

不整形平面を有する RC 造建物の並進応答時に対する耐震性能評価
**Seismic Capacity Evaluation of R/C Buildings with
Irregular Plan Configuration under Translational Responses**

中神宏昌¹⁾、高橋典之²⁾、崔琥³⁾、中埜良昭⁴⁾

Hiromasa NAKAGAMI¹⁾, Noriyuki TAKAHASHI²⁾, Ho CHOI³⁾, Yoshiaki NAKANO⁴⁾

1) 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻、大学院生

¹ Graduate Student, Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo

e-mail : nkgm@iis.u-tokyo.ac.jp

2) 東京大学生産技術研究所、助教 博 (工)

² Research Associate, Institute of Industrial Science, The Univ. of Tokyo, Ph.D.

e-mail : ntaka@iis.u-tokyo.ac.jp

3) 東京大学生産技術研究所、助教 博 (工)

³ Research Associate, Institute of Industrial Science, The Univ. of Tokyo, Ph.D.

e-mail : choiho@iis.u-tokyo.ac.jp

4) 東京大学生産技術研究所、教授 工博

⁴ Professor, Institute of Industrial Science, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

e-mail : iisnak@iis.u-tokyo.ac.jp

ABSTRACT: The objective of this study is to develop a seismic capacity evaluation method of R/C buildings with irregular plan configuration under translational responses. An L-shape building is divided to two building blocks connected with floor slabs, and each block is modeled to a single degree of freedom system connected with a shear spring representing a slab. Time history response analyses and an estimating method proposed based on the static force equilibrium are employed to evaluate the seismic capacity of the building with different mass and strength of each block as well as in-plane stiffness of connecting slab.

キーワード： 鉄筋コンクリート造建物、不整形平面、耐震診断、スラブ面内剛性、時刻歴応答解析

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一体とした診断結果の両者を比較し, 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, その判断基準が定量的に明示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2ブロックに分割しそれぞれを質点系に置換したのち, 各ブロックの耐力や質量, 接続スラブの面内剛性をパラメータとし, 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, あるいは得られたそれぞれの結果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. 対象建物モデル

本研究の対象建物は、図1に示すL型平面を有するRC造3階建ての学校建物とした。これを平面的にブロックAとブロックBに分割し、それぞれを1質点モデルへ置換し、スラブバネにより接続した並列2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し、各質点の耐力や質量、接続スラブの面内剛性が並進応答時における耐震性能に与える影響について、時刻歴応答解析及び静的な力のつり合いに基づく手法により検討した。

ブロックAとブロックBの骨格曲線は降伏変位を一定としたトリリニア型を想定し(図3)、それぞれのひび割れ強度 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。ブロックAについて、ベースシア係数 C_{BA} は0.4で一定、弾性固有周期 T_A を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.程度(靱性指標 $F=1.0$, 降伏変位 $\delta_y=3.0\text{cm}$)となるよう設定した。また本検討では、降伏変位 $\delta_y=3.0\text{cm}$ (靱性指標 $F=1.0$)を各ブロックの限界変形とした。解析パラメータとして、ブロックAに対するブロックBの耐力の比率を表1に示すように4通り(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=1.5, 2.0, 2.5, 3.0$)設定し、質量の比率を実データの分析結果²⁾に基づき7通り(質量比 $m_B/m_A=1/3, 1/2, 2/3, 1, 1.5, 2, 3$)設定した。

接続スラブの面内剛性 k_s は、ブロックAの降伏点等価剛性 k_{eA} に対する比 α を用いて定義した($k_s = \alpha \cdot k_{eA}$, α :スラブ剛性比)。ブロック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_s' に0.3を乗じた線形の履歴則を示すものとしてそれぞれ算出した。 k_s の算出にあたって、3層建物の接続スラブ2~3枚が寄与すると仮定すると、 α は5~8程度であった。

表1 ブロック A とブロック B のベースシア係数

	$C_{BB}/C_{BA}=1.5$	$C_{BB}/C_{BA}=2.0$	$C_{BB}/C_{BA}=2.5$	$C_{BB}/C_{BA}=3.0$
ブロックA	$C_{BA}=0.4$	$C_{BA}=0.4$	$C_{BA}=0.4$	$C_{BA}=0.4$
ブロックB	$C_{BB}=0.6$	$C_{BB}=0.8$	$C_{BB}=1.0$	$C_{BB}=1.2$

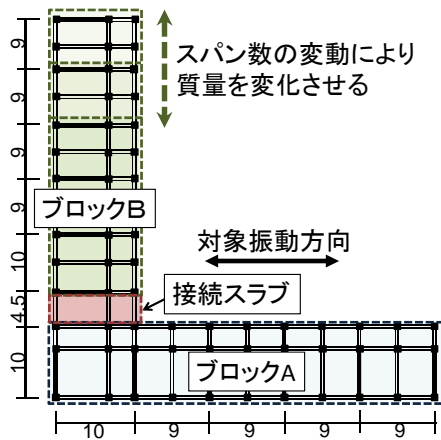


図1 対象建物の平面図(単位:m)

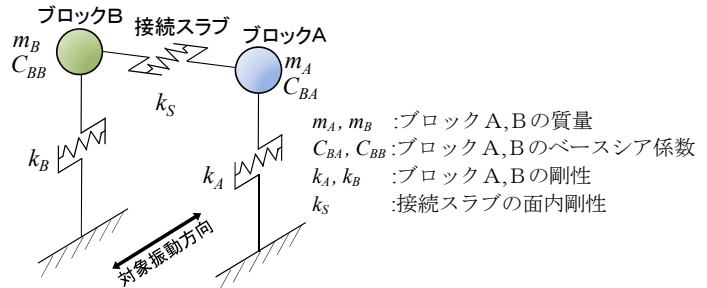


図2 並列2質点モデル

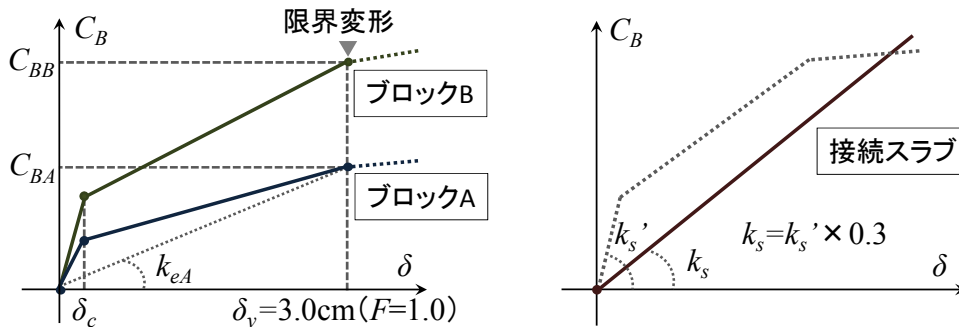


図3 ブロック A, ブロック B と接続スラブの履歴形状

3. 耐震性能低減率の算出

3.1 耐震性能低減率の定義

本研究では、平面的不整形性を有する建物の耐震性能を評価する際に、「剛床時における建物全体の耐震性能」に対する「非剛床時における耐力が低い方のブロックAの限界変形到達をもって定められる建物全体の耐震性能」の比を耐震性能低減率と定義した。すなわち、非剛床時における建物全体の耐震性能は、剛床時における建物全体の耐震性能に耐震性能低減率を乗じて算出することを想定する。耐震性能低減率の評価にあたっては、「時刻歴応答解析による精解値」と「静的な力のつり合いに基づく簡便手法」の両者を比較検討した。すなわち、時刻歴応答解析による耐震性能低減率算定結果（精解）を真値とみなし、これを静的な力のつり合いに基づく耐震性能低減率推定式の結果と比較することで、推定式を用いた簡便な耐震性能評価手法の妥当性を検討する。以下に耐震性能低減率の算出手法をそれぞれ示す。

3.2 時刻歴応答解析による算定手法

時刻歴応答解析において、耐力が低い方のブロックAが限界変形 ($\delta_s=3.0\text{cm}$, $F=1.0$) に達する時の最大入力加速度（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表す指標と仮定し、これを以下の解析条件から収束計算により算出した。入力地震動はEl Centro NS 1940, 東北大学 NS 1978, JMA神戸 NS 1995, BCJ-L1の4波を用い、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5%とした。

「剛床時の限界変形時最大入力加速度 $a_{g_{k\infty}}$ 」に対する「非剛床時の限界変形時最大入力加速度 a_g 」の比を耐震性能低減率 $a_g/a_{g_{k\infty}}$ として算出し、これとスラブ剛性比 α との関係を図4に示す。ここでは一例として耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=2.0, 3.0$, 質量比 $m_B/m_A=0.5, 1.0, 1.5$ の場合についてそれぞれ示す。同図から、スラブ剛性比 α が増大すると耐震性能低減率は1.0（剛床時の値）に漸近する傾向が確認された。

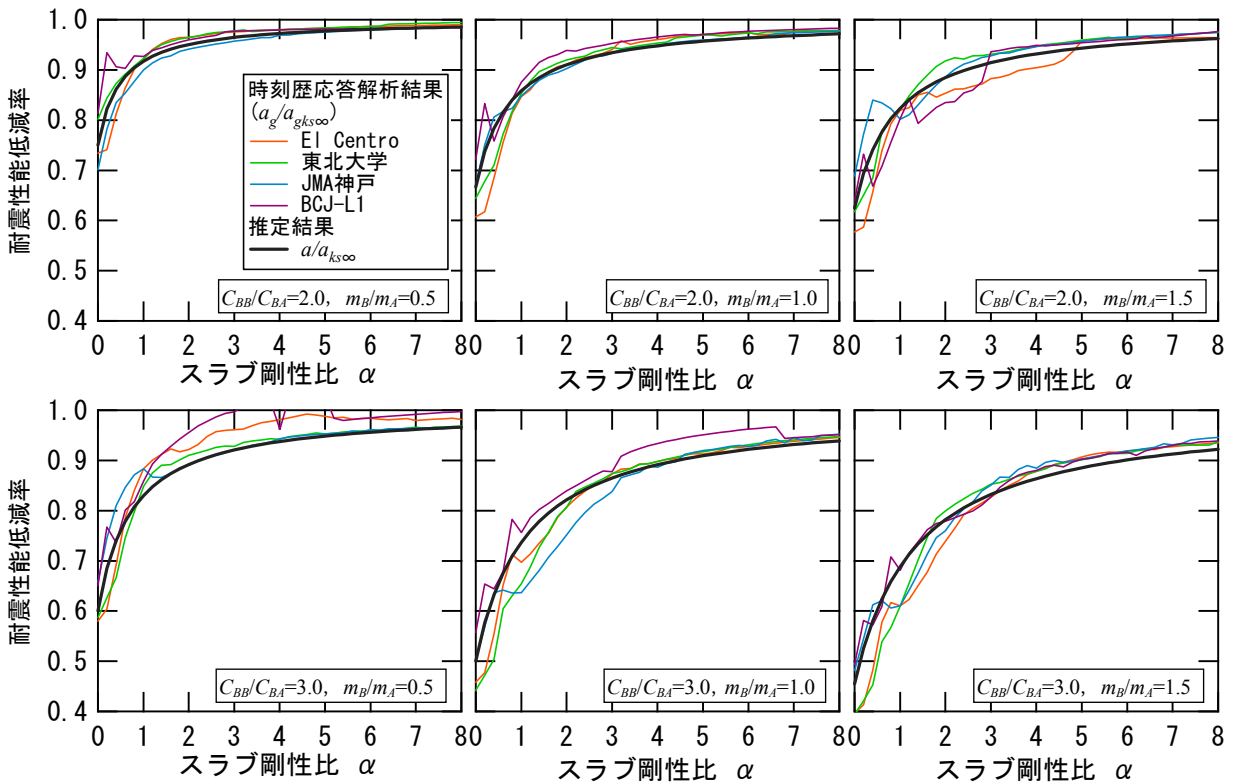


図 4 スラブ剛性比 α と耐震性能低減率の関係（耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=2.0, 3.0$, 質量比 $m_B/m_A=0.5, 1.0, 1.5$ ）

3.3 静的な力のつり合いに基づく推定手法

次に静的な力のつり合いに基づき耐震性能低減率の推定を試みる。図5はブロックAの応答変形が限界変形に達した際に各質点に作用する力の状態（減衰力は簡便のため無視）を静的な力のつり合い状態として表現したものである。ブロックAの等価加速度（=外力/質量）を a_A 、ブロックBの等価加速度を a_B とすると力のつり合い式は式(1)、(2)のように表わすことができる。ここで、ブロックAが限界変形に達した時にブロックA及びBそれぞれが負担するせん断力の和（ $Q_{Amax}+Q_B$ ）を建物全体の質量（ m_A+m_B ）で除した等価な加速度 a_e を式(3-a)で定義し、これを建物全体の耐震性能を代表する指標のひとつと考える。このとき、ブロックAとブロックBの骨格曲線はともにトリリニア型モデル（ $Q_e=Q_y \cdot R_Q$ 、 $\delta_e=\delta_y \cdot R_\delta$ と仮定）とし、図6の関係とスラブ剛性比 α （ $=k_s/k_{eA}$ ）及び限界変形時のブロックAの加速度に対するブロックBの加速度の比 β （ $=a_B/a_A$ ）を用いて、等価な加速度 a_e を定式化すると式(3-b)を得る。次に、式(3-b)に $\alpha=\infty$ 、 $\beta=1.0$ を代入して得られる剛床時の等価な加速度 $a_{eks\infty}$ は式(3-c)となる。よって、「剛床時（ $\alpha=\infty$ 、 $\beta=1.0$ ）の等価な加速度 $a_{eks\infty}$ （式(3-c)）」に対する「非剛床時の等価な加速度 a_e （式(3-b)）」の比で表される耐震性能低減率 $a_e/a_{eks\infty}$ は式(4)となる。

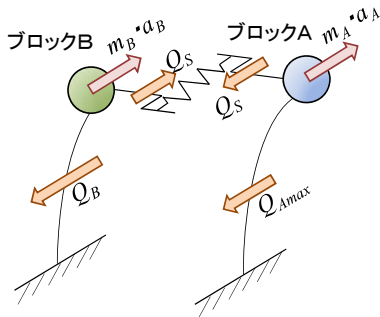


図 5 限界変形時の力のつり合い

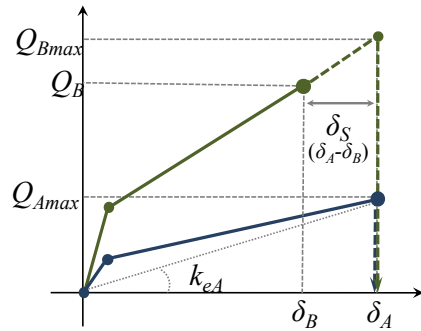


図 6 ブロック A とブロック B の荷重-変形関係

$$m_A a_A = Q_s + Q_{Amax} \tag{1}$$

$$m_B a_B + Q_s = Q_B \tag{2}$$

$$a_e = \frac{(Q_{Amax} + Q_B)}{(m_A + m_B)} \tag{3-a}$$

$$a_e = \frac{(m_A + \beta m_B) \left(\alpha(Q_{Amax} + Q_{Bmax}) + \frac{(1-R_Q)}{(1-R_\delta)} Q_{Bmax} \right)}{(m_A + m_B) \left(\left(\alpha + \frac{(1-R_Q)Q_{Bmax}}{(1-R_\delta)Q_{Amax}} \right) m_A + m_B \beta \alpha \right)} \tag{3-b}$$

$$a_{eks\infty} = \frac{(Q_{Amax} + Q_{Bmax})}{(m_A + m_B)} \tag{3-c}$$

$$a_e/a_{eks\infty} = \frac{(m_A + \beta m_B) \left(\alpha(Q_{Amax} + Q_{Bmax}) + \frac{(1-R_Q)}{(1-R_\delta)} Q_{Bmax} \right)}{(Q_{Amax} + Q_{Bmax}) \left(\left(\alpha + \frac{(1-R_Q)Q_{Bmax}}{(1-R_\delta)Q_{Amax}} \right) m_A + m_B \beta \alpha \right)} \tag{4}$$

$$\doteq \frac{(m_A + m_B) \left(\alpha(Q_{Amax} + Q_{Bmax}) + \frac{(1-R_Q)}{(1-R_\delta)} Q_{Bmax} \right)}{(Q_{Amax} + Q_{Bmax}) \left(\left(\alpha + \frac{(1-R_Q)Q_{Bmax}}{(1-R_\delta)Q_{Amax}} \right) m_A + m_B \alpha \right)} \tag{5}$$

ここで、静的な力のつり合いのみからは求められない式(3-b)の β 値について、 β とスラブ剛性比 α の関係を時刻歴応答解析の結果から算出し一例を図7に示す(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=3.0$ 、質量比 $m_B/m_A=1.0$ の場合)。同図より α の値が増大すると β は 1.0 に近づくことがわかる。また、今回設定した建物モデルのスラブ剛性比 $\alpha=5\sim 8$ 程度の範囲では β が 0.9~1.1 程度であった。式(3-b)の β に対する等価加速度 a_e の変動感度を検討するために、図8に $\beta=1.0$ のときの等価加速度 $a_{e(\beta=1.0)}$ に対する任意の β のときの等価加速度 a_e の比 $a_e/a_{e(\beta=1.0)}$ の検討結果の一例(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=3.0$ 、質量比 $m_B/m_A=1.0$ の場合)を示す。同図より $\alpha=5\sim 8$ において $\beta=0.9\sim 1.1$ の範囲では $a_e/a_{e(\beta=1.0)}$ はほぼ 1.0 であった。また、図7及び図8に示した事例以外の耐力比及び質量比においても同様の結果であることを確認している。そこで、以上の感度解析の結果を参考に本検討では $\beta=1.0$ を仮定して静的な力のつり合いに基づき耐震性能低減率を算定することとし、以降の検討では式(4)を簡略化した式(5)を用いる。

スラブ剛性比 α と耐震性能低減率の推定式である式(5) (以下、推定式) を時刻歴応答解析結果と比較するため図4に重ねて示す。図4から、スラブ剛性比 α が増大すると、推定式が時刻歴応答解析結果を近似した。

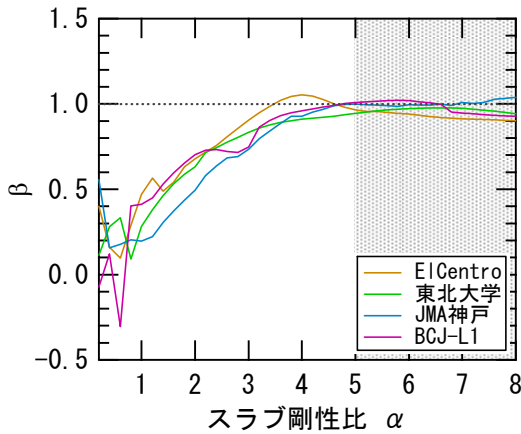


図7 スラブ剛性比 α と β の関係
(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=3.0$ 、質量比 $m_B/m_A=1$)

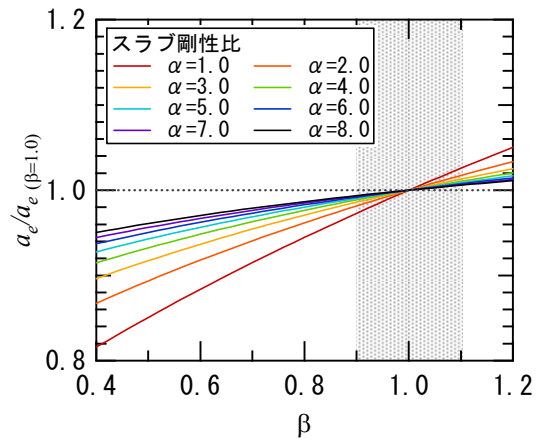


図8 スラブ剛性比 α と $a_e/a_{e(\beta=1.0)}$ の関係
(耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=3.0$ 、質量比 $m_B/m_A=1$)

4. 推定式の精度

3章からスラブ剛性比 α が増大すると、推定式(式(5))が時刻歴応答解析結果と近似することがわかった。そこで、本章では耐震性能低減率について「時刻歴応答解析結果に基づく耐震性能低減率(真値と想定)」に対する「式(5)に基づく耐震性能低減率(推定結果)」の比(以下、[推定結果/解析結果])を算出し、スラブ剛性比 α 、耐力比及び質量比を対象に推定式の精度について検討を行う。

耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=2.0, 3.0$ 、質量比 $m_B/m_A=0.5, 1.0, 1.5$ の場合のスラブ剛性比 α と [推定結果/解析結果] の関係を図9に示す。図9から、スラブ剛性比 α が増大すると、[推定結果/解析結果] は概ね 1.0 に近づき推定式が時刻歴応答解析結果を近似した。

ここで、2章および3章で前述した耐力比4ケース、質量比7ケース及び地震波4波の計112ケースすべてに対して [推定結果/解析結果] を算出し、その平均値 (μ)、最大値、最小値及び算出結果が正規分布に従うものと仮定し、棄却水準を上下それぞれ5%とした場合の受容域 ($\mu \pm 1.64\sigma$, σ : 標準偏差) についてそれぞれ図10に示す。同図から、スラブ剛性比 α が 2.0 程度以上で [推定結果/解析結果] における $\mu \pm 1.64\sigma$ の範囲が 1.0 ± 0.05 以内に収まり、推定値と解析値が良好に対応することから、今回設定した建物モデルにおけるスラブ剛性比 α の範囲 (5~8 程度) では、推定式から耐震性能低減率を評価可能であると判断した。

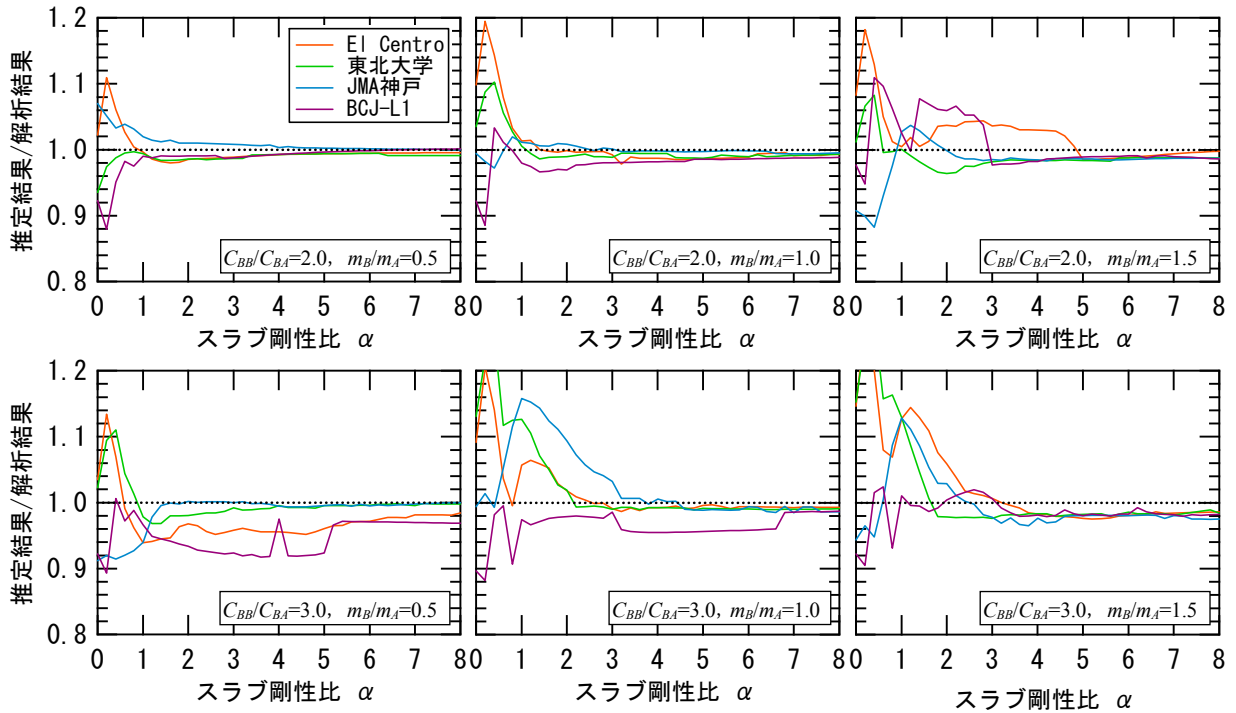


図9 スラブ剛性比 α と[推定結果/解析結果]の関係 (耐力比 $C_{BB}/C_{BA}=2.0, 3.0$, 質量比 $m_B/m_A=0.5, 1.0, 1.5$)

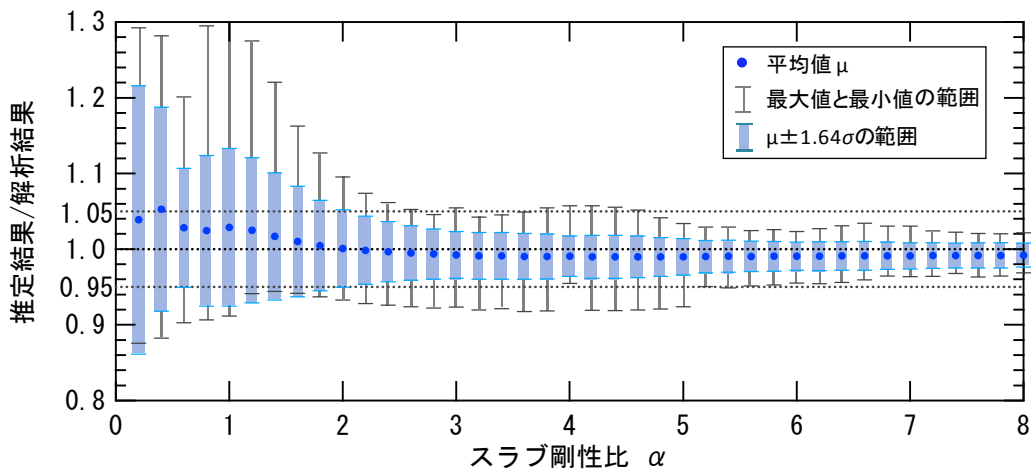


図10 スラブ剛性比 α と[推定結果/解析結果]の平均値 μ , 最大値, 最小値, $\mu \pm 1.64\sigma$ の関係

5. まとめ

平面的に不整形な建物を対象に接続スラブが非剛床時の一方向並進応答における耐震性能の定量的な評価手法を検討した。今回設定した建物においては、線形挙動を仮定した接続スラブの面内剛性と主体部建物(本検討ではブロックA)の水平剛性の比 α が評価できれば、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を、提案した推定式を用いて定量的に評価可能であることを示した。

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
- 2) 日本建築防災協会：耐震診断法の高度化に関する検討 報告書，2010.3，pp.2-79 - 2-95