

論文 プレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 柱・梁十字型部分架構の耐震性能に関する研究

田島 祐之*1・北山 和宏*2・岸田 慎司*3・木藤 明義*4

要旨: RC 構造と PC 構造の中間的な性質を持つプレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 構造の柱・梁十字型部分架構の平面試験体を終局プレストレス率の指標に基づき、破壊モードが全試験体で梁曲げ降伏先行するよう設計した試験体を 10 体作製し、静的正負交番水平力載荷実験を行った。しかし試験体は、3つの破壊形式を有し、PC 鋼材とグラウトの付着力及び梁主筋の付着力が梁危険断面位置での梁残留ひび割れに大きく影響することを把握した。

キーワード: プレストレスト鉄筋コンクリート, 梁主筋付着力, PC 鋼材付着力, 残留ひび割れ

1. はじめに

RC 構造と PC 構造の中間的な性質を持つプレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 構造の性能評価設計のためには、ひび割れ幅、残留変形、普通鉄筋および PC 鋼材の付着性能とエネルギー吸収性能との関係、などを定量化することが必要である。

そこで、本研究では、PC 鋼材とグラウト間の付着及び梁主筋とコンクリート間の付着が架構に与える影響特に梁危険断面位置の変形量を調

べるために、6 種類の PC 鋼棒と 7 種類の鉄筋を組み合わせて終局プレストレス率 λt

$$\lambda t = \frac{\text{PC 鋼棒の引張力}}{\text{PC 鋼棒の引張力} + \text{普通鉄筋の引張力}} \quad (1)$$

に基づき 10 体の試験体を作成し、静的正負交番水平力載荷実験を行い、梁危険断面でのひび割れ及び接合部せん断挙動について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表 - 1 試験体諸元

試験体名	N-1	N-2	N-3	N-4	N-5	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	
コンクリート強度	63.4MPa					58.8MPa					
コンクリート割裂引張強度	3.49MPa					3.76MPa					
グラウト材	56.4MPa										
梁PC鋼棒	4-φ10.7 (ウルボン筋)					2-φ17 (丸鋼)	2-φ9.2 (ウルボン筋)	2-φ19 (丸鋼)	2-D22 (異形PC)	2-φ12.6 (ウルボン筋)	
緊張力/降伏強度	0.7										
λt	0.33	0.39	0.41	0.49	0.72	0.39	0.29	0.46	0.66	0.32	
梁上端筋	3-D22	5-D13	2-D22	4-D13	2-D13	3-D22	3-D13	2-D22	4-D13	2-D19	
鉄筋材料	SD345	SD490	SD390	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD345	USD685A	SD345	
梁下端筋	3-D22	5-D13	2-D22	2-D19	2-D13	3-D22	3-D13	2-D22	4-D13	2-D19	
鉄筋材料	SD345	SD490	SD390	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD345	USD685A	SD345	
【共通因子】						・柱主筋		12-D22(SD345)			
・軸力比(軸力)	0.13(973kN)					・フープ		D10@100(SD345)			
・柱断面	350×350mm					・スターラップ		D13@100(SD345)			
・梁断面	250×400mm										

* 1 首都大学東京大学院 工学研究科 建築学専攻 修士 (工学) (正会員)

* 2 首都大学東京大学院助教授 工学研究科 建築学専攻 工博 (正会員)

* 3 芝浦工業大学助教授 工学部 建築学科 博士 (工学) (正会員)

* 4 東京都立大学 工学部 建築学科

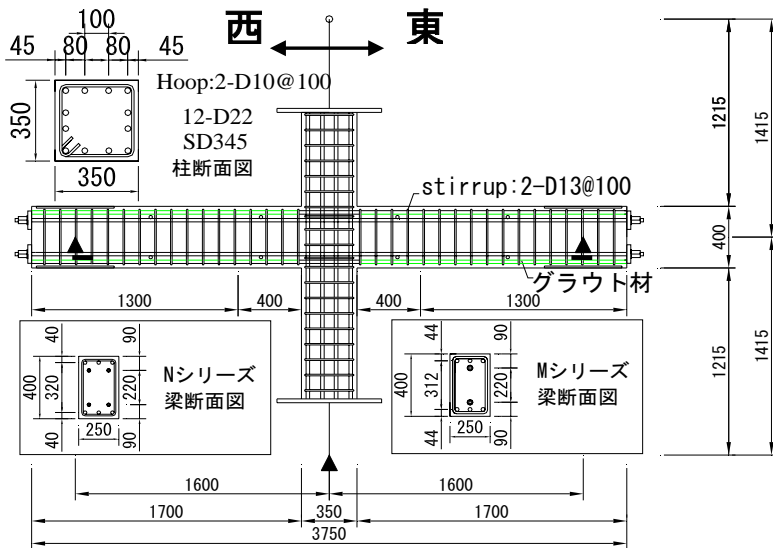


図-1 試験体概要図

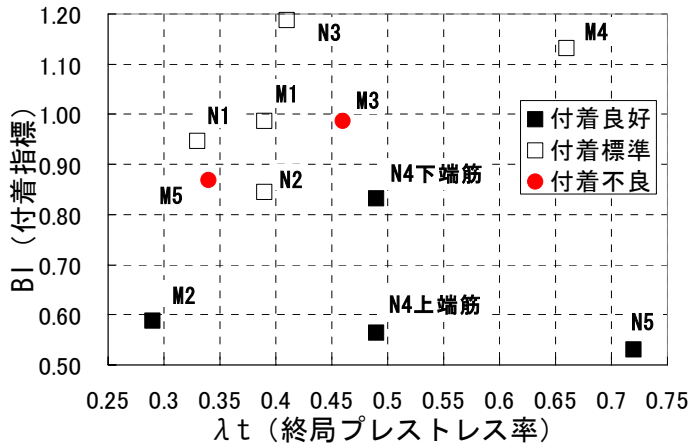


図-2 BI-λt 関係

表-2 鉄筋・PC 鋼材材料特性

	径	規格	降伏応力度 MPa	見かけのヤング係数(Gpa)	降伏ひずみ %
鉄筋	D10	SD345	400	184	0.228
	D13	SD295A	354	175	0.207
	D13	SD345	376	180	0.215
	D13	SD490	564	186	0.310
	D13	USD685A	724	190	0.419
	D19	SD345	380	182	0.259
	D22	SD345	373	186	0.213
	D22	SD490	468	188	0.273
PC鋼棒	φ9.2	SBPDL	1375	186	0.948
	φ10.7	SBPDL	1350	199	0.912
	φ12.6	SBPDL	1420	195	0.916
	φ17	B種1号	1050	205	0.724
	φ19	B種1号	1063	207	0.714
	D22	B種1号	1042	200	0.729

注:PC 鋼材の降伏応力度・降伏歪は 0.2% オフセット法により定めた

図-1 に試験体の形状と寸法を示し、表-1 に試験体諸元を示す。試験体は、中間階柱・梁接合部とこれに連なる柱・梁部材の仮想反曲点位置で切り出したものと考え、以前行われた PC 接合部実験¹⁾の試験体の大きさを参考とし、試験体の柱断面を 350mm×350mm、梁断面を 250mm×400mm、柱芯から梁端支持までが 1600mm、梁

芯から上柱および下柱加力点までがそれぞれ 1415mm と設定した。油圧ジャッキを用いてプレストレスを導入し、その後シース管内にグラウト注入した。

コンクリート強度 (60MPa)・グラウト強度 (普通強度) は各試験体共通とし、コンクリート打設は実現場と同様に縦打ちとした。梁 PC 鋼棒には畏敬 PC 鋼棒 (丸鋼) を用い、緊張力として PC 鋼材降伏強度の 0.7 倍のプレストレスを導入した。

試験体は、梁曲げ降伏が先行するよう設計した。その際の梁主筋・PC 鋼棒の降伏強度は規格降伏点強度を使用した。また各試験体は、鉄筋コンクリート構造の付着指標²⁾B_Iに基づき様々な B_Iを示す梁主筋を選択した。ここで、付着指標とは接合部内梁主筋が柱面の一端で引張降伏し他端ではコンクリートの負担圧縮力を 0 として断面での力の釣り合いから定まる圧縮力を負担するときの接合部内平均付着応力度を梁主筋の柱梁接合部内平均付着応力度を梁主筋の柱梁接合部内での付着強度²⁾で除した値である。梁主筋の付着指標 B_Iと終局プレストレス率 λ_tとの関係を図-2 に示す。実験因子は、PC 鋼材と梁主筋の種類による梁断面配筋とした。

試験体は、N シリーズと M シリーズに二分した。N シリーズの 5 体は、PC 鋼材に共通のウルボン筋を 4 本、M シリーズの 5 体は、形状・径の異なる PC 鋼棒を 2 本使用した。N シリーズは梁主筋の径・強度・本数に変化を与えることで、λ_tを約 0.3~0.7 の範囲に設定した。M シリーズは梁主筋の径・強度・本数、および PC 鋼棒の径・種類に変化を与え、N シリーズと同等の λ_t の範囲になるよう設定し、また同時に付着性能の良好な試験体と不良な試験体が存在するように設計した。

2.2 PC 鋼材の張力推移

表-2 に鉄筋と PC 鋼材の材料特性を示す。また、プレストレス導入後プレストレス損失率を

プレストレス導入直後と実験開始直前の PC 鋼材の応力度から減少率の検討を行った。減少率は材齢に関係はしなかったが、平均値は 20.6%であった。また、有効プレストレス力は PC 鋼材の種類・径に左右されないことが確認できた。

2.3 実験方法

試験体の両梁端はピン・ローラー支持、下柱はピン支持とし、上柱加力点には 3 基のジャッキを取り付け柱には一定圧縮軸力（軸力比=0.13）を与えた後に、正負交番繰返し载荷を行う。試験体に東西に層間変形角 $R=0.25\%$ を 1 サイクル、 0.5% を 2 サイクル、 $1 \cdot 1.5 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 4\%$ を 3 サイクルずつ行った後西側に押切を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

$R=3\%$ 時のひび割れ状況を代表的な試験体として 3 体を図-3 に示す。ひび割れの性状としては、全試験体で 2 種類存在した。試験体 N-4, N-5, M-2, M-5 は、梁危険断面のひび割れが拡幅し $R=3\%$ 時において 3mm 以上のひび割れになった。試験体 N-1, N-2, N-3, M-1, M-3, M-4 は、梁危険断面から計測して約 100mm ピッチで $0.04\text{mm} \sim 0.1\text{mm}$ 程度の梁曲げひび割れが 10 本程度発生した。変形が大きくなると曲げからせん断ひび割れに発展し、接合部せん断ひび割れも目立って発生した。

破壊性状としては、3 タイプ存在した。梁主筋・PC 鋼棒の降伏後もそれによって耐力が決まったもの (B 型破壊)、次に梁主筋・PC 鋼棒両方降伏したもののその後の変形において接合部破壊で耐力が決まったもの (B-J1 型破壊)、梁主筋のみ降伏し、最大耐力を迎えその後の変形において PC 鋼棒は降伏したが、接合部破壊で耐力が決まったもの (B-J2 型破壊) に分けられる。また、B 型破壊の試験体 4 体は、すべて耐力低下直後に PC 鋼棒破断が見られた。これは、PC 鋼棒が細径で梁危険断面に変形が集中した為であり、さらにウルボン PC 鋼棒であったためグラウトとの付着も影響していると考えられる。

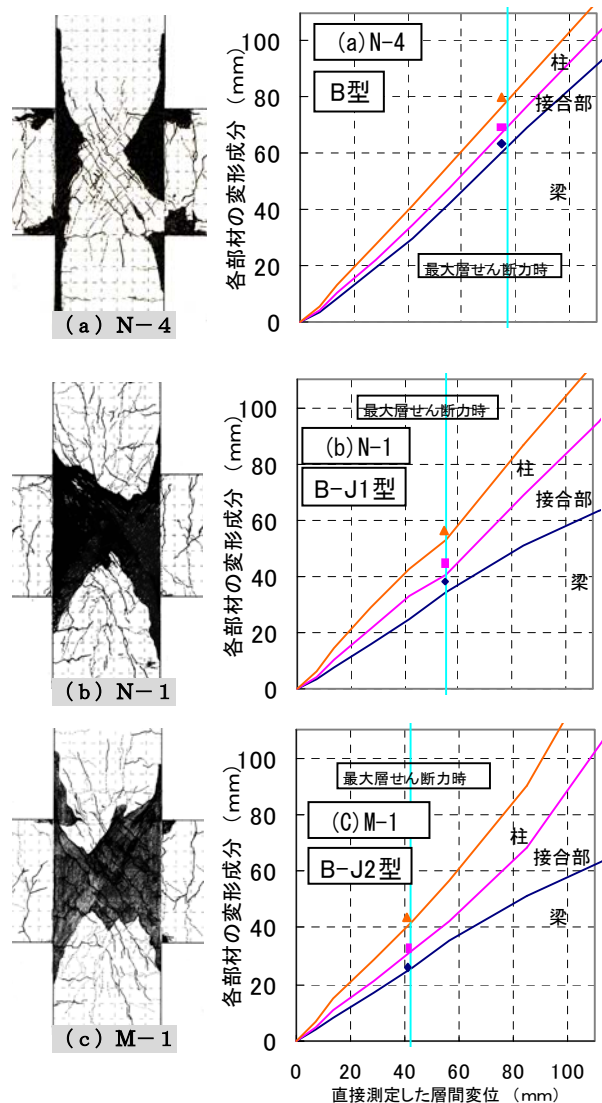


図-3 ひび割れ状況 図-4 変形成分

3.2 変形成分

図-4 に各試験体の最大耐力を迎えた加力方向のピーク時における層間変位構成要素の推移を示す。ただし測定治具の作動限界までの層間変形角 4% までとした。試験体 N-4 (B 型破壊) は、最大層せん断力以降も梁の変形割合が大きいままで、変形成分が他を上回っていることがわかる。しかし、試験体 N-1 (B-J1 型破壊)、M-1 (B-J2 型破壊) においては、梁の変形成分の割合が大きいものの最大層せん断力以降接合部の変形が大きく伸びていることがわかる。

3.3 層せん断力-層間変形角関係

図-5 に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。試験体 N-1・N-2・N-3 は、層間変形角 2% の時に最大層せん断力に達した。その後の変形では緩やかに耐力低下した。また、試験体

M-1・M-3・M-4 も同様な履歴性状を示したが、最大層せん断力時の層間変形角は一定ではなかった。試験体 N-4・N-5・M-2・M-5 は、降伏した後も緩やかに耐力は上昇したが、最大耐力以降の耐力減少が始まる直後に 4 体全て PC 鋼棒の破断が見られた。以上より、ひび割れ状況・変形成分・梁主筋及び PC 鋼棒の降伏状況と層せん断力-層間変形角関係の履歴性状から判断して上記の破壊性状を決定した。また、表-3 に梁主筋降伏時及び PC 鋼材降伏時の層間変形角を加えた実験結果をまとめる。

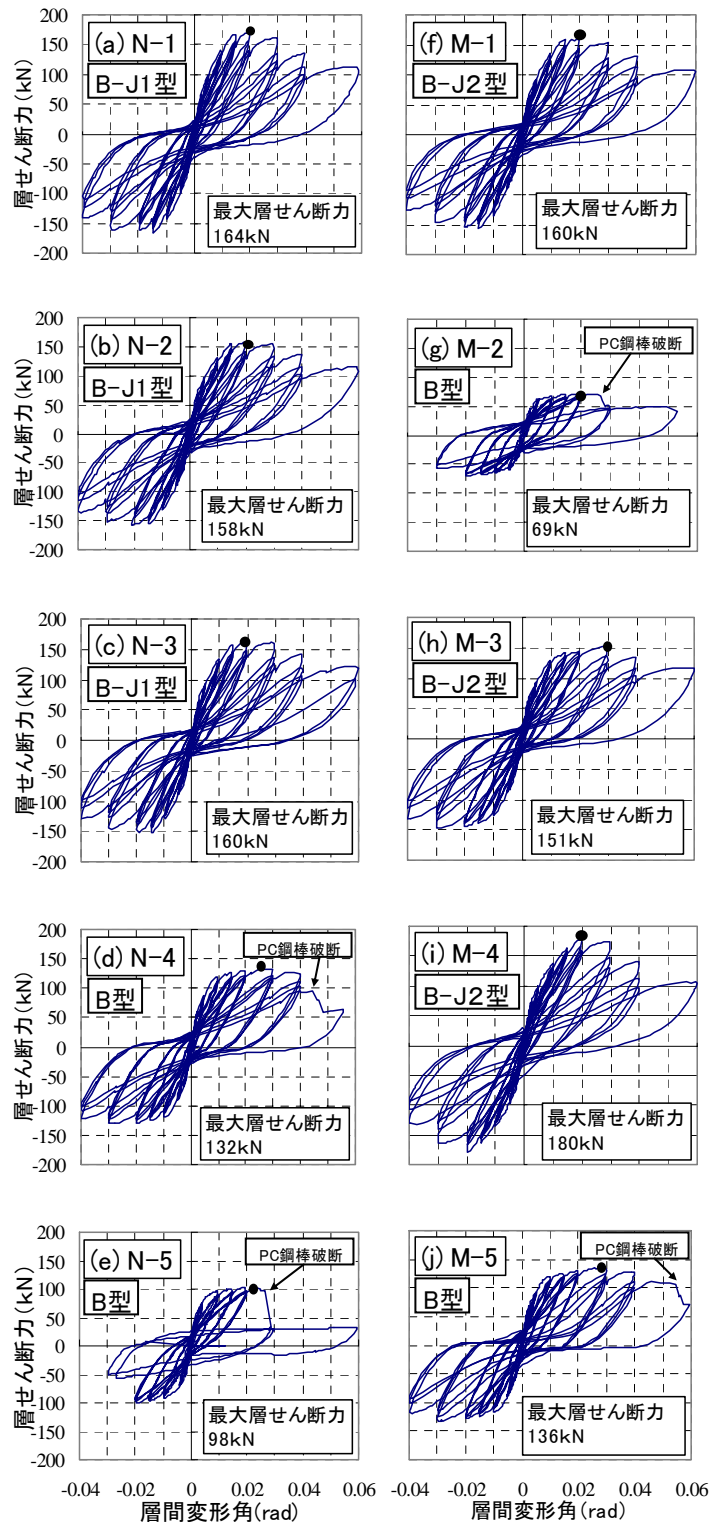
3.4 柱梁接合部内梁主筋・PC 鋼棒付着性状

図-6 に接合部中央 1/3 区間 (区間長 110mm) の梁主筋付着応力度と接合部中央すべり量との関係を示す。ここで、梁主筋中央に溶接したネジ棒の直近コンクリートに対する移動量をすべり量とした。また、図-7 に PC 鋼棒接合部内平均付着応力度 (区間長 350mm) と層間変形角との関係を示す。梁主筋・PC 鋼棒の引張力は各区間両端に貼付した歪ゲージの値を材料試験の結果に基づいて応力変換 (Ramberg-Osgood モデル使用) して求め、各区間の引張力の差分を付着力とした。また、正サイクルのピーク時をプロットした。

梁主筋に関して、最大耐力時を基準としてそれ以前より付着応力度が減少し始めれば付着不良、頭打ち状態であれば付着標準、最大耐力以降も増加の傾向があれば付着良好と定義する。試験体 M-3・M-5 は付着不良、試験体 N-1・N-2・N-3・M-1・M-4 は付着標準、試験体 N-4・N-5・M-2 は付着良好であった (図-2

表-3 試験体結果一覧

試験体	N-1	N-2	N-3	N-4	N-5	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5
破壊形式	B-J1	B-J1	B-J1	B	B	B-J2	B	B-J2	B-J2	B
最大層せん断力 (kN)	164	158	160	77	53	160	71	152	180	119
最大層せん断力時の層間変形角 (%)	1.9	1.9	1.9	2.7	1.9	1.5	1.9	2.8	2.0	2.9
梁主筋降伏時の層間変形角 (%)	1.25	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	1.75	1.0
PC 鋼材降伏時の層間変形角 (%)	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	-	1.0	-	6.0	1.0
PC 鋼材破断時の層間変形角 (%)	-	-	-	4.0	2.5	-	2.7	-	-	4.5



● : 最大層せん断力時

図-5 層せん断力-層間変形角関係

参照)。付着良好の試験体は B 型破壊であり、付着指標 B_1 が 0.83 以下であった。付着標準及び付着不良の試験体の付着指標 B_1 は 0.85 以上であったが、付着良否を判断する閾値 1.0 (1 以下であれば付着良好) の前後に予想と異なる付着性状を示す試験体が存在した。これは試験体 M-5 を除き最終的に

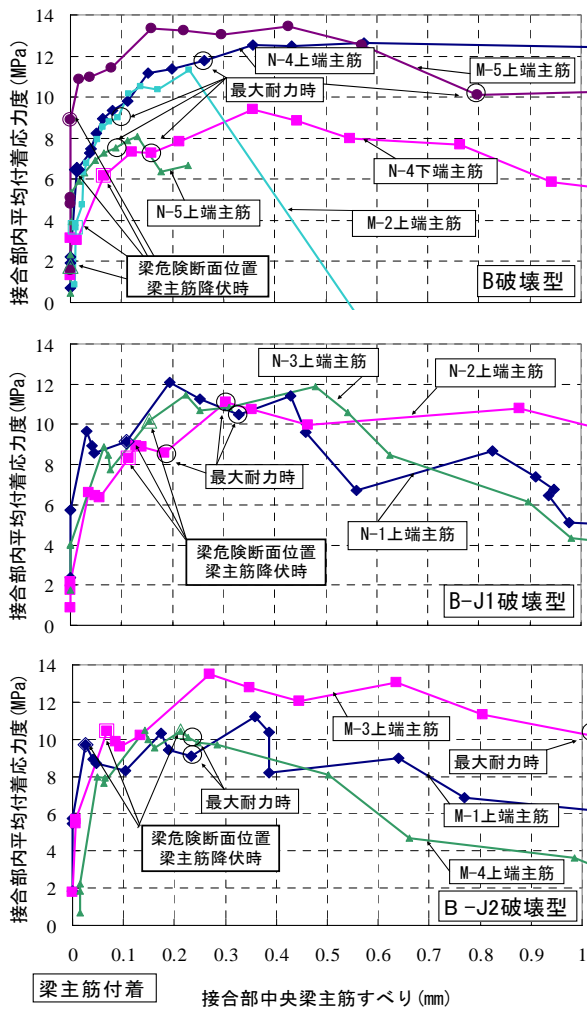


図-6 梁主筋の

接合部内平均付着応力度-梁主筋すべり

接合部破壊したため、接合部コンクリートの劣化が梁主筋の付着性状に影響を与えたためと考える。付着指標 B_I を PRC 構造に準用することの適否を判断するためには、さらに検討が必要である。

PC 鋼棒は、最大耐力以前の層間変形角より付着応力度が減少しているが、PC 鋼棒の応力度は全ての試験体で最大耐力まで増加し続けているので付着応力度の減少は接合部内での付着劣化が原因である。また、付着応力度は各破壊形式で鋼材に関係なく約 4 (MPa) が最大であった。

3.5 接合部入力せん断力

図-8 に接合部入力せん断力と接合部せん断変形角の関係を示す。実験結果より梁危険断面での圧縮深さは全試験体で梁せい $1/2$ を超えていない。これより接合部入力せん断力 V_{jh} は AIJ 靱性保証指針³⁾を参考に次式より算出した。

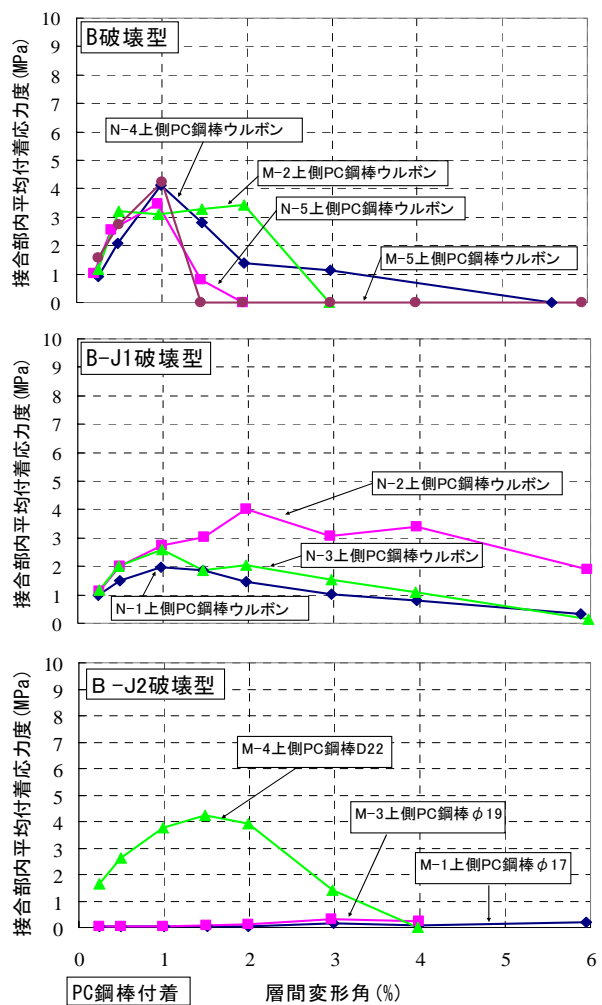


図-7 PC鋼棒の

接合部内平均付着応力度-層間変形角

$$V_{jh} = P_t + T_t + P_b + T_b - V_c \quad (2)$$

ここで、 P_t : 上端 PC 鋼棒の引張力

T_t : 上端梁主筋の引張力

P_b : 下端 PC 鋼棒の引張力

T_b : 下端梁主筋の引張力

V_c : 柱のせん断力 である。

B 型破壊した試験体では接合部入力せん断応力は最大 6 (MPa) を示し、最後まで (それ以前に PC 鋼棒は破断しているが) 耐力の減少は見られなかった。それに対し B-J1 型・B-J2 型では、入力せん断力は一定もしくは減少の傾向が見られた。また接合部破壊した試験体はいずれも 8 (MPa) 以上のせん断応力を示し、接合部せん断変形角は最終的に 0.015 (rad.) 以上に達し、B 型破壊の 4 倍以上の変形が認められた。

比較のため、RC 構造を対象とした AIJ 靱性保証指針³⁾で提案された柱梁接合部せん断強度評

価式を準用して求めたせん断強度の下限値³⁾を図-7に一点鎖線で示す。B型破壊した試験体では下限値の50%程度、曲げ降伏後に接合部破壊した試験体では下限値の60%~94%のせん断応力度であった。したがって、梁曲げ降伏後の接合部破壊を防止するためには、接合部のせん断余裕度の影響をさらに検討する必要がある。

3.6 梁危険断面残留ひび割れ

図-9に東梁上危険断面に設置した変位計(検長50mm)の出力より正載荷後の層せん断力0時の残留ひび割れ幅の推移を示す。B型破壊の試験体N-5において梁主筋・PC鋼棒降伏後に残留ひび割れ幅が1.2(mm)になり、続いて梁主筋付着劣化時に残留ひび割れ幅がさらに進展して2.5(mm)になった。また、接合部破壊を起こした試験体N-1・M-4で、残留ひび割れ幅の急増は最大層せん断力時や梁主筋・PC鋼棒降伏時ではなく、梁主筋・PC鋼棒の付着劣化によって引き起こされた。

4. まとめ

(1) 平面十字型プレストレスト鉄筋コンクリート構造には、本実験において破壊形式が3タイプ存在し最大層せん断力時の層間変形角において $R=1.5\% \sim 2.9\%$ とばらつきが生じた。さらに、梁曲げ破壊を生じた4体の試験体(PC鋼棒にウルボン使用)は耐力低下が始まった直後にPC鋼棒が破断した。

(2) 梁危険断面における材軸方向の残留ひび割れは、破壊形式により、変形量が大きく異なるが、残留ひび割れ幅の急増は最大層せん断力

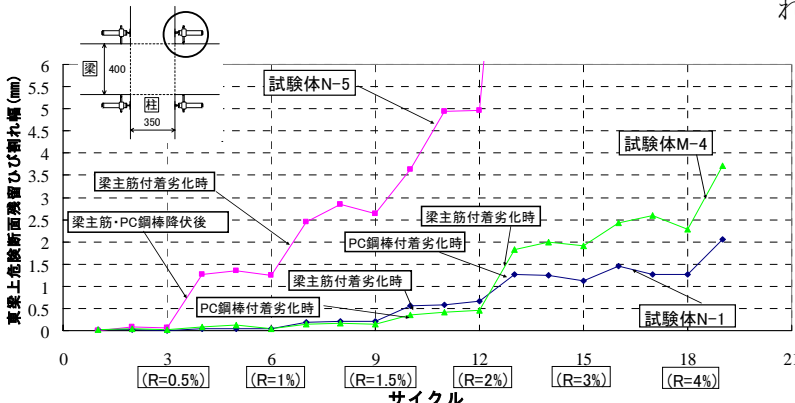


図-9 東梁上危険断面残留ひび割れ幅推移

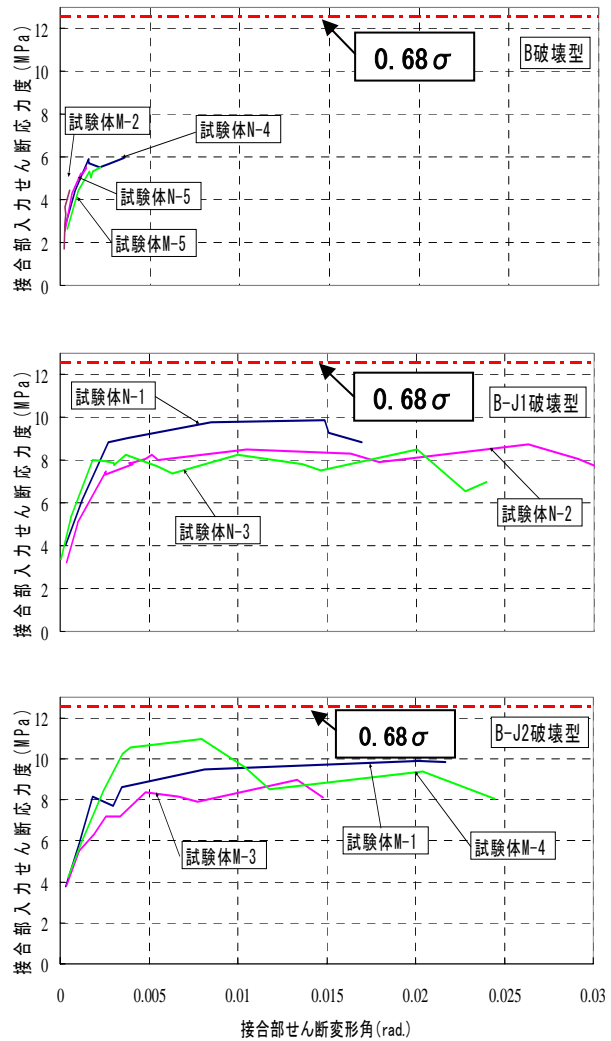


図-8 接合部入力せん断応力度-接合部せん断変形角関係

時や梁主筋・PC鋼棒降伏時ではなく、梁主筋・PC鋼棒の付着劣化によって引き起こされた。

謝辞 本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金(基盤研究B:研究代表者 西川孝夫)によって実施した。また、高周波ネツレン(株)によりPC鋼棒の提供を受けた。

参考文献

- 1) 北山和宏, 岸田慎司ほか3名: 圧着接合されたプレストレスト・コンクリート柱梁接合部の力学性状に関する研究(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 613-618, 2002
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997