

論文 RC造柱梁接合部補強鋼板の位置がせん断補強性能に及ぼす影響

上原 修一*1・竹内 卓也*2・山川 哲雄*3

要旨：柱梁接合部を鋼板でせん断補強する工法の開発のため、接合部に内蔵される鋼板の位置を変えて、その影響を実験的に検討した。中央面位置、梁筋外側面位置、柱筋内側面位置の各位置について検討したところ、中央面位置がせん断補強に最も効果的で、梁筋外側面位置および柱筋内側面位置に配置した場合は、接合部の強度低下の抑制に効果があることを明らかにした。

キーワード：柱梁接合部、せん断、補強、鋼板、帯筋

1. はじめに

1.1 研究目的

現在、RC 構造物の柱梁接合部をせん断補強するための配筋方法は確立されていない。そのため接合部せん断強度が不足する場合は、水平ハンチを設けるなどで接合部体積を大きくするか、コンクリートの圧縮強度を大きくするといった対策をとるしかなく、設計上不都合なことがある。よって、本研究では接合部の実用的なせん断補強工法を提案することを目的としている。

著者らは、これまでに十字形接合部内梁筋側面を鋼板により補強することによって接合部せん断強度を増大させることができることを示してきた¹⁾。しかし、鋼板の内蔵位置によって補強効果が異なることが予想される。そこで本研究では、鋼板の内蔵位置が異なる試験体を3体製作し実験的にその性能を確認した。

1.2 鋼板による接合部補強メカニズムと特長

接合部の破壊では、シアスパンが短いためせん断補強筋が効きにくい。また既往の研究²⁾から部材を帯筋等で多量に補強しても、水平方向に破壊面があらわれることがわかっている。つまり、図-1(a)に示すように、帯筋を増やしても、破線で示す帯筋と帯筋の間に発生する直接せん断破壊に効果がない。なお、図-1(b)には、鋼板

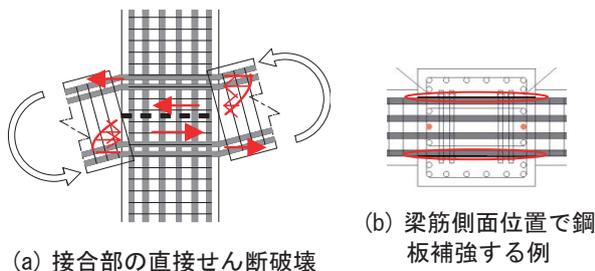


図-1 接合部の直接せん断破壊と鋼板補強の提案

を梁筋側面に配した例を示している。

次に、提案する鋼板補強の特長を挙げる。

- 1) 鉄筋より多量に使用でき、かつ直接せん断破壊にも効果がある。
- 2) 補強量をその厚さで自由に調整でき、施工も比較的容易である。
- 3) 梁が偏心した時に生ずるねじり力に対し、偏心側により厚い鋼板を配するなど、合理的に対応できる。

なお、ここではラーメン構造の1方向の補強を対象としている。直交梁の主筋および柱帯筋は、鋼板に穴を開けて対応するものとする。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1に試験体一覧を示す。ここでは、補強鋼板の位置を変えた3体としている。表-2に使用材料の力学的性状、図-2に試験体形状を示す。3体の試験体とも、補強試験体も接合部破壊先行とするため、コンクリート強度をやや小さく設計し、梁筋を多量に配している（梁引張鉄筋比 $p_t=2.99\%$ ）。なお、全試験体の梁曲げ強度時水平力は157.9kN、柱曲げ強度時は169.1kNであり、柱梁曲げ耐力比は1.1である。

図-3に各試験体に内蔵した鋼板の形状を示す。この鋼板は付着性能向上のため、2.3mm厚の片面縞鋼板を溶

表-1 試験体一覧

試験体番号	試験体名	接合部補強鋼板の位置
No.1	2012-IJ1	接合部内梁中央に1枚配置
No.2	2012-IJ2	接合部内梁筋外側側面に2枚配置
No.3	2012-IJ3	接合部内柱筋内側側面に2枚配置

*1 有明工業高等専門学校建築学科教授 博士（工学）（正会員）

*2 有明工業高等専門学校専攻科建築学専攻（学生会員）

*3 琉球大学工学部環境建設工学科教授 工学博士（正会員）

表-2 使用材料の力学的性質

材料	用途, 試験体	名称, 試験体名	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鋼材	柱・梁主筋	D13	358	568	/	1.86×10^5
	帯筋・あばら筋	φ3.2	226	355		2.06×10^5
	せん断補強鋼板	4.6	353	509		2.05×10^5
	鋼板連結ボルト	全ねじボルト(M6)	540	708		1.47×10^5
コンクリート	No.1	2012-IJ1	/	/	20.2	2.02×10^4
	No.2	2012-IJ2			22.7	2.50×10^4
	No.3	2012-IJ3			22.1	2.23×10^4

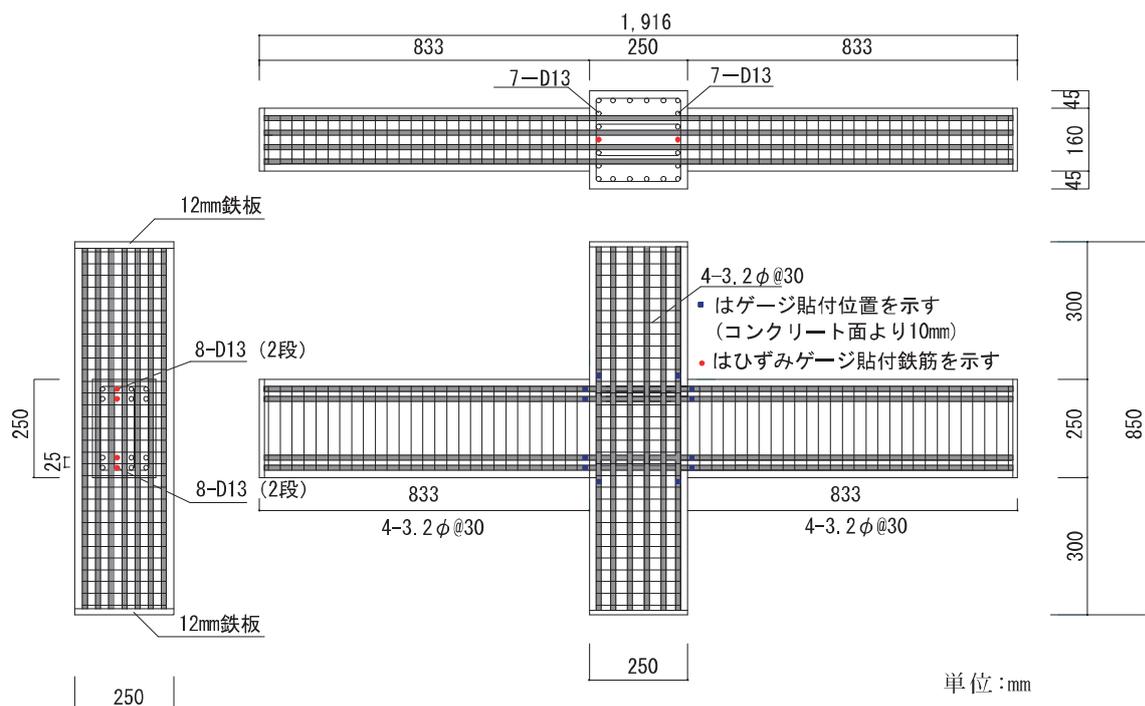


図-2 試験体形状・配筋図

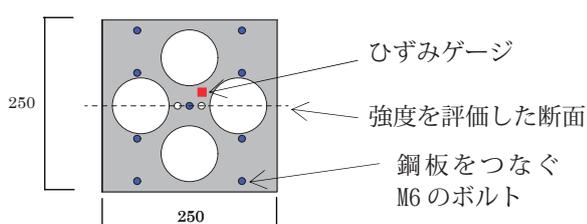
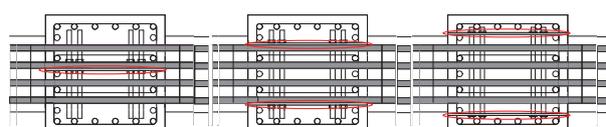


図-3 補強鋼板の形状

接により貼りあわせて1枚の鋼板(4.6mm厚)とし、両面縞面になるようにしている。この鋼板の性能がフルに発揮されても接合部破壊が先行するように、図-3に示すような大小の開口を開けて、強度を落とし、かつ水平断面で強度が決定するように計画した。一方、鋼板直交方向には、M6の全ねじボルト9本を配し、鋼板を繋いでいる。試験体No.1についても、同じ長さの全ねじボルト9本を設置している。このボルトはスタッドの役目を果たし、コアコンクリートから鋼板へのせん断力の伝達に貢献すると考える。鋼板上のひずみゲージは3軸ゲージとして、



(a) 試験体 No. 1 (中央面位置) (b) 試験体 No. 2 (梁筋外側面位置) (c) 試験体 No. 3 (柱筋内側面位置)

図-4 各試験体の補強鋼板の位置(長円が鋼板位置)

中央水平断面には貼付が困難であったため、やや上部に貼付した。

図-4に3試験体における鋼板の位置を示している。試験体No.1は1枚の補強であり、試験体No.2, No.3の半分の補強量になっている。

2.2 加力方法と変形測定装置

試験体は、図-5に示すように、梁端をローラー支持、柱頭部及び柱脚部をピン支持とした。梁端部には面外変形拘束装置を設け、梁端側面4ヶ所をローラーにより支持した。そして加力装置により、柱頭水平方向に正負交

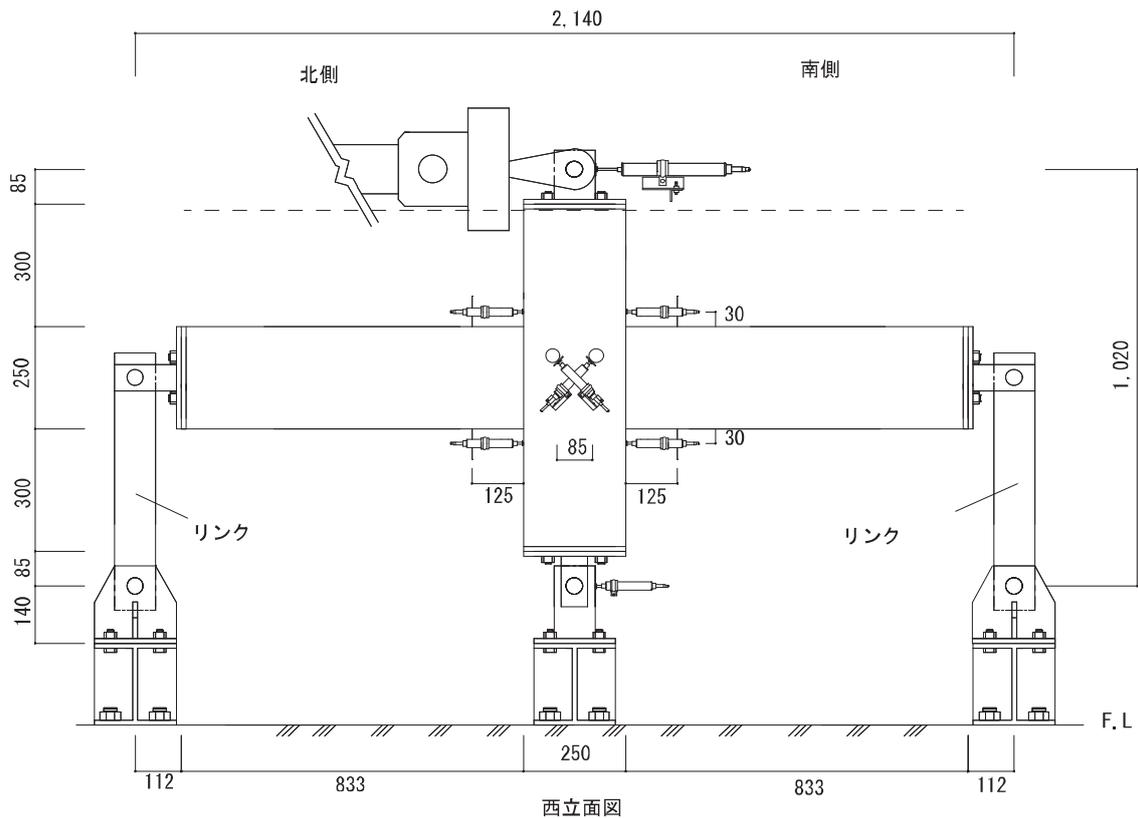


図-5 加力装置と変位計取り付け位置

番載荷した。本研究では、影響が少ない³⁾との認識から柱軸力は加えていない。

加力は変位制御とし、層間変形角Rに関し、約±0.5%、±0.75%、±1.0%、±1.5%、±2.0%、±3.0%、±4.0%、±5.0%、±7.0%で載荷を行い、±0.5%から±5%までは各々2回ずつ、±7.0%は1回とした。この加力方法は3試験体とも共通である。

梁に伝わるせん断力については、梁外端のリンクにゲージを貼り、力の逆対称性を確認している。

また、柱頭と柱脚のピン位置の水平変位の差を柱ピン距離で除して層間変形角とした。梁端の回転量を測定するため、梁端から125mmの位置にボルトを埋め込み、そのボルトの高さ高さ30mmの位置で内向きに固定し、変位を柱面にあてて測定した。さらに接合部のせん断変形角については、変位計を接合部のパネル対角方向に設置し求めた。

3. 実験結果

3.1 実験状況および水平荷重と層間変形角関係

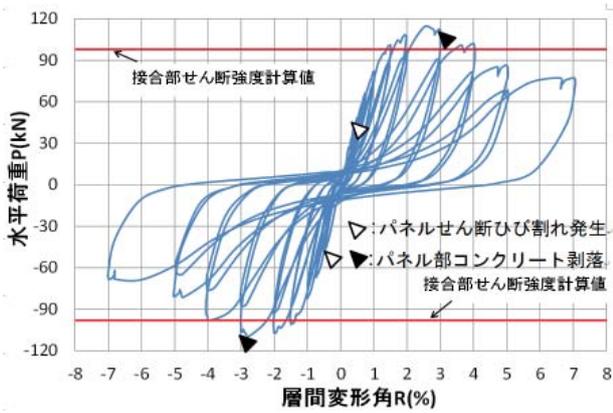
図-6～図-9、写真-1に各試験体の実験結果を示す。

図-6は水平荷重Pと層間変形角Rの関係を示している。図中の接合部せん断強度計算値は、文献1)の無補強の試験体No.1の実験結果を基に、計算式との誤差を考慮し計算した、補強効果を見逃した時の接合部強度である(靱性保証型に示す評価式による接合部強度に実験値の増

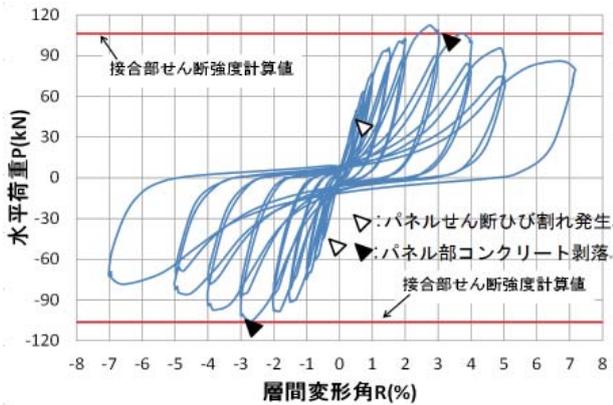
大率を利用して算定)。図-6に示すように、3試験体とも、R=0.5%までに接合部パネルにせん断ひび割れが見られ、R=3.0%で、接合部の圧縮破壊が見られた。接合部パネル表面の最終的な損傷は試験体No.1が著しく、試験体No.2、試験体No.3となるに従って、少なかった。なお、3試験体とも、2段配筋した梁主筋のうち、2段目が降伏していないので、接合部破壊先行型と判断された。

試験体No.1の最大耐力は114.2kN、試験体No.2では112.1kN、試験体No.3では112.4kNであり、後の表-3に示すように、無補強とした時の接合部せん断強度時計算値と比較すると、試験体No.1では最大耐力が約19%、試験体No.2では約7%、試験体No.3では約10%、それぞれ増大した。これは接合部内に設置した補強鋼板による効果であると考えられる。また、中央に補強鋼板を設置した試験体No.1は、試験体No.2、試験体No.3の補強量の半分にもかかわらず、耐力はほとんど同じである。なお、ここで用いた無補強とした時の計算値は、文献1)に示す、これらの試験体とほとんど同じ試験体(コンクリート強度のみやや大きい)で、同じ加力をした実験結果を考慮し算定されたものであり、精度は高いものと考えている。これらのことから、この3体の試験体の比較では、中央に補強鋼板を設置する試験体No.1の補強法が最も効果的であると判断される。

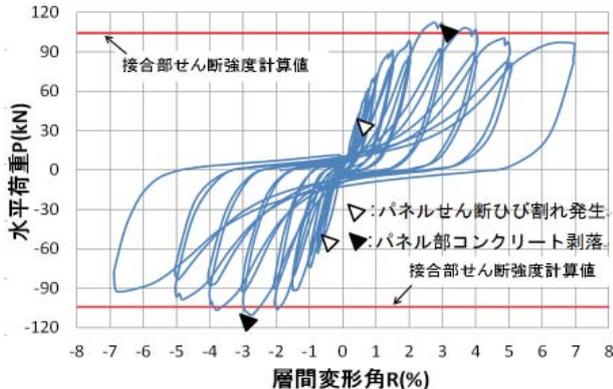
また、図-7は各試験体の正側履歴曲線の包絡線を示している。この図から、層間変形角R=0.5%(接合部パネル



(a) 試験体 No. 1 (鋼板中央面位置)



(b) 試験体 No. 2 (鋼板梁筋外側面位置)



(c) 試験体 No. 3 (鋼板柱筋内側面位置)

図-6 水平荷重と層間変形角の関係

せん断ひび割れ発生)以降から最大耐力まで、試験体 No. 1 の剛性がやや大きく、試験体 No. 2、試験体 No. 3 の順に小さくなっていることが分かる。一方、耐力低下は試験体 No. 3 が最も小さく、試験体 No. 2、試験体 No. 1 の順に大きくなっている。これは鋼板の補強効果が発揮されるタイミングが違うからだと考えられる。鋼板を中央に内蔵すると初期に効果があらわれ、梁筋側面または柱筋側面に配置すると、接合部の面外膨張を拘束するような働きをすることが考えられる。これらのことから、梁筋側面や柱筋内側に鋼板を配置すると耐力低下を抑制する効果があるものと思われる。

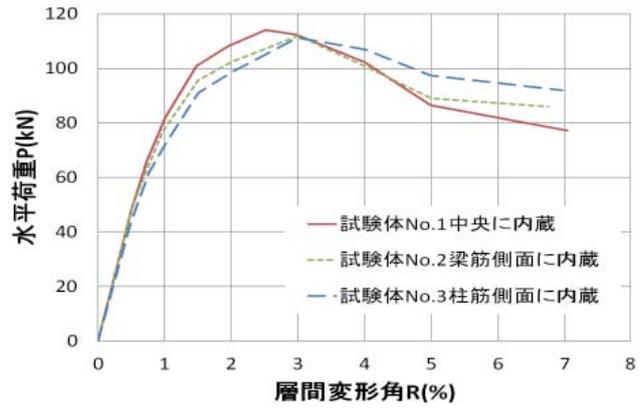


図-7 各試験体の水平荷重層間変形角関係包絡線

3.2 鋼板せん断変形角と接合部パネルせん断変形角

図-8は水平荷重Pと鋼板せん断変形角 γ_s の関係を示している。鋼板せん断変形角 γ_s は、鋼板に貼りつけた3軸ゲージにより求めた。中央に鋼板を配置した試験体 No. 1 では負側最大耐力時に降伏ひずみを大きく超えるせん断変形が生じており鋼板の性能が発揮されていると考えられる。

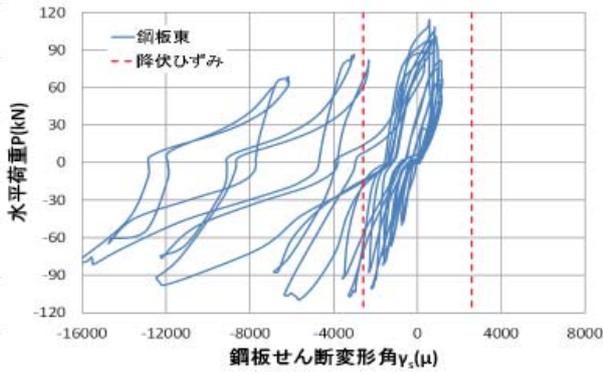
梁筋外側に鋼板を配置した試験体 No. 2、柱筋内側に鋼板を配置した試験体 No. 3 では最大耐力時以降に鋼板が No. 1 ほど変形しておらず鋼板の性能が十分には発揮できていないものと考えられる。

図-9は水平荷重Pとパネルせん断変形角 γ_p の関係を示している。3試験体とも、最大耐力直後に γ_p が大きく増大していることから、接合部破壊したと判断した。また、試験体 No. 1 は、大変形時に大きく変形するのに対し、試験体 No. 2、No. 3 は、変形を幾分か抑えられている。

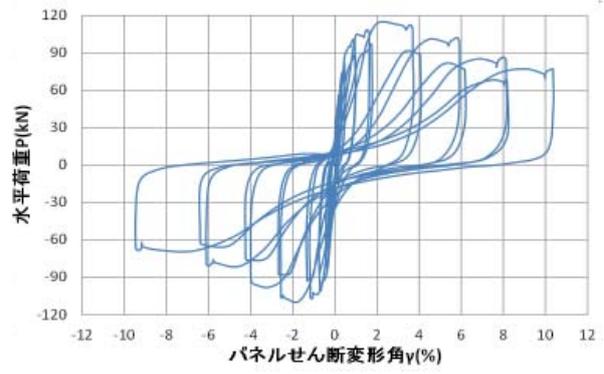
写真-1は実験後の試験体状況を示す。試験体 No. 1 は接合部表面の損傷が著しいのに対し、試験体 No. 2、No. 3 は表面の損傷がいくらか抑制されている。写真-2は試験体 No. 1 に埋め込んだ鋼板の状況を示しているが、対角上のくびれたところで、破断していることが確認できる(白色のチョーク塗布部分)。このことから、試験体 No. 1 では、中央位置に配した鋼板が有効に補強効果を発揮した後、接合部破壊したと考えられる。なお、写真-1(c)で、柱主筋の付着ひび割れが見られるが、これはR=4%以降に見られたものである。鋼板が一番外側の柱主筋に沿って配置されていることから、柱主筋の付着強度が局部的に弱くなったためと推察される。最大耐力時に、柱脚部に大きい曲げひび割れはみられないことから、柱主筋の付着破壊により最大耐力が決まったとは考えにくい。よって、ここでは試験体 No. 3 も接合部のせん断破壊と判断する。

4. 実験結果の検討

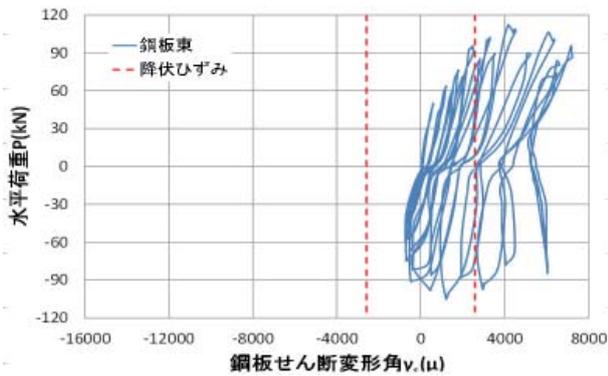
表-3に、水平荷重に関する計算結果と実験値一覧を



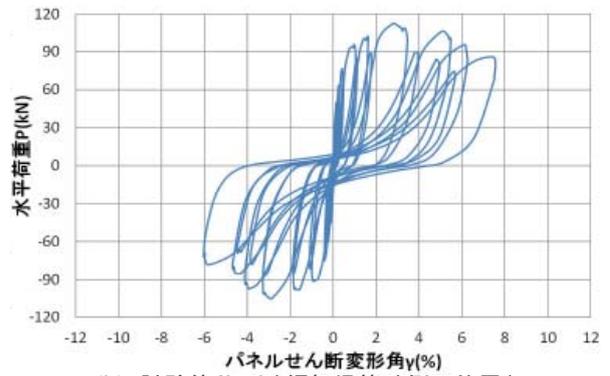
(a) 試験体 No. 1 (鋼板中央面位置)



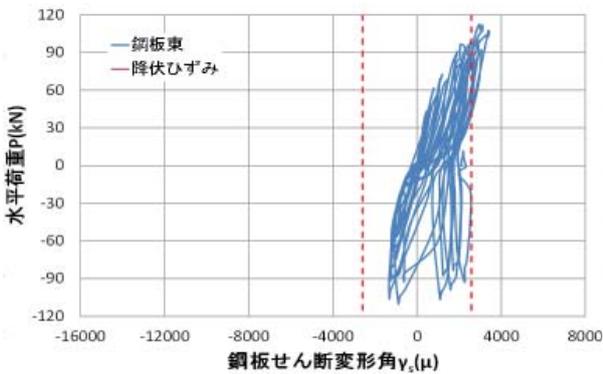
(a) 試験体 No. 1 (鋼板中央面位置)



(b) 試験体 No. 2 (鋼板梁筋外側面位置)

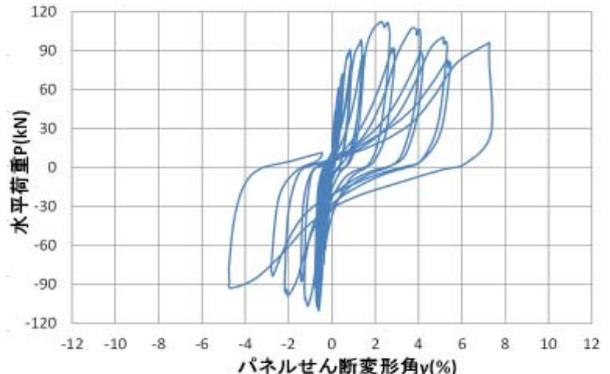


(b) 試験体 No. 2 (鋼板梁筋外側面位置)



(c) 試験体 No. 3 (鋼板柱筋内側面位置)

図-8 水平荷重と鋼板せん断変形角関係



(c) 試験体 No. 3 (鋼板柱筋内側面位置)

図-9 水平荷重とパネルせん断変形角関係



(a) 試験体 No. 1
(鋼板中央面位置)



(b) 試験体 No. 2
(鋼板梁筋外側面位置)



(c) 試験体 No. 3
(鋼板柱筋内側面位置)

写真-1 各試験体の破壊状況 (実験後)

示す。各試験体の実験値は梁端曲げ降伏強度計算値²⁾を、大きく下回っており接合部破壊が先行したものと考えられる。ここで、鋼板の補強効果係数 α_s とは、試験体の最大耐力実験値の、無補強の場合の接合部強度計算

値からの増大量を鋼板の補強効果とみなし、その増大量の鋼板の水平断面せん断強度に対する割合を示すものである。ここで、鋼板の水平断面せん断強度は、鋼板中央水平断面で、大小の開口を除いた断面の引張降

表 -3 水平強度に関する計算結果一覧

試験体番号	最大耐力時水平力 (kN)						計算値 ³⁾ からの 上昇率 (%)	α_s
	計算値 ¹⁾	計算値 ²⁾	実験値	実験値/計算値 ¹⁾	実験値/計算値 ²⁾	計算値 ³⁾		
No. 1	110.2	154.1	114.2	1.04	0.74	96.2	19	1.28
No. 2	132.4		112.1	0.85	0.73	104.4	7	0.28
No. 3	130.4		112.4	0.86	0.73	102.4	10	0.36

- 1) 計算値³⁾の値に鋼板中央水平断面せん断強度を累加した。鋼板のせん断強度は引張降伏耐力の $1/\sqrt{3}$ とした。
- 2) 梁曲げ降伏強度略算式 ($=0.9a_t \sigma_y d$) によって得られる水平強度。
- 3) 靱性保障型計算値による、無補強の時の接合部強度。文献4)の8.3.1式による。ここで、安全率 $1/0.85$ は除く。ただし、文献1)で実験値が計算値より12%大きかったことから、1.12倍して計算値とした。



写真 -2 試験体 No. 1 の補強鋼板の破断

伏強度の $1/\sqrt{3}$ とした。試験体 No. 1 は $\alpha_s=1.28$ 、試験体 No. 2 は $\alpha_s=0.28$ 、試験体 No. 3 は $\alpha_s=0.36$ となった。これにより、中央に鋼板を内蔵した場合が最も効率がよいことが分かる。試験体 No. 1 で、 α_s が 1.0 を超えているのは、最少断面での鋼板の変形を、最少断面に繋がる、直上、直下の鋼板が拘束し、降伏しないためだと考えている。また、文献1)の試験体 No. 2 (梁側面に鋼板を内蔵)では α_s は 0.55 であったが本研究の試験体 No. 2 ではかなり小さい値となっている。これは文献1)では薄い鋼板を使用した、本研究では厚い鋼板を使用し、鋼板に大きな穴をあける必要があったため、付着面積が小さくなり、コアコンクリートからのせん断力が伝達できなかったためではないかと考えている。

なお、鋼板は円形開口間のくびれた部分で破断している。この部分の降伏強度の水平成分と、鋼板中央水平断面の円形開口外端部分 (図 -3 に示す鋼板水平断面の両端部分) 鋼板のせん断降伏強度の和で評価すると α_s は 1.03 であり、ほぼ妥当な値となる。つまり、鋼板の中央水平断面でのせん断力負担のうち、中央のひし形部分の負担分をくびれた部分の降伏強度で評価すると、実験値とよく合うことがわかった。

5. 結論

補強鋼板の位置が接合部のせん断補強性能に及ぼす影

響を、3体の試験体を用いて検討した結果、以下の結論を得た。

- 1) 鋼板を中央面位置に配置すると、接合部強度を効果的に増大させることができると考えられる。
- 2) 鋼板を梁筋外側面や柱筋内側面に配置すると接合部強度低下の抑制にも効果が見られる。

補強鋼板による補強限界は鋼板表面の付着強度や直交ボルトのせん断伝達力で定まると考えられる。今後は、この補強限界を明らかにする計画である。

謝辞

本実験は、有明高専の小宮沙織、城島翔、岩永直久、黒田竜太郎、森山光明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) 竹内卓也、上原修一、山川哲雄：鋼板によりせん断補強した RC 造柱梁接合部の性能に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文集 第 34 巻 2 号 pp. 313 ~ 318 2012.
- 2) 上原修一、崎野健治、江崎文也：組み合わせ応力の相関を考慮した降伏線理論による RC 柱部材の極限解析、コンクリート工学論文集 第 10 巻 3 号 pp. 17~31 1999 年 9 月
- 3) 村上秀夫、藤井栄、石渡康弘、森田司郎：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する検討 (接合部データベース解析 その 1)、日本建築学会構造系論文集 第 503 号 pp. 85 ~ 92 1998 年 1 月
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針・同解説、第 8 章、pp. 241~277. 1999 年 8 月 30 日第 2 版