論文 床スラブと直交梁のある十字形接合部を水平ハンチにより補強した 場合の耐震補強性能に関する研究

近藤 智紀*1·上原 修一*2·山川 哲雄*3

要旨:耐震性能が劣る十字形接合部を,鋼板,モルタルおよび PC 鋼棒で,水平ハンチ状に耐震補強した場合の性状について,実験的に検討した。特に,接合部パネル面の直接的な補強が難しいと考えられる,両方向に直交梁がある場合について実際に直交梁を設けて検討した。その結果,提案する水平ハンチ状の補強により,接合部損傷を防止できることを確認した。また,ヒンジリロケーションの効果についても確認できた。しかしながら,大変形時では履歴性状が改善され,エネルギー吸収量も増加したが,それ以下ではほとんど変化が見られなかった。

キーワード: 接合部, 耐震補強, せん断, ヒンジリロケーション, PC 鋼棒

1. はじめに

2007年の改正建築基準法施行令の施行で柱梁接合部 の耐震設計の必要性がより明確になり,既存 RC 造建築 物の一定規模以上の増改築では現行法令における接合部 の性能が求められる。そのため,多くの既存 RC 造建築 物で柱梁接合部の補強が必要であると言われている.し かし,合理的な補強方法の開発は不十分である。

著者らは, 直交梁を設けない十字形柱梁接合部をモル タル, 鋼板および PC 鋼棒により水平ハンチ状に合成補 強した場合の性状について検討し, 接合部の損傷を抑制 できることを明らかにした。しかし, 直交梁を設けた場 合, 接合部パネルを十分に補強できず, エネルギー吸収 能力が低下する可能性も示した。¹⁾

本報では,実際に直交梁を設けた試験体に,水平ハン チ状に合成補強する方法を適用し,その有効性について 検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を示す。試験体は全部で2 体であ り,試験体 No.1 は,比較用の無補強の試験体であり,

| 衣 | - 1 | 試験1本- | 一見 |
|---|-----|-------|----|
| | | | |

| 番号 | 試験体名 | 補強方法 | |
|-------|-------------|---|--|
| No. 1 | 2012 - IJN1 | 補強無し | |
| No. 2 | 2012 - IJR2 | 梁側面をモルタル充填+側面鋼板 を PC 鋼棒で圧着(PC 鋼棒降伏 強度下限値の 85 % で締め付け) | |
| | | | |

* 鋼板は 6 mm 厚の縞鋼板

*1 有明工業高等専門学校専攻科建築学専攻 (学生会員)

*2 有明工業高等専門学校建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

*3 琉球大学工学部環境建設工学科名誉教授 工学博士 (正会員)

試験体 No.2 は直交梁を設けた十字形接合部を水平ハ ンチ状に補強した試験体である。現実の構造物に近づけ るため、すべての試験体に床スラブを設けた。試験体の 形状は、兵庫県南部地震で被害を受けた集合住宅の構造 体を参考にした約 30% の縮小モデルとしている。床ス ラブは試験体の縮尺比より 45 mm とし、スラブ筋とし て ∳6 を用い、シングル配筋としている。表-2 に使用

表 - 2 材料の力学的性質 (a) コンクリートと無収縮モルタル

| 番号 | 部位 | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (N/mm ²) |
|------|---------|------------------------------|-------------------------------|
| No.1 | コンクリート | 18.2 | 2.26×10^4 |
| No.2 | コンクリート | 18.9 | 2.21×10^4 |
| | 無収縮モルタル | 64.4 | 2.34×10^4 |

| (b) 鉄筋と鋼材 | | | | | | | |
|-----------|-------|-------------|----------------------|-----------------------|--------------------------------------|--|--|
| No | 田冷 | 呼び径, | 降伏点 | 引張強度 | ヤング係数 | | |
| No | 用述 | 厚さ(mm) | (N/mm ²) | (N/mm ²) | (10 ⁵ N/mm ²) | | |
| | 帯筋 | ф32 | 226 | 355 | 2.06 | | |
| | あばら筋 | ψ 5.2 | 220 | 555 | 2.00 | | |
| 1 | 梁主筋 | D 10 | 380 | 568 | 1.88 | | |
| | 柱主筋 | D 13 | 343 | 585 | 1.88 | | |
| | スラブ筋 | \$ 6 | 565 | 584 | 1.98 | | |
| 2 | 帯筋 | | | | | | |
| | あばら筋 | No.1 と同じ | | | | | |
| | 梁主筋 | | | | | | |
| | 柱主筋 | | | | | | |
| | スラブ筋 | | | | | | |
| | 補強鋼板 | 6 | 312 | 458 | 1.93 | | |
| | PC 鋼棒 | 13 | 1220 | 1266 | 2.01 | | |

した材料の力学的性質を示す。直交梁により接合部強度 が増大すると想定し,無補強の試験体 No.1 を確実に接 合部せん断破壊モードとするためコンクリート強度を小 さく設計した。

図 - 1 に試験体 No.1 および試験体 No.2.を示す。 試験体 No.1 は比較用の無補強の試験体,試験体 No.2 は補強した試験体である.図 - 3 に試験体の配筋を示す。 両試験体とも配筋は同じである。

2.2 補強方法

図-2 に提案する補強方法を示す. 文献 1)の試験体 を参考に,水平ハンチを梁,直交梁に設けた。このよう に,梁幅を柱幅までモルタルにより増厚し,さらにその 側面に厚さ 6 mm の縞鋼板を押し当てて \$13 PC 鋼棒 により圧着させる工法である。この補強により,接合部 の体積が増大し,梁塑性ヒンジ位置を梁端部から補強止 端部に移動させることができると考え設計した。PC 鋼 棒は降伏強度下限値の 85% まで,トルク管理により締 め付けた.

2.3 加力方法と変形測定装置

図 - 4 に加力装置と変位計取り付け位置を示す. 梁外 端部には厚さ 28 mm の鋼板を用いて, ローラー支持と なるようにしている。また, 柱脚部をピン支持として, 柱頭に水平力を載荷した。また, 面外拘束のため, 梁外 端部を 4 箇所で, ローラーにより支持した. 軸力は加え ていない。

加力は変位制御とし,層間変形角 R(%) 関して,2回 ずつ, ± 0.5%, ± 0.75%, ± 1.0%, ± 1.5%, ± 2.0%, ± 3.0%, ± 4.0%, ± 5.0% まで加力し た。最後に± 7.0% まで 1回加力した。この方法は, 両試験体とも共通である。図-4 に変形量測定装置を示



図 - 1 試験体



図 - 2 補強方法



図 - 3 試験体形状と配筋図



図 - 4 加力装置と変位計取り付け位置

す。層間変形角は、柱頭のピンと柱脚のピンの位置の水 平変位の差を柱ピン距離で除して求めた。また、ハンチ の効果をみるため、梁主筋のひずみを試験体 No.1 では 梁端部のみ、試験体 No.2 では梁端部および補強止端部 で測定した。さらに、接合部内の変形を測定するために、 接合部内の帯筋ひずみも測定している。なお、実験では、 損傷の確認を容易にするため、上下を逆(逆スラブの状 態)にして加力した。コンクリート片の剥離方向の向き が異なるが、影響は小さいと考えている。

3. 実験結果

3.1 水平荷重と層間変形角関係

図 -5 に,水平荷重 P と層間変形角 R の関係を示す。 試験体 No.1 では, R=0.5% までに, 床スラブに曲げ ひび割れが生じた。R=0.75% までに梁に曲げひび割れ が発生した。図 -5(a) に示すように, No.1 は梁降 伏曲げ強度時水平荷重計算値と接合部せん断強度時水平 荷重計算値(算定方法を表 -3 に示す)がほぼ等しい 設計となっている。そのため, R=2.0% 程度で梁端部 の主筋が曲げ降伏し, R=3.0% では, 直交梁断面で, 接合部パネルから派生したと思われるせん断ひび割れが 発生した。その後耐力の低下は見られず, 大変形まで水 平耐力が保持された。直交梁が無い場合, 接合部破壊の 進行に伴い水平耐力が低下するため¹⁾, これは直交梁の



効果であると考えられる。また,履歴性状はスリップ型 となっている。

試験体 No.2 では R=0.5% までに,梁および床スラ ブに曲げひび割れが生じた。R=2.0% 程度で梁補強止 端部の梁主筋が降伏し,R=3.0% で最大強度に達した。 R=5.0%から梁のせん断ひび割れが大きくなり,R=7.0% で梁がせん断破壊した.履歴性状はスリップ型であるが 試験体 No.1 より改善されており補強の効果があったと 考えられる。このスリップ性状は,パネル部切断後に柱 主筋付着ひび割れが見られたことから,柱主筋の付着劣 化が原因と思われる。

3.2 各試験体のエネルギー吸収量

図 - 6 にエネルギー吸収量と層間変形角の関係を示 す。エネルギー吸収能力は、ループの第 1 象限を数値積 分して求めている。No.2 ではNo.1 と比較してR=7% 時に 5 割程度エネルギー吸収量が増しており、補強の効 果であると考えられる。しかし、R=2% 以下の部分で は大きな違いは見られない。



3.3 水平荷重と梁主筋ひずみ関係

図 7 (a) から図 7 (c) に各試験体の水平荷重と 梁主筋ひずみの関係について示す。図 7 (a),図 7 (b) は試験体 No.1,試験体 No.2 の試験体の柱面か ら 10 mm の位置のひずみ,(c) は柱面から 135 mm の 位置(補強止端部 + 10 mm)のスラブ付側 2 段目のひ ずみである。

試験体 No.1 の梁内端部および試験体 No.2 の補強止 端部で梁曲げ降伏しているが,試験体 No.2 の梁内端部 では曲げ降伏に至っていない.また,試験体 No.1 梁内 端部では付着劣化が見受けられるが,試験体 No.2 補強 止端部では改善されている.これは補強の効果により接 合部の変形が抑制されて、補強止端部で曲げ降伏したた めと考えられる.



3.4 水平荷重と接合部内帯筋ひずみ関係

図 - 8 に各試験体の水平荷重と接合部内帯筋ひずみの関係について示す。接合部内帯筋ひずみの測定位置は 接合部内のほぼ中央に位置する帯筋の直交梁側である。 図8(a)ではR=0.75%で接合部パネル内にせん断ひ び割れが発生し, R=1.5% で降伏ひずみに達している。 図8(b) では R=1.5%で接合部パネル内にせん断ひ び割れが発生し, 層間変形角3.0% で降伏ひずみに達し ている。これらのことから,補強した試験体No.2では接 合部パネルの変形を抑制できていると考えられる。なお, 接合部パネル内のひび割れはひずみゲージ計測値から判 断した。



図 - 8 水平荷重と帯筋ひずみの関係

3.5 試験体の破壊状況

写真 - 1 に各試験体の実験後の破壊状況を示す。試験 体 No.2 に関しては、補強の鋼板とモルタルを除去した 後の写真となっている。図 - 7(a),図 - 8(a) で示したように、試験体 No.1 では接合部パネルが大き な変形を受けていたと考えられる。そのため、写真 - 1 (a)に示すように直交梁断面にも R=3(%)で大きなせ ん断ひび割れが確認できた。図 - 7(b),図 - 7(c) および図 - 8(b)に示すように補強によって接合部パ ネルの変形を抑制できていると考えられる。そのため、 損傷が補強止端部に集中し、接合部は大きな損傷を受け ていないと考えられる。直交梁とスラブの間に大きなひ



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2 写真 -1 試験体の破壊状況





(a)試験体 No.1
(b)試験体 No.2
写真-2 接合部内の破壊状況





(a)試験体 No.1(b)試験体 No.2写真 - 3 柱主筋周りに見られたひび割れ



| 試験体番号 | (a)最大耐力時 試験体名 層せん断力実 験値(kN) | 層せん断力計算値(kN) | | | 実験値と計算値の比 | | | |
|-----------|--------------------------------------|-------------------------------|--------------------|-------------------|----------------------------|---------|---------|---------|
| | | (a) 最大耐力時 層せん断力実 験値(kN) | (b)接合部せん断 強度時*1 | (c)梁降伏曲げ 強度時*2 | (d)補強止端部 梁降伏曲げ強度 時*2 | (a)/(b) | (a)/(c) | (a)/(d) |
| NO.1 | 2012-IJN1 | 110.4 | 101.6 | 106.6 | - | 1.09 | 1.04 | - |
| NO.2(補強前) | - | - | 104.4 | 106.6 | - | - | - | - |
| NO.2 | 2012-IJR2 | 124.5 | 195.4 | - | 125.9 | 0.64 | - | 0.99 |

表-3 層せん断力と計算結果一覧

*1 靭性保障型耐震設計指針²⁾ による強度。安全率(0.85)は除き,直交梁の効果を考え1.25 倍した。また,No.2 について,柱せいが補強止端部まで増厚する(図-2 赤色の面積)として累加した。さらに,柱の設計用せん 断力算定式³⁾を用いて層せん断力を算定した.

*2曲げ強度略算式による強度(=0.9a_t σ_yd)を用いて,梁のせん断力(鉛直反力)を算出し,さらにモーメントの釣合から層せん断力(柱の水平荷重)を算定した.なお,スラブ側引張となる場合は鉄筋断面積にすべての スラブ筋断面積も加えた。

*3 補強止端部(梁端から125mm の位置)で曲げ降伏すると仮定し,*2 と同様に層せん断力を算定した.

び割れが見られるが R=7(%) の大変形時に発生したものであり、反対側には見られないことからも問題ないと考えている.

写真 - 2 に接合部内の破壊状況を示す。直交梁により接合部パネルの損傷を目視により確認できなかったため、接合部内部を切断し損傷状況を確認した。図-9 に切断した位置と目視した方向を矢印でを示す。試験体No.1 では写真 - 2 (a) に示すように接合部内のコンクリートは顕著な損傷が確認できる。補強した試験体No.2 では写真 - 2 (b) に示すようにせん断ひび割れは認められたが、コンクリートの圧縮破壊は認められなかった。これらのことから、提案する補強方法で接合部の損傷を効果的に抑制できていることが分かる。しかし、写真 - 3 (a), (b) において,接合部内の柱主筋に沿って付着ひび割れが認められた。また、鉄筋間隔がやや小さい試験体であること、柱主筋において圧縮側でも引張ひずみが生じたことから、スリップ型の履歴性状は 柱主筋の付着劣化の影響があると考えている。

4. 実験結果の考察

表 -3 に,層せん断力に関する計算結果一覧を示して いる。実験値と計算値の比較を見ると試験体 No.1 では 接合部せん断強度時と梁降伏曲げモーメントが近い値と なっていることが分かる。梁が降伏したと同時に接合部 強度に達したため,接合部内の損傷が進行したと考えら れる。試験体 No.2 では補強止端部梁降伏曲げ強度で層 せん断力が決定していることが伺える。そのため,補強 止端部での損傷が著しくなっていると考えられる。これ らのことから,層せん断力については,ヒンジリロケー ションの効果が認められる。

5. 結論

耐震性能が劣る床スラブと直交梁のついた十字形接 合部を,鋼板,モルタルおよび PC 鋼棒で水平ハンチ状 に補強した場合の性状について,実験的に検討した。そ の結果,以下の事項が明らかとなった。

(1)提案する補強方法で,直交梁がある場合でも接合部の損傷を抑制できる。

(2)提案する補強方法でヒンジ位置を補強止端部にすることができる。

(3)柱主筋の付着劣化が原因で補強後の履歴性状もスリ ップ性状を示したと考えられる。

謝辞

本実験は、有明高専の岩永直久、黒田竜太郎、小宮沙織、城島翔、森山光明の各氏の卒業研究の一環として行ったものである。実験にあたっては、有明高専技術職員 松原征男氏、田中三雄氏の助力を得た。なお、本研究は 科研費基盤(A)(20246991 代表者山川哲雄)の助成を受け た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

1) 上原修一, 竹内卓也, 山川哲雄: 水平ハンチにより 耐震補強した RC 造柱梁十字形接合部の性状に関する 研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.265-270,2012

 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保障 型耐震設計指針・同解説,第8章,pp241~277,1999.8
月 30 日第2 版

3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解 説, pp150~198, 2010.2月20日第1版