

論文 柱RC造・梁S造接合部のせん断耐力に関する実験的研究

渡邊一弘^{*1}・石橋一彦^{*2}・菊川和俊^{*3}・黒澤 明^{*4}

要旨：本研究では柱RC梁S接合部において、梁鉄骨上下の柱コンクリートの支圧破壊及び接合部のせん断耐力に着目して実験が行われた。実験より梁フランジ上下の柱コンクリートに支圧補強を施すことにより支圧耐力及び接合部のせん断耐力が大幅に増加することが分かり、支圧補強により接合部の外パネルコンクリートの有効領域が広がるものとして耐力式を提案した。

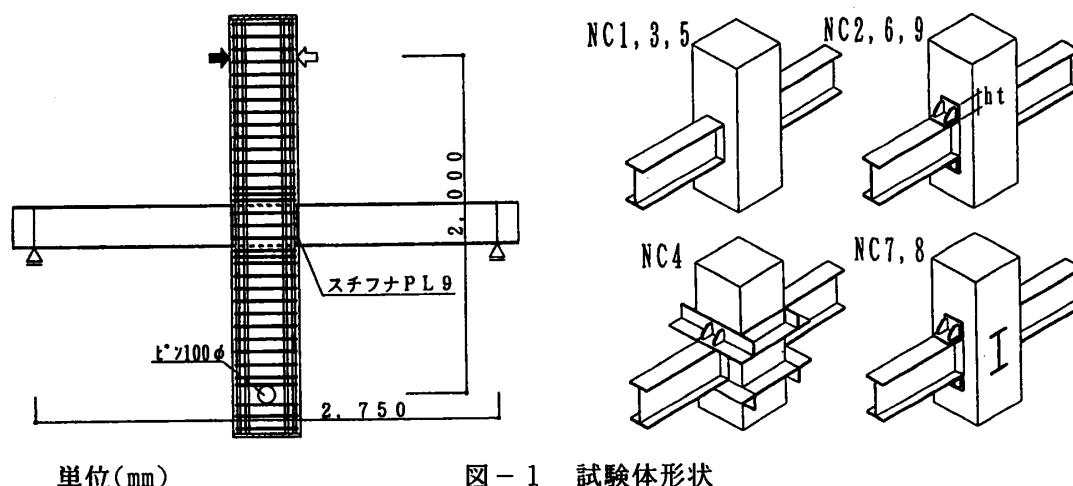
キーワード：混合構造、接合部せん断耐力、接合部せん断破壊、支圧破壊、支圧補強

1. はじめに

近年、柱をRC造、梁をS造とする混合構造物の研究・開発が盛んに行われおり、文献[1]によれば30以上の柱RC・梁S接合部（以下接合部）のディテールが提案されている。接合部のディテールは大きく分けて2タイプあり、梁鉄骨のフランジとウェブが連続して柱コンクリートを貫通する形式と連続しない形式がある。前者では梁フランジ上下の柱コンクリートに支圧破壊が生じやすいことが報告されている。そこで本研究ではRC柱にS梁が連続して貫通し、接合部コンクリートの外周などに特別な補強（塞ぎ板など）が施されていない最も単純な接合部と、梁フランジ上下に柱コンクリートを拘束するように簡易な補強を施した接合部の加力実験を行い、支圧破壊、接合部のせん断耐力について検討したものである。

2. 試験体

試験体は中柱を対象とした十字型試験体9体NC1～NC9で、接合部内で梁鉄骨が連続している梁貫通型接合部である。図-1に試験体形状を示す。NC1、2、3は梁鉄骨断面が同一で



単位(mm)

図-1 試験体形状

- * 1 三菱建設（株）技術研究所研究員、工修（正会員）
- * 2 千葉工業大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）
- * 3 三菱建設（株）技術研究所主管研究員、（正会員）
- * 4 三菱建設（株）技術開発部（正会員）

表－１ 試験体諸元

	NC 1、2、3	NC 4	NC 5	NC 6	NC 7	NC 8	NC 9
柱断面 主筋	330x330 12-D19(SD345) 2-D10 #75 Pw=0.58%	330x330 8-D22、4-D19(SD345) 2-D10 #50 Pw=0.87%	400x400 12-D19(SD345) 2-D10 #75 Pw=0.48%	330x330 8-D22、4-D19(SD345) 2-D10 #40 Pw=1.08%			
梁鉄骨	BH-250x125x6x9	BH-250x125x6x16	BH-250x125x6x9	BH-250x125x6x16			
接合部 帯筋 ウェブ	2-D10 3SET(SD295) jPw=0.52% PL-6 PL-9 PL-16	2-D10 3SET(SD295) jPw=0.52% PL-22	2-D10 3SET(SD295) jPw=0.43% PL-6	2-D6 4SET(SD295) jPw=0.31% PL-9		2-D6 1SET(SD295) jPw=0.08% PL-6	
直交鉄骨	なし				BH-250x125x6x16		なし
軸力	なし					0.1BDFc	なし
載荷方法	繰り返し						単調

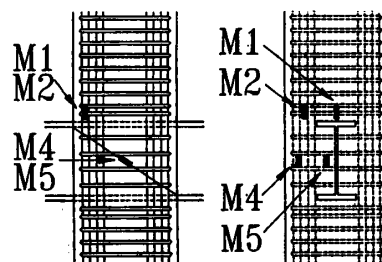
表－２ 使用材料の機械的性質 $\text{kgf/cm}^2 (*\text{tf/cm}^2)$

試験体	NC 1～5								NC 6～9							
	鉄筋				鉄骨				鉄筋				鉄骨			
	D10	D19	D22	PL 6	PL 9	PL16	PL22	コンクリート	D 6	D10	D19	D22	PL 6	PL 9	PL16	コンクリート
降伏点	3460	3830	3800	2670	2730	2730	2600	---	4660	3700	3740	3970	2820	3030	3250	---
引張強さ	5480	5840	5640	4130	4250	4390	4320	---	6480	5260	5670	5800	4310	4260	4930	---
※ヤング係数	1580	1870	1860	1940	1720	1930	1910	262	1840	1550	1750	1800	1950	1930	2050	271
圧縮強度	---	---	---	---	---	---	---	311	---	---	---	---	---	---	---	334
伸び(%)	22.0	21.0	21.0	13.9	15.1	19.4	14.3	---	13.2	16.1	17.2	17.7	34.6	31.6	28.0	---

接合部内の鉄骨ウェブの厚さのみ変化させたもの、NC 4 は梁鉄骨のフランジを厚くして接合部に入力するせん断力を増大させたもの、NC 5 は梁鉄骨の断面はNC 1 と同一とし、柱コンクリート断面を大きくしたものである。NC 1～NC 5 には直交梁は取り付けしていない。NC 1 の実験において梁鉄骨のてこ作用により柱コンクリートに支圧破壊が観察されたため、NC 2、NC 4 には図－１に示すように柱コンクリートの支圧部を外側から拘束しただけの簡易な補強を施した。NC 6～NC 9 は柱コンクリートにNC 2 と同様な支圧補強を施し、梁鉄骨フランジを厚くして接合部入力せん断力を増大させた。NC 6 は支圧補強部の高さ h_t をNC 2 が10cmであるのに対し5cm としたものの、NC 7 はNC 6 に直交梁を取り付けたもの、NC 8 は直交梁を取り付け、柱軸力を載荷したものである。NC 9 は単調載荷で実験を行ったものである。NC 9 には直交梁は取り付けしていない。表－１に試験体諸元、表－２に使用材料の機械的性質を示す。

３． 実験方法及び測定方法

実験は梁支点をローラー支持、柱脚をピン支持として、柱頭に水平力を載荷する方法とした。NC 8 には柱軸力として $0.1B_c \cdot D_c \cdot F_c$ ($F_c = 300 \text{ kgf/cm}^2$ として 32.67 tf) を載荷した。変形の測定は試験体に変形を拘束しないように直接取り付けたフレームに変位計を設置して行い、鉄筋、鉄骨のひずみ度はひずみゲージにより測定した。直交梁のないNC 6 と直交梁のあるNC 8 では図－２に示す位置にモールドゲージを埋め込んで、支圧力が集中すると思われる柱コンクリートのひずみ度を測定した。加力ルールは柱水平力 $Q_c = 2 \text{ tf}$ 、層間変形角 $R = 0.005 \text{ rad.}$ でそれぞれ1 サイクル、 $R = 0.01$ 、 0.02 rad. でそれぞれ3 サイクル、 $R = 0.04 \text{ rad.}$ で2 サ



図－２ モールドゲージ位置

イクルの後、 $R = 0.08\text{rad.}$ を正加力のみ行った。NC 3 では $R = 0.02\text{rad.}$ で 6 サイクル、 $R = 0.01\text{rad.}$ で 3 サイクルの繰り返しを与えた。NC 9 は単調載荷とした。

4. 実験結果

4. 1 破壊状況

図-3 に例として NC 1、5、8 の実験最終時ひび割れ状況を示す。実線は正加力時に、破線は負加力時に発生したひび割れを示す。初期のひび割れの発生は、柱では梁フランジ付け根に曲げひび割れが発生し、接合部では斜め対角線方向にせん断ひび割れが発生した。梁フランジ上下柱コンクリートの梁から支圧力を受ける部分（以下支圧部）に支圧補強をしていない NC 1 では、 $R = 0.02\text{rad.}$ に支圧破壊の兆候が観察され、最終時には柱コアコンクリートまで支圧破壊が進行した。同様に支圧補強なしの NC 3、5 試験体では支圧部に若干支圧破壊が生じたが、NC 1 より軽微で支圧部の被りコンクリートが剥落した程度であった。NC 2、NC 4 では支圧補強及びバンドプレート補強が施されているため、支圧部の支圧破壊は見られなかったが、接合部には NC 1、3 に比べて細かなひび割れが多数生じた。NC 1～5 試験体では接合部パネルコンクリートの剥落は見られなかった。NC 6～9 では加力が進むにつれ接合部に発生したひび割れは柱に進展し、最終時には柱コーナー部の被りコンクリートが剥落し、柱主筋が露出した。また、 $R = 0.02\text{rad.}$ より梁引張側では柱コンクリートと支圧補強部及び梁フランジと柱コンクリートに目開きが生じ、最終時には支圧部外側のコンクリートが圧縮破壊し、接合部パネルコンクリートの剥落も激しかった。単調載荷の NC 9 では柱・梁接合部に多数の長いせん断ひび割れが発生し、最終時には接合部斜め対角線位置のひび割れが大きく開き、柱上下まで進展した。

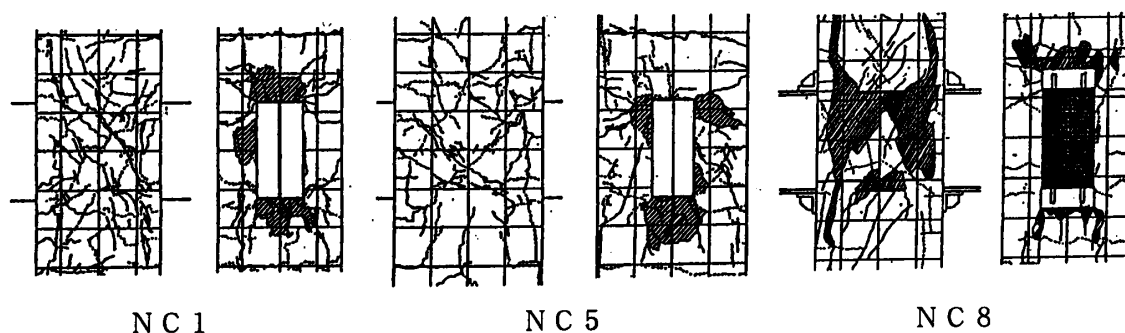
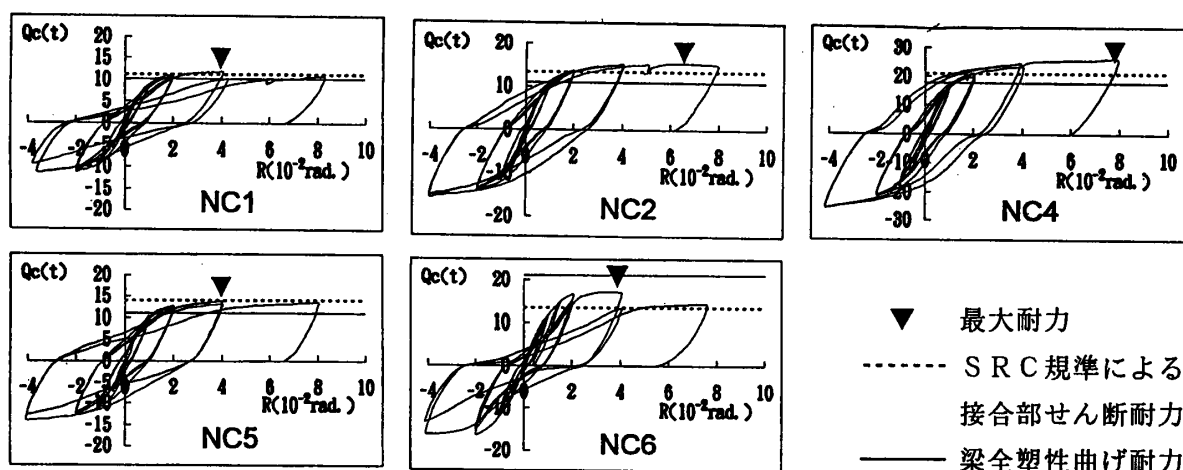
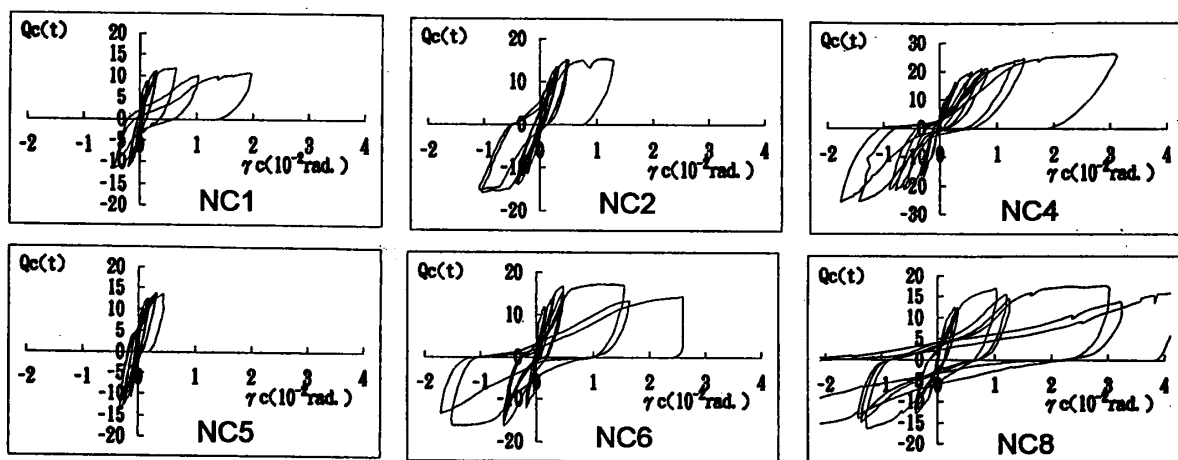


図-3 最終ひび割れ状況

4. 2 荷重-変形関係

図-4 に柱水平力 Q_c -層間変形角 R 曲線を示す。NC 1 では $R = 0.02\text{rad.}$ より同一サイクルの繰り返し加力により荷重低下が生じており、 $R = 0.04\text{rad.}$ で柱コンクリートの支圧破壊が著しくなり最大耐力となった。NC 3 は $R = 0.02\text{rad.}$ の多数回の繰り返しによりスリップ性状が著しくなったが、最大耐力は $R = 0.08\text{rad.}$ の大変形時に記録し、その値は NC 1 に比べて大きかった。柱断面を大きくした NC 5 では若干柱コンクリートの支圧部に支圧破壊が生じたが、各繰り返し変形においても大きな耐力低下はなく、良好な荷重-変形曲線が得られた。支圧部を補強した NC 2 及びバンドプレートで補強した NC 4 の Q_c - R 関係は、スリップ性状のない太ったループを描き、 $R = 0.08\text{rad.}$ の大変形時まで耐力低下は起こらなかった。最終時には梁鉄骨フランジの座屈により耐力が決定された。支圧部を補強し、梁の曲げ強度を増大させた NC 6、NC 8 では $R = 0.02\text{rad.}$ 2 サイクル目よりループの逆 S 字化が著しくなり、 $R = 0.02 \sim 0.04\text{rad.}$ で最大耐力

図-4 柱水平力 Q_c - 層間変形角 R 曲線図-5 柱水平力 Q_c - 接合部せん断変形角 γ_c 曲線

を示した後に大きく強度低下を生じた。NC 6とNC 8の違いは直交鉄骨及び柱軸力の有無であり、 Q_c - R 曲線ではこれらの影響は顕著に見られないが、最大耐力はNC 6が17.0t、NC 8が17.5tと直交鉄骨及び柱軸力のあるNC 8が若干高かった。

図-5に柱水平力 Q_c -接合部せん断変形角 γ_c を示す。 γ_c は接合部コンクリートに埋め込んだネジ棒により測定した外パネルのせん断変形角である。既往の研究では接合部コンクリートはせん断変形が0.004~0.006rad.になると終局状態に達するとされており、各試験体とも γ_c が0.006rad.をこえると急激に大きくなった。NC 4では Q_c - R 曲線がほぼ紡錘形を示したが、 γ_c は $R=0.02$ rad. 時より大きくなり、荷重の原点付近で顕著なスリップ性状を示した。NC 6とNC 8を比較すると、 $R=0.02$ rad. までは直交梁のあるNC 8の γ_c が大きくなった。

4. 3 コンクリートのひずみ

図-6にNC 6について図-2の位置に埋め込んだモールドゲージにより測定したコンクリートのひずみ度を正荷重時の各繰り返し第1サイクルピーク時をプロットして示す。支圧補強部位位置のゲージM1では $R=0.02$ rad. 時に-2000 μ 程度となり、 $R=0.04$ rad. でひずみが急増している。NC 1で支圧破壊が顕著となり最大荷重11.8t であったのに対し、支圧部に補強を施すことにより少なくとも $R=0.04$ rad. 時の荷重17.0t まで梁フランジ上下のコンクリートの支圧強度が高められることがわかった。ゲージM2で測定されたひずみはM1の約半分程度であり、接合部の梁幅外

のコンクリートパネル（外パネル）にも柱からの圧縮力が作用していることがわかる。接合部の梁幅内のコンクリートパネル（内パネル）の斜め対角線方向にセットしたゲージM5では $R = 0.04\text{rad.}$ に約 -7000μ となっており、内パネルが終局状態に達しているものと思われる。一方外パネルにセットしたゲージM4では $R = 0.02\text{rad.}$ まではM5の約半分のひずみとなっていた。

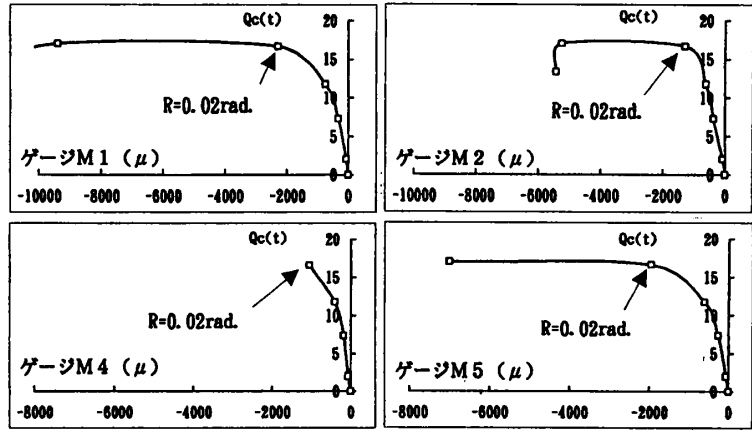


図-6 コンクリートのひずみ

5. 接合部せん断耐力の検討

表-3に実験値と各部材強度計算値の比較を示す。計算値は全て柱せん断耐力に換算してある。また、接合部のせん断耐力としてSRC規準式、西山ら[4]、宮野ら[5]、佐藤ら[2]による耐力式の計算値も併せて示す。ここでSRC規準式による計算値はパネルの有効幅を柱幅の $1/2$ として計算した。支圧破壊したNC1は支圧強度の計算値に概ね一致した。柱コンクリートの支圧部を補強して支圧強度を高めた試験体ではいずれの強度式の計算値より実験値が高い結果となった。本実験の様に梁フランジ上下の柱コンクリートに支圧補強を施した場合、図-7に示すように接合部パネルの有効体積が高さ方向に広がるものとして、(1)式のような内パネルのモーメントと外パネルのモーメントの和で表される耐力評価式を考えた。記号はSRC規準に準じる。

$$jM = \left\{ \frac{1.2s_y}{\sqrt{3}} \cdot j_t w + 0.3\sigma_B \cdot (b_f - j_t w) \right\} \cdot d_i \cdot s_B d_i + \{0.3\sigma_B \cdot b_1 + (\tau_{pc} + w_p \cdot w \sigma_y) \cdot b_2\} \cdot d_o \cdot s_B d_o \quad (1)$$

ここで $d_i = \min(s_B d, m_c d)$ 、 $s_B d_i = s_B d$

$d_o = m_c d$ 、 $s_B d_o = \min(s_B d + 2h_t, cD)$ 、 $s_B d \leq cD$

表-3 実験値と各部材耐力計算値及び既往の接合部せん断耐力計算値との比較 (tf)

	NC1	NC2	NC3	NC4	NC5	NC6	NC7	NC8	NC9	
Q_{MAX} (実)	11.8	15.4	13.2	25.9	13.8	17.0	16.6	17.5	16.0	Q_{BY} : 鉄骨梁の全塑性曲げ強度 $M_{BY} = Z_p \cdot \sigma_y$
Q_{BY} (計)	10.9	11.9	10.9	18.4	11.2	21.0	21.0	21.0	21.0	Q_{CU} : 柱の曲げ終局強度 $M_{CU} = 0.5ag \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D(1 - N/b \cdot D \cdot F_c)$
Q_{CU} (計)	16.8	16.8	16.8	21.1	22.1	22.0	22.0	22.0	22.0	Q_{BR} : 支圧耐力 $M_{BR} = (2\sigma_B - \sigma_0)0.3 \cdot Dc \cdot 0.7 \cdot Dc \cdot bf$
Q_{BR} (計)	11.25	11.25	11.25	11.25	17.18	12.09	12.09	11.54	12.09	Q_t : ねじり耐力 $M_t = (2/3)cd^2 s_B d(1.59\sqrt{\sigma_B} + w_n \cdot w_a \cdot w \sigma_y \cdot cd)$
Q_t (計)	6.22	6.22	6.22	6.22	8.62	5.61	5.61	5.61	5.61	*1: 文献(4)による *2: 文献(2)による *3: 文献(5)による
Q_{SRC} (計)	11.12	13.43	18.59	22.11	13.96	13.59	13.59	13.59	10.23	接合部モーメントの柱水平力の換算は以下による
実/計	1.06	1.15	0.71	1.17	0.99	1.25	1.22	1.29	1.56	接合部せん断力 $jQ = jM/s_B d$ $jQ = ((L - m_c d) \cdot H/s_B d \cdot L - 1) \cdot Q_c$
Q_u (西山)*1	8.02	8.40	14.16	16.90	10.04	10.68	10.68	10.68	8.44	
実/計	1.47	1.83	0.93	1.53	1.37	1.59	1.55	1.64	1.90	
Q_u (勝倉)*2	9.47	11.25	15.16	17.47	12.72	11.00	11.00	11.00	8.95	
実/計	1.25	1.37	0.87	1.48	1.08	1.55	1.51	1.59	1.79	
Q_u (宮野)*3	15.00	15.00	15.00	14.91	23.41	15.52	15.52	14.97	15.52	
実/計	0.79	1.03	0.88	1.74	0.59	1.10	1.07	1.17	1.03	

