

論文 プレキャスト型枠を用いた梁の力学的性状に関する実験的研究

笹谷輝勝*1・吉野次彦*2・入澤郁雄*3

要旨：本報は、あばら筋を内蔵した薄肉プレキャスト部材を型枠兼用とした梁部材において、プレキャスト部材の形状、組立て方法などが部材としての力学的性状に及ぼす影響を検討するために行った曲げせん断実験結果、およびプレキャスト型枠と後打ちコンクリートとの一体性の評価に対する検討結果である。実験結果から、最大耐力までの剛性、耐力には全く差がなく、梁の耐力は一体打ちと同様の計算式で評価できること、また135°フックとしたかんざし筋は付着割裂強度の向上に寄与すること、プレキャスト型枠と後打ちコンクリートとの一体性は本報で提案した式によって評価できることが確認できた。
 キーワード：薄肉プレキャスト型枠、あばら筋内蔵、一体性

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造の品質の向上、施工の合理化を目的として種々の工業化工法の開発がされている。特に、プレキャスト部材を型枠兼用とする薄肉プレキャスト工法は、部材の軽量化、汎用性が拡大することなどから研究開発が盛んになっている。

本報は、あばら筋を内蔵した薄肉プレキャスト部材を型枠兼用とした梁部材について、プレキャスト部材の形状、組立て方法などが部材としての力学的性状に及ぼす影響を検討するために行った曲げせん断実験結果、およびプレキャスト型枠と後打ちコンクリートとの一体性の評価に対する検討結果である。

2. 試験体

試験体形状を図-1に、使用した材料の機械的性質を表-1に示す。試験体はシアスパン比2.0の4体とシアスパン比1.5の2体、計6体である。RCシリーズ(RC-200, RC-150)は比較のため行った一体打ちの試験体である。PFシリーズ(PF-F20, PF-F15, PF-F2C, PF-F2S)は、あばら筋を内蔵したプレキャスト部材を型枠兼用とした部材である。断面は30cm×45cmで、主筋は上端筋、下端筋とも3-D25($p_t=1.27\%$)とし、通し配筋とした。せん断耐力はシアスパン比2.0のRC-200を基準として算定し、曲げ耐力を上回るようにせん断補強量($p_w=0.64\%$)を

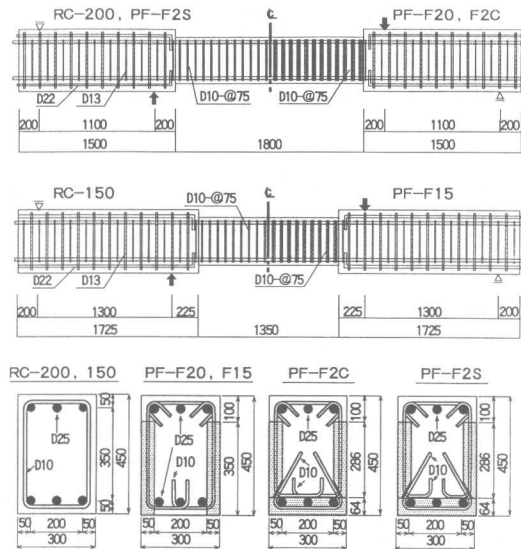


図-1 試験体形状

- * 1 (株)フジタ 技術研究所 生産技術研究部主任研究員、工修(正会員)
- * 2 (株)フジタ 技術研究所 生産技術研究部主任研究員、(正会員)
- * 3 (株)フジタ 技術研究所 生産技術研究部主任、工修(正会員)

決めた。シアスパン比1.5 の試験体はシアスパンが短いだけで、主筋、せん断補強量ともシアスパン比2.0 と同一である。PFシリーズのプレキャスト部材はL型およびU型のあばら筋を内蔵した板を平打ちで製造し、これらを組立てた後、上端主筋を配筋し、コンクリートを打設した。打設面は、後打ちコンクリートとの一体性を確保するため、はけ引き仕上げとした。プレキャスト部材の厚さは50mmとした。

なお、本シリーズは主に基礎梁を対象とし、PF-F20, PF-F15は一般部の基礎梁を、PF-F2C, PF-F2Sは2重スラブ付きの梁を対象として組立てた試験体である。

3. 実験方法

加力および変位測定方法を図-2 に示す。両シリーズとも加力は正負交番繰返し载荷とした。荷重の制御は、両端のスタブ部分に取り付けたそれぞれのゲージホルダーと梁の中央位置との相対変位を測定し、左右の変位が同じになるように行った。载荷履歴プログラムを図-3 に示す。加力は一体打ち試験体のRCシリーズを最初に行ない、ひびわれ発生 (δ_{cr}) および主筋降伏時 (δ_y) までは荷重制御とし、それ以降は変位制御とした。PFシリーズはRCシリーズを基準とし、ひびわれ発生で除荷した後、主筋降伏以降はRCシリーズと同一の変位で変位制御を行なった。各試験体とも部材角 $R=4/100rad$ まで変形を与えた後加力を終了した。

4. 実験結果および考察

4.1 ひびわれおよび破壊状況

図-4 に主筋降伏時 (δ_y) および最終加力時のひびわれ発生状況を示す。

(1) シアスパン比2.0

主筋降伏時 ($R=0.55/100rad$) のひびわれ発生状況はRCシリーズ, PFシリーズともほぼ同じである。RC-200は $2\delta_y$ のとき上端筋に沿った割裂ひびわれが発生し、繰返し加力が進むに従って、端部の斜めひびわれの数が増加すると共に割裂ひびわれも増加し、 $6\delta_y$ で付着割裂ひびわれ(全割裂)が顕著となった。最終的には端部の上端主筋近傍のコンクリートが剥落した。

PFシリーズ (PF-F20, PF-F2C, PF-F2S) は $3\delta_y$ のときプレキャスト部材と後打ちコンクリートの接合面および底板と側板の接合面に沿ったひびわれが発生したが、主筋に沿ったひびわれは軽微であった。繰返しが進んでも付着割裂ひびわれは進展せず、斜めひびわれの数が増加し、梁付け根のひびわれ幅が増大した。PF-F2Sは底板と側板の接合面に沿ったひびわれが試験区間全長に

表-1 材料の機械的性質

径	鉄 筋				コンクリート		
	σ_y	σ_{max}	E_s	ϵ_y	σ_B	E_c	σ_t
	kgf/cm ²				kgf/cm ²		
D25	4380	6100	1.82×10^6	2441	RC-200		
D22	4650	6510	1.82×10^6	2534	PF-F20	319	2.56×10^5
					(465)	(3.22×10^5)	(44.1)
D13	3210	4920	1.67×10^6	1916	PF-F2C		
D10	3960	5680	1.62×10^6	2219	PF-F2S		
					RC-150	353	2.55×10^5
					PF-F15	(527)	(5.30×10^5)
							(45.1)

() 内は P C a 部の値

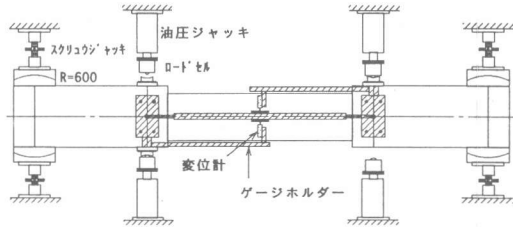


図-2 加力および変位測定方法

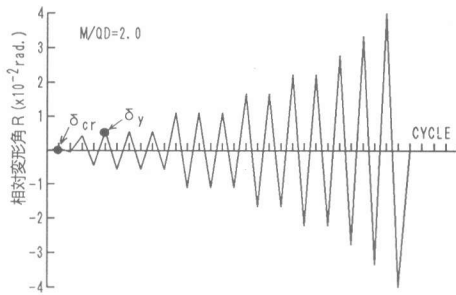


図-3 载荷履歴プログラム

発達し、最終的にはこのひびわれが顕著となり、 $R=4/100$ rad. ($4\delta_y$)の繰返し時に耐力が低下した。PF-F2S以外の3体は最終加力時まで著しい耐力低下はなかった。

(2) シアスパン比1.5

RC-150は主筋降伏時 δ_y で上端主筋に沿った割裂ひびわれが発生し、 $2\delta_y$ の繰返し時下端主筋位置にも割裂ひびわれが発生した。上端主筋に沿った割裂ひびわれは加力の増大と共に顕著となり、 $6\delta_y$ のとき、主筋上側のコンクリートは剥落した。

PF-F15はRC-150と同様に主筋降伏 δ_y で上端主筋に沿った割裂ひびわれが発生した。しかし、下端主筋位置には最終加力時まで割裂ひびわれが発生しなかった。最終的には、上端主筋に沿った割裂ひびわれが加力の増大と共に顕著となり、主筋上側のコンクリートは剥落した。

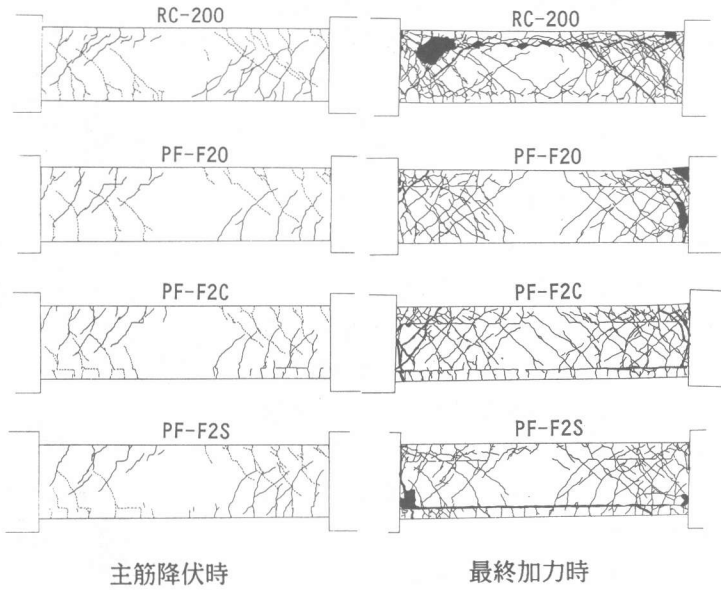


図-4 (a) ひびわれ発生状況 (シアスパン比2.0)

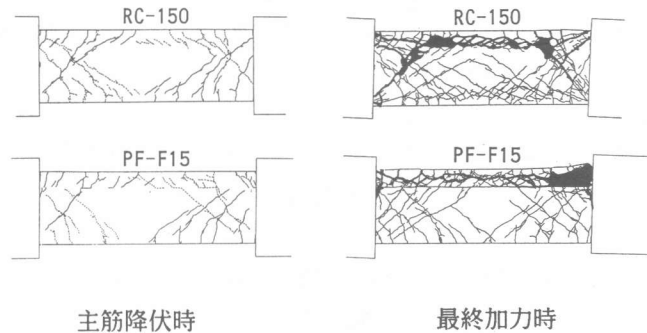


図-4 (b) ひびわれ発生状況 (シアスパン比1.5)

両試験体とも付着割裂ひびわれ発生後も著しい耐力低下は見られず最終加力時 ($R=4/100$ rad.)でも最大耐力時の80%の耐力を保持していた。

4. 2 変形性状および耐力

図-5, 6に各試験体の荷重変形曲線および包絡線を示す。

(1) シアスパン比2.0

RC-200は上端筋に沿った付着割裂ひびわれが顕著なる $6\delta_y$ までは大きな耐力低下はみられない。最終加力時 ($R=4/100$ rad.)には、上端筋に沿った付着割裂ひびわれが顕著となり、端部の上端主筋近傍のコンクリートが剥落したこともあり耐力が低下した。しかし、上端筋の付着割裂ひびわれが顕著であるにもかかわらず、最終加力時の耐力は最大耐力に対して正負加力側共87%であり、耐力低下は小さく、安定した履歴曲線であった。

PF-F20, PF-F2Cは最終加力時まで上端筋に沿った割裂ひびわれが少なく、またプレキャスト部材と後打ちコンクリートの接合面および底板と側板の接合面に沿ったひびわれも進展せず紡錘型の安定した履歴曲線で、最終加力時まで耐力の低下はなかった。

PF-F2Sは $4\delta_y$ ($R=2/100$ rad.)まではPF-F2Cと同様の履歴曲線であるが $4\delta_y$ 以降の繰返し

加力により底板と側板の接合面に沿ったひびわれが試験区間全長に発達し、耐力が低下した。また、低荷重時の剛性が小さく、すべり性状を呈した。

(2) シアスパン比1.5

両試験体とも主筋降伏 δ_y で上端筋に沿った割裂ひびわれが発生し、繰り返し加力によりこのひびわれが顕著になり耐力が低下した。しかし、両試験体とも上端筋の付着割裂ひびわれが顕著であるにもかかわらず耐力低下が小さく、安定した履歴曲線であった。耐力低下の度合いは両試験体ともほぼ同じであり、正加力側85%,負加力側では78%であった。

図-6はRCシリーズとPFシリーズを比較した包絡線であるが、図に示すようにRCシリーズとPFシリーズでは最大耐力までの剛性、耐力にほとんど差は見られなかった。PF-F20, PF-F2Cは正加力側では最終加力時まで耐力低下がなく、また負加力側についてもRC-200よりも良好な性状であった。シアスパン比1.5のシリーズは最終加力時の耐力が最大耐力に対して正負加力側共 85%であったが、RC-150とPF-F15でほとんど差がなかった。

表-2に実験結果および各種計算結果の一覧を示す。表中の値は梁のせん断力で表示した。曲げ耐力はe関数法によって算定した。主筋曲げ降伏時の耐力は計算値に対して0.91~1.00で、計算値と良く一致していた。また、最大耐力は曲げ最大耐力計算値に対して0.99~1.12であった。なお、本試験体は6体とも曲げ降伏が先行しているが、多数回繰返しを加えたことで最終的には付着割裂破壊している。せん断耐力計算値に対する実験値の比は $\tau_{u,mean}$ 式(荒川 $\tau_{u,mean}$ 式)による値に対してはRCシリーズは0.95~1.01, PFシリーズも0.96~1.01倍と良く一致している。終局強度型耐震設計指針式

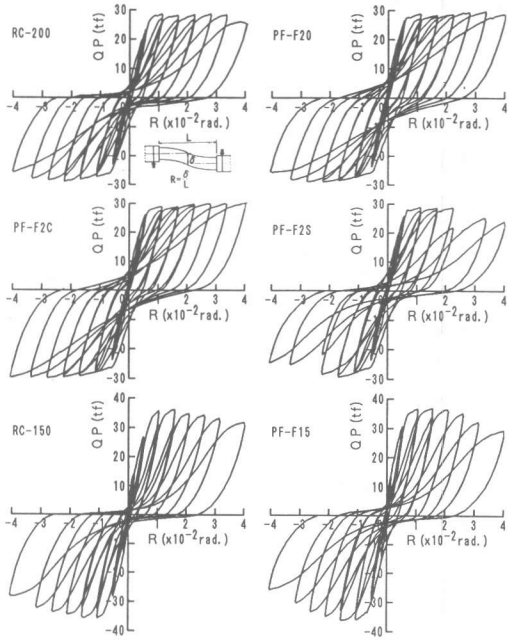


図-5 荷重変位曲線

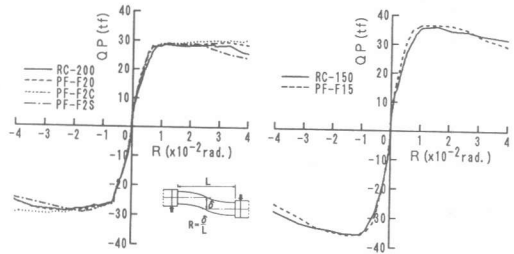


図-6 荷重変位曲線(包絡線)

表-2 実験結果一覧

試験体	正/負	主筋降伏時せん断耐力			最大耐力						
		eQy (tf)	cQy	eQy	eQmax	cQu	cQsu1	cQsu2	eQmax	eQmax	eQmax
RC-200	正	25.85	26.39	0.98	28.59	27.16	30.13	26.61	1.05	0.95	1.07
	負	24.19		0.92	28.95				1.07	0.96	1.09
PF-F20	正	26.41	26.39	1.00	29.39	27.16	30.13	26.61	1.08	0.98	1.10
	負	23.77		0.91	29.06				1.07	0.96	1.09
PF-F2C	正	26.03	26.39	0.99	30.40	27.16	30.13	26.61	1.12	1.01	1.14
	負	25.55		0.97	29.96				1.10	0.99	1.13
PF-F2S	正	26.31	26.39	0.99	28.95	27.16	30.13	26.61	1.07	0.96	1.09
	負	26.00		0.99	29.38				1.08	0.98	1.10
RC-150	正	32.21	35.32	0.91	36.17	36.41	36.48	26.91	0.99	0.99	1.34
	負	34.37		0.97	35.92				0.99	0.99	1.34
PF-F15	正	33.74	35.32	0.96	36.78	36.41	36.48	26.91	1.01	1.01	1.37
	負	32.13		0.91	36.35				1.00	1.00	1.35

eQy : 実験値 cQy : 曲げ降伏計算値 cQu : 曲げ最大耐力計算値
eQmax : 最大耐力実験値 cQsu1 : 荒川 $\tau_{u,mean}$ 式 cQsu2 : 終局強度型耐震設計指針式 (A法-Rp=1/50rad.)

(A法)に対してはシアスパン比2.0の場合,1.07~1.14と良く一致しているのに対して,シアスパン比1.5の場合1.34~1.35であり,シアスパン比が1.5の場合はA法はかなり過小評価となる結果となった。いずれの場合もプレキャスト部材を型枠兼用とした梁の耐力は一体打ちと同様の計算式で評価できることが確認できた。

5. 付着割裂強度の検討

表-3に終局強度型耐震設計指針による設計用付着応力度および付着割裂強度の計算値を示す。PFシリーズのあばら筋は図-1に示すように,上端筋側を135°フックとしたL型とかんざし筋の組合わせとした。このため,上端筋側の付着割裂強度はかんざし筋のフック部を考慮し,せん断補強筋比を2倍として算定した。また,PF-F2C,PF-F2Sの下端筋側の付着割裂強度はプレキャスト部のコンクリート強度を用いた。

シアスパン比2.0の場合,RC-200は上端筋側の付着応力度が付着割裂強度以上となっており,繰返しが進むに従って付着割裂ひびわれが顕著となった。しかし,PF-F20,PF-F2CおよびPF-F2Sは付着割裂ひびわれの発生が少なく,かんざし筋のフック部が付着割裂強度の向上に有効に寄与したと推測される。

シアスパン比1.5のRC-150およびPF-F15は上端筋,下端筋とも付着割裂強度が付着応力度を下回っており,繰返しが進むに従って付着割裂ひびわれが顕著となった。

6. 接合面のせん断耐力の検討

プレキャスト型枠と後打ちコンクリートとの一体性を検討するため,一面せん断実験を行った。せん断実験のうち,接合面を粗面仕上げ(はげ引き仕上げ)とした試験体の実験結果を図-7に示す。実験の結果,図-7に示すようにすべり量が0.03mm~0.05mmに達すると急激にすべり始め,その後すべり耐力は軸力の大きさによって徐々に低下する場合と,増加する場合があった。

既往の実験結果のうち,本実験結果と同様のすべり性状を示した

一面せん断実験^{1),2),3),4)}と合わせてせん断耐力の評価を行った。なお,せん断耐力は,すべり量が急変するときの耐力(すべり量は0.05mm前後)とした。

表-3 付着割裂強度の計算値

試験体	主筋位置	せん断補強筋比 $p'w(\%)$	付着応力度 τ_f (kgf/cm ²)	付着割裂強度 τ_{bu} (kgf/cm ²)	
				τ_f	τ_{bu} / τ_f
RC-200	上筋	0.64	39.11	33.43	0.85
	下筋	0.64		41.79	1.07
PF-F20	上筋	1.28	39.11	42.58	1.09
	下筋	0.64		46.36	1.19
PF-F2C	上筋	1.28	39.11	42.58	1.09
PF-F2S	下筋	0.64		50.46	1.29
RC-150	上筋	0.64	57.63	35.17	0.61
	下筋	0.64		43.96	0.76
PF-F15	上筋	1.28	57.63	44.79	0.78
	下筋	0.64		48.78	0.85

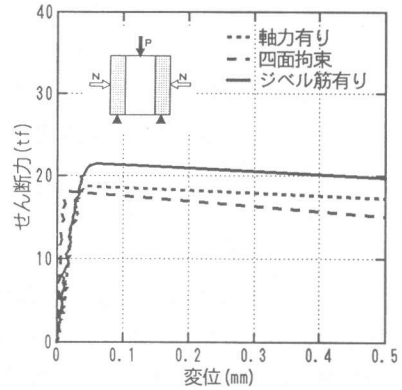


図-7 せん断力と変位の関係

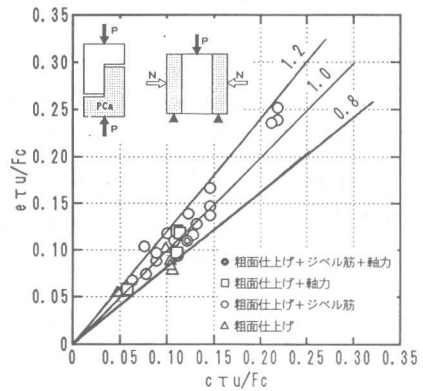


図-8 接合部のせん断耐力

表-4 接合部のせん断耐力計算値

試験体	主筋降伏時						最大耐力時				
	eQy	cQu	0.8cQu	cQu	0.8cQu	eQmax	cQu	0.8cQu	cQu	0.8cQu	
	(tf)						(tf)				
PF-F2C	正負	26.03	39.77	31.82	1.53	1.22	30.40	39.77	31.82	1.31	1.05
	正負	25.55			1.56	1.25	29.96			1.33	1.06
PF-F2S	正負	26.31	39.77	31.82	1.51	1.21	28.95	39.77	31.82	1.37	1.10
	正負	26.00			1.53	1.22	29.38			1.35	1.08

eQy : 実験値 eQmax : 最大耐力実験値 cQu : 耐力計算値

$$Q_u = (\tau_u/F_c) \cdot F_c \cdot b \cdot j \quad \text{----- (1)}$$

$$\tau_u/F_c = \alpha + 0.5(p_v \cdot f_y \cdot \sin^2 \theta / F_c) + 0.5(\sigma / F_c)$$

$$\alpha = 0.11 - 0.0001(F_c - 200), \quad j = 7/8 \cdot d$$

$$200 \leq F_c \leq 800, \quad 0 \leq p_v \cdot f_y \leq 172, \quad 0 \leq \sigma \leq 80 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ここに、 Q_u : せん断耐力 (kg)

p_v : ジベル筋比

F_c : コンクリート強度 (kgf/cm²)

b : 断面幅 (cm)

f_y : ジベル筋の降伏強度 (kgf/cm²)

d : 有効せい (cm)

σ : 接合面に作用する軸応力度 (kgf/cm²)

θ : 結合筋の接合面に対する角度

図-8に本提案式による計算値(τ_u/F_c)と実験値(τ_u/F_c)の比較を示す。図より、本提案式が±20%の精度でせん断耐力を推定できることが分かる。

表-4は、本提案式による接合面のせん断耐力計算値と主筋降伏時および最大耐力時の実験値の比較である。主筋降伏時は0.8倍の計算値と実験値の比が1.21~1.25であり、ひびわれ発生状況からも接合部界面にひびわれが発生しておらず一体性が十分確保されていることが分かる。最大耐力時は0.8倍の計算値と実験値の比が1.05~1.10であるが、繰返し加力を受ける場合でもプレキャスト型枠と後打ちコンクリートとは充分一体であり、本提案式によって評価すれば充分安全であると考えられる。なお、PF-F2Sは下端筋の隅筋に対する拘束力が弱いため、隅筋が横方向に膨らみ、下面との打ち継ぎ面のせん断破壊を誘発したと考えられるが、あばら筋のひずみ測定点が少なく、本実験結果では十分な検討が出来なかった。

7. まとめ

あばら筋を内蔵したプレキャスト部材を型枠兼用とした梁部材において、

- ・ひびわれ発生状況は、主筋降伏までは一体打ち試験体とほぼ同じあり、最終加力時においては上端筋側の付着割裂ひびわれが低減した。135°フックとしたかんざし筋の場合、フック部が付着割裂強度の向上に寄与する。
- ・最大耐力までの剛性、耐力には全く差がなく、梁の耐力は一体打ちと同様の計算式で評価できることが確認できた。
- ・プレキャスト型枠と後打ちコンクリートとの一体性は、本報で提案した式によって評価できると考えられる。

参考文献

- 1) 高橋茂治ほか：RCラーメン構造の外殻部をプレキャストとした部材の耐震性能に関する実験的研究（その3せん断実験及び付着実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、第2705号、pp.1973-1974,1984.10
- 2) 岡本晴彦ほか：プレキャスト部材と現場打ちコンクリートとの接合面のせん断耐力に関する研究（高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた場合の実験的検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、第21133号、pp.679-680,1991.9
- 3) 松本智夫ほか：ハーフプレキャスト梁部材における打継ぎ面でのせん断実験、日本建築学会大会学術講演（東北）、第21143号、pp.699-700,1991.9
- 4) 岡本晴彦ほか：プレキャスト部材と現場打ちコンクリートとの接合面のせん断耐力に関する研究（三角型コッターと高強度材料を用いる場合の実験的検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、第21300号、pp.773-774,1992.8