

隣接建物と一体化した建物の連結部の必要耐力に関する研究

正会員

高橋 愛*

同

中埜 良昭**

同

真田 靖士***

耐震補強

衝突

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。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、その連結部に要求される耐力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

ここでは、図 1 に示す解析モデルについて、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。建物 A・B にある変形 x が生じるとすると、図 2 に示す建物 A・B に生じる力の釣り合い(ただし減衰は無視する)は、建物 A・B の慣性力 P_A, P_B 、復元力 Q_A, Q_B 、および連結部の軸力 N より、式(1)で示すことができる。

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

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を示す。

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 とし、建物 A・B に生じる加速度を a とすると、建物 A・B に生じる力の釣り合いは建物 A・B の質量 m_A, m_B と剛性 k_A, k_B を用いて式(2)で表せる。

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

従って、連結部の必要耐力 N_e は式(3)により評価される。

$$|N_e| = \left| \frac{m_A \cdot k_B - m_B \cdot k_A}{k_A + k_B} \cdot a \right| \quad (3)$$

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(2)は建物 A・B の降伏耐力 Q_{yA}, Q_{yB} を用いて式(4)のように書くことができる。

$$\begin{cases} m_A \cdot a + Q_{yA} - N = 0 \\ m_B \cdot a + Q_{yB} + N = 0 \end{cases} \quad (4)$$

従って、連結部の必要耐力 N_{ie} は式(5)で得られる。

$$|N_{ie}| = \left| \frac{m_B \cdot Q_{yA} - m_A \cdot Q_{yB}}{m_A + m_B} \right| \quad (5)$$

3. 連結部の剛性を有限とした単層連結建物による検証

ここでは、式(3)、(5)による連結部の必要耐力の評価の妥当性について、連結部の剛性を有限と仮定し、弾性解析と弾塑性応答解析

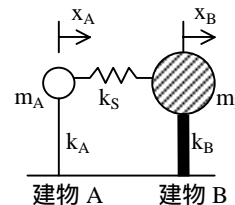


図1 解析モデル

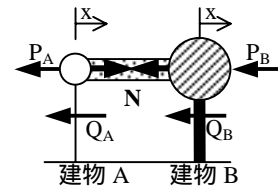


図2 力の釣り合い

を用いて検証する。解析モデルは図 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、減衰はレーリー型減衰とし、1次と2次の減衰定数はそれぞれ5%とした。また、建物 A・B の固有周期比は $T_A/T_B=1.2$ と 2.0 、質量比は $m_B/m_A=16$ とした。

3.1 応答スペクトルによるモーダルアナリシス

(1) CQC 法による最大耐力の評価

弾性解析ではモード重合により最大軸力を評価する。

単層連結建物の非減衰自由振動の運動方程式を式(6)に示す。

$$\begin{bmatrix} m_A & 0 \\ 0 & m_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_A \\ \ddot{x}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_A + k_S & -k_S \\ -k_S & k_B + k_S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_A \\ x_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

式(6)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。加速度一定型の応答スペクトルを仮定すると、1次と2次の擬似変位応答スペクトルは式(7)で表される。

$$S_{Di} = \frac{S_A}{\omega_i^2} \quad (7)$$

連結部の軸力の1次および2次モード成分は式(8)で得られる。

$$N_i = k_S \cdot \beta_i \cdot (X_{Ai} - X_{Bi}) \cdot S_{Di} \quad (8)$$

β_i : i 次モード刺激係数

なお、連結された建物の1次モードと2次モードの固有円振動数は近接する場合があるため、CQC 法^[2]を用いて式(9)より連結部の軸力を算定する。

$$N_{max} = \sqrt{N_{1max}^2 + N_{2max}^2 + 2\rho_{12}N_{1max}N_{2max}} \quad (9)$$

ρ_{12} : モード相関係数^[2]

(2) 解析結果

解析パラメータとして連結部の剛性($k_S/k_A = 0.01, 0.1, 1, 10, 100$)を設定し解析を行った。図 3 に連結部の剛性を有限とした場合と無限大とした場合の連結部の軸力比 $|N_{max}/N_e|$ を示す。図 3 より $|N_{max}/N_e|$ が非常に小さい場合には、連結部の剛性が非常に小さいため $|N_{max}/N_e|$ は小さくなり、連結部の剛性が大きくなるに従って軸力は大きくなり、 $|N_{max}/N_e|$ は $T_A/T_B = 1.15$ の場合 ≈ 0.5 付近、 $T_A/T_B = 2.0$ の場合 ≈ 3.0 付近で極大となることがわかる。さらに $|N_{max}/N_e|$ が大きくなるに従って $|N_{max}/N_e|$ の値は低下して、 $|N_{max}/N_e|$ が 10 程度以上で 1.0 に収束することがわかる。また、本稿の解析ケースでは、連結部の剛性が大きい (>10) 場合には、 $T_A/T_B = 1.2$ の時 ≈ 0.5 、 $T_A/T_B = 2.0$ の時 ≈ 3.0 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結果となった。図4に連結部の最大軸力と建物Aの最大応答層せん断力 Q_{Amax} との比 $|N_{max}/Q_{Amax}|$ を示す。 Q_{Amax} は式(10)より求められる。

$$Q_{Amax} = k_A \cdot x_{Amax} \quad (10)$$

x_{Amax} : 建物Aの最大応答変位で式(11)より求められる

$$x_{Amax} = \sqrt{x_{A1max}^2 + x_{A2max}^2 + 2\rho_{12}x_{A1max}x_{A2max}} \quad (11)$$

x_{Ai} : 建物Aの*i*次モード成分

図4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 (>10) 場合には、 $T_A/T_B = 1.2$ 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、連結部の剛性を建物Aの剛性の10倍程度以上確保すれば、連結部の必要耐力を式(3)により概ね評価できることが確認され、さらに必要耐力の低減にもつながることがわかった。

3.2 弾塑性応答解析

(1) 解析諸元

建物A・Bの復元力特性は Takeda モデル^[3]を用い、スケルトンカーブは図5によるものとする。建物A・Bのスケルトンカーブが同一形で降伏変形は等しいものとする、ベースシア係数比は固有周期比を用いて、 $T_A/T_B = 1/\sqrt{C_{bA}/C_{bB}}$ で表せる。以下、 $C_{bA}/C_{bB} < 1$ ($T_A/T_B > 1$) とする。なお、本解析では建物A・Bの固有周期を0.12秒と0.1秒、および0.2秒と0.1秒としたので、ベースシア係数比 C_{bA}/C_{bB} は0.75と0.25となる。また、建物Bの独立振動時の最大塑性率が許容塑性率 $\mu_B^* = 2.0$ になるようベースシア係数を設定した。連結部の剛性 k_S は3.1節と同様に建物Aの剛性の倍(=0.01, 0.1, 1.0, 10, 100)とし質量比は $m_B/m_A = 16$ とした。数値積分法は Newmark-法 ($=1/6$)を用い、積分時間刻みは0.0002秒とした。入力地震動は El Centro 1940 NS の0~25秒とし、最大速度を50kineに基準化して用いた。

(2) 解析結果

図6に連結部の剛性を有限とした場合と無限大とした場合の連結部の軸力比 $|N_{max}/N_{ie}|$ を示す。図6より $|N_{max}/N_{ie}|$ は おおよそ10以上で1.0に収束することがわかる。図7に連結部の最大軸力と建物Aの降伏耐力との比 $|N_{max}/Q_{yA}|$ を示す。図7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 (>10) 場合、 $T_A/T_B = 1.2$ 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し、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、弾塑性応答解析の場合も、弾性応答解析と同様の傾向が得られ、連結部の剛性を建物Aの剛性の10倍程度以上確保すれば、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、必要耐力の低減につながる事が明らかになった。

ここで、連結部の必要耐力について補足する。 $\gamma > 10$ 程度以上の場合、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} より、 $|N_e/Q_{Amax}|$ と $|N_{ie}/Q_{yA}|$ は式(12)に示すように、連結された建物の質量比 $m_B/m_A = \zeta$ 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。

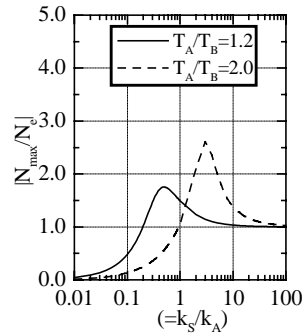


図3 最大軸力 (剛性が有限/無限大), 弾性解析

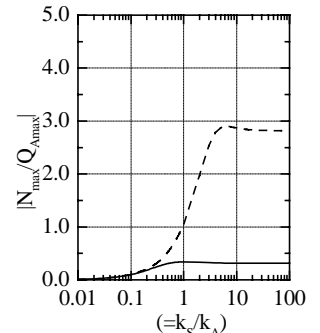


図4 最大軸力/建物Aの最大層せん断力, 弾性解析

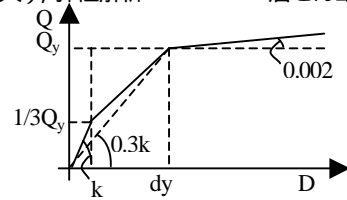


図5 復元力特性

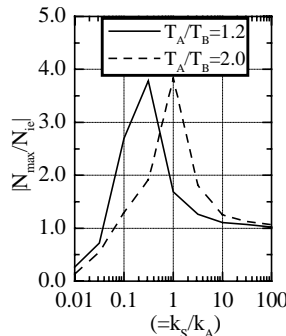


図6 最大軸力 (剛性が有限/無限大), 弾塑性解析

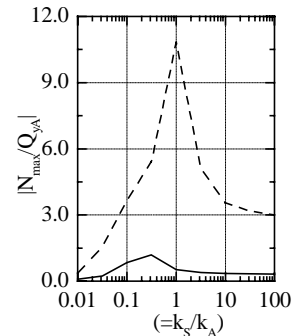


図7 最大軸力/建物Aの降伏耐力, 弾塑性解析

$$|N_e/Q_{Amax}| = |N_{ie}/Q_{yA}| = \frac{\zeta}{1+\zeta} \left(\frac{1}{\gamma} - 1 \right) \quad (12)$$

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 ($T_A/T_B = 1.2$) と3.0倍程度 ($T_A/T_B = 2.0$) となることは、式(12)から評価することも可能であることがわかる。

4. まとめ

隣接建物同士を連結する手法に関して、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検討を行なった。本稿の解析ケースでは以下の結論が得られた。(1) 建物と連結する際、連結部の剛性を十分確保すれば、連結部を剛体と仮定した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は連結部の必要耐力を低減することにつながる。

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: Short Communication a Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.9, pp.187-192, 1981 [3]Takeda, T., M.A. Sozen, and N.N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of ASCE, pp.2557-2573, 1970.12

*堀江建築工学研究所 修士(工)

**東京大学生産技術研究所 助教授・工博

***東京大学生産技術研究所 助手・博士(工)

*Horie Engineering & Architectural Research Institute, M.Eng

**Associate Professor, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr.Eng

***Research Associate, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr.Eng