

論文 梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊する PRC および PC 構造の柱梁十字形部分架構の耐震性能評価

田島 祐之*1・北山 和宏*2

要旨:プレストレスト鉄筋コンクリート構造(以下 PRC 構造)およびプレストレストコンクリート構造(以下 PC 構造)の梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊する十字形部分架構を対象として、柱梁接合部の入力せん断力算定法の評価および接合部せん断余裕度と変形性能との関係について検討した。柱梁接合部の入力せん断力の算出法として、梁危険断面モーメントを $0.8D(D$ は梁せい)で除して求める方法と梁鋼材の引張力から直接求める方法を比較すると、最大層せん断力まで両者は良好に一致した。また鉄筋コンクリート構造に比べ PRC 及び PC 構造の梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊した十字形部分架構の変形性能は劣ることを示した。

キーワード: PRC 構造, PC 構造, 柱梁十字形部分架構, 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊, 接合部入力せん断力

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)構造の柱梁十字形部分架構の梁降伏後の接合部せん断破壊について、文献 1)では柱梁接合部が本来のせん断強度よりも低い荷重レベルでせん断破壊する場合があることを指摘した。一方 PRC 構造及び PC 構造の柱梁十字形部分架構の梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊(以下 BJ 破壊)に関する実験は例えば文献 2) - 5)に見られるが、BJ 破壊についての検討は少ない。

そこで本研究では、文献 4)および 5)の実験結果を用いて以下の検討を行った。図-1 に示すように梁断面モーメント M_b を梁断面の引張領域内にある通し配筋された鉄筋(以下梁主筋)および PC 鋼材の引張合力 T' と圧縮合力との距離 J_{be} で便宜的に表す方法がある ($M_b = T' \cdot J_{be}$)。この引張合力 T' を利用し柱梁接合部入力せん断力を求める方法と、実験から得られた鋼材の引張力より直接柱梁接合部入力せん断力を求める方法を比較し算定法の評価を行った。また RC 構造の BJ 破壊したデータ⁶⁾と比較して PRC および PC 構造の接合部せん断余裕度と十字形部分架構の変形性能との関係を検討した。

2. 実験概要および結果

2.1 対象試験体概要

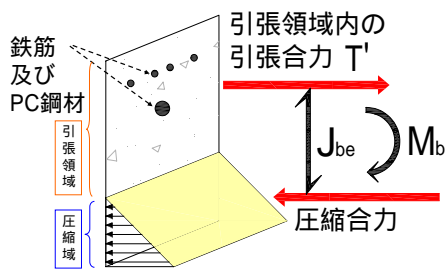


図 1 梁断面の応力状態

図-2 に対象試験体の形状と寸法を示し、表-1 に対象試験体諸元およびコンクリートとグラウトの材料特性、表-2 に使用鋼材材料特性を示す。試験体の柱断面は 350×350 (mm)、梁断面は 250×400 (mm)、柱芯から梁端支持までが 1600 (mm)、梁芯から上柱および下柱加力点までがそれぞれ 1415 (mm)は共通である。試験体 BNN1、BHH1 及び BFH はプレキャスト圧着形式であり、それ以外の試験体は柱梁一体型である。コンクリート強度は $58.8 \sim 77.7$ (MPa)である。プレストレス導入後、シース管内に注入したグラウト材圧縮強度は試験体 BHH1 と BFH は高強度であり、それ以外の試験体は普通強度である。全試験体で PC 鋼材規格降伏強度の 0.7 倍のプレストレスが導入された。なお表-1 中の終局プレストレス率は、終局曲げ耐力に対する PC 鋼材の寄与率であり、

$$\lambda = \frac{M_p}{M_p + M_r} \quad (1)$$

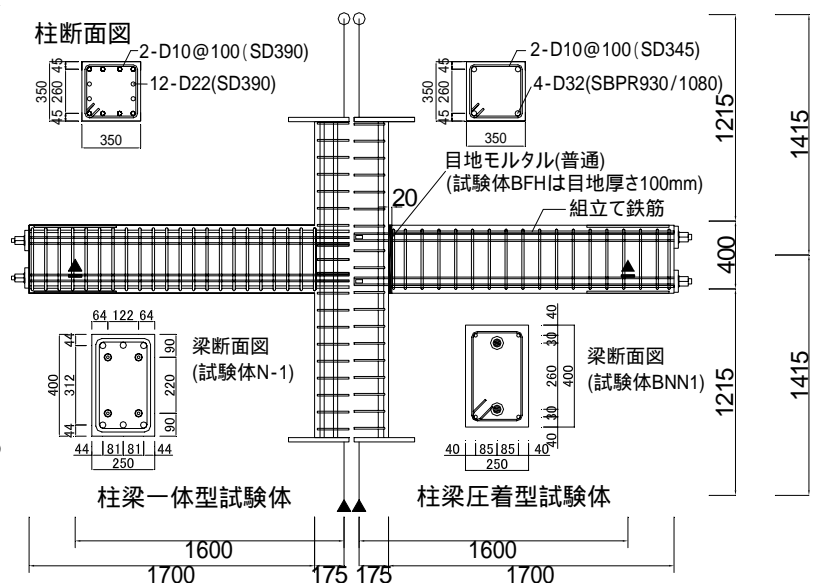


図 2 試験体概要

*1 首都大学東京 工学研究科建築学専攻 修士(工学) (正会員)

*2 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学専攻准教授 工博 (正会員)

表 1 対象試験体諸元

試験体名	N-1 ⁵⁾	N-2 ⁵⁾	N-3 ⁵⁾	M-1 ⁵⁾	M-3 ⁵⁾	M-4 ⁵⁾	BNN1 ⁴⁾	BHH1 ⁴⁾	BFH ⁴⁾
コンクリート圧縮強度	63.4MPa			58.8MPa			73.3MPa	77.2MPa	77.7MPa
コンクリート割裂引張強度	3.49MPa			3.76MPa			4.45MPa		
グラウト材圧縮強度	56.MPa						51.1MPa	118.3MPa	119.3MPa
目地モルタル圧縮強度	/						62.1MPa	105.3MPa	66.5MPa (ファイバー混入)
目地モルタル割裂引張強度							4.37MPa	4.01MPa	-
目地厚さ							20mm	20mm	100mm
梁PC鋼材	4-φ10.7(ウルボン筋)			2-φ17 (丸鋼)	2-φ19 (丸鋼)	2-D22 (異形PC)	2-D32 (異形PC)	2-D32 (異形PC)	2-D32 (異形PC)
緊張力/降伏強度	0.7								
終局プレストレス率	0.29	0.34	0.33	0.29	0.45	0.45	1	1	1
梁上端筋	3-D22	5-D13	2-D22	3-D22	2-D22	4-D13	梁組立筋(4-D13(SD345))		
鉄筋材料	SD345	SD490	SD390	SD345	SD345	USD685A			
梁下端筋	3-D22	5-D13	2-D22	3-D22	2-D22	4-D13			
鉄筋材料	SD345	SD490	SD390	SD345	SD345	USD685A			
柱主筋および鉄筋材料	12-D22(SD345)						4-D32(SBPR 930/1080)		
フープ	2-D10@100(SD345)						2-D10@100(SD345)		
接合部横補強筋比 ρ_{jw} (%)	0.41						0.31		
スターラップ	2-D13@100(SD345)						2-D10@100(SD345)		
軸力比(軸力)	0.13(973kN)			0.14(973kN)			0.11 (973kN)	0.10 (973kN)	0.10 (973kN)
シーす管	1026			1032	1035	1040	1049		

で表される。

ここで、 M_p :曲げ耐力のPC鋼材寄与分

M_r :曲げ耐力の梁主筋寄与分

2.2 実験方法

試験体の両梁端はローラー支持、下柱はピン支持である。上柱加力点には三基のジャッキを取付け、加力方向と直交する水平面に取付けたジャッキで面外変形は拘束した。鉛直方向のジャッキで一定圧縮軸力を導入した後、加力方向の水平ジャッキにより正負交番繰返し載荷した。加力サイクルは、試験体 N-1,N-2,N-3,M-1,M-3,M-4 で、層間変形角 R(加力点の水平変位を階高 2830(mm)で除したもの)=0.25%を1サイクル、R=0.5%を2サイクル、R=1, 1.5, 2, 3, 4%を3サイクル行った後正方向に押切とした。試験体 BNN1, BHH1, BFH は R=0.25%を1サイクル、R=0.5, 1, 2%を2サイクル、R=3%を1サイクル、R=4%を2サイクル行った後正方向に押切とした。

2.3 実験結果

全試験体で柱・梁の危険断面に曲げひび割れが発生した。その後変形の増大と共に接合部パネルのせん断ひび割れが進展し、最終的に接合部パネルのかぶりコンクリートは剥落した。以下ではひずみゲージの測定より梁主筋および PC 鋼材の降伏状況を判断した。試験体 N-1, N-2, N-3, M-1, M-3 及び M-4 では通し配筋された梁主筋は降伏した。試験体 M-1 の梁 PC 鋼材は降伏しなかつ

た。試験体 M-3 と M-4 は最大層せん断力後に PC 鋼材は降伏した。それ以外の試験体では最大層せん断力以前に梁の PC 鋼材は降伏した。全試験体で接合部横補強筋は層間変形角 1%時に降伏した。柱主筋は全試験体で降伏しなかった。なお試験体 M-1, M-3 及び M-4 では最大耐力以前に梁 PC 鋼材は降伏しなかったが、後述する履歴性状および接合部パネル損傷状況より BJ 破壊として扱った。よって最終破壊性状は全試験体で BJ 破壊とした。

図-3 に対象試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中の は最大層せん断力時を、 は梁主筋降伏時を、 はPC鋼材降伏時を示す。試験体M-1 とM-3 以外は平面保持を仮定した断面解析により求めた梁曲げ耐力の計算値を図-3 中に点線で示した。梁PC鋼材に丸鋼を用いた試験体M-1 とM-3 はひずみ適合係数⁷⁾F値 (=0.3)を用いて断面解析し、梁曲げ耐力を算出した。最大層せん

表 2 使用鋼材材料特性

	径	規格	降伏応力度 MPa	ヤング係数 GPa	降伏ひずみ %	弾性限界 ひずみ(%)
鉄筋	D10	SD345	400	184	0.228	
	D13	SD345	376	180	0.215	
	D13	SD490	564	186	0.310	
	D13	USD685A	724	190	0.419	
	D22	SD345	373	186	0.213	
	D22	SD490	468	188	0.273	
PC鋼材	φ10.7	SBPDL	1350	199	0.912	0.587
	φ17	B種1号	1050	205	0.724	0.489
	φ19	B種1号	1063	207	0.714	0.481
	D22	B種1号	1042	200	0.729	0.458
	D32	B種1号	1014	195	0.720	0.373

注：PC 鋼材の降伏応力度・降伏ひずみは 0.2%オフセット法により定めた。

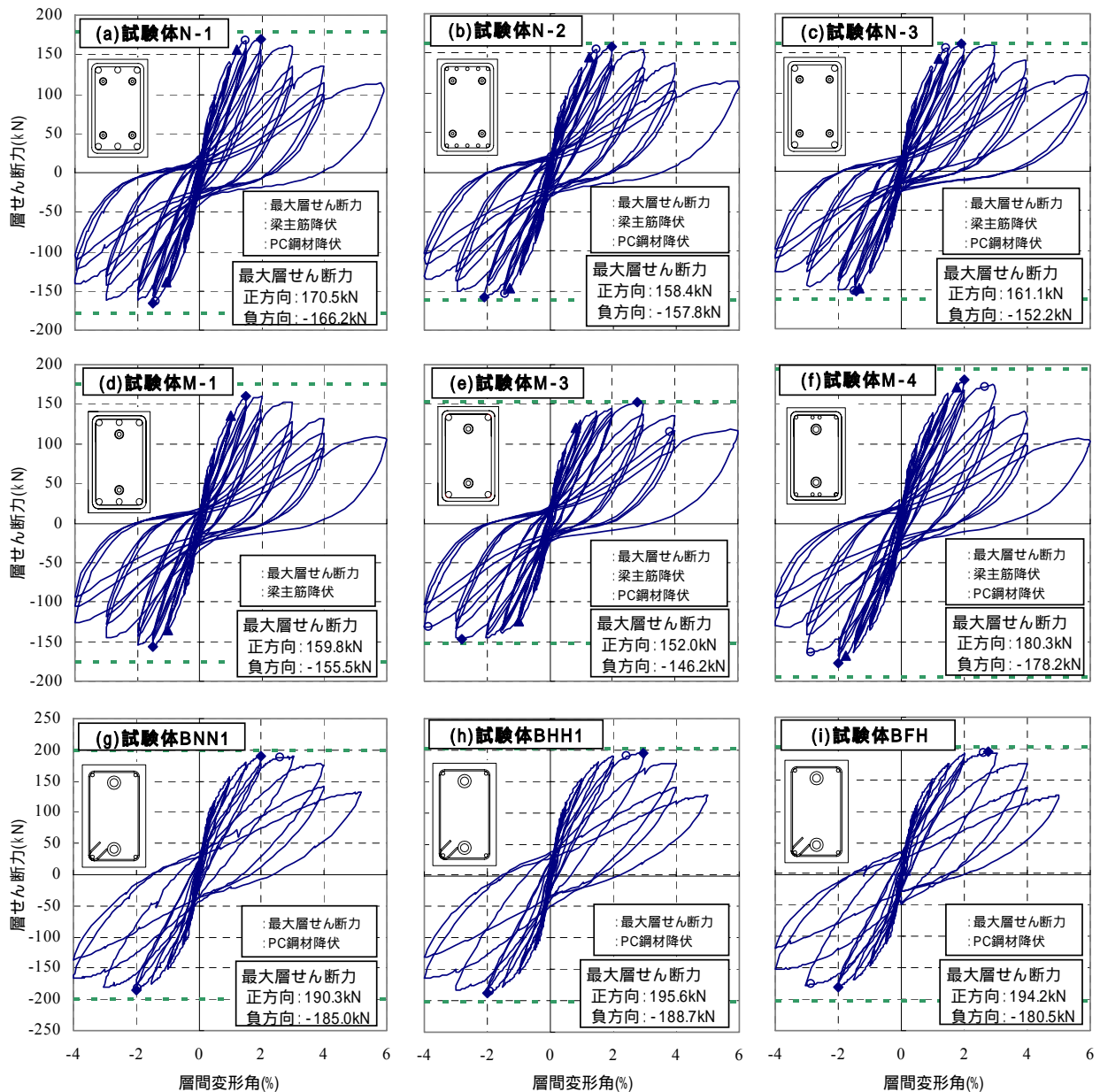


図 3 層せん断力-層間変形角関係

断力は試験体N-1,N-2,N-3,M-1,M-4およびBNN1は層間変形角 2% ,試験体M-3 ,BHH1 およびBFHは層間変形角 3% 時に達した。最大層せん断力に達した後、徐々に層せん断力は低下した。全ての試験体で、変形が小さい時は原点指向性を示すが、徐々に紡錘型の履歴を示し、RC架構の履歴形状に近くなった。断面解析計算値と実験値は概ね良好に一致した結果となった。

3. 接合部せん断力

図-4に接合部周りの水平方向の応力状態を示す。ここで、柱梁接合部入力せん断力 V_{jh} は以下の2通りの方法で求めた。なお全試験体の実験結果で、梁危険断面におけるコンクリート圧縮域が左右の梁で層間変形角 4%まで梁せいの1/2を超えないことを、梁危険断面から50(mm)の位置の梁表面に貼付したゲージ(梁せいの高さ方向に

わたって7ヶ所)による歪み分布から確認した。

(a)接合部周りの梁主筋および梁 PC 鋼材の応力を用いる方法で、接合部せん断力の最大値は接合部の中心軸で生じると仮定する。梁主筋の応力度 歪度関係は、材料試験の結果を基にバイリニア型で、PC 鋼材の応力度 歪度関係は、材料試験の結果を基に6折線の近似曲線を設定

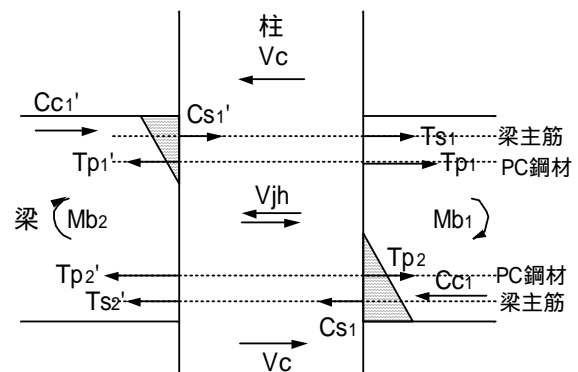


図 4 接合部周りの水平方向の応力状態

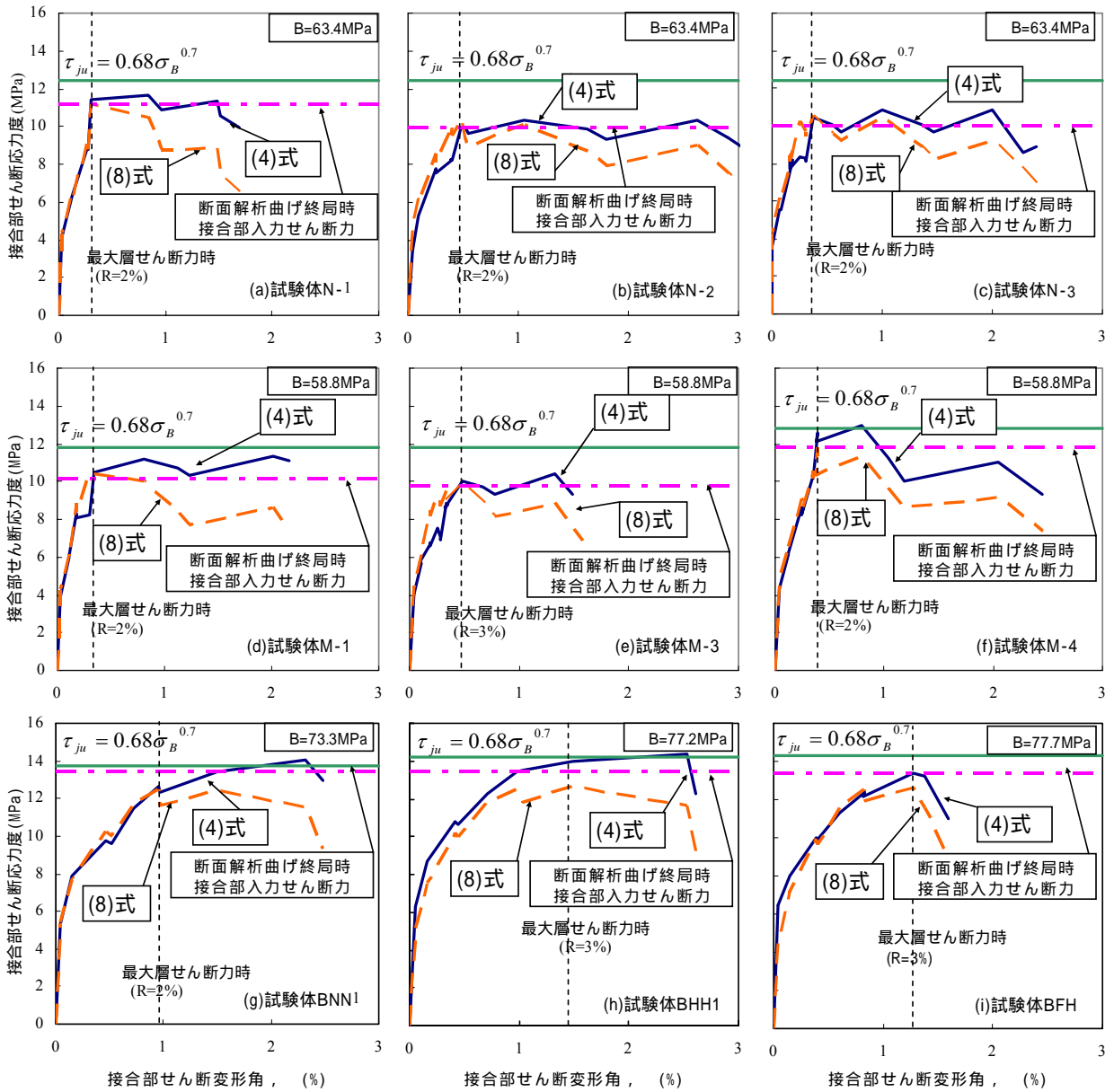


図 5 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

し、それぞれひずみゲージにより測定された値から応力度を求めた。なお、梁主筋および PC 鋼材共に、除荷剛性は材料試験より定めたヤング係数(表 2)を用いた。

$$V_{jh} = T_{s1} + T_{p1} - T'_{p1} + C'_{s1} + C'_{c1} - V_c \quad (2)$$

ここで左右の応力状態は逆対称で同じと仮定すると

$$C'_{s1} + C'_{c1} = T'_{p1} + T'_{s2} + T'_{p2} = T_{s1} + T_{p1} + T_{p2} \quad (3)$$

であり、これを式(2)に代入すると

$$V_{jh} = 2T_{s1} + 2T_{p1} - V_c \quad (4)$$

を得る。ここで、 T_{p1}, T'_{p1} : 上端 PC 鋼材の引張力、 T_{p2}, T'_{p2} :

下端 PC 鋼材の引張力、 T_{s1}, T'_{s2} : 上端および下端梁主筋の引張力、 C'_{s1}, C_{s1} : 上端および下端梁主筋の圧縮力、 C'_{c1}, C_{c1} : 上端および下端コンクリートの圧縮力、 V_c : 柱のせん断力である。

(b)接合部の左右梁端部モーメントと図-1 に示す距離 J_{be} を用いて次式で求める。

$$V_{jh} = \frac{M_{b1}}{J_{be1}} + \frac{M_{b2}}{J_{be2}} - V_c \quad (5)$$

ここで、左右の応力状態は逆対象で同じと仮定すると

$$\frac{M_{b1}}{J_{be1}} = \frac{M_{b2}}{J_{be2}} \quad (6)$$

であり、これを式(5)に代入すると

表 3 最大層せん断力時の(4)式および(8)式に基づく接合部せん断応力度

試験体名		N-1	N-2	N-3	M-1	M-3	M-4	BNN1	BHH1	BFH
(4)式	(MPa)	11.41	9.94	10.42	10.48	10.05	12.62	12.67	13.98	13.40
(8)式	(MPa)	11.16	10.37	10.53	10.44	9.91	11.81	12.47	12.68	12.62
$0.68\sigma_B^{0.7}$	(MPa)	12.42	12.42	12.42	12.84	12.84	12.84	13.42	13.42	13.42
$100 \times \{(4)-(8)\} / (4)$	(%)	2.2	-4.3	-1.1	0.4	1.4	6.4	1.6	9.3	5.8

$$V_{jh} = 2 \frac{M_{b1}}{J_{be1}} - V_c \quad (7)$$

を得る。ここで M_{b1} 、 M_{b2} :左右の梁端部モーメント、 J_{be1} 、 J_{be2} :左右の梁断面引張領域内の引張合力($T_{s1}+T_{p1}$)と圧縮合力との距離(1章参照)である。文献8)では、 J_{be1} として一定値である $0.8D$ (D は梁せい)を用いることが提案された。すなわち以下の式で表される。

$$V_{jh} = 2 \frac{M_{b1}}{0.8D} - V_c \quad (8)$$

式(4)と式(8)から得られる接合部入力せん断力を接合部断面積で除したものの(せん断応力度)と実験で得られた接合部せん断変形角の関係を図-5に示す。なお、接合部断面積は文献1)を準用し、接合部の有効幅(本論文の試験体では300(mm))と柱せいの積とした。式(4)による計算値を実線、式(8)による計算値を破線、断面解析から求めた梁曲げ耐力時の接合部入力せん断力を一点鎖線でそれぞれ表す。またRC柱梁接合部のせん断強度の下限値を求める計算式¹⁾($\tau_{ju} = 0.68 \sigma_B^{0.7}$ 、 σ_B :コンクリートの圧縮強度(MPa))を準用して求めた接合部せん断強度を水平の実線で示した。全ての試験体で最大層せん断力時まで式(4)と式(8)はほぼ同程度の値を示した。最大層せん断力以降から式(4)と式(8)の値は離れる傾向が見られる。

図-6に実験で得られた梁危険断面モーメントを梁断面引張領域内の引張合力($T_{s1}+T_{p1}$)で除して求めた J_{be} ($J_{be} = M_b / (T_{s1} + T_{p1})$)と層間変形角との関係を示す。図の一点鎖線は、 J_{be} に一定値として代入した $0.8D$ を示す。全試験体で同様の履歴を示した。最大層せん断力時に J_{be} はほぼ $0.8D$ と一致した。最大層せん断力付近から J_{be} は徐々に減少し、層間変形角6%時で $0.5D$ まで減少した。これは接合部パネルの損傷が進展すると共に、接合部パネル内の圧縮域の拡大に起因して梁危険断面の圧縮域が増大するためである。よって最大層せん断力後の耐力低下域では、 J_{be} に一定値を使用することは適切ではない。

表-3に最大層せん断力時の式(4)と式(8)に基づく接合部せん断応力度を示す。両式の差は試験体BHH1では9.3%生じたがその他の試験体では0.4~6.4%であり、ほぼ一致した。(a)の方法は J_{be} に依存しないため正確に接合部せん断応力度を求めることができるが、(b)の方法は非常に簡便であるので、最大耐力までは梁曲げ降伏が先行する十字形部分架構の柱梁接合部設計に有用である。

4. 柱梁接合部せん断余裕度

図-7に塑性率 μ と接合部せん断余裕度の関係を示す。なお、文献2)のBJ破壊した純PC構造の試験体1体も加えて示す。塑性率 μ は、最大層せん断力の95%および85%に耐力が低下した時の層間変形角 R_{95} および R_{85} (図-8)を、梁降伏時に相当する層間変形角 R で除した値(それぞれ μ_{95} および μ_{85})で定義した。ここで、梁降伏

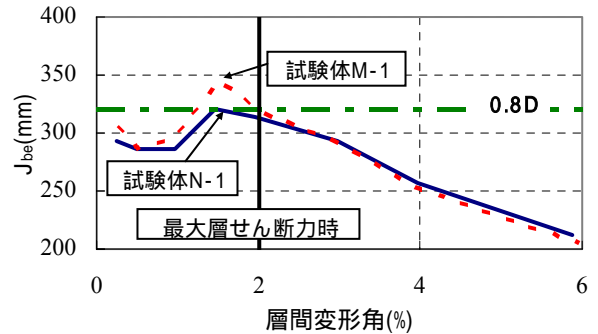


図6 J_{be} -層間変形角関係

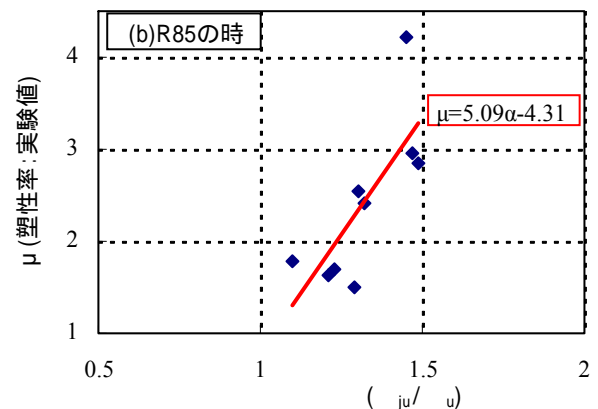
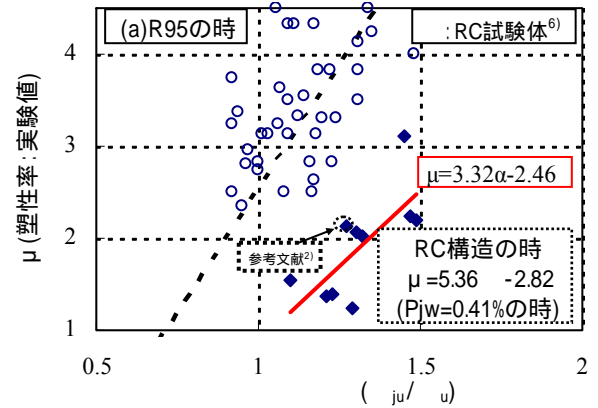


図7 μ (塑性率:実験値) - (j_u/u) 関係

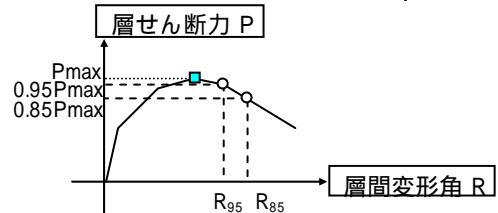


図8 R95およびR85の求め方

時変形は通し配筋された梁主筋およびPC鋼材が降伏した時点もしくは剛性の急激な減少点とした。一方、せん断余裕度 μ は、文献1)のRC柱梁接合部せん断強度をPC構造にも適用できることが既往の研究⁹⁾で指摘されているので、柱梁接合部せん断強度の平均値とされる以下の式を用い、この j_u を式(4)で求めた実験の接合部入力せん断応力度の最大値 u で除して算出(j_u/u)した。

$$\tau_{ju} = 0.8\sigma_B^{0.7} \quad (9)$$

RC構造を対象に提案されている以下の式¹⁾(これはR95

に対応する)と比較する。

$$\mu = (5.36\alpha - 2.82)(0.437p_{jw} + 0.873) \quad (10)$$

ここで p_{jw} は接合部横補強筋比で以下による。

$$p_{jw} = 100 \times A_{jw} / (b_c \cdot j) \quad (\%表示)$$

A_{jw} : 一組の接合部横補強筋の断面積

b_c : 柱幅, j : $0.8D$

層間変形角R95 及びR85 に対応する塑性率 μ_{95} および μ_{85} を最小二乗近似した直線は以下で表示され、図-7 に実線で示す。合わせて図-7(a)に p_{jw} が0.41%の時の式(10)を点線で、 μ が4.5 までのRC試験体のデータ⁶⁾を で示した。本研究で p_{jw} は2種類しかないので接合部横補強筋による影響は適切に評価できない。そこで暫定的にRC構造と同じものを準用した。

$$\mu_{95} = (3.32\alpha - 2.46)(0.437p_{jw} + 0.873) \quad (11)$$

$$\mu_{85} = (5.09\alpha - 4.31)(0.437p_{jw} + 0.873) \quad (12)$$

式(10)と式(11),(12)を比較すると、RC構造に比べPRCおよびPC構造の曲げ降伏後接合部せん断破壊型の十字形部分架構の変形性能は39~48%劣っている。PRC 及びPC構造はプレストレスにより梁に圧縮軸力が生じているために、変形性能は低下することが考えられる。また対象とした f_B は56~78(MPa)と高強度であるため(文献6)の対象としたRC試験体の f_B は22~55(MPa)である)、最大耐力以降の接合部パネルコンクリートの抵抗がRC構造の場合と比べて早期に低下したことも考えられる。

5. まとめ

PRC および PC 構造の柱梁十字形部分架構を対象に梁曲げ降伏後に接合部パネルがせん断破壊した既往の実験結果より、柱梁接合部入力せん断力の算定法評価および柱梁接合部のせん断余裕度と十字形部分架構の変形性能との関係について検討した結果を以下に示す。

- (1) 梁断面の引張領域内の引張合力 T' と圧縮合力との距離 J_{bc} を $0.8D$ (D は梁せい)で一定値として、梁端モーメントを距離 J_{bc} で除して得た引張合力 T' より求めた柱梁接合部入力せん断力と、梁鋼材引張力から直接求めた接合部入力せん断力とは最大層せん断力までは良好に一致した。
- (2) 接合部パネルの損傷が進展するとともに、接合部パネル内の圧縮域が拡大し、それにともない梁危険断面の圧縮域が増大したため、引張領域内にある引張合力と圧縮合力との距離 J_{bc} は減少した。すなわち、最大層せん断力後の耐力低下域では、 J_{bc} に一定値を使用することは適切ではない。
- (3) 接合部せん断余裕度 と塑性率 μ の関係を RC 構造

と比較すると、PRC および PC 構造の変形性能は39~48%劣っていた。これはプレストレスにより梁に圧縮軸力が生じているためと考える。また本論文で扱った試験体のコンクリート強度は56~78(MPa)と高強度であるため、最大耐力以降の接合部パネルコンクリートの抵抗が RC 構造の場合と比べて早期に低下したことも考えられる。

謝辞 永井覚氏(鹿島建設(株)技術研究所)にご助言をいただきました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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・同解説，1999
- 2) 西村知明，谷昌典，西山峰広：プレレストコンクリート圧着骨組の損傷評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.3，pp.511-516，2008.7
- 3) 本間正悟，森洋平，浜原正行ほか2名：PC梁の復元力特性に及ぼす接合部の影響に関する実験的研究(その1,その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造，pp.1001-1004，2002.8
- 4) 岸田慎司，北山和宏ほか2名：圧着接合されたプレレスト・コンクリート十字形部分架構の復元力特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.421-426，2002.6
- 5) 田島祐之，北山和宏ほか2名：プレ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，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.28，No.2，pp.343-348，2006.7
- 6) 村上秀夫，藤井栄ほか：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部単位架構の変形性能に関する検討(接合部データベース解析 その1)，日本建築学会構造系論文集，第503号，pp.85-92，1998.9
- 7) 李德基，岸本一蔵ほか2名：解析法の違いによるプレレストコンクリート梁部材の残留率の比較，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27，No.2，pp.583-588，2005.6
- 8) 内田龍一郎，浜原正行ほか2名：PC造骨組における内側柱・梁接合部の終局強度に及ぼすプレストレスの影響，日本建築学会構造系論文集，第583号，pp.107-113，2004.9
- 9) 舛田尚之，北山和宏，岸田慎司：圧着接合されたプレレスト・コンクリート造立体柱梁接合部の地震時挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27，No.2，pp.397-402，2005.6