

柱 RC・梁 S 混合構造の合理的設計法に関する研究 (その 1)

—梁貫通形式の接合部実験—

高見 信嗣 増田 安彦
吉岡 研三

A Rational Design Method for Mixed Structure with Steel Beams and Reinforced Concrete Column (Part 1)

—Experimental Study on Beam-column Joint—

Shinji Takami Yasuhiko Masuda
Kenzo Yoshioka

Abstract

Mixed structural systems of steel beams and a reinforced concrete column have been used in practical application. Several joint types have been developed, one of which is the standard steel beams passing through a reinforced concrete column. Local compressive failure (bearing failure) often occurs in this type of joint. A loading test was carried out on a beam-column joint to develop methods for reinforcing the bending strength of columns. The results are summarized as follows; ① Bearing behavior can be improved by constructing Pre-Columns. ② Maximum load can be increased and ductility can be improved by covering the top and bottom of columns with steel plates.

概 要

柱 RC・梁 S 混合構造は、RC 造の長所と S 造の長所を併せ持つ工法であり、近年では施工例が報告されてきている。仕口部のディテールとしてさまざまなタイプが開発されているが、図-1 のように梁貫通形式で、支口部を鉄板（ふさぎ板）で覆うタイプは、その中でも仕口形状がシンプルで比較的安価であることが特長であろう。本研究では、このタイプにおいて、柱の曲げ性状に影響を及ぼす補強方法をパラメータにした十字架構および T 字架構の載荷実験を行った。その結果、プレカラムを用いることにより梁貫通形式特有の支圧破壊（S 梁からのてこ作用による梁フランジ面柱コンクリートの局所的な圧縮破壊）を抑え、耐力が向上すること、柱頭・柱脚部を拘束鉄板で囲うことにより、耐力の上昇と履歴形状の改善が図れること、などがわかった。

1. はじめに

梁貫通形式の柱 RC・梁 S 混合構造は、梁からのてこ作用により、柱コンクリートが梁フランジから支圧を受け局所的な圧壊（支圧破壊）を起こすことが多く、既往の実験でも支圧破壊したとの報告例が多い。パネルをふさぎ板で拘束することにより、接合部での応力伝達がスムーズになり、支圧性状を改善させることができるが、それでもこの支圧破壊をまったく起こさなくするのは困難である。一方、支圧破壊が起きたことで柱の曲げ性状へ悪影響を及ぼすことも考えられる。本研究では、ふさぎ板でパネルを拘束した梁貫通形式で、柱の曲げ性状に影響を及ぼす補強方法を主なパラメータとした部分架構の載荷実験を行い、各補強方法が支圧性状、柱の曲げ性状に及ぼす影響を確認したものである。

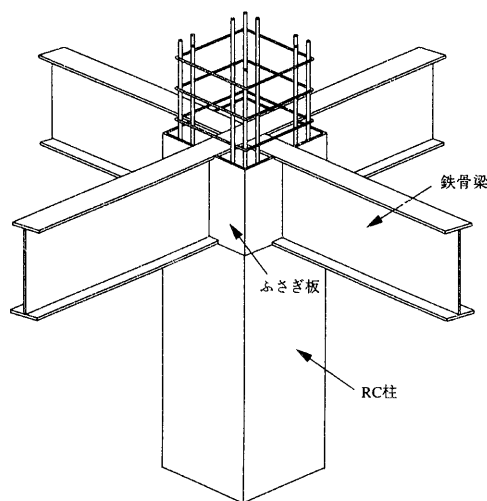


図-1 梁貫通形式

表-1 試験体一覧

試験体	HB-S	HB-DT	HB-H	HB-U	HB-P	HB-PB
試験体寸法	3,000×1,700					
柱断面	400×400					
梁	350×110×9×14					
ふさぎ板厚	PL-4.5					
柱主筋	12-D19	12-D25			12-D19	
フープ筋	2-D10@70 (0.51%)					
柱脚部フープ密補強			4-10φ@50*			
柱脚部外周鉄板						PL-9
U型筋				24-D13		
場所打ちコン F _c						
プレカラム pF _c						
軸力	129.6 (tf)					

* スミループ (高強度鉄筋)

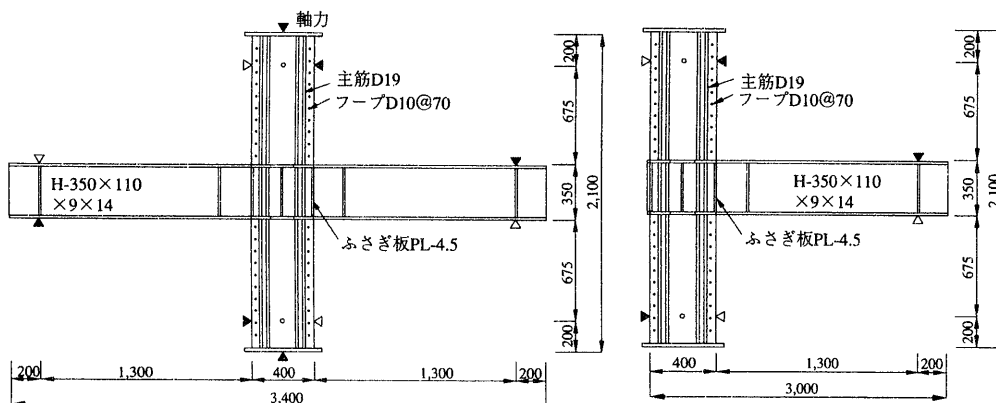


図-2 試験体形状

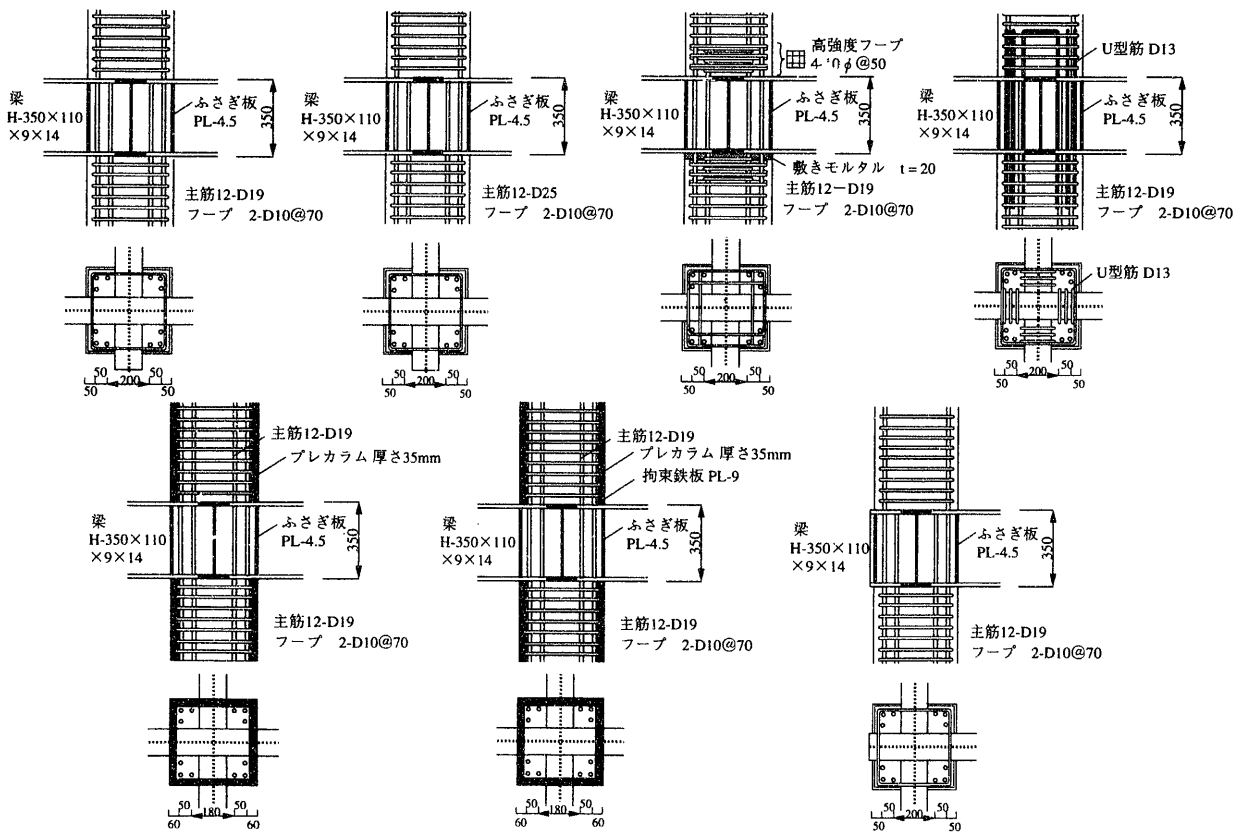


図-3 補強詳細

表-2 材料試験結果

コンクリート					プレカラム		鋼材					
試験体	場所打ちコンクリート				圧縮強度 σB (kgf/cm ²)	ヤング係数 Ec (kgf/cm ²)	降伏点 (kgf/cm ²)	弾性係数 (10 ⁴ kgf/cm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	引張強度 (kgf/cm ²)	使用箇所	
	圧縮強度 σB (kgf/cm ²)	ヤング係数 Ec (10 ⁴ kgf/cm ²)	圧縮強度時 ひずみ (×10 ⁻⁶)	割裂強度 σt (kgf/cm ²)								
HB-1	287	2.50	2,368	23.9	810	3.50	10φ	9,100	2.16	4,880	11,064	HB-3柱脚フープ
HB-2	279	2.50	2,468	24.9			D10	3,591	1.96	2,000	5,301	柱フープ
HB-3	• 287	2.61	2,507	29.3			D13	3,813	1.98	2,107	5,793	HB-4U型筋
	•• 315	2.85	2,158	29.7			D19	3,942	1.97	2,149	5,868	柱主筋
	••• 515						D25	3,816	1.96	2,072	5,861	HB-2柱主筋
HB-4	283	2.46	2,385	29.9			PL-4.5	2,680	2.08	1,480	4,458	ふさぎ板
HB-5	296	2.53	2,240	27.3			PL-9	3,593	2.13	2,119	5,523	梁ウェブ, HB-6柱脚外周フープ
HB-6	293	2.38	2,303	28.6	809	3,440	2.16	2,024	5,484	梁フランジ		
HB-7	303	2.59	2,395	25.9								

• 下柱 •• 上柱 ••• 敷きモルタル

表-3 実験値および計算値一覧

試験体		HB-S	HB-DT	HB-H	HB-U	HB-P	HB-PB	HB-EX
最大荷重	実験	34.8	37.3	38.4	37.3	43.3	47.2	25.7
梁全塑性 ¹⁾	計算	33.7						16.9
梁曲げ降伏 ²⁾	計算	29.9						15.0
	実/計	1.11	1.06	1.15	0.98	1.17	1.01	0.77
梁曲げ最大 ³⁾	計算	47.6						23.8
	実/計	0.73	0.78	0.80	0.78	0.91	0.99	1.08
柱曲げ最大 ⁴⁾	計算	52.2	72.5	52.2	68.8	60.4	60.4	34.4
	実/計	0.67	0.51	0.74	0.54	0.72	0.78	0.75
ふさぎ板降伏	実験	31.0	32.3	33.5	32.2	33.6	33.5	未降伏
パネルせん断最大 ⁵⁾	計算	48.8	48.7	48.8	48.8	49.0	48.6	44.2
	実/計	0.71	0.77	0.78	0.76	0.88	0.97	0.53

実験値, 計算値は柱せん断力に換算 (tf) 実/計は, 各計算値に対する実験値最大荷重の比

- 1) $bM_p = Z_p \cdot \sigma_y$ 2) $bM_y = Z \cdot \sigma_y$ 3) $bM_u = Z \cdot \sigma_u$
 4) e 関数法による断面解析値 5) SRC 規準式のパネルせん断耐力式による¹⁾

2. 実験概要

試験体一覧を表-1に, 試験体形状を図-2に, 補強方法を図-3に示す。補強方法をパラメータにした十字架構6体およびT字架構1体の計7体である。全試験体ともに柱がRC造, 梁がS造であり, 梁鉄骨が接合部を貫通している。実大に対して約1/2程度のスケールを想定しており, 柱断面は400×400, 梁断面はH-350×110×9×14, パネルを覆うふさぎ板はPL-4.5である。HB-Sが標準試験体で, 柱は場所打ちコンクリート柱(在来柱)でフープ2-D10@70, 主筋12-D19で他に特別な補強は施していない。HB-DTは主筋径を太く(12-D25)している。HB-Hは, 柱頭, 柱脚部を高強度フープ(スミフープ4-10φ@50)で密配筋したが, VH分離打設を想定して下柱とパネルおよび上柱を分けてコンクリートを打ち, 打継部にはモルタルを敷いた。HB-Uは, 主筋に加えU型筋をフランジにまたがせて柱に定着させた。HB-P, HB-PBは柱にプレカラム¹⁾を用いているが, HB-PBで

は, 柱頭, 柱脚部を, 外周鉄板(PL-9)で囲っている。HB-EXは, HB-Sと同じディテールである。場所打ちコンクリート強度の目標値は270kgf/cm²である。柱軸力は定軸力で, 十字試験体は81kgf/cm², T字試験体は, 0kgf/cm²とした。載荷は, 上下柱の反曲点位置をピンローラー支持にして, 左右(T字試験体は右のみ)の梁にせん断力を加えた。加力履歴は, 変形制御で層間変形角 $R = \pm 1/400 \text{ rad}, \pm 1/200 \text{ rad}, \pm 1/100 \text{ rad}, \pm 1/50 \text{ rad}, \pm 1/33 \text{ rad}, R = \pm 1/25 \text{ rad}$ を繰返した後, 正方向に最終破壊させた。層間変形は, 柱の上下加力点高さを支点にした測定治具を基準とした梁の変形より求めた。材料試験結果を表-2に示す。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

表-2に実験値および計算値一覧を, 図-4に最終ひびわれ状況の代表例を示す。在来柱のHB-S, HB-DT, HB-H, HB-Uは, $R = 1/50 \text{ rad}$ ループ廻りから梁フラ

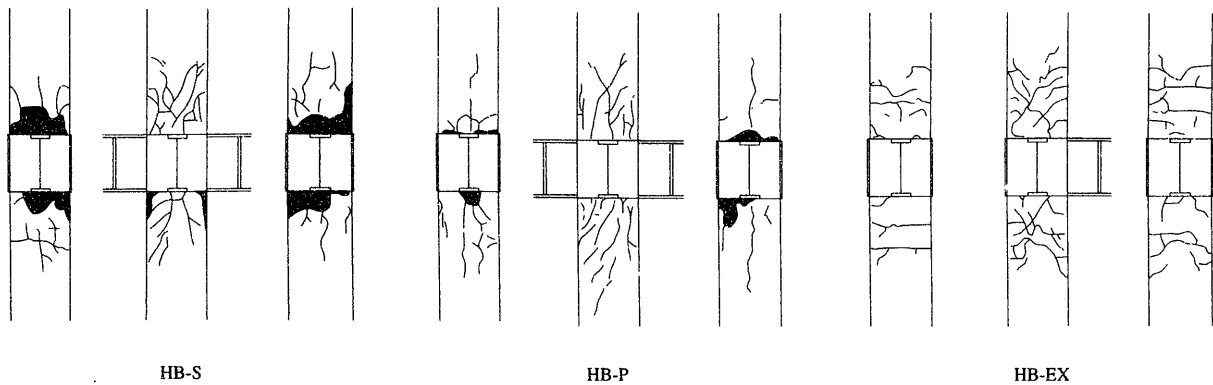


図-4 最終ひびわれ状況

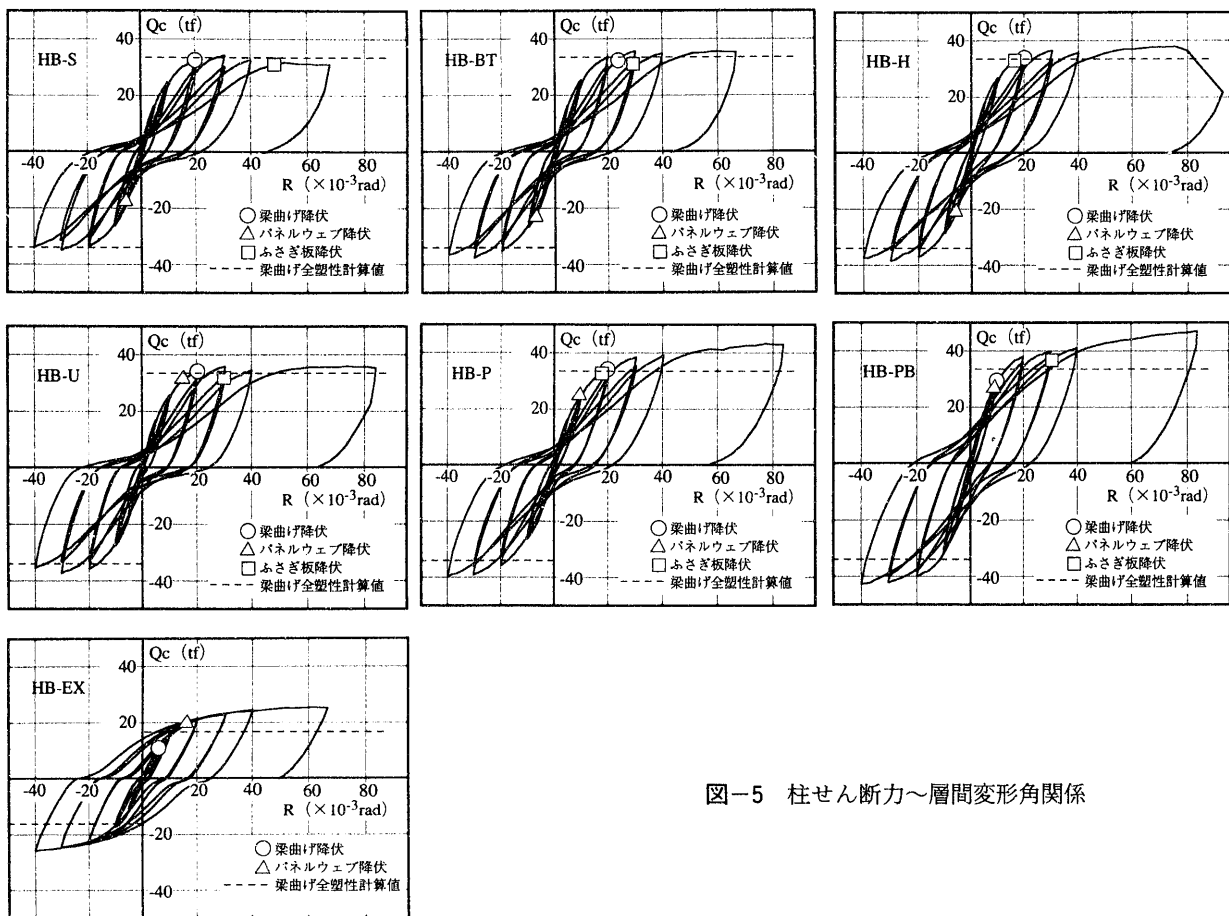


図-5 柱せん断力～層間変形角関係

ンジ面の柱コンクリートの支圧破壊が起き始めた。その後変形の増大に伴ない、支圧破壊が顕著になるとともに圧壊範囲が柱圧縮ゾーン全体へ広がっていった。これらの試験体では梁フランジとコンクリートの接触面の引張側では、最大変形時には 15 mm 以上の隙間が生じていた。プレカラム柱の HB-P, HB-PB は、在来柱の HB-S, HB-DT, HB-H, HB-U に比べて梁フランジ支圧面の圧壊は軽微で、柱圧縮ゾーン全体の圧壊もほとんど認められなかった。しかし、主筋の付着すべりにより生じたと思われる隙間が柱頭・柱脚部で観られた。梁の曲げ降伏

は、在来柱試験体で $R=0.018\sim 0.022$ rad で発生、プレカラム柱の HB-P で $R=0.020$ rad, HB-PB で $R=0.011$ rad で発生した。十字型の HB-EX は、支圧による圧壊はほとんどなく、梁の曲げ降伏が $R=0.0055$ rad で発生し、フランジの圧縮座屈による梁の曲げ破壊となった。

3.2 柱せん断力～層間変形角関係

図-5 に柱せん断力～層間変形角関係を示す。在来柱試験体のループ形状は、大変形になるにつれ、逆 S 字形になる傾向を示していたが、その中では HB-H は、履歴形状の改善が認められる。HB-S では、 $R=+1/33$ rad 以

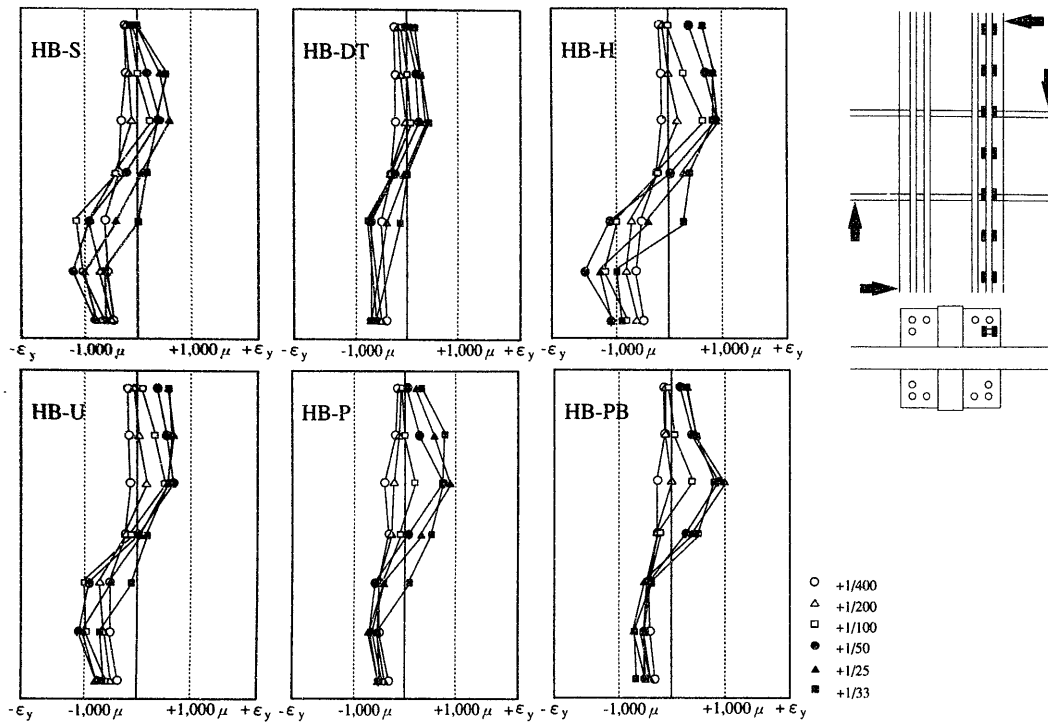


図-6 主筋のひずみ分布

表-4 接合部内の主筋の平均最大付着応力度

	HBS	HB-DT	HB-H	HB-U	HB-P	HB-PB	HB-EX
正加力時	37.3	51.6	52.9	43.7	35.0	39.8	34.9
負加力時	34.5	28.5	43.4	36.1	36.6	46.3	26.8

降のサイクルで荷重の低下が他の試験体に比べて大きかった。この原因としては、HB-SはR=+1/33radサイクル時に、柱コーナー部に材軸方向30cm以上にわたる割裂ひびわれが生じ、以後コーナー筋の付着劣化を招いたため、これにより柱から梁に流れる力のうち、主筋の付着機構により伝達される力が損なわれたことが可能性として考えられる。プレカラム柱のHB-PはHB-Sに比べて最大荷重が24%高くなっていたが、ループ形状の改善は、あまり認められない。HB-PBはHB-Sに比べて最大荷重が36%と最も高くなっていた。また、+字試験体の中ではループ形状も最も良好であった。HB-EXは、梁の曲げ破壊で耐力が頭打ちしており、梁からの入力+字試験体より小さかったので柱コンクリートの圧壊はほとんどなく、鉄骨梁の塑性変形が卓越した紡錘形の履歴を示した。

3.3 柱主筋の付着性状

図-6に十字試験体6体の柱主筋のひずみ分布を示す。HB-S, HB-DT, HB-H, HB-U, HB-Pでは、R=1/33rad以降で、接合部内のひずみの傾きが小さくなる傾向を示した。また、圧縮側のひずみ自体も減少しているため、接合部内部で主筋の付着劣化とそれともなう付着すべりが起きていることがわかる。

表-4に次式より求めた接合部内の主筋の平均最大付着応力度を示す。

$$\tau_a = \frac{|\sigma_u - \sigma_d|_{\max} \cdot A_s}{\phi_s \cdot D_B} \dots\dots\dots(1)$$

τ_a : 主筋最大付着応力度

$|\sigma_u - \sigma_d|_{\max}$: パネル上下端位置主筋応力度差の最大値

A_s : 主筋断面積 ϕ_s : 主筋周長 D_B : 梁せい

HB-S, HB-DT, HB-H, HB-U, HB-Pでは、付着劣化が起きていることより、最大平均付着応力度を接合部内の主筋の平均付着強度と考えた。したがって、これらの5体の平均付着強度は37.3~52.9 kgf/cm²となる(正負の大きい方とした)。この値は、純RC構造+字接合部の通し配筋された未降伏の主筋の平均付着強度としては小さい傾向にあると言えるが、この原因として、以下の理由が考えられる。

- ① 本試験体はRC構造接合部に比べれば、梁幅がかなり狭い方に入り、柱主筋と梁との距離が大きき空くため、付着力が梁に伝達されにくい。
- ② 純RC接合部柱主筋は、接合部内フープからの拘束により、付着力の上昇が見込めるが、本試験体では、梁フランジ引張側が降伏すると側面のふさぎ板と接合部

コンクリートの間にすき間が生じ、ふさぎ板によるコンクリートへの拘束がなくなる。

数少ない本実験の結果から結論づけて梁貫通形式の柱主筋の付着を問題化することはできないが、接合部内主筋の付着劣化が起きる条件については検討していく必要があると思われる。

3.4 補強方法が変形性状に及ぼす影響

補強方法をパラメータにした十字試験体により、その補強効果の検討を行った。

主筋径 (量)：HB-S と HB-DT ではループ形状にほとんど違いはないが、最大荷重は HB-DT の方が7%高い。しかし、HB-S は前述の柱コーナー部割裂ひびわれがなければもっと荷重が上がっていた可能性がある。

U型筋：最大荷重は HB-U と HB-DT が同じでループ形状も HB-S, HB-DT とほとんど違いが認められなかった。

柱頭、柱脚部フープ筋量：HB-H の最大荷重は、HB-S より10%、HB-DT, HB-U に対して3%高い。またループ形状も HB-S, HB-DT, HB-U よりも膨らみがあると言えるため、その効果があることが認められる。しかし、脚部補強に使用した高強度フープのひずみは最大で降伏ひずみの36%にしか達しておらず、高強度鉄筋としては働いていない。

プレカラム柱：HB-P は HB-S より最大荷重が24%高い。これはプレカラムが高強度なため、支圧破壊およびそれに伴う圧壊ゾーンの広がりを効果的に抑えられたためである。しかし柱主筋の付着すべりが起きているため履歴形状はあまり改善されていない。

柱脚部の外周鉄板：HB-PB の最大荷重は、HB-P より9%高い(ただし、HB-PB は最終変形まで荷重が増大し続けており、潜在的にはさらに高い可能性がある)。ループ形状も他の試験体より良くその効果が認められる。よって外周鉄板は変形性状の向上に有効な補強方法であると言える。

3.5 柱の曲げ圧壊に関する考察

在来柱試験体である HB-S, HB-DT, HB-H, HB-U では支圧破壊の進行につれ、柱コンクリートが曲げ圧縮による圧壊を起こしていた。この原因のひとつに、支圧

破壊が起きたことによる柱の曲げ抵抗力の低下が考えられるが、そのほかに接合部内主筋の付着劣化による影響が理由として考えられる。図-6に示したように接合部内の主筋が付着劣化を起こすと、圧縮側の主筋のひずみが減少し始める。これにより、圧縮側主筋の圧縮力負担が低下するため、断面力の釣合より、コンクリートの圧縮力負担が大きくなるはずである。その結果コンクリートの圧縮応力が大きくなり、圧壊が起きやすくなることが考えられる。この考えは、接合部内主筋の付着劣化が起因となって柱の曲げ圧縮によるコンクリートの圧壊が、接合部主筋の付着が良好な場合より低い荷重で起きる可能性を示すものである。

4. まとめ

① 柱にプレカラムを用いることにより、支圧破壊を抑え、耐力が上昇する。

② 柱頭、柱脚部を外周鉄板で囲うことにより、耐力の上昇と履歴ループの改善が図れる。

③ 柱の主筋径を太くしたり、U型筋を用いてもその補強効果は比較的小さかった。また高強度フープを密配筋することによる効果は認められるが、高強度鉄筋としては働かなかった。

④ T型接合部は、梁からの入力が入力が十字接合部の場合より小さくなるため、支圧破壊や曲げ圧壊は見られず、紡錘形の履歴ループを示した。

⑤ 本実験の範囲では、接合部内での主筋の平均付着強度は、通常の RC 構造接合部のそれより低い値であった。

⑥ 接合部内主筋の付着劣化が起因となり、柱の曲げ圧縮によるコンクリート圧壊が付着が良好な場合より低い荷重で起きる可能性がある。

参考文献

- 1) 増田, 吉岡, 脇坂: 遠心成形プレキャストコンクリート部材の開発—「プレカラム」の力学諸性状について, 大林組技術研究所報, No.41, p.61~67, (1990)
- 2) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, (1987)