

論文 柱RC・はりSで構成される混合構造ト字形接合部のせん断挙動に関する実験的研究

金 洸演*1・野口 博*2

要旨： 柱RC・はりSで構成される混合構造の外柱・梁接合部の中で、既往のはり貫通型における代表的な補強ディテールを同一条件で各種の補強の効果を実験的に把握し、接合部のせん断耐力式構築の際の基礎資料を得ることを目的とした。各試験体の接合部せん断耐力は、補強のない試験体についてはSRC規準式により評価できるが、高補強のディテールについてはJCI提案式の修正式によると過小評価する傾向があり、耐力式の見直しが必要である。また、直交梁のない試験体の最大耐力は、標準試験体より1割程度低かった。

キーワード： 混合構造、ト字形接合部、せん断耐力、はり貫通型、柱RC・はりS接合部

1. はじめに

最近、柱RC・はりSで構成される混合構造に関する研究が各研究機関で活発に行われている[1]。しかし、そのほとんどが十字形の内柱・梁接合部に関するものであり、外柱・梁接合部に関するものは数少ないのが現状である。また、各研究機関特有の補強ディテールを中心に検討しているため、ディテールの違いによるせん断耐力への影響を調べる必要がある。そこで本研究では、柱RC・はりSで構成される混合構造の外柱・梁接合部の中で、既往のはり貫通型における代表的な補強ディテールを同一条件で各種の補強の効果を実験的に把握し、接合部のせん断耐力式構築の際の基礎資料を得ることを目的とした。

2. 実験概要

2. 1 試験体

試験体の一覧及び諸元を表-1に、試験体の形状及び寸法を図-1に示す。試験体は6体で、パラメータは補強ディテール及び直交梁の有無とした。直交梁有りを原則とし、標準試験体の

表-1 試験体の一覧及び諸元

試験体名		EX-1	EX-2	EX-3	EX-4	EX-5	EX-6	
補強ディテール		直交梁無	標準	F B P	ハットプレート	ふさぎ板	ハットふさぎ板	
破壊モード		接合部降伏						
R C柱	軸力	$0.1\sigma_B \cdot b \cdot D$					$0.2\sigma_B \cdot b \cdot D$	
	断面	300x300(mm)						
	主筋	12-D13 $p_g=2.26\%$			12-D16 $p_g=2.65\%$			
S梁	帯筋	2-D10 @40 $p_w=1.18\%$			4-D10 @40 $p_w=2.36\%$			
	断面	BH-250x100x6x22		BH-250x100x6x25		BH-250x100x6x28		
接合部	帯筋	2-D6 @50 $p_w=0.34\%$		-----				
F B P		-----			PL16			
ハットプレート		-----			PL9(SS400)	----	PL9(SS400)	
ふさぎ板		-----			PL2.3			
直交梁		無し		有り				
材料強度	フランジ	SM490 $\sigma_Y=3390\text{kgf/cm}^2$	SM490 $\sigma_Y=3407\text{kgf/cm}^2$		SM490 $\sigma_Y=3554\text{kgf/cm}^2$			
	ウェブ	SM490 $\sigma_Y=4160\text{kgf/cm}^2$						
	F B P	-----			SS400 $\sigma_Y=2900\text{kgf/cm}^2$			
	ハットプレート	-----			$\sigma_Y=2700$		$\sigma_Y=2700$	
	ふさぎ板	-----			SS400 $\sigma_Y=2377\text{kgf/cm}^2$			
	柱主筋	SD295 $\sigma_Y=3452\text{kgf/cm}^2$			SD295 $\sigma_Y=3457\text{kgf/cm}^2$			
	7-7筋(柱)	SD295 $\sigma_Y=3498\text{kgf/cm}^2$			-----			
	7-7筋(接)	SD345 $\sigma_Y=4188\text{kgf/cm}^2$			-----			
$\sigma_B\text{-kgf/cm}^2$	299	301	313	329	297	305		

*1 千葉大学大学院 自然科学研究所、工修

*2 千葉大学教授 工学部建築学科、工博

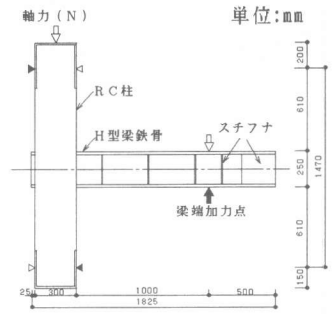
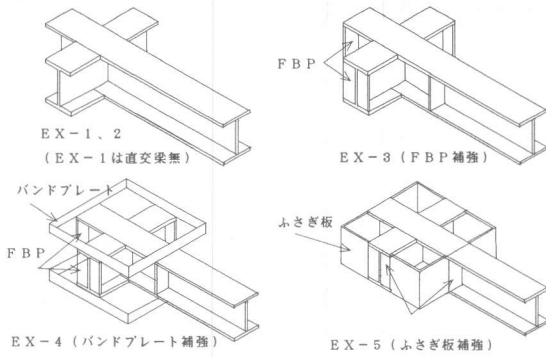


図-1 試験体の形状及び寸法

EX-2に対し、直交梁のないEX-1、エンドプレート(FBP)のあるEX-3、バンドプレートのあるEX-4、ふさぎ板のあるEX-5、ふさぎ板とバンドプレートのあるEX-6とした。いずれの試験体も接合部破壊モードを想定した。軸力はEX-1~5に $0.1\sigma_B \cdot b \cdot D$ を、EX-6に $0.2\sigma_B \cdot b \cdot D$ を載荷した。使用した材料の機械的的特性を表-1に示す。コンクリートの設計基準強度は $F_c=270\text{kgf/cm}^2$ である。

2. 2 加力及び測定方法

加力は、図-2に示すように、柱頭、柱脚をピン支持とし、柱頭に一定の軸力をアクチュエータで載荷した後、梁端に地震力を模擬した正負交番繰り返り載荷をアクチュエータによって行った。加力のサイクルは、層間変形角 $R=5 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で正負各1サイクル、 $R=10, 20, 30 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で正負各2サイクル、以後 $R=50 \times 10^{-3}\text{rad.}$ まで載荷する計画とした。層間変形および鉄骨ウェブのせん断変形角は、柱頭と柱脚を結ぶ測定フレームから測定し、接合部コンクリートのせん断変形角は、コンクリートに埋め込んだ4ヶ所のネジ棒の対角線方向の変位計で測定した。鉄筋、鉄骨の歪は歪ゲージ及び3方向歪ゲージを用いて測定し、接合部コンクリートパネルには8個のモールドゲージを埋め込み、圧縮ストラットの歪を測定した。

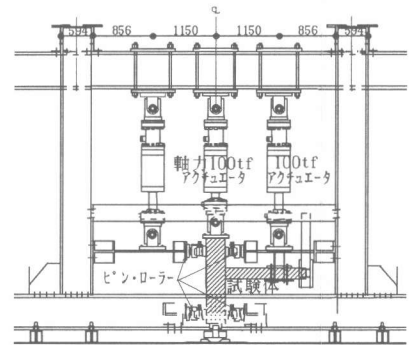


図-2 加力装置

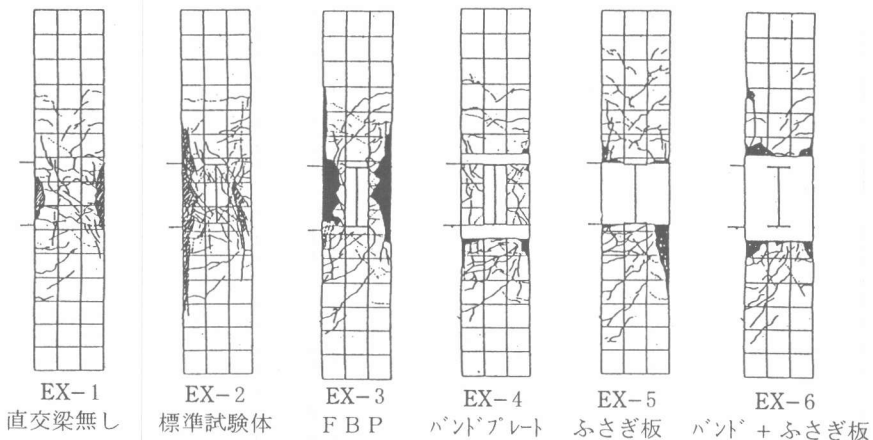


図-3 最終ひび割れ状況

3. 実験結果及び考察

3. 1 破壊状況

図-3にEX-1からEX-6までの最終ひび割れ状況を示す。全試験体において、接合部内のせん断ひび割れが、変位を増すことに柱の隅筋に沿う広がりを見せた。また、梁フランジとコンクリートの接触面で支圧的な圧壊が見られた。

3. 2 復元力特性

図-4に各試験体の柱せん断力-層間変形角関係を、図-5にその包絡線を示す。なお、図-4の点線は梁の全塑性耐力時を示す。以下に各実験変数ごとの復元力特性の違いを示す。

1) 接合部に特別な補強のないEX-1, 2及びFBP

だけで補強したEX-3の復元力特性は、実験変数の違いにより若干の差異が認められたが、いずれもエネルギー吸収の少ない逆S字型の履歴性状を示した。標準試験体のEX-2では、 $R=5 \times 10^{-3}$ rad.のサイクルで柱に曲げひび割れが生じ、接合部内にせん断ひび割れが発生した後、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad.のサイクルで接合部内梁ウェブ、梁フランジ及び柱主筋が降伏し始め、最大耐力に達した。これに対して直交梁のないEX-1は、梁フランジ上下の接合部コンクリートに破壊が集中し、接合部ウェブ及び柱主筋が降伏し始めるのが遅くなり、 $R=50 \times 10^{-3}$ rad.の終了時まで耐力低下は見られなかった。

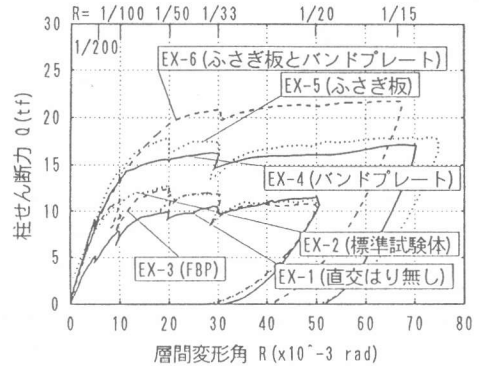


図-5 柱せん断力-層間変形角関係の包絡線

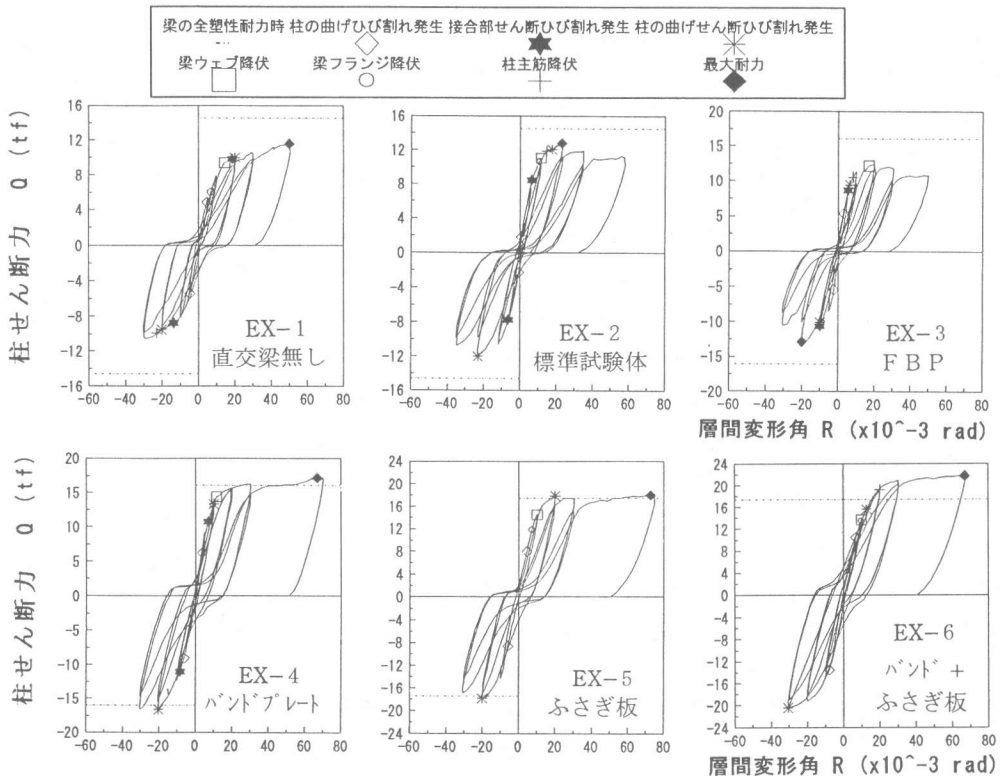


図-4 各試験体の柱せん断力-層間変形角関係

2) 接合部周辺を拘束する形で補強したEX-4, 5, 6の復元力特性は、接合部内梁ウェブが降伏し始める $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルまでには紡錘形の履歴性状を示し、その後、ややスリップ型の履歴性状を示した。接合部周辺にハット状の補強を行ったEX-4では、EX-3に比べて接合部内の破壊がそれほど進展せず、ハットプレート上下のコンクリート部分の支圧破壊が生じたために、耐力低下は見られなかった。ふさぎ板形式のEX-5もEX-4と同様の履歴特性を示した。一方、ふさぎ板とハットプレートで補強したEX-6では $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで梁の全塑性耐力に達し、その後、 $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで接合部内梁ウェブの全断面がせん断で降伏したので、梁降伏後の接合部降伏型と判定した。

3. 3 梁ウェブのせん断ひずみ分布

EX-1, 2の梁ウェブのせん断ひずみ分布を図-6に示す。各試験体とも、パネルゾーン中央付近のひずみがピークとなるパラボラ形のひずみ分布を示した。EX-2, 5, 6試験体では、 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで、EX-1, 3, 4試験体では、 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで、降伏ひずみに至った。

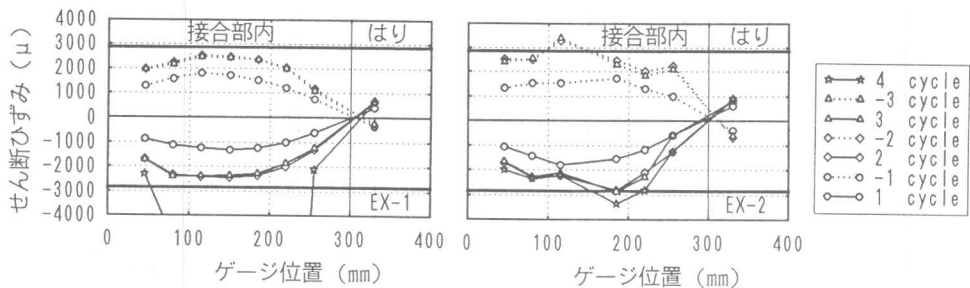


図-6 ウェブのせん断ひずみ分布 (図中の実線は降伏ひずみを示す)

3. 4 柱せん断力-パネルのせん断変形角関係

EX-3, 5の柱せん断力とパネルのせん断変形角との関係について、コンクリートに埋め込んだネジ棒の変位から得られた曲線を図-7に、梁ウェブに取り付けたネジ棒の変位から得られた曲線を図-8に示す。層間変形角 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時のせん断変形角 γ は $1.5 \sim 5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度であった。しかし、それ以上になると、コンクリートパネルから得られたせん断変形角 γ は $20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度まで大きくなるが、ウェブパネルから得られたせん断変形角 γ は $5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度までしか大きくならなかった。これは、梁フランジ上下コンクリートの支圧的な破壊により、梁鉄骨が剛体回転したためと考えられる。

3. 5 変形成分の分離

図-9にEX-2, 4の各変形角サイクルごとの全体変形に対する各変形成分の割合を、図-10に各試験体の接合部の全体変形に対する割合を示す。なお、各成分はパネルゾーン及び梁端部に取り付けたネジ棒より測定している。接合部破壊型のEX-1, 2, 3試験体について見ると、層間変形角 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ では、

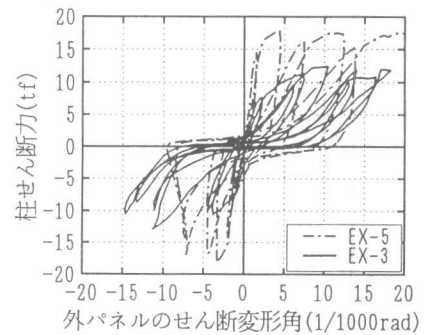


図-7 コンクリートパネルのせん断変形角

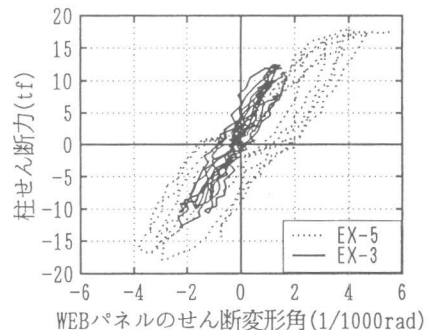


図-8 ウェブパネルのせん断変形角

パネルの変形成分の割合が10~30%で、層間変形が増大するにつれて、梁の変形割合が減少して、パネルの変形割合が35~60%まで増大した。

一方、柱、はり及び接合部の破壊が同時に進行するEX-4, 5, 6試験体について見ると、層間変形角 $R=10 \times 10^{-3}$ rad. では、パネルの変形成分の割合が7~15%であるが、層間変形が増大するにつれて、パネルの変形割合の増大よりも、柱及び梁の変形割合の増大が顕著に見られる傾向であった。

3. 6 接合部圧縮ストラットのひずみ

図-11にEX-2とEX-6試験体の接合部中央のコンクリートの中に埋め込んだモールドゲージによる圧縮ストラットのひずみとの関係を示す。層間変形角 $R=30 \times 10^{-3}$ rad. のサイクルの圧縮ストラットひずみは、コンクリートシリンダ試験時の最大耐力時ひずみの値である -2000μ を越えている。また、EX-6の場合は、その値がもっと大きいことから、接合部コンクリートがかなり拘束され、強度、靱性ともに上昇したと考えられる。

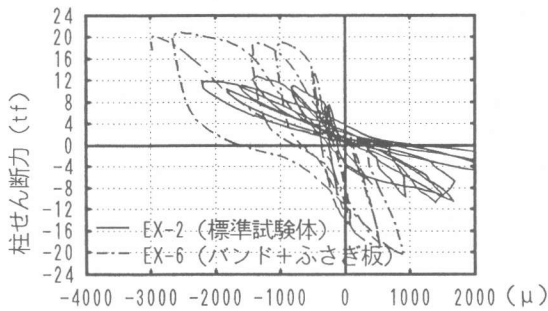


図-11 圧縮ストラットのひずみ

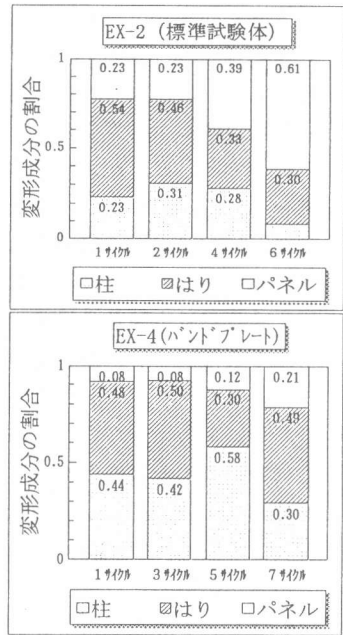


図-9 各変形成分の割合

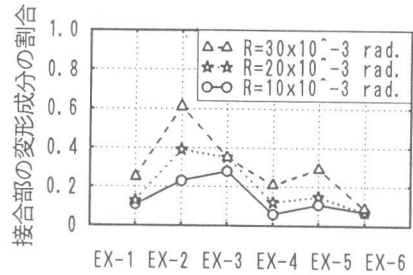


図-10 接合部変形成分の割合

3. 7 最大耐力および破壊モード

表-2に各試験体の最大耐力の一覧及び実験値と計算値の比を示す。以下に各部材の最大耐力の計算式を示す。接合部の計算式としては、無補強のEX-1, 2では、SRC規準の(1)式[2]を、補強を行ったEX-3, 4, 5, 6で

表-2 最大耐力の一覧

試験体	実験値 (tf)	計算値 (tf)			実験値/計算値			破壊モード'
		梁	柱	接合部	梁	柱	接合部	
EX-1	11.55	14.55	12.85	12.05	0.79	0.90	0.96	J
EX-2	12.77	14.55	12.90	12.05	0.88	0.99	1.06	J
EX-3	12.93	16.03	13.13	11.99	0.81	0.98	1.08	J
EX-4	17.10	16.03	13.45	14.12	1.07	1.27	1.21	J, C-B
EX-5	17.84	17.45	16.75	13.35	1.02	1.07	1.34	J, C-B
EX-6	21.73	17.45	21.64	13.46	1.25	1.00	1.61	B-J

*J:接合部破壊 $\tau-t'$ 、C:柱破壊 $\tau-t'$ 、B:梁破壊 $\tau-t'$

*荷重は全て柱せん断力に換算

・ 梁： ${}_bM_u = Z_p \cdot \sigma_y$

・ 柱： ${}_cM_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D_c + 0.5N \cdot D_c \cdot (1 - N / (B_c \cdot D_c \cdot \sigma_B))$

・ 接合部： ${}_jM_u = c \cdot V_c ({}_jF_s \cdot {}_j\delta + w_p \cdot w \cdot \sigma_y) + 1.2 \cdot V_s \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$

----- (1)式

$Q_p = k_{SRC} \cdot 0.2 \sigma_B \cdot A_{c1} + w \cdot \sigma_y / \sqrt{3} \cdot A_w$

----- (2)式

は、SRC規準式では補強効果の考慮ができないため、JCIの提案式[3]のコンクリート項の係数をSRC規準を参考にして、0.2に修正した(2)式を用いた。ただし、 k_{SRC} の値はJCI提案式により、EX-3でFBPによる拘束型の場合の0.77を、EX-4~6で接合部コンクリート拘束型の場合の1.07を用いた。支圧的な圧壊が最も顕著に見られたEX-1を除くと、実験値は計算値より高い耐力を示し、計算値は安全側で評価した。しかし、EX-4~6については、計算値は実験値を過小評価している。これは、二つ以上の補強ティテールを使用したにも拘わらず、コンクリート拘束型という分類で同一の k_{SRC} の値を用いたためであり、このような場合の k_{SRC} の値は何らかの形で補正しないとその適用性には限界がある。

各試験体の破壊モードについて見ると、EX-1, 2, 3では想定した接合部降伏型となったが、ふさぎ板及びバンドプレートで補強を行ったEX-4, 5では、柱の曲げ降伏が先行し、梁付け根の曲げびび割れの開口が顕著となり、その後、柱の曲げ圧壊も生じた。しかし、柱の曲げ耐力時の前後に接合部内のウェブの降伏が始まり、最終的にはウェブ全断面が降伏した後、梁の曲げ耐力に達したこと、また、接合部コンクリートの圧縮ストラットのひずみもコンクリートシリンダ試験時の最大耐力時ひずみを越えていることなどから、接合部及び柱降伏後の梁降伏型と判断した。

次に、各試験体の最大耐力を標準試験体のEX-2の最大耐力で除して比較したのを図-12に示す。直交梁のないEX-1の最大耐力はEX-2より1割程度低かった。また、標準試験体のEX-2に比べて、バンドプレートのEX-4が3割、ふさぎ板のEX-5が4割、EX-6が7割程度の高い耐力を発揮し、EX-6の最大耐力はバンドプレートとふさぎ板の影響の累加でも評価できる。一方、FBPによる効果はほとんど見られない。今回の実験で見られるようなはりフランジ上下の支圧破壊を防ぐためには、延長支圧プレートの方が有効と考えられる。

4. まとめ

柱RC・はりSで構成されるト字形接合部の実験的研究の結果から以下のような事が言える。

- (1) 各試験体の接合部せん断耐力は、SRC規準式及びJCI提案式の修正式により概ね評価できる。しかし、高補強のティテールについては過小評価する傾向があるので、耐力式の見直しが必要である。
- (2) 直交梁のないEX-1の最大耐力は、EX-2より1割程度低かった。また、バンドプレートを用いたEX-4およびふさぎ板を用いたEX-5の最大耐力は、EX-2に比べて3、4割程度高く、両方を用いたEX-6は両補強効果の累加で評価できる。

今後は、各補強ティテールのひずみ分布などを調べ、補強ティテールの違いを考慮できるせん断耐力式を構築するのが課題である。また、本実験結果は、3次元非線形FEM解析プログラムによる解析結果と比較することにより、解析モデルの検証とせん断抵抗機構の検討にも役立つものである。

〔謝辞〕 本研究はハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究（技術調整委員会委員長：青山博之日大教授）の下で実施されたもので、RC S分科会（主査：野口 博千葉大教授）では貴重なご助言を頂きました。また、試験体の制作及び実験に関し、西松建設技術研究所、三友エンジニアリング（株）、柏崎隆志氏（千葉大助手）には多大のご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

【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年12月 [2] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、1987年6月 [3] 日本コンクリート工学協会：混合構造研究委員会報告書、1991年12月

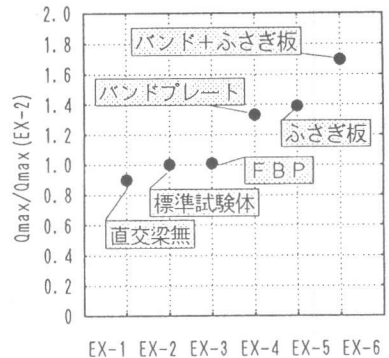


図-12 最大耐力の比較