

## 論文 出入口の開口をもつ枠付き鉄骨耐震補強法の実験的研究

山本泰稔\*<sup>1</sup>・広沢雅也\*<sup>2</sup>・田川泰久\*<sup>3</sup>・服部範二\*<sup>4</sup>

要旨：筆者らは、既存の鉄筋コンクリート（以下RCと略す）造建物を枠付き鉄骨系架構で耐震補強する際に、出入口用開口下部が通行の支障をきたさないように、又、鉄骨枠としての機能を損なわないように、鋼板でつないで水平方向の移動を拘束し、靱性抵抗型の補強となるよう工法の改良に取り組んできた。今回、ブレース及びパネル補強の試験体を合計3体制作して、静的繰り返し加力実験を行い性能を確認した。その結果、出入口下部の鋼板が水平拘束効果を発揮し、所期の目標通り靱性抵抗型に改善できたので、その結果について報告する。

キーワード：耐震補強、靱性抵抗型、鉄骨系耐震壁、開口部、間接接合部

## 1. はじめに

RC造建物の鉄骨系耐震補強法として枠付き鉄骨補強工法が定着してきた。この工法の構造的な特徴は、通常、間接接合部（鉄骨枠とモルタル枠とで構成された既存RC部材と鉄骨系耐震壁との接合枠）が補強架構の全周に巡らされていて、強度及びじん性のいずれの抵抗型にも適した補強となることが挙げられる。しかしながら、もし同じ条件で出入り口用の開口を設けるとなると、間接接合部であるところの接合枠を跨がなくてはならず不便である。又、邪魔だということで単純に接合枠を切除してしまうと、性能は強度抵抗型に限定されて、折角の汎用性が制約をうけることが、昨年度の実験で明らかとなっている<sup>1)</sup>。今回は、大きな開口周比(=0.45)をもつ出入り口下部の接合枠を一部切除した代わりに、鋼板で置き換えて鉄骨架構の一体性を保ち、靱性の改善を図った。試験体は2層1スパンのブレース補強及びパネル補強のものが3体ある。以下では、それらの繰り返し水平加力実験結果について報告する。

## 2. 実験の概要

## 2.1 試験体

試験体は合計3体で、その概要を図-1に示す。同図a)は補強対象の既存RCラーメンである。補強前の既存RC部分のコンクリート断面及び配筋は試験体全てに共通である。ただし、鉄骨パネル試験体[PP-2]の場合のみ、スパンが500mm長くなっている。いずれも柱がせん断破壊する設計となっている。既に、実験でもその性状は確かめられている<sup>2)</sup>。同図b)はこの既存RCラーメンに出入り口が1か所の腰折れブレースを連層に補強した試験体[M B-1]である。以下、紙数の都合で1層分のみを示す。同図c)も出入り口は1か所であるが、門型鉄骨パネルを用いた試験体[PP-1A]である。図d)は出入り口が左右2箇所にある鉄骨パネル試験体[PP-2]である。

[M B-1]のブレースは建築防災協会の改修指針で示されている弾性座屈強度式を用いて設計した<sup>3)</sup>。一方、[PP-1A]及び[PP-2]のパネル試験体は半張力場の理論を適用して設計した<sup>4)</sup>。

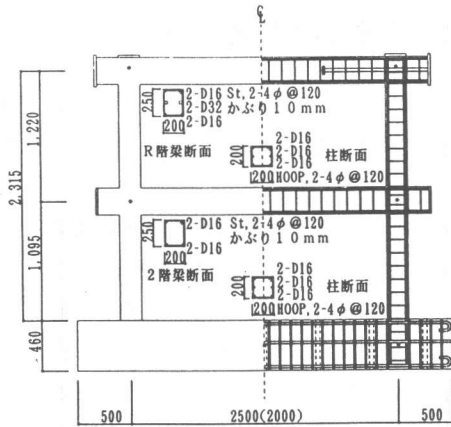
出入り口下部の接合鋼板の平面形状は各試験

\*1 芝浦工業大学教授 工学部建築学科 工博(正会員)

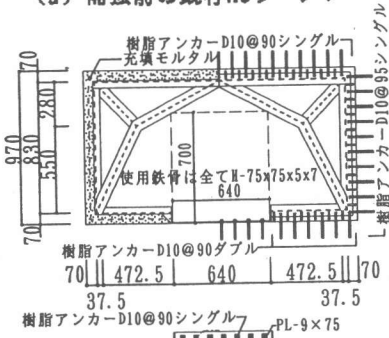
\*2 工学院大学教授 工学部建築学科 工博(正会員)

\*3 横浜国立大学助教授 工学部建設学科 工博(正会員)

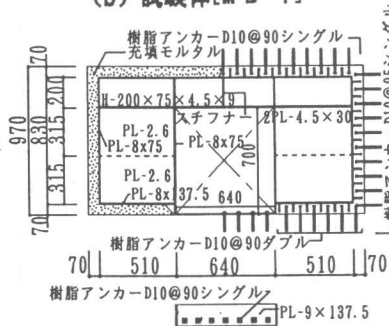
\*4 (株)KR建築研究所 所長



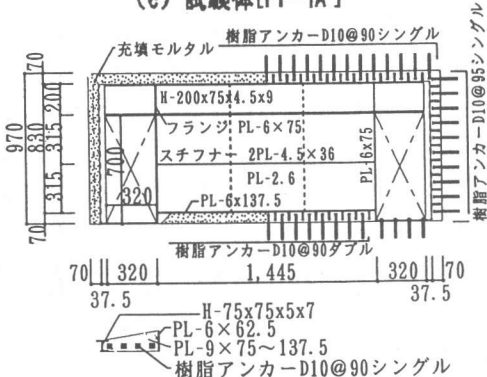
(a) 補強前の既存RCラーメン



(b) 試験体[MB-1]



(c) 試験体[PP-1A]



(d) 試験体[PP-2]

図-1 試験体の概要

体で異なっている[図-1(b)-d]。すなわち、[MB-1]はつなぎ鋼板の厚さと幅が $t \times W = 9 \times 75$ 、[PP-1A]のそれは $t \times W = 9 \times 137.5$ 、[PP-2]は $9 \times 7.5 - 137.5$ とテーパーがついている。鋼板はいずれも通常の鉄骨棒と溶接で接合され、又、既存RC梁とは接着系アンカー止めとなっている。

## 2.2 加力方法及び測定方法

図-2に加力装置の概要を示す。試験体はPC鋼棒で試験床に固定した。又、試験体への定軸力及び水平力は加力フレームを通してオイルジャッキで加えた。定軸力(3.0MPa)を各柱の2層の頂部に加えながら、屋上(R)階梁軸部の左右に均等な押し引き水平力を静的に加えて、既存RC梁への軸力導入を避けた。

水平力は第1サイクルを初期ひび割れが発生する荷重までとし、第2サイクル以降は変形制御した。各試験体とも、基礎上端からR階梁軸部までの平均層間変形角 $R$ が、それぞれ1/250、

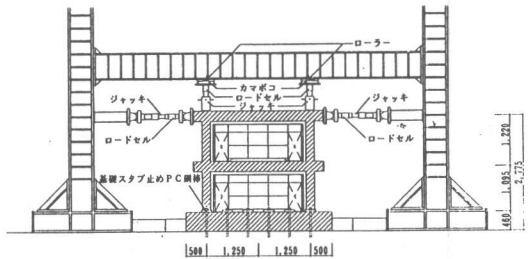


図-2 加力装置図

1/125、1/60、1/30rad となるところで繰り返し加力するのを原則とした。

測定は既存RCラーメン及び鉄骨架構の各接合点の水平及び鉛直変位を変位計で、又、ラーメン部材中の鉄筋及び鉄骨表面の要所におけるひずみをワイヤーストレンゲージで測定した。ひびわれの測定はクラックスケールで行った。

## 2.3 材料の性質

実験時における封かん養生コンクリート及びモルタルの試験結果を表-1に示す。圧縮強度はそれぞれ $\sigma_c = 21.4 \text{ MPa}$ 、 $\sigma_m = 40.5 \text{ MPa}$ であった。

又、鉄筋及び鋼板の引張試験結果を表-2及び表-3に示す。鉄筋の降伏点強度は358-427MPa、鋼板のそれは177-346MPaであった。PL-2.6は予想より低い降伏点強度であった。

表-1 コンクリート及びモルタルの性質 (MPa)

	$\sigma_b$	$\sigma_{sp}$	$E_s \times 10^3$
コンクリート	21.4	1.92	22.2
充填モルタル	40.5	3.02	26.5

表-2 鉄筋の引張試験結果

公称径	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_{max}$ (MPa)	破断伸び (%)
4φ	(460)	645	5.70
D 13	358	519	25.3
D 16	362	537	23.8
D 22	399	647	21.7
D 32	427	625	20.2

注) 4φ筋は冷間伸線にて、( ) 内の値は推定値

表-3 鋼板の引張試験結果

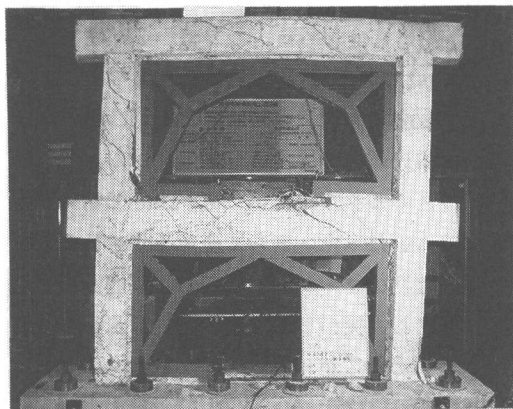
板厚	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_{max}$ (MPa)	破断伸び (%)	$E_s$ (GPa)
PL-2.6	177	316	37.2	192
PL-4.5	313	422	30.5	208
PL-5.0	346	473	13.7	170
PL-6.0	318	446	31.1	203
PL-7.0	249	437	23.0	176
PL-8.0	322	455	16.5	185
PL-9.0	294	430	33.7	204

### 3. 実験結果

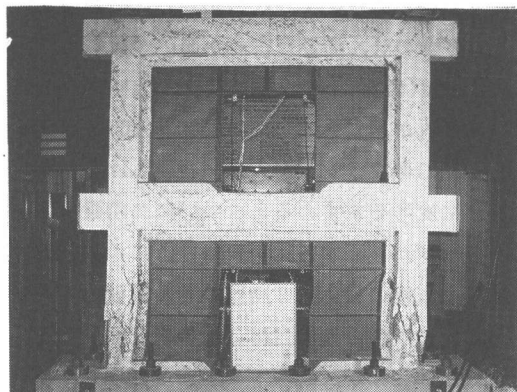
#### 3.1 ひび割れ及び破壊性状 [写真-1参照]

[MB-1]:118kN 近傍から2階梁に初期ひび割れが発生しはじめ、引張側柱脚部にも曲げひび割れが発生した。R=1/250rad(300kN)でせん断ひび割れが柱脚や2階梁中央に発生した。1/125rad(380-400kN)で引張側ブレース脚部で鉄骨柱とモルタルとが大きくずれ出した。その後、1/60rad(最大耐力時)で2・R階梁中央部のせん断ひび割れ幅が7mm程度に広がった。又、1/

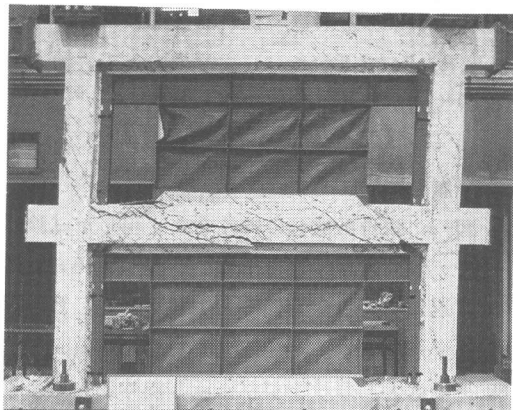
36radで2階開口下部のつなぎ鋼板が局部座屈をおこし、そのアンカー筋が引き抜けて耐力が490kNから420kNに低下した。破壊の直接原因は2階RC梁のせん断破壊であった。実験後の



(a) 試験体[MB-1]



(b) 試験体[PP-1A]



(c) 試験体[PP-2]

写真-1 実験終了後の破壊状況

観察でブレースが弱軸回りに曲げ座屈しているのが確認できた。

[PP-1A]: R階梁中央部に120kN で初期ひび割れが発生した。R = 1/250rad (370kN)で引張側柱脚部にせん断ひび割れが発生した。1/125rad (430kN)の時、1・2階のパネルが明瞭なせん断座屈を起こしはじめた。この頃からRC柱・梁のせん断ひび割れ幅が拡大するようになった。1/60rad (450kN)で1・2階のパネル開口部のフランジが中央部スチフナー位置で座屈し、又、圧縮側柱とモルタル枠との分離が生じて耐力が低下するにいたった。さらに変形をすすめると、1階圧縮柱のフープ筋が破断し、鉄筋も座屈した。ただし、開口下部の鋼板自体は最後まで座屈することはなかった。

[PP-2]: R = 1/250rad (490kN) で1階引張側柱にせん断ひび割れや、2階パネルのせん断座屈が目立ちはじめた。又、この頃から2階開口下部梁に多数のせん断ひび割れが発生しはじめた。1/125rad (550kN) で2階梁に主筋方向のせん断ひび割れが目立ちはじめた。又、1/60rad (560kN)で開口部フランジが大きく座屈しはじめた。さらに変形をすすめると、ついに2階梁のスターループが破断するにいたった。この試験体の破壊の直接の原因は2階梁のせん断破壊であった。開口下部の鋼板自体は最後まで座屈することにはなかったが、鋼板下のRC梁ははげしく壊れた。

この水平加力実験の後、RC柱頭に390kN ( $\sigma_N = 9.75\text{MPa} = 0.456\sigma_b$ )まで加力して、軸力の保持能力があることを確認した。

### 3.2 履歴特性

図-3に鉄骨系補強の特性をよく現した試験体 [PP-2] の履歴特性を示す。R = 1/125radまでは繰り返しによる耐力低下も少なく安定した紡錘型の変形を示す。R = 1/60rad で最大荷重580kN に達すると、フランジが座屈し繰り返しにより耐力低下が目立つようになるがループは依然として安定していると言える。ただし、繰り返し

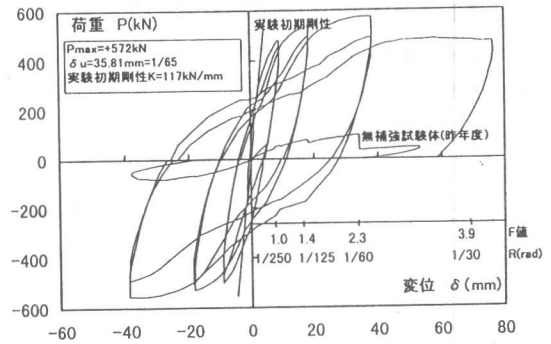


図-3 試験体[PP-2]の荷重-変形特性

によってパネルの斜張力による皺の方向が90度変化する変形の小さいところで逆S型の棚が現れた。

図-4に各試験体の頂部における荷重-変形の包絡線を示す。参考のため昨年度に行った無補強試験体の包絡線も示した。[MB-1]はR = 1/60rad で最大荷重541kN に達した。開口部のつなぎ鋼板が局部座屈した後で急激な強度低下が生じた。R = 1/60rad までのループはパネル試験体に比べればエネルギー吸収量がやや劣る結果になった。ただし、開口下部の鋼板が局部座屈する R = 1/33radまで最大荷重の80% 程度の強度を維持し、大きな変形能力低下は生じなかった。

[PP-1A] はR = 1/60rad で最大荷重450kN に達した。開口部の縦フランジが座屈し、又、1階柱のせん断破壊により主筋が座屈し徐々に耐力低下をおこした。

パネルを使用した[PP-1A]及び[PP-2]は履歴のループが鋼材特有のエネルギー吸収の大きい

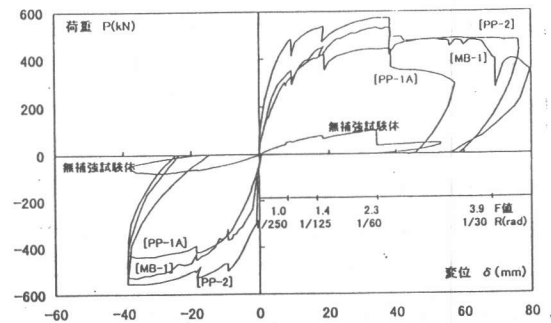


図-4 各試験体の荷重-変形包絡線

ループを描いた。今回の試験体はパネルが薄くしかも降伏点強度が低かったので、せん断座屈方向が急変するすべり変形の影響がやや顕著に現れた。

### 3.3 強度抵抗型実験結果との比較

出入口下部の枠を完全に切除したために強度抵抗型となった。昨年度に行った、偏心ブレース試験体[EB-1]及び[EB-2]と、パネル試験体[PP-1]の実験結果を、本年度の包絡線と共に記入してそれぞれ図-5a)及びb)に示す。出入口の開口周比は約0.45で全ての試験体に共通であるが、使用材料が異なる。各試験体の最大強度の影響を省くため最大強度で基準化して示す。

その結果、ブレース試験体及びパネル試験体のいずれにおいても、出入口下部を鋼板でつないだ今回の試験体の方がじん性の向上には効果があることがわかる。

### 4. 理論値との比較

表-4には今回実験した試験体の実験値と理論値(略算値及び精算値)との比較を示す。ここで略算値とは、既存RC架構と鉄骨架構の強度とを単純に加算し、モルタル枠との合成梁効果は無視して求めた補強架構の終局強度である。[MB-1]の鉄骨架構の耐力計算は、日本建築防災協会「改修設計指針」<sup>2)</sup>の弾性設計式によった。すなわち、ブレースの引張降伏強度と、弾性座屈強度を考慮した許容圧縮力の水平成分から終局耐力を求めた。一方、[PP-1A]及び[PP-2]の終局耐力は鉄骨パネルをラーメン置換して、日本建築学会編の「鋼構造座屈設計指針」<sup>3)</sup>等で示されている半張力場の理論を用いた。

間接接合部の耐力については、すべての実験体に対して、過去の模型実験体の接合部耐力の平均値を適用し、接着系アンカー1本のせん断耐力を2.3tf/本と仮定した<sup>4)</sup>。

表-4には既存RC架構、鉄骨架構及び間接接合部の崩壊モードの組み合わせのうち、最も低い耐力値が採用してある。今回の試験体ではモル

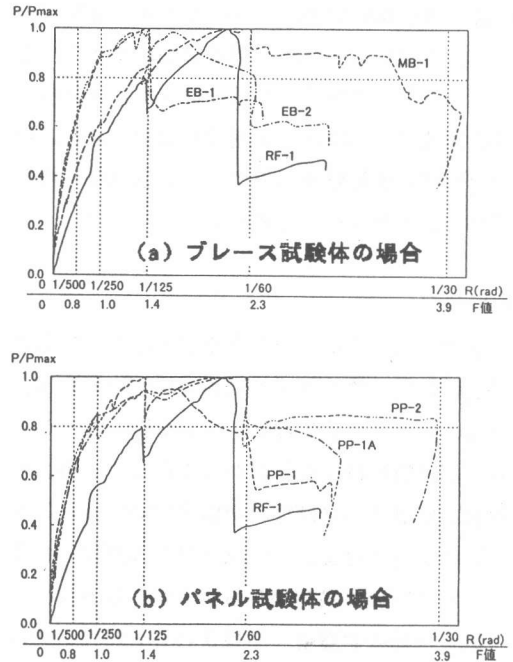


図-5 強度抵抗型実験結果との比較

タル接合部が破壊することはない設計となっている。

以上のような大胆な仮定を用いた略算ではあるが、このように単純な強度の合成で終局強度を安全側に推定できることがわかる。

他方、精算値は曲げ・せん断・軸力及び座屈を考慮して、マトリックス法による変形増分解析をおこなって求めた値である。解法については文献4)を参照されたい。パネル部分は剛域を考慮したラーメン置換をおこなっている<sup>5)</sup>。終

表-4 計算値と実験値との終局強度の比較(単位:kN)

試験体	[MB-1]	[PP-1A]	[PP-2]
実験値	541	451	583
略算値(RC部)	112	112	112
(S部)	348	256	362
合計	460	368	472
(計/実)	0.85	0.82	0.81
精算値	500	400	550
(計/実)	0.92	0.89	0.94

局強度は崩壊機構が形成されるとき値を採用した。当然のことだが、精算値は略算値より高くなり、又、実験値より低くなった。精算値では崩壊機構が形成される過程も追求できる。降伏の順序は実験結果に近かった。以上から精度は略算値より高いと言える。

## 5. 結論

単純に出入り口下部の枠を切っただけでも無補強の架構に比べれば結局耐力は5.5-6.3倍上昇し、靱性指標F値は1.5程度が得られることは前回の実験結果からわかっていた<sup>1)</sup>。枠切り部分を鋼板でつなげば、耐震診断でいうところの靱性指標F値は、2.0以上のものが得られることが今回の実験結果から明らかになった。

鉄骨系補強耐震壁に期待されるF値は、他の鉛直支持部材や崩壊モードの種類等を考慮すると、3.0程度となることが望ましいと考えられる。ブレース補強の場合は、下枠のプレート幅をさらに広いものに改善し、又、パネル補強の場合にはパネルの縦フランジをもう少し厚くして局部座屈の発生を遅らせれば、さらに履歴特性の優れた補強が可能になり、強度及び靱性のいずれでも抵抗できる汎用型の補強設計が可能であることがわかった。

なお、パネル補強の場合には履歴減衰も大きく、制振(震)構造としての機能も備えた補強が可能であることが明らかになった。

## 謝辞

この実験は横浜市建築設計協同組合(YSK)の受託研究の一部である。実験場を提供してご協力下さった横浜国大建設学科構造系研究室の先生方、又、実験の実施やその解析に献身的に尽くして下さいました芝浦工業大学及び工学院大学の大学院生・学部学生諸君に感謝いたします。

## 参考文献

1)山本泰稔、広沢雅也、服部範二、「出入口用の開口部をもつ枠付き鉄骨ブレース及びパネル

による既存R/Cフレームの耐震補強法に関する実験的研究」、コンクリート系構造物の耐震技術に関するシンポジウム論文報告集、日本コンクリート工学協会、pp.267-276、1997年4月

2)建設省住宅局建築指導課監修、「新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」、建築防災協会編、pp.160-170、1990年12月

3)日本建築学会編、「鋼構造座屈設計指針」、pp.200-212、110-127、1996年1月

4)山本泰稔、梅村魁、平山浩史、中野渡悟、「枠付き鉄骨補強耐震壁の静的弾塑性解析 その1. 解析の仮定とモルタル接合部のモデル化」、日本建築学会大会号、pp.607-608、1986年8月

5)中野渡悟、神田義人、山本泰稔、「枠付き鉄骨補強耐震壁の静的弾塑性解析 その6. パネルをブレース置換した場合とラーメン置換した場合との比較」、日本建築学会大会号、pp.521-522、1988年10月