

配筋を合理化したSRC柱梁接合部の実験的研究

Experimental Study on SRC Beam-Column Joints with Rationalized Reinforcement

内井 栄二* 中澤 敏樹* 井上 重信*
佐藤 尚隆*² 山内 豊英*

要 旨

SRC造の柱梁接合部（梁貫通型）の横補強筋を、無溶接かつ梁端鉄骨ウェブを貫通しないように割筋（以下、接合部拘束筋と称す）で構成することで、配筋施工の省力化を図る工法を前報¹⁾にて示した。今回の実験では、側柱の柱梁接合部における応力伝達メカニズム、および耐力や変形性能などの構造特性を明らかにした。

キーワード：SRC構造／柱梁接合部／接合部拘束筋／折り曲げフック／局部付着強度／せん断耐力／せん断ひび割れ

1. はじめに

近年、SRC造における施工合理化を図るための工法が具体化され、「SRC配筋指針」²⁾ではSRC構造の特性を考慮した配筋として扱われるに至った。本工法は、図-1に示すようにL字形あるいはコ字形に分割された接合部拘束筋両端の45°折り曲げフックを、柱鉄骨フランジ面と直交梁により形成されるコアコンクリート内に埋め込むことを特徴としており、鉄骨ウェブに貫通孔を設けず、横補強筋を溶接しないことで施工の省力化を可能とするものである。

ここでは、側柱の桁行方向の梁を偏心させて直交梁を付加した中柱梁接合部1/2模型実験の結果および知見を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

実験では、接合部拘束筋の補強メカニズムを明確にするために、前報での接合部せん断破壊が先行する試験体に以下の条件を付加するように計画した。

- ・接合部拘束筋とコンクリートとの付着強度が小さくなるように、コンクリート強度を小さくする。
- ・接合部拘束筋に作用する応力が大きくなるように、接合部におけるRC部分のせん断抵抗寄与率を大きくする。
- ・接合部拘束筋の先端折り曲げ部の余長およびのみ込み長さを実施工上の最小値とする。

試験体は、CH-2（従来工法：溶接閉鎖）とPH-2（本工法：接合部拘束筋）の2体である。PH-2の接合部拘束筋ののみ込み部には、コア部分を補強する目的で肋筋

と同径の梁際補強筋を配筋している。試験体の形状は、加力梁を接合部に偏心させて取り付け、非偏心側の柱梁接合部に擬似的な直交梁を接続したものである。ただし、本実験では、接合部のせん断耐力に及ぼす直交梁の影響を小さくするため、直交梁側の柱梁接合部仕口面で縁切りを行うとともに、直交梁に内蔵される鉄骨はフランジを設けずにウェブのみの配置とした。表-1に試験体諸元および耐力計算値を、表-2にコンクリートと鋼材の力学的性質を、図-2に試験体の形状および配筋を示す。

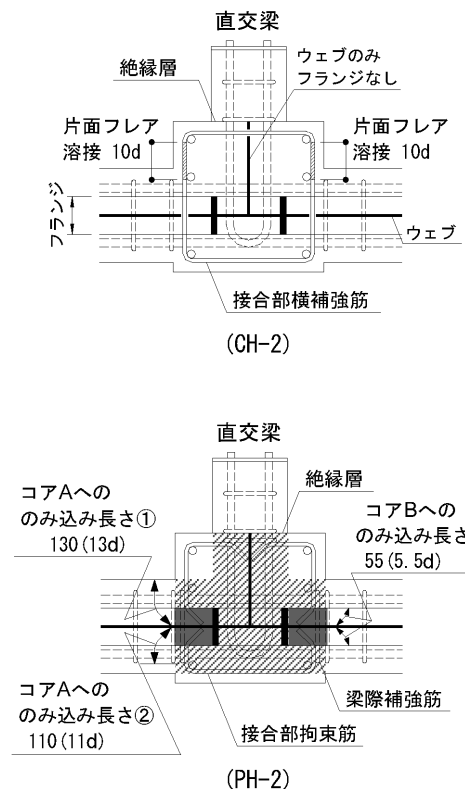


図-1 接合部断面形状

*構造研究グループ *²建築本部技術部

表－１ (a) 試験体諸元および耐力計算値

試験体名		CH-2	PH-2
柱	B×D	400×400	
	鉄 骨	H200×100×6×16	
	主 筋	6-D22	
	帯 筋	D10□@100	
	cM _s	Qg=257kN (柱軸力度0.2σ _B)	
梁	B×D	250×400	
	鉄 骨	H200×100×6×16	
	主 筋	2/2-D22 (上下共)	
	肋 筋	D10□@100	
	aM _s	Qg=193kN	
接合部	ウェブ	PL-6 (梁貫通)	
	補強筋	D10□@120 (2 段)	D10コ+2L@120 (2 段)
		Pjsw=0.24%	Pjsw*=0.12%
	jM _s	gQju=189kN	gQju=181kN

(b) 接合部終局せん断耐力計算値の詳細

試験体名	接合部せん断終局耐力							
	cjMu	hjMu	sjMu	jMu	$\frac{cjMu}{jMu}$	$\frac{hjMu}{jMu}$	$\frac{sjMu}{jMu}$	gQju
CH-2	247	26	45	318	0.78	0.08	0.14	189
PH-2*		13		305	0.81	0.04	0.15	181

注) gQju: 接合部終局せん断耐力時の梁せん断力Qg換算値

$gQju=2 \cdot gMju/lo$, $gMju=(jMu/2) \cdot (h/ho)$

h: 階高, ho: 柱の内法高さ, jMu=cjMu+hjMu+sjMu

cjMu, hjMu, sjMu: コンクリート、補強筋、鉄骨負担分

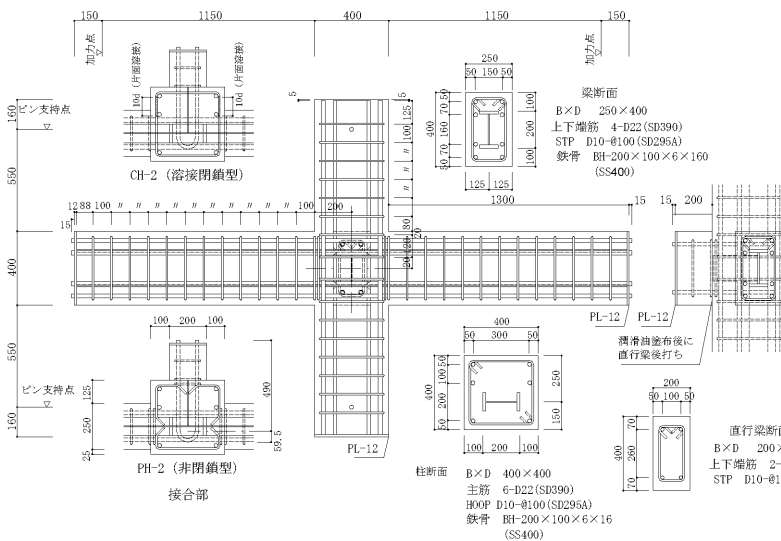
$pjsw=n \cdot asw/(Bc \cdot m_d)$

n: 梁の上下最外縁主筋間に配置した補強筋の段数

Bc: 柱幅, m_d: 梁の上下最外縁の主筋中心間距離

asw: せん断抵抗に有効な補強筋の1組の断面積

※ PH-2のhjMu算出に関しては、直交梁なし側の接合部拘束筋のみをせん断抵抗に有効とした ($\therefore pjsw=0.5pw$)



図－２ 試験体概要

表－２ (a) コンクリートの力学的性質

最大粗骨材	σ_B (N/mm ²)	σ_B 時歪度 ($\times 10^3 \mu$)	$E_c \times 10^4$ (N/mm ²)	σ_{ct} (N/mm ²)
15mm	28.3	1.94	2.61	2.90

(b) 鋼材の力学的性質

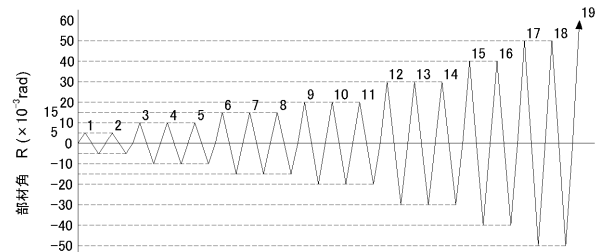
種類	使用部位	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏歪み度 ($\times 10^3 \mu$)	ヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)
PL-16	フランジ	280	1.37	2.05
PL-6	ウェブ・PZ	319	1.56	2.05
D22	柱・梁	473	2.31	2.05
D10	柱・梁・PZ	378	1.84	2.05

2.2 加力概要

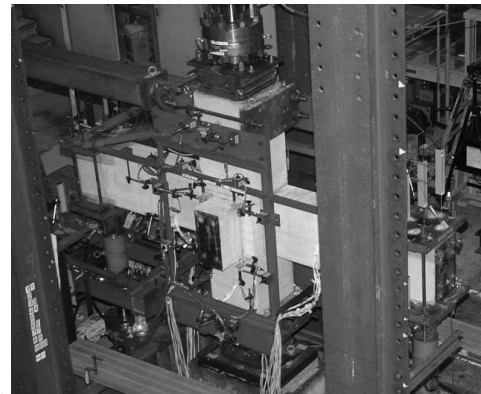
載荷装置を写真－１に示す。試験体は柱頭と柱脚の反曲点に相当する位置をピン支持し、柱頭に0.2bDσ_B (906kN) の一定軸力を加えた状態で、左右の梁端部に取り付けた押し引きジャッキを用いて加力した。変形制御は押し引きジャッキの鉛直変位から求まる層間変形角Rに基づいて行った。層間変形角は、柱頭および柱脚のピン支持中心点を結んだ線に対する左右の梁加力点の傾きと定義した。

載荷パスは図－３に示すように、所定の変形を各2～3回ずつ繰返すこととした。

柱と梁の部材角、柱梁接合部の回転と変形量および柱の軸方向変形量は変位計にて計測した。鉄骨および鉄筋の歪は必要個所に歪ゲージを貼り付けて計測した。



図－３ 載荷パス



写真－１ 載荷試験装置

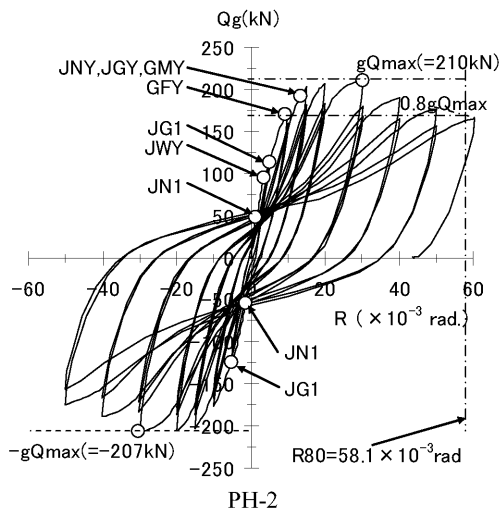
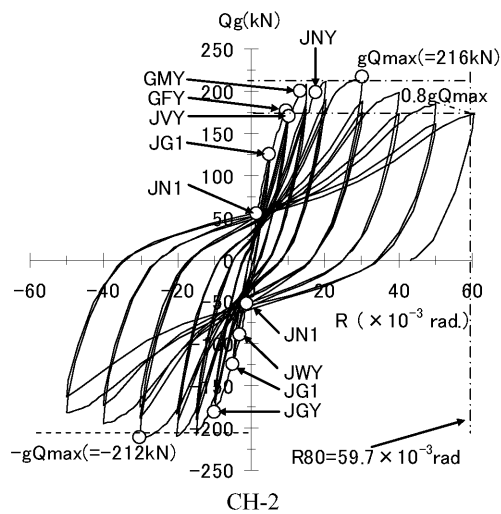
3. 実験結果

3.1 破壊性状

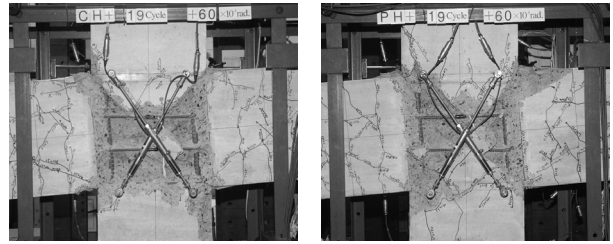
写真－2 に各試験体の破壊性状を、図－4 に各試験体の梁せん断力 Q_g －層間変形角 R 関係を示す。いずれも、①柱梁接合部せん断ひび割れ→②ウェブパネルのせん断降伏→③梁鉄骨フランジの引張降伏→④接合部の横補強筋または拘束筋の引張降伏→⑤梁筋の引張降伏の現象が $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 迄に発生した。その後、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力（「SRC規準」³⁾の終局せん断耐力計算値に対してCH-2で14%、PH-2で16%増）に達し、それ以降は接合部のひび割れ幅が増大するとともに、耐力が低下した。最終変形時（ $R=60 \times 10^{-3} \text{rad}$ ）の耐力は、ともに $0.8gQ_{\text{max}}$ 程度であった。表－3 に実験結果の一覧を示す。

3.2 柱、梁および柱梁接合部の変形成分比

柱梁接合部のせん断変形成分比の推移を図－5 に示す。接合部の配筋形式の違い（溶接閉鎖と接合部拘束筋）による顕著な差は見られなかった。



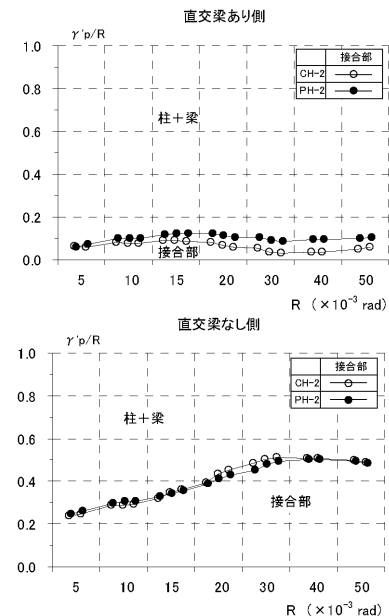
図－4 Q_g - R 関係



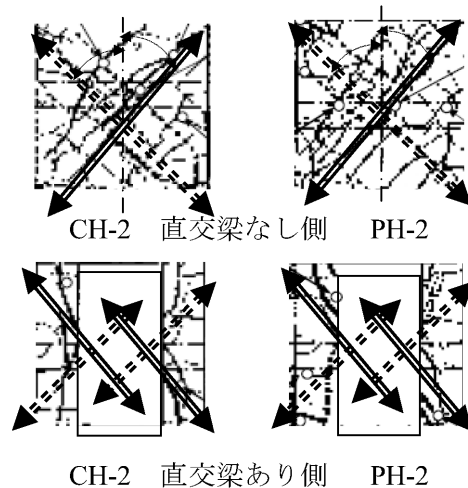
写真－2 試験体破壊状況（最終）

表－3 実験結果一覧（単位： $\times 10^{-3} \text{rad}$ ）

試験体名	CH-2	PH-2
接合部直交梁なし側せん断ひび割れ (JN1)	1.6	1.5
ウェブパネルせん断降伏 (JWY)	-2.9	3.6
接合部直交梁あり側せん断ひび割れ (JG1)	5.0	5.0
梁フランジ引張降伏 (GFY)	9.5	9.5
接合部直交梁あり側補強筋降伏 (JGY)	-10.1	13.6
接合部加力梁側補強筋降伏 (JVY)	10.5	不明
接合部直交梁なし側補強筋降伏 (JNY)	17.5	13.6
梁主筋引張降伏 (GMY)	13.5	13.6



図－5 変形寄与分



図－6 接合部ひび割れ図（ $\Rightarrow$ は圧縮ストラット）

3.3 接合部のせん断ひび割れ

接合部の加力梁と直交する面に発生したひび割れを図-6に示す。直交梁あり側では、圧縮ストラットが左右2箇所に分かれている。しかしながら、最大耐力が計算値を上回り、接合部せん断変形量が直交梁なし側に比べて非常に小さかった事を考慮すれば、直交ウェブがせん断耐力に与えた影響はわずかであったと言える。

次に、接合部ひび割れ幅の推移を図-7に示す。両試験体ともに加力梁が直交梁なし側へ偏心^{4), 5)}していることが影響し、「SRC規準」式による長期許容せん断力時とはほぼ同時期に、直交梁なし側のみに接合部せん断ひび割れが発生したが、この時のひび割れ幅はほぼ0mmであった。「SRC規準」式による短期許容せん断力時でのPH-2の直交梁なし側の接合部最大ひび割れ幅は、CH-2よりもやや大きいものの、共に0.2mm程度に留まった。除荷時のひび割れ幅は、共に0.1mm以下となった。短期許容せん断力時の直交梁側における両試験体の接合部最大ひび割れ幅は、それぞれ0.05mm程度となった。

3.4 梁・柱材端部の主筋および鉄骨フランジの歪み

層間変形角と梁主筋の歪みおよび鉄骨フランジの歪みとの関係を図-8に示す。両試験体ともに $R=20 \times 10^{-3}$ rad程度で直交梁あり側の梁主筋および鉄骨フランジの引張

歪みが概ね降伏値に達した。接合部の配筋形式の違いによる顕著な差は見られなかった。

3.5 柱梁接合部ウェブの歪み

層間変形角 R とウェブの歪みとの関係を図-9に示す。両試験体ともに $R=1.5 \times 10^{-3}$ rad程度で接合部の直交梁なし側にせん断ひび割れが発生し、 $R=3.5 \times 10^{-3}$ radでウェブがせん断降伏した。 $R=10 \times 10^{-3}$ rad以降は、両試験体は層間変形角に対してほぼ同じせん断歪みを示した。接合部の配筋形式の違いによる顕著な差は見られなかった。

3.6 柱梁接合部横補強筋の歪み

正加力時における所定変形角ごとの接合部横補強筋および接合部拘束筋の歪みを図-10に示す。試験体接合部の非加力面における接合部横補強筋および接合部拘束筋は、直交梁側ではCH-2が $R=15 \times 10^{-3}$ rad $\sim 20 \times 10^{-3}$ radで引張降伏したのに対し、PH-2では圧縮ストラット領域にある下段(H5)のみが $R=20 \times 10^{-3}$ radで降伏歪みに達したが、以降に歪みは進展しなかった。直交梁なし側では、共に $R=20 \times 10^{-3}$ radで引張降伏し、両者に明瞭な差は見られず、接合部拘束筋はせん断補強に有効であったと言える。試験体接合部の加力面における接合部横補強筋および接合部拘束筋は、CH-2では $R=30 \times 10^{-3}$ radでほぼ降伏歪みに達していた。PH-2の接合部拘束筋は、CH-2

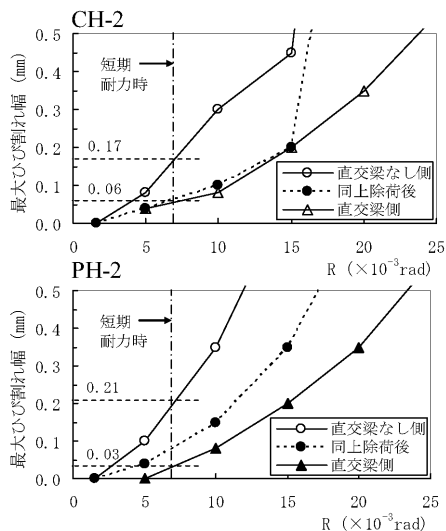
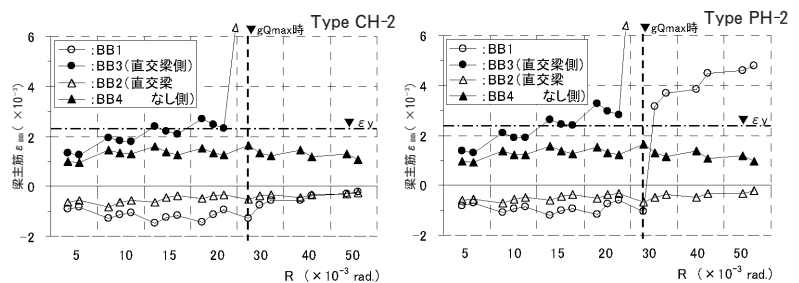
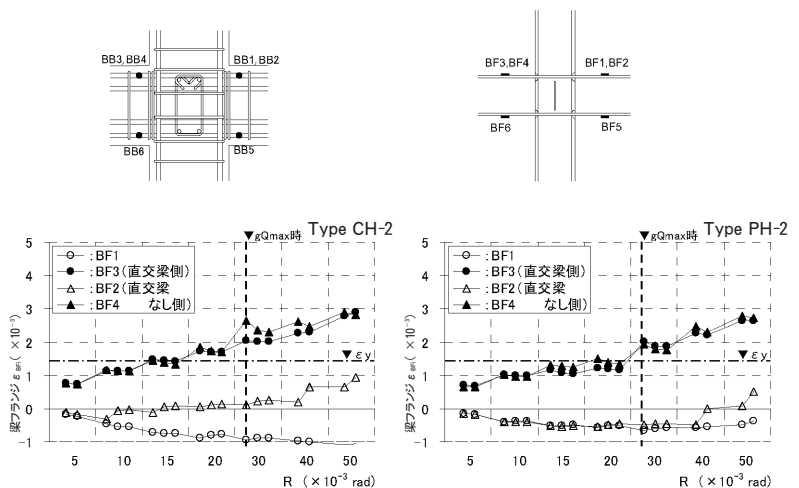


図-7 接合部に発生したひび割れ幅の推移



(a) 層間変形角-梁主筋歪み



(b) 層間変形角-梁鉄骨フランジ歪み

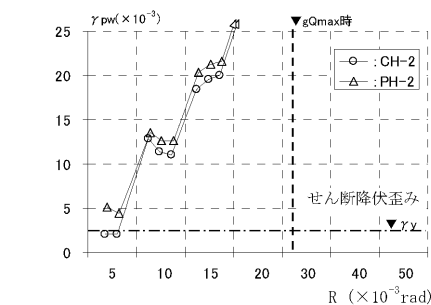


図-9 層間変形角-柱梁接合部ウェブせん断歪み関係

図-8 層間変形角と梁主筋歪みおよび鉄骨フランジの歪みとの関係

の横補強筋の場合と異なり変形角の増加に伴い歪みが引張側から圧縮側に転じた。これは接合部拘束筋の歪みゲージは外側1面にしか貼られておらず、接合部拘束筋の折り曲げフックの曲げ戻しが生じたことに起因すると思われる。

さらにPH-2に関して、直交梁あり側の接合部拘束筋の最大歪みの平均値 $\varepsilon_{ave}=1670\mu$ が接合部横補強筋のみ込み部に作用した引張力と解釈すれば、この時ののみ込み部の付着応力度 τ_b は(1)式で与えられ、

$$\tau_b = 0.88 \sigma_B^{0.65} \quad (1)$$

「靱性保証指針」⁶⁾に示されるコア・コンクリート内における異形鉄筋の局部付着強度(2)式とほぼ一致する。

$$\tau_u = 0.7(1 + \sigma_u / \sigma_B) \sigma_B^{2/3} \quad (2)$$

この事より、本工法における接合部拘束筋は、柱主筋およびコアコンクリートに対して、のみ込み長さに見合った拘束効果が期待できると言える。

なお、梁際補強筋と接合部拘束筋の位置関係あるいは

直交梁鉄骨にフランジが取付いていれば、この非閉鎖面でウェブで分割されたストラットとの間にトラス機構が成立して、接合部拘束筋がせん断補強に寄与することも考えられる。

4. まとめ

「SRC規準」式による長期許容せん断力の計算値とその時のひび割れ幅および接合部にひび割れが発生した時の荷重を表-4に示す。いずれの試験体も、柱梁接合部にひび割れは発生しないか、あるいは発生してもそのひび割れ幅は0mmとなった。また、接合部の配筋形式の違い(溶接閉鎖と接合部拘束筋)による差異は無かった。

「SRC規準」式による短期許容せん断力の計算値とその時のひび割れ幅を表-5に示す。いずれの試験体も、柱梁接合部に発生したひび割れ幅は、1/2模型試験体で想定した使用限界状態での想定最大ひび割れ幅0.4mmかつ想定残留ひび割れ幅0.1mmを大きく下回った。

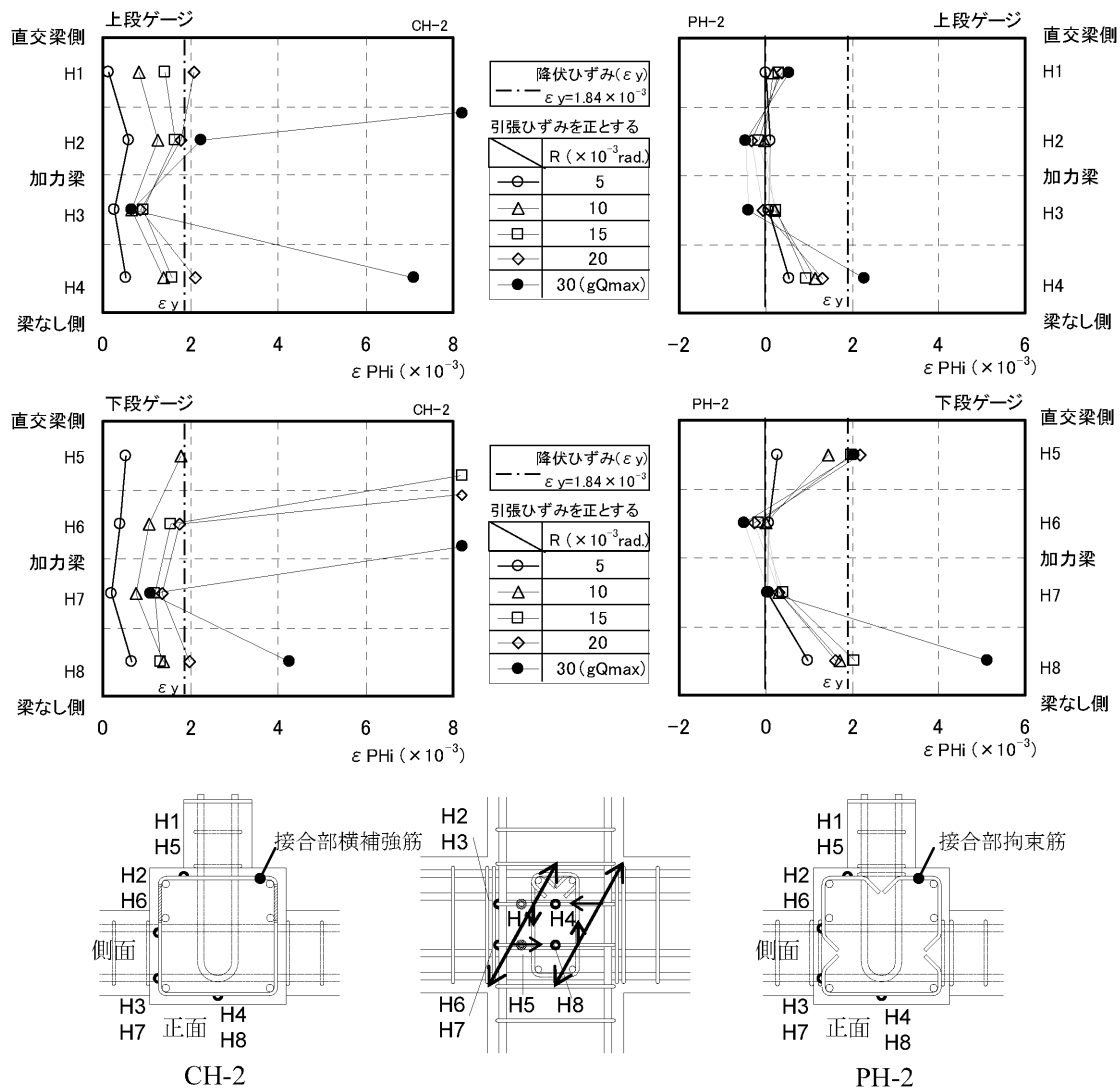


図-10 層間変形角-接合部横補強筋および接合部拘束筋の歪み関係(正加力時)

最大耐力と終局せん断耐力計算値を表－6に示す。この結果、実験最大値は計算値に対して1.14～1.16倍の耐力を有している。

以上より、本工法によって配筋された柱梁接合部の長期許容せん断力、短期許容せん断力および終局せん断耐力は、せん断補強に有効な接合部拘束筋比 p_{jsw} を適切に評価することで「SRC規準」式により評価できることが解った。

表－4 接合部長期許容せん断力時のひび割れ幅

試験体番号	CH-2		PH-2	
jM _i [kN・m]	96			
Qg換算値[kN]	57			
接合部ひび割れ幅 (実験値) [mm]	直交梁なし	直交梁あり	直交梁なし	直交梁あり
	0.00	発生せず	0.01	発生せず

表－5 接合部短期許容せん断力時のひび割れ幅

試験体番号	CH-2		PH-2	
jM_s [kN・m]	253		244	
Qg換算値[kN]	151		145	
接合部ひび割れ幅 (実験値) [mm]	直交梁なし	直交梁あり	直交梁なし	直交梁あり
	0.17 (0.07)*	0.06	0.21 (0.08)*	0.03

*直交梁なし側（ ）内は、除荷時の残留ひび割れ幅を示す。

表－6 接合部終局せん断耐力時の計算値と実験値

試験体番号	CH-2	PH-2
jM_u [kN・m]	318	305
gQ_{ju} (=Qg換算値) [kN]	189	181
実験最大値 gQ_{max} [kN]	216	210
終局耐力安全率 gQ_{max}/gQ_{ju}	1.14	1.16

[参考文献]

- 1) 内井他、SRCパネルゾーンの配筋理化工法に関する開発、浅沼組技術研究所報No.16、pp.7～12、2004
- 2) 日本建築学会、鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、2005
- 3) 日本建築学会、鉄骨鉄筋コンクリート計算規準・同解説、2001
- 4) 石田健吾他、鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の実大実験、コンクリート工学年次論文集Vol.23、No.3、pp.343～348、2001
- 5) 門田晃他、SRC造柱梁接合部の終局剪断耐力に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集Vol.23、No.1、pp.745～750、2001
- 6) 日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999

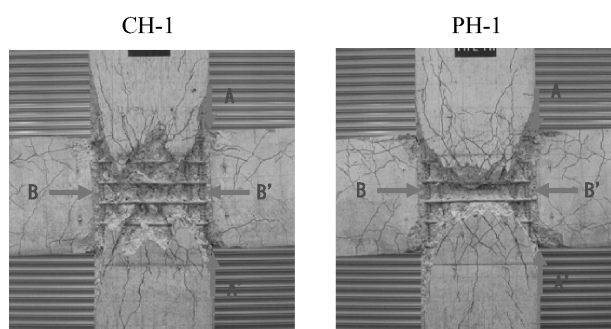
[付 録]

前報¹⁾に示す試験体に関して、柱梁接合部内の状況を確認するために、試験体を切断して観察した。以下に、溶接閉鎖型帯筋タイプ（CH-1）と接合部拘束筋タイプ（PH-1）の2体の接合部切断写真を示す。

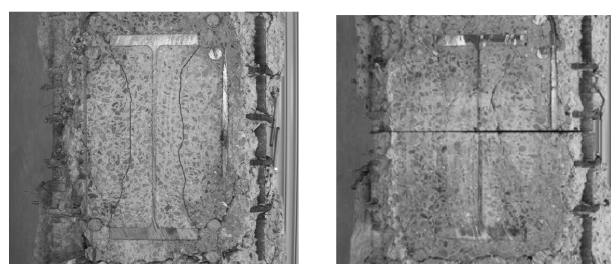
写真－付1に、両試験体の破壊状況および切断位置を示す。

写真－付2より、梁に囲まれた領域でのコンクリートは比較的健全である。両試験体ともに、梁に内蔵された鉄骨の上フランジ端から下フランジ端にかけて円弧状のひび割れが発生しており、その幅はCH-1で0.1～0.3mm、PH-1で若干大きめの0.3～0.5mmである。

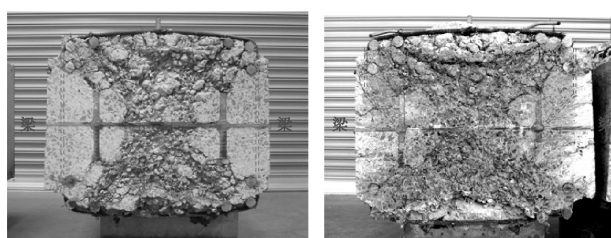
写真－付3より、柱鉄骨のフランジとウェブで囲まれた領域から外面にかけてコンクリートが激しく損傷している。接合部拘束筋ののみ込みに有効な領域（コアAとコアB）では、若干ひび割れは発生しているものの、コンクリートは比較的健全である。



写真－付1 最終破壊状況（切断位置）



写真－付2 試験体梁端部鉛直切断面（A-A'断面）



写真－付3 接合部水平切断面（B-B'断面）