

論文

[2043] 既存鉄筋コンクリート造架構の靱性抵抗型鉄骨ブレースによる耐震補強

正会員○勝俣英雄（大林組技術研究所）

正会員 関松太郎（大林組技術研究所）

正会員 隈沢文俊（東京大学生産技術研究所）

正会員 岡田恒男（東京大学生産技術研究所）

1. 序

既存鉄筋コンクリート造建物の耐震補強工法として、枠付きの鉄骨ブレースを鉄筋コンクリート骨組内に挿入する方法〔1〕が①軽量、②高強度が得られること、③開口を設けても性能が低下しないこと、などの理由から採用されることが多くなった。筆者らは、一般のブレースよりじん性能が良好なY形ブレース（図-1）〔2〕を用いる構法を考案した。Y形ブレースは、「せん断パネル」を意図的にせん断降伏・せん断座屈させ、ブレース材の応力を弾性範囲に滞めるように設計されるので、せん断降伏に伴う安定したエネルギー消費能力が得られる。また、じん性能が高いので、強度を下げることも可能であり、既存躯体と鉄骨部材の接合部をより容易に設計・施工できる点に特徴がある。

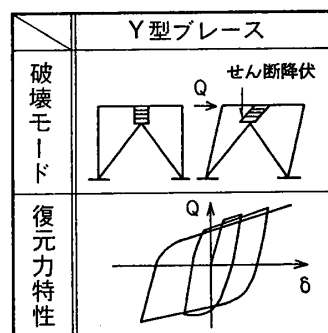


図-1 Y型ブレース

本論文では、既存躯体のじん性能、および鉄骨部材と既存躯体との接合法に着目してY型ブレースの補強効果を実験によって検討した。

2. 実験概要

試験体は表-1に示す7体で、実物の約1/3スケールである（図2、3）。既存躯体を模した鉄筋コンクリート骨組と、補強部材としての鉄骨および両者の接合部からなる。柱崩壊となるように梁を剛強とした。なお、ブレースを挿入した場合でも、壁としての全体曲げ降伏は生じないことを事前の予備解析で確認している。鉄骨と既存躯体の接合は文献〔1〕と同様な方法である（図-4）が、ブレースからの局部応力を処理するために、梁の端部、およびせん断パネル端部の接合部はアンカーのピッチを細くして補強した。

実験パラメーターは、

①既存鉄筋コンクリート柱のじん

性能、

②補強の程度、

③柱との接合の有無、

の3項目である。試験体RC1シリーズの柱はじん性能が悪く、RC2シリーズはじん性能がよいように、帯筋量を変化させた（図-3）。試験体名の後半が補強の程度を示し、「-S」が

表-1 試験体一覧

試験体名	柱の帯筋	鉄骨補強	鉄骨と既存躯体との接合
RC1	D3@ 90 (Pw=0.08%)	なし	—
RC1-S		枠	全周目荒し あと施工アンカー
RC1-SY		枠+Yブレース	
RC2	D6@ 90 (Pw=0.36%)	なし	—
RC2-S		枠	全周目荒し あと施工アンカー
RC2-SY		枠+Yブレース	
RC2-SSY			

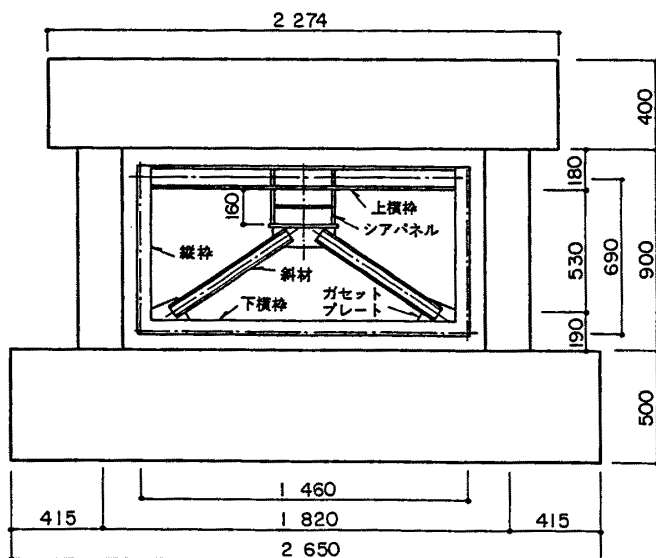


図-2 試験体

表-2 鉄骨部材リスト

部 位	部 材	降伏強度 ($\times 0.2\%$ off set)	引張強度 [kgf/cm ²]
シアパネル	BH-280 $\times$ 100 $\times$ 3.2 $\times$ 9	ウェブ 4010	[4480]
	スライフナー 2 冊 6 $\times$ 48.4 付	フランジ 2920	[4420]
斜 材	-60 $\times$ 30 $\times$ 4.5	3250*	[4360]
上 横 枠	H-100 $\times$ 100 $\times$ 6 $\times$ 8	4090	4990
その他の枠	h-100 $\times$ 100 $\times$ 6 $\times$ 8		

鉄骨枠のみ増設する補強、「-SY」が鉄骨枠に加えてY型ブレースを増設する補強に相応する。耐力などを補強部材の累加または合成の効果として考えることが容易となるように、「-S」試験体ではガセットプレートをあえて付加して柱の可撓長さを「-SY」試験体と同一とした(図-2)。なお、RC2-SSYは柱と鉄骨枠を接合しないように、柱の目荒しと、柱へのあと施工アンカーの打設を省き、接合部の簡略化を図った。

材料強度を表-2、3に示す。せん断パネルでは降伏比(=降伏強度/最大強度)が高かった。接合部のモルタルは試験体を立てた状態で底部中央から圧入した。梁下に隙間ができないように、モルタルは数回試し練りを行ない、膨張剤・増粘剤などを加えた。

加力は片持ちばり形式とし、梁の片側から、交互に繰り返して押した。また、各柱には定軸力(軸応力度 $\sigma_a = 50 \text{ kgf/cm}^2$)を加えた。

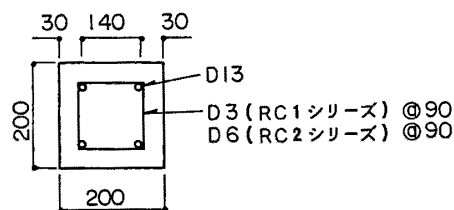
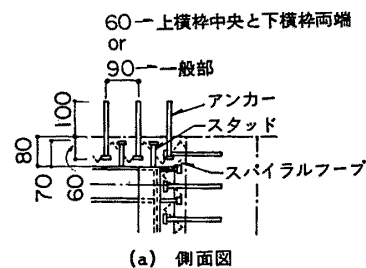
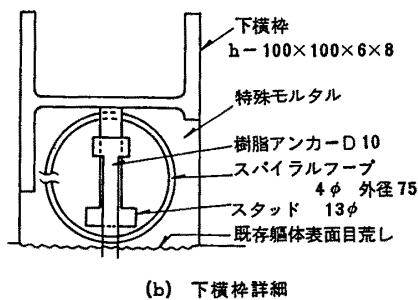


図-3 柱詳細



(a) 側面図



(b) 下横枠詳細

図-4 鉄骨枠詳細

表-3 材料強度

(1) 鉄筋

種類	降伏強度 [引張強度]
D3	2890 [4460]
D6	3920* [5620]
D10	3790 [5420]
D13	3350 [4870]

(2) コンクリートとモルタル

部 位	圧縮強度
柱、加力梁	215
基礎梁	192
接合部 RC1-S) RC2-S)	386
〃 上以外	305

(3) スタッド・樹脂アンカー

スタッド	破断強度: 5450
アンカー	引抜耐力: 3.45 ton/本 (3本中2本が母材破断)

* 0.2% off set, 単位; 特記なき場合はkgf/cm²

ルタルの界面に大きな口あきとずれが生じ、剛性が低下した。柱のせん断ひび割れ幅は他の試験体より小さかった。ただし、最終サイクルではせん断パネルのフランジも破断した。

柱と縦枠がずれ始めると、鉄骨ブレースの転倒モーメントは下横枠のスタッドやアンカーおよび上横枠が接合された梁のパンチングシアで負担するが、梁耐力に余裕があったため、ずれの影響はなかった。なお、この試験体は枠の応力が最も厳しくなると判断できるが、下横枠中央部においては測定したひずみは非常に小さかった。梁の変形が少ない場合は下横枠を必ずしもつなぐ必要はないことを示唆していると思われる。

3. 2 荷重変形関係

Y型ブレースを増設すると、次の2点が特徴として挙げられる。

①変形が小さい範囲から紡錐形のル

ープ形状をもっており大変形に致しても安定している。

②最終サイクルの大変形時（部材角1/30以上）、耐力上昇がある。

①については、構造物としての変形は小さくてもせん断パネルの変形は大きく、塑性変形が生じることと対応する。また、せん断座屈発生後もシアパネルがスティフナーで補強されているので、大きな張力場が形成され塑性変形する領域が十分に広がったと思われる。

②は、せん断パネルのフランジが斜めになり、それに作用する引張力が層せん断力の成分を持つからである。せん断パネルには、ほぼ、階高とせん断パネル内法高さの比に応じて変形が集中する。水平変位部材角が1/12ならば、本試験体ではせん断パネルの部材角は1/2 にも達する。

4. 耐力の検討

最大耐力について、実験結果から次のことがわかる（表-4、図-7参照）。

- (1) RC1とRC2の両シリーズで対応する試験体同士では、大きな差はなかった。柱の帯筋量によらず、無補強では曲げで（曲げ耐力計算値=12.0ton）、「-S」および「-SY」試験体では柱とモルタルのずれで耐力が決まったと考えられる。
- (2) 無補強に対して、鉄骨枠のみでは約25ton の増加、鉄骨枠のみに対してブレース付きではさらに約20ton 強の増加があった。後者は、単に鉄骨枠にブレース耐力が累加されたと考えられるが、前者は鉄骨枠と鉄筋コンクリート柱の合成も考慮する必要がある。
- (3) RC2-SSYは、RC2-SYより最大耐力が約6 ton 小さく、部材角1/75での耐力も約9 ton 小さかった。

RC2-SYとRC2-SSYの耐力を、次の仮定をおいて略算的に評価した。

表-4 実験結果一覧

試験体	最大耐力		限界変形 R_u ($\times 10^{-2}$ rad)	エネルギー消費量		耐力・変形能を 定めた破壊モード
	P(t)	耐力比		*E(t·ss)	増割合	
RC1 (無補強)	13.9	—	20.0	1120	—	曲げ降伏後の 柱せん断破壊
RC1-S (枠のみ)	37.3	2.68	13.3	2930	2.62	柱せん断破壊 柱縦枠接合部の破壊
RC1-SY (Y型 ブレース)	62.0	4.46	20.0	9049	8.08	シアパネル せん断降伏・破断
RC2 (無補強)	13.8	—	67.5	1075	—	柱曲げ降伏
RC2-S (枠のみ)	36.2	2.62	27.1	2883	2.68	柱せん断破壊 柱縦枠接合部の破壊
RC2-SY (Y型 ブレース)	64.2	4.65	33.3	9142	8.50	シアパネル せん断降伏・破断
RC2-SSY (Y型 ブレース)	55.6	4.03	33.3	8616	8.01	同 上

*E：部材角1/50の加力サイクル終了時までの累積

(1) せん断パネルの最大耐力は降伏比が小さいので、降伏応力度により評価する。

(2) 鉄骨枠付きの場合は剛域を伸ばす。

(3) 鉄筋コンクリート柱と鉄骨枠については曲げ耐力のみを考え、次の2ケースを検討する。

(A) 鉄骨枠とモルタル、および鉄筋コンクリート柱をそれぞれ独立に平面保持を仮定する(「完全分離」)。

(B) 鉄骨枠、モルタルおよび鉄筋コンクリート柱を一体として平面保持を仮定する(「完全合成」)。

図-7(c)に結果を示す。柱と枠を接合しないRC2-SSYについては、「完全分離」のケースが実験結果に近いが、RC2-SYの最大耐力は「完全分離」と「完全合成」の間である。「不完全合成」の部材として取り扱う必要があるので、試みに、ずれ耐力を細川・塩原ら[3]のアンカーに関する実験を参考にして、これが水平耐力に及ぼす効果を略算的に評価した。鉛直せん断力 V_v を水平せん断力 V_h に次式で換算し、これを「完全合成」の値に加えると、RC2-SYの耐力をよく評価することができた。

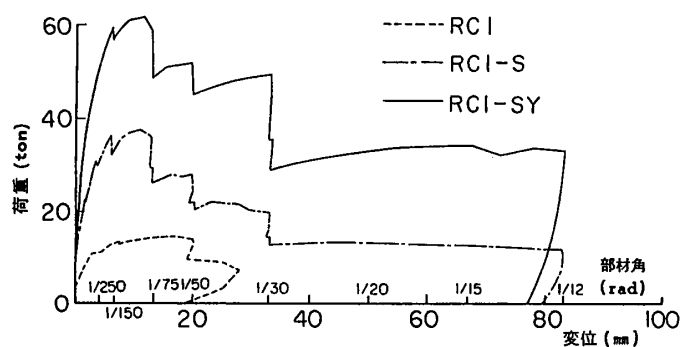
$$V_h = V_v \cdot (\ell / h_0)$$

ℓ : 柱の中心と枠のウェブ
芯間距離

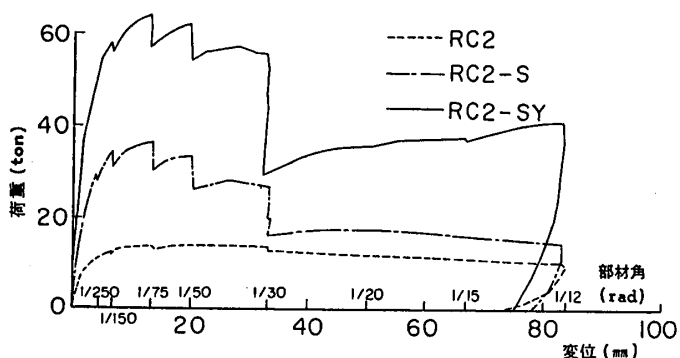
h_0 : 可撓高さ

5. エネルギー消費量の検討

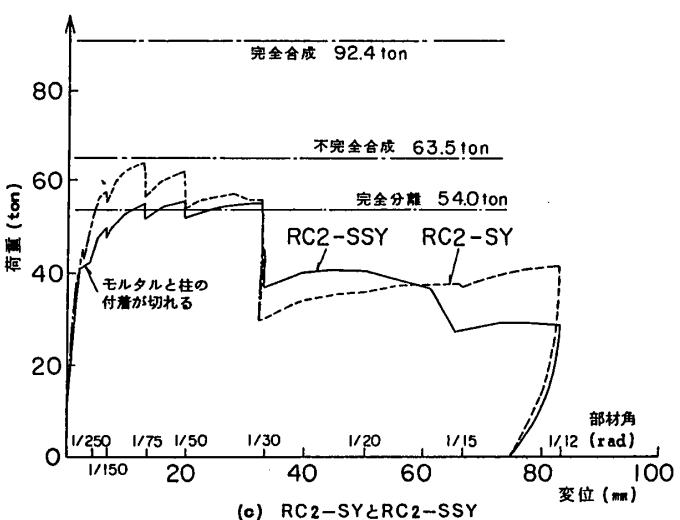
エネルギー消費量に着目し、図-8(縦軸: 累積エネルギー消費、横軸: 累積変形)に示す。エネルギー消費量は、主に補強方法に依存し、柱のじん性能や接合部の詳細にはほとんど影響を受けないことがわかる。つまり、エネルギー消費の面では増設された鉄骨部材が主要な耐震要素となっていること、またさらには、鉄筋コンクリート部分や接合部は最大耐力には寄与するが、



(a) RC1シリーズ



(b) RC2シリーズ



(c) RC2-SYとRC2-SSY

図-7 荷重変形関係の
正方向の包絡線

繰り返し載荷時の水平力の負担割合が小さく、エネルギー消費に対する寄与は少ないこと、を意味する。また、耐力の上昇度合に対して部材角1/50のサイクル終了時点でのエネルギー消費量の上昇度合（表-4）は、鉄骨枠のみよりシアパネル付きの方が高いことがわかる。

6. まとめ

じん性抵抗型のY型ブレースを増設した鉄筋コンクリート骨組の実験によって次のことがわかった。

(1) Y型ブレースの増設は、耐力が4倍以上になり、また、エネルギー消費能力が大きく向上し、また、終局変位も部材角1/30に達して十分な耐震補強効果がある。

(2) Y型ブレースが保有する大きなエネルギー消費能力は、既存鉄筋コンクリート部材のじん性能の大小にかかわらず安定しており、鉄筋コンクリート部材に代わって主要な耐震要素となりうる。

(3) 鉄骨枠による拘束効果によって既存柱の剛域が長くなる場合もある。

(4) 最大耐力の評価にあっては鉄筋コンクリート柱と鉄骨枠との合成を考慮する必要がある。

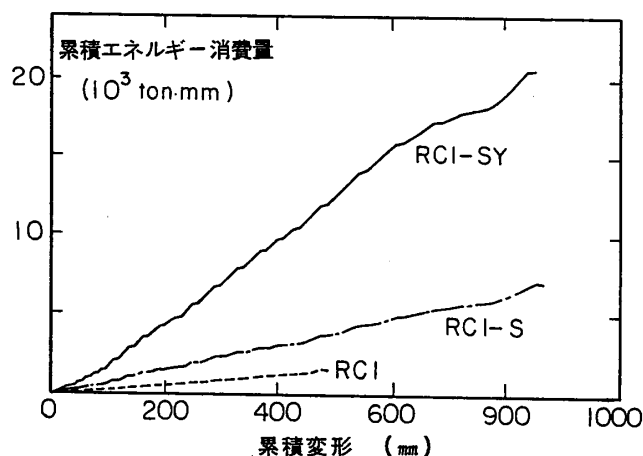
以上の知見は梁耐力が柱にくらべて比較的高い試験体による実験結果であるが、梁耐力が低い場合や、実際の建物への適用性については今後の検討課題である。

謝辞

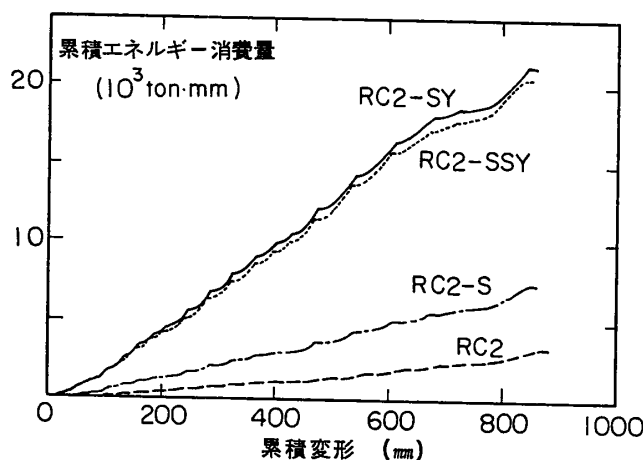
本研究を遂行するにあたり、有益な助言をいただきました大林組技術研究所武田寿一所長、および小畠克朗構造第一研究室長に謝意を表します。

参考文献

- [1] 山本泰稔、清田清司：既存鉄筋コンクリート造建築物の補強法に関する実験的研究、第29回構造工学シンポジウム、1983、pp. 91～98
- [2] 関松太郎、勝俣英雄、内田 壘、ほか：Y型ブレースを持つ鉄骨2層骨組の地震応答性状に関する基礎的研究、構造工学論文集、Vol. 33B、1987、pp. 259～271
- [3] 細川洋治、塩原 等、ほか：鉄筋コンクリート造壁・骨組境界面の直接せん断伝達機構 第6回コンクリート工学年次講演会論文集、1984、pp. 529～532



(a) RC1 シリーズ



(b) RC2 シリーズ

図-8 エネルギー消費量