

一体化された建物の連結部の必要耐力の評価方法に関する研究

高橋愛 (東京大学大学院工学系研究科修士課程, ait@iis.u-tokyo.ac.jp)

中埜良昭 (東京大学生産技術研究所, iisnak@iis.u-tokyo.ac.jp)

真田靖士 (東京大学生産技術研究所, sanada@iis.u-tokyo.ac.jp)

1. はじめに

本論文では、近接建物間の衝突回避のため、建物同士を連結する手法に着目し、連結された2つの建物の連結部に要求される耐力の評価方法に関する検討を行なった。

2. 連結部の必要耐力の評価方法

Fig.1 に示す解析モデルを仮定し、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検討を行なった。本稿では連結部が剛体であると仮定して必要耐力を算定し、これと連結部の剛性が有限の場合の必要耐力と比較して、連結部の剛性がどの程度であれば、必要耐力の評価が可能であるかを示す。

まず、建物 A・B の連結部を剛体と仮定し、静的な力の釣り合い(Fig.2)から、建物が弾性挙動する場合と弾塑性挙動する場合に分けて連結部の軸力を評価した。弾性挙動する場合の必要耐力は式(1)で、弾塑性挙動する場合は式(2)で表される。

$$|N_e| = \left| \frac{m_A \cdot k_B - m_B \cdot k_A}{k_A + k_B} \cdot a \right| \quad (1)$$

m_A, m_B : 建物 A・B の質量 k_A, k_B : 建物 A・B の剛性

a : 加速度

N_e : 建物が弾性挙動する場合の連結部の最大軸力

$$|N_{ie}| = \left| \frac{m_B \cdot Q_{yA} - m_A \cdot Q_{yB}}{m_A + m_B} \right| \quad (2)$$

Q_{yA}, Q_{yB} : 建物 A・B の降伏耐力

N_{ie} : 建物が弾塑性挙動する場合の連結部の最大軸力

3. 応答解析による検証

式(1),(2)の必要耐力の評価の妥当性を、連結部の剛性を有限と仮定して、弾性応答解析と弾塑性応答解析の結果と比較することにより検証した。弾性応答解析では CQC 法^[1]を用い連結部に生じる最大軸力を算定した。Fig.3 に式(1)で評価される必要耐力との比、Fig.4 に建物 A の応答層せん断力との比を示す。Fig3, 4 より連結部の剛性を 10 倍程度以上確保すれば、式(1)により連結部の必要耐力を概ね評価できることが確認され、連結部に作用する軸力が小さくなった。弾塑性応答解析では地震応答解析を行い連結部に生じる最大軸力を算定した。Fig.5 に式(2)で評価される必要耐力との比、Fig.6 に建物 A の降伏耐力との比を示す。弾塑性応答解析においても、Fig.5, Fig.6 より連結部の剛性を 10 倍程度以上確保すると、式(3)により連結部の必要耐力を概ね評価でき、必要耐力の低減につながった。

参考文献[1] E.L.Wilson, A. Der Kiureghian and E.P.Bayo: A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.9. pp. 187-192, 1981

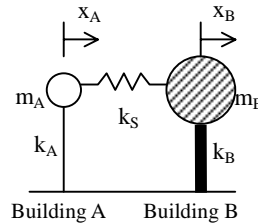


Fig.1 Analytical model of adjacent buildings

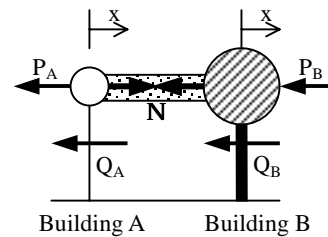


Fig.2 Equilibrium of inertia and restoring forces

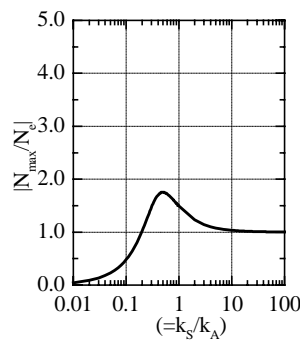


Fig.3 Strength demand (finite / infinite stiffness)

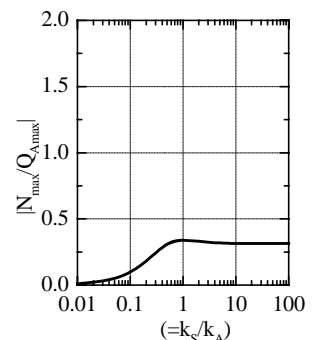


Fig.4 Strength demand / story shear force of A

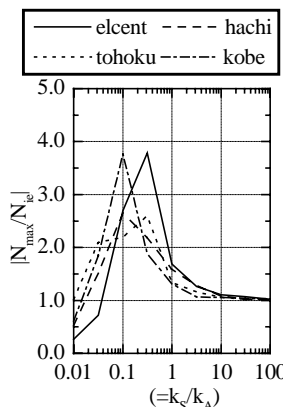


Fig.5 Strength demand (finite / infinite stiffness)

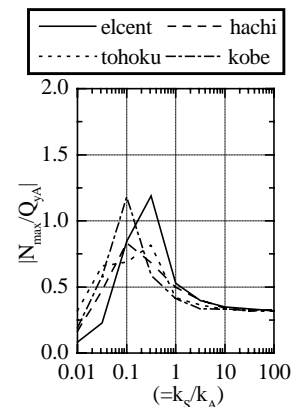


Fig.6 Strength demand / strength at yield point A

一体化された建物の連結部の必要耐力に関する研究 SEISMIC BEHAVIORS OF ADJACENT BUILDINGS DURING EARTHQUAKE

高橋愛¹，中埜良昭²，真田靖士³

¹ 東京大学大学院工学系研究科修士課程

Ai Takahashi, Graduate student, Graduate School of Engineering, The Univ. of Tokyo, ait@iis.u-tokyo.ac.jp

² 東京大学生産技術研究所，助教授 工博

Yoshiaki Nakano, Associate Professor, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr.Eng, iisnak@iis.u-tokyo.ac.jp

³ 東京大学生産技術研究所，助手 博士（工）

Yasushi Sanada, Research Associate, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr.Eng, sanada@iis.u-tokyo.ac.jp

SUMMARY

The response of adjacent buildings which are connected each other is analytically investigated and the strength demand of joint element is discussed. The result shows that it can be estimated from the equilibrium of the system in which the joint element is assumed as rigid when its stiffness is sufficiently large.

キーワード: 補強, 衝突, 地震応答解析

Key words: Reinforcing, Pounding, Seismic response analysis

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，隣接した2つの建物が一体化された時，その連結部に要求される耐力の評価方法に関する検討を行なった。

2 連結部を剛体と仮定した場合の必要耐力の評価方法

本稿では連結部が剛体であると仮定して必要耐力を算定し，これと連結部の剛性が有限の場合の必要耐力と比較して，連結部の剛性がどの程度であれば，必要耐力の評価が可能であるかを示す。

Fig.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解析モデルとして用いた。文献1)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 を連結する場合に，特に後者の耐震性能を改善できることを報告した。本稿では同様の建物を対象に，その連結部の必要耐力に関する検討を行なった。

まず，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

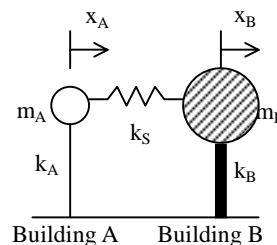


Fig.1 Analytical model of adjacent buildings

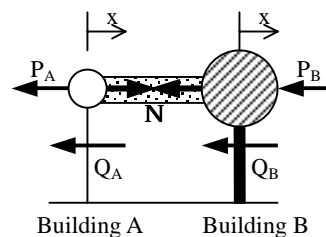


Fig.2 Equilibrium of inertia and restoring forces

する。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 Fig.2 のように表され，式(1)で示すことができる。

$$\begin{cases} P_A + Q_A - N = 0 \\ P_B + Q_B + N = 0 \end{cases} \quad (1)$$

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

以下で、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。

2.1 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(1)は式(2)のように書くことができる。

$$\begin{cases} P_A + k_A \cdot x - N = 0 \\ P_B + k_B \cdot x + N = 0 \end{cases} \quad (2)$$

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(3)で表される。

$$P_A = m_A \cdot a, \quad P_B = m_B \cdot a \quad (3)$$

m_A, m_B : 建物 A・B の質量

従って、連結部の必要耐力は式(4)より得られる。

$$|N_e| = \left| \frac{m_A \cdot k_B - m_B \cdot k_A}{k_A + k_B} \cdot a \right| \quad (4)$$

N_e : 建物が弾性挙動する場合の連結部の最大軸力

2.2 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(1)は式(5)のように書くことができる。

$$\begin{cases} P_A + Q_{yA} - N = 0 \\ P_B + Q_{yB} + N = 0 \end{cases} \quad (5)$$

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(6)で得られる。

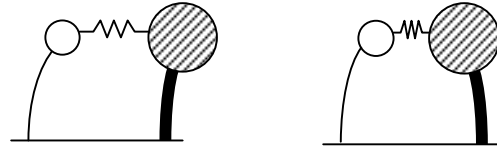
$$|N_{ie}| = \left| \frac{m_B \cdot Q_{yA} - m_A \cdot Q_{yB}}{m_A + m_B} \right| \quad (6)$$

N_{ie} : 建物が弾塑性挙動する場合の連結部の最大軸力

3. 連結部の剛性を有限とした場合の単層連結建物の解析による検証

ここでは、連結部の剛性を有限と仮定し、連結部に生じる最大軸力を弾性応答解析および弾塑性応答解析により求め、連結部を剛体と仮定した場合の式(4)、式(6)による必要耐力の評価について妥当性を検証する。

連結部の剛性を有限とした場合の連結部に生じる最大



1th mode

2th mode

Fig.3 normal mode of analytical model

軸力は式(7)より算定される。

$$N_{max} = k_S \cdot (x_A - x_B)_{max} \quad (7)$$

$(x_A - x_B)_{max}$: 建物 A・B の最大相対変位

k_S : 連結部の剛性 N_{max} : 連結部の最大軸力

3.1 応答スペクトルによるモーダルアナリシス

連結部の剛性を有限とした場合に、連結部に生じる最大軸力を弾性応答解析により求め、式(4)による連結部の必要耐力と比較する。

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、連結部の剛性 k_S は建物 A の剛性 k_A の 1/10 倍 ($=0.01, 0.1, 1, 10, 100$) とした。質量比は $m_B/m_A=16$ とした。

(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 ω_i 、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。Fig.3 に連結建物の固有モード、Fig.4 に連結建物の固有円振動数比を示す。Fig.3 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。また、Fig.4 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していることがわかる。

ここで、加速度一定型を応答スペクトルと仮定すると、1 次と 2 次の擬似変位応答スペクトルは式(9)で表される。

$$S_{Di} = \frac{S_A}{\omega_i^2} \quad (10)$$

連結部の軸力の 1 次および 2 次モード成分は式(11)で得られる。

$$N_i = k_S \cdot \beta_i \cdot (X_{Ai} - X_{Bi}) \cdot S_{Di} \quad (11)$$

β_i : i 次モード刺激係数

連結部の軸力は Fig.3 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²⁾を用いて、式(12)より連結部の軸力を算定する。 12

はモード相関係数²⁾である。

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

(2) 解析結果

Fig.1 に示す建物モデルについて、連結部の剛性が有限の場合の連結部に生じる最大軸力と式(4)による連結部の必要耐力と比較し検討を行なった。

Fig.5 に、連結部の剛性を有限とした場合の最大軸力と無限大とした場合の必要耐力の比 $|N_{max}/N_e|$ を示す。Fig.5 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(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 $T_A/T_B=1.15$ の場合 ≈ 0.5 、 $T_A/T_B=2.0$ の場合 ≈ 3.0 付近で極大となる。さらに T_A/T_B が大きくなるに従って $|N_{max}/N_e|$ は低下して、 T_A/T_B が 10 程度以上で 1.0 に収束することがわかる。また、 $T_A/T_B=1.15$ の場合 ≈ 0.5 程度、 $T_A/T_B=2.0$ の場合 ≈ 3.0 程度の剛性で連結する場合に比べて作用する軸力が小さくなる。

Fig.6 に連結部の軸力と建物 A の応答層せん断力との比を示す。Fig.6 より、本稿の解析ケースでは、連結部の剛性が十分に大きい($k_s/k_A > 10$)場合には、 $T_A/T_B=1.15$ の時建物 A の応答層せん断力の 0.3 倍程度、 $T_A/T_B=2.0$ の時 3.0 倍程度の軸力が連結部に作用する結果となった。

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(4)により概ね評価できることが確認された。さらに、連結部の剛性を確保することは必要耐力の低減にもつながった。

3.2 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、連結部に生じる最大軸力を弾塑性応答解析により求め、式(6)による連結部の必要耐力と比較する。

(1) 解析諸元

- 1) 建物 A・B(Fig.1)の高さは同一とし、復元力特性は Takeda モデル³⁾を用い、スケルトンカーブは Fig.7 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ので、建物 A・B の固有周期比はベースシア係数比 Cb_A/Cb_B より式(13)で表わすことができる。

$$T_A/T_B = 1/\sqrt{Cb_A/Cb_B} \quad (13)$$

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、 $Cb_A/Cb_B \leq 1$ ($T_A/T_B \geq 1$)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 の固有周期比を $T_A/T_B=1/\sqrt{0.75}$ と $1/\sqrt{0.25}$ としたので、ベースシア係数比 Cb_A/Cb_B 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

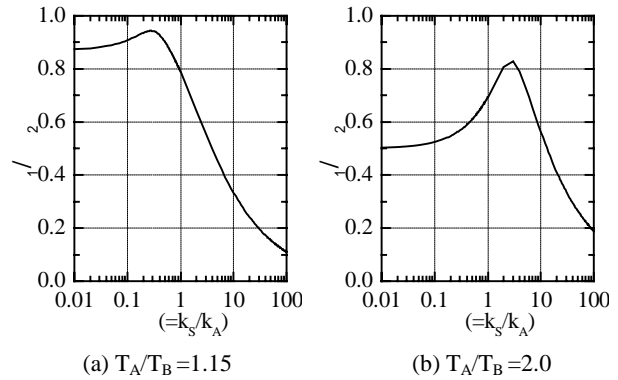


Fig.4 Natural circular frequency

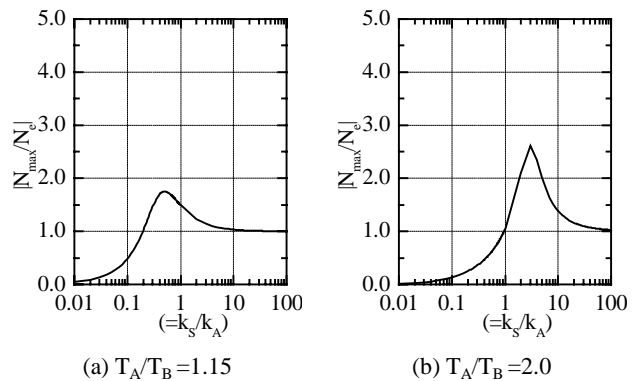


Fig.5 Strength demand of joint (finite / infinite stiffness)

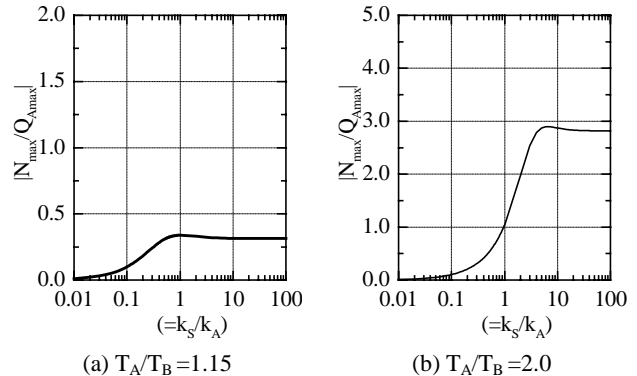


Fig.6 Strength demand of joint / story shear force of A

容塑性率 μ_B^*)になるようベースシア係数を設定する。

本解析では許容塑性率を $\mu_B^* = 2.0$ と設定した。

- 4) 連結部は弾性挙動するものとし、剛性 k_s は前節 4.1 の弾性応答解析と同様に建物 A の剛性 k_A の 10 倍とする。
- 5) 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。
- 6) 入力地震動は、El Centro 1940NS(elcent), Hachinohe 1968NS(hachi), Tohoku Univ. 1978NS(tohoku)および JMA Kobe 1995NS(kobe)の 0~25 秒とし、最大速度をそれぞれ 50kine に基準化して用いた。
- 7) 建物 A・B の固有周期は、低層建物を想定してそれぞれ 0.12 秒と 0.1 秒および 0.2 秒および 0.1 秒とした。建物 A・B の質量比は $m_B/m_A = 16$ とした。

(2) 運動方程式

連結された建物の運動方程式は式(14)で与えられる。

$$[M]\{\Delta\ddot{x}\} + [C]\{\Delta\dot{x}\} + [K]\{\Delta x\} = -[M]\{f\}\Delta\ddot{y}_0 \quad (14)$$

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

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

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

$k_A(t), k_B(t)$: 建物 A・B の瞬間剛性

ω_1, ω_2 : 1 次, 2 次固有円振動数 h_1, h_2 : 1 次, 2 次減衰定数

(3) 解析結果

Fig.8 に、式(6)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 $|N_{\max}/N_{ie}|$ を示す。Fig.8 より、建物 A の剛性に対する連結部の剛性の倍率が大きくなるに従い、最大軸力の比 $|N_{\max}/N_{ie}|$ は 1.0 に収束していることがわかる。

Fig.9 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。Fig.9 より、本稿の解析ケースでは、連結部の剛性が建物 A の剛性より十分大きい (>10) 場合には、 $T_A/T_B = 1.15$ の時建物 A の降伏耐力の 0.3 倍程度、 $T_A/T_B = 2.0$ の時 3.0 倍程度の軸力が連結部に作用する結果となった。これは、弾性解析で得られた値とほぼ等しい値を示している。また、連結部の剛性を十分確保すると連結部に作用する軸力が小さくなる結果となった。

以上より、弾塑性応答する建物の場合でも、弾性応答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(6)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となった。

4. 連結部の必要耐力の評価

ここでは、2 節および 3 節をふまえ、連結部の剛性が建物 A の剛性の 10 倍程度以上である場合について、連結部の必要耐力の評価について検討する。 k が 10 程度以上であるとすると、連結部の最大軸力 N_{\max} が弾性と弾塑性の場合それぞれ N_e と N_{ie} となることより、 $|N_{\max}/Q_{Amax}|$ と $|N_{\max}/Q_{yA}|$ は式(15)に示すように、質量比 $m_B/m_A = \zeta$ と固有周期比 $T_A/T_B = 1/\sqrt{\gamma}$ から算定することができる。

$$|N_e/Q_{Amax}| = |N_{ie}/Q_{yA}| = \frac{\zeta}{1+\zeta} \left(\frac{1}{\gamma} - 1 \right) \quad (15)$$

従って、本稿の解析ケースでは、連結部の必要耐力が弾性、弾塑性の場合ともに、建物 A の最大層せん断力および降伏耐力の 0.3 倍程度 ($T_A/T_B = 1.15$) と 3.0 倍程度 ($T_A/T_B = 2.0$) となることは、式(15)から評価することも可能であることがわかる。

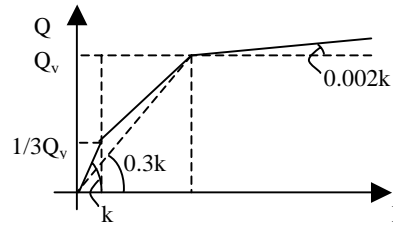
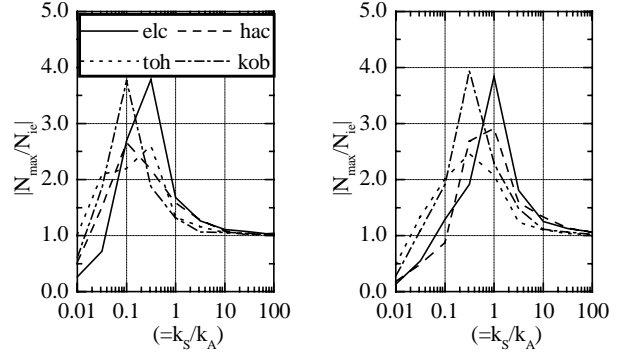


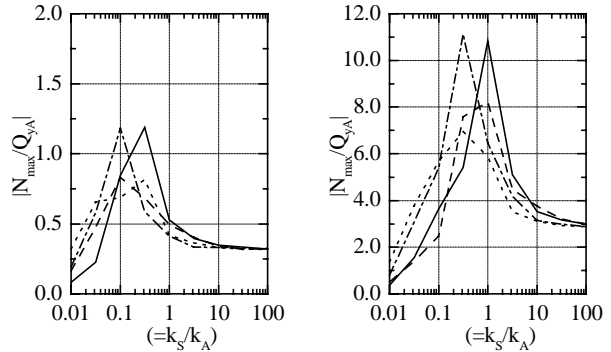
Fig.7 Envelope of Q - D Relationship



(a) $T_A/T_B = 1.15$

(b) $T_A/T_B = 2.0$

Fig.8 Strength demand of joint (finite / infinite stiffness)



(a) $T_A/T_B = 1.15$

(b) $T_A/T_B = 2.0$

Fig.9 Strength demand of joint / story shear force of A

5. まとめ

隣接建物同士を連結する手法に関して、連結部の必要耐力の評価について検討を行なった結果、以下の結論を得た。

- 1) 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することによって、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。
- 2) 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) 高橋愛, 中埜良昭, 真田靖士: 近接建物間の衝突に関する研究, 第 1 回日本地震工学研究発表・討論会梗概集, pp.210, 2001.11
- 2) E.L.Wilson, A. Der Kiureghian and E.P.Bayo: A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.9. pp. 187-192, 1981
- 3) Takeda, T., Sozen, M. P. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of ASCE, pp. 2557-2573, 1970.12