

平面的不整形性を有する RC 造建物の並進応答時における耐震性能評価

鉄筋コンクリート構造物 不整形平面 耐震診断
スラブ面内剛性 地震応答解析

正会員 ○中神 宏昌*1 同 高橋 典之*2
同 崔 琥*2 同 中埜 良昭*3

1. はじめに

現状の耐震診断手法¹⁾では平面的に不整形な建物 (L 型, T 型等) の耐震診断を行う際, 平面的に建物を分割した各部分の診断結果と分割せずに一体とした診断結果とを比較し, 工学的な判断に基づき建物を代表する構造耐震指標を評価することが多いが, その判断基準が明確に確立されているわけではない。そこで本稿では, 平面的に不整形な建物を, 分割された各部分の耐力の比, 両者を接続するスラブの面内剛性などをパラメータとし, 質点系に置換して動的挙動の推定を行うことにより, 平面を分割した診断結果と両者を一体とした診断結果のどちらを採用すべきか, あるいは両者を最終的な診断結果にどのように反映すべきかについて, 定量的な評価手法の検討を行った。

2. 解析対象建物モデル

本研究の解析対象建物は, 図-1 に示す L 型平面を有する 3 階建ての学校建物とした。これを平面的に建物 A と建物 B に分割し, それぞれを 1 質点系へ置換し, スラブパネにより接続した質点モデルを構築した (図-2)。本検討ではねじれ振動を無視し, 並進方向の振動のみを対象とする。

建物 A と B の各質点の質量は同一とし, 各系の降伏変位は一定とした。骨格曲線はトリリニア型を想定し, ひび割れ強度 Q_c を降伏強度 Q_y の 1/3, ひび割れ変位 δ_c を降伏変位 δ_y の 1/10 とした。履歴則は Takeda モデル (除荷時剛性低下指数は 0.4) を用いた。建物 A のベースシア係数は $C_{BA}=0.4$ で固定し, 建物 A に対する建物 B の耐力の比率を 4 通り設定し (耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=1.5, 2.0, 2.5, 3.0$), 建物 B のベースシア係数を $C_{BB}=0.6, 0.8, 1.0, 1.2$ とした。建物 A の弾性固有周期 T_A は 0.3 秒とし, 3 層建物 (軒高 10.5m) の等価高さ (7.8m) において降伏変形角が 1/250rad. (靱性指標 F が 1.0, 降伏変位 δ_y が 3.0cm) 程度となるよう設定した。建物 B の固有周期 T_B は設定したベースシアに対して建物 A と等しい降伏変位 ($\delta_y=3.0\text{cm}$) を有するよう定めた (図-3)。また降伏変形角 1/250rad. を建物の限界変形角 ($F=1.0$) とした。

接続スラブの面内剛性 k_s を設定するにあたり, 建物 A の降伏点等価剛性 k_{eA} に対するスラブ剛性 k_s の比 α (スラブ剛性比 k_s/k_{eA}) を定義した。建物 A の降伏点等価剛性 k_{eA} は上記で定めた $T_A=0.3$ 秒から骨格曲線に基づき, またスラブ剛性 k_s は図-1 に示す接続スラブの規模 (スラブ厚は 12cm) に対応する面内剛性 (梁は無視) が, 3 層すべてにおいて初期剛性 k_{es} の 0.3 倍に低下した線形の履歴則を示すものとして, それぞれ算出した (図-3)。3 層建物の接続スラブ 2~3 枚がスラブ剛性 k_s に寄与すると仮定すると α の値は 5~8 程度であった。

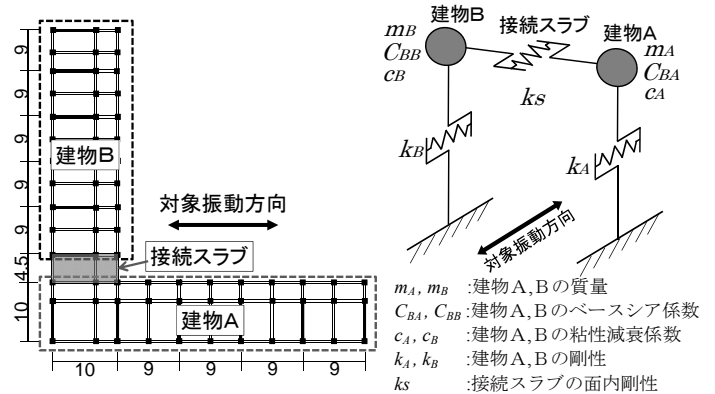


図-1 検討対象建物の平面図 (単位:m) 図-2 2 質点モデル

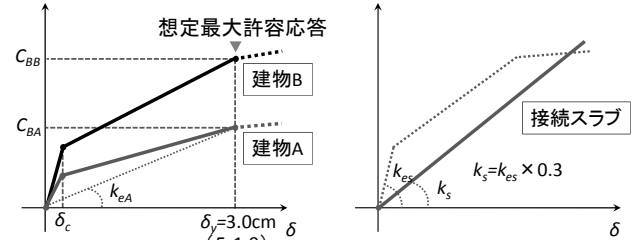


図-3 建物 A, B と接続スラブの履歴形状

3. 時刻歴地震応答解析

図-2 で示した 2 質点モデルを対象に地震応答解析を行い, 不整形平面を有する建物の並進運動に対する耐震性能を評価する。入力地震動は El Centro NS 1940, 東北大学 NS 1978 を用いた。解析は図-2 に示す通り一方向入力とした。数値積分法は Newmark- β 法 ($\beta=1/6$), 積分時間刻みは 0.001 秒, 減衰は瞬間剛性比例型の減衰定数 3%とした。スラブ剛性比 α をパラメータとし耐力の低い方の建物 A が限界変形 ($\delta_y=3.0\text{cm}$) に達するときの最大入力加速度 (以下, 限界変形時最大入力加速度 a_g) を建物全体の耐震性能を代表する指標のひとつと考え, これを収束計算により算出し, その結果を図-4 に示す。図中の直線と鎖線は, C_{BB}/C_{BA} の各ケースにおけるスラブ剛性比 $\alpha=\infty$ (剛床時) の限界変形時最大入力加速度 a_{gkvs} を表す。 α の値が増加すると限界変形時最大入力加速度 a_g が増加し, 当然のことながら剛床時の値に漸近する傾向が見られた。

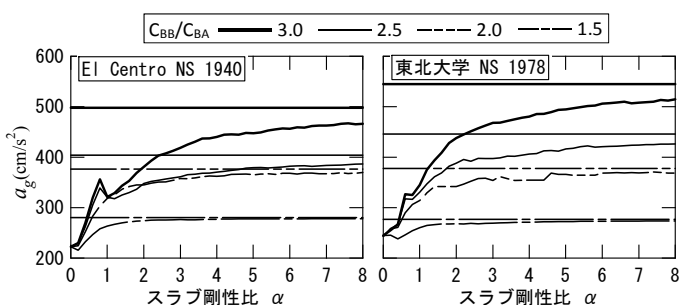


図-4 限界変形時最大入力加速度

4. 静的な力のつり合いに基づいた質点に作用する等価加速度の推定

耐力が低い方の建物 A の限界変形時に作用する静的外力を、質点に作用する力のつり合いから等価な加速度を用いて推定することを試みる。図-5 は建物 A の応答変形が限界変形に達した時に各質点に作用している力の状態（減衰力は簡便のため無視する）を静的な力のつり合い状態として表現した図である。ここで、建物 A の等価加速度を a 、建物 B の等価加速度を βa とする。建物 A と B の骨格曲線をいずれも、トリリニア型モデル ($Q_c = Q_s/m$, $\delta_c = \delta_s/n$ と仮定) およびこれを簡略化したバイリニア型モデルと設定すると、建物 A の限界変形時に作用する静的外力を等価な加速度 a を用いて算出する計算式は以下のように求められる。

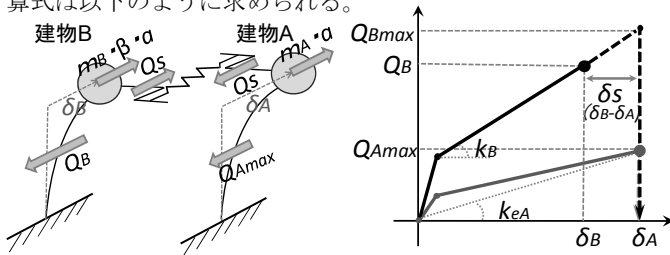


図-5 限界変形時の力のつり合い

図-6 荷重-変形関係

まず、建物 A と B について、それぞれ力のつり合い式をたてると式(1), (2)を得る。

$$\begin{cases} m_A a = Q_s + Q_{Amax} & (1) \\ m_B \beta a + Q_s = Q_B & (2) \end{cases}$$

スラブ剛性比 α を用いて、 $Q_s = k_s \delta_s$ 、 $Q_B = Q_{Bmax} - k_B \delta_s$ (図-6) を考慮し、式(1), (2)から k_s 、 k_B および δ_s を消去して等価加速度 a を定式化する。骨格曲線をトリリニア型モデルと仮定した場合を式(3)に、バイリニア型モデルと仮定した場合を式(4)にそれぞれ示す。

$$a = \frac{\alpha(Q_{Amax} + Q_{Bmax}) + \frac{n(m-1)}{m(n-1)}Q_{Bmax}}{(\alpha + \frac{n(m-1)Q_{Bmax}}{m(n-1)Q_{Amax}})m_A + m_B \beta a} \quad (\text{トリリニア}) \quad (3)$$

$$a = \frac{\alpha(Q_{Amax} + Q_{Bmax}) + Q_{Bmax}}{(\alpha + \frac{Q_{Bmax}}{Q_{Amax}})m_A + m_B \beta a} \quad (\text{バイリニア}) \quad (4)$$

本稿で設定したトリリニア型履歴則 ($m, n > 1, n > m, Q_{Bmax}/m_B > Q_{Amax}/m_A$)、において $\alpha > 0, \beta < (m_A/m_B)(Q_{Bmax}/Q_{Amax})$ の範囲では、等価加速度は a (式(3)) $> a$ (式(4)) となり、バイリニア型モデルの等価加速度はトリリニア型モデルの等価加速度より小さくなる。

ここで、建物 A の限界変形時 ($\delta_s = 3.0\text{cm}$) における建物 A に対する建物 B の加速度の比 β とスラブ剛性比 α の関係を応答解析の結果から算出すると、前述の $\alpha = 5 \sim 8$ 程度の範囲では本検討に用いた入力地震動の場合 $\beta = 0.9 \sim 1.2$ 程度であった。図-7に $C_{BB}/C_{BA} = 3.0$ において

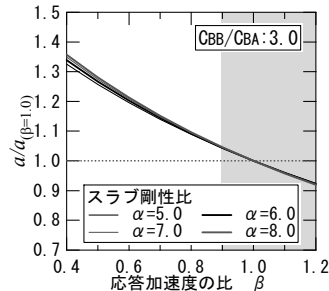


図-7 β の値を変動させた際の加速度の $\beta = 1.0$ とした際の加速度に対する比

式(3)を用いて、 $\beta = 1.0$ を仮定した等価加速度 $a_{(\beta=1.0)}$ に対する β を変動させた際の等価加速度 a の比 $a/a_{(\beta=1.0)}$ を示す。図-7より、 $\beta = 0.9 \sim 1.2$ の範囲では $a/a_{(\beta=1.0)}$ はほぼ 1.0 であった。また、その他の C_{BB}/C_{BA} 3 ケースにおいても同様の結果となることを確認している。よって、本検討では $\beta = 1.0$ として等価加速度 a を算出することとした。

最後に、「剛床時の全建物の耐震性能」に対する「耐力の低い方の建物 A で代表される全建物の耐震性能」の比とスラブ剛性比 α の関係 (すなわち α による耐震性能低減率) について推定値を応答解析結果と比較すべく、推定式 (式(3), (4)) から算出した等価加速度 a を剛床時の等価加速度 $a_{k_{s\infty}}$ で除した値 ($a/a_{k_{s\infty}}$) と応答解析における限界変形時最大入力加速度 a_g を剛床時の限界変形時最大入力加速度 $a_{gk_{s\infty}}$ で除した値 ($a_g/a_{gk_{s\infty}}$) とを比較し、図-8 に示す。

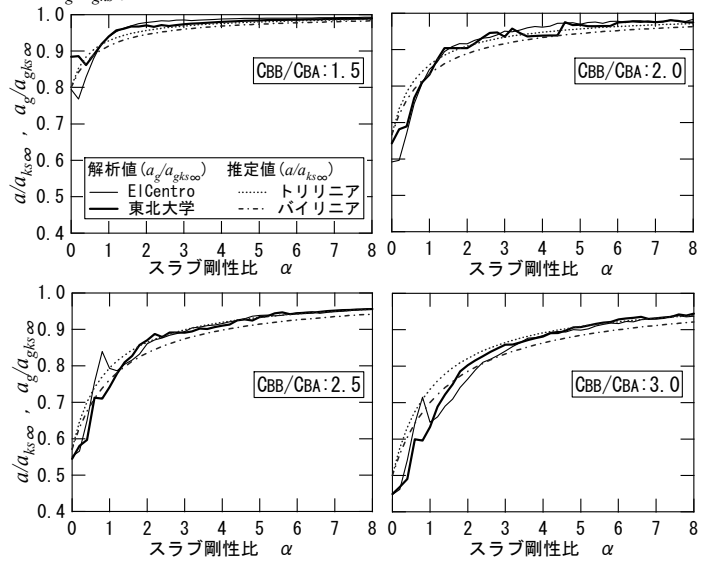


図-8 最大加速度の剛床時最大加速度に対する比

耐力比 C_{BB}/C_{BA} が 1.5 と 2.0 では α が 1.0 程度以上、耐力比 C_{BB}/C_{BA} が 2.5 と 3.0 では α が 2.0 程度以上において、式(3) (トリリニア型モデルを仮定) から推定した $a/a_{k_{s\infty}}$ は応答解析から得られた $a_g/a_{gk_{s\infty}}$ と良好な対応関係を示し、地震波 2 波による結果の平均を近似した。また、同様に式(4) (バイリニア型モデルを仮定) から推定した $a/a_{k_{s\infty}}$ は応答解析から得られた $a_g/a_{gk_{s\infty}}$ の地震波 2 波による結果の下限値に概ね相当した。

5. まとめ

平面的不整形建物を対象に接続スラブが非剛床時の一方向並進応答時における耐震性能の定量的な評価手法を検討した。その結果、耐力比 C_{BB}/C_{BA} が 1.5 ~ 3.0 では α が 2.0 程度以上であれば静的外力のつり合いに基づく推定式 (式(3), (4)) から算出した耐震性能低減率 ($a/a_{k_{s\infty}}$) と応答解析から算出した耐震性能低減率 ($a_g/a_{gk_{s\infty}}$) とが良好に対応した。従って接続スラブ剛性比 α を評価できれば、接続スラブの非剛床性を考慮した一方向並進応答に基づく構造耐震性能が、剛床時の耐震性能に推定式に基づく低減率 (図-8 参照) を α に応じて乗じることで評価可能と考えられる。

【参考文献】 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説

*1 東京大学大学院 工学系研究科 大学院生
*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.