

論文

[2003] プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成された混合構造に関する研究

正会員 ○吉野次彦 (フジタ工業技術研究所)
 正会員 狩野芳一 (明治大学・理工学部)
 正会員 三瓶昭彦 (フジタ工業技術研究所)
 正会員 佐々木仁 (フジタ工業技術研究所)

§ 1. はじめに

近年、鉄筋コンクリートと鉄骨造の長所を組み合わせた混合構造、特に柱を鉄筋コンクリート造とし、梁を鉄骨造とする混合骨組みの設計が行なわれるようになってきた。

筆者らはこのような混合構造における柱をプレキャスト化し、施工の合理化を計ることを意図し、図-1に示すような工法を開発した。この工法の特徴は梁が鉄骨造であるためRC造よりも大スパン架構ができることなどであり、さらに、柱をプレキャスト化することによって型枠や支保工が不要となり鉄骨造と同様の建て方が可能で、工期が大幅に短縮できることなどである。

一方、このような混合構造において構造的に最も重要な課題は (I) 地震時における柱・梁接合部での応力伝達機構、(II) プレキャスト部材のジョイント部における力学的挙動である。

本論文は前者 (I) の混合構造の柱・梁接合部における応力伝達機構を解明するため行なった正負交番繰り返し加力実験の結果について検討を行ったものである。

§ 2. 試験体

試験体は十字型柱・梁接合部で規模は2/3模型とし6体である。試験体形状を表-1および図-2、柱・梁接合部の形状を図-3に、使用材料の素材試験結果を表-2に示す。柱断面は450×450mm、梁鉄骨断面はBH=400×150×9×12で、柱、梁の断面はすべての試験体に共通であるが、S造梁からRC造柱への応力伝達機構を検討するために接合部周辺の補強方法は図-3に示すような6種類とした。なお、NO.6を除く5体の試験体にはH形鋼の直交梁を取り付けた。

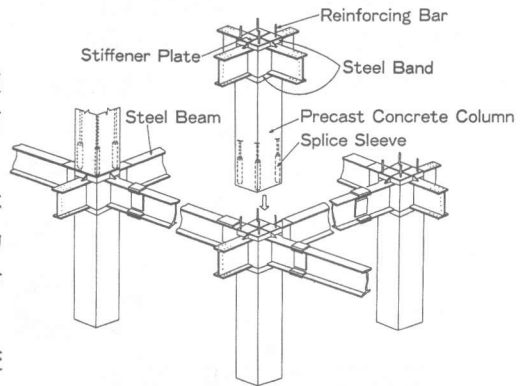


図-1 構法概要

表-1 試験体一覧

試験体	柱			梁	パネル	
	断面	鉄骨形状	補強筋 主筋 Hoop			
NO.1	450x450	ナシ	12-D19	H-400x150 x9x12	鉄骨 Hoop	
NO.2		鉄骨プレート (75x12mm)				D10-@100 D6-@100
NO.3		H-300x150x6.5x9	4-D19			D10-@100
NO.4		ナシ	12-D19			D10-@100 D6-@100
NO.5						
NO.6		4-D19	鋼管 (267.4φ x9.3mm)			4-D19

NO. 1は柱RC造、梁S造を基本とするもので、RC柱を貫通する鉄骨梁の周辺に特別な補強は全く行っていない。NO. 2はRC柱の柱頭、柱脚部の柱の周辺をスラブ厚さ程度の幅の鉄骨プレートで拘束し、このプレートは梁フランジに溶接している。NO. 4は接合部分の鉄骨せいを大きくし、接合部の領域を広げたもの、NO. 5は接合部を鋼管で補強した試験体である。

これら4体は柱は純RC造とし、接合部周辺を補強することで、梁鉄骨→接合部→RC柱の順に応力を伝達しようとするものである。NO. 3, 6は梁フランジの上下、柱頭、柱脚部に柱鉄骨を取り付けて、この柱鉄骨のテコ作用によって梁鉄骨→柱鉄骨→RC柱の順に応力を伝達しようとするものである。なお、NO. 3の柱鉄骨はH形鋼とし、NO. 6は鋼管とした。また、NO. 3を除く5体は柱部材と柱・梁接合部材を別々に組み立てることを想定し、柱・梁接合部のコンクリートを先に打設し、硬化後柱コンクリートを打設して柱頭、柱脚部に打継ぎを設けた。また、いずれの試験体も柱の耐力は梁の降伏耐力を上回るように設計し、接合部についてもSRC規準に準じて、梁の降伏時に生じるせん断耐力を上回るように設計した。

§ 3 実験方法

加力は図-2に示す様に、柱に一定軸力 $\sigma = 40 \text{ kgf/cm}^2$ を加えた後、梁端に正負の逆対称荷重を加えた。加力は、柱の支点位置に取り付けた十字型のゲージホルダーと左右梁加

表-2 使用材料の素材試験結果

(unit ; kgf/cm^2)

鋼材	σ_y	$\sigma_{\text{max.}}$	E_s	伸び%	
形鋼	6.5mm	3188	4797	1.96×10^6	.335
	9 m	2913	4713	1.99×10^6	.383
	12 mm	3010	4369	2.01×10^6	.360
鉄筋	D10	3718	5319	1.80×10^6	.270
	D19	3722	5430	1.76×10^6	.208
コンクリート		F_c	f_t	E_c	
パネルゾーン		247	22.4	2.17×10^5	
柱部分		257	25.2	1.98×10^5	

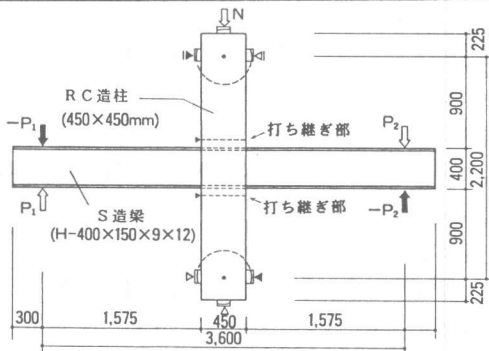


図-2 試験体形状

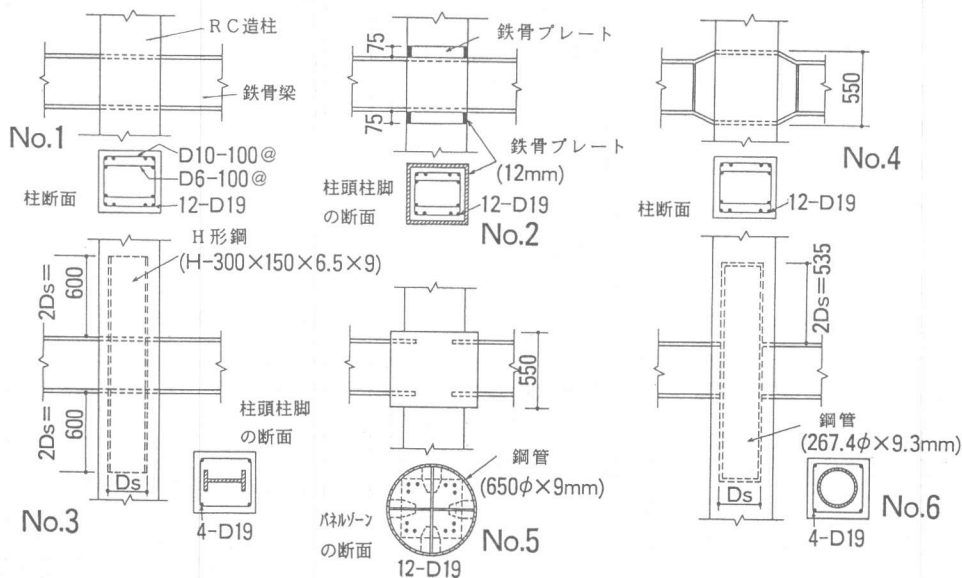


図-3 柱梁接合詳細

力点位置との相対変位（層間変位）および左右のジャッキ荷重を別々に測定し、層間変位の測定値が左右等しくなるように制御した。さらに、柱・梁接合部に取り付けた十字型ゲージホルダーによって柱、梁、パネル各部の相対変形定および梁鉄骨、柱主筋の軸ひずみを測定した。

§ 4 実験結果および考察

4. 1 ひび割れ発生状況および耐力

実験結果の一覧を表-3に、ひび割れの発生状況を図-4に示す。梁荷重は左右別々に制御したが、左右ほぼ同じ値であったため表中の荷重は片側の梁のみについて示した。梁耐力計算値は鋼構造塑性設計指針に基づいて算定した値で、全塑性モーメントに達する時の荷重である。全試験体とも梁耐力実験値は計算値を上回っていた。

接合部のひび割れは図-4に示すように直交梁の両側にそれぞれ45度方向に発生し、NO. 1, 4は梁が降伏したのち、繰り返し加力が進むにしたがってひび割れ幅が大きくなり、接合部外側のコンクリートは剥落し、主筋は露出したが、直交梁のフランジで囲まれた部分のコンクリートは損傷が少なかった。NO. 2, 3の接合部の初期ひび割れはNO. 1と同じであり、繰り返しによってひび割れの本数は増加するが、ひび割れ幅は小さく、特にNO. 2は軽微な損傷で

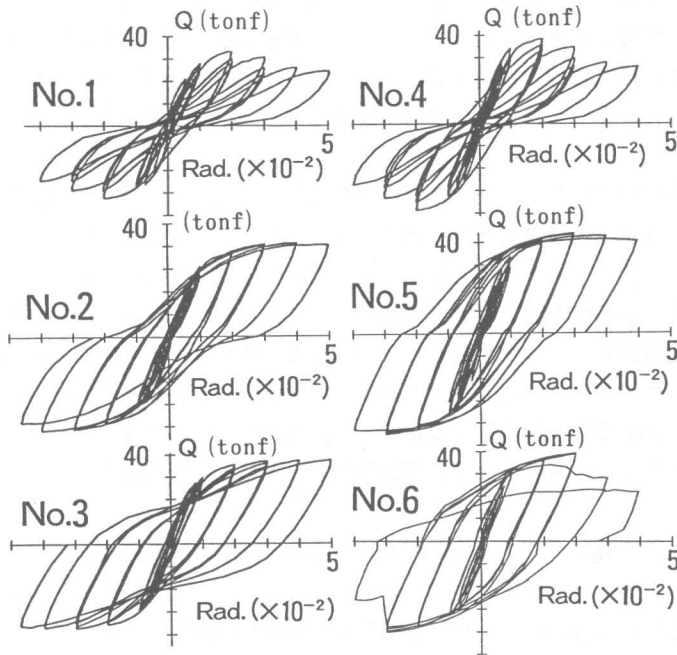


図-5 層間変形曲線

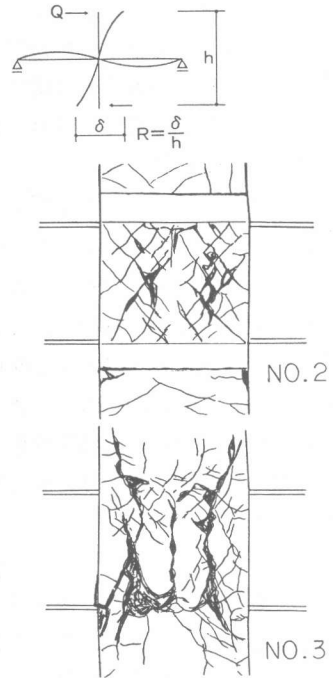


図-4 ひび割れ発生状況の一例

表-3 実験結果

試験体	最大荷重 注：()内は負加力時の値						破壊モード
	梁 (tonf)			接合部せん断応力度 (kgf/cm ²)			
	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	
NO. 1	21.5(21.1)	19.4	1.11(1.09)	192 (188)	190	1.01(0.99)	梁降伏→パネルせん断破壊
NO. 2	25.8(26.0)		1.33(1.34)	238 (243)		1.25(1.28)	梁降伏
NO. 3	23.3(23.3)		1.20(1.21)	187 (186)		169	1.11(1.10)
NO. 4	25.0(25.6)	21.5	1.16(1.19)	150 (146)	154	0.97(0.95)	梁降伏→パネルせん断破壊
NO. 5	28.1(29.2)	20.7	1.36(1.41)	104 (106)	123	0.84(0.86)	梁降伏→梁フランジ破断
NO. 6	26.5(24.7)	19.4	1.37(1.27)	207 (201)	243	0.85(0.83)	

あった。NO. 3は表面のコンクリートが一部剥落した。NO. 5, 6の接合部には外観ではほとんどひび割れは見られず、変形の増大とともに圧縮側フランジが座屈しはじめ、最終加力時にはフランジ溶接部の一部が破断した。NO. 3以外の試験体は柱頭、柱脚に打ち継ぎを設けたが打ち継ぎ部の目開きは全く検出されず、ひび割れの発生状況についても打ち継ぎの影響は見られなかった。

試験体の設計にあたっては全試験体とも梁降伏が先行するように設計したが、NO. 3, 6を除く4体は梁鉄骨のフラ

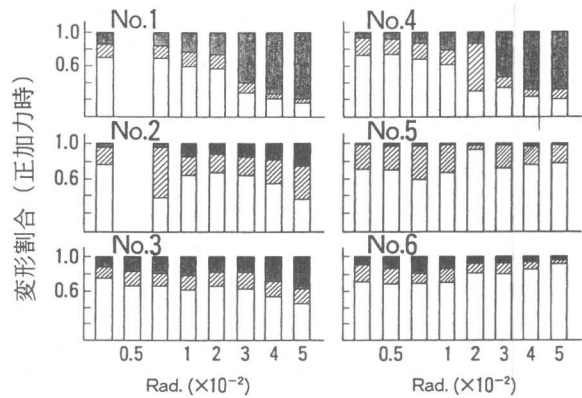


図-6 層間変形に占める変形割合

ンジをはさんだ接合部内部および柱頭、柱脚の柱主筋の一部が部材角 $R=2/100 \sim 3/100$ Rad. の繰り返して降伏している。主筋の降伏位置は接合部周辺の補強方法に関係なくほぼ同じであった。

NO. 3, 6の柱は最終段階まで健全であった。NO. 5, 6は接合部耐力が計算値より小さいが、表中の接合部応力は梁荷重が最大に達した時の値である。なお、接合部に貼付したロゼットゲージの測定結果ではNO. 5, 6を除く4体はいずれも接合部ウェブがせん断降伏していた。

4. 2 変形性状

図-5に柱のせん断力と層間変形の関係を、図-6に層間変形に占める柱、梁、接合部の変形の割合を示す。NO. 1, NO. 4試験体は層間変形に占める接合部変形の割合が部材角 $R=2/100$ Rad. の時、それぞれ27%, 13%であるのに対して、 $R=3/100$ Rad. を過ぎる頃から接合部の変形が急激に増加しはじめ、最終加力時 ($R=5/100$ Rad.) では67%, 80%が接合部の変形で、鉄骨梁はほとんど剛体回転をしていた。NO. 3は梁降伏しているが接合部も多少損傷しており、最終加力時での接合部の変形割合は40%であった。NO. 6は接合部の損傷は軽微で、最終加力時でも層間変形に占める変形割合は10%以下である。NO. 5は接合部を鋼管で補強した試験体であり、変形はほとんど検出されず、履歴曲線は紡錘形で、全試験体の中でもっとも安定していた。

NO. 2の柱・梁接合部の断面形状はNO. 1と全く同等であるが、柱頭、柱脚にバンドプレートを取り付けている。接合部の変形割合は最終加力時でも20%以下であり、NO. 1よりもはるかに少なく、NO. 3と比較しても少ない。このことより層間変形の履歴性状に対してもバンドプレートが有効に作用していると考えられる。NO. 6は $R=4/100$ Rad. の繰り返し中に梁フランジの一部が破断し耐力が低下した。NO. 6は柱に鋼管を挿入した試験体であり、柱、接合部の変形は最大荷重に達した後はほとんど増加せず、最終加力時では95%以上が梁の変形であった。6体の実験結果より接合部の損傷程度は層間変形の履歴曲線に大きく影響し、損傷の度合いが軽微な程履歴曲線は紡錘形となると考えられる。

§5 柱・梁接合部における伝達機構

梁鉄骨が単純にRC柱を貫通し、接合部周辺を何ら補強しない場合は梁の曲げ応力に対して梁フランジ部分の柱コンクリートに対する支圧力のみで抵抗する。

本実験の柱幅に対する梁フランジ幅の比は実施設計をモデルとして3:1とした。このような

比率では、支圧面積が小さく、繰り返しが進むにしたがってフランジ部分のコンクリートが圧壊し、支圧力が期待できなくなる。コンクリートの圧壊が進行すると鉄骨が剛体回転し、接合部内のコンクリートがせん断破壊する。この現象はN O. 4試験体の実験結果から判断して梁鉄骨の接合部分の領域を拡大してもほとんど改善されることはないと考えられる。

N O. 2試験体のように梁フランジの上下にバンドプレートを取り付けて柱頭、柱脚部のコンクリートを拘束すると接合部耐力が著しく向上し、梁フランジ近傍のコンクリートの圧壊も解消される。

本実験におけるバンドプレートは梁フランジと一体であり、プレートによってコンクリートが拘束されているため梁鉄骨の曲げによる支圧耐力が向上したものと考えられる。

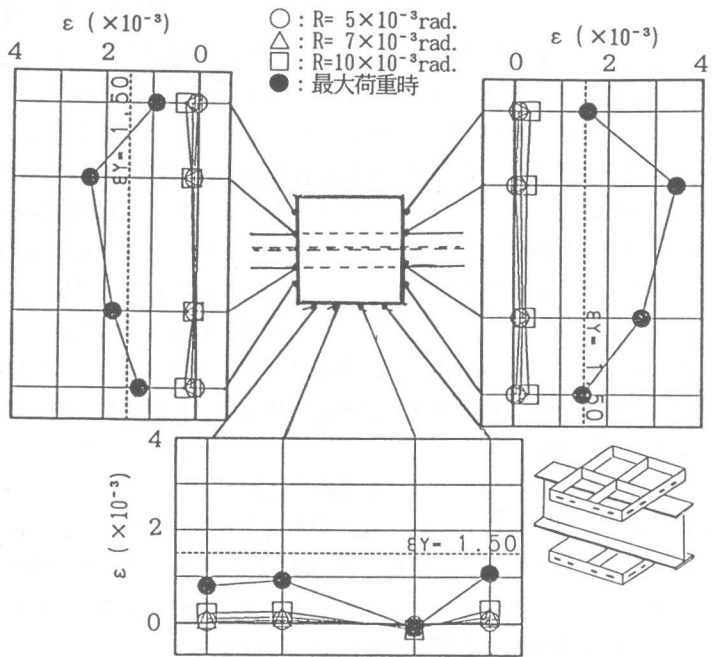


図-7 バンドプレートのひずみ分布

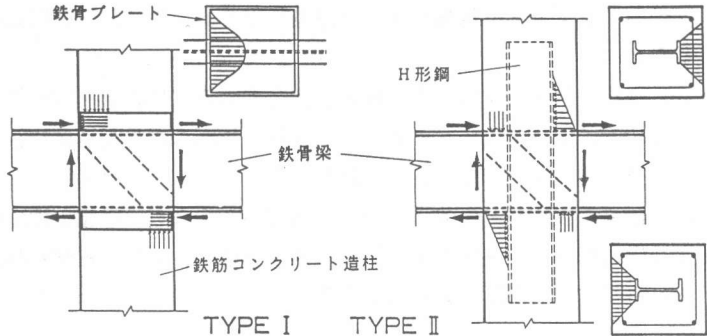


図-8 接合部の応力抵抗機構

バンドプレートに生じたひずみ分布を図-7に示す。バンドのひずみは上下でほぼ同じ傾向であったため、図は上面のプレートのみについて示した。梁と平行のプレートには最終加力時、約0.1%のひずみが発生しているが、降伏ひずみには達していない。梁に直交する方向のプレートは降伏ひずみを越えている。今回の実験ではひずみゲージをプレートの外側だけに水平方向に貼付したため、これらのひずみ分布からバンドプレートの曲げ応力を換算することは出来なかったが、梁のテコ作用に対して充分抵抗している事が分かった。N O. 3およびN O. 6試験体はRC柱の柱頭、柱脚部に鉄骨を内蔵し、鉄骨のテコ作用によって応力を伝達させることを意図した試験体で、柱頭、柱脚に内蔵する鉄骨の必要長さは柱鉄骨の断面せいの2倍と仮定した。柱鉄骨のウェブに貼付したロゼットゲージの測定結果では層間部材角 $R = 2/100 \text{ Rad.}$ の繰り返してせん断降伏しており、意図したようにテコ作用として充分機能しているものと考えられる。

本実験結果から接合部における応力伝達機構を図-8に示す様にモデル化した。タイプIはバ

ンドプレートを取り付けたモデルで、プレートの支圧抵抗は中央が大きく両端で小さくなるが、平均的には柱全幅が有効であると考えられる。したがって鉄骨梁の曲げ抵抗に対しては梁フランジのテコ作用とプレートの支圧力によって抵抗すると考えられる。この支圧力はコンクリート強度とプレートの曲げ耐力の釣り合いから求めることができるものと考えられる。

タイプⅡは梁鉄骨の柱位置、柱脚、柱頭部のみに鉄骨を取り付けて、柱鉄骨の支圧力を介して梁鉄骨→柱鉄骨→RC柱の順に応力を伝達しようとするものである。本実験の結果では柱脚、柱頭部の鉄骨は柱鉄骨の断面せいの2倍以上であれば充分応力伝達が可能である事が分かった。

なお、タイプⅠは梁鉄骨フランジのテコ作用による応力とプレートの支圧力の合計が、また、タイプⅡは梁鉄骨フランジのテコ作用と柱鉄骨のテコ作用の合計が反力として接合部に作用するが、

本実験の結果では接合部耐力はSRC規準に準じて算定し、鉄骨梁の全塑性モーメントによって接合部に生じるせん断力を上回るように設計すれば安全である事が分かった。

§6 おわりに

今回の実験により以下のような結論を得た。

(1) 鉄骨梁が単純にRC柱を貫通する接合方法は、梁フランジの支圧力によってフランジ部分のコンクリートが圧壊し、梁鉄骨が剛体回転する様になるため接合部コンクリートが破壊し、十字型骨組みの変形性状が著しく劣化する。支圧力によるコンクリートの圧壊は梁鉄骨の柱・梁接合部分の領域を拡大しても改善されることはない。

(2) バンドプレートを梁フランジの上下に溶接し、柱頭、柱脚に取り付けることによって、柱頭、柱脚のコンクリートが拘束され、接合部の損傷は軽微となり、安定した履歴曲線が得られる。

このバンドプレートは幅がスラブ厚さ程度であれば梁鉄骨の応力をRC柱に充分伝達できるものと思われる。

(3) 鉄骨梁フランジの上下、柱頭、柱脚部のみに柱鉄骨を取り付けることによって鉄骨梁の応力をRC梁に伝達することができる。柱頭、柱脚の鉄骨長さは柱鉄骨の断面せいの2倍以上であれば充分応力伝達が可能であると思われる。

(4) 柱頭、柱脚をバンドプレートで拘束する場合も、柱頭、柱脚部のみに柱鉄骨を取り付ける場合も接合部は、鉄骨梁の全塑性モーメントによって生じるせん断力に対してSRC規準に準じてせん断設計を行えば充分安全である。

参考文献

- 1) 山本哲夫、吉野次彦、佐藤和彦、三浦輝正「部材接合部のみをRC断面としたプレキャストSRC柱の実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集、1986.8、PP.51～52
- 2) 吉野次彦、山本哲夫、佐藤和彦「RC造柱・S造梁の複合骨組に関する実験的研究」(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987.10、PP.1315～1316
- 3) 吉野次彦、三瓶昭彦、佐々木仁「RC造柱・S造梁の複合骨組に関する実験的研究」(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10、PP.1577～1578
- 4) Sheikh, T.M. et al.,「Beam-Column Moment Connections for Composite Frames: Part 1, Part 2」J. Struct. Engrg.,ASCE, Vol.115,ST11,Nov.1989 PP.2858～2876
- 5) 西村泰志、南 宏一「はりS・柱RCで構成される内部柱はり接合部の応力伝達機構」日本建築学会構造系論文報告集」No.401,1989.7,PP.77～85