

高強度材料を用いた柱 RC 梁 S 接合部の実験的研究

技術研究所 構造・施工グループ 渡邊一弘

概要： 柱を RC 造，梁を S 造とした混合構造において，適用範囲の拡大およびプレキャスト工法の実用化を目的に，高強度材料として F_c60N/mm^2 のコンクリート，SM490 の鋼材を用い，柱せいに対する梁せいの比が 1.0 の梁が比較的大断面の柱梁接合部部分架構の実験，および柱梁接合部を一体型 PCa 部材とした場合の実験を行った。

Key Words： 柱 RC 梁 S，柱梁接合部，高強度材料，プレキャスト

1. はじめに

本工法は，図-1に示すように柱を鉄筋コンクリート（以下 RC と略す）造，梁を鉄骨（以下 S と略す）造とした混合構造の架構形式であり，その柱梁接合部では S 梁のフランジおよびウェブが連続して RC 柱を貫通し，フープ筋が配筋されている形式である（梁貫通形式と称す）。さらに，梁危険断面には梁幅と同幅の補剛板（支圧プレートと呼ばれ，以下 FBP と称す）が配されているものと，FBP が梁フランジ上下方向に延長（以下 EFBP と称す）されているものが対象である。本工法で対象とする用途は，一般的な事務所建築等ばかりではなく，梁が S 造であるため大スパンで軽量化が計れ，柱が RC 造であるため比較的高軸力が負担でき剛性が高いことから，物流倉庫，量販店に適用すると有利である。

近年，物流倉庫等では，大積載や建物の大型化が要求されてきており，柱・梁の大断面化や使用する鋼材，コンクリートの高強度化が必要となっている。そこで，本開発では既往の開発実験^{1)~5)}に対して，コンクリートを $F_c=60 N/mm^2$ ，鋼材を SM490 まで適用範囲を広げるために十字型，ト字型および T 字型柱梁接合部の実験を行った。また，最近では RC 造において柱梁接合部一体型 PCa 工法により施工の合理化を図っており，本工法においても同工法を採用するために，十字型柱梁接合部試験体において柱梁接合部一体型 PCa 部材を用いた実験を行い，一体打ちと同等の性能であることを確認した。

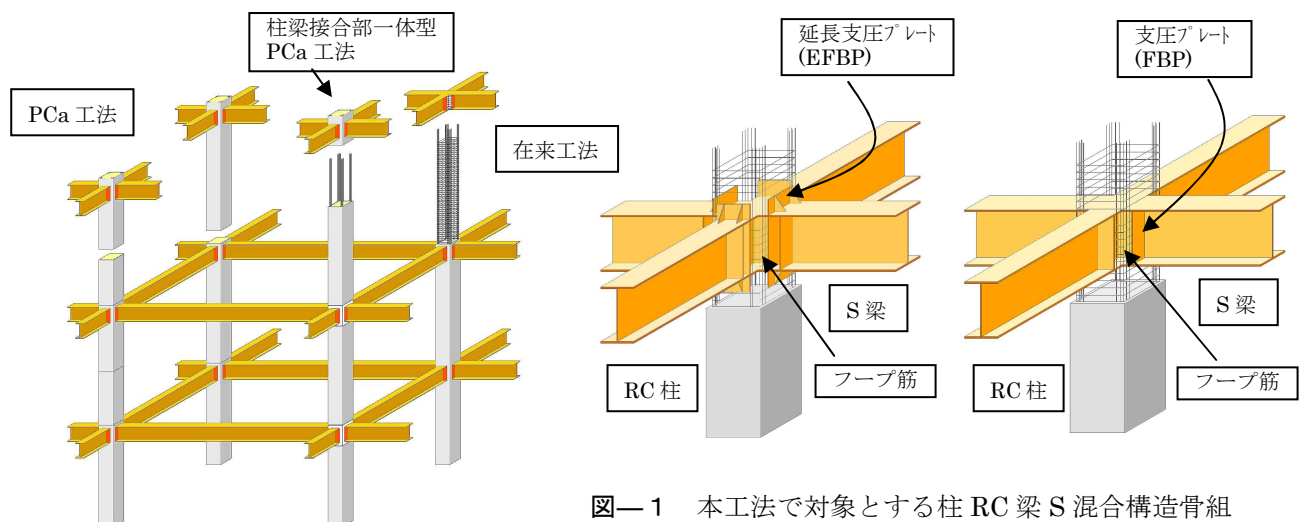


図-1 本工法で対象とする柱 RC 梁 S 混合構造骨組



渡邊一弘

2. 試験体

試験体は十字型試験体2体(試験体名 NC12, NC12P), ト字型1体(試験体名 NT5), T字型1体(試験体名 NU2)で, 実大の約 1/2~1/2.5 スケールを想定している. 十字型試験体のうち NC12 が在来の柱コンクリート一体打ち工法試験体で, NC12P が PCa 工法試験体である. 試験体を図-2 に示す. NT5 は NC12 の片側の梁が無いもので, 梁鉄骨は柱梁接合部内を貫通している. 4 体とも柱断面は 400mm×400mm で FBP(PL9)を有している. 梁フランジ上下のコンクリートの支圧補強は, 柱頭・柱脚部の集中配筋と接合部内フランジ上下部に縦リブ(PL9, h=50mm)を設けた簡易型支圧補強とした. NU2 の柱主筋の定着は□-PL9 を用いてナット締めしている. NC12, NC12P は柱支点間距離 H=2000mm, 梁支店間距離 L=4000mm, NT5 は H=2000mm, L=2000mm, NU2 は H=1000mm, L=4000mm である. NC12P の組立は, 下柱 PCa より突出させた柱主筋を, シース管を内蔵した柱梁接合部一体 PCa に貫通させ, シース管内および目地部に無収縮グラウトを施工する. その後, 柱主筋と上柱 PCa のスリーブ継手を接合する. 柱曲げ耐力, 梁全塑性曲げ耐力および柱梁接合部せん断耐力は(1)~(3)式により算定し, 十字型, ト字型試験体は梁曲げ降伏型, T字型試験体は柱曲げ降伏型で設計した. このうち柱梁接合部せん断耐力は SRC 規準^④を準用(鉄骨パネルせいを柱主筋間距離とする)したものである. 使用材料および試験体諸元を表-1 および表-2 にそれぞれ示す.

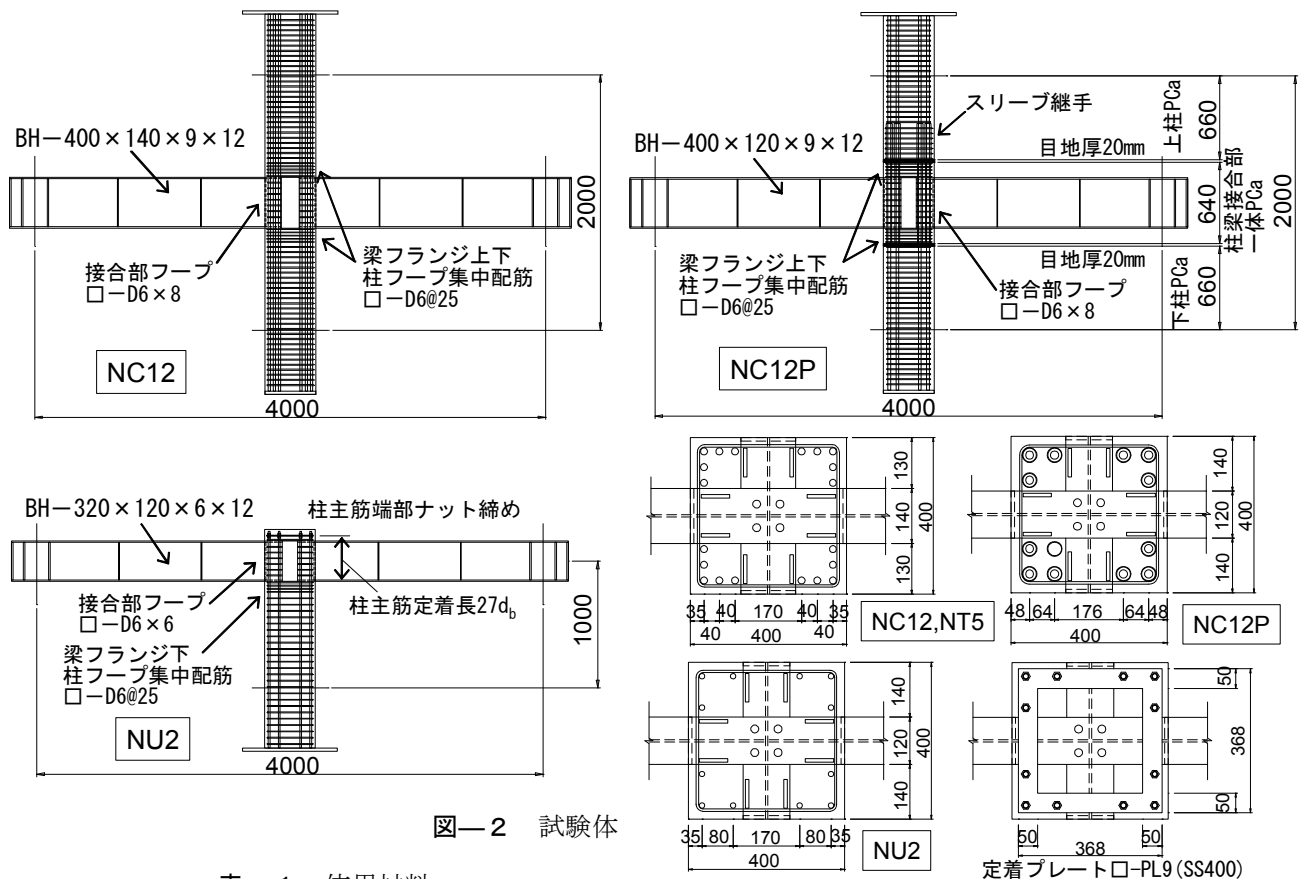


図-2 試験体

表-1 使用材料

鋼材		降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²	伸び %
呼び名	鋼種				
PL6	SM490	398	544	198000	30
PL9	SM490	374	523	208000	32
PL12	SM490	354	498	208000	32
D6	SD295	369	530	180000	24
S8	SD785	1090	1236	203000	10
D13	SD390	422	585	183000	20
D16	SD390	455	655	193000	20
D19	SD390	439	616	190000	20
コンクリート(Fc60)	圧縮強度		ヤング係数		
	N/mm ²	74	N/mm ²	36200	—

表-2 試験体諸元

試験体名		NC12	NC12P	NT5	NU2
柱	cD × cB	400mm × 400mm			
	主筋	20-D16	12-D19	20-D16	12-D13
	帯筋	□-S8@40		□-D6@50	
梁*	ウェブ	H1	H2	H1	H3
	帯筋	PL9			PL6
接合部	帯筋	2-D6 × 8			2-D6 × 6
軸力	(kN)	960		480	0

H1: BH-400×140×9×12 H2: BH-400×120×9×12
H3: BH-320×120×6×12

$$cMu = 0.5 \cdot ag \cdot \sigma_y \cdot g1 \cdot cD + 0.5 \cdot N \cdot cD \cdot \left(1 - \frac{N}{cD \cdot cB \cdot Fc}\right) \quad (1)$$

$$_B Mp = Zp \cdot \sigma_y \quad (2)$$

$$_J Mu = cVe \cdot ({}_J Fs \cdot {}_J \delta + {}_J pw \cdot \sigma_y) + \frac{1.2 \cdot sV \cdot {}_J \sigma wy}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

$$cVe = \frac{cB}{2} \cdot sB \cdot d \cdot mc \cdot d \quad sV = {}_J tw \cdot sB \cdot d \cdot mc \cdot d \quad {}_J Fs = \min\left(0.12 \cdot Fc, 1.8 + \frac{3.6 \cdot Fc}{100}\right)$$

ここに、 cD : 柱せい cB : 柱幅 N : 軸力 Fc : コンクリート設計基準強度 (圧縮強度に読み替える)
 ag : 柱主筋断面積 σ_y : 柱主筋降伏点 $g1 \cdot cD$: 柱主筋重心間距離 Zp : 梁全塑性断面係数
 $f\sigma_y$: フランジ降伏点 sBd : フランジ重心間距離 $mc \cdot d$: 最末端柱主筋間距離
 ${}_J \delta$: 接合部形状係数 (十字型=3, ト, T字型=2) ${}_J pw$: 接合部せん断補強筋比
 ${}_J \sigma_y$: 接合部せん断補強筋降伏点 ${}_J tw$: 接合部ウェブパネル厚さ ${}_J \sigma wy$: 接合部ウェブパネル降伏点

文献7)では国内の研究機関で行われた柱RC梁S造接合部の実験試験体について、コンクリート強度、柱幅と梁幅の比 (cB/bB) および柱せいと梁せいの比 (cD/bD) に関し分類している。図-3は文献7)の分類に既往の実験および本実験をプロットしたものであり、本実験により $cB/bB=2.64\sim 3.33$, $cD/bD=1.00\sim 1.60$ の比較的大断面の範囲、コンクリート強度は $\sigma_B=27\sim 74N/mm^2$ の高強度の範囲までをカバーしている。

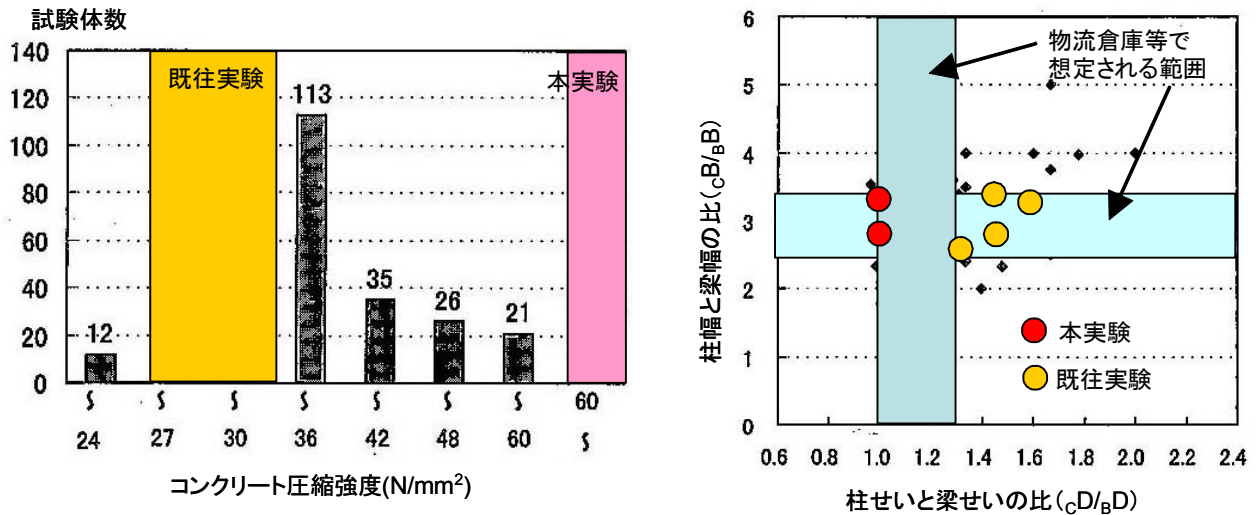


図-3 本工法の適用範囲と試験体の位置付け

3. 加力および測定

図-4、写真-1に荷重装置を示す。所定の軸力を荷重し、アクチュエータにより正負交番の水平力を加力した。加力の変形制御で、加力ルールは十字型、ト字型試験体では層間変形角 $R=\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.67\%$, $\pm 1.0\%$, $\pm 1.5\%$, $\pm 2.0\%$, $\pm 3.0\%$, $\pm 4.0\%$ を各2サイクル、T字型試験体では上記に加えて $R=\pm 0.125\%$, $\pm 0.33\%$ を各2サイクル荷重した。

変形の測定は図-5に示すように、試験体にピンユニットおよびローラーユニットを用いて取り付けられた十字型測定フレームに変位計を設置して測定した。柱梁接合部せん断変形の測定は、ピンユニットおよびローラーユニットを用いて取り付けられた一字型測定フレームと十字型測定フレームの相対変形により求める方法と、柱梁接合部4辺および対角線にユニバーサルジョイントにより取り付けられた変位計より求める方法を併用した。

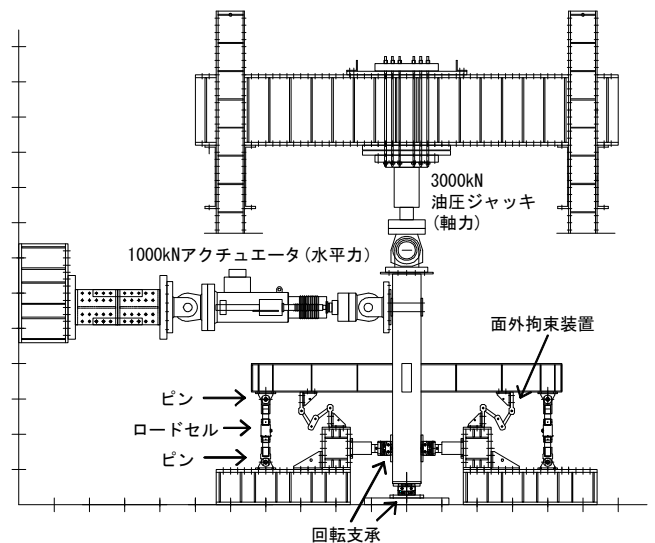
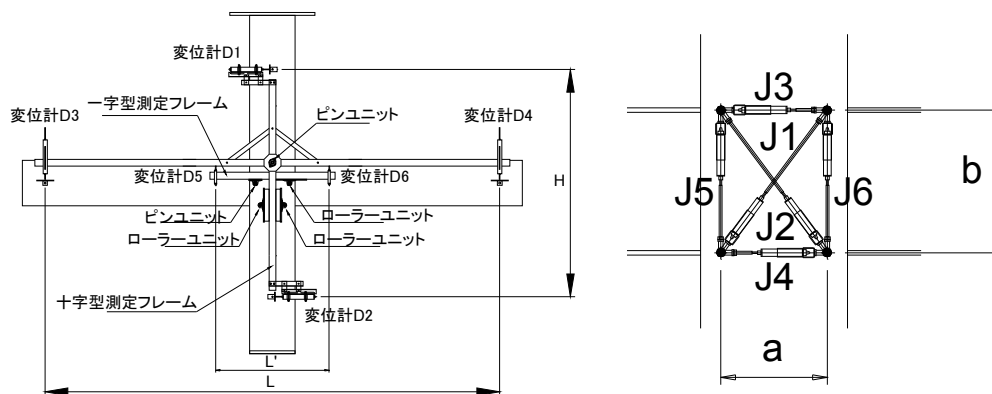


図-4 荷重装置



写真—1 載荷装置



図—5 変形測定

4. 実験結果

図—6 に各試験体の柱せん断力 cQ —層間変形角 R 関係, 柱せん断力 cQ —柱梁接合部せん断変形角 γ 関係および実験終了時の試験体状況写真を示す。 cQ — R 関係および cQ — γ 関係には梁降伏時柱せん断力 cQ_{by} (黒線), 梁全塑性時柱せん断力 cQ_{bp} (青線), 柱梁接合部せん断耐力時柱せん断力 cQ_{ju} (赤線) の計算値をあわせて示す。また, 最大耐力を赤丸で示す。

NC12, NC12P とも $R=1.0\%$ で梁降伏, $R=1.5\%$ で梁全塑性荷重に達し, $R=3.0\%$ で最大荷重となり, $R=4.0\%$ で耐力低下したが最大荷重に対して 96~97%であった。両試験体とも最大荷重は(3)式の柱梁接合部せん断耐力に達していないにもかかわらず, 最大耐力以降に γ が急激に大きくなり, 梁フランジ上下のコンクリートが支圧破壊するとともに接合部がせん断破壊した。両試験体の cQ — R 関係, cQ — γ 関係には顕著な違いが見られず, 柱梁接合部一体型 PCa 工法は在来の柱コンクリート一体打ち工法と同等な性状を示した。

NT5 では $R=0.8\%$ で梁降伏, $R=1.0\%$ で梁全塑性荷重に達し, 最大耐力は cQ_{bp} の 1.37 倍まで上昇した。柱梁接合部のひび割れ・損傷も少なく, 梁上下コンクリートもひび割れが生じる程度で支圧破壊はしなかった。

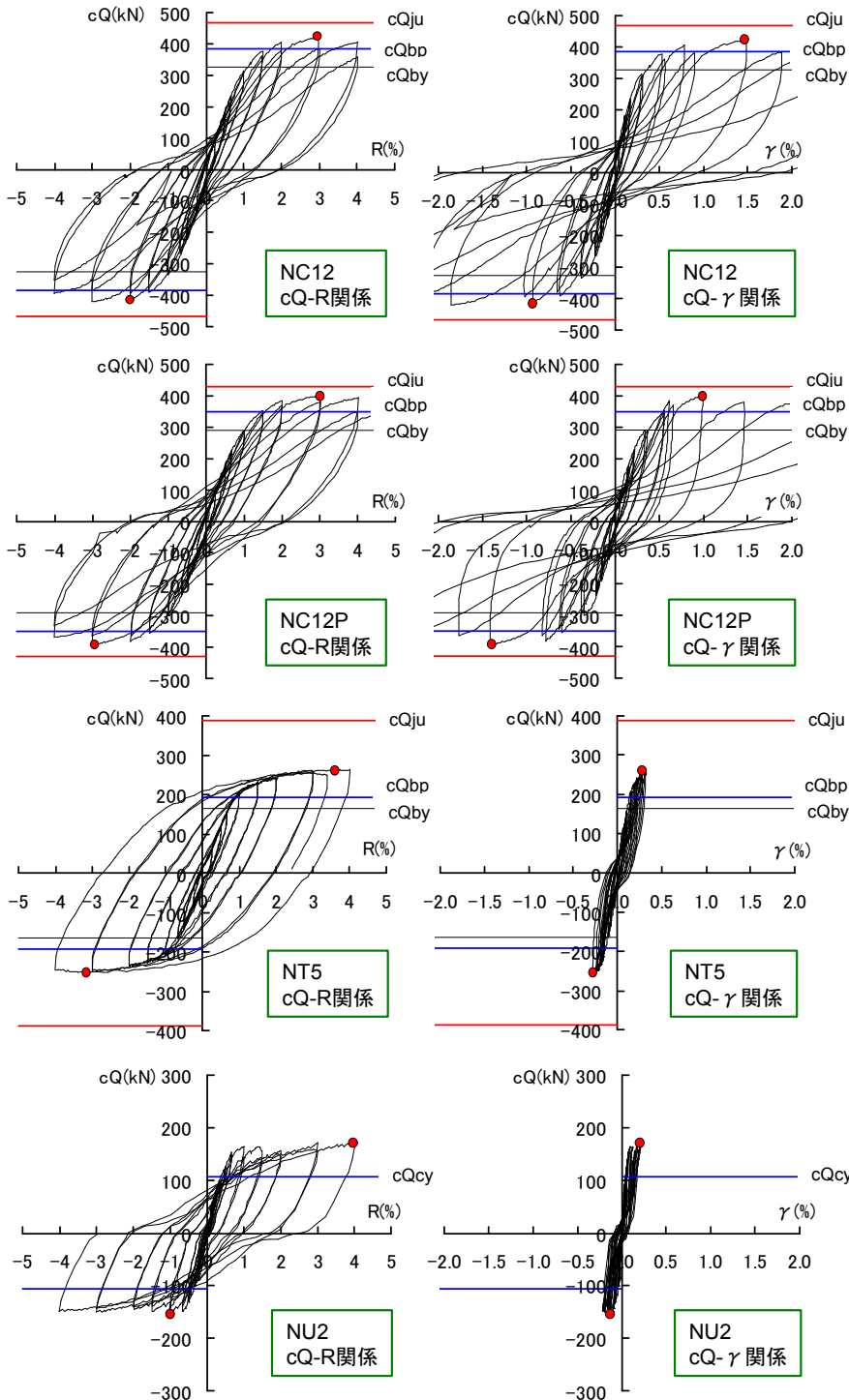
NU2 は, $R=0.125\sim 0.25\%$ 時に柱に曲げひび割れが生じ, 荷重が柱曲げ終局耐力計算値に達したのは $R=0.43\%$ (柱主筋降伏は $R=0.5\%$) であった。柱梁接合部の高さ中央位置の水平方向ひび割れや, 直交梁から柱主筋定着プレートに向かうひび割れが生じたが, これらのひび割れは進展せず, $R=1.5\%$ 以降に柱曲げひび割れが多くなり, 最終時には柱コンクリートが曲げ圧壊した。柱梁接合部の損傷は軽微で, ほとんどせん断ひび割れが発生していない。最大荷重は曲げ耐力計算値の約 1.7 倍まで上昇し, cQ — R 関係は良好な紡錘慶の履歴ループとなった。柱梁接合部のせん断変形 γ も終始小さく, 最終段階でも 0.2%程度であった。

表—3 に実験結果一覧を示す。

表—3 実験結果一覧

試験体名	正負	cQmax kN	R %	cQcu kN	cQby kN	cQbp kN	cQju kN	exp/cal
NC12	正	422.5	2.96	539.7	327.2	385.5	466.5	1.10
	負	-420.3	-2.96					1.09
NC12P	正	401.0	3.01	467.5	291.6	348.9	429.8	1.15
	負	-390.4	-2.95					1.12
NT5	正	264.2	3.73	434.3	163.6	192.8	387.1	1.37
	負	-252.6	-3.16					1.31
NU2	正	172.4	3.97	105.9	399.7	456.5	492.3	1.63
	負	-153.2	-1.00					1.45

cQmax: 最大荷重(実験値)
 cQcu: 柱曲げ終局時柱せん断力
 cQby: 梁曲げ降伏時柱せん断力
 cQbp: 梁曲げ全塑性時柱せん断力
 cQju: 柱梁接合部せん断耐力時柱せん断力



図—6 荷重—変形関係および破壊状況

5. 実験結果の検討

5.1 柱梁接合部のせん断耐力

試験体の最大荷重と SRC 規準(3)式の柱梁接合部せん断耐力式の比較を行う。図-7左図は縦軸に実験最大荷重 cQ_{max} , 横軸に(3)式より算出したパネルモーメント jMu を柱せん断力に換算した値 cQ_{ju} を示している。同右図は縦軸に cQ_{max}/cQ_{bp} , 横軸 cQ_{ju}/cQ_{bp} を示している。図中には各試験体の破壊形式を柱梁接合部破壊型 (J型), 梁降伏先行型(B型), 梁降伏後の柱梁接合部破壊型(BJ型)に分類し, 本実験に加えて既往の実験^{1)~5)}もプロットしている。

既往の実験では, J型およびBJ型の cQ_{max} は cQ_{ju} に対して十字型で 1.09~1.25, ト字型で 1.37~1.54 であったのに対し, 高強度コンクリートを使用し柱せいと梁せいの比 (cD/bD) が大きい NC12 および NC12P では 0.91 および 0.93 となった。梁全塑性曲げ耐力との比較では, $cQ_{ju}/cQ_{bp} \geq 1.2$ で梁降伏先行型となっている。

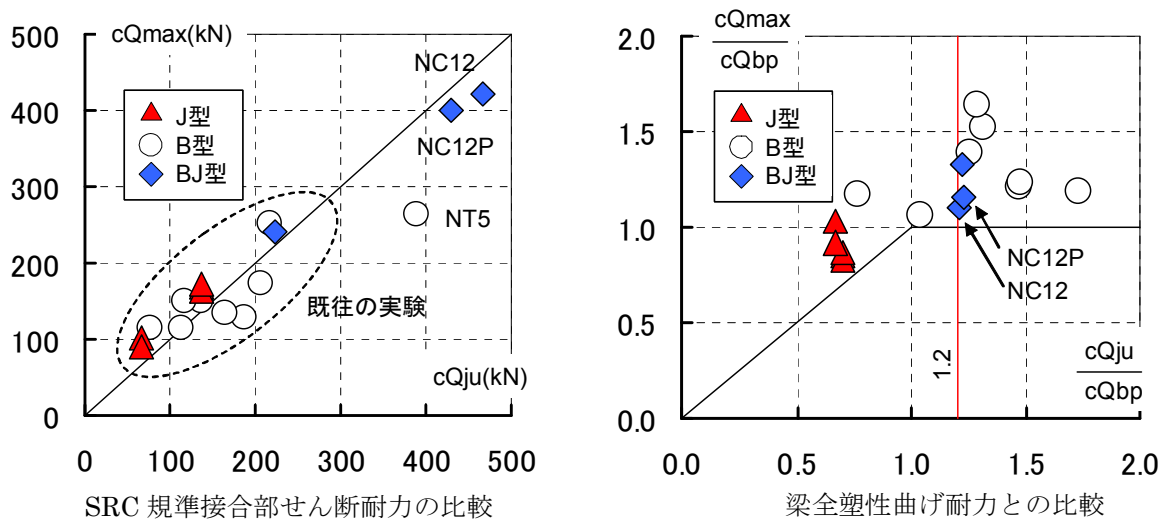


図-7 SRC 規準柱梁接合部せん断耐力と実験値の比較

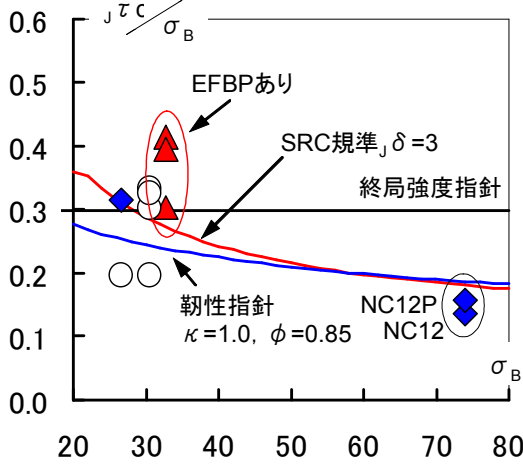
NC12, NC12P では荷重が梁全塑性荷重を超え, 接合部せん断強度に達する以前に接合部がせん断破壊した。最大荷重時には接合部内の鉄骨ウェブおよびフープ筋は降伏していることから, 接合部コンクリートのせん断強度 $j\tau c$ を検討する。検討に際し設計上 γ が過大となることは望ましくないため, $\gamma \leq 1\%$ で経験した最大の荷重を検討した。これは最大層間変形角を $R=4.0\%$ とした場合に, R に対する接合部の変形割合を 15~20%以内とした場合に相当する。図-8は十字型試験体について, 縦軸に $j\tau c$ をコンクリート圧縮強度 σ_B で除した値, 横軸に σ_B を採り, 実験結果をプロットしたものである。図中には SRC 規準, 終局強度指針⁸⁾, 靱性指針⁹⁾のコンクリートせん断強度も示す。既往の実験の範囲では, J型およびBJ型の $j\tau c$ は SRC 規準あるいは終局強度指針により評価できたが, NC12, NC12P の $j\tau c$ は SRC 規準のせん断強度より 13~25%小さくなった。SRC 規準の充填形鋼管コンクリート構造では, コンクリートのせん断強度に柱梁接合部パネルの辺長比 cD/sbD を反映させている。また文献 10) で柱貫通型の実験ではあるが, コンクリート強度 58~64N/mm² で cD/bD をパラメータとした実験が行われ, 柱せいに対して梁せいが大きくなると接合部のせん断耐力が低下することが指摘されている。NC12 および NC12P は他の試験体に比べて接合部パネルの辺長比 (cD/bD) が小さく, 実験結果も SRC 規準のせん断耐力計算値より小さいことから, コンクリートパネル辺長比をコンクリートのせん断強度に考慮してみる。十字型試験体の $j\tau c$ を SRC 規準の jF_s で除した値を縦軸に, 接合部のせいと高さの比 (mcD/sbD) を横軸に採り実験結果をプロットした (図-9)。 $j\tau c/jF_s$ は SRC 規準の接合部の形状係数 $j\delta$ に相当するものとする。図より $mcD/sbD \leq 1.1$ では $j\tau c/jF_s$ を補正する必要があるものと思われる。図中に破線で示すように実験結果の下限を押さえるように $j\tau c/jF_s (=j\delta)$ を補正すると(4)式ようになる。

コンクリートのせん断強度 $J\tau_c = J F_s \cdot J \delta$ (4)

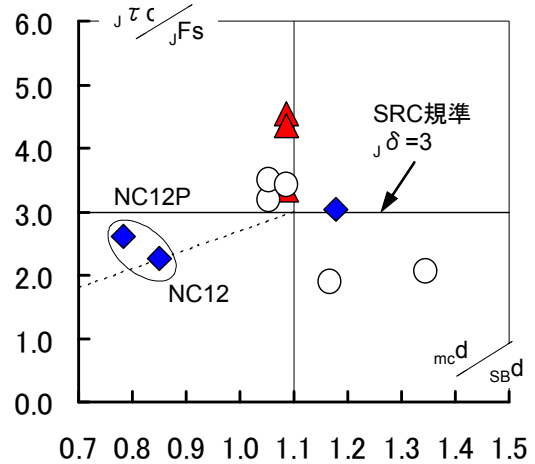
$J F_s$ はSRC規準に準拠

$J \delta = 2.4 \frac{m_c d}{s_b d} + 0.36$ かつ 3.0 以下 (十字型)

$J \delta = 2.0$ (ト字型、T字型)



図—8 コンクリートせん断強度

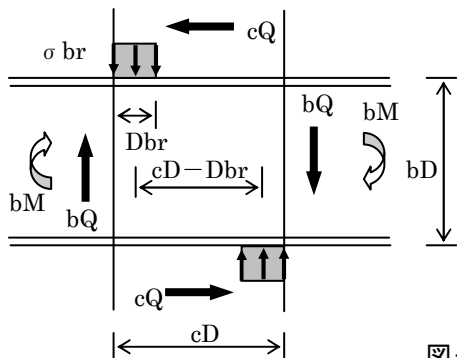


図—9 $J \tau_c / J F_s - m_c d / s_B d$

5.2 梁フランジ上下コンクリートの支圧強度

NC12, NC12P では最大耐力以降に梁フランジ上下コンクリートに支圧破壊が観察された. 文献 7)では支圧応力ブロック合力 C_n を, 幅 B_{br} , 奥行き $D_{br}=0.35cD$, 強度を $\sigma_{br}=2\sigma_B$ で与え, 柱梁接合部のせん断抵抗機構を鉄骨ウェブパネル, 梁幅内のコンクリートパネル (内部要素), 梁幅外のコンクリートパネル(外部要素)から成るとしたとき, 外部要素の抵抗を考慮した支圧抵抗として図—10のように考えると, ほぼ妥当な精度を与えるとしている. ここで, 支圧応力ブロック合力の幅 B_{br} には, 柱梁接合部周のディテールに応じ図中に示すように, 梁幅の 1.0~1.6 倍を考える.

図—11に本実験および既往の実験の最大耐力と支圧強度計算値の比較を示す. NC12, NC12P は直交梁が付いており $B_{br}=1.5B$ (B は梁幅) である. 両試験体とも梁降伏後に接合部破壊および支圧破壊を生じているため, 最大荷重を支圧強度とすると過小評価となるものの, $B_{br}=1.1B$ (FBP のみの評価) とした方が実験値との対応がよい.



支圧応力ブロック合力

$$C_n = \sigma_{br} \cdot B_{br} \cdot D_{br}$$

$$\sigma_{br} = 2 \cdot \sigma_B$$

$$D_{br} = 0.7 \cdot \left(\frac{cD}{2} \right)$$

支圧抵抗モーメント

$$cM_{br} = C_n \cdot (cD - D_{br})$$

ディテール	Bbr
FBPを持つ場合	1.1 _B B
EFBPを持つ場合	1.6 _B B
直交梁を持つ場合	1.5 _B B
突起鋼材を持つ場合	1.3 _B B
上記以外	1.0 _B B

柱梁接合部の支圧耐力

$$jM_{br} = \frac{L'}{L} \cdot cM_{br}$$

図—10 支圧抵抗モデル

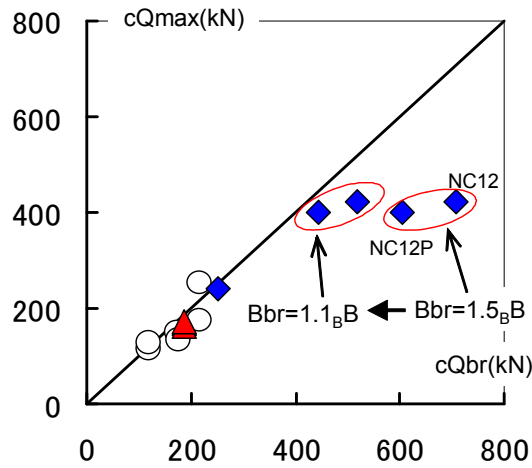


図-1 1 実験値と計算値の比較

5.3 柱主筋の付着・定着

十字型およびT字型柱梁接合部では、柱主筋が通し配筋され、さらに、柱梁接合部一体型 PCa 部材を用いる場合には、予め柱梁接合部内にシース管を設けた PCa 部材に柱 PCa 部材から突出した柱主筋を貫通させた後に、シース管内に無収縮グラウトを充填して一体とさせるため、柱主筋の付着を実験データより検討する。図-1 2 は NC12 および NC12P の R=2.0% までの柱主筋のひずみ分布である。両試験体とも柱せん断力が大きくなるにつれて柱主筋のひずみ度分布の勾配が大きくなっており、柱梁接合部内では付着劣化が生じていない。柱梁接合部一体型 PCa の NC12P は一体打ちの NC12 とほぼ同様なひずみ分布となっている。

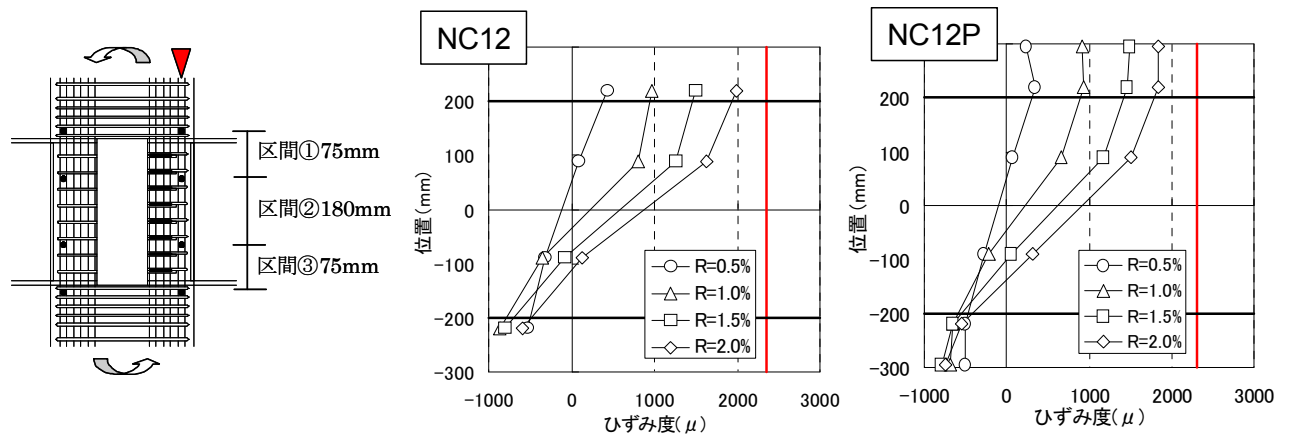


図-1 2 十字型試験体の柱主筋ひずみ分布

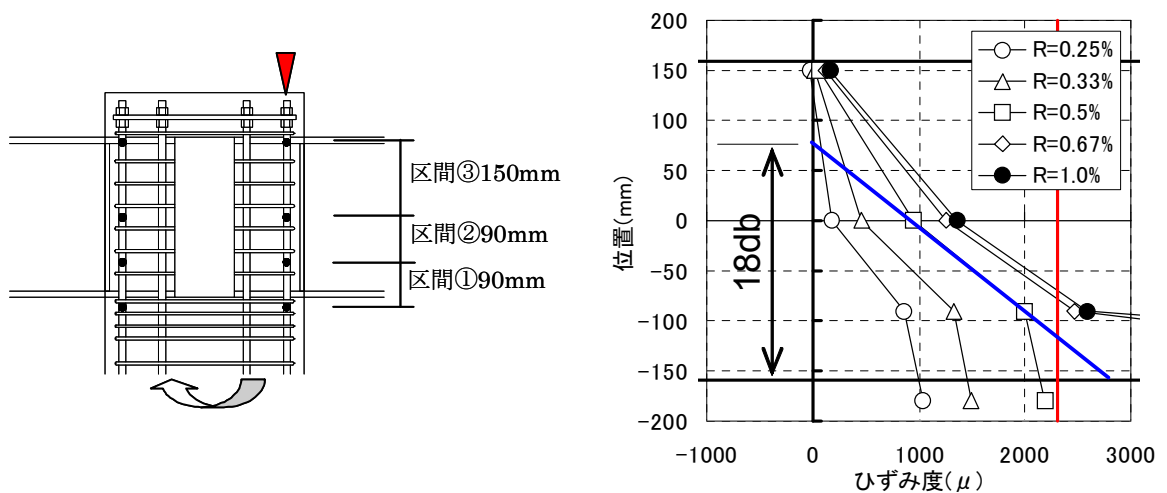


図-1 3 T字型試験体の柱主筋ひずみ分布

図—13はNU2の柱主筋ひずみ分布である。NU2では、柱主筋の定着に□型プレートを用いており、梁下端フランジより定着プレート下端までの定着長は約27db（dbは主筋径=13mm）である。定着プレート近傍の柱主筋ひずみ度は、危険断面で柱主筋が降伏した後の载荷においても 150μ 程度に留まっている。付着応力度は区間②で大きく、柱梁接合部のひび割れが区間③ではほとんど生じていないことから、区間③においても区間②の付着応力度勾配により柱主筋の定着がとられるものと仮定すると、直線定着長は約18dbである。

6. まとめ

柱をRC造、梁をS造とする混合構造において、既往の実験に対して適用範囲を広げるために、高強度材料を使用し、柱せいと梁せいの比が1.0である試験体の実験を行った。

- 1) SRC規準を準用することにより、柱梁接合部のせん断耐力は概ね評価が可能であるが、柱梁接合部のせいと高さの比（ $m_c d / s_b d$ ）が小さくなると、形状係数としての補正が必要であると思われる。
- 2) 梁全塑性曲げ耐力に対して柱梁接合部のせん断耐力を1.2倍以上とすると、梁曲げ降伏以降の柱梁接合部せん断破壊を防止することができる。
- 3) 梁フランジ上下のコンクリート支圧抵抗は、建築学会による方法で評価できるが、直交梁の効果に関してはやや過大評価となるものと思われる。
- 4) 柱梁接合部一体型PCa工法を用いた場合でも、荷重—変形関係および柱主筋のひずみ性状において、在来工法と同等な性状を示すことを確認した。

参考文献

- 1) 菊川, 渡辺ほか: 柱鉄筋コンクリート, 梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究 (その18~20), 日本建築学会梗概集 pp1651-1656, 1994年9月
- 2) 菊川, 渡辺ほか: 柱鉄筋コンクリート, 梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究 (その21~22), 日本建築学会梗概集 pp929-932, 1995年8月
- 3) 渡辺, 菊川ほか: 柱RC造・梁S造接合部のせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.17・No.2, pp1059-1064, 1995
- 4) 渡辺, 菊川ほか: 柱鉄筋コンクリート, 梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究 (その23), 日本建築学会梗概集 pp1041-1042, 1996年9月
- 5) 鴨下, 渡辺ほか: 柱鉄筋コンクリート, 梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究 (その24), 日本建築学会梗概集 pp1039-1040, 1997年9月
- 6) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001年
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工, 2001年
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990年
- 9) 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年
- 10) 石井ほか: RC柱とS梁架構における柱梁接合部のせん断伝達効果に関する実験その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 1995年8月