_S \\ -k_S & k_B + k_S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_A \\ x_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

式(8)の固有円振動数を  $\omega_i^2$ 、および固有モードベクトルを  $\{u_i\} = \{X_{Ai} \ X_{Bi}\}^T$  ( $i=1, 2$ ) とおく。図 4 に連結建物の固有モード、図 5 に連結建物

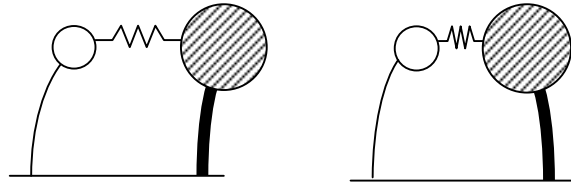
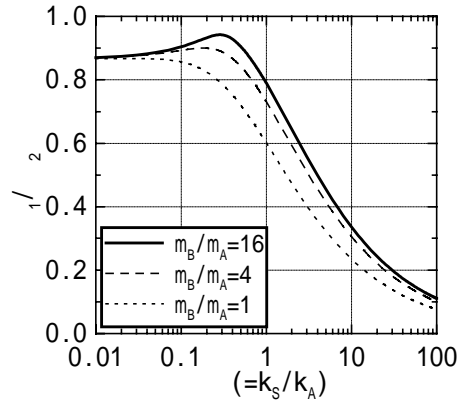
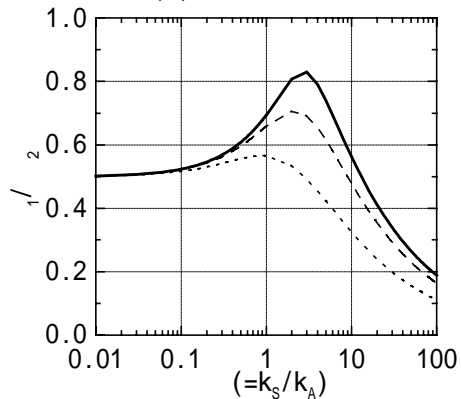


図 4 連結建物の固有モード



(a)  $T_A/T_B=1.15$



(b)  $T_A/T_B=2.0$

図 - 5 固有円振動数比

の固有円振動数比を示す。図 4 に示すように、1 次モードは建物 A・B が同方向に振動するモード、2 次モードは建物 A・B が逆方向に振動するモードである。図 5 より、連結部の剛性によっては 1 次モードと 2 次モードの固有円振動数が近接することがわかる。

ここで、応答スペクトルとして加速度一定型を仮定すると、1 次および 2 次の擬似変位応答スペクトルは式(9)で表される。

$$S_{Di} = \frac{S_A}{\omega_i^2} \quad (9)$$

従って、連結部の軸力の 1 次および 2 次モード成分は式(10)で得られる。

$$N_i = k_S \cdot \beta_i \cdot (X_{Ai} - X_{Bi}) \cdot S_{Di} \quad (10)$$

$i$ :  $i$  次モード刺激係数

連結部の軸力は図 5 に示したように、1 次モードと 2 次モードの固有円振動数が近接する場合があるため、CQC 法<sup>1)</sup>を用いて連結部の軸力を算定する。

$$N_{max} = \sqrt{N_{1max}^2 + N_{2max}^2 + 2\rho_{12}N_{1max}N_{2max}} \quad (11)$$

ここで、 $\rho_{12}$  はモード相関係数<sup>1)</sup>である。

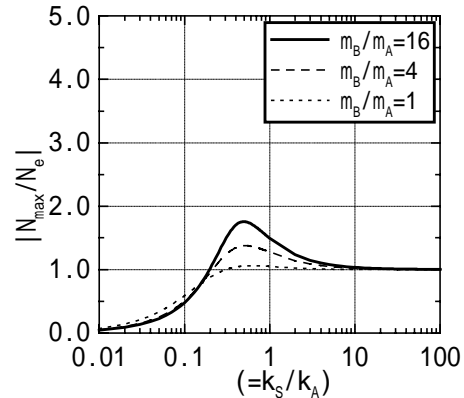
## (2) 解析結果

図 6 に、連結部の剛性を有限とした時と無限大とした場合の軸力の比 $|N_{max}/N_e|$ を示す。図

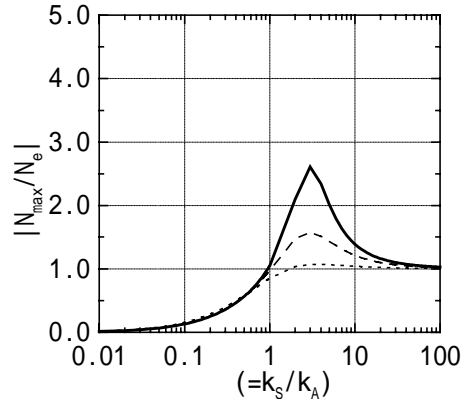
6 (a)より、建物 A の剛性に対する連結部の剛性の倍率  $k_s/k_A$  が非常に小さい(独立振動に近い)場合には $|N_{max}/N_e|$ は小さく、連結部の剛性が大きくなるに従って $|N_{max}/N_e|$ は大きくなり  $k_s/k_A = 0.5$  付近で極大となる。さらに  $k_s/k_A$  が大きくなるに従って $|N_{max}/N_e|$ は低下して  $k_s/k_A$  が 10 程度以上で 1.0 に収束することがわかる。図 6 (b)についても同様に、連結部の剛性が大きくなるに従って $|N_{max}/N_e|$ は大きくなり  $k_s/k_A = 3.0$  付近で極大となり、

$k_s/k_A$  が 20 程度以上で 1.0 に収束した。以上の結果は  $k_s/k_A = 0.5$  ( $T_A/T_B=1.15$ ),  $3.0$  ( $T_A/T_B=2.0$ ) 程度の剛性で連結するより、連結部に作用する軸力が小さくなること、式(5)により連結部に作用する軸力を評価できることを示している。

図 7 に連結部の軸力と建物 A の応答層せん断力の比 $|N_{max}/Q_{Amax}|$ を示す。本稿の解析ケースにおいて、連結部の剛性が十分に大きい場合には、質量比  $m_B/m_A = 16$ 、固有周期比  $T_A/T_B=1.15$  のとき、連結部に建物 A の応答層せん断力の 0.3 倍程度、質量比  $m_B/m_A = 4$ 、固有周期比  $T_A/T_B=2.0$  のとき、2.8 倍程度の軸力が作用する結果となった。なお、建物の 100 倍の軸剛性を持つ連結部の実現可能性について簡単な検討を行なった。建物の質量 980kN、固有周期 0.16s、建物間隔  $l$  を 100mm、ヤング係数  $E_c=21\text{GPa}$  (コンクリート)、 $E_s=210\text{GPa}$  (鉄骨)と仮定する。建物の水平剛性と連結部の軸剛性  $E_s A_s / l$  (コンクリート)、 $E_s A_s / l$  (鉄骨)から断面積  $A_s$  を算定すると、コンクリートの場合  $A_s=7343\text{cm}^2$ 、鉄骨

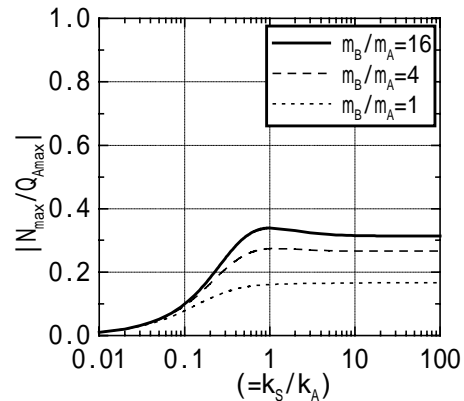


(a)  $T_A/T_B=1.15$

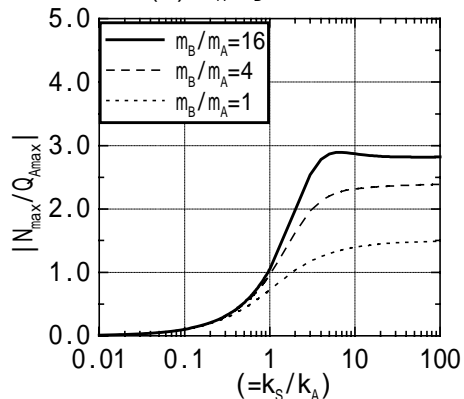


(b)  $T_A/T_B=2.0$

図 - 6 連結部の必要耐力  
(剛性が有限 / 無限大)



(a)  $T_A/T_B=1.15$



(b)  $T_A/T_B=2.0$

図 - 7 連結部の必要耐力  
(連結部の軸力 / 建物 A の層せん断力)

の場合  $A_s=734\text{cm}^2$  で、十分実現可能な範囲であり、複数箇所て連結すればさらに現実的であることがわかる。

以上より、弾性応答の場合、連結部の剛性を十分に大きく確保すれば、連結部の必要耐力を式(5)により概ね評価できることが確認された。

#### 4.2. 弾塑性応答解析

ここでは、連結部の剛性を有限とした場合に、連結部に要求される耐力を弾塑性応答解析により求め、式(7)による算定値と比較する。

##### (1) 解析諸元

- 1) 建物 A・B(図 1)の高さは同一とし、復元力特性は Takeda モデル<sup>2)</sup>を用い、スケルトンカーブは図 - 8 によるものとする。建物 A・B の降伏変形は等しいものとする。
- 2) 建物 A・B の降伏変位は耐力に関わらず同一であると仮定しているため、建物 A・B の固有周期比はベースシア係数比  $Cb_B/Cb_A$  により式(12)で表わすことができる。

$$T_A / T_B = \sqrt{Cb_B / Cb_A} \quad (12)$$

$T_A, T_B$ : 建物 A・B の固有周期

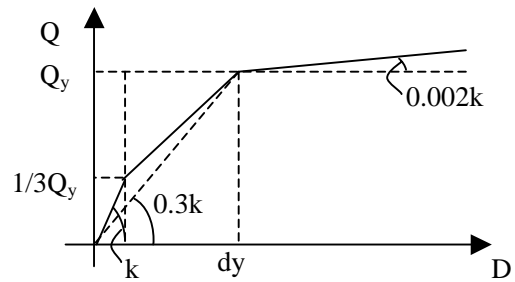
$Cb_A, Cb_B$ : 建物 A・B のベースシア係数

以下では、

$$Cb_B / Cb_A \geq 1 \quad (T_A / T_B \geq 1)$$

とする。すなわち固有周期の長い建物 A より固有周期の短い建物 B のベースシア係数が大きいと仮定する。なお、本解析では、建物 A・B の固有周期は 0.46 秒および 0.4 秒と、0.80 秒および 0.4 秒としたので(2.1. 節)、ベースシア係数比  $Cb_B/Cb_A$  は 0.75 と 0.25 となる。

- 3) 建物 B の独立振動時の最大塑性率がある特定の値(許容塑性率  $\mu_{B^*}$ )になるようにベースシア係数を設定する。
- 4) 連結部は弾性挙動するものとし、剛性  $k_s$  は前節の弾性応答解析と同様に建物 A の剛性  $k_A$  の 倍とする。
- 5) 入力地震動は El Centro 1940NS の 0~25 秒とし、最大速度を 50kine に基準化して用いた。数値積分法は Newmark- 法(  $\gamma=1/6$ )を



$Q_y$ : 降伏耐力,  $k$ : 弾性剛性,  $dy$ : 降伏変位  
図 8 復元力特性

用い、積分時間刻みを 0.0002 秒とした。

##### (2) 解析結果

建物 A と B の質量比は  $m_B/m_A=16, 4, 1$ 、連結部の剛性  $k_s$  は建物 A の剛性  $k_A$  の 倍(  $=0.01, 0.1, 1, 10, 100$ )、建物 B の許容塑性率  $\mu_{B^*}$  は 2.0 として地震応答解析を行った。

図 - 9 (a), (b)に、固有周期比  $T_A/T_B$  が 1.15 と 2.0 の場合について、式(7)より得られる連結部の剛性が無限大のときの必要耐力と、弾塑性応答解析から得られた連結部の剛性が有限のときの最大軸力の比  $|N_{max}/N_{ic}|$  を示す。図 - 9 (a), (b)より建物 A の剛性に対する連結部の剛性の倍率が非常に小さい場合には、 $|N_{max}/N_{ic}|$  は小さくなるのがわかる。また、倍率が大きくなるに従って  $|N_{max}/N_{ic}|$  は大きくなり、 $T_A/T_B=1.15$  の場合は  $\approx 0.3$  付近、 $T_A/T_B=2.0$  の場合は  $\approx 1.0$  付近で極大となる。さらに倍率が大きくなるに従って最大軸力の比  $|N_{max}/N_{ic}|$  は低下して、1.0 に収束していることがわかる。

図 10 (a), (b)に連結部に要求される耐力を建物 A の降伏耐力と比較して示す。図 10 (a), (b)より、本稿の解析ケースでは、連結部の剛性が十分大きい場合には、質量比  $m_B/m_A = 16$ 、固有周期比  $T_A/T_B=1.15$  の場合は建物 A の降伏耐力の 0.3 倍程度、 $T_A/T_B=2.0$  の場合は 3.0 倍程度の軸力が連結部に作用し、4.1 節で得られた  $|N_{max}/Q_{Amax}|$  の値とほぼ等しい値を示す結果となった。この連結部に作用する軸力(連結部の必要耐力)レベルは、質量比と固有周期比により建物の耐力との関係も定量的に評価することが可能であるが、これについては稿を改めて報告

する。さらに、連結部の剛性を十分確保することにより、固有周期比  $T_A/T_B$  が 1.15 の場合と 2.0 の場合、それぞれ  $\alpha=0.5, 1.0$  程度の剛性で連結するよりも、連結部に作用する軸力が大幅に小さくなることが分かった。

以上より、弾塑性応答する建物の場合でも、弾性解析と同様の傾向が得られ、連結部の剛性を十分大きく確保すれば、連結部の必要耐力を式(7)により概ね評価できることが確認された。さらに、連結部の剛性を大きくすることは、必要耐力の低減につながる事が明らかになった。

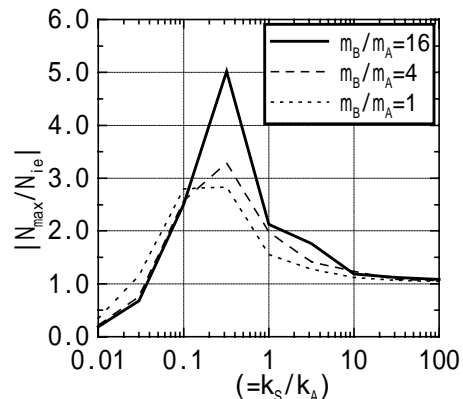
## 5. まとめ

隣接建物同士を連結する手法に関して、連結が建物に与える影響および連結部に要求される耐力について検討した。その結果、本稿の解析ケースにおいては、以下のことがわかった。

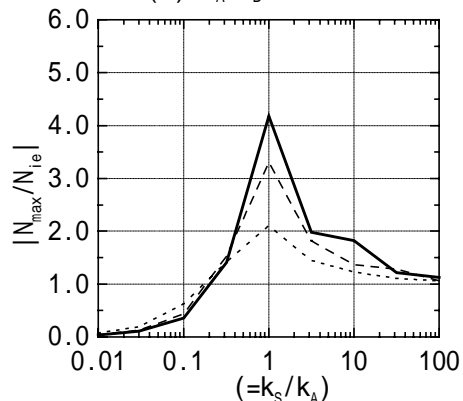
- 1)固有周期が短く質量が小さい建物と、固有周期が長く質量が大きい建物を連結する場合、質量が小さい建物の応答を増大させるが、固有周期が短く質量が大きい建物と、固有周期が長く質量が小さい建物を連結する場合、応答軽減効果がある。
- 2)建物を連結する際、連結部の剛性を十分確保すれば、連結部を剛体と仮定し静的な力の釣り合いから必要耐力の評価が概ね可能である。
- 3)連結部の剛性を十分確保することにより、連結部の必要耐力を低減することができる。

### 参考文献

- 1) E.L.Wilson, A. Der Kiureghian and E.P.Bayo : Short Communication a Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.9. pp. 187-192, 1981
- 2) Takeda, T., Sozen, M. P. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of ASCE, pp. 2557-2573, 1970.12

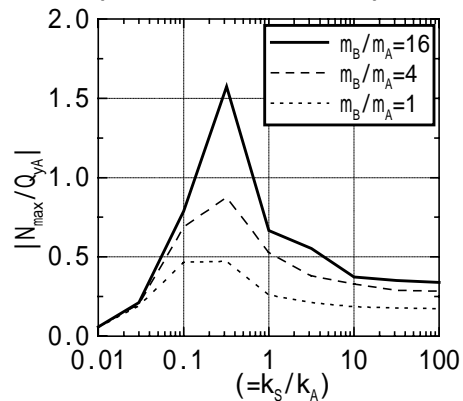


(a)  $T_A/T_B=1.15$

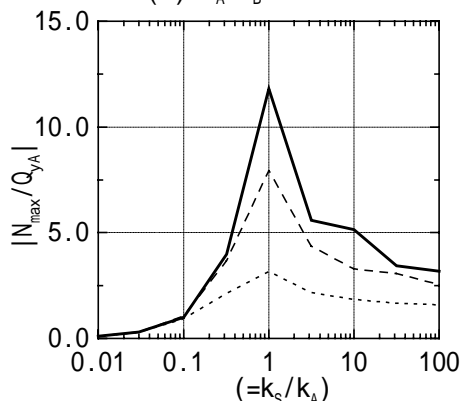


(b)  $T_A/T_B=2.0$

図 9 連結部の必要耐力  
(剛性が有限/無限大)



(a)  $T_A/T_B=1.15$



(b)  $T_A/T_B=2.0$

図 10 連結部の必要耐力 ( $T_A/T_B=2.0$ )  
(連結部の軸力/建物 A の降伏耐力)