

論文 枠付き鉄骨 K 形ブレースにより耐震補強された RC フレームの水平加力実験

下地博子*1・山川哲雄*2・森下陽一*3・中田幸造*4

要旨: 中低層 RC 造建築物である学校校舎の耐震補強には、枠付き鉄骨ブレース補強が多く採用されている。(財)日本建築防災協会は鉄骨ブレースの細長比を原則として、枠の節点間距離で 58 以下と制限している。そのために鉄骨ブレースに補剛材が取り付けられていることが多い。本研究ではその補剛材を取り付けず、かつ鉄骨ブレースの細長比も 58 以上あるものも含めて、従来の間接接合で既存 RC 造フレームに取り付けた場合の弾塑性挙動を実験的に検証した。本研究は、新しい接合部の提案に向けた準備実験でもある。

キーワード: 耐震補強, 枠付き鉄骨 K 形ブレース, 座屈長さ, 細長比, 靱性指標 F

1. 序

既存不適格建築物の耐震補強を行う場合、中低層 RC 造で構成された学校校舎では枠付き鉄骨ブレースを用いた耐震補強法が多く採用されている。枠付き鉄骨 K 形ブレースは、鉄骨枠内に引張ブレースと圧縮ブレースを K 形に配置し、それを一組として既存 RC 骨組みに組み込む。鉄骨架構部の枠の全周は、モルタル、あと施工アンカーなどを介して既存 RC 骨組と間接接合される。(財)日本建築防災協会(以降、建防協)が鉄骨ブレースの細長比を原則として、枠の節点間距離で 58 以下と制限していることもあり、鉄骨ブレースには座屈補剛材が取り付けられていることが多い。そのために、構面外座屈を起こすこともありうる。それに対して、松井は建防協発行の耐震改修指針¹⁾の解説にある「圧縮ブレースの座屈強度を計算する場合の座屈長さは、部材の両端部における固定度によって計算してよい」に注目し、構面内座屈を前提に、補剛材の無い慣用の枠付き鉄骨ブレースによる補強法を提案し、かつ検証実験も終えている²⁾。

一方、山川らはピロティフレームの柱、梁を補強し、かつ極厚無筋壁を取り付ける合成極厚無筋壁補強法を提案した³⁾。この方法を鉄骨ブレースへ応用するためにも、慣用の間接接合による補剛材なしの枠付き鉄骨ブレース補強 RC 骨組の加力実験は基準実験として必要である。

このような観点から、本研究では、間接接合による補剛材の付かない枠付き鉄骨ブレース補強の補強効果をさらに検証することと、上記補強法の実験データを集積することを目的とし、一定軸力下の正負繰返し水平加力実験を行う。そのため、本研究では、座屈補剛材無しの鉄骨ブレースの細長比を、鉄骨枠の節点間距離で建防協の細長比制限値 58 を超えるものも含め、78, 63, 49 の 3 つを設

定し加力実験を行った。

2. 実験計画

2.1 試験体

枠付き鉄骨ブレースを組み込む RC 骨組を Fig. 1 に示す。RC 骨組は 175mm × 175mm の正方形断面柱で、内法高さは 875mm (M/(VD)=2.5) であり、スタブ(幅 600mm, 高さ 500mm, 長さ 2300mm) と一体的に打設した。RC 骨組の寸

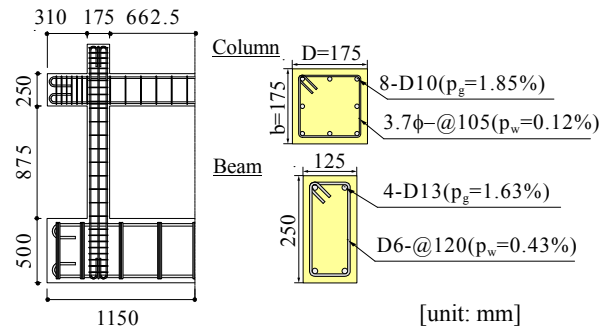


Fig. 1 Details of reinforcement

Table 1 Properties of steel materials

	Steel materials		a	σ_y	E_s
			(mm)	(MPa)	(GPa)
R05P-P0	Rebar	D10	71	406	174
		D13	127	331	175
	Hoop or stirrup	3.7φ	11	560	192
		D6	32	443	164
R08B-F50 R08B-F60 R08B-F75	Rebar (or Dowel)	D10	71	355	201
		D13	127	342	201
		D13 (Anchor)	127	359	179
	Hoop or stirrup	3.7φ	11	617	188
		D6	32	449	153
	Steel Plate	t=4.5mm	-	337	206
		t=6.0mm	-	366	208
	BH-75 × 50 × 4.5 × 4.5	747	346*	193*	
	BH-75 × 60 × 4.5 × 4.5	837	333*	207*	
	BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5	972	354*	204*	

Notes: a=cross section area, σ_y =yield strength, E=Young's modulus of elasticity, *=Results of compression test.

*1 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻 (正会員)

*2 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)

*3 琉球大学 工学部環境建設工学科准教授 工博 (正会員)

*4 琉球大学 工学部環境建設工学科助教 博士(工学) (正会員)

Table 2 Details of test specimens and slenderness ratio of steel braces

Specimen	σ_B	$\sigma_{B.add.}$	Brace	l (mm)	l' (mm)	λ_x	λ_y	λ_y'
R05P-P0	28.3	-	-	-	-	-	-	-
R08B-F50	22.6	48.7	BH-75×50×4.5×4.5	879	641	29	78	57
R08B-F60	22.6	48.7	BH-75×60×4.5×4.5		624	29	63	45
R08B-F75	19.7	43.7	BH-75×75×4.5×4.5		606	28	49	34

Notes: Axial force ratio ($N/(bD\sigma_B)$)=0.2(per column), $\sigma_{B.add.}$ is add concrete strength(MPa), Reinf. in column: -main reinf.: 8-D10, Hoop: 3.7 ϕ -@105, Reinf. in beam: -main reinf.: 4-D13, stirrup: D6-@120, l = length of steel brace from C.L. to C.L. of steel frame, l' = clear length of steel brace between gusset plates, $\lambda_{x(y)}=l/i_x$ (i_y), $\lambda_y'=l'/i_y$, i_x = gyration radius (i_x) about strong axes (x), i_y = gyration radius (i_y) about weak axes (y).

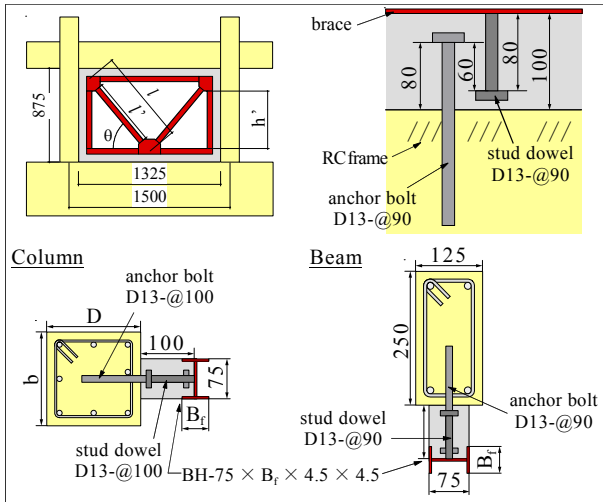
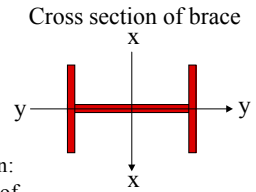


Fig. 2 Details of retrofitted specimens

法は実寸の1/4~1/3である。柱主筋は8-D10($p_g=1.85\%$), 帯筋は3.7 ϕ -@105($p_w=0.12\%$)とし、梁主筋は4-D13($p_g=1.63\%$), あばら筋はD6-@120($p_w=0.43\%$)を配筋した(全RC骨組共通)。鋼材の力学的特性をTable 1に示す。

試験体の一覧, およびブレース断面形と細長比をTable 2に示す。Fig. 2は間接接合部詳細である。試験体総数は4体であり, 補強性能を把握するために無補強の試験体R05P-P0³⁾も併せて示した。実験を行った年度が異なるため, 試験体R05P-P0のコンクリート, および鉄筋の材料特性は, 枠付き鉄骨ブレースにより補強を施したR08B-F50, R08B-F60, R08B-F75と異なる(以後, R05P, R08Bは省略)。なお, 試験体名末尾の2桁の数字はフランジ幅である。実験変数は, 鉄骨ブレースの節点間距離を座屈長さとした細長比 λ がF50は78, F60は63, F75は49である。

補強に使用する枠付き鉄骨ブレースは, 材質SS400, 厚さ4.5mmの鋼板を用いた組立て溶接H形鋼である。鉄骨ブレースはBH-75× B_f ×4.5×4.5, フランジ幅 B_f は $B_f=50, 60, 75$ の3種類であり, 鉄骨枠はブレースと同サイズの溶接H形鋼, ガセットプレートには6mmの鋼板を用いた。試験体F50はブレースの節点間距離 l が879mm(全試験体共通), ガセットプレート間距離 l' が641mm, フランジ幅 B_f は50mmである。試験体F60はフランジ幅 B_f が60mm, ガセットプレート間距離 l' が624mmである。試験体F75はフランジ幅 B_f が75mm, ガセットプレート間距離 l' が606mmである。

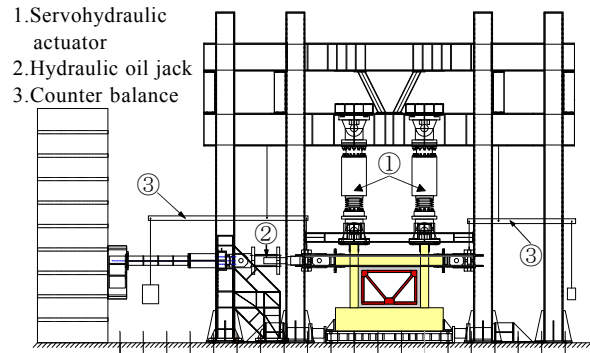


Fig. 3 Test setup

全補強試験体とも頭付スタッドは12本-@90mm(柱側接合部7本-@100mm), あと施工アンカー13本-@90mm(定着長さ110mm, 柱側接合部8本-@100mm)とした。鉄骨枠とRC骨組の間にはスパイラル筋を配し, セメント系無収縮グラウト材を使用して充填を行った。

Fig. 3に加力装置を示す。加力はサーボアクチュエーターにより常に一定の鉛直荷重($N/(bD\sigma_B)=0.2$, RC柱1本に対する軸力比)を与え, 油圧ジャッキにより正負繰返し载荷を行った。水平加力は柱梁接合部中心の水平変位の平均値 δ (cm)によって制御した。加力プログラムは試験体で多少異なる。試験体F50は層間変形角 $R=\pm 0.1\% \sim \pm 1.5\%$ を0.1%の増分で各1回, 次に $R=\pm 1.7, \pm 1.9, \pm 2.0, \pm 2.5, +3.0\%$ を各1回繰返した。試験体F60は $R=\pm 0.1\% \sim \pm 1.2\%$ を0.1%の増分で各1回, 次に $R=\pm 1.5, \pm 2.0, \pm 2.5, +3.0\%$ を各1回繰返した。試験体F75は $R=\pm 0.1\% \sim \pm 1.2\%, +1.3\%$ を0.1%の増分で各1回繰返した。

2.2 H形鋼の圧縮試験結果

鉄骨ブレースに用いた組立て溶接H形鋼の圧縮特性を把握するため, 圧縮試験を行った。圧縮試験に使用した試験体は, BH-75× B_f ×4.5×4.5, フランジ幅 B_f は $B_f=50, 60, 75$ の3種類であり, 補強試験体に使用した鉄骨ブレースと同じ断面形状である。試験体の高さはフランジ幅の3倍とし, 各種類3体, 計9体圧縮試験を行った。加力は2000kN万能試験機を用い, 試験体の下部を固定, 上部ピンの材端条件とした。試験体にはひずみゲージを貼付し, 圧縮ひずみを測定した。圧縮試験の結果をFig. 4に示す(平均値はTable 1参照)。Fig. 4の実線が圧縮試験の結果, 破線は鋼材($t=4.5\text{mm}$)の引張試験結果であり, 3体の試

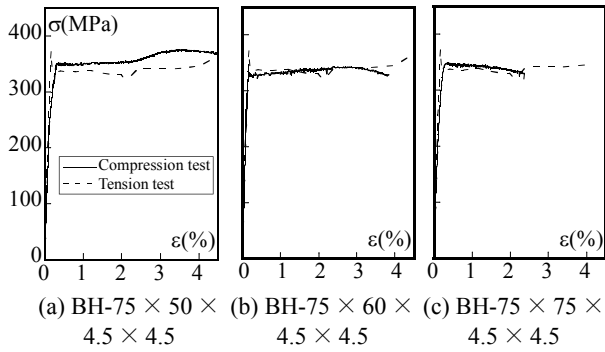


Fig. 4 σ - ϵ relationships

験体内、平均値に近いデータを示した。縦軸は軸力を試験体の断面積で除した応力度、横軸はひずみゲージによる測定値である。Fig. 4より、圧縮試験の結果は引張試験結果とほぼ同じであることがわかる。Table 1より、圧縮試験結果の平均値は、BH-75 × 50 × 4.5 × 4.5では引張試験結果の1.03倍、BH-75 × 60 × 4.5 × 4.5では0.99倍、BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5では1.05倍であり、鋼材の引張試験による降伏強度 σ_y とほぼ同じであった。

3. 実験結果

Fig. 5に実験終了後の最終破壊状況と水平荷重V-層間変形角Rの関係を示す。層間変形角Rは、柱梁接合部中心の水平変位の平均値 δ から計算した。下スタブ上面から柱梁接合部中心までの距離は1,000mmなので、層間変形角R (%)と水平変位の平均値 δ (cm)は1%が1cmに対応する。V-R曲線中の破線は最大水平耐力の80%を示している。本実験では、鉄骨ブレースの座屈開始をより正確に把握するため、鉄骨ブレースの構面内座屈たわみ量を変位計で測定した。Fig. 6にその圧縮ブレース中間で測定した構面内座屈たわみ量 δ (mm)と層間変形角R (%)の関係を示す。これらはFig. 6に示す正加力側（以下、正側とし、負加力側を負側とする）各層間変形角のピーク強度時のデータ

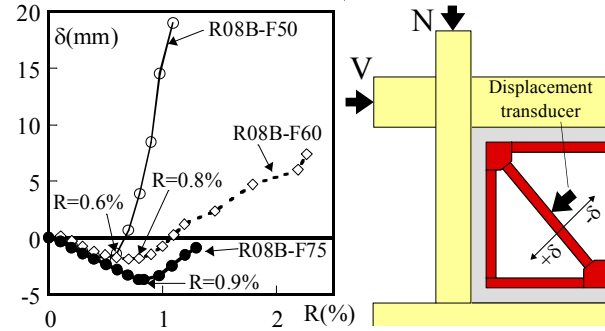
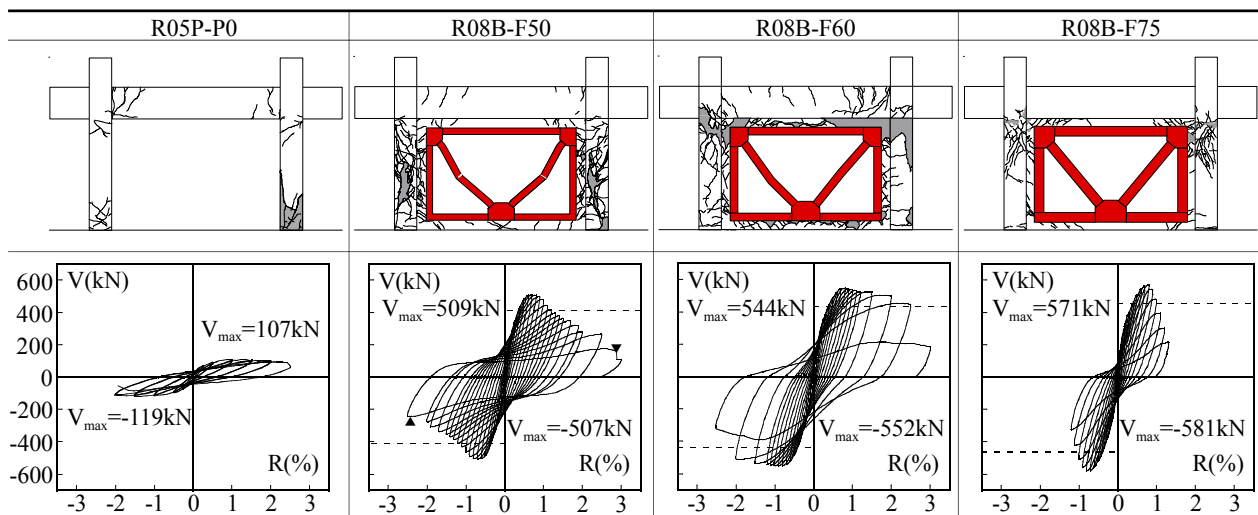


Fig. 6 Transducer measurement at middle of steel brace

であり、鉄骨ブレースの水平変位を含んでいる。F50とF60のV-R曲線での実験終了時RとFig. 6のRが対応しないのは、座屈開始後、座屈たわみ量が大きくなり変位計のストロークを超えたことによる。

Fig. 5より、無補強の試験体P0はR=0.5%から柱と梁に曲げひび割れが生じ始めた。最大水平耐力は正側が107kN (R=1.0%)、負側が119kN (R=1.5%)であった。その後、R=2.5%正側をクリアし、R=2.5%負側に向かう途中のR=2%近傍で柱にせん断破壊を生じ、実験を終了した。最終破壊状況は、曲げ降伏後のせん断破壊であった。

フランジ幅50mmの試験体F50は、R=±0.3%で間接接合部のグラウト材にひび割れが入り、R=0.3%の負側で柱脚部に曲げひび割れが生じた。R=0.5%では柱脚部主筋が降伏した。Fig. 7は鉄骨ブレース中間部の同一フランジ両縁のひずみである。鉄骨フレームが構面内座屈を起こすと曲げひずみに伴う圧縮ひずみと引張ひずみが発生する。Fig. 7 (a)より、F50の鉄骨ブレースはR=0.5%には全断面圧縮降伏し、その後、圧縮と引張ひずみに大きく乖離している。目視により鉄骨ブレースの座屈が観察できたのは0.7%からだが、Fig. 6を見ると、R=0.6%から座屈たわみ量が増加し始めている。試験体F50の最大水平耐力は正側が509kN (R=0.7%)、負側が507kN (R=0.7%)であり、



Notes: i) Loading direction from left to right is push (+) and vice versa. ii) Dotted line is 0.8Vmax. iii) Plot (▼) is breakage of steel brace.

Fig. 5 Observed cracking patterns at final drift angle and experimental V-R relationships

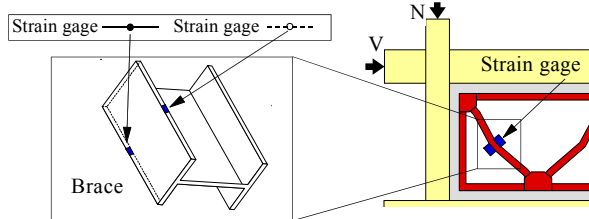
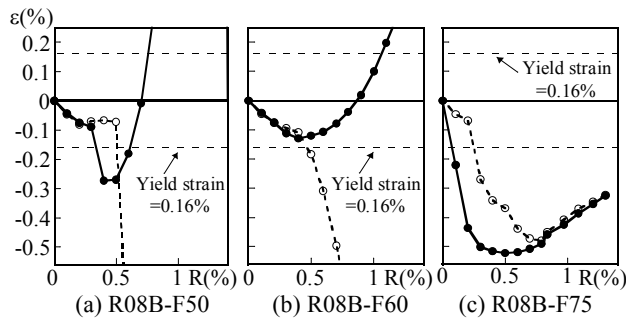


Fig. 7 Measured strain of steel brace

鉄骨ブレースの座屈により F50 の最大耐力は決まったといえる。最大耐力後、鉄骨ブレースの座屈により、柱にはせん断ひび割れが多数生じた。Fig. 5 の V-R 曲線より、F50 は $R = \pm 1.2\%$ まで最大水平耐力の 80% を維持したが、 $R = 3.0\%$ の正側において大きな音とともに鉄骨ブレースが引張破断したため実験を終了した。Fig. 5 の V-R 曲線に示した ▼ が鉄骨ブレースの破断点である。

フランジ幅 60mm の試験体 F60 は、 $R = \pm 0.3\%$ で間接接合部のグラウト材にひび割れが入り、 $R = 0.3\%$ 負側で柱脚に曲げひび割れが生じた。 $R = 0.7\%$ 正側では柱主筋が脚部で降伏し、柱にせん断ひび割れが生じた。Fig. 7 (b) より、F60 の鉄骨ブレースは $R = 0.5\%$ で全断面圧縮降伏し、それ以降ひずみが圧縮と引張に乖離し始めている。目視により鉄骨ブレースの座屈が観察できたのは、 $R = 0.9\% \sim 1.0\%$ であり、Fig. 6 より座屈たわみ量が増加するのは $R = 0.8\%$ からである。Fig. 5 の V-R 曲線より、F60 の最大水平耐力は正側が 544kN ($R = 0.8\%$)、負側が 552kN ($R = 0.9\%$) であり、F50 と同様、鉄骨ブレースの座屈で最大耐力は決まったと考えられる。F60 は正側で $R = 2.5\%$ 、負側では $R = 2.0\%$ まで最大水平耐力の 80% を維持したが、それ以降、柱頭と間接接合部で損傷が激しく、 $R = 3.0\%$ 正側で最大水平耐力の 40% を下回ったため実験を終了した。鉄骨ブレース座屈後、間接接合部の滑りせん断破壊に伴い引張柱にパンチングシア破壊が生じ、圧縮柱がせん断破壊した。

フランジ幅 75mm の試験体 F75 は、 $R = \pm 0.1\%$ において間接接合部グラウト材にひび割れが入り始めた。 $R = 0.4\%$ 正側で柱頭にせん断ひび割れが生じた。正側 $R = 0.8\%$ 時には引張柱柱頭にせん断ひび割れ、圧縮柱には曲げひび割れが生じていた。Fig. 5 の V-R 曲線より、F75 の最大水平耐力は正側が 571kN ($R = 0.8\%$)、負側が 581kN ($R = 0.8\%$) であり、 $R = \pm 1.0\%$ まで最大水平耐力の 80% を維持した。 $R = 1.3\%$ 正側で最大水平耐力の 37% まで耐力が低下した

め実験を終了した。Fig. 7 (c) より、鉄骨ブレースは圧縮降伏しているが、ゲージの値は共に圧縮であり座屈は発生していないと考えられる。また、Fig. 6 において、F75 の座屈たわみ量測定値が $R = 0.9\%$ でマイナス方向からプラス方向に転じているのは、座屈の発生ではなく、梁下間接接合部の滑り量が大きくなり、鉄骨ブレースの水平変位が減少したことによると考えられる(後述の Fig. 8 参照)。すなわち、既存 RC フレームの水平変位に枠付き鉄骨ブレースが追従しにくくなったからである。最終破壊状況は、間接接合部のすべりせん断破壊に伴い、引張柱にパンチングシア破壊が生じ、圧縮柱がせん断破壊した。

Fig. 8 は、鉄骨ブレース下部のガセットプレート中央位置で変位計により測定した鉄骨ブレースの滑り量 δ_s と層間変形角 R (水平変位 δ と対応) の関係である。ここで、滑り量 δ_s は試験体スタブ上面に対する相対水平変位量であり、Fig. 8 の破線は、 R に占めるすべり量の割合が 50% であることを示している。F50 は、滑り量 δ_s の R に占める割合は最大で 17% である。同様に、F60 は最大で 16% であった。F75 は層間変形角 $R = 0.9\%$ 時に枠付き鉄骨ブレースの滑り量 δ_s が減少している。これは、側柱柱頭部のせん断ひび割れと梁下間接接合部グラウト材のひび割れが増加し、枠付き鉄骨ブレースに対する梁の水平変位が卓越し始め、柱頭部と梁下間接接合部の損傷が連なる様相を呈し始めていることを示している。滑り量 δ_s の R に占める割合は最大で 25% であった。

Fig. 9 は各試験体のスケルトンカーブである。Fig. 9 に次式で計算した靱性指標¹⁾も併せて示している。

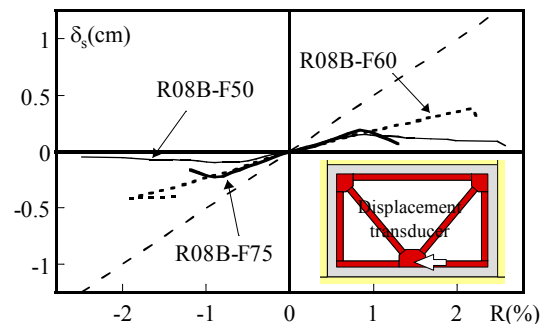


Fig. 8 Sliding displacement

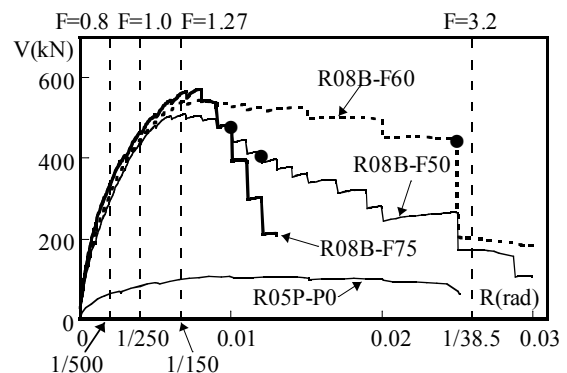


Fig. 9 Skeleton curves

Table 3 Ductility Index F

Specimen	R	F
R08B-F50	1.2/100	1.8
R08B-F60	2.5/100	3.1
R08B-F75	1.0/100	1.6

Note: R= drift angle at 0.8V_{max}

$$F = 0.6 + 100R \quad (1)$$

Fig. 9の●は、各試験体の最大水平耐力が80%に低下した時点を示している。Fig. 9より、枠付き鉄骨ブレース補強により、最大水平耐力は基準試験体の5倍前後の値を示した。F75は最大水平耐力は大きいですが、接合部破壊を起こしたため耐力低下が大きい。Table 3には、Fig. 9の●で示すRと式(1)を使用して求めた各試験体の靱性指標Fを示している。試験体F50、F60は耐震改修指針の細長比58以下を満足していないが、靱性指標FはF50では1.8、F60では3.1であった。

4. 終局耐力の考察

4.1 評価式

枠付き鉄骨ブレースで補強されたRC骨組の終局耐力は、次式のうち小さい方で求められる¹⁾。式(2)が鉄骨ブレースが降伏する場合(タイプI)、式(3)が間接接合部が破壊する場合(タイプII)である。

$$I V_u = s V_u + V_{c1} + V_{c2} \quad (2)$$

$$II V_u = V_{j+p} V_c + V_{c2} \quad (3)$$

ここで、 $s V_u$: 鉄骨ブレースの水平耐力、 V_{c1} : 引張柱の終局耐力、 V_{c2} : 圧縮柱の終局耐力、 V_{j+p} : 梁下面にある補強接合部のせん断耐力(本試験体は、スタッドとあと施工アンカーのうち、スタッドのせん断耐力で決まる)、 V_c : 引張柱のパンチングシア耐力。 $V_{j+p} V_c$ の算定式は文献1)を参

照されたい。

ここに、

$$s V_u = (\sigma_{cr} \cdot A_B + F \cdot A_B) \cos \theta \quad (4)$$

$$\sigma_{cr} = \left\{ 1 - 0.4(\lambda/\lambda_p)^2 \right\} F \quad (5)$$

ここで、 σ_{cr} : 圧縮ブレースの座屈耐力、 λ : 有効細長比、 λ_p : 限界細長比(= $\sqrt{(\pi^2 E)/(0.6 F)}$)、 F : 鋼材の基準強度(= σ_y)、 A_B : ブレースの断面積、 θ : 鉄骨枠とブレースのなす角度。以下に各試験体の算定方針を示す。

(1) 鉄骨ブレースの終局耐力 $s V_u$

式(4)の $s V_u$ を計算する際、圧縮ブレースの座屈強度は以下の3ケースを仮定した。ケース1は座屈長さを両端ピンで節点間距離 l とし($\lambda = \lambda_y$)、基準強度には降伏強度を使用する($F = \sigma_y$)。ケース2では座屈長さを両端ピンでガセットプレート内法間距離 l' ($\lambda = \lambda'_y$)²⁾、基準強度には降伏強度を使用する($F = \sigma_y$)。ケース3では $\sigma_{cr} = F = \sigma_y$ として引張ブレースと同じ耐力を負担する。なお、2.2節より、鋼材の基準強度 F には引張試験結果を使用する。ケース1、2の座屈強度の計算結果を座屈強度曲線上に示したのがFig. 10

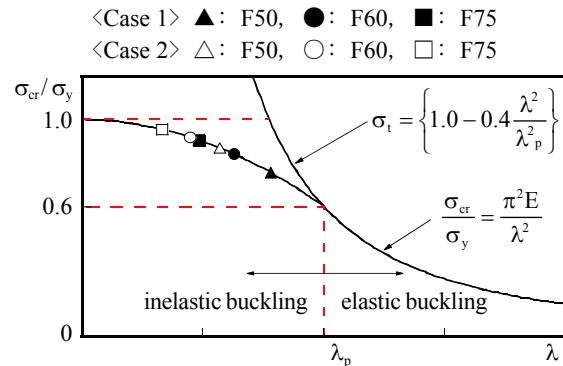


Fig. 10 Normalized critical stress versus slenderness ratio

Table 4 Calculated lateral force capacity of brace

Specimen	Compressive brace V_c (kN)			Tensile brace V_s (kN)	$s V_u = V_c + V_s$ (kN)		
	Case 1	Case 2	Case 3	Case 1, 2, 3 ($F = \sigma_y$)	Case 1	Case 2	Case 3
	($\lambda = \lambda_y, F = \sigma_y$)	($\lambda = \lambda'_y, F = \sigma_y$)	($\lambda = 0, F = \sigma_y$)				
R08B-F50	121.9	140.2	161.2	161.2	283.1	301.4	322.3
R08B-F60	152.0	166.2	180.6	180.6	332.6	346.7	361.1
R08B-F75	189.9	200.3	209.7	209.7	399.6	410.0	419.4

Table 5 Experimental and calculated results

Specimen	h' (mm)	$s V_f$ (kN)	V_{mu} (kN)	V_{su} (kN)	$s V_u$ (kN)	Type 1	Type 2	+V _{exp} (kN)	-V _{exp} (kN)	+V _{exp} / I V _u ' (kN)	+V _{exp} / II V _u (kN)
						V_u (kN)	V_u (kN)				
R08B-F50	Case 1	536.5	14.1	75.6	69.8	283.1	448.4	509.2	-507.2	1.14	0.87
	Case 2					301.4	466.7			1.09	
	Case 3					322.3	487.6			1.04	
R08B-F60	Case 1	523.1	20.9	77.5	70.9	332.6	508.5	544.0	-552.5	1.07	0.93
	Case 2					346.7	522.6			1.04	
	Case 3					361.1	537.0			1.01	
R08B-F75	Case 1	504.1	33.8	75.5	67.8	399.6	584.4	570.7	-580.6	0.98	0.99
	Case 2					410.0	594.8			0.96	
	Case 3					419.4	604.2			0.94	

Notes: $s V_f$: lateral force capacity of steel frame, V_{mu} : flexural strength of each RC column, V_{su} : shear strength of each RC column, $s V_u$: lateral force capacity of brace, V_u : lateral force capacity of mode type 1, V_u : lateral force capacity of mode type 2, V_{exp} : experimental result.

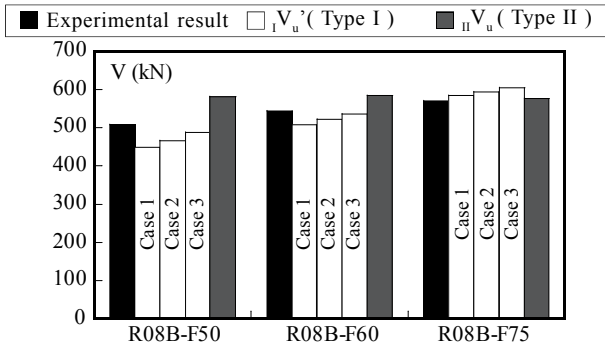


Fig. 11 Comparison of experimental and calculated results

である。Fig. 10のように、各試験体の細長比 λ と λ_y は限界細長比 λ_p より小さくなり、材料の非弾性域で座屈する。求めた鉄骨ブレースの計算水平耐力を Table 4 に示す。

(2) 柱の終局耐力 V_{mu} , V_{su}

曲げ強度は文献4)による曲げ強度略算式を用いる。この際、せん断スパン h' は、鉄骨上枠ガセットプレート下部と鉄骨下枠上部間の距離とした (Fig. 2 参照)。せん断強度は修正荒川 mean 式⁵⁾を用いた。計算結果を Table 5 に示す。Table 5 のように、計算結果はせん断破壊を示している。タイプIとなったF50とF60は、観察では最大耐力時に曲げひび割れが支配的であった。また、無補強のP0は曲げ降伏後のせん断破壊である。従って、式(2)でタイプIの終局耐力を計算する場合、 V_{c1} , V_{c2} は曲げ強度 V_{mu} とする。式(3)でタイプIIの終局耐力を計算する場合、タイプIIであるF75は引張柱のパンチングシア破壊、圧縮側柱はせん断ひび割れではなく、曲げひび割れが生じていた。従って、式(3)の V_{c2} は曲げ強度を採用した。

耐震改修指針¹⁾では鉄骨枠の寄与は無視されている。ここでは、実験結果の検証であること、および鉄骨枠の寄与を考慮すれば、F50とF60の計算結果は、より実験結果に近づくことから、式(2)の計算では、鉄骨枠の寄与を考慮した。鉄骨枠の寄与 V_{f1} は、溶接H形鋼の弱軸まわりの全塑性耐力と仮定した(せん断スパンは h')。従って、本研究では、タイプIの終局耐力を次式で計算する。

$$V_{u1} = V_u + V_{c1} + V_{c2} + V_f \quad (6)$$

4.2 実験結果と計算結果の関係

計算水平耐力 V_{u1} , V_{u2} は Table 5 に示されている。Table 5 を図化したのが、Fig. 11 である。Fig. 11 より、F50, F60の計算結果はタイプIであり、座屈長さをガセットプレート内法間距離 l' としたケース2であっても、実験結果を安全側に評価できるといえる。これは、最終破壊状況を観察すると、ブレースの座屈変形はガセットプレート間で生じており、鉄骨ブレースとガセットプレートの接合部では節点の回転は見られなかった。よって、鉄骨ブレースはガセットプレート内法間距離でピン節点ではなく、固定に近い状況と推測される。これより、耐震改修指針¹⁾に従って仮定したケース1はかなり安全側だと考えられる。

ケース2の実験値/計算値はF50は1.09, F60は1.04となった。F60は、タイプIとIIの計算結果がF50に比べて接近している。このことは、F60の実験結果が鉄骨ブレース座屈後の接合部破壊となったことを裏付けているともいえる。また、F75試験体の計算結果はタイプIIを示しており、計算結果は実験結果を良く評価している一方で、タイプIの計算結果とかなり近い。F75は実験で圧縮ブレースが降伏している (Fig. 7) ことから計算と実験の対応は概ね良好であると考えられる。なお、F75試験体が接合部破壊となった理由は、設計においてスタッドの水平耐力が不足していたことによるものである(スタッド水平耐力408kN)。

5. 結論

- (1) 枠組節点間の細長比が78, 63, 49である座屈補剛材の付かない枠付き鉄骨ブレースの、RC枠組への耐震補強効果を明らかにした。
- (2) 鉄骨ブレースの座屈で水平耐力が支配された場合には、座屈長さをガセットプレート内法間距離に想定した細長比による座屈耐力を用いても、補強骨組の実験水平耐力を安全側に評価できる。
- (3) 座屈補剛材の付かない枠付き鉄骨ブレースで補強されたRCフレームの靱性指標Fは、本実験の範囲内では1.8以上が期待できる。

謝辞

実験では、松井千秋・九州大学名誉教授に貴重なご助言を頂いた。本実験の一部は日本学術振興会の平成20年度科学研究費補助金(基盤研究(A)、課題番号:20246091、代表者:山川哲雄)によった。鉄骨ブレースの製作は原建設工業(有)に、加力実験では琉球大学大学院生小林慎、琉球大学卒論生作山寛子の各位の協力のもとに行われた。

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改修設計指針 同解説, 2001
- (2) 松井千秋:鉄骨枠付K形ブレースの設計法の合理化, 日本コンクリート工学協会九州支部「建物の耐震診断・補強研究専門委員会」報告書, pp. 103-111, 2008.10
- (3) Md. Nafiur Rahman and Tetsuo Yamakawa: Investigation of a Hybrid Technique for Seismic Retrofitting of Bare Frames, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No. 2, pp. 209-222, 2007.6
- (4) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990
- (5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999