論文 枠付き鉄骨格子により耐震補強したRC骨組の耐力と変形性能

中澤 春生*1・本多 義人*2・山田 信一*3・小川 雄一郎*4

要冒:耐震補強建物のファサードデザインに配慮した枠付き鉄骨格子により既存RC造柱梁 骨組を補強する工法の補強効果に関する実験を行った。4種類の鉄骨格子を用いた実験に より,格子斜材の鋼材量の多少によって剛性の大きい強度型の補強と鉄骨格子が降伏する 靱性型の補強ができ,大きなせん断強度増加を示すことを確かめた。さらに,補強架構の 層せん断力-層間変形角関係における強度と靱性を安全側に評価する推定方法を示した。 キーワード:耐震補強,鉄骨フレーム,格子,パンチングシア破壊,骨格曲線

1. はじめに

本研究は、鉄骨枠の内側に斜めの鋼材を組込 んだ鉄骨格子を既存RC造柱梁骨組内に取付ける 耐震補強工法の補強効果を検討したものであ る。既存RC造柱梁骨組の耐震補強としては枠付 き鉄骨ブレースによる工法が多く用いられてい るが、本研究で対象とする鉄骨格子は補強建物 のファサードをデザインするという観点からそ の形態を工夫した点に特徴がある。本研究で は、形態の異なる4種類の鉄骨格子を取り上 げ、これらによって耐震補強したRC骨組の破壊 性状と強度・変形性能を把握するための実験を 行った。本論は実験結果と補強効果に関する考 察を述べるものである。4種類の鉄骨格子は、 それぞれ以下の特徴を有している。

(1)フランジを面外に向けた細幅のH形鋼を45°
 傾斜させて鉄骨枠の内部に組込んだ鉄骨格子
 (試験体No.1,格子間隔は424mm)。

(2) PL6×65mmの鋼板を45°傾斜させて鉄骨枠の
 内部に組込み,格子の間を市松模様に厚さ
 4.5mmの鋼板で補剛した鉄骨格子(試験体
 No.2,格子間隔は184mm)。

(3) PL9×100mmの鋼板と輪切りにした角形鋼管
 (200×3.2mm)を45°傾斜させて組み合わせた格
 子を鉄骨枠の内部に組込んだもの(試験体No.3

格子間隔は209mm)。

(4)中間に東柱を設けた鉄骨枠の内部に70°に 傾斜させた φ 15mmテンションロッドを組込んだ もの(試験体No.4, ロッド間隔198mm)。

いずれの場合も、鉄骨枠と既存RC柱梁骨組の 間はスタッドコネクタとあと施工アンカーボル トを対向させ、無収縮モルタルを充填してい る。鉄骨枠は、試験体No.1のみフランジ面を面 外に向けて配置した以外はフランジ面が面内に 向くように配置した。

2. 試験体

試験体形状を図-1に、RC柱梁の断面を図-2 に、各試験体の補強仕様の一覧を表-1に示す。 試験体は、前述した4種類の鉄骨格子を用いて 補強したRC造平面柱梁骨組を縮小模擬した総数 4体である。全試験体とも下梁はスタブとして PC鋼棒で反力フレームに緊結するとともに、両 側の小口面から油圧ジャッキで押さえつけて固 定することとした。また、試験体No.1〜No.3で は上梁も幅を拡げ、多量の配筋を施して降伏し にくい形状としたが、試験体No.4の上梁は実際 の梁幅と配筋を模擬する形状とした。使用した 鋼材およびコンクリート、無収縮モルタルの材 料強度を表-1中に記載している。RC柱梁に用い

*1 清水建設(株) 技術研究所生産技術開発センター主任研究員 工博 (正会員)
*2 清水建設(株) 建築事業本部設計本部構造設計部グループ長 工修 (非会員)
*3 清水建設(株) 建築事業本部設計本部構造設計部設計長 工修 (正会員)
*4 清水建設(株) 建築事業本部技術センター主査 工修 (非会員)



表-1 各試験体の補強仕様と材料強度

試験体	鉄骨枠材	斜材	スタッド/アンカー	備考	既存RCフレーム
No. 1	H-100×100×6×8 (SS400)	H-100×50×5×7 @424 (FR:312, WB:336)	SC:1-	斜材接合部:G.PL-12×55(353) 2-HTB M20	[柱] 325×325mm 主筋:10-D16(340) HP:2-D6@150(391) [梁] 650×525mm(No.1-3) 主筋:上下8-D25(437) ST:4-D13@125 [梁] 175×525mm(No.4) 主筋:上下5-D16(340)
No. 2	BH-100×150×6×9 (SS400)	PL-6×65 @184 (327)		補剛鋼板:PL4.5(市松)	
No. 3	BH-125×150×12×12 (SN490B)	PL-9×100 @209 (402)		X字状に角形鋼管(200×4.5)を配置 角形鋼管部Cov.PL3.2	
No. 4	BH-125×175×16×22 (SN490B)	テンションロッド ¢15 @198 (564)	SC:2-φ13@100 AB:2-D13@100	鉄骨束材:BH-125×125×12×16 (SN400B)	中段筋:2-D25(437) ST:2-D6@100(391)

鋼材・鉄筋の()内の数値は材料試験による降伏点[N/mm²],コンクリート圧縮強度:22.0N/mm²,無収縮モルタル強度:57.7N/mm² No.3の角形鋼管接続はJ.PL-9,2-HTB(M12)による。試験体No.4のテンションロッドには1本あたり19kNの引張力を導入。

たコンクリートは、 φ100×H200mmの現場封かん 養生テストピースの圧縮強度で実験期間での平 均値が22.0N/mm²であり、この強度を用いた耐力 計算では柱単材のせん断破壊耐力と曲げ降伏耐 力がほぼ同等となる。また、表中の無収縮モル タルの強度は φ50×H100mmの現場封かん養生テ ストピースの圧縮試験による値である。補強後 のRC骨組の破壊モードは、試験体No.1~No.3で 引張側柱の柱頭部がパンチングシア破壊して鉄 骨枠上辺のグラウトモルタル接合部がすべり破 壊する形式、試験体No.4で補強鉄骨格子が降伏 して両側のRC柱がせん断破壊する形式となるよ



うに補強鉄骨格子を計画した。

3. 加力方法

加力装置の概要を図-3に示す。加力は、両側 の柱にそれぞれ250kNの一定軸力を載荷した 後、上梁の両側に取付けたジャッキにより押し 荷重と引き荷重を同時に作用させる形式とし



た。載荷履歴は,RC骨組の層間変形角(R)で制 御する変位漸増正負交番繰返し載荷とし,試験 体No.1〜No.3ではR=-2%とR=+3%rad.,試験体 No.4ではR=-3%とR=+4%rad.を最終変位とする加 力を行った。

4. 実験結果

4.1 破壊経過

各試験体のR=1%rad.時のひび割れ状況を写真 -1に示す。全試験体とも、まず引張側柱の曲げ ひび割れと、圧縮柱側の鉄骨枠上部隅角部の充 填モルタルひび割れがR=0.1%rad.時前後に発生 した。その後、試験体No.1〜No.3では、R=0.2% rad.時にパンチングシアの影響とみられる引張 側柱の柱頭部に斜めひび割れが発生し、R=0.3% ~0.5%rad.にかけて柱せん断ひび割れの発生, 接合部アンカーボルトの個材曲げによる降伏, パンチングシアひび割れの増加という事象がみ られた。また、R=0.3%rad.時あたりから鉄骨枠 上辺の充填グラウトとRC上梁の間の接合面にす べりが生じた。これらの試験体はR=0.4%~ 1%rad.時に最大耐力を示したが、最大耐力時以 後のR=1%~1.5%rad. でスタッドコネクタが降伏 し,鉄骨枠の上部隅角部の充填モルタル圧壊. パンチングシアひび割れの拡大と続いて破壊し た。一方、試験体No.4では、RC上梁の曲げひび 割れがR=0.1%rad.時に, RC上梁のせん断ひび割 れがR=0.2%rad.時にそれぞれ生じた。引張側柱





b) 試験体No.2



d) 試験体No.4

写真-1 ひび割れ状況(R=1%rad.時)

の柱頭部斜めひび割れの発生は幾分遅れて R=0.3%rad.時に生じ,柱のせん断ひび割れは R=0.5%rad.時に生じた。また,この頃から圧縮 方向に向いているロッドが座屈した。その 後,R=1%rad.時に柱のせん断ひび割れ幅が拡大 し,R=1.5%rad.時には正負交番載荷によってX 字形に生じていた柱せん断ひび割れが重合する ように柱材軸中央部で縦ひび割れとなりながら その幅が急増する様相を呈し,最終的に両側の 柱がせん断破壊した。

4.2 耐力と変形性状

各試験体の層せん断力(V) 一層間変形角(R) 関 係を図-4に示す。最大強度までの剛性は、パン チングシア破壊した試験体No.1~No.3では概ね 同等であり、R=0.2%rad.時(V=1300kN程度)以 後のひび割れ増大や接合面すべり発生に伴って 徐々に剛性が低下している。これら3体の試験 体の最大層せん断力は、補強鉄骨格子の斜材鋼 材量が相対的に多い試験体No.2とNo.3でR=0.5% と0.4%rad.時に生じ,鋼材量が幾分少ない試験 体No.1ではR=1%rad.時に生じた。最大耐力を生 じた以後はいずれも耐力低下しているが、斜材 鋼材量が最も多く、無収縮モルタル幅が最も小 さい試験体No.3で最も急激な耐力低下を示し、 No.2, No.1の順に鋼材量が少なくなるにつれて 耐力低下も緩やかになっている。終始この3体 では、補強鉄骨格子の斜材、枠材とも降伏は認 められなかった。なお、試験体No.3では R=+0.5%rad.の1回目の載荷中に急激な耐力低 下とともに変形が進んでR=0.67%rad.を超えた ため, R=±0.5%rad. の加力サイクルを省略し た。一方、補強鉄骨格子の斜材鋼材量が最も少 ない試験体No.4は、他の3試験体に比べて明ら かに初期剛性が低くR=0.2%rad.以後の剛性低下 も大きい。R=1%rad.時にテンションロッドが降 伏し、その後の層せん断力はほぼ横ばいとなる が、R=3%rad. で最大耐力に達した後も耐力低下 はほとんどなく靭性に富む履歴性状を示した。

4.3 試験体各部の変位と曲率

図-5に、補強鉄骨格子の斜材が最も多い試験 体No.3と斜材が最も少ないNo.4の2試験体の正 載荷の各段階におけるRC架構変位と鉄骨枠変位 の分布,および,RC柱梁断面の曲率分布を示 す。同図において,RC柱梁断面の曲率は主筋の ひずみより求めたものであり,全ての図で最大 荷重時を黒塗のプロットで記している。ま ず,RC架構変位についてみると,パンチングシ ア破壊が生じた試験体No.3では,引張側柱は柱 頭部以外がほとんど変形せずに柱頭部の局部的



な変形が最大耐力時以後に生じており,パンチ ングシア破壊の特徴が顕著に現れている。これ





に対して、同試験体の圧縮側柱は柱脚部から全 体的に変形している。一方、補強鉄骨格子が降 伏して両側のRC柱がせん断破壊した試験体No.4 では、両側の柱がいずれも柱脚部から全体的に 変形し、曲げ変形的なカーブが認められる。次 に、補強鉄骨枠の変位では、試験体No.3の方が 負担せん断力が大きいにもかかわらず鉄骨枠が ほとんど変形していないのに対して、No.4では 大きく変形しており,斜材の鋼材量の違いによ る影響が顕著に現れている。また、曲率分布を みると、R=1%rad.時にNo.3の圧縮柱とNo.4の両 側の柱の柱脚部および上梁の右端で主筋が降伏 して曲率が増大している。このうち、No.4の圧 縮側柱の柱脚部の曲率が反対となっているが. これは、その前の載荷で引張側柱となる時に主 筋が降伏したため、その塑性ひずみの影響が算 定に現れたものである。また、試験体No.3では 両側の柱の柱頭部で主筋の降伏が認められた が、これはパンチングシア破壊の影響と考えら れ、曲率の増加も小さい。

5. 補強架構のV-R骨格曲線に関する検討

本実験で対象とした枠付き鉄骨格子を用いて 耐震補強したRC架構の層せん断力(V)-層間変形 角(R)関係の骨格曲線を,図-6に示す算定モデ ルに基づいて推定した。同モデルにおいて,補 強鉄骨格子が負担するせん断力は,RC柱のパン



チングシア機構と鉄骨枠上辺のグラウトモルタ ル接合部を経て伝達され、これらの機構の強度 が補強鉄骨枠の強度より小さい場合にはパンチ ングシア破壊が生じ、その後、引張側柱単材で のせん断力負担を含めてパンチングシア機構に

よるせん断力伝達が喪失するものとした。ま た,補強鉄骨格子の終局状態としては,図-7に 示すように,鉄骨枠の梁材と柱材が斜材で結ば れるNo.1~No.3のタイプではせん断変形に対す る斜材の軸降伏を仮定し、鉄骨枠の上下の梁材 を斜材が結ぶNo.4のタイプでは、柱および束柱 の上下にヒンジが生じて斜材が引張降伏する状 態を仮定した。なお本算定では、鉄骨枠上辺の すべり変形を考慮せず、RC柱および鉄骨枠の水 平変位が架構の層間変形に等しいとしてせん断 力を累加している。図-8に、本実験の各試験体 のV-R関係に対する算定結果の比較を示す。こ こで、RC柱の骨格曲線は文献¹⁾に基づいて算定 し、パンチングシア強度および接合部強度は文 献²⁾によった。図より、本算定によって、補強 後の耐力と靭性については安全側の評価ができ ることが認められる。しかし、初期剛性は過大 評価,最大層せん断力は過小評価となってお り、前者に対しては接合部のすべり変形を考慮 していないこと、後者に対してはRC柱のパンチ ングシア強度が過小評価であることがその原因 として考えられる。

6. まとめ

ファサードデザインに配慮した枠付き鉄骨格 子により耐震補強したRC柱梁骨組みの性能確認 実験と考察を行い、以下の知見を得た。

1)補強鉄骨格子の斜材の鋼材量が多い場合は剛 性が大きい強度型,少ない場合には補強鉄骨の 降伏を伴う靱性型の補強となり,いずれも高い せん断強度増加を示した。

2)補強架構のV-R関係を安全側に評価する推定 方法を示した。

3) V-R関係の推定精度向上の課題として, 接合 部すべりの定量化とパンチングシア強度の再評 価が考えられる。

参考文献

1)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建築物の





耐震性能評価指針(案)・同解説,2004 2)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改修設計指針,2001