

論文 RC 柱内部で梁鉄骨を接合したハイブリット接合部の実験的研究

荒川 玄^{*1}・石橋一彦^{*2}・広沢雅也^{*3}・小林 潤^{*4}

要旨：本研究では、柱RC、梁S型式の混合構造の接合部を鋼板のふさぎ板 [1] で補強し、接合部内で梁鉄骨を集中して接合した場合の接合部の力学的特性を解明するために、加力実験が行われた。実験から接合部区間で鉄筋とコンクリートの定着強度が不足したため、付着劣化によって圧縮時に圧縮鉄筋が効かなくなり、コンクリートが圧壊して起きる柱の曲げ破壊と接合部せん断破壊との関係を検討した。

キーワード：柱梁接合部、定着破壊、柱の曲げ破壊、混合構造、ふさぎ板

1. はじめに

近年、柱RC、梁Sで構成される混合構造に関する研究が活発に行われており、さまざまな柱RC梁S接合部のディテールが提案され、実用化を計るために実験が数多く行われている。柱RC梁S接合部は、RC構造、SRC構造と違い梁による接合部の拘束効果が弱く、同時に接合部区間の柱主筋の定着長が短い。このように悪条件が揃えば、接合部区間内で定着破壊が起きて、連動して柱の曲げ破壊が起きていても不思議ではない。本報は、接合部を鋼板のふさぎ板で補強し、梁の曲げ降伏に対する柱の曲げ余裕度と接合部区間の柱主筋の定着長をともに変化させたタイプの試験体をタイプ1 [2] に追加して加力実験を行い、両タイプの接合部のせん断耐力及び柱主筋の定着性能を検討し、柱主筋の定着破壊が接合部のせん断耐力に及ぼす影響を論じるものである。

2. 実験変数と実験方法

試験体及び接合部詳細を図1に、実験変数を表1に、試験体諸元を表2に、材料試験結果を表3に示す。柱はRC造・梁はS造の内柱接合部を対象とした十字型架構の約 1/2縮尺モデルである。試験体はKSC5~7 (タイプ1)、KSC8~10 (タイプ2) で、タイプ1は梁の曲げ降伏に対する柱の曲げ余裕度を大きくし、接合部区間の柱主筋径 (d) に対する定着長を短くし (KSC5、6は17d、KSC7は14d)、タイプ2は

上記の梁に対する柱の曲げ余裕度を小さくし、タイプ1より定着長を長くし (KSC8~10すべて 20d) かつ主筋の引張力を負担させるために危険断面付近まで特

表1 実験変数

試験体名	タイプ1			タイプ2		
	KSC5	KSC6	KSC7	KSC8	KSC9	KSC10
梁曲げ耐力に対する柱の曲げ余裕率	1.20	1.20	1.25	1.04	1.04	0.94
接合部区間の柱主筋の定着長	17d		14d	20d		
接合部内鉄骨梁接合方法	溶接とボルト			ボルトのみ		
定着板	接合部内のみ			危険断面付近まで		

余裕率は材料強度仮定設計時の値

柱の曲げ耐力は文献 [3] より、梁の曲げ耐力は $BMP = Z_p * \sigma_y$ より算出

- * 1 千葉工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (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 工学院大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)
- * 4 大成建設 (株)

殊な定着板を伸ばし主筋の必要定着力を軽減させた。タイプ2は、上述の柱の曲げ余裕度を低く設計したので鉄骨梁降伏後バウジナー効果により梁の曲げ耐力が上昇し柱の曲げ破壊が起きることも予想される。タイプ1、タイプ2共に、接合部内で梁鉄骨を接合し、タイプ1は高力ボルトと溶接を併用し、タイプ2は高力ボルトのみで梁鉄骨を接合した。加力方法は試験体を図2に示すように柱脚をピン、梁両端をローラー支持となるようにセットし、柱の支点間を1800mm、梁の支点間を3750mmとする。柱頭への荷重は、試験体に取り付けたアルミ十字フレームを使用して測定された層間部材角Rと柱頭水平力Qの関係を加力ルールに従って制御することによって与えられた。加力サイクルを表4に示す。尚、最終サイクルは、正方向載荷で最大耐力が確認されるまで加力した。一方柱には軸方向応力度3.9MPaの一定軸方向力が加えられた。

表4 加力ルール Rは層間変形角 $\times 10^{-3}$ rad

R	5	10	20	40	最終
回数(タイプ1)	± 2	± 3	± 3	± 5	-1
回数(タイプ2)	± 2	± 3	± 3	± 3	+1

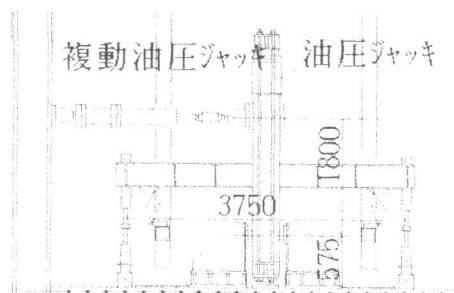


図2 加力図 (単位: mm)

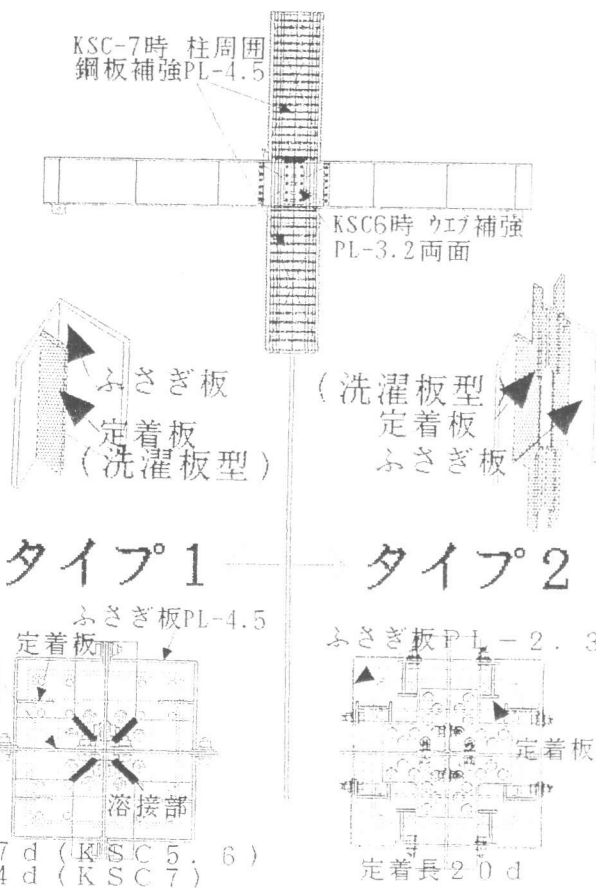


図1 試験体及び接合部詳細

表2 試験体諸元

試験体名	タイプ1			タイプ2		
	KSC-5	KSC-6	KSC-7	KSC8	KSC9	KSC10
梁	梁スパン=3750mm					
鉄骨	BH-325*140*6*12	BH-325*140*6*12	BH-325*140*6*16	BH-325*140*6*12	BH*325*140*6*12	BH-325*140*6*12
接合部パネルのウェブ補強	なし	3.2*2枚	なし	なし	なし	なし
柱	B*H=35cm*35cm, 階高H=1800cm 柱軸力=481kN(軸方向応力度=3.9MPa)			B*H=37.5cm*37.5cm, 階高H=1800cm 柱軸力=551kN(軸方向応力度=3.9MPa)		
主筋	16-D19 at=22.96cm ²	Pt=1.87%	16-D22 at=30.96cm ²	Pt=2.53%	3-D16 at=15.92cm ²	4-D19 at=cm ²
柱鋼板補強	なし	なし	PL4全周 四角溶接 Σat=0.4*73.75*2 =59cm ² Pw=2.29%	なし	なし	なし
帯筋	U6.4*50ダブル	Pw=0.735%		U6*50ダブル	Pw=0.633%	
接合部	ふさぎ板 PL-4.5 定着補強板 PL-6*50 補強リブ2.3*4@75 鉄骨接合方法 ボルトと溶接 フランジボルト数 2本			ふさぎ板 PL-2.3 定着補強板 PL-4.5*70 補強リブ2.3*4@75 鉄骨接合方法 ボルトのみ フランジボルト数 S本 10本 6本		

Pt:引張鉄筋比 at:鉄筋S本の断面積

U:ウルボン高張力鉄筋 Pw:せん断補強筋比

表3 材料試験結果

	タイプ1			タイプ2			σ :圧縮強度 (MPa) ε :強度時率度 (%) E :ヤング係数 (*10 ⁴ MPa) σ_T :割裂強度 (MPa) σ_y :降伏点 (MPa) ε_y :降伏率度 (%) ε_z :伸び率 (%) σ_t :引張り強さ (MPa) *1, 6, 4はタイプ1, タイプ2共 同
	KSC 5	KSC 6	KSC 7	KSC 8	KSC 9	KSC 10	
コンクリート $F_c=30\text{MPa}$ タイプ1 $F_c=27\text{MPa}$ タイプ2	$\sigma=41.1$ $\varepsilon=0.24$ $E=2.4$ $\sigma_T=2.3$	$\sigma=37.6$ $\varepsilon=0.27$ $E=2.1$ $\sigma_T=2.3$	KSC-5 と同じ	$\sigma=36.4$ $\varepsilon=0.27$ $E=2.1$ $\sigma_T=3.5$	$\sigma=38.5$ $\varepsilon=0.27$ $E=2.1$ $\sigma_T=3.3$	$\sigma=41.8$ $\varepsilon=0.25$ $E=2.3$ $\sigma_T=3.5$	
鉄筋 SD345	D19 $\sigma_y=395$ $\varepsilon_y=0.25$ $E=17.7$ $\varepsilon_z=16.5$ $\sigma_t=563$	U6.4 $\sigma_y=1274$ $\varepsilon_y=1.05$ $E=16.8$ $\varepsilon_z=16.16$ $\sigma_t=1406$	D22 $\sigma_y=372$ $\varepsilon_y=0.25$ $E=18.6$ $\varepsilon_z=17.0$ $\sigma_t=555$	D16 $\sigma_y=361$ $\varepsilon_y=0.20$ $E=21.0$ $\varepsilon_z=24.0$ $\sigma_t=559$	D19 $\sigma_y=368$ $\varepsilon_y=0.20$ $E=21.0$ $\varepsilon_z=23.2$ $\sigma_t=569$	D22 $\sigma_y=372$ $\varepsilon_y=0.25$ $E=18.6$ $\varepsilon_z=17.04$ $\sigma_t=555$	
鋼材 SM190	PL-12 $\sigma_y=366$ $\varepsilon_y=0.21$ $E=18.7$ $\varepsilon_z=24.6$ $\sigma_t=523$	PL-6 $\sigma_y=378$ $\varepsilon_y=0.21$ $E=18.0$ $\varepsilon_z=21.4$ $\sigma_t=541$	PL-16 $\sigma_y=337$ $\varepsilon_y=0.19$ $E=18.9$ $\varepsilon_z=26.0$ $\sigma_t=539$	PL-12 $\sigma_y=380$ $\varepsilon_y=0.25$ $E=19.0$ $\varepsilon_z=26.24$ $\sigma_t=559$	PL-6 $\sigma_y=425$ $\varepsilon_y=0.25$ $E=18.4$ $\varepsilon_z=23.13$ $\sigma_t=569$	PL-9 $\sigma_y=390$ $\varepsilon_y=0.27$ $E=19.1$ $\varepsilon_z=23.9$ $\sigma_t=560$	

4. 実験結果

4.1 タイプ1の試験体

Q-R関係を図3に示す。KSC5,6,7の全試験体において、 $R = \pm 40/1000\text{rad}$ の最初の9サイクルで最大荷重を記録した後、同一振幅の10サイクル目で荷重が各試験体とも80%強に低下し、振幅をのばした正加力での大変形では、KSC-5、KSC-6及びKSC-7それぞれにおいて最大荷重の86%、83%及び92%までしか耐力が上がらなかったのは柱の曲げ破壊の為と思われる。次に変形角成分比(%)を図4に示す。各試験体とも、 $R = 5/1000\text{rad}$ から $R = 20/1000\text{rad}$ まで梁の変形が柱や接合部の変形より大きい、 $R = 40/1000\text{rad}$ 以降は逆転して柱の変形が卓越した。接合部の変形は各試験体に差はあるが30%弱の変形にとどまった。このことからタイプ1の試験体において最終的に柱の曲げ破壊が激しく起きたことがうかがえる。しかし、柱主筋は降伏せず弾性範囲であった。

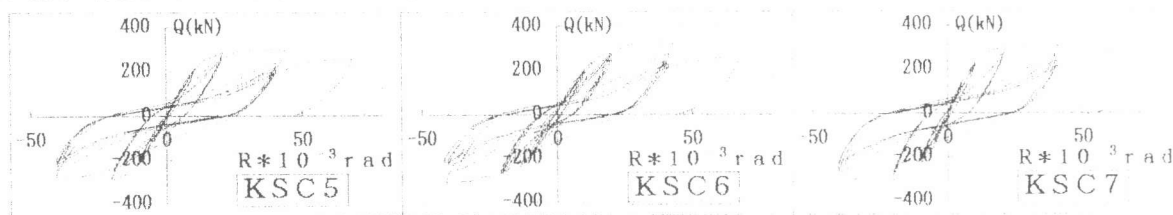


図3 柱水平力Q-層間変形角R関係 (タイプ1)



図4 変形角成分比 (タイプ1)

4.2 タイプ2の試験体

$R = 10/1000\text{rad}$ で定着板付近に縦ひび割れが生じ、層間変形角が増大するに従い徐々に伸展していった。実験後、ふさぎ板を取り外してみると、内側角部のコンクリートに柱主筋に沿って縦ひび割れが多数生じていた。従って、ふさぎ板の拘束効果は不足していたと思われる。接合部内で梁鉄骨を接合するのに使用した高力ボルトは、せん断破壊を起こすことはなかった。Q-R関係を図5

に示す。KSC-8, 9, 10の全試験体において、 $R = \pm 40/1000$ radの最初の9サイクルで最大荷重を記録した後、同一振幅の10サイクル目で荷重が、各試験体とも90%弱に低下していることや、振幅をのばした正加力での大変形では、KSC-8、KSC-9及びKSC-10それぞれにおいて最大荷重の77%、76%及び84%までしか耐力が上がらなかったのはタイプ1同様柱の曲げ破壊の為と思われる。 $R = \pm 40/1000$ rad 付近でスリップ性状がみられたタイプ1と比較すると多少エネルギー吸収が多いグラフとなった。次に変形角成分比(%)を図6に示す。各試験体とも、 $R = 5/1000$ radから $R = 40/1000$ rad まで全体変形に対する梁の変形は柱や接合部の変形より卓越していたが、その後振幅が進むにつれ柱の変形が全体変形の4割程度を占めるまで変形が進んだ。 $R = 40/1000$ radまでの柱の変形はタイプ2の方がタイプ1より小さかった。接合部の変形は各試験体に差があるが20%にとどまった。このことから接合部内の主筋の定着条件を良くした試験体(定着長 20d)においても最終的に柱の曲げ破壊が起きたことを再確認できる。

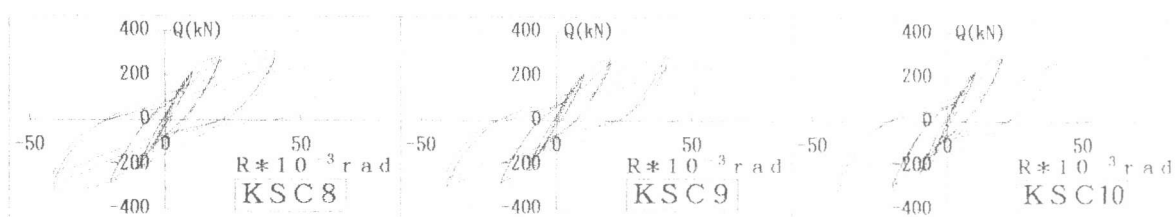


図5 柱水平力Q-層間変形角R関係(タイプ2)



図6 変形角成分比(タイプ2)

5. タイプ1及びタイプ2の柱の曲げ破壊の検討

表-5にタイプ1及びタイプ2の材料試験結果を考慮した各部材の強度計算値と実験値の比較を示す。試験体は、梁降伏先行型として設計され、材料試験結果を考慮してもこの破壊機構は変わらない。実験結果は、タイプ1では、計算値に反する早期の柱の曲げ破壊が起き、タイプ2では実験値は柱の曲げ終局強度の計算値に達しているが、柱の曲げ破壊により最大荷重記録後の荷重低下が起き、最大振幅で耐力が上昇しなかった。接合部のせん断耐力計算値(JCI式 [5])と実験値を比べると、KSC5,7は、あたかも接合部のせん断破壊が起きたかのように見えるが、外見上は柱の曲げ破壊が激しかった。KSC-5(タイプ1)、KSC-10(タイプ2)試験体における歪測定点1および4を例にとって、1~6サイクル時までの荷重-歪関係を図7に示す。6サイクル($20/1000$ rad)正荷重+20t以降に圧縮から引張に逆転し、測定点1においても6サイクル負荷重時に同じような逆転現象が引張鉄筋が降伏する直前に起きている。図8において柱主筋が接合部内で定着する区間が短いので、鉄骨梁上面(a)での最大引張力をコンクリートに伝達できず梁下面(b)で引張力が残留し、かつ逆荷重になると、(a)でひび割れ幅が残留しているため、曲げ圧縮力で鉄筋が接合部にめり込んだ後、圧壊が更にすすんだと考えられる。パネル区間内でこのような定着破壊及び連動して柱の曲げ破壊が全試験体に発生したと思われる。タイプ1では引張鉄筋が降伏する前に発生した。このような接合部区間の柱主筋の定着破壊によるとみられる、圧縮鉄筋の引張歪みへの反転

現象は文献 [6] によって述べられている。ここで、コンクリートと鉄筋が別々の変形をし平面保持の関係を保たないと仮定した危険断面付近のモデルを図9に示す。鉄筋モデルは、④の1段目の圧縮鉄筋を無視し、①の1段目の引張鉄筋は降伏した値をとり、②、③、の鉄筋は断面の応力分布を補間して直線分布するように仮定した。コンクリートモデルは、被りコンクリートは剥落し存在しないものと考え、コンクリートストレスブロックを文献 [3] より計算して鉄筋とコンクリートの合力による柱中心線上のA点でのモーメントを求め、柱水平荷重に換算して実験値と比較した。表6に実験値と検討

した計算値の比較を示す。検討したモデルによる計算値に対するタイプ1の実験値の比は0.97 ~ 1.20 の値を示し、タイプ2は1.24~1.29 の値を示した。これは、接合部区間の柱主筋の定着長を20d と長くし、かつ危険断面付近まで特殊な定着板を延ばし柱主筋の定着条件を良くしたタイプ2は柱の曲げ破壊時でタイプ1より多少良い変形性能を示したといえる。

表5 実験値と計算値の比較 柱荷重に換算(kN)

	KSC-5	KSC-6	KSC-7	KSC-8	KSC-9	KSC-10
cQ _{max} 実	297	321	308	324	338	345
cQ (cMu) 計(A)	409	403	485	320	322	324
cQ _{su} 計	415	406	490	400	404	412
cQ (BMy) 計	263	263	304	276	276	296
cQ (BMP) 計(B)	297	297	339	309	309	341
cQ (JQSRC) 計*1	174	259	171	218	220	266
cQ (JQJCI) 計*2	247	351	243	329	340	408
cQ (JQ坂口) 計*3	447	535	440	398	410	473
A/B	1.38	1.36	1.43	1.04	1.04	0.95

cMu : 柱の曲げ終局強度はe関数法 *1 : 文献 [4] による
 cQ_{su} : 柱のせん断強度 [3] *2 : 文献 [5] による
 BMy : 鉄骨梁の降伏曲げ強度 BMy=Z_y*σ_y
 BMP : 梁鉄骨の全塑性曲げ強度 BMP=Z_p*σ_y
 JQSRC, JQSRC, JQ坂口 : 接合部せん断耐力
 $JM_{SRC} = cVe(jFs*j\delta + jPw*jr\sigma_y) + (1.2*sV*jw\sigma_y)/\sqrt{3}$
 $JQJCI = 1.07*0.3*\sigma_B*Ac - jw\sigma_y/\sqrt{3}*A$ Ac=Bc/2*dc Aw=jtw*dw
 JQ坂口=Qw-2*Qc-Qcp
 $Qw = k1*jw\sigma/\sqrt{3}*jtw*d$ Qcp=k3*(0.3*σ_B)*Bc*Dc
 $Qc = k2*\sigma_{cy}/\sqrt{3}*tc*Dc$
 A/B : 梁に対する柱の曲げ余裕度

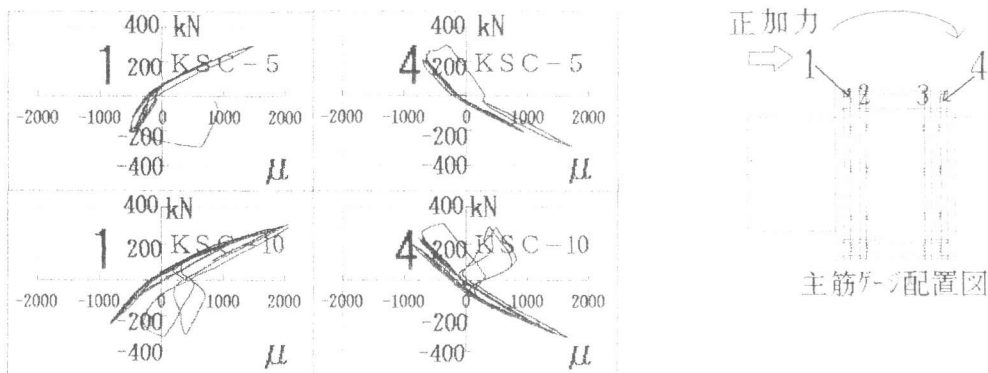


図7 荷重-歪み曲線例

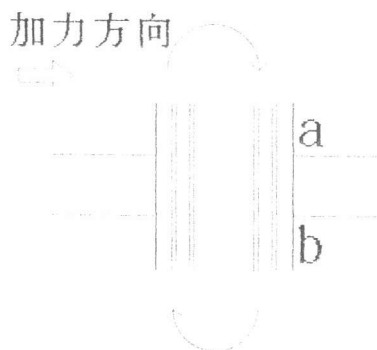


図8 接合部の柱主筋の定着

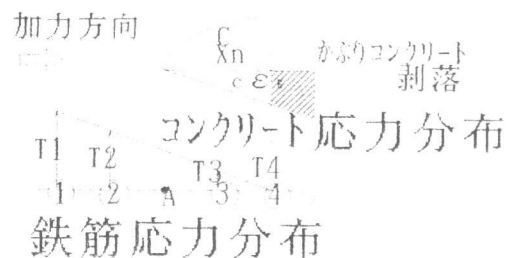


図9 応力分布の仮定

表6 実験値と検討した計算値の比較 柱荷重に換算 (kN)

	KSC5	KSC6	KSC7	KSC8	KSC9	KSC10
e法	297/409 0.73	321/403 0.80	308/485 0.63	324/320 1.01	338/322 1.03	345/324 1.06
モデル	297/278 1.07	321/268 1.20	308/318 0.97	324/262 1.24	338/262 1.29	345/267 1.29

6. 柱の曲げ破壊と接合部のせん断破壊の関係

図10のタイプ1とタイプ2の柱水平力 Q -接合部せん断変形角成分 R_p 関係を見ると、タイプ1 (KSC5~7)よりタイプ2 (KSC8~10)の接合部せん断変形が小さく、柱主筋の定着性能が接合部のせん断変形にも影響していることがわかる。前述のごとく $R=20/1000\text{rad}$ の6サイクルに柱主筋の圧縮から引張に反転する逆転現象が起き、7サイクル以降に接合部が大きな塑性変形をしている。図11のように接合部区間で柱主筋の定着破壊が発生すると、接合部に入力される鉛直せん断力を鉄筋からコンクリートへ伝達することができず、かつ他の接合部内のせん断抵抗要素に伝達することができない。コンクリートの剥落が起きて、コンクリートストレスブロック幅が狭まる。それと同時に文献[7]と同様なアーチ作用により接合部の圧縮束で圧壊が生じる可能性が大きい。なぜならば、鉄筋コンクリート構造の梁に圧壊が生じても、梁の幅に対して接合部の幅が大きいため同時に接合部の圧壊が生じることは少ない。しかし、柱RC梁S構造では柱の幅と接合部の幅がほぼ同じため接合部区間で柱主筋の定着破壊が生じ、連動してコンクリートの圧壊を伴った柱の曲げ破壊が起きると、同時に接合部の圧壊が起こると考えられるからである。

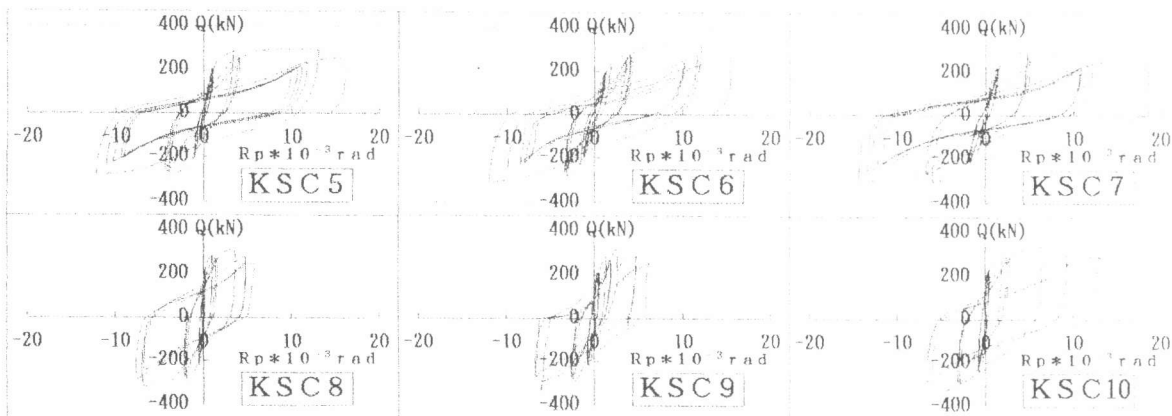


図10 柱水平荷重 Q -接合部せん断変形角成分 R_p 関係

7. まとめ

- 1) 特殊な定着金物によって柱主筋の必要定着力を軽減させ、柱主筋の接合部区間内における付着劣化と柱の曲げ破壊を抑制することはできなかった。
- 2) 柱RC梁S構造の破壊形式として、柱主筋の接合部パネル内における定着が不足すると、柱の曲げ破壊と同時に接合部の圧壊が起きる可能性がある。

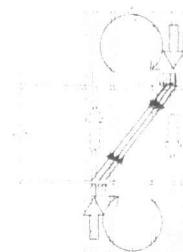


図11 接合部破壊形式

参考文献 [1] 日本建築学会：柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム、1994.12 [2] 荒川他：RC柱内部で梁鉄骨を接合したハイブリット接合部の実験的研究、建築学会大会学術講演梗概集、pp915-916、1995 [3] 日本建築学会：RC規準 [4] 日本建築学会：SRC規準 [5] JCI：混合構造研究委員会報告書、1991.12 [6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、pp121-124 [7] 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