

SRC造柱梁接合部の配筋合理化工法の開発

Development of SRC Beam-Column Joints with Simplified Share Reinforcement

内井 栄二* 佐藤 尚隆*² 井上 重信*
中澤 敏樹* 森 浩二* 山内 豊英*

要 旨

SRC造柱梁接合部における横補強筋の配筋の合理化を図るために、分割して配筋された横補強筋を溶接接合しない工法を考案し、その一環としてパイロット実験を行った。その結果、今回の実験においては、分割された特殊形状の横補強筋を用いることで、それらを溶接接合しなくても、横補強筋を溶接接合した場合と同等の性能を得られることがわかった。

キーワード：SRC造／柱梁接合部／擬似閉鎖横補強筋／せん断耐力／破壊性状

1. はじめに

従来のSRC（鉄骨鉄筋コンクリート）構造では、柱梁接合部で複数のL字型またはコ字型横補強筋を梁ウェブに開けられた穴（貫通孔）に通し、それぞれの鉄筋の端部を重ねて溶接接合し、閉鎖型横補強筋を形成するようにしている。そのため、柱梁接合部の配筋作業が煩雑となり、かつ手間のかかる現場溶接を必要とする事から、現場作業を簡易化、省力化する工法が望まれていた。本工法は、横補強筋貫通孔を設けなくて柱のフランジ面近傍で内ベンド定着（45°～90°）を行い、それぞれの横補強筋を溶接接合しなくても所要の構造性能を得られることを期待し、現場での作業の合理化を図るものである。

ここでは、本工法を用いる板状建物の側柱位置（室内側直交梁ピン）の柱梁接合部を対象とした実験の概要について述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

表－1(a)に試験体諸元および耐力計算値、表－1(b)、(c)にコンクリートと鋼材の力学的性質を、図－1に試験体の形状および配筋を示す。試験体は、Type-CH（従来工法：溶接閉鎖型横補強筋）とType-PH（無溶接工法：擬似閉鎖型横補強筋）の2体である。試験体部位は側柱を含む十字形架構（柱鉄骨断面I形）部分で、実施工での柱梁接合部には直交梁内に仮組用H形鋼が内蔵されるが、本実験では比較を明確にするためにこのH形鋼は無視することとした。

試験体は、柱梁接合部のせん断破壊性状を確認できるように、柱許容曲げ耐力(cM_u)>梁許容曲げ耐力(gM_u)>柱梁接合部終局せん断耐力(jM_u)となるように設定した。

表－1 (a) 試験体諸元および耐力計算値

試験体名		Type-CH	Typh-PH
柱	B×D	450×500	
	鉄 骨	H300×150×9×12	
	主 筋	12-D22 ($P_g=2.06\%$)	
	帯 筋	D10□@100 ($P_w=0.127\%$)	
	cM_u	$Qb^*=620kN$ (柱軸力度0.3σB)	
梁	B×D	300×500	
	鉄 骨	H350×150×6×19	
	主 筋	4-D22 (上下共)	
	肋 筋	D10□@100 ($P_w=0.190\%$)	
	gM_u	$Qb^*=475kN$	
接合部	ウェブ	PL-6 (梁貫通)	
	補強筋	D10□@83 (4本)	D10[]×4@83 (4本)
		平均 $P_w=0.145\%$	
	jM_u	$Qb^*=394kN$ ($P_w=0$ として363kN)	

* Qbは各曲げ耐力を梁せん断力に換算した値

(b) コンクリートの力学的性質

種 別	σ_B (N/mm ²)	σ_B 時歪度 (×10 ³)	$E_c \times 10^4$ (N/mm ²)	σ_{ct} (N/mm ²)
Fc24 最大粗骨材 15mm	33.4	1.48	2.79	2.80

(c) 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 (×10 ³)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)
PL-19	梁	342.5	1.90	2.07
PL-12	柱	306.7	2.52	1.71
PL-9	柱	371.6	1.79	2.03
PL-6	梁・PZ	421.7	2.30	1.99
D22	柱・梁	374.4	2.50	1.73
D10	柱・梁・PZ	367.9	2.08	1.77

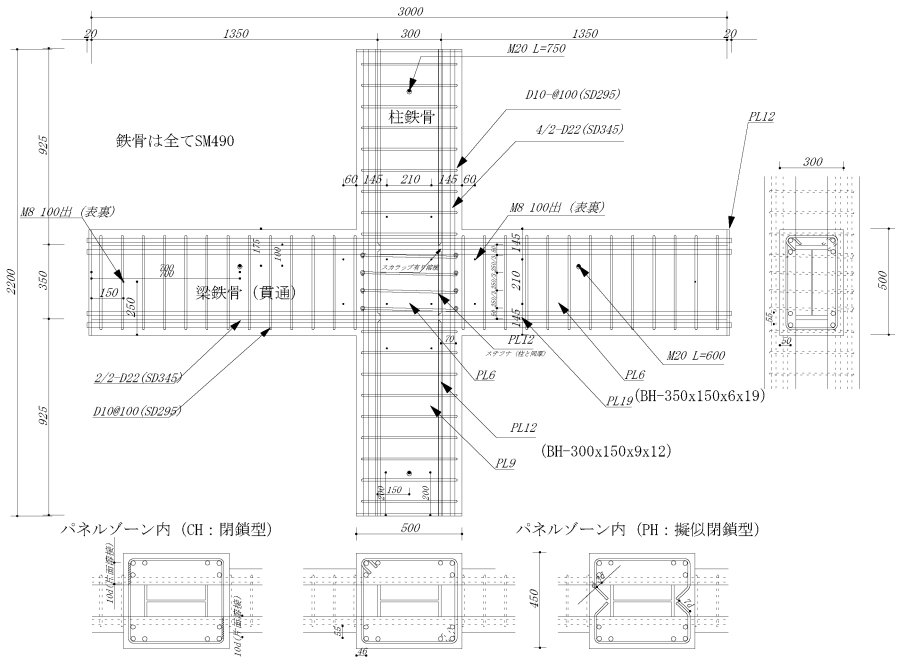
* 構造研究グループ *² 建築本部技術部

2.2 加力概要

加力装置の概要を図－２に示す。加力は柱頭および柱脚の反曲点に相当する位置をピン支持し、柱頭に0.3 $bD\sigma_B$ (2250kN) の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行った。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。

载荷パスは図－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。

柱および梁の部材角、柱梁接合部の回転および変形量、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。

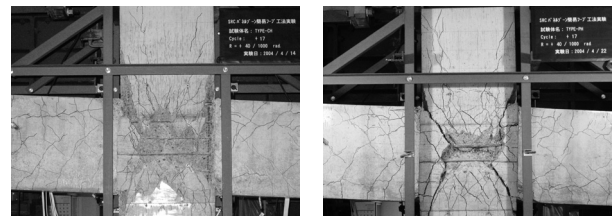


図－１ 試験体概要

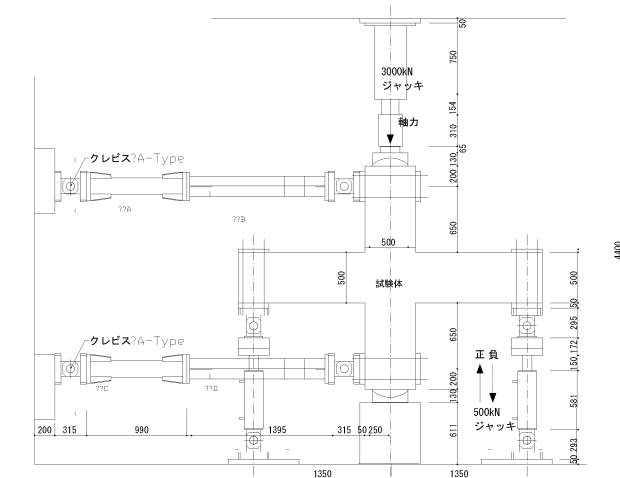
3. 実験結果

3.1 破壊性状

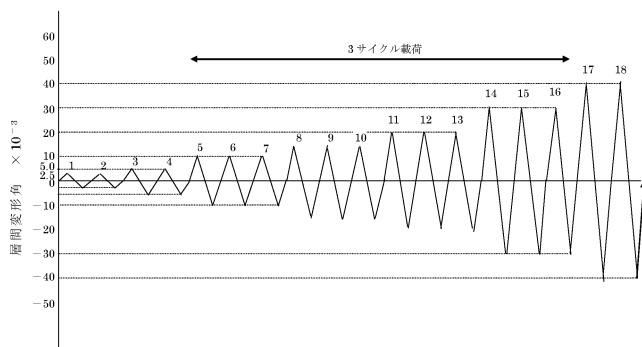
写真－１に各試験体破壊性状を、図－４に各試験体の梁せん断力 Q_b －層間変形角 R 関係を示す。いずれも、①柱梁接合部せん断ひび割れ→鉄骨ウェブのせん断降伏 ②柱梁接合部の一部横補強筋降伏→梁筋の一部引張降伏の現象が発生した後に、 $R=10 \times 10^{-3}$ rad時に最大耐力（正負平均CH:473kN, PH:474kN）となり、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad時で95%耐力（塑性率 $\mu > 2$ ）となった。それ以降は柱梁接合部のひび割れの増大と耐力低下が進行するスリップ性状を示した。最終変形時（ $R=40 \times 10^{-3}$ rad）の耐力は試験体CHで349kN（74%）、試験体PHで334kN（71%）であった。表－２に実験結果の一覧を示す。



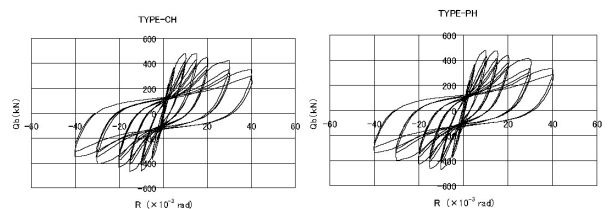
写真－１ 試験体破壊状況（最終）



図－２ 加力装置（正面側）



図－３ 载荷パス



図－４ Q_b - R 関係

表－２ 実験結果一覧（単位： $\times 10^{-3}\text{rad}$ ）

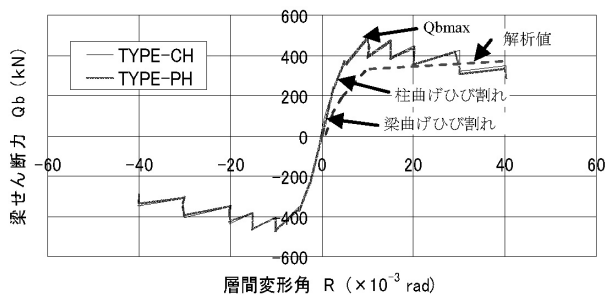
試 験 体 名	CH(溶接閉鎖型)	PH(擬似閉鎖型)
梁主筋引張降伏	10	10～15
梁フランジ引張降伏	15～20	15～20
柱梁接合部正面横補強筋降伏	5～10	5～10
柱梁接合部側面横補強筋降伏	15～20	15～20
柱梁接合部せん断ひび割れ	1.8	2.2
同 上（0.3mm時）	5～10	5～10
柱梁接合部ウェブせん断降伏	5.0	3.5

3.2 荷重－変形関係

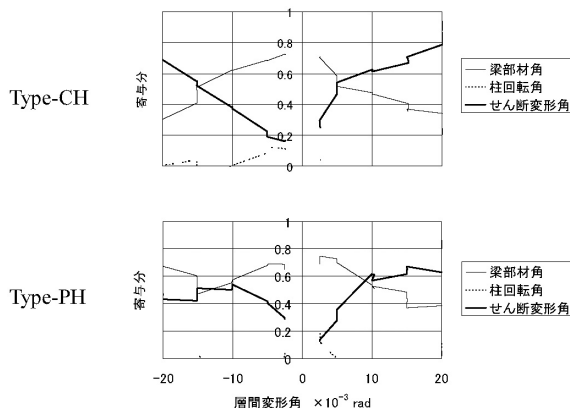
Qb-R関係の実験包絡線とフレーム解析値を図－５に示す。これによると、接合形式の違う両試験体に、せん断耐力の差はなく、SRC規準終局耐力計算値（394kN）を20%程度上回った。なお、この計算値に柱梁接合部内のフランジ枠四隅がピンとなる全塑性モーメント¹⁾を累加補正しても、実験値は補正計算値より10%程度大きい。

3.3 柱、梁および柱梁接合部の変形成分比

層間変形角Rは梁部材角、接合部せん断変形角および柱回転角（＝部材角）で表される。図－６にそれぞれの変形寄与分を示す。R=2.5 $\times 10^{-3}\text{rad}$ から20 $\times 10^{-3}\text{rad}$ に達する間の変形寄与分は、試験体CHで梁変形が75%から30%～35%へ減少するのに対し接合部せん断変形が20%から70%～80%へ増大、試験体PHで梁変形が70%から40%～45%へ減少するのに対し接合部せん断変形が20%から50%～60%へ増大し、ともに接合部破壊の性状を示した。



図－５ Qb-R関係（包絡線）



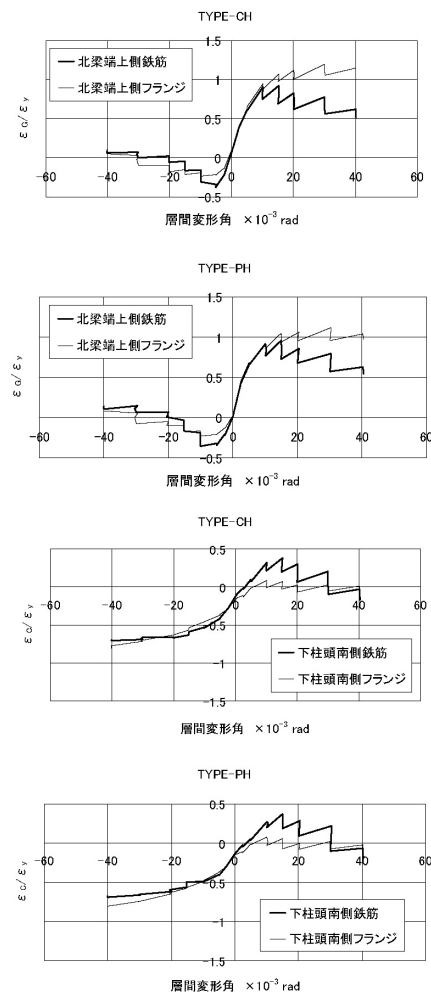
図－６ 変形寄与分

3.4 梁・柱部材端部の主筋および鉄骨フランジの歪度

梁・柱部材端における主筋および鉄骨フランジ歪度の各降伏歪度に対する比（ $\varepsilon/\varepsilon_y$ ）と層間変形角Rの関係を図－７に示す。接合形式の違う両試験体で、その性状に大きな差は認められなかった。

梁端部に関しては、接合部せん断強度が計算値をかなり上回ったため、曲げ引張側では最大耐力近傍（R=10～15 $\times 10^{-3}\text{rad}$ ）で主筋・鉄骨フランジとも降伏に達した。その後、主筋の歪度は減少する一方で鉄骨フランジの歪度は横ばいであった。曲げ圧縮側では主筋・鉄骨フランジとも降伏歪度には達せず、最大耐力近傍でピーク値を示した後に主筋・鉄骨フランジとも減少に転じた。

柱端部に関しては、主筋・鉄骨フランジとも計画どおり降伏歪度には至らなかった。曲げ引張側の主筋・鉄骨フランジ歪度は最大耐力近傍でピーク値を示した後、主筋の歪度は減少し、鉄骨フランジの歪度は横ばいとなった。曲げ圧縮側の主筋・鉄骨フランジ歪度については、明確なピーク値は示さなかったが、最大耐力近傍から横ばい状態となった。



図－７ Qb-R関係（包絡線）

3.5 鉄骨ウェブパネルの歪度

鉄骨ウェブパネルせん断歪度 γ_{pw} と層間変形角 R の関係を図-8に示す。両試験体は $R=2.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度で柱梁接合部内にせん断ひび割れが発生した後、試験体CHの鉄骨ウェブパネルは $R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ でせん断降伏し、試験体PHのウェブは $R=3.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ と少し早めにせん断降伏した。これ以降、両試験体ともにせん断歪は増大し続けた。

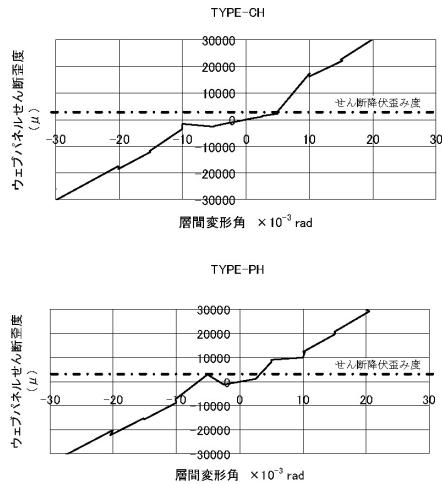


図-8 鉄骨ウェブパネルせん断歪度 (γ_{pw})— R 関係

3.6 柱梁接合部横補強筋の歪度

柱梁接合部内の横補強筋（正面および側面）歪度を図-9に、側面横補強筋歪度と層間変形角 R の関係を図-10に示す。

試験体CHにおいて、加力軸と直交する正面側にある横補強筋では $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad} \sim 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で概ね降伏し、1段目の横補強筋を除いて歪度は急速に増大した。加力方向（側面）側にある横補強筋では $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度で降伏し、2, 3段目の横補強筋の歪度は徐々に増大する一方で、1, 4段目の横補強筋の歪度は横這いまたは減少した。

試験体PHにおいて、正面側の横補強筋では $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad} \sim 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で概ね降伏し、3段目の横補強筋以外の歪度の増大は緩慢であった。側面側横補強筋では $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度で降伏値近傍に達した後は横這いまたは減少の傾向を示した。

両試験体の横補強筋の歪度は $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 迄は同等で、それ以降は試験体PHの歪度が比して小さくなった。また、横補強筋の抜け出しは確認されなかった。

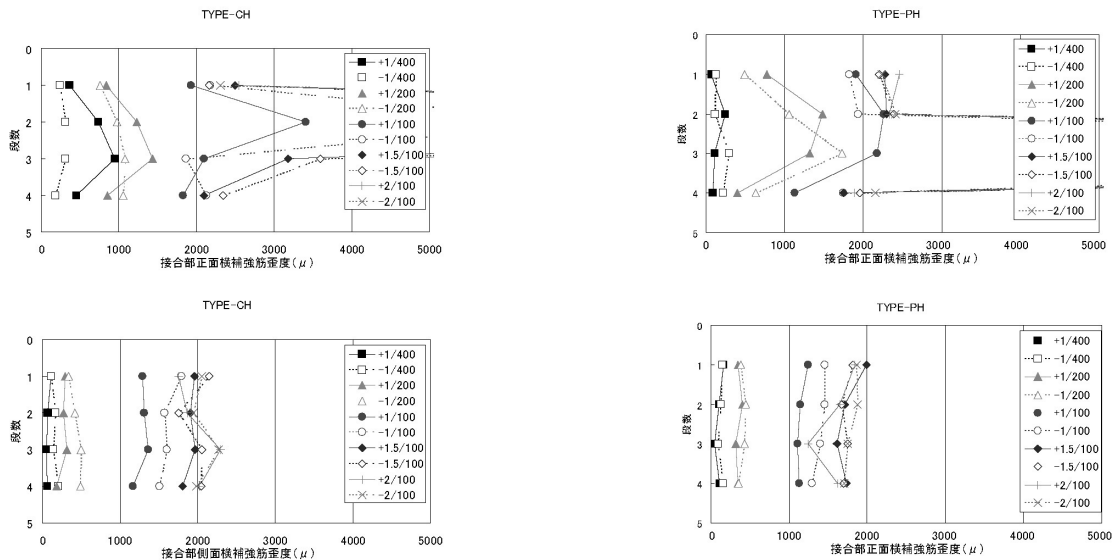


図-9 柱梁接合部横補強筋歪度（層間変形角別）

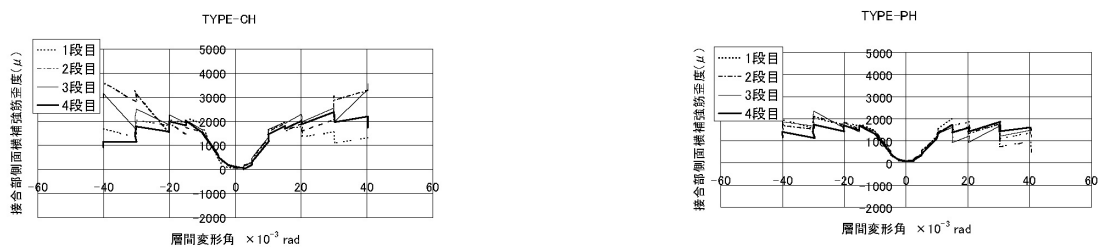


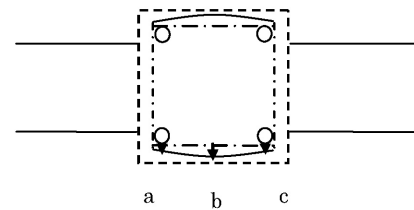
図-10 柱梁接合部側面横補強筋歪度（層間変形角関係）

3.7 柱梁接合部の孕み出しおよび梁端目開き

前述の $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$ 以降の柱梁接合部横補強筋の歪度の相違に関し、定着方法の違いによってせん断抵抗機構が大きく異なったのかどうか、その他の挙動から検証する。

まず、柱梁接合部各部の孕み出しの関係を図-11に示す。3.6からも推測できるが、柱梁接合部における無梁の正面側は層間変形角の増大に伴って中央部が凸の円弧状態で東西方向（加力軸直交）に全体的に孕み出す事がわかる。また、この正面側は側面側の南北方向（柱支点反力平行）に対しても平均的に膨らむが、南北両梁端に埋込んだボルトから求めた梁端間伸びに比べてはるかに大きな値を示している。これは、繰返し载荷により、せん断ひび割れ数およびひび割れ幅が正面側に累積された結果であり、一方で側面側にある柱と梁の接合面は主筋および鉄骨により十分に緊結されていたことになる。

図-12には、試験終了後に柱梁接合部のカバーコンクリートを除去し、横補強筋の正面側の変形を測定した結果を示す。これらの結果から、中央部bの横補強筋孕み出し量は15～21mmで両試験体に大きな差異はなかった。また、擬似閉鎖型横補強筋のコーナー部はほぼ降伏歪度に達していたものの、抜け出しは見られず、ベンド部分は良好に定着されていると考えられる。



TYPE-CH			TYPE-PH		
4mm	17mm	-3mm	2mm	16mm	1mm
3mm	21mm	1mm	1mm	17mm	0mm
4mm	19mm	-2mm	0mm		2mm
5mm	15mm	-3mm	-1mm		3mm
	a b c			a b c	

図-12 横補強筋の観測正面での抜出と孕み出し

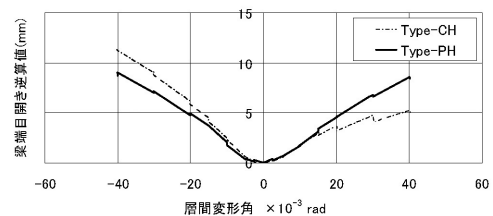


図-13 梁端目開き逆算値

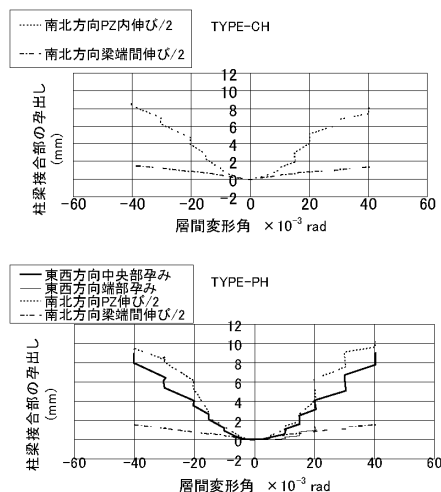
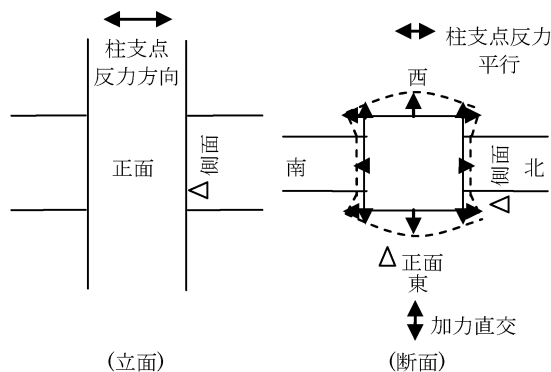


図-11 柱梁接合部各部孕み出し

図-13には、柱梁（埋込みボルト）関係から求めた梁端目開き量を示す。この値は柱および梁の回転角の差を補正して逆算したものであり、観察記録上の最大目開き量5～7mm ($R=40 \times 10^3 \text{ rad}$) に対し、やや大きな評価を与えているが、両試験体での差異はない。

以上から、今回の実験においては、横補強筋接合形式の異なる両試験体について、柱梁接合部の破壊性状に大きい違いはみられなかった。

4. まとめ

- 今回の側柱位置（直交梁ピン）での柱梁接合部の破壊を目的とした十字形柱梁接合部実験では、従来工法（溶接閉鎖型横補強筋）と無溶接工法（擬似閉鎖型横補強筋）の柱梁接合部耐力および靱性能に差がなく、塑性率 >2 を確保できる事を確認した。これより、加力軸と平行な梁ウェブ（柱フランジ外面近傍）に擬似閉鎖型横補強筋のベンド突合せのような不連続部分が存在しても、加力直交方向への定着（抜け出し防止）を確保する限り、柱梁接合部のせん断抵抗機構は、溶接閉鎖型横補強筋と同等に取扱えるものとする。

- 今回の柱梁接合部の実験終局せん断耐力は、SRC規準計算値を20%上回る結果となった。これは、SRC規準式が多様な鉄骨骨組み形式に対応するよう安全側に設定されており、一方で今回の試験体は梁貫通形式を前提条件としたため、前述の柱梁接合部内フランジ枠全塑性モーメントやコンクリートパネル拘束等^{2), 3)}の影響が付加されたと考えられる。
- 本報で紹介したパイロット試験体には直交梁鉄骨がないために、せん断変形が発生する正面側には擬似閉鎖型横補強筋のベンド突合せ部分が存在しない。今後、二方向曲げを受ける中柱（柱鉄骨断面クロスH形）や側・隅柱（柱鉄骨断面T形）を対象とする場合について、本配筋合理化工法を採用した場合のせん断抵抗機構や梁筋定着との関係を明確にするとともに、設計上のクライテリアを踏まえた詳細な構造規定の検討を行う予定である。

[参考文献]

- 1) 西村康志、他：「鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断耐力」日本建築学会構造系論文報告集 No.365、1986
- 2) 松井千秋、他：「SRC構造の合理的配筋設計法の開発研究」日本建築学会大会学術梗概集、1989
- 3) 日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針(案)・同解説」、1997