

# 耐力及び変形性能の異なる耐震補強要素が偏心配置された RC 造骨組の地震応答解析 ANALYTICAL STUDY ON STRUCTURES WITH UNBALANCED DISTRIBUTION

上田芳郎<sup>1</sup>, 真田靖士<sup>2</sup>, 中埜良昭<sup>3</sup>

<sup>1</sup> 東京大学大学院工学系研究科博士課程, 大学院生

Yoshiro Ueda, Graduate School of Engineering, The Univ. of Tokyo, yoshiro@iis.u-tokyo.ac.jp

<sup>2</sup> 東京大学生産技術研究所, 助手 博士 (工学)

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

<sup>3</sup> 東京大学生産技術研究所, 助教授 工博

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

## SUMMARY

Japanese Guidelines for Seismic Evaluation and Retrofit proposes the eccentricity factor associated with their elastic stiffness to evaluate the distribution of seismic elements in plan. However, at the ultimate stage of structure, the unbalanced distribution of strength could be predominant over the torsional response rather than that of stiffness. To estimate the effects of unbalanced distribution of strength on the torsional response of structures, numerical analyses are carried out based on the load-deflection characteristics obtained from the static loading tests. The results show that the maximum rotational angle of a structure retrofitted with steel framed brace is larger than that retrofitted with R/C wall.

キーワード: 地震応答解析, 耐力偏心, ねじれ応答, 耐震補強

Key words: Nonlinear dynamic analysis, Unbalanced distribution of strength, Torsional response, Seismic retrofit

## 1 はじめに

現行の耐震規定では, 耐震補強要素の平面的な偏在程度は弾性剛性に基づく「剛性偏心」により規定される<sup>1)</sup>。そのため, RC 造壁と比較して弾性剛性の小さい鉄骨系架構を用いた補強建物では補強要素の偏在程度は軽視される傾向にある。しかしながら, 鉄骨系架構においても RC 造壁と同程度の付加耐力が期待でき, 部材が降伏し剛性低下が生じる建物の終局強度時には, 「剛性偏心」よりもむしろ「耐力偏心」が建物の応答に大きな影響を及ぼすものと考えられる。そこで「耐力偏心」が建物のねじれ応答へ与える影響を検討するため, 異なる耐震補強要素が偏心配置された 1 層 1×1 スパンの RC 造試験体を対象とする振動台実験を計画した。本報では, 振動台実験に先立ち実施した静的載荷実験の結果及び, 実験結果に基づいて復元力特性をモデル化した試験体の地震応答解析結果について述べる。

## 2 実験概要

### 2.1 実験パラメータ

振動台実験における実験パラメータは, 剛性偏心率 (耐

震診断基準<sup>1)</sup>における(1)式)及び, 耐力偏心率 (文献<sup>2)</sup>における(2)式)とし, 剛性偏心率が等しく, 耐力偏心率が異なる試験体を計画した。

$$R_{ek} = \frac{e_k}{\sqrt{B^2 + L^2}} \quad (1)$$

$$e_k = \frac{\sum_i K_x \cdot l_y}{\sum_i K_x}$$

$e_k$  : 剛性偏心距離  ${}_i K_x$  : 各構面での弾性剛性  
 ${}_i l_y$  : 構面-重心間距離  $B, L$  : 建物長さ

$$R_{eq} = \frac{e_q}{\sqrt{B^2 + L^2}} \cdot C_B \quad (2)$$

$$e_q = \frac{\sum_i Q_{yx} \cdot l_y}{\sum_i Q_{yx}}$$

$e_q$  : 耐力偏心距離  $C_B$  : ベースシア係数  
 ${}_i Q_{yx}$  : 各構面での降伏耐力

### 2.2 試験体

計画した試験体を実現するために, まず, Fig. 1 に示す (a)無補強構面, (b)RC 造壁補強構面, (c)鉄骨ブレース補強

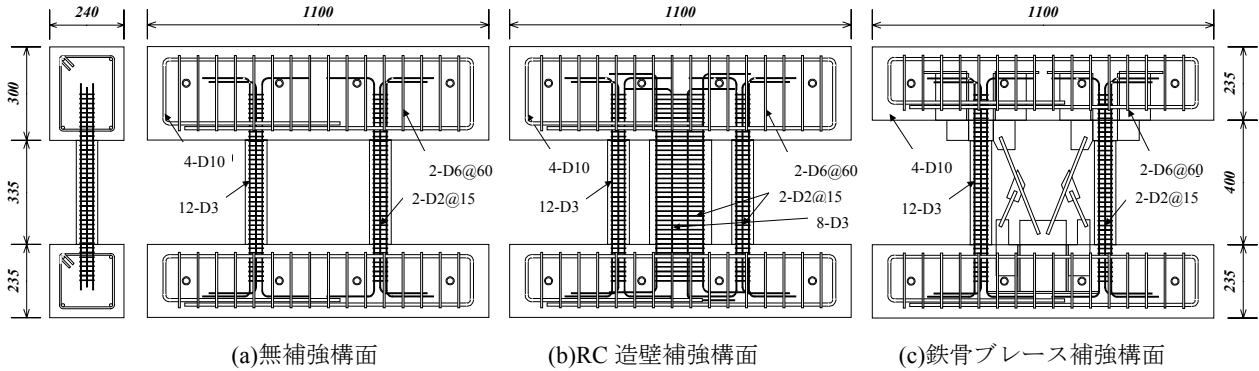


Fig. 1 Configuration of each frames

構面の3構面を計画し、3種類の構面 (a)と(b), (a)と(c)を組み合わせる事によって偏心骨組の製作を試みた。使用材料は、試験体寸法及び振動台の制限により、 $F_c=14.7\text{MPa}$ のマイクロコンクリート、柱及び壁主筋は D3、補強筋は D2 の鉄筋をそれぞれ使用した。Table 1, Table 2 の材料試験の結果に基づき算出した  $R_{ek}$ ,  $R_{eq}$  を Table 3 に示す。計画段階では Table 3 に示した剛性偏心率及び耐力偏心率の関係を有する試験体を想定している。尚、 $R_{ek}$  の算出に使用した弾性剛性は、試験体の RC 造部分の実験時における剛性低下を想定し、柱及び RC 造壁部材の剛性が 1/2 に低下するものと仮定して算出した。

2.3 静的載荷実験

振動台実験に先立ち、各補強構面の履歴特性の把握と、計画時に設定した剛性偏心率と耐力偏心率の関係が実現された事を確認する目的で Fig. 1 に示した3種類の構面における同種構面の組み合わせ ((a)と(a), (b)と(b)及び(c)と(c)) の試験体を対象に静的載荷実験を行った。

Fig. 2 に加力装置図を示す。載荷は2本のアクチュエータを水平に設置し、回転を制御しつつ加力を行った。正負交番繰り返し載荷を採用し、層間変形角にして、 $\pm 1/223\text{rad}$ ,  $\pm 1/167\text{rad}$ ,  $\pm 1/111\text{rad}$ ,  $\pm 1/84\text{rad}$ ,  $\pm 1/67\text{rad}$ ,  $\pm 1/56\text{rad}$ ,  $\pm 1/47\text{rad}$ ,  $\pm 1/34\text{rad}$ ,  $\pm 1/27\text{rad}$ ,  $\pm 1/20\text{rad}$  まで各1回ずつ加力した。

2.4 実験結果

Fig. 3 に各試験体の荷重-層間変形角関係を示す。RC 造壁補強及びブレース補強試験体に関して、図に示した計算

Table 1 Mechanical properties of concrete

	最大圧縮応力度	ヤング係数	最大圧縮応力時歪	比重
	$\sigma_y(\text{MPa})$	$E(\text{N/mm}^2)$	$\epsilon \text{ max}(\%)$	$t/\text{mm}^3$
コンクリート	15.52	$1.35 \times 10^4$	0.3	$2.04 \times 10^{-3}$

Table 2 Mechanical properties of steel bars

	断面積	引張降伏応力度	ヤング係数	降伏歪
	$A(\text{mm}^2)$	$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	$E(\text{N/mm}^2)$	$\epsilon(\%)$
D2	3.6	433.8	$1.69 \times 10^5$	0.46
D3	8.8	430.2	$1.44 \times 10^5$	0.52
ブレース材	$32.0 \times 2$	408.3	$2.25 \times 10^5$	0.50

Table 3 Calculated eccentricity

	無補強	RC造壁補強	ブレース補強
剛性偏心率 <sup>(1)</sup> : $R_{ek}$	0.00	0.10	0.10
耐力偏心率 <sup>(2)</sup> : $R_{eq}$	0.00	0.11	0.13

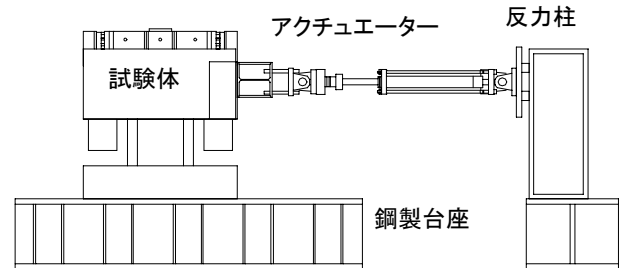


Fig. 2 Overview of the loading setup

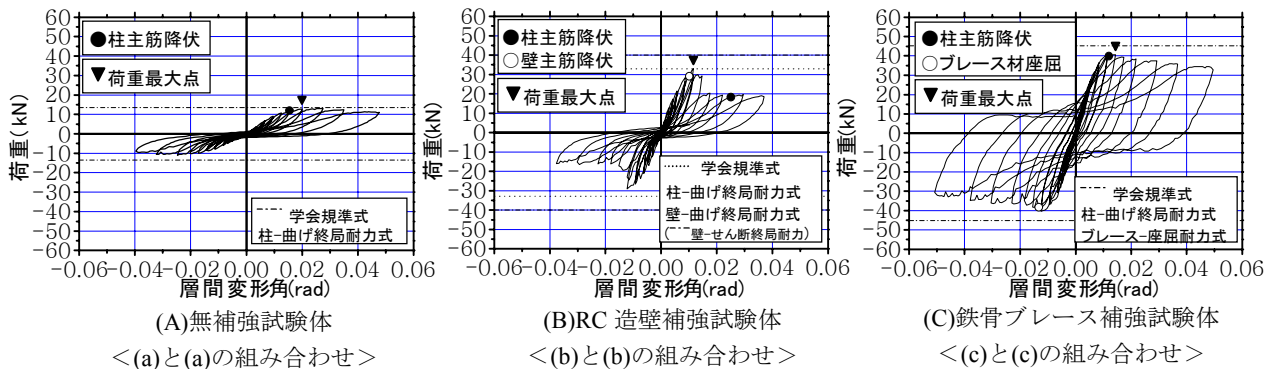


Fig. 3 Load-deflection characteristics obtained from the static loading tests

Table 4 Major test results

	無補強	RC造壁補強	ブレース補強
弾性剛性 $\times 10^4$ (N/mm)	0.31	1.00	0.99
加力方向終局時耐力 (kN)	13.1	23.1	26.1
ベースシア係数	0.60	1.05	1.17
剛性偏心率 <sup>(1)</sup> : Rek	0.00	0.10	0.10
耐力偏心率 <sup>(2)</sup> : Req	0.00	0.07	0.09

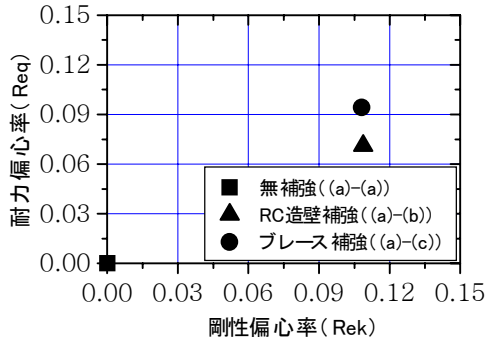


Fig. 4 Observed eccentricity

値は補強部材と柱部材との最大耐力点のずれを考慮して、(補強部材の耐力 +  $\alpha$  × 柱部材の耐力  $\alpha$  : 低減率) に従い算出したものである。さらに、P- $\delta$  効果の影響及び加力点と試験体高さ方向の重心位置とのずれに伴い生じる変動軸力の影響も考慮に入れた。Table 4 及び Fig. 4 に静的荷重実験の結果に基づき算出した偏心率の関係を示す。(1)式(2)式による偏心率の算出に際し、剛性及び耐力の値はそれぞれ初期剛性及び最大耐力とした。図より、計画した偏心率の関係が実現できた事を確認した。

### 3 解析概要

#### 3.1 解析モデル

地震応答解析では、1層 1×1 スパン、スパン長 400mm、1/10 スケールの RC 造試験体を Fig. 5 に示すモデルに置換した。柱及び補強部材は独立にモデル化し、それら弾塑性バネを並列に結合させ、各構面をモデル化する。地震動の入力は X 方向のみの 1 方向入力とし、加振直交方向の構面は弾性を仮定して各構面に弾性バネを配した。

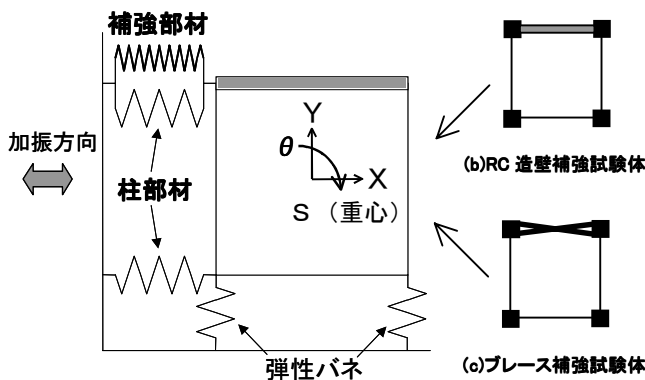


Fig. 5 Analytical model

#### 3.2 復元力特性のモデル化

各部材の復元力特性のモデルを Fig. 6 に示す。静的荷重実験の結果に基づき、柱及び RC 造壁部材の履歴特性を Takeda model, ブレース架構をバイリニアスリップモデルに、それぞれ最大耐力後の耐力低下を考慮してモデル化した。尚、耐力低下域の瞬間剛性は初期剛性の 1/1000 を仮に与え、その結果生じる不釣り合い力を次ステップで外力として作用させる事により解除した。また、減衰は瞬間剛性比例型 (減衰定数 3%) を採用した。

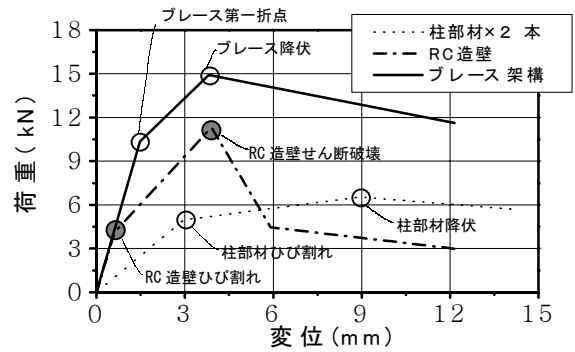


Fig. 6 Model of load-deflection characteristics

#### 3.3 入力地震波

入力地震波には、Hachinohe 1968EW, JMA Kobe1995NS, El Centro 1940NS の 3 波を使用し、相似則により地震波の時間軸を  $1/\sqrt{20}$  に圧縮した。解析では、最大加速度のレベルを重力加速度 G に対して 0.05G 刻みで設定し、6 秒区切りでレベルを順次大きくし、連続的に入力を行った。尚、本報では紙面の都合上、Hachinohe EW 波の解析結果のみを示す。Fig. 7 に加速度応答スペクトル (減衰定数 3%) を示す。試験体の固有周期は RC 造壁補強、ブレース補強試験体共に 1 次周期 (回転卓越型) が 0.20s, 2 次周期 (並進卓越型) が 0.09s である。

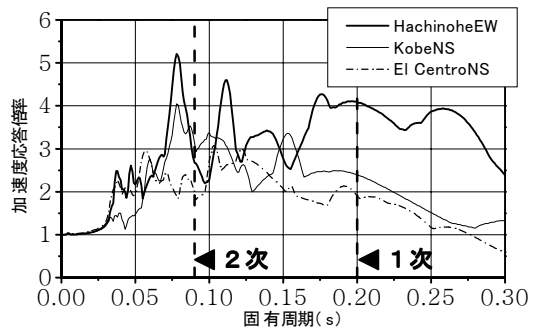


Fig. 7 Response spectra of acceleration

#### 3.4 解析結果

Fig. 8 に RC 造壁補強及びブレース補強試験体における各構面の変位応答の時刻歴を破壊経過と共に示す。ここでは Hachinohe EW 波のみを示したが、地震波の違いによる全体的な破壊の進展状況に大きな差は見られなかった。RC 造壁は、Hachinohe EW 波では 0.40G で、Kobe NS 波、El Centro NS 波では 0.55G で降伏し、ブレース補強構面は Hachinohe EW 波では 0.60G で、Kobe NS 波、El Centro NS

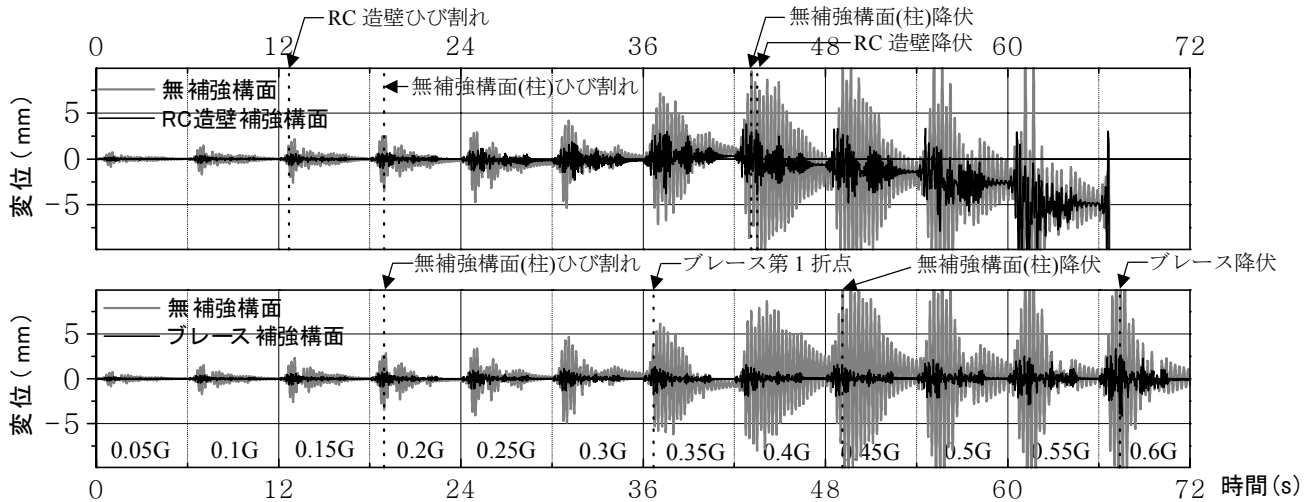


Fig. 8 Time histories of displacements during Hachinohe EW earthquake

波では0.75Gでそれぞれ降伏した。各試験体の最大耐力が異なるため、両者を時間軸で単純比較する事はやや困難であることから、以下では入力レベルを耐力レベルで基準化して比較検討を行う。

Fig. 9に地震波の入力レベルと重心位置における最大回転角の関係を示す。X軸の入力レベルは試験体の耐力レベル(C<sub>B</sub>)で除して基準化を行った。ただし、C<sub>B</sub>には部材の降伏前では各構面の最大耐力の単純和を試験体重量で除したものを採用し、降伏後は耐力低下を考慮に入れ、最大変形時の耐力の和を重量で除したものをを用いている。RC造壁のひび割れ発生以前では回転角の大きさに差は見られない。ひび割れ発生以降、RC造壁の剛性が低下するため、両試験体の応答量に差が生じると予想されたが、ひび割れ発生前同様ほとんど差が見られなかった。Fig. 10に各入力レベルの最大変形時における割線剛性の変化を、Fig. 11にその割線剛性に基づく固有周期の変化をそれぞれ示す。RC造壁の降伏時(43.5s)における割線剛性とその初期剛性の比率は50.8%、同入力レベル時のブレース補強試験体の比率は86.4%であった。しかしながら、回転の中心が補強構面付近にあるため、補強構面の剛性低下が1次固有周期に与える影響は小さく、1次固有周期に大きな違いは見られないことがわかる。この結果、回転角に差がほとんど現れなかったものと考えられる。RC造壁の降伏耐力以降は、耐力偏心率の大きいブレース補強試験体の回転角がRC造壁補強試験体を上回る傾向が確認された(Fig. 9)。

4 まとめ

静的載荷実験の結果をもとに試験体をモデル化し、耐力低下域まで考慮した地震応答解析を行った。その結果、剛性偏心が等しく耐力偏心に大小差がある2つの試験体では、耐力レベルに基づく基準化を行うと、同程度の地震波の入力を想定した場合、最大耐力以降でRC造壁補強試験体と比較して耐力偏心が大きくなるブレース補強試験体のねじれ応答が大きくなる事がわかった。

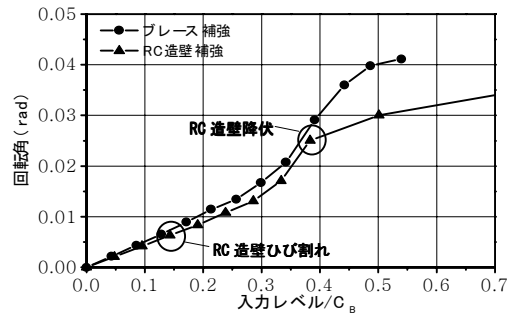


Fig. 9 Max rotational angle vs. input level/C<sub>B</sub>

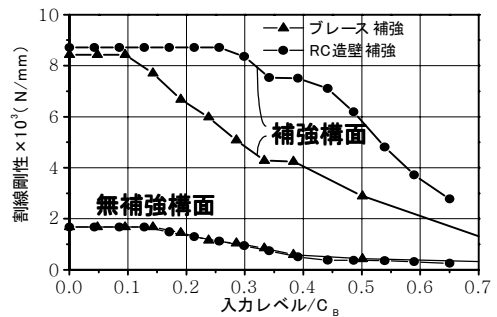


Fig. 10 Degradation of stiffness

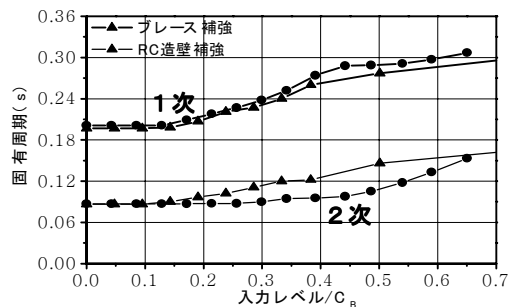


Fig. 11 Change of natural period

参考文献

- 1) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 1977年
- 2) 鉄骨系架構が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組のねじれ応答性状に関する研究, 日野ら, 日本建築学会関東支部研究報告集, 1998年