

論文

[2036] 鉄筋コンクリート造T形合成ばりの力学性能に関する
実験的研究

正会員○藤原敏夫 (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 寺岡 勝 (フジタ工業技術研究所)
正会員 林 和也 (フジタ工業技術研究所)

1 はじめに

近年、建設工事の工期短縮や省力化のため、はり部材のプレキャスト化が進められ、施工実績も多くなってきた。プレキャストはりは、通常の一体打ちのはりとは異なり、部材としての曲げ及びせん断の各強度、変形性能に対しスラブ下端での水平打継ぎ部、及び端部での鉛直打継ぎ部の一体性が問題となる。本稿は、高層RC造住宅に適用するはりに関する報告で、はり中央部を除きスラブ下端までを部分プレキャスト化し、はり下端主筋を中央部で継ぎ、はり上端主筋及びスラブ筋を配し、コンクリートを打設する工法で、このような部分プレキャストばりの力学性能(強度、変形、打継ぎ部性状)を把握することを目的として、実験的に検討を行なった。尚、本研究の一部は文献 5), 6) に発表している。

2 試験体と実験概要

2.1 試験体

試験体は、30階程度の高層RC住宅を対象としたT形合成ばりで、シリーズIは8体で、シリーズIIは2体の合計10体である。

試験体諸元を表1に、試験体形状、鉛直打継ぎタイプ、及び断面配筋詳細を図1~3にそれぞれ示す。

シリーズIの試験体は、実物に対し0.4倍の縮尺模型で、拘束ばり形式の形状を有している。主な実験因子

は、①主筋量、②筋筋量、の2つである。スラブのはね出し幅は、建築学会RC規準の弾性曲げ有効幅¹⁾の規定に従い定めた。部分プレキャストはりは、鉛直打継ぎ部にコッター(図2のBタイプ)を設け、はり端部は加力スタブ内に10mm飲み込ませている。NO.40M試験体は、スラブ下部に型枠を兼ねたプレキャスト板(t=20mm)を用いている以外は、NO.4と同じ諸元を有している。シリーズIIの試験体は、実物に対し0.8倍の縮尺模型で、単純ばり形式の準実大の試験体である。

表1 試験体諸元

単位: b, D, t, s, @ (mm)

シリーズ	試験体	M/OD (M/Qd)	断面		配筋					Pca* はり鉛直打継ぎタイプ			
			はり b ×D	スラブ厚 ts	主筋 Pt.Pc (%)	筋筋(Pw(%))と同設計法		床筋					
						端部	中央						
I	NO.1	スラブ引張側 ≒2.59 (2.94)	240 × 320	60	4-D16 (1.18)	□-D6@50	1.1τsu	□-D6@70 (0.38)	τsu ←min.	縦筋 4-D6 横筋 D6@75	B		
	NO.2					←min.	□-D6@125 (0.21)	τsu ←mean					
	NO.3					▣-D6@65 (0.82)	τsu ←min.	▣-D6, D10 @110 (0.78)	τsu ←min.				
	NO.4					←min.							
	NO.5	スラブ圧縮側 ≒2.35 (2.68)					▣-D6@50 (1.07)	1.1τsu	▣-D6@110 (0.48)			τsu ←mean	
	NO.6						4-D19 (1.71)	▣-D6, D10 @50 (1.71)	1.1τsu			▣-D10@100 (1.18)	τsu ←min.
	NO.7							←min.	▣-D6, D10@ 100 (0.86)			τsu ←mean	
II	NO.8	2.62 (3.01)	530 × 120		4-D16 @100 (1.50)	▣-D16 @100	1.12τsu	▣-D16 @150 (1.00)	τsu ←mean	縦筋 上4-D13 下4-D10	東A 西B		
	NO.9					▣-D16 @120 (1.25)	1.04τsu	τsu ←mean	上D13 下D10 @200	東A 西C			

注) ・スラブ曲げ有効筋: シリーズI→4-D6, シリーズII→4-D13+4-D10, * : 図2参照
・NO.40Mは、スラブにプレキャスト板(t=20mm)を使用 ・筋筋 端部=接合部50mm以内, 中央=それ以外
・τsuは、建築学会略算式による曲げ耐力時のせん断応力度
・min., mean. は、大野・荒川式による値(NO.1~NO.7は、スラブ筋による反曲点の移動を考慮)

主な実験因子は、①筋筋量、②鉛直打継ぎ部の処理方法（図2に示す3タイプ）、③荷重支持方法（東はり：部材に直交ばりを設け支持、西はり：部材を直接支持）、の3つである。はり主筋はD41を用い、上端主筋は通し筋として、下端主筋はスパン中央でエンクローズ溶接して接合している。筋筋の設計は、建築学会略算式¹⁾による曲げ耐力時のせん断力に対し、表1に示すように、大野・荒川式⁴⁾で行なった。はり端部（はり成分）は、NO.3を除き、靱性確保のために増してある。コンクリートは、シリーズI、II共、はり成方向から打設し、養生は室内放置とした。また、スラブ下端の打継ぎ部には、6mm程度の深さ³⁾の目荒らしを施した。シリーズIIでエキスパンドメタルを用いた鉛直打継ぎ面は、その網目よりペーストの漏れが生じ、一部平滑な状態となった。試験体を使用した材料の力学的性質を表2に示す。主筋はすべてSD40である。コンクリートの設計基準強度は $F_c=360\text{kg/cm}^2$ で、粗骨材の最大径は、シリーズIが10mm、シリーズIIが20mmである。

2.2 実験概要

加力は、シリーズIが大野式加力で、シリーズIIが中央集中荷重の単純ばり形式で、表3に示す加力プログラムに従い、静的な正負交番繰り返し載荷とした。測定は、荷重、部材相対変位及び打継ぎ各部のずれ変位、主筋及び筋筋の各部のひずみ度について行なった。

3 実験結果とその検討

3.1 実験結果の概要

表4に、実験結果の概要の一覧を示す。強度及び剛性については、既往の計算値との比較も併せて示す。図4にせん断力(Q)一部材相対変形角(R)関係履歴曲線例を、図5に実験終了時のひび割れ状況例を、図6に筋筋のひずみ分布例を、それぞれ示す。

3.2 破壊過程と履歴曲線

シリーズIの破壊モードは、主筋降伏後のはり中央部のせん断破壊(F→S)と、主筋降伏後(F)大変形時の部材端せん断ずれ破壊、の2種類であった。はり中央部の筋筋比が最も少ないNO.2は、主筋降伏後、中央部に発生したせん断ひび割れが、繰り

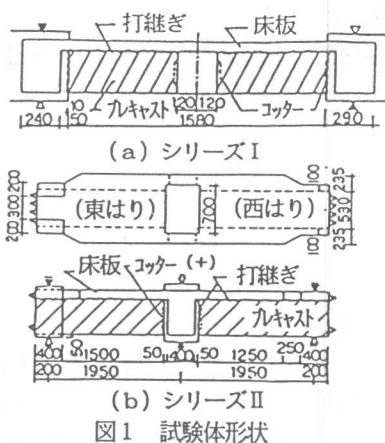


図1 試験体形状

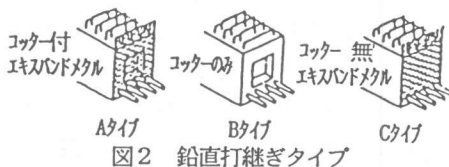


図2 鉛直打継ぎタイプ

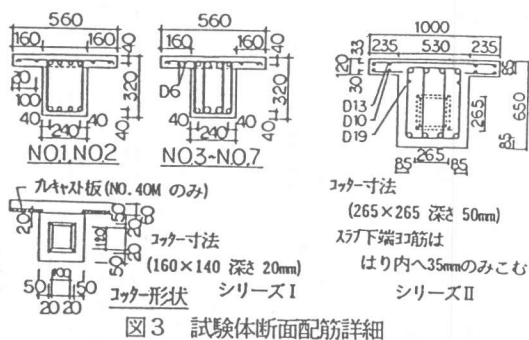


図3 試験体断面配筋詳細

表2 使用材料の力学的性質

シリーズ	コンクリート				シリーズ	鉄筋					
	試験体	適用箇所	圧縮強度 σ_c	ヤング係数 E		割裂強度 σ_{ss}	種類	降伏点 σ_y	引張強さ σ_t	ヤング係数 E	伸び (%)
I	NO.1	はり	371	307	34.6	I	3.2 ϕ	3100	4240	2055	34.5
	NO.2	床板	392	334	34.2		D 6	3719	5060	1705	17.2
	NO.3	はり	378	286	36.0		D 1 0	3709	5338	1797	16.7
	NO.5	床板	433	325	37.1		D 1 6	4070	5570	1844	18.7
	NO.6	はり	371	281	36.8		D 1 9	4360	5952	1900	18.8
	NO.7	床板	446	304	39.1		D 1 0	3796	5472	1800	26.9
	II	NO.8	はり	364	254		27.2	II	D 1 3'	3483	5278
NO.9		床板	307	260	26.5	D 1 6	3300		4987	1620	32.5
スラブ*		346	229	37.6	D 4 1	4083	6141		2094	22.9	

単位: $\sigma_c, \sigma_{ss}, \sigma_y, \sigma_t$ (kg/cm²), E (ton/cm²): 1/4 σ_c 時
 *: スlabタイプ-コンクリート $V_f=1.0\%$, 3.2 ϕ は、プレキャスト床板に使用 (NO.40M)

表3 加力プログラム

加力段階	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
制御量 R	2.5	5.0	10.0	20.0	30.0	50.0	80.0	>80.
繰返回数	± 1	± 3	± 3	± 3	± 2	± 1	± 1	+ 1

注) Rは、部材変形角 ($\times 10^{-2}$ rad.)

表4 実験結果概要一覧

単位: Q (ton), M (t·m), K (ton/cm), R, θ ($\times 10^{-3}$ rad.)

試験体	加力方向	はり主筋初降伏						最大荷重時						最大曲げモーメント				初期剛性		降伏点剛性		破壊モード
		負曲げ時			正曲げ時			荷重 Qm	Qm 計2	Qm 計3	Qm 計4	変形 Rm	負曲げ時		正曲げ時		実験値 K ₁	K ₁ 計4	実験値 K _y	K _y 計5		
		荷重 Qiy	Qiy 計1	変形 Riy	荷重 Qiy	Qiy 計1	変形 Riy						回転角 θ max	Mmax	回転角 θ max	Mmax					回転角 θ max	
NO.1		11.09	0.93	6.19	11.21	1.04	5.89	12.39	1.10	0.78	0.84	55.22	11.5	80.33	8.6	80.33	52.0	0.63	12.0	0.74	A	
NO.2	正	10.87	0.91	5.08	11.36	1.06	5.54	12.40	1.11	0.79	0.94	35.21	11.0	50.31	8.9	20.31	52.8	0.63	13.8	0.85	B	
NO.3	負	13.60	0.90	6.41	13.49	0.96	6.05	15.45	1.09	0.86	0.87	59.76	13.6	73.91	11.1	80.02	59.6	0.73	14.1	0.75		
NO.4	平	13.02	0.86	5.48	12.77	0.91	5.08	15.76	1.11	0.82	0.89	65.24	13.8	80.30	12.0	159.41	59.5	0.73	15.9	0.85		
NO.40M	均	13.21	0.87	5.37	13.21	0.94	5.37	15.62	1.10	0.81	0.88	65.79	14.0	127.00	11.8	152.84	53.9	0.67	15.6	0.83		
NO.5	値	13.21	0.87	6.10	12.50	0.89	5.40	15.73	1.10	0.82	0.98	65.20	13.5	80.32	12.1	146.85	39.7	0.49	14.7	0.78	A	
NO.6		15.18	0.86	6.03	14.86	0.89	5.76	18.72	1.09	0.84	0.93	80.49	16.3	80.60	14.1	155.05	37.0	0.46	16.4	0.80		
NO.7		15.10	0.86	5.73	15.04	0.90	5.81	18.75	1.09	0.85	1.02	80.37	15.4	80.21	14.5	126.15	37.0	0.47	16.4	0.80		
NO.8	東	65.89	0.92	4.99	65.08	0.99	5.94	86.30				50.48			146.7	50.48	161	0.59	64.4	0.87	D	
	西	71.71	1.00	5.34	65.08	0.99	6.05	86.30	1.32	1.01	1.14	50.33	163.3	50.33			139	0.51	77.7	1.05		
NO.9	東				66.24	1.01	5.87	83.51	1.28	1.03	1.10	80.53			141.9	80.53	294	1.08	66.4	0.94	C	
	西	68.82	0.96	4.99	66.24	1.01	5.87	83.51	1.23	1.13	1.20	50.39	155.3	50.39			137	0.50	81.1	1.09		
		68.82	0.96	4.79	59.84	0.91	5.09	83.51				54.91			141.9	54.91	137	0.50	69.2	0.93	D	
					91.37			91.37				39.24	155.3	39.24					84.5	1.14		

注) NO.1-7の実験値は、初期剛性及び最大曲げモーメントを除き正負の平均値。最大曲げモーメントは、正加力時の値。
 計1:e関数法, 計2:建築学会曲げ略算式(Q_{su})、計3:大野・荒川平均値式(Q_{su})、計4:はり理論式、計5:菅野式¹⁾
 破壊モード, A: 曲げ降伏一断端せん断ずれ破壊(負曲げ時)、B: 曲げ降伏一せん断破壊、
 C: 曲げ降伏一断端せん断破壊(負曲げ時)、D: 曲げ降伏(他端の破壊により変形進まず)

返し加力中に成長し、 $R=5/100$ rad. で筋筋の破断を伴いせん断破壊した。その他の試験体は、曲げ降伏後 $R=10/100$ rad. を超える充分な変形を示し、最終的にスラブ引張(負曲げ)側で、部材端が主筋の座屈を伴いせん断ずれ破壊した。スラブにプレキャスト板を用いたNO.40Mは、スラブ内打継ぎ部にずれは生じず、スラブ一体打ちのNO.4と比べ、履歴及び破壊性状に差は見られなかった。シリーズIIは、NO.8では西はりが、NO.9では東はりが曲げ降伏後の繰り返し中に、負曲げ時の加力で部材端部がせん断破壊した。両試験体は、荷重支持法の違いにより、破壊モード及び履歴性状に差は見られなかった。

シリーズI、IIの各試験体のひび割れ状況は、曲げせん断及びせん断のひび割れ発生角度が正曲げ時及び負曲げ時で異なり⁷⁾、ひび割れが材軸となす角度は、負曲げ時は正曲げ時に比べ小さい。このことは、スラブの圧縮効果及びスラブ筋の曲げ効果による反曲点の移動とも考えられる。

筋筋のひずみ度分布は、NO.2を除き、部材中央部に比べ端部ヒンジゾーン部が大きく、降伏し

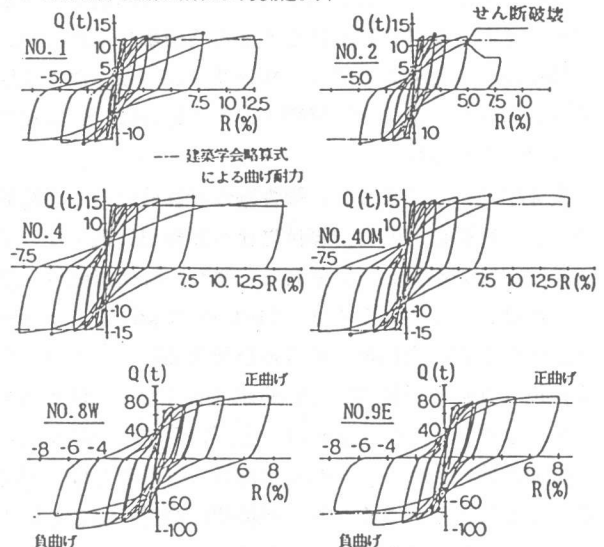


図4 せん断力(Q)一 部材変形角(R)関係履歴曲線

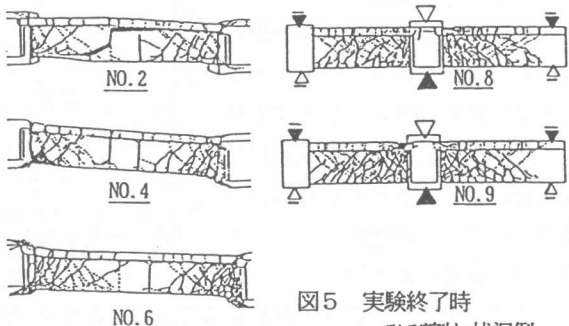


図5 実験終了時ひび割れ状況例

ている。また、負曲げ側の筋筋のひずみは、正曲げ側に比べ大きく、荷重方向の違いにより差がある。筋筋比(Pw)の違いで比較すると、Pwの多い試験体のひずみは、それが少ない場合に比べ小さくなる傾向にあった。

3.3 部材の性状

3.3.1 曲げ及びせん断強度

表4中に示したように、最大強度に関して、建築学会曲げ略算式による計算値(Q_{BV})に対する実験値

(Q_m)の比は、大野式加力によるシリーズIで1.09~1.11、単純ばり加力形式によるシリーズIIで1.23~1.32の範囲にあり、計算値は安全側の評価を与えている。最大強度時のせん断強度を、大野・荒川平均値式で評価すると、計算値(Q_{SV})に対するQ_mの比は、シリーズIで0.84~1.02、シリーズIIで1.14~1.28になっている。NO.5及びNO.7は、F→S型の破壊モードを示したNO.2に比べ、その比が高いにも拘らずせん断破壊しなかった。このことは、同式の適合性が筋筋比により異なるためと考えられる。NO.8及びNO.9は、最大強度に関し、部材端鉛直打継ぎタイプによる差及びスラブ下端の水平打継ぎによる影響は、特に見られない。

3.3.2 変形状

表4中に示したように、弾性剛性計算値に対する初期剛性の比は、NO.9の東はりを除き、0.46~0.73の範囲にあり、計算値に比べ実験値は低くなっている。低くなった理由は、打継ぎ及び部材端固定度の影響と考えられる。また、降伏点剛性に関して、菅野式¹⁾による計算値に対する実験値の比は、シリーズIでは0.74~0.85の範囲に、シリーズIIでは0.87~1.15の範囲にある。図7に最大荷重時の変形角(R_m)及び最大曲げモーメント発生時(シリーズIは正加力時)部材端部回転角(θ_m)と部材端部の筋筋比(P_w)との関係を示す。シリーズIのR_mは、正負の平均値で示す。これによると、R_mは、上記に示すようにQ_{BV}とQ_mとの比がほぼ同じにも拘らず、P_wの増加に伴い大きくなる傾向にある。このことは、部材端部のコンクリートの拘束度が、P_wを増すことにより大きくなり、圧縮剛性が増したことによると考えられる。また、θ_mは、負曲げ時に比べ正曲げ時が大きい。これは、スラブによるコンクリートの拘束効果が、荷重方向により異なるためと考えられる。準実大のシリーズIIのθ_mは、シリーズIに比べ小さく、試験体の縮尺効果により差が生じたと考えられる。

3.4 打継ぎ部の性状

3.4.1 水平打継ぎ部

スラブ下端水平打継ぎずれ変位(δ_H)は、R=5/1000rad.の繰り返し加力中に発生する水平打継ぎ部のひび割れに伴い生じ始める。そのひび割れの応力度(τ_{s1}=Q/b·j)は、τ_{s1}=12.31~19.4kg/cm²(τ_{s1}/σ_B=0.035~0.051)の範囲にあった。ひび割れは、R=2/100rad.の繰り返し加

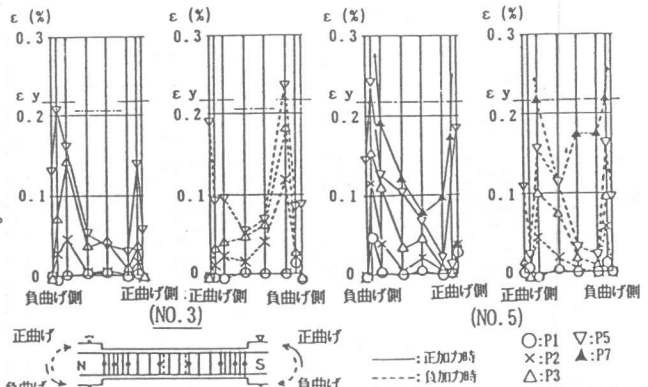


図6 筋筋のひずみ度分布例

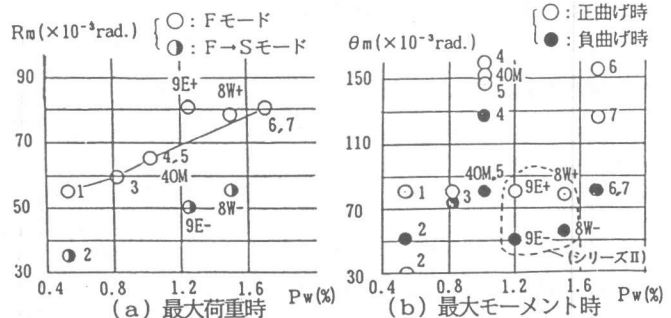


図7 R_m及びθ_m-P_w関係

力により打継ぎ部全体につながった。最大荷重時の実験値 (τ_m) と、J.C.Saemann の提案式⁹⁾による打継ぎ部のせん断応力度 (τ_{su}) とを比較すると、計算値に対する実験値の比は、0.65~0.78 の範囲にあった。図8に水平打継ぎ部ずれ変位分布例を示す。本実験においては、打継ぎ部にずれは生じるものの、終了時まで破壊は生じなかった。荷重方向により δ_H を比較すると、正曲げ時に比べ負曲げ時が大きく、また、中央部に比べ肋筋の降伏するヒンジゾーン

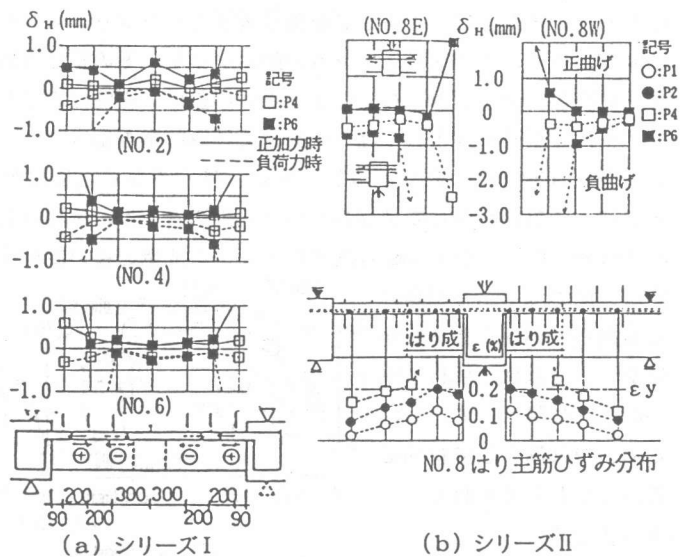


図8 水平打継ぎ部ずれ変位分布例

で、 δ_H は大きい。荷重支持法の違い (シリーズII) で比較すると、 δ_H は、部材を直接支持する場合に比べ、直交ばりで支持した場合が、荷重支持側で若干大きい。水平打継ぎ部のずれの検討を、破壊モード及びずれ分布を考慮して、上端筋及びスラブ筋 (負曲げ時) の引張耐力 (N_y) と、半スパン内に配した肋筋のずれ抵抗 ($Q_h = 0.4 \cdot \sqrt{E_c} \cdot \sigma_b \cdot \Sigma a_w$)²⁾ との耐力比 (N_y/Q_h) で行なった。図9に、(N_y/Q_h) と、曲げとせん断の耐力比 (Q_{BU}/Q_{SU}) との関係を示す。同図中にプロットした値は、せん断スパン比が $2.0 < M/QD < 3.25$ の範囲にあるT形もしくは合成ばりの実験データ^{9~13)} である。 $Q_{BU}/Q_{SU} = 1.0$ を境にして、破壊モードは、曲げ降伏型からせん断破壊型への移行が見られ、また、 N_y/Q_h が 2.0 を超える範囲で、水平打継ぎ部にずれ破壊が生じるデータが分布している。これらのことより、 $Q_{BU}/Q_{SU} > 1.0$ 、 $N_y/Q_h > 2.0$ の範囲がずれ破壊の生じる領域と考えられる。それ以下の範囲では、打継ぎ部にずれ破壊は生じていない。本実験で確認した範囲では、曲げ降伏型 ($Q_{BU}/Q_{SU} < 1.0$) で、スラブ・はり打継ぎ部の耐力比を 1.0 以下になるようはり部材の設計を行っており、ずれ破壊を生じなかったと考えられる。

3.4.2 鉛直打継ぎ部の性状

図10に、せん断力 (Q) と鉛直打継ぎ部ずれ変位 (δ_v) との関係包絡線例を示す。部材端部の鉛直打継ぎ部ずれ変位は、 $R = 2.5/1000 \text{ rad.}$ の繰り返し加力中に曲げによる打継ぎ部の肌別れ発生により生じ始め、主筋の降伏 ($R_{iy} = 4.79 \sim 6.41/1000 \text{ rad.}$) 後顕著に進む。この間の挙動には、各試験体共差は見られない。 δ_v が大きくなり始める主筋降伏時の鉛直打継ぎ部の強度を、せん断摩擦の仮説 ($Q = a_c \cdot \sigma_v \cdot \mu$) を用いて算定すると、摩擦係数 (μ) は、0.55~0.68 の範囲にあった。 $R = 2/100 \text{ rad.}$ 時の δ_v は、シリーズIで1.3~2.2mm、シリーズIIで0.96~3.5mmの範囲にあり、荷重方向の違いによりその差は大きく、 δ_v は、正曲げ時に比べ負曲げ時が大きくなる傾向

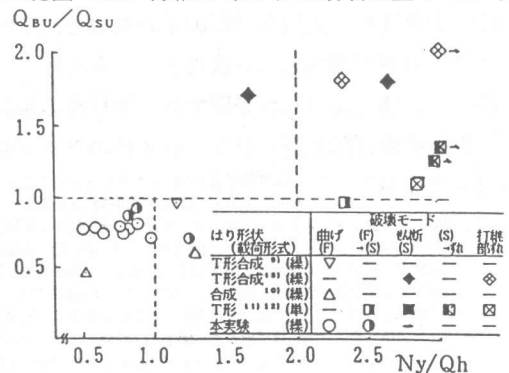


図9 $Q_{BU}/Q_{SU} - N_y/Q_h$ 関係

にあった。また、打継ぎタイプを実験因子としたシリーズIIを比較すると、 δv の増大は、 $R=1/100\text{rad.}$ では、タイプC>B>Aの順になるが、その差は極めて小さく、 $R=2/100\text{rad.}$ 時のコッターの有無(タイプA、C)による δv の差は、正曲げ時で0.25mm、負曲げ時で0.68mmと、僅かであった。シリーズIの、はり中央部の鉛直打継ぎ部(タイプB)に関して、 δv は、 $R=2.5$ 又は、 $5.0/1000\text{rad.}$ の繰り返し加力中に、はり下から上に向かって発生するひび割れにより生じる。はり中央部がせん断破壊したNO.2以外の δv は、部材変形角が進んでもほとんど進まず、 $R=8/100\text{rad.}$ 時で0.4~0.8mm程度であった。主筋量の多い試験体の δv は、それが少ない試験体に比べ、応力度レベルが高いにも拘らず小さくなる傾向にある。これは、部材中央部の主筋は降伏していないため、だぼ筋として有効に作用したと考えられる。

4 まとめ

以上、本実験の検討により、次のことが知れた。

① T形合成ばりは、正曲げ側に比べ負曲げ側では、スラブ筋が引張として働くために、曲げ耐力が大きくなるが、変形性能は劣った。

正曲げ及び負曲げのいずれの場合も、建築学会略算式による曲げ耐力は、実験値を若干安全側に評価している。

② Q_{BU}/Q_{su} 及び Ny/Qh を1.0以下になるよう設計したT形合成ばりは、一体打ちのはりとほぼ同様の力学性能を示し、スラブ下端の水平打継ぎ部はずれ破壊を生じなかった。

③ 水平及び鉛直打継ぎ部のずれ変位は、正曲げ側に比べ負曲げ側が大きく、加力方向の違いにより、打継ぎ部の力学性状に差が見られた。

④ 本実験で確認した範囲では、部材端の鉛直打継ぎ方法の違いによる部材としての力学性状への影響の差は殆ど見られず、いずれのタイプも優れた力学性能を示した。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説、1982年版
- 2) 日本建築学会：合成ばり構造設計施工指針・同解説、1975年版
- 3) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規程・同解説、1975年版
- 4) 荒川卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究、北海道大学工学部研究報告、25号、1961年、pp. 1-84
- 5) 藤原敏夫、狩野芳一、寺岡勝、小林勝巳、林和也、佐藤和彦：鉄筋コンクリート造T形合成ばり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、構造II、1987年10月、pp. 117-118
- 6) 藤原敏夫、狩野芳一、寺岡勝、小林勝巳、林和也：文献5)と同題(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、1988年10月、pp. 221-222
- 7) F.レオンハルト、E.メニッヒ 著：レオンハルトのコンクリート講座、①鉄筋コンクリートの設計、鹿島出版会、1986年
- 8) J.C.Saemann and G.W.Washa：Horizontal Shear Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place slabs. ACI Journal, Vol. 61, No. 11, Nov. 1964, pp. 1383-1409
- 9) 佐藤邦昭、小山雅裕、佐々木哲也、松崎育弘、別所佐志志、岡本公夫：高層壁式骨組を対象にした鉄筋コンクリートT形はりの復元力特性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、1983年9月、pp. 1765-1766
- 10) 伊藤勝、山田敏夫、最上達雄、是永健好：RC積層工法に関する構造実験(その2)、大成建設技術研究所報、第16号、1983年、pp. 121-129
- 11) 松崎育弘、星野克征：鉄筋コンクリート造T形はりのせん断耐力に関する実験研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1983年9月、pp. 1773-1774
- 12) 松崎育弘、星野克征、坂本浩孝、山本泰宏：文献11)と同題(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年10月、pp. 1679-1680
- 13) 高田博尾、松崎育弘、斎藤豊、中沢春生：打ち継ぎを有する鉄筋コンクリート造T形はり部材のせん断耐力に関する実験研究、日本建築学会構造系論文報告集、第404号、1989年10月、pp. 41-49

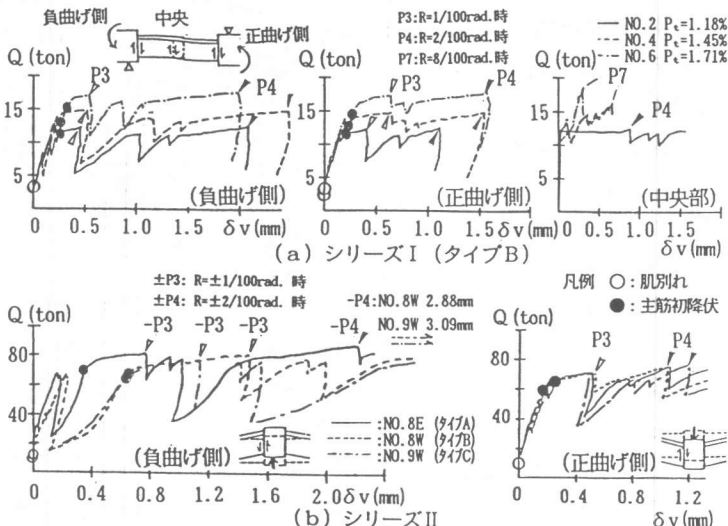


図10 せん断力(Q) - 鉛直打継ぎ部ずれ変位(δv)関係曲線例